

新耐震設計法の開発

50-Ⅲ-1-(1)・土・報・委・3

50-Ⅲ-1-(2)・土・報・委・3

50-Ⅲ-2-(3)・土・報・委・2

50-Ⅳ-1-(3)・土・報・委・2

50-V-1-(1)・土・報・委・1

土木研究所資料 第1135号

昭和50年度総合技術開発プロジェクト

耐震技術に関する研究開発報告書

- 橋脚の弾塑性特性の解析に関する研究 —
- 橋脚の動的挙動の解析に関する研究 —
- 土木構造部材接合部の耐震強度の解析に関する研究 —
- 橋梁下部工と地盤の動的相互作用の解析に関する研究 —
- 共通耐震設計体系の確立 —

昭和51年3月

建設省土木研究所

序 文

建設省においては、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」・「新地盤改良技術の開発」・「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。

これらのプロジェクトは、昭和45年度発足した建設技術開発会議の答申に基づいて創設されたものであります。

総合技術開発プロジェクトは、建設技術に関する主要な研究開発課題のうち、行政上重要であり、かつ、多領域にわたる総合的な課題について国および民間等が緊密な協力のもとに計画的・組織的に研究開発を実施し、建設技術水準の向上を図り、もって国土の開発と保全に資するものであります。

上記プロジェクトのうち「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、サンフェルナンド地震・マナグア地震等による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。

このプロジェクトの重要な課題の一つとして各種構造物等の耐震設計法の確立がとりあげられております。昭和48年度以降、建設省土木研究所から財団法人国土開発技術研究センターに構造物および部材の耐震性向上に関する調査研究を委託し、同センターに「耐震技術開発研究委員会」を設立して、多方面からご検討を願っております。

この報告書は、上記委員会の第3年度（昭和50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構造物および部材の耐震性の向上に多大の貢献をするものと期待されます。

最後に上記委員会の活動にご協力いただいている委員各位、国土開発技術研究センターの担当者、その他関係各位に厚く御礼申し上げますと同時に、引続きご協力をお願い致す次第であります。

昭和51年3月

建設省土木研究所長

市 原 薫

ま え が き

本研究委員会における耐震技術に関する研究開発は、第3年度目を終了するに当たり、その成果が耐震技術の着実な向上発展に貢献しうることを喜びとするものであります。本年度は、前年度に引続いて、基礎構造特に矢板式基礎、コンクリート部材、鋼部材の耐震性、地盤の動的特性および入力地震動に関する研究を実施し、多大な成果をあげることができました。さらに、本年度新たに、本委員会に耐震設計専門部会を設置し、耐震設計に関する共通的な指針の作成を目標に掲げて作業を進めてまいりました。

明年度は、建設省における総合技術開発プロジェクト「新耐震設計法の開発」の最終年度にあたり、本委員会もとりまとめの段階になるわけであります。したがって、基礎構造、コンクリート部材、鋼部材の耐震性、地盤の動的特性、入力地震動に関する研究をとりまとめるとともに、これらの成果をとり入れ、かつすべての分野を包含する共通耐震設計指針を策定することにより、構造物の地震に対する安全性の評価がより一層明確にされ、ひいては地震防災技術の発展に寄与するものと期待されております。

ここに、本研究委員会に御参加下さり、御協力を惜しまれなかった委員、幹事の各位ならびに関係各位に厚く御礼申し上げますと共に、今後もより一層の御支援を賜りますようお願い申し上げます。

昭和51年3月

耐震技術開発研究委員会

委員長 岡 本 舜 三

耐震技術開発研究委員会委員名簿

	氏 名	所 属	所 在 地 (TEL)
委員長	岡 本 舜 三	埼玉大学	〒338 0488(52)2111 浦和市下大久保
副委員長	久 保 慶三郎	東京大学生産技術研究所	〒106 (402)6231 港区六本木7-22-1
委 員	市 原 薫	建設省土木研究所	〒113 (942)2141 文京区本駒込2-28-32
"	伊 東 茂 富	大成建設株式会社	〒104 (567)1511 中央区銀座2-5-11
"	伊 藤 学	東京大学工学部	〒113 (812)2111 文京区本郷7-3-1
"	石 原 研 而	東京大学工学部	〒113 (812)2111 文京区本郷7-3-1
"	梅 村 魁	東京大学工学部	〒113 (812)2111 文京区本郷7-3-1
"	大久保 忠 良	建設省土木研究所企画部	〒113 (942)2141 文京区本駒込2-28-32
"	尾 坂 芳 夫	東北大学工学部	〒980 0222(22)1800 仙台市荒巻字青葉
"	片 山 恒 雄	東京大学生産技術研究所	〒106 (402)6231 港区六本木7-22-1
"	川 崎 偉志夫	本州四国連絡橋公団	〒105 (434)7281 港区芝西久保城山町1 22森ビル
"	国 広 哲 男	建設省土木研究所構造橋梁部	〒280 0472(51)1251 千葉市穴川4-12-52
"	後 藤 尚 男	京都大学工学部	〒606 075(751)2111 京都市左京区吉田本町
"	鈴 木 俊 男	東京都建設局	〒100 (212)7711 千代田区丸の内3-5-1
"	高 瀬 三 郎	(財) 国土開発技術研究センター	〒105 (503)0391 港区芝罘平町40 19森ビル
"	玉 野 治 光	首都高速道路公団保全施設部	〒100 (502)7311 千代田区霞ヶ関1-4-1 日土地ビル
"	田 村 重四郎	東京大学生産技術研究所	〒106 (402)6231 港区六本木7-22-1
"	中 野 清 司	建設省建築研究所	〒160 (361)4151 新宿区百人町3-28-8
"	伯 野 元 彦	東京大学地震研究所	〒113 (812)2111 文京区彌生1-1-1
"	畠 山 伸 一	建設省河川局防災課	〒100 (580)4311 千代田区霞ヶ関2-1-3
"	福 岡 正 己	東京大学工学部	〒113 (812)2111 文京区本郷7-3-1
"	前 川 喜 寛	(財) 日本建築センター	〒104 (531)6351 中央区晴海1-14-16

	氏 名	所 属	所 在 地 (TEL)
委 員	柳 田 力	建設省土木研究所地質化学部	〒113 (942) 2141 文京区本駒込2-28-32
"	山 田 善 一	京都大学工学部	〒606 075 (751) 2111 京都市左京区吉田本町
"	吉 田 巖	建設省宇都宮国道工事事務所	〒320 0286 (34) 9151 宇都宮市平松町504
幹 事	岩 松 幸 雄	建設省土木研究所企画部	〒113 (942) 2141 文京区本駒込2-28-32
"	太 田 実	建設省土木研究所地質化学部	〒113 (942) 2141 文京区本駒込2-28-32
"	城 島 誠 之	建設省土木研究所ダム部	〒115 (901) 0541 北区志茂5-41-7
"	安 江 朝 光	建設省土木研究所砂防部	〒115 (901) 0541 北区志茂5-41-7
"	沢 田 健 吉	建設省土木研究所機械施工部	〒280 0472 (51) 1251 千葉市穴川4-12-52
"	矢 作 枢	建設省土木研究所構造橋梁部	〒280 0472 (51) 1251 千葉市穴川4-12-52
"	岩 崎 敏 男	建設省土木研究所構造橋梁部	〒280 0472 (51) 1251 千葉市穴川4-12-52
"	成 田 信 之	建設省土木研究所構造橋梁部	〒280 0472 (51) 1251 千葉市穴川4-12-52
"	佐 伯 彰 一	建設省土木研究所構造橋梁部	〒280 0472 (51) 1251 千葉市穴川4-12-52
"	栗 林 栄 一	建設省土木研究所構造橋梁部	〒280 0472 (51) 1251 千葉市穴川4-12-52
"	田 崎 忠 行	建設省土木研究所構造橋梁部	〒280 0472 (51) 1251 千葉市穴川4-12-52
"	立 石 俊 一	(財) 国土開発技術研究センター研究部	〒105 (503) 0391 港区芝罘平町40 19森ビル
"	城 江 利 彦	(財) 国土開発技術研究センター研究部	〒105 (503) 0391 港区芝罘平町40 19森ビル

耐震技術開発研究委員会 基礎工部会委員名簿

	氏 名	所 属	所 在 地 (TEL)
部 会 長	鈴 木 俊 男	東京都建設局	〒100 (212)7711 千代田区丸の内3-5-1
部 会 長 代 行	玉 野 治 光	首都高速道路公団保全施設部	〒100 (502)7311 千代田区霞ヶ関1-4-1日土地ビル
委 員	青 木 重 雄	東京都建設局道路建設部	〒100 (212)4037 千代田区丸の内3-5-1
"	井 上 嘉 信	清水建設株式会社越中島研究所	〒135 (643)4311 江東区深川越中島3-4-7
"	宇 都 一 馬	東海大学工学部	〒259 0463(58)1211 平塚市北金目
"	江 見 晋	阪神高速道路公団大阪第三建設部	〒552 06(573)8451 大阪市港区築港2-1
"	小 野 正 二	日本道路公団技術部	〒102 (230)0111 千代田区麴町5-7-2 31森ビル
"	岸 田 英 明	東京工業大学工学部	〒152 (736)1111 目黒区大岡山2-12-1
"	倉 田 進	新日本製鉄株式会社相模原技術センター	〒229 0427(72)1111 相模原市西橋本5-9-1
"	後 藤 尚 男	京都大学工学部	〒606 075(751)2111 京都市左京区吉田本町
"	小 林 昭 一	京都大学工学部	〒606 075(751)2111 京都市左京区吉田本町
"	駒 田 敬 一	本州四国連絡橋公団建設第二部	〒105 (434)7281 港区芝西久保城山町1 22森ビル
"	坂 井 秀 正	住友金属工業株式会社建設プロジェクト部	〒100 (282)6210 千代田区丸の内1-3-2新住友ビル
"	阪 口 理	建設省建築研究所第四研究部	〒160 (361)4151 新宿区百人町3-28-8
"	沢 口 正 俊	運輸省港湾技術研究所土質部	〒239 0468(41)5410 横須賀市長瀬3-1-1
"	嶋 文 雄	川崎製鉄株式会社 エンジニアリングセンター建設開発部	〒108 (455)7211 港区三田1-4-28三田国際ビル
"	田 村 浩 一	日本国有鉄道技術研究所構造物研究室	〒185 0425(72)2151 国分寺市光町3
"	立 石 哲 郎	日本鋼管株式会社第二重工設計部	〒230 045(511)1331 横浜市鶴見区末広町2-1
"	中 川 誠 志	首都高速道路公団第二建設部	〒151 (370)2171 渋谷区代々木1-2
"	野 口 義 教	北海道開発局土木試験所第二研究部	〒060 011(841)1111 札幌市豊平区平岸1条3丁目
"	藤 田 圭 一	株式会社間組研究開発局	〒107 (405)1111 港区北青山2-5-8
"	松 本 忠 夫	阪神高速道路公団計画部	〒541 06(252)8121 大阪市東区北久太郎町4-68大阪センタービル

	氏 名	所 属	所 在 地 (TEL)
委 員	三 瀬 純	日本道路公団技術部	〒102 (230)0111 千代田区麴町5-7-2 31森ビル
"	宮 岡 正	久保田鉄工株式会社パイプ技術研究所	〒660 06(416)1261 尼崎市大浜町2-26
"	湯田坂 益 利	大成建設株式会社技術研究部	〒104 (567)1511 中央区銀座2-5-11
"	吉 田 巖	建設省宇都宮国道工事事務所	〒320 0286(34)9151 宇都宮市平松町504
"	吉 田 修	本州四国連絡橋公団設計第二部	〒105 (434)7281 港区芝西久保城山町1 22森ビル
委 託 者 側 委 員	国 広 哲 男	建設省土木研究所構造橋梁部	〒280 0472(51)1251 千葉市穴川4-12-52
"	矢 作 柊	建設省土木研究所構造橋梁部	〒280 0472(51)1251 千葉市穴川4-12-52
"	岩 崎 敏 男	建設省土木研究所構造橋梁部	〒280 0472(51)1251 千葉市穴川4-12-52
"	栗 林 栄 一	建設省土木研究所構造橋梁部	〒280 0472(51)1251 千葉市穴川4-12-52
"	塩 井 幸 武	建設省建築研究所国際地震工学部(併) 土木研究所構造橋梁部	〒160 (361)4151 新宿区百人町3-28-8
"	岡 山 義 人	建設省土木研究所構造橋梁部	〒280 0472(51)1251 千葉市穴川4-12-52
"	龍 岡 文 夫	建設省土木研究所構造橋梁部	〒280 0472(51)1251 千葉市穴川4-12-52
"	岡 原 美知夫	建設省土木研究所構造橋梁部	〒280 0472(51)1251 千葉市穴川4-12-52
セ ン タ ー 幹 事	立 石 俊 一	(財)国土開発技術研究センター研究部	〒105 (503)0391 港区芝琴平町40 19森ビル
"	城 江 利 彦	(財)国土開発技術研究センター研究部	〒105 (503)0391 港区芝琴平町40 19森ビル

耐震技術開発研究委員会 コンクリート部会委員名簿

	氏 名	所 属	所 在 地 (TEL)
部 会 長	伊 東 茂 富	大成建設株式会社	〒104 (567)1511 中央区銀座2-5-11
部 会 長 代 行	尾 坂 芳 夫	東北大学工学部	〒980 0222(22)1800 仙台市荒巻字青葉
委 員	池 田 尚 治	東京都立大学工学部	〒185 (717)0111 世田谷区深沢2-1-1
"	石 黒 吉 男	日本国有鉄道構造物設計事務所	〒151 渋谷区代々木2-2-6
"	井 藤 昭 夫	北海道開発局土木試験所構造研究室	〒062 011(841)1111 札幌市豊平区平岸1条3丁目
"	岡 村 甫	東京大学工学部	〒113 (812)2111 文京区本郷7-3-1
"	角 田 与史雄	北海道大学工学部	〒060 011(711)2111 札幌市北区北13条西3丁目
"	小 寺 重 郎	八千代エンジニアリング株式会社	〒153 (715)1231 目黒区中目黒1-10-21
"	小 柳 治	京都大学工学部	〒606 075(751)2111 京都市左京区吉田本町
"	関 博	運輸省港湾技術研究所構造部	〒239 0468(41)5410 横須賀市長瀬3-1-1
"	田井戸 米 好	阪神高速道路公団工務部	〒541 06(252)8121 大阪市東区北久太郎町4-68 大阪センタービル
"	西 山 啓 伸	首都高速道路公団工務部	〒100 (502)7311 千代田区霞ヶ関1-4-1 日土地ビル
"	広 沢 雅 也	建設省建築研究所第三研究部	〒160 (361)4151 新宿区百人町3-28-8
"	藤 井 学	神戸大学工学部	〒657 078(881)1212 神戸市灘区六甲台町
"	三 浦 尚	東北大学工学部	〒980 0222(22)1800 仙台市荒巻字青葉
"	三 瀬 純	日本道路公団技術部	〒102 (230)0111 千代田区麹町5-7-2 31森ビル
"	渡 辺 明	九州工業大学工学部	〒804 093(871)1931 北九州市戸畑区仙水町1-1
委託者側 委 員	柳 田 力	建設省土木研究所地質化学部	〒113 (942)2141 文京区本駒込2-28-32
"	国 広 哲 男	建設省土木研究所構造橋梁部	〒280 0472(51)1251 千葉市穴川4-12-52
"	太 田 実	建設省土木研究所地質化学部	〒113 (942)2141 文京区本駒込2-28-32
"	佐 伯 彰 一	建設省土木研究所構造橋梁部	〒280 0472(51)1251 千葉市穴川4-12-52
"	栗 林 栄 一	建設省土木研究所構造橋梁部	〒280 0472(51)1251 千葉市穴川4-12-52

	氏 名	所 属	所 在 地 (TEL)
委託者側 委 員	小 林 茂 敏	建設省土木研究所地質化学部	〒113 (942)2141 文京区本駒込2-28-32
"	高 野 義 武	建設省土木研究所構造橋梁部	〒280 0472(51)1251 千葉市穴川4-12-52
"	川 島 一 彦	建設省土木研究所構造橋梁部	〒280 0472(51)1251 千葉市穴川4-12-52
"	小 林 保	建設省土木研究所地質化学部	〒113 (942)2141 文京区本駒込2-28-32
センター 幹 事	立 石 俊 一	(財)国土開発技術研究センター研究部	〒105 (503)0391 港区芝罘平40 19森ビル
"	城 江 利 彦	(財)国土開発技術研究センター研究部	〒115 (503)0391 港区芝罘平40 19森ビル

耐震技術開発研究委員会 鋼構造部会委員名簿

	氏 名	所 属	所 在 地 (TEL)
部 会 長	川 崎 偉志夫	本州四国連絡橋公団	〒105 (434)7281 港区芝西久保城山町1 22森ビル
部 会 長 代 行	伊 藤 学	東京大学工学部	〒113 (812)2111 文京区本郷7-3-1
委 員	秋 山 成 興	埼玉大学理工学部	〒338 0488 (52)2111 浦和市下大久保255
"	雨 宮 栄一郎	新日本製鉄株式会社相模原技術センター	〒229 0427 (72)1111 相模原市西橋本5-9-1
"	石 沢 成 夫	株式会社宮地鉄工所鋼構造研究所	〒135 (645)1141 江東区新砂町2-2-8
"	大 塚 雄 右	株式会社神戸製鋼所構造研究所	〒660 03 (416)3451 尼崎市道意町6-32
"	大 浜 昭 次	新日本製鉄株式会社相模原技術センター	〒229 0427 (72)1111 相模原市西橋本5-9-1
"	加 藤 勉	東京大学工学部	〒113 (812)2111 文京区本郷7-3-1
"	加 藤 正 晴	首都高速道路公団工務部	〒100 (502)7311 千代田区霞ヶ関1-4-1 日土地ビル
"	沢 井 広 之	本州四国連絡橋公団設計第一部	〒105 (434)7281 港区芝西久保城山町1 22森ビル
"	篠 原 洋 司	建設省道路局国道第二課	〒100 (580)4311 千代田区霞ヶ関2-1-3
"	田井戸 米 好	阪神高速道路公団工務部	〒541 06 (252)8121 大阪市東区北久太郎町4-68 大阪センタービル
"	波 田 割 夫	株式会社神戸製鋼所構造研究所	〒660 06 (416)3451 尼崎市道意町6-32
"	西 野 文 雄	東京大学工学部	〒113 (812)2111 文京区彌生2-11-16
"	原 道 彦	川崎製鉄株式会社鋼構造研究所	〒281 0472 (59)3011 千葉市長沼町351
"	福 本 秀 士	名古屋大学工学部	〒464 052 (781)5111 名古屋市千種区不老町
"	三 瀬 純	日本道路公団技術部	〒102 (230)0111 千代田区麹町5-7-2 31森ビル
"	山 崎 徳 也	川崎製鉄株式会社鋼構造研究所	〒281 0472 (59)3011 千葉市長沼町351
委 託 者 側 委 員	国 広 哲 男	建設省土木研究所構造橋梁部	〒280 0472 (51)1251 千葉市穴川4-12-52
"	太 田 実	建設省土木研究所地質化学部	〒113 (942)2141 文京区本駒込2-28-32
"	成 田 信 之	建設省土木研究所構造橋梁部	〒280 0472 (51)1251 千葉市穴川4-12-52
"	佐 伯 彰 一	建設省土木研究所構造橋梁部	〒280 0472 (51)1251 千葉市穴川4-12-52

	氏 名	所 属	所 在 地 (TEL)
委託者 側委員	栗 林 栄 一	建設省土木研究所構造橋梁部	〒280 0472(51)1251 千葉市穴川4-12-52
"	井 上 啓 一	建設省土木研究所構造橋梁部	〒280 0472(51)1251 千葉市穴川4-12-52
"	田 崎 忠 行	建設省土木研究所構造橋梁部	〒280 0472(51)1251 千葉市穴川4-12-52
"	高 野 義 武	建設省土木研究所構造橋梁部	〒280 0472(51)1251 千葉市穴川4-12-52
"	桂 樹 正 隆	建設省土木研究所構造橋梁部	〒280 0472(51)1251 千葉市穴川4-12-52
センター 幹 事	立 石 俊 一	(財)国土開発技術研究センター研究部	〒105 (503)0391 港区芝罘平町40 19森ビル
"	城 江 利 彦	(財)国土開発技術研究センター研究部	〒105 (503)0391 港区芝罘平町40 19森ビル

耐震技術開発研究委員会 地震力・地盤部会委員名簿

	氏 名	所 属	所 在 地 (TEL)
部 会 長	久 保 慶三郎	東京大学生産技術研究所	〒106 (402) 6231 港区六本木7-22-1
部 会 長 代 行	伯 野 元 彦	東京大学地震研究所	〒113 (812) 2111 文京区彌生1-1-1
"	石 原 研 而	東京大学工学部	〒113 (812) 2111 文京区本郷7-3-1
委 員	今 井 五 郎	五洋建設株式会社技術研究所	〒231 045 (621) 0284 横浜市中心区本牧大里町86-2
"	今 井 常 雄	㈱応用地質調査事務所浦和研究所	〒336 0488 (82) 5371 浦和市大田建2-2-19
"	片 山 恒 雄	東京大学生産技術研究所	〒106 (402) 6231 港区六本木7-22-1
"	勝 又 護	気象庁観測部	〒100 (212) 8341 千代田区大手町1-3-4
"	小 林 啓 美	東京工業大学大学院総合理工学研所科	〒152 (726) 1111 目黒区大岡山2-12
"	嶋 悦 三	東京大学地震研究所	〒113 (812) 2111 文京区彌生1-1-1
"	高 橋 忠	電力中央研究所土木技術研究所地盤耐震部	〒270 0471 (82) 1181 我孫子市我孫子1646
"	田 村 重四郎	東京大学生産技術研究所	〒106 (402) 6231 港区六本木7-22-1
"	土 田 肇	運輸省港湾技術研究所構造部	〒236 0468 (41) 5410 横須賀市長瀬3-1-1
"	堤 一	電力中央研究所土木技術研究所地盤耐震部	〒270 0471 (82) 1181 我孫子市我孫子1646
"	土 岐 憲 三	京都大学工学部	〒606 075 (751) 2111 京都市左京区吉田本町
"	佐 藤 裕	建設省国土地理院地殻活動調査部	〒153 (713) 0141 目黒区東山3-24-13
"	藤 原 俊 郎	日本国有鉄道構造物研究室	〒185 0425 (72) 2151 国分寺市光町3
"	安 田 進	基礎地盤コンサルタント(株)技術センター	〒145 (727) 6158 太田区石川町2-14-1
"	山 田 善 一	京都大学工学部	〒606 075 (751) 2111 京都市左京区吉田本町
"	吉 見 吉 昭	東京工業大学大学院総合理工学研究科	〒152 (726) 1111 目黒区大岡山2-12
委託者側 委 員	国 広 哲 男	建設省土木研究所構造橋梁部	〒280 0472 (51) 1251 千葉市穴川4-12-52
"	太 田 実	建設省土木研究所地質化学部	〒113 (942) 2141 文京区本駒込2-28-32
"	城 島 誠 之	建設省土木研究所ダム部	〒115 (901) 0541 北区志茂5-41-7

	氏 名	所 属	所 在 地 (TEL)
委託者側 委 員	沢 田 健 吉	建設省土木研究所機械施工部	〒280 0472(51)1251 千葉市穴川4-12-52
"	矢 作 柁	建設省土木研究所構造橋梁部	〒280 0472(51)1251 千葉市穴川4-12-52
"	岩 崎 敏 男	建設省土木研究所構造橋梁部	〒280 0472(51)1251 千葉市穴川4-12-52
"	佐 伯 彰 一	建設省土木研究所構造橋梁部	〒280 0472(51)1251 千葉市穴川4-12-52
"	栗 林 栄 一	建設省土木研究所構造橋梁部	〒280 0472(51)1251 千葉市穴川4-12-52
"	塩 井 幸 武	建設省建築研究所国際地震工学部 (併)土木研究所構造橋梁部	〒160 (361)4151 新宿区百人町3-28-8
"	古 賀 泰 之	建設省土木研究所機械施工部	〒280 0472(51)1251 千葉市穴川4-12-52
"	若 林 進	建設省土木研究所構造橋梁部	〒280 0472(51)1251 千葉市穴川4-12-52
"	龍 岡 文 夫	建設省土木研究所構造橋梁部	〒280 0472(51)1251 千葉市穴川4-12-52
"	羽 立 降 幸	建設省土木研究所構造橋梁部	〒280 0472(51)1251 千葉市穴川4-12-52
センター 幹 事	立 石 俊 一	(財)国土開発技術研究センター研究部	〒105 (503)0391 港区芝罘平町40 19森ビル
"	城 江 利 彦	(財)国土開発技術研究センター研究部	〒105 (503)0391 港区芝罘平町40 19森ビル

耐震技術開発研究委員会 耐震設計専門部会委員名簿

	氏 名	所 属	所 在 地 (TEL)
部 会 長	久 保 慶三郎	東京大学生産技術研究所	〒106 (402) 6231 港区六本木7-22-1
部 会 長 代 行	片 山 恒 雄	東京大学生産技術研究所	〒106 (402) 6231 港区六本木7-22-1
委 員	青 木 重 雄	東京都建設局道路建設部	〒100 (212) 4037 千代田区丸の内3-5-1
"	石 原 研 而	東京大学工学部	〒113 (812) 2111 文郷区本郷7-3-1
"	伊 藤 学	東京大学工学部	〒113 (812) 2111 文郷区本郷7-3-1
"	大 字 照 一	建設省関東地方建設局企画部	〒100 (211) 6261 千代田区大手町1-3-1 大手町合同庁舎第一号館
"	大 橋 昭 光	本州四国連絡橋公団設計第一部	〒105 (434) 7281 港区芝西久保城山町1-22 森ビル
"	尾 坂 芳 夫	東北大学工学部	〒980 0222 (22) 1800 仙台市荒巻字青葉
"	小 坪 清 真	九州大学工学部	〒812 092 (641) 1101 福岡市東区箱崎6-10-1
"	後 藤 尚 男	京都大学工学部	〒606 075 (751) 2111 京都市左京区吉田本町
"	佐々木 道 夫	新日本技研株式会社	〒162 (267) 1745 新宿区市谷町3-8
"	高 田 孝 信	東洋大学工学部	〒350 0492 (31) 1211 川越市鯨井字中野台2100
"	玉 野 治 光	首都高速道路公団保全施設部	〒100 (502) 7311 千代田区霞ヶ関1-4-1 日土地ビル
"	伯 野 元 彦	東京大学地震研究所	〒113 (812) 2111 文京区彌生1-1-1
"	林 聡	運輸省港湾技術研究所構造部	〒239 0468 (41) 5410 横須賀市長瀬3-1-1
"	林 正 夫	電力中央研究所地盤耐震部	〒270 0471 (82) 1181 我孫子市我孫子1646
"	馬 場 恭 平	電源開発株式会社土木試験所	〒253 0467 (82) 4138 茅ヶ崎市茅ヶ崎2000
"	副 島 健	水資源開発公団第一工務部	〒107 (584) 1251 港区赤坂5-3-6
"	松 本 忠 夫	阪神高速道路公団計画部	〒541 06 (252) 8121 大阪市東区北久太郎町4-68 大阪センタービル
"	三 瀬 純	日本道路公団技術部	〒102 (230) 0111 千代田区麹町5-7-2 31森ビル
"	結 城 康 雄	建設省大臣官房技術調査室	〒100 (580) 4311 千代田区霞ヶ関2-1-3

	氏 名	所 属	所 在 地 (TEL)
委 員	武 田 和 彦	建設省大臣官房技術調査室	〒100 (580)4311 千代田区霞ヶ関2-1-3
"	杉 浦 英 雄	建設省計画局宅地開発課	〒100 (580)4311 千代田区霞ヶ関2-1-3
"	岡 崎 泰 治	建設省都市局街路課	〒100 (580)4311 千代田区霞ヶ関2-1-3
"	十 倉 襄	建設省都市局下水道部	〒100 (580)4311 千代田区霞ヶ関2-1-3
"	太 井 英 臣	建設省河川局河川計画課	〒100 (580)4311 千代田区霞ヶ関2-1-3
"	佐々木 賢 一	建設省河川局防災課	〒100 (580)4311 千代田区霞ヶ関2-1-3
"	藤 井 治 芳	建設省道路局企画課	〒100 (580)4311 千代田区霞ヶ関2-1-3
"	中 野 清 司	建設省建築研究所	〒160 (361)4151 新宿区百人町3-28-8
"	広 沢 雅 也	建設省建築研究所第三研究部	〒160 (361)4151 新宿区百人町3-28-8
"	松 島 豊 (杉村義弘)	建設省建築研究所第三研究部	〒160 (361)4151 新宿区百人町3-28-8
委託者側 委 員	国 広 哲 男	建設省土木研究所構造橋梁部	〒280 0472(51)1251 千葉市穴川4-12-52
"	岩 松 幸 雄	建設省土木研究所企画部	〒113 (942)2141 文京区本駒込2-28-32
"	太 田 実	建設省土木研究所地質化学部	〒113 (942)2141 文京区本駒込2-28-32
"	城 島 誠 之	建設省土木研究所ダム部	〒115 (901)0541 北区志茂5-41-7
"	安 江 朝 光	建設省土木研究所砂防部	〒115 (901)0541 北区志茂5-41-7
"	沢 田 健 吉	建設省土木研究所機械施工部	〒280 0472(51)1251 千葉市穴川4-12-52
"	矢 作 枢	建設省土木研究所構造橋梁部	〒280 0472(51)1251 千葉市穴川4-12-52
"	塩 井 幸 武	建設省建築研究所国際地震工学部 (併)土木研究所構造橋梁部	〒280 (361)4151 新宿区百人町3-28-8
"	岩 崎 敏 男	建設省土木研究所構造橋梁部	〒280 0472(51)1251 千葉市穴川4-12-52
"	佐 伯 彰 一	建設省土木研究所構造橋梁部	〒280 0472(51)1251 千葉市穴川4-12-52
"	栗 林 栄 一	建設省土木研究所構造橋梁部	〒280 0472(51)1251 千葉市穴川4-12-52
"	田 崎 忠 行	建設省土木研究所構造橋梁部	〒280 0472(51)1251 千葉市穴川4-12-52
センター 幹 事	立 石 俊 一	(財)国土開発技術研究センター研究部	〒105 (503)0391 港区芝罘平町40 19森ビル
"	城 江 利 彦	(財)国土開発技術研究センター研究部	〒105 (503)0391 港区芝罘平町40 19森ビル

委員会活動の経過

昭和50年度各部会の活動状況は下記のとおりである。

(1) 基礎工部会

回次	日時	開催場所
1	50・7・17	霞山会館(霞山ビル) 鈴木部会長他26名
2	50・10・1	東海大学校友会館(霞ヶ関ビル) 鈴木部会長他22名
3	50・11・10	川崎製鉄(株)千葉製鉄所 鈴木部会長他19名
4	51・2・25	東海大学校友会館(霞ヶ関ビル) 鈴木部会長他20名

幹事会 5回開催

(2) コンクリート部会

回次	日時	開催場所
1	50・6・30	東海大学校友会館(霞ヶ関ビル) 伊東部会長他22名
2	50・10・13	東海大学校友会館(霞ヶ関ビル) 伊東部会長他14名
3	51・2・3	レストラン・キャッスル(飯野ビル) 伊東部会長他16名

幹事会 7回開催

見学会 2回

(3) 鋼構造部会

回次	日時	開催場所
5	50・9・30	東海大学校友会館(霞ヶ関ビル) 川崎部会長他22名
6	51・3・8	東海大学校友会館(霞ヶ関ビル) 川崎部会長他21名

幹事会 2 回開催

見学会 3 //

(4) 地震力・地盤部会

回 次	日 時	開 催 場 所
1	50・7・30	レストラン・キャッスル（飯野ビル） 久保部会長他23名
2	50・11・4	レストラン・キャッスル（飯野ビル） 久保部会長他20名
3	51・3・11	霞山会館（霞山ビル） 久保部会長他26名

幹事会 8 回開催

(5) 耐震設計専門部会

回 次	日 時	開 催 場 所
1	50・11・17	東海大学校友会館（霞ヶ関ビル） 久保部会長他14名

幹事会 1 回開催

序 文

まえがき

委員名簿

委員活動の経過

目 次

1. 総 説

1. 1 概 説	1
1. 2 橋脚の弾塑性特性に関する研究成果	1
1. 3 橋脚の動的挙動に関する研究成果	1
1. 4 構造部材接合部の耐震強度に関する研究成果	1
1. 5 構造物と地盤の相互作用に関する研究成果	2
1. 6 共通耐震設計体系に関する研究成果	2

2. 基礎工部会の研究成果の概要

2. 1 概 要	3
2. 2 研究内容および研究成果	3
2. 3 今後の研究事項	2 1
付 2. 1 審議経過	2 2
付 2. 2 資料目録	2 3

3. コンクリート部会の研究成果の概要

3. 1 概 要	2 4
3. 2 研究内容および研究成果	2 4
3. 3 今後の研究事項	3 8
付 3. 1 審議経過	3 9
付 3. 2 資料目録	4 1

4. 鋼構造部会の研究成果の概要

4. 1 概 要	4 4
4. 2 研究内容および研究成果	4 4
4. 3 今後の研究事項	6 4
付 4. 1 審議経過	6 5
付 4. 2 資料目録	6 6

5. 地震力・地盤部会の研究成果の概要	
5.1 概要	67
5.2 研究内容および研究成果	69
5.3 今後の研究事項	116
付 5.1 審議経過	117
付 5.2 資料目録	118
6. 耐震設計専門部会の研究成果の概要	
6.1 概要	120
6.2 研究内容および研究成果	120
6.3 今後の研究事項	120
付 6.1 審議経過	121
付 6.2 資料目録	121
付 6.3 共通耐震設計指針（構成案）	122
7. 今後の技術開発と研究方針	124
付 属 資 料（共通耐震設計指針策定特別幹事会関係）	125

I 総 説

1.1 概 説

構造物および部材の耐震性向上に関する研究開発の一環として、文献資料等の収集整理、現行基準の調査、地震動および震害の事例調査ならびに試験・解析を実施し、以下に述べる成果を得た。この成果は構造物および部材の耐震性向上に係わる指針・要綱・要領等の設定および改正に資し、多大な効果を現わすものと期待される。

1.2 橋脚の弾塑性の解析に関する研究成果

鋼製橋脚について下記の成果を得た。

- (1) 箱型鋼製橋脚基部の局部座屈強度を有限帯板法によって解析し、応力勾配、幅厚比、補剛板の間隔による座屈強度への影響度が明らかになった。
- (2) 曲げモーメント軸力を受ける鋼管柱の強度を有限要素法を用いて解析する方法について検討した。
- (3) 曲げモーメントと軸方向力を受ける円形断面部材の耐荷力に関する実験を行ない、耐荷力が局部座屈による影響を大きく受け、初等棒理論による値よりも低下することを確認した。
- (4) 補鋼された板の耐荷力についての載荷実験を行ない、板の幅厚比、補鋼材の剛度、材質を変化させた場合の耐荷力についてとりまとめた。

さらに鋼構造物の耐震性に関する各国の技術資料を収集した。

1.3 橋脚の動的挙動の解析に関する研究成果

- (1) 前年度に引続き、矢板式基礎の矢板相互間のずれを考慮した手法をさらに発展させ、棒としての変形、継手間のずれ変形、矢板基礎全体の断面変形、矢板基礎周長の伸張変形を考慮した解析を有限帯板法により行なった。
- (2) ケーソン基礎の頂版の応力状態をFEMにより解析した。
- (3) 仮結切時の応力測定結果について検討した。
- (4) 矢板式基礎の全体模型による実験結果について検討し、特に直径と矢板長の比が1以下のものについて問題点を指摘した。
- (5) 曲げ応力をかけた状態で溶接を行なった場合の矢板の強度を調査した。
- (6) 矢板と頂版の応力伝達の役目をするシアコネクタの強度について調査を行なった。

1.4 土木構造物材接合部の耐震強度の解析に関する研究成果

- (1) 限界状態設計法にもとづくRC橋脚耐震設計基準の概念を整理した。

- (2) 独立柱橋脚 4 例について、復元力モデルおよび地震入力を与えて弾塑性応答解析を行ない、独立柱橋脚の地震時性状について検討した。
- (3) 耐震構造細目基準を補完するため、鉄筋かさね継手の高応力繰り返し載荷試験を、実際の橋脚にちかい条件で実施し、帯鉄筋量および帯鉄筋配置方法の相異による継手の強度の違いについて調査した。

1.5 橋梁下部工と地盤の相互作用の解析に関する研究成果

- (1) 断層モデル理論を 1974 年伊豆半島沖地震に適用し 4 地点の地震動波形を計算した。計算波形と実測波形とを比較し、本理論の耐震設計適用上の問題点を指摘した。
- (2) SMAC 強度記録 433 成分を解析整理し、最大加速度等の地震動の特性値に与えるマグニチュード、震央距離、地盤条件の影響を求めた。
- (3) 既往強度記録を用いて計算された応答加速度スペクトルの特性に及ぼす各種要因の影響を分析した。
- (4) 気象庁保有の地震統計を用い、地点、半径、期間等を与えて過去の主要地震を探索するプログラムを作成した。
- (5) 動的相互作用を考慮する場合必要となる地盤の動的性質について、原位置調査法、室内試験法、地盤の地震応答解析、地盤・構造物系の安定解析、地盤震害例の収集を行なった。

1.6 共通耐震設計体系の確立に関する研究成果

- (1) 現行の土木構造物および施設の耐震規定を収集整理した。
- (2) 重要度に関するアンケート調査を実施した。
- (3) 既設構造物の余命耐力の理念を提示した。
- (4) 地震時における構造物の安全度の判定手法として荷重係数設計法を呈示した。
- (5) 適用の対象ごとの耐震設計法の適用区分を呈示した。

2. 基礎工部会の研究成果の概要

2.1 概 説

基礎工部会では、基礎構造物の合理的な耐震設計法を進展させるために、最近急激に使用実績の伸びた水中基礎をとり上げ、調査研究してきた。なかでも矢板式基礎は、杭という素材を使用しながら基礎形式としてはケーソンを形成しているので、現行の杭やケーソンの設計法における接点上での問題点が、クローズアップされている。これらの問題点を踏まえ、基礎工部会では、49年度には、矢板式基礎の全体特性、部分特性、施工性などについて調査した。

50年度は、前年度の成果をさらに発展させるため、矢板式基礎の諸問題について以下の研究を行なった。

(i) 3次元弾性理論による構造特性分析

前年度報告した矢板間相互のずれを考慮した手法を、さらに理論を発展させ、井筒周長線の伸張変形をも取込んだ3次元モデルについて、数値解析を行い、矢板式基礎の構造特性を分析した。

(ii) 頂版部の光弾性実験による検討

矢板式基礎の頂版は、現行のケーソン基礎の頂版と若干異なる点があるが、ティープビームとしての特性は、両者とも類似性があると思われる。版高の大きい弾性体を対象に、F.E.M.による計算や、光弾性による実験について調べ、現行の設計法の問題点を整理した。

(iii) 仮締切兼用矢板式基礎の仮締切部の検討

最終掘削までに発生する矢板応力の推移を実測データから追求し、今後研究すべき問題点について検討した。

(iv) 全体模型による静的、動的実験

土木研究所、阪神公団で行なった気中、土中での静的あるいは、振動実験から、矢板式基礎の応力特性、変形特性、動的特性について調査した。

2.2 研究内容および研究成果

2.2.1 3次元弾性理論による構造特性分析

前年度行った矢板相互間のずれを考慮した手法をさらに発展させ、有限帯板法(F.S.M.)を使つての解析手法を開発した。数値計算用の解析プログラムは、円形の矢板式基礎の場合にのみ適用することができ、考慮している変形要素は次のとおりである。

- (i) 棒としての変形
- (ii) 継手のずれ変形
- (iii) 井筒の断面変形

(Ⅳ) 井筒周長線の伸張変形

これらの変形は、3次元的に取り扱っており、また変形関数はフーリエ級数によって仮定している。数値計算では、継手のせん断剛性 G と周面地盤の地盤反力係数 K のとり方が問題となる。

(1) 継手のせん断剛性 G の決め方

解析プログラムは、継手のせん断剛性を0にすれば群ぐいとなり、逆に各矢板が継手によって一体性が保たれるとすれば矢板基礎全体が棒構造となる。継手のせん断剛性 G の決定には、49年度報告書の継手の押し抜きせん断試験結果を参考にした。これから得られた継手のせん断剛性 G は12000 t/m位である。計算用の G としては、現場での施工性を考慮すればさらに下がると考えられるが、上記の値を低減して下記の数値を使用した。

$$\text{計算用 } G = 12000 \sim 6000 \text{ t/m}$$

(2) 地盤バネ定数(K 値)の決め方

基礎径がある程度以上大きくなると、中詰土の抵抗を考慮した方が実測値によく合ってくるといわれている。くい基礎のように前列と後列のくいの地盤バネ定数を等しくして取り扱うか、ケーソン基礎のように受働抵抗側のみを考えた地盤バネ定数にするか、あるいは中詰土の抵抗を考慮して地盤バネ定数を決めるか等、いろいろな考え方がある。

ここでは、横方向地盤のバネ定数について、次のような基本モデルを想定して、中詰土のバネ効果を取り入れることにした。

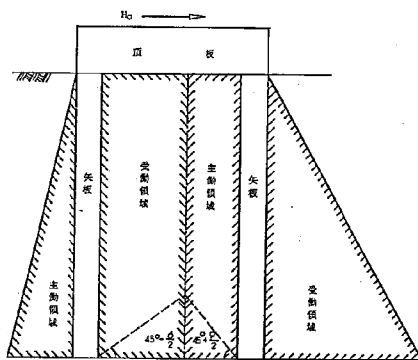


図2・1 地盤抵抗のモデル化

図2.1に示すような地盤抵抗状態を考え、前面矢板に対する地盤抵抗と背面矢板に対する地盤抵抗の比を、そのまま前面矢板と背面矢板の横方向地盤反力定数の比と考えた。

また1本の矢板について3方向の地盤バネ定数を考えているが、(図2.2)
 前面方向の K_H 以外の2方向については、各々 K_H の $\frac{1}{4}$ とした。

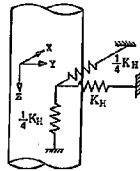


図2.2 三方向の地盤バネ定数

一方、底面での鉛直方向反力定数 K_v については、底面の全井筒面積を考えるのではなく、鋼管矢板の実底面積に見合った部分のバネ効果を考慮した。また底面のせん断バネ定数の大きさは $\frac{1}{4} \cdot K_v$ とした。

(3) 数値計算による結果

a) 実測値との比較

図2.3は、上記解析プログラムによる計算結果と実測値とを、鋼管矢板の応力分布で比較したものである。水平荷重200tが載荷された時である。荷重が比較的小さいので、横方向地盤バネ定数 K_H は各矢板で一定としてあるが、基礎突出部については、背面矢板の中詰抵抗を考慮して横方向地盤バネ定数を考えている。

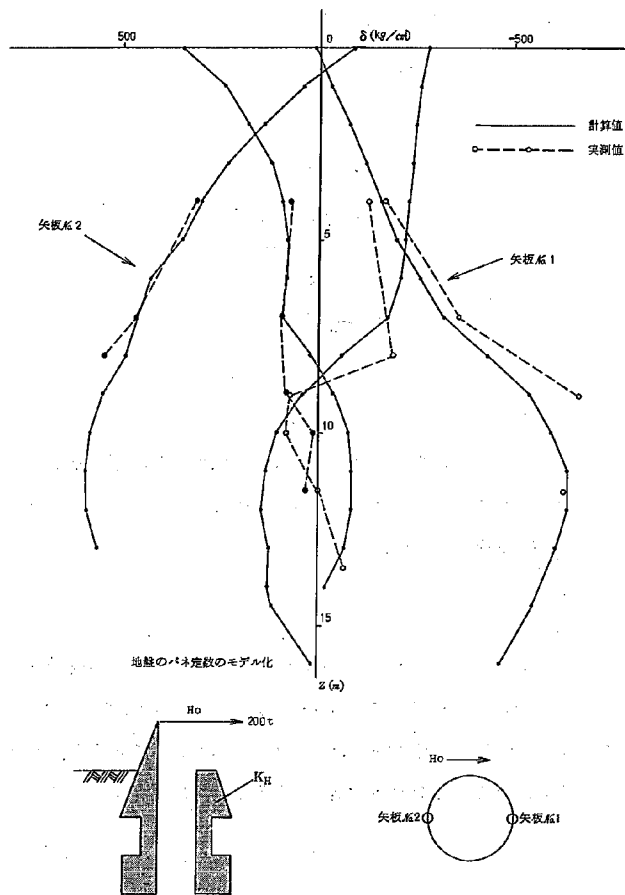


図 2.3 計算値と実測値による応力分布の比較
(川崎製鉄水島製鉄所雨天岸壁)

b) 応力特性

頂版頭部に作用する外力（モーメント M 、水平力 H 。）に対して矢板に発生する応力は、継手のせん断剛性、地盤定数の変化、前面矢板の地盤反力定数と背面矢板の地盤反力定数の比、荷重の大きさの組み合わせ（ M_0 、 H_0 ）等によって大きく影響を受ける。石狩大橋について数値計算を実施したのでその結果について示す。図 2.4 は石狩大橋の計算モデルである。図 2.5 は大きな応力が発生すると予測される最前列の矢板と最後列の矢板の応力分布である。図 2.6 はくい頭部と地中部最大応力の発生している井筒断面の応力分布である。前面矢板の地盤バネ定数と背面矢板の地盤バネ定数の比を 0.6 にしてあるので、かなり前面矢板に応力集中が起こっているのがわかる。

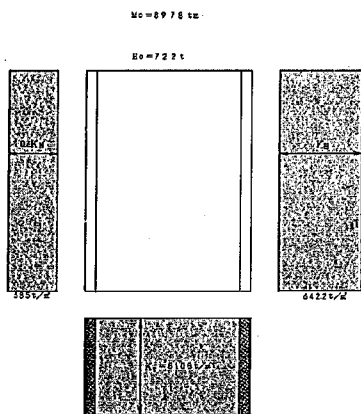


図2・4 地盤バネ定数のモデル化（石狩大橋）

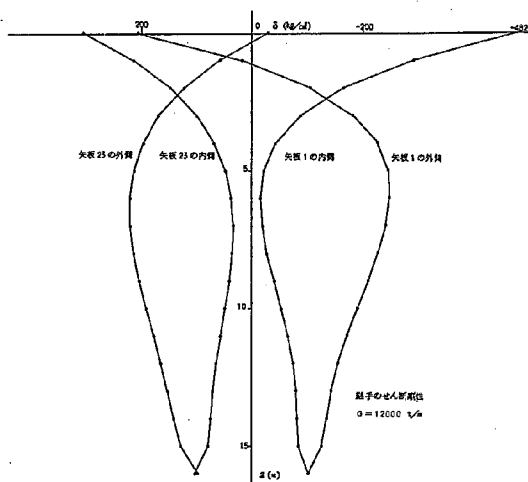


図2・5 矢張の応力分布（石狩大橋）

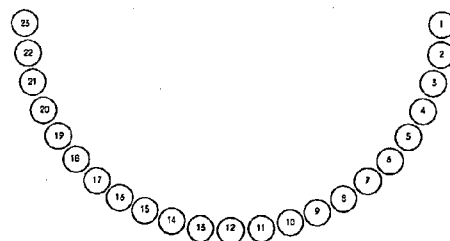
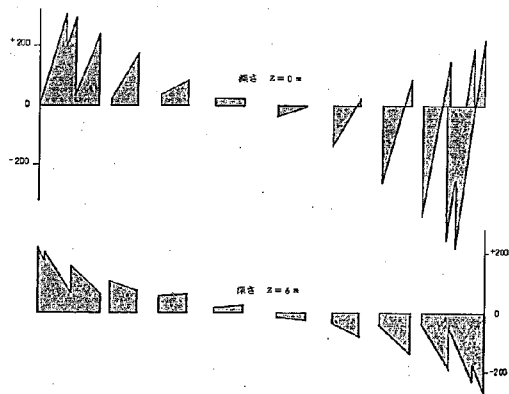


図2・6 井筒断面の応力分布（石狩大橋）

一方、継手のせん断剛性Gを小さくすれば矢板に発生する応力は大きくなる。
Gに対する応力感度は非常に大きい。

例えば、石狩大橋で

$$r = \frac{G}{G_0} \quad G_0 = 120000 \text{ t/m}$$

r	$\frac{\sigma_{\max}(G)}{\sigma_{\max}(G_0)}$
1/2	1.14
1/10	1.47
1/100	1.66

となる。また、上例にモルタル処理をして、下側を無処理にすると、その境界付近から大きな応力が矢板に発生する。また、前面矢板の地盤定数に対して、背面矢板の地盤定数の大きさは中詰土の抵抗をどのように考えるかで大きく変わってくる。井筒径が小さいものに対しては、中詰土の抵抗を無視してもそれ程問題はないが、井筒径が大きくなってくると中詰土の抵抗を考慮しないと正確に解析できないことになる。実測値をみても前面矢板と背面矢板に発生する応力は異なり、一般に前面矢板に発生する応力が大きくなる。中詰土の抵抗を合理的に評価できるモデルを考えることができればこの現象をとらえることが可能である。

一方、頂版に作用する外力 (M_0 、 H_0) に対して、 H_0 が卓越していると、矢板頭部の拘束応力が地中部の応力に比べて大きくなり、また M_0 が卓越する場合はその逆になる傾向がある。通常慣用されている現行法では、 H_0 に対する矢板頭部の拘束応力を評価することができないので危険側に設計される場合も生じてくるといえる。

c) 変形特性

現行のケーソン指針を準用して地盤のバネ定数を決定したが、井筒頭部の水平変位で計算値と実測値とを比較すると、一般に計算値の方が大きめに出る。図 2.7 は最前列の矢板と最後列の矢板の水平変位をプロットしたものである。井筒の

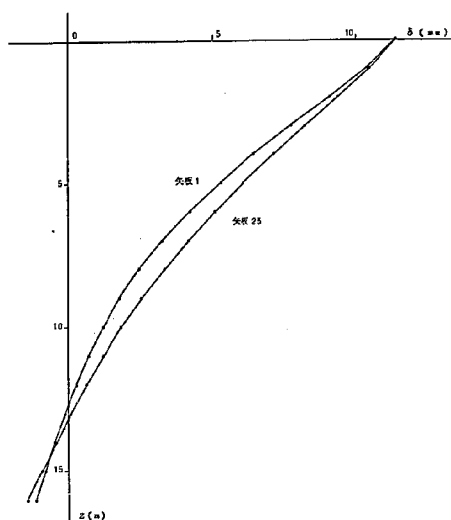


図 2.7 矢板の水平変位 (石狩大橋)

断面変形の影響によってそれらの値は異なっている。井筒の断面変形は、横方向地盤定数 (K_H) を井筒のまわりで一定にとるとその影響はほとんど生じない。すなわち前面の矢板も背面の矢板もほぼ同じ変形量となる。また図 2.8 (b) に示すように地盤定数を仮定すると井筒の断面変形が発生する。すなわち、図 2.7 でいえば、背面の矢板の変形量は前面のそれよりも大きくなる。

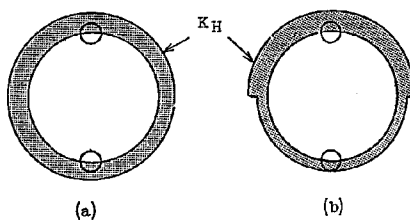


図 2.8 井筒断面方向の K_H 分布

d) 全体特性

矢板式基礎の全体特性は、井筒径によって単ぐいのものから、ケーソン、群ぐいというふうに変形していく。基礎径が小さい場合（10m程度まで）、ほぼ単ぐいの挙動をする。基礎径が比較的大きい場合（10m～25m程度）、ケーソンと群ぐいの中間的な挙動を持つようになり、現在の鋼管矢板の継手強度を考慮すると、最も効率的に全体特性を有利に保つことができ、矢板式基礎の最も適した寸法範囲といえよう。それ以上基礎径が大きくなると、現状での継手の構造や施工法では各矢板の一体性を保つには継手強度が不足し、群ぐいの挙動に近くなってくる。それ故、非常に大きな径で矢板式基礎の特性を高めるためにはもっと強度を期待できる継手構造とすべきであろう。

2.2.2 頂版部の光弾性模型実験による検討

検討資料としては道路公園浜名大橋ケーソン頂版を対象とした。本橋のケーソン頂版厚はスパンの1/2をこえるため、ディープビーム理論を適用すると、SD30、 $\phi 35$ mmの鉄筋が12.5cmの間隔で6.5段も必要となった。また橋脚から頂版部の断面急変部での応力集中と壁部分への応力伝達が問題になった。

そこで、図2.9に示すようにアクリル樹脂による加工実験とエポキシ樹脂による光弾性実験を相似律を適用した模型で行なった。その結果以下のことがわかった。

- (i) 橋脚からの応力は、頂版を通して隔壁ならびに側壁に通じ、頂版には曲げ変形が、壁には圧縮変形とせん断変形が生じる。
- (ii) 相似律を用いて実構造物に応力換算を行なうと、頂版の下側でD35、12.5cm間隔で3段、上側で25cm間隔で2段の配筋になった。現行の道路協会下部工指針（ケーソン篇）での配筋よりかなり経済的になることが知れた。

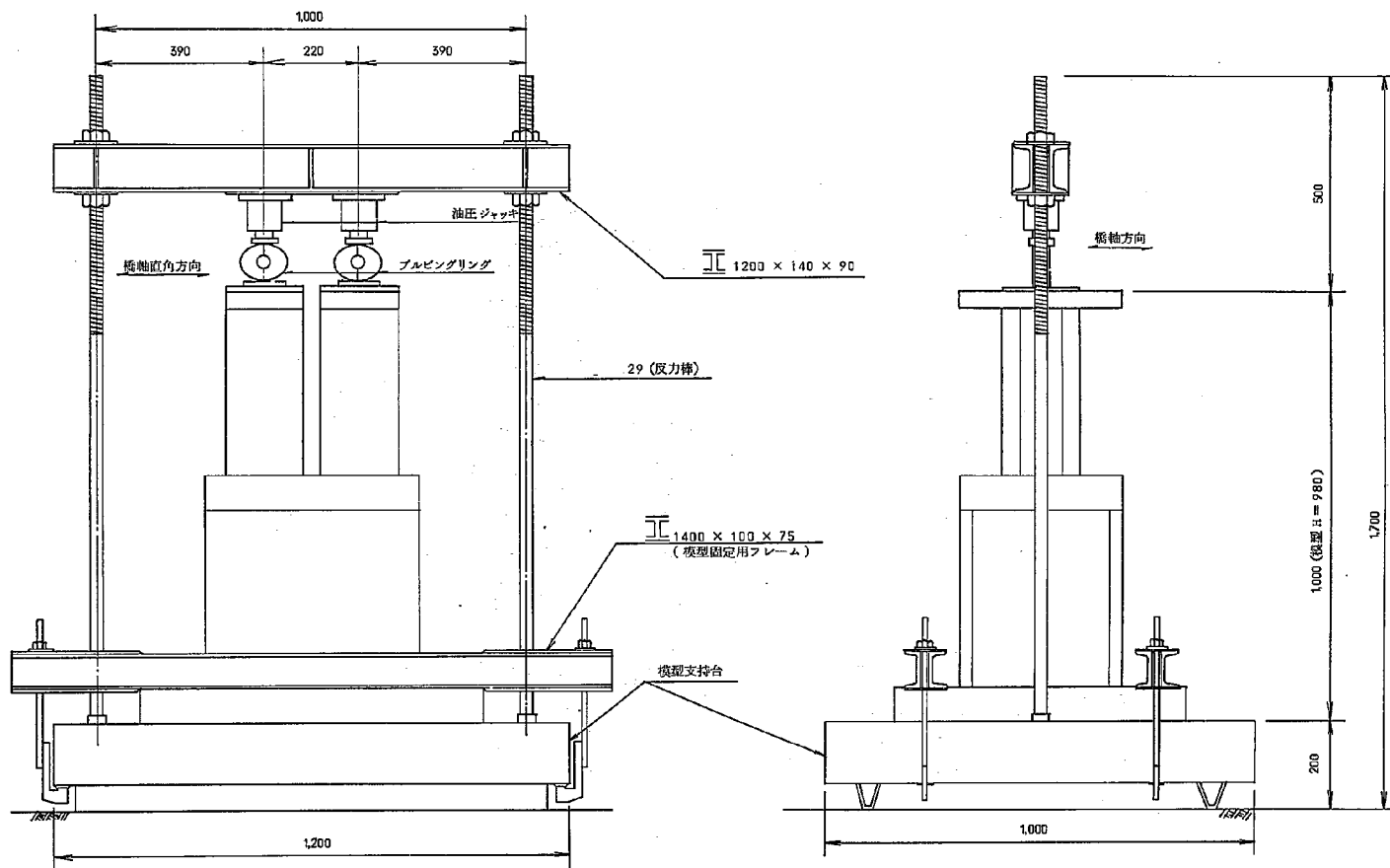


図 2・9 ケーソン・アングル樹脂模型の鉛直荷重による載荷要領 (縮少 1/10)

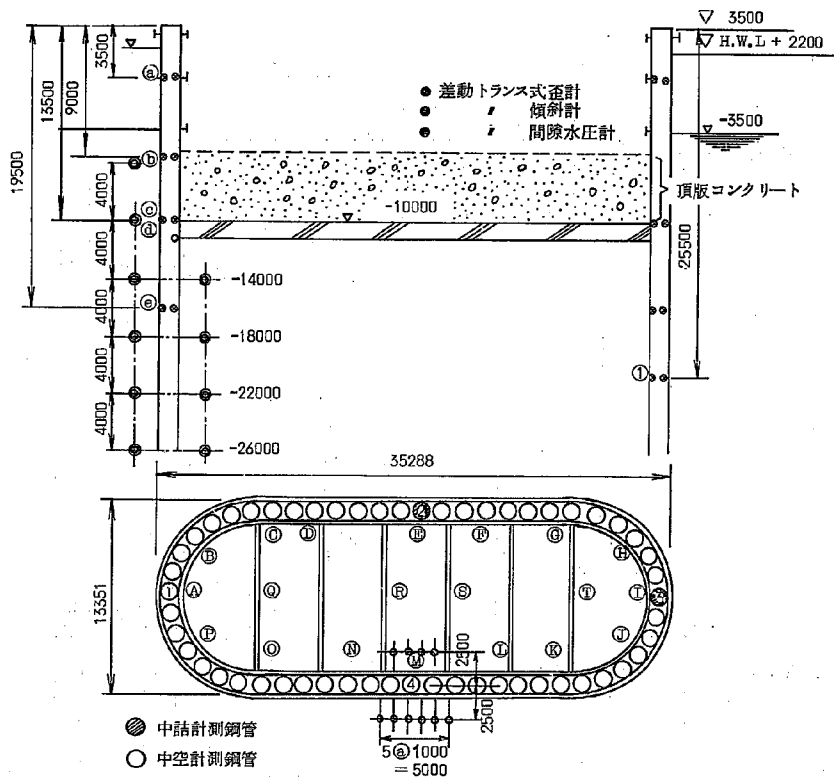


図 2・10 施工断面および測定計器位置

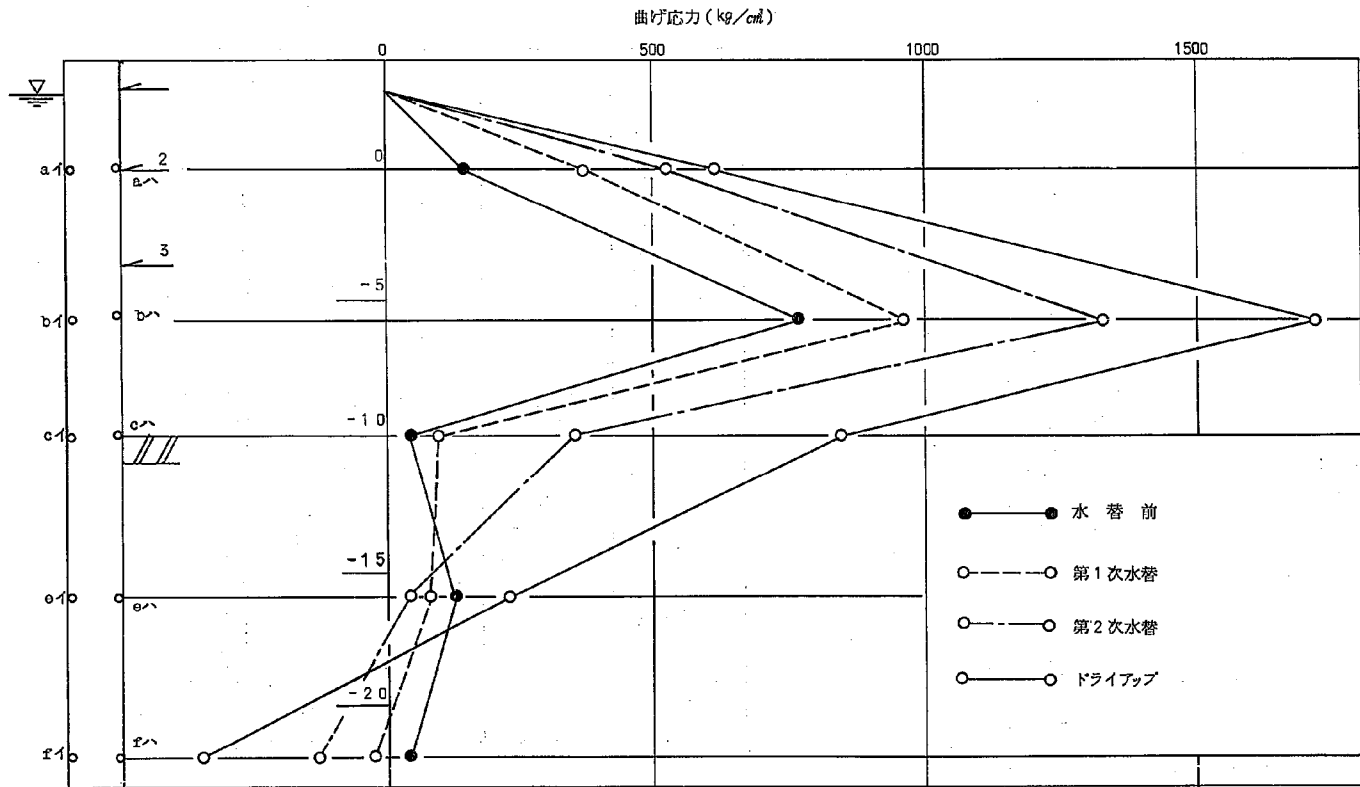


図 2・11 鋼管矢板 (CP - 303 鋼管④) の曲げ応力分布図

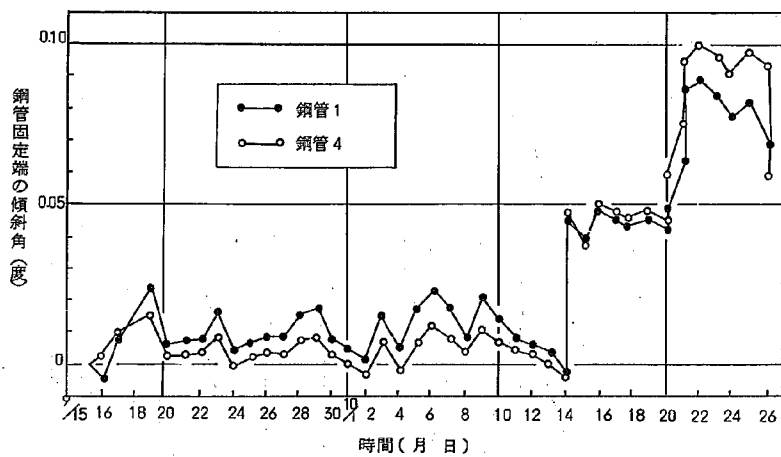


図2・12 各鋼管測点bにおける曲げ応力

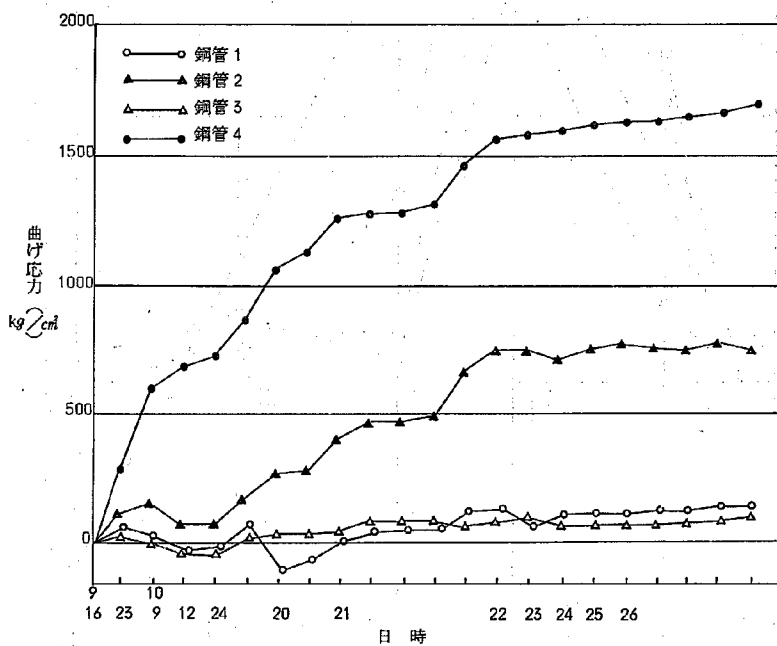


図2・13 鋼管固定端の傾斜角経時変化

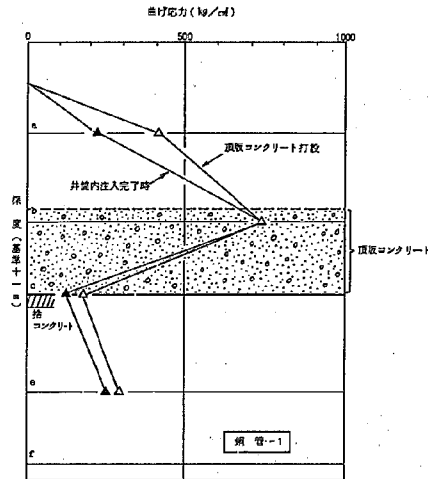
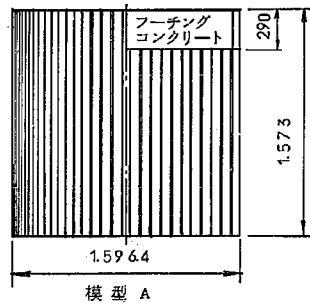
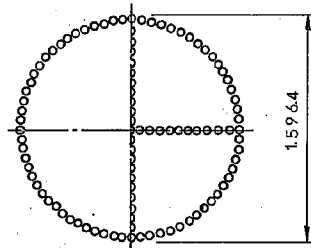


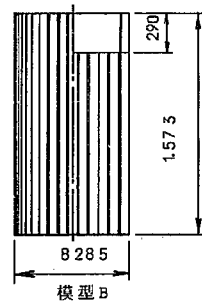
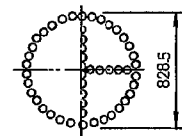
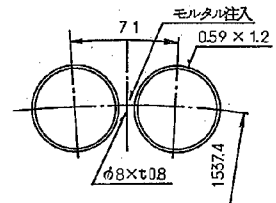
図 2・14 鋼管の曲げ応力分布

鋼管本数
外壁—68本
隔壁—41本



模型 A

鋼管本数
外壁—34本
隔壁—20本



模型 B

図 - 2・15 模型供試体

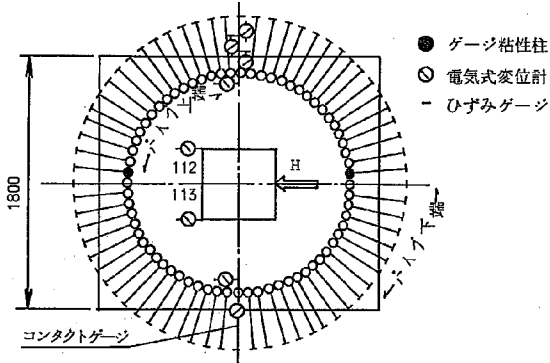
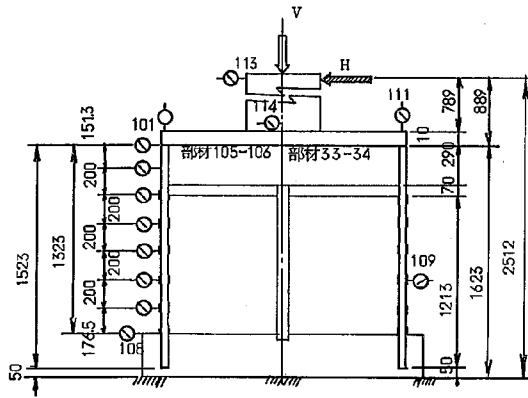


図-2・16 気中実験

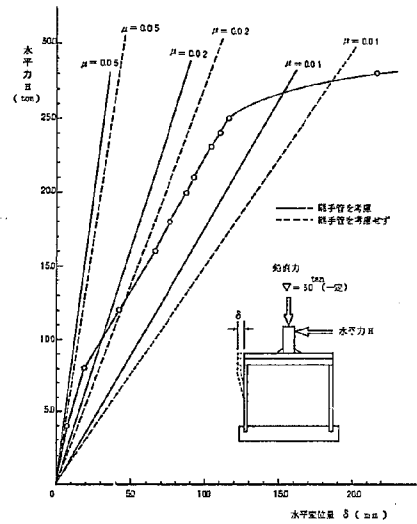


図2・17 荷重 - 水平変位量曲線

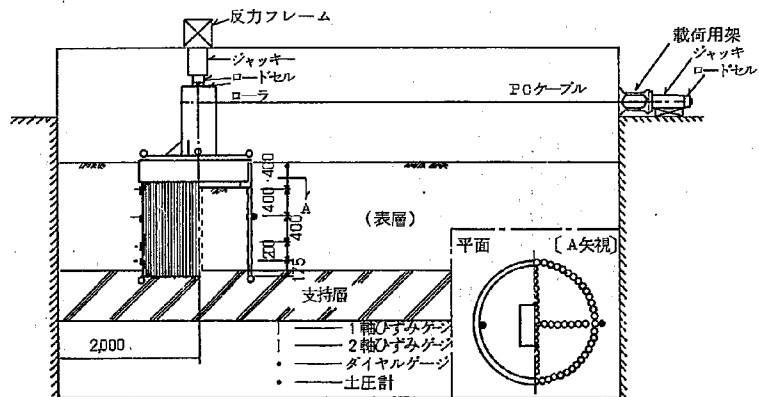


図-2・18 土中実験 (静的荷重実験)

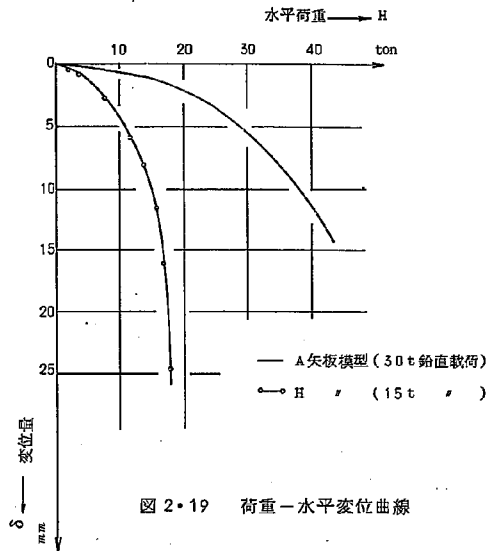


図 2.19 荷重—水平変位曲線

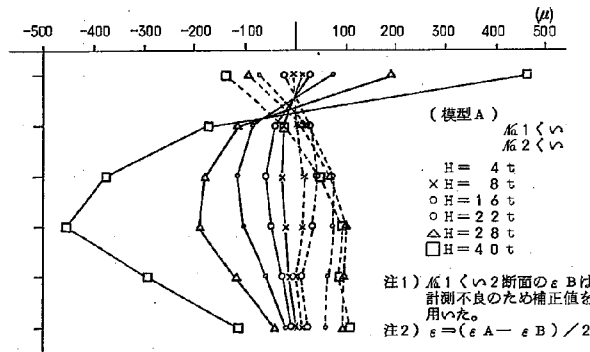


図 2.20 曲げひずみ曲線

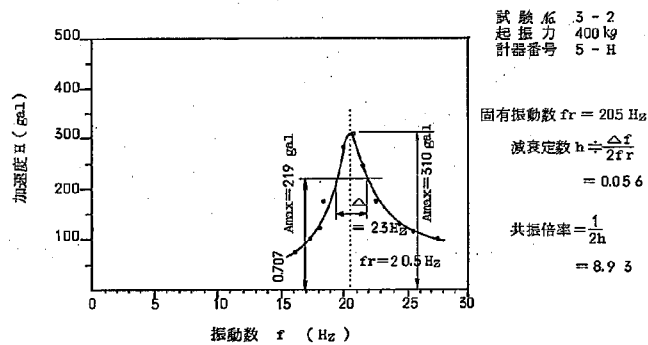


図 2.21 加速度共振曲線

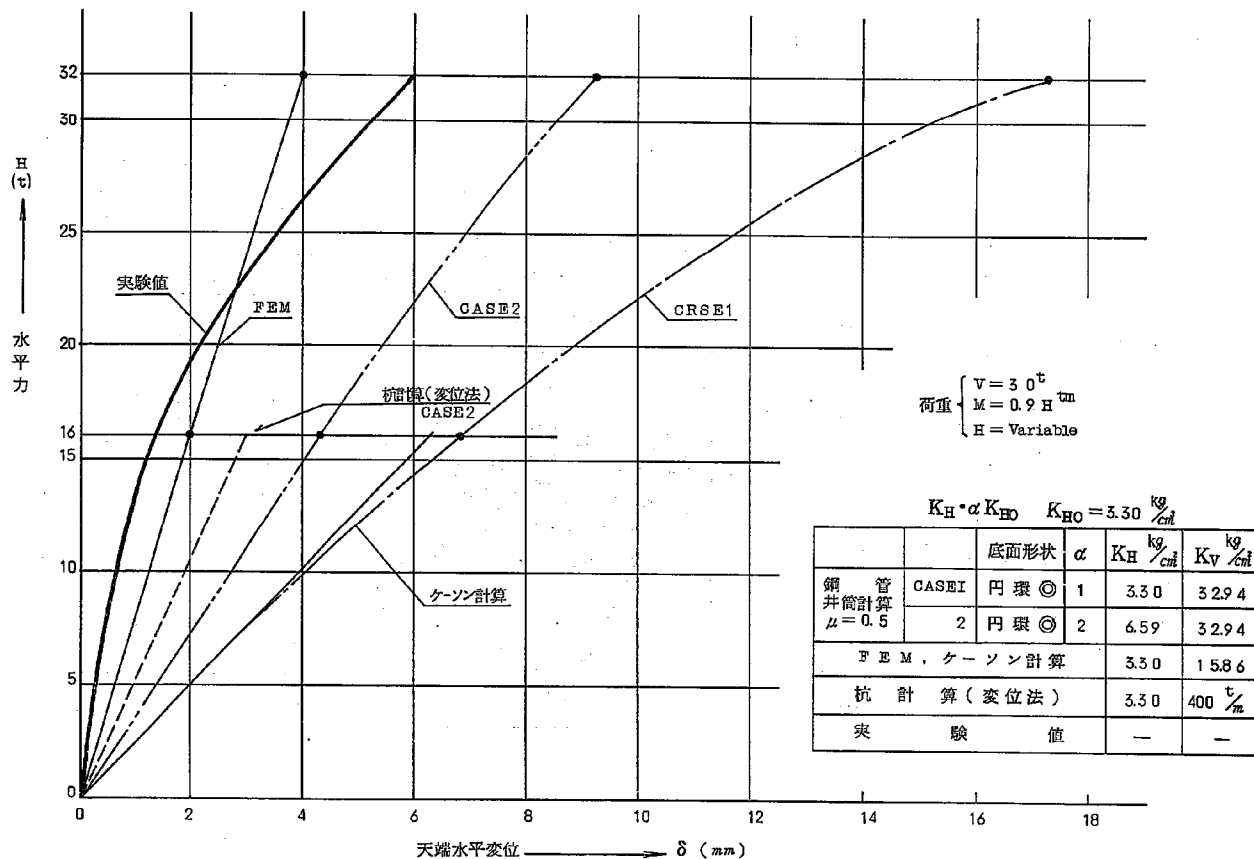


図2・22 実験値と計算値の比較

2.2.3 仮締切り兼用矢板式基礎の仮締切部の検討

図 2.10 のような施工断面における応力測定例を示す。図 2.11 は鋼管矢板曲げ応力で直線部の矢板に対するものである。最大値はドライアップ直後の測点 b に生じており、矢板頭部と頂版コンクリートを支点として変形していることがわかる。この測定現場では直線部と曲線部の矢板の応力の相違、また中空矢板と中詰コンクリートを打った矢板の応力の相違を調べている。測点 b における各種矢板の応力を示したのが図 2.12 である。直線部分の矢板②④は曲線部の矢板①③より大きな曲げ応力が生じている。また同じ直線部の矢板での差は中空(④)と中詰コンクリート(②)によるものと考えられる。図 2.13 は矢板①と④の傾斜角の経時変化を示したものである。各水替作業における傾斜角の変動を明確に示している。第 3 次水替で傾斜角の値が減少しているがこれは鋼管矢板への荷重作用点下がったため鋼管のふくらみの中心点も下った影響と考えられる。

以上は仮締切時に生ずる応力の傾向であったが、これらの応力が本体構造物としての矢板壁にどれ程残留するかという事が次の問題点である。ドライアップして頂版コンクリートを打設した後の応力と締切内に注入して内外の水位差をゼロとした時の応力を比較したのが図 2.14 である。図より明らかなように仮締切時に生じた頂版コンクリート以下の鋼管矢板の応力は井筒内に注水してもあまり変化しない事がうかがえる。つまりコンクリート打設時の曲げ応力はそのほとんどが残留することとなる。これは頂版コンクリートと矢板の結合は剛であることによるものと考えられる。

2.2.4 全体模型による静的、動的実験

(1) 実験概要

現在、阪神高速道路公団大阪湾岸線の安治川橋梁で計画中の矢板式基礎は直径(D) 3.3 m、長さ(L) 32.5 m と D/L は 1.0 に近く、従来実験等で確かめられている矢板式基礎の性状とは異なることが予想される。したがって、特にこのような形状の矢板式基礎の力学的挙動を把握し、今後の設計法に対する資料を得るために模型実験を行った。

模型は実物の 20.7 分の 1 の縮尺の模型(A 模型)と形状の相異による挙動の差を調べるために、さらに直径を半分にした模型(B 模型)とした。(図 2.15)

模型体の鋼管矢板は炭素鋼管を冷間引抜きにより加工し、本管は径 $\phi = 59 \text{ mm}$ 、肉厚 $t = 1.2 \text{ mm}$ 、継手管は $\phi = 8.0 \text{ mm}$ 、 $t = 0.8 \text{ mm}$ のものを用いた。継手管と本管はアラライトを用いて接着し、また継手管にはセメントペーストを充填した。実験は構造体だけの特性を調べるために、模型体だけを大気中に固定して行う予備実験(気中実験)と模型体を土槽内に設置して行う本実験(土中実験)とした。

模型実験を行うに際しては模型と実物との相似性が問題であり、実物の挙動を定量的に把握するには地盤を含んだ系の相似性を満足することが必要である。しかし、力学

的に極めてあいまいな地盤を対象とするため相似性を完全に満足することはむずかし
く、ここでは実物の基礎の定性的な挙動が異ならない程度に相似性を考慮した。

(2) 気中での静的載荷実験

模型体を大気中に設置し(下端固定)、鉛直荷重(30t)を一定にして水平力を
段階的に変化させ5サイクルの繰返し載荷を行った。(図2.16)

実験結果の一例として荷重—水平変位曲線を図2.17に示す。図中 μ は合成効率であ
り、曲げ剛性 $EI = E(\Sigma I + \mu \Sigma Ay^2)$ で与えたものである。この結果による荷重
が大きい範囲では μ は非常に小さい値となる。曲げひずみ分布を見るとその挙動は下
端固定の門型ラーメンに類似している。

(3) 土中での静的載荷実験

模型体を人工地盤の土槽中に設置し、鉛直荷重を一定にして(A模型30t、B模
型15t)、水平力を段階的に変化させ5サイクルの繰返し載荷を行なった。(図
2.18)

人工地盤は、実橋の地盤の変形係数、または、ばね定数が相似になるように考慮し
下層は、ソイルセメント、上層は砂を転圧した。

実験結果の一例として、図2.19に荷重—水平変位曲線を示す。

模型A、Bとも降伏は地盤の降伏である。また、気中実験と比較し、水平変位は半
分以下になっており、土の影響が非常に大きいといえる。

曲げひずみ分布をみると、模型A、Bでは、その様相が異っており、A模型では、
荷重が大きくなると矢板頭部の固定モーメントの作用が表われ、曲げモーメントの最
大値は、矢板頭部の固定点に生じる(図2.20)。すなわち、A模型では特に荷重が
大きくなると群杭基礎のような挙動がみられる。

(4) 土中での振動実験

静的荷重実験と同じく、土槽中に設置した模型体を用いて自由振動、強制振動を行
なった。自由振動は、PCケーブルを切断することにより行ない、強制振動は、起振
機(最大出力16t、最大振動数30Hz)を頂版上に固定して、振動を与えた。実験
結果の一例として、模型Aの共振曲線を、図2.21に示す。

一般に減衰定数は、 $h = 0.06 \sim 0.11$ 程度であるが、自由振動の結果の方が、やや
大きくなっている。また、共振時の加速度は、構造体の中の土が最も大きく、ほぼ構
造体と同じ動きをしている。共振時の頂版の最大水平変位は、模型Aで0.17mmと微
少であるが、構造体の加速度モードは剛体に近く、剛体のケーソンと仮定した振動解
析の振動数は、実験値と比較的よく一致する。

(5) 実験結果に対する考察

$D/L \approx 1$ の形状の矢板式基礎の挙動は荷重が小さく、継手のすべりが生じない間
は、剛体的な動きををすると思われるが、荷重が大きくなりすべりが生じた以後は、全

体的にせん断変形に似た群杭基礎のような挙動が見られる。これは、矢板の縁応力分布を見ると明らかであり、群杭計算の値と実験値とが比較的よく一致することからも推定される。

図 2.2.2 には、模型体をモデルとして、現行指針の矢板式基礎の計算、群杭計算、ケーソン計算、および 3 次元の有限要素法による解析を行なった結果の一例を示す。ここで、群杭計算は、変位法による計算であり、ばね定数の算出には内部の土の影響も考慮した。矢板式基礎の計算は、合成効率 $\mu = 0.5$ とし、ばね定数を変化させた場合も図示しているが、変形に与える影響は、 μ の効果は小さく、ばね定数が支配的である。実験値との比較値との比較でみるかぎり、現行指針による矢板式基礎の計算は、実験値より大きく出ており、安全であると言えるが、その挙動は、現行指針の計算法の基本である曲げ梁とは、相当異っている。したがって、今後 $D/L \cong 1$ のずんぐりした形状の矢板式基礎に対しては、実験、解析を通じて設計法を検討してゆく必要がある。

2.3 今後の研究方針

51年度(最終年度)は、水中基礎の耐震性調査として次の事項を研究し、とりまとめを行う。

(1) 矢板式基礎に関する研究事項

- (i) 今年度開発した解析プログラムを使って、さらに数値計算を実施して理論的に構造特性を解明し、現行設計法の問題点を分析する。
- (ii) 全体特性に関する合理的な設計法を提案し、模型実験等により確認する。
- (iii) 部分特性、とくに頂版と矢板接合部に関する設計法をまとめる。
- (iv) 仮設時に生ずる残留応力の評価基準を作成する。

(2) 多柱式基礎、パイルベイントに関する研究事項

- (i) 施工実績をとりまとめる。
- (ii) 現行の設計法に関する問題点を分析し、合理的な設計法を提案する。

付 2・1

昭和 50 年度基礎工部会の審議経過は下記のとおりである。

(1) 部 会

回 数	開催日時場所	主 要 議 事 内 容
第 1 回	50・ 7・17 霞 山 会 館 (霞 山 ビル)	(1) 昭和 50 年度研究計画。 (2) 矢板式基礎の水平力に対するその構造特性。 (3) 矢板式基礎模型実験結果および計算値との比較。 (4) 水平方向地盤反力係数について。 (5) 矢板式基礎模型実験結果。(阪神公園) (6) 矢板式基礎の頂版・仮締切部の設計。
第 2 回	50・10・ 1 東海大学校友会館 (霞 ケ 関 ビル)	(1) 矢板式基礎の頂版・仮締切部の設計。 (2) 阪神公園模型実験解析結果。 (3) 矢板式基礎の動的特性。
第 3 回	50・11・10 川崎製鉄㈱ 千葉製鉄所	矢板式基礎現場見学。
第 4 回	51・ 2・25 東海大学校友会館 (霞 ケ 関 ビル)	(1) 昭和 50 年度報告書(案)の検討。 (2) 数値計算による矢板式基礎の構造特性の分析結果(中間報告)。 (3) 多柱式基礎およびパイルベントの設計施工資料の整理について。 (4) 実験報告(川崎製鉄・日本鋼管)

(2) 幹 事 会

回 数	日 時	場 所
第 1 回	50・ 7・26	国 土 開 発 技 術 研 究 セ ン タ ー
第 2 回	50・ 8・20	国 土 開 発 技 術 研 究 セ ン タ ー
第 3 回	50・ 9・19, 20	新 日 本 製 鉄 ㈱ 美 蓉 荘
第 4 回	50・11・11	国 土 開 発 技 術 研 究 セ ン タ ー
第 5 回	50・12・ 8	国 土 開 発 技 術 研 究 セ ン タ ー
第 6 回	51・ 1・21	東 海 大 学 校 友 会 館

付 2・2 資料目録

昭和 50 年度基礎工部会で審議された部会資料は下記のとおりである。

回 次	番 号	資 料 名	提出者
第 1 回	1 - 1	議 事 次 第	幹 事
	1 - 2	「昭和 49 年度耐震技術に関する研究開発報告書」、昭和 50 年 3 月、(財)国土開発技術研究センター	幹 事
	1 - 3	「矢板式基礎と水平力に対するその構造特性」、昭和 50 年 3 月、土木研究所資料 Na 1034	幹 事
	1-4-1	「矢板式基礎の頂版・仮締切部の設計」、土木研究所資料 Na 1045、昭和 50 年 3 月	幹 事
	1-4-2	「矢板式基礎の頂版・仮締切部の設計(参考資料)」、昭和 50 年 3 月、(財)国土開発技術研究センター	幹 事
	1 - 5	「矢板式基礎模型実験結果および計算値との比較」、昭和 50 年 7 月、土木研究所	幹 事
	1 - 6	「矢板式基礎の構造特性に関する模型実験」、	幹 事
	1 - 7	「水平方向地盤反力係数について」	幹 事
	1 - 8	「矢板式基礎模型実験結果(抜粋)」	幹 事
	1 - 9	昭和 50 年度研究開発(案)基礎工部会	幹 事
	1 - 10	耐震技術開発研究委員会委員名簿	幹 事
	1 - 11	昭和 50・51 年度委員会開催予定表	幹 事
	1 - 12	各施設種別毎設計震度一覧表	幹 事
第 2 回	2 - 1	第 1 回基礎工部会議事録(案)	幹 事
	2 - 2	“Characteristic of Sheet Pile Foundation”, by K.Komada,M.Okahara	幹 事
	2 - 3	矢板式基礎の模型実験結果報告(矢板式基礎の静的構造特性)、昭和 50 年 10 月、阪神高速道路公団	阪 神
第 4 回		第 2 回基礎工部会議事録(案)	幹 事
	4 - 1	昭和 50 年度報告書(案)の一部	幹 事
	4 - 2	数値計算による矢板式基礎の構造特性の分析結果(中間報告)	幹 事
	4-3-1	多柱基礎一覧	
	4-3-2	「応力状態下のパイプに及ぼす溶接の影響、実験報告書」、昭和 49 年 7 月、川崎製鉄㈱	川 鉄
	4 - 5	「仮締切兼用鋼管矢板井筒接合部実験報告書」・昭和 51 年 2 月、日本鋼管㈱	N.K.K

3 コンクリート部会の研究成果の概要

3.1 概 要

コンクリート部会では、独立柱形式のコンクリート橋脚をおもな対象とした鉄筋コンクリート構造物の合理的な耐震設計法を確立することを目的とし、昭和49年までに大略つぎの調査・研究を行なった。

(1) コンクリート部材の耐震性に関する資料の収集・検討

- i) わが国におけるRC土木構造物の耐震設計の現状と研究の動向の調査
- ii) わが国の各機関で用いられている独立柱形式RC橋脚標準設計における、橋脚の応力度、配筋量などの特徴の調査
- iii) RC橋脚の既往の震害例、耐震性に関する解析例等にかかわる資料の収集・検討

(2) 限界状態設計法にもとづくRC橋脚耐震設計基準作成の研究

- i) 内外のRC構造物設計基準における耐震関連規定の比較・検討
- ii) 独立柱形式RC橋脚の動的特性に関する資料調査および試算検討
- iii) RC橋脚の動的解析の現況の調査

(3) 耐震性を考慮した構造細目に関する研究

- i) 内外のRC構造物設計基準における構造細目規定の比較・検討
- ii) 太径異型鉄筋の定着性に関する実験
- iii) 鉄筋かさね継手の高応力繰返し載荷実験（はり供試体による）

昭和50年度は、これらの調査・研究の成果をもとに、①限界状態設計法にもとづくRC橋脚耐震設計基準の概念を整理し、②設計に導入すべき照査段階（限界状態）の設定の決め手となる、RC橋脚の地震時における性状を明らかにするための研究を行なった。さらに、③耐震構造細目基準を補完するため、前年度にひき続き鉄筋かさね継手の高応力繰返し載荷実験（引張供試体による）を行なった。

3.2 研究内容および研究成果

3.2.1 RC橋脚耐震設計基準の概念

限界状態設計法にもとづくRC橋脚耐震設計基準の概念を表3.1に示す。同表に示す各種の限界状態は仮に設定したもので、最終的には、RC橋脚の地震時における性状を把握し、設計の基準とするに適当な特異点を見出して、必要最少限の照査段階（限界状態）を設ける方針とした。

3.2.2 RC橋脚の地震時における性状に関する解析

(1) 概 要

表3.2に示すような、主として建設省の標準設計から選定した一般に多用される規模の独立柱橋4例について、同表に示す復元力モデルおよび地震入力を与えて弾塑性応答解析

表 3.1 コンクリート橋脚の耐震設計基準の考え方

地震の強さ			設計において基準とする限界状態		
期待周期	期待周期に対応する地震震度		重要度Ⅰ	重要度Ⅱ	重要度Ⅲ
	地域	震度			
(100)年	a		B	A	
	b				
	c				
(50)年	a		C	B	A
	b				
	c				
(30)年	a		D	C	B
	b				
	c				
(10)年	a			D	C
	b				
	c				
			限界状態		
			A：崩壊限界		
			B：破壊限界		
			C：破損限界		
			D：供用限界		
注) 地震力および重要度の設定は、 ○ 地震力・地震部会 ○ 耐震設計専門部会 の答申に基づくものとする。					

但 上表は、地震入力と限界状態との対応の考え方の一例を示すものである。

限界状態		設計計算における判定条件					構造物の被害		被災後における処置			
呼称 (仮称)	状態	断面力 S	応力度 σ	ひずみ ϵ	変位 δ	塑性 μ	計算法	許容できない被害	許容しうる被害	被害調査および耐力判定	暫定的に使用する交通規制	補修
A 崩壊限界	大被害もやむを得ない。	$\varphi S \leq \varphi R_u$	$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_o \leq \sigma_{uo} \\ \sigma_c \leq \sigma_{uc} \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} \epsilon_o \leq \epsilon_{uo} \\ \epsilon_c \leq \epsilon_{uc} \end{array} \right.$	$\delta \leq \delta_u$	$\mu \geq \mu_u$	非弾性解析	↑ ↑ ↑ ↑ ↑	↑ ↑ ↑ ↑ ↑	↑	↑	↑
B 破壊限界	破壊するが、二次的被害(人命損失等)は受けない。	$\varphi S \leq \varphi R_y$	$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_o \leq \sigma_{yo} \\ \sigma_c \leq \sigma_{yc} \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} \epsilon_o \leq \epsilon_{yo} \\ \epsilon_c \leq \epsilon_{yc} \end{array} \right.$				↑ ↑ ↑ ↑ ↑	↑ ↑ ↑ ↑ ↑	↑	↑	↑
C 破損限界	破損するが、補修すれば再使用できる。	$\varphi S \leq \varphi R_c$	$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_o \leq \sigma_{co} \\ \sigma_c \leq \sigma_{cc} \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} \epsilon_o \leq \epsilon_{co} \\ \epsilon_c \leq \epsilon_{cc} \end{array} \right.$			弾性解析	↑ ↑ ↑ ↑ ↑	↑ ↑ ↑ ↑ ↑	↑	↑	↑
D 供用限界	破損しない。 地震時でも供用を続け得る。				$\delta \leq \delta_u$			↑ ↑ ↑ ↑ ↑	↑ ↑ ↑ ↑ ↑	↑	↑	↑
								主鉄筋の座屈・破断、 せん断破壊 フリーチングの鉄筋の 抜け出し コンクリートの圧壊・ せん断破壊 支承部のせん断破壊	幅()以上の曲げひび われ せん断筋のひびわれ 主鉄筋の降伏 帯鉄筋外部のコンクリ ートの剥離 上部構造の許容移動量 をこえる変位	荷重制限または車線 規制 制限なし	交通止め	補修
		S : 作用断面力 R : 抵抗断面力 φ, δ : ばらつき係数 添字 { u : 終局 y : 降伏 c : ひびわれ ○ 問題点 : 期待周期と断面力の対応がどうなるか。							溶融防止装置に誘導			
								○ 問題点 : 各項についての具体的な計算方法				
										○ 問題点 : 被害を受けた構造物の耐荷力判定方法および補強方法		

→ コンクリート部会で扱う範囲

を行ない、独立柱橋脚の地震時性状について検討した。

表 3.2 応答解析の条件

項 目		内 容
橋脚の種類	断 面 形 状	矩形 (小判型)
	高 さ (H)	① 7 m、② 12 m、③ 15 m、④ 21 m
復元力モデル	スケルトン・カーブ	① 曲げ変形のみ、② 曲げ変形＋フーチング鉄筋の伸び
	ヒステリシス・カーブ	① 武藤氏モデル、② 深田氏モデル
地 震 入 力	地 震 波	① El-Centro (N-S)、② Taft (E-W)
	最大加速度 (α_{max})	① 200 gal、② 300 gal、③ 400 gal、④ 600 gal
	入 力 の 方 向	橋軸方向

応答解析は、橋脚を1質点系モデルに置換え、図 3.1 に示す手順で行なったが、この手順中、③のスケルトン・カーブの設定に際しては、既往の実験結果と照合検討のうえ、計算上の仮定条件を定めた。なお、地震時における橋脚の挙動を考えるには、基礎および地盤の影響や上部構造からの影響も考慮する必要があるが、今回はこれらの影響は無視し、橋脚躯体自体の挙動にのみ注目することとした。

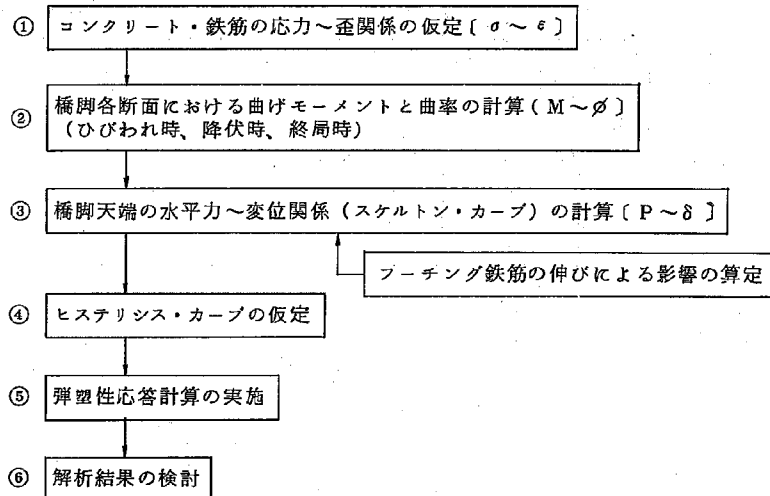


図 3.1 応答解析の手順

(2) 復元力モデル

独立柱橋脚に水平力が作用したときの変位は、橋脚躯体の曲げ変形のほかにフーチング内に定着された引張側鉄筋の伸びによる橋脚躯体底面の回転による変位が加わり、さらにシア・スパン比の小さい橋脚ではせん断変形の影響も無視し得なくなることが考えられるが、ここでは、曲げ変形のみを考慮した場合と、曲げ変形およびフーチング鉄筋の伸びを考慮した場合について、既往のRC柱および類似部材についての実験結果との対比・検討を行なった。さまざまな計算条件のもとに求めた水平力～変位関係を実験値と対比したものの2、3の例を図3.2に示す。

このような検討の結果、RC独立柱の水平荷重による変位を計算するにあたっては、柱の曲げ変形のほかに、少なくとも柱の引張側鉄筋のフーチングからの伸び出しの影響を考慮すべきことが明らかになった。

図3.3は、 $H=7\text{ m}$ の橋脚の場合について求めた水平力～変位関係であるが、これらのうち①および③について弾塑性解析を行なった。

つぎに、繰返し荷重下における荷重～変形履歴曲線（ヒステリシス・カーブ）については、独立柱橋脚に対して定型化されたものがないため、建築関係で提案されている数多くのモデルの中から、武藤氏提案のモデル（図3.4(a)）および深田氏提案のモデル（図3.4(b)）の2種を選定し、両者について計算を行なった。

(3) 弾塑性応答解析結果

解析結果のうち、 $H=7\text{ m}$ および $H=15\text{ m}$ の橋脚の計算結果を図3.5、図3.6、表3.3および表3.4に示す。また、表3.3および表3.4を概括的にまとめて図示すると、それぞれ図3.7および図3.8のようである。これらから、一般的な中小規模の独立柱PC橋脚の地震時性状について、つぎのような傾向がみられる。

- i) 復元力モデルや地震波のちがいによって応答値にある程度のちがいは生ずるが、最大加速度にはほぼ比例して塑性率は増大する。この場合、背の高い橋脚の方が初期周期が大きく、応答スペクトルが小さくなるため、結果的に背の低い橋脚より塑性率は小さくなる。
- ii) フーチングからの鉄筋の伸び出しが橋脚の変位に与える影響は、背の低い橋脚ほど大きい。鉄筋の伸び出しにより応答変位は大きくなるが、塑性率は減少せしめられる。
- iii) 橋脚に降伏点変位を生ずるのは、最大加速度 200 gal 前後においてである。
- iv) 鉄筋の引張ひずみが 0.01 またはコンクリートの圧縮ひずみが 0.0035 に達するときの変位を終局時変位と仮定すれば、終局時における塑性率は3～4程度であり、 $H=7\text{ m}$ 橋脚の場合は $\alpha_{\max}=400\sim500\text{ gal}$ 程度で、また $H=15\text{ m}$ 橋脚の場合は $\alpha_{\max}>600\text{ gal}$ においてこの塑性率に達することになる。
- v) 今回対象とした橋脚に関しては、BI-Centroを入力した場合よりもTaftを入力した場合の方が降伏点変位をこえる回数のはるかに多くっており、このような規模の橋脚に対しては、Taftの入力の方が大きな影響を与えるものと考えられる。

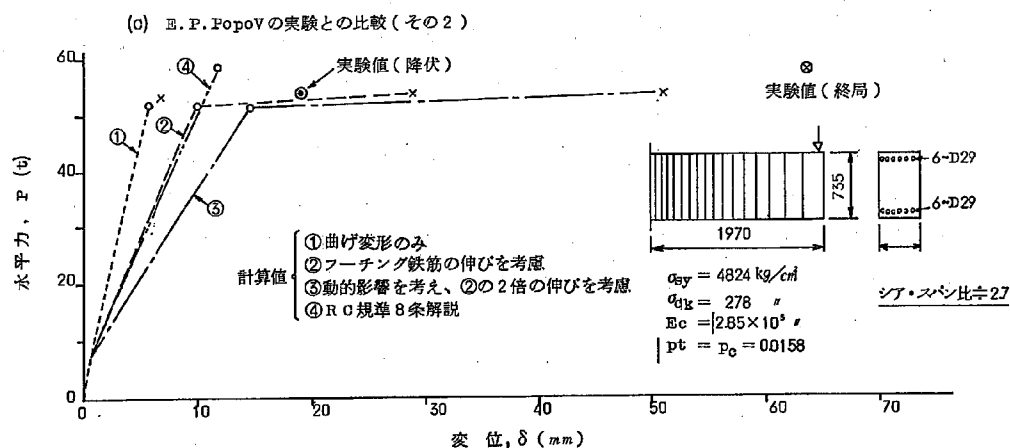
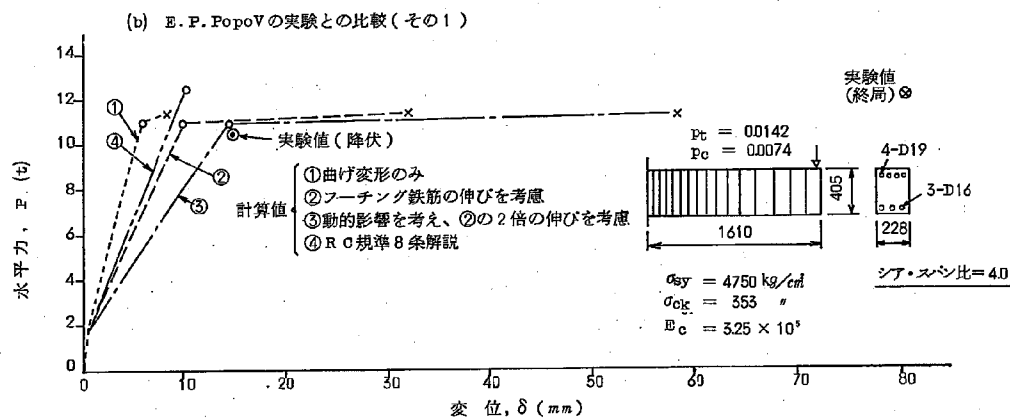
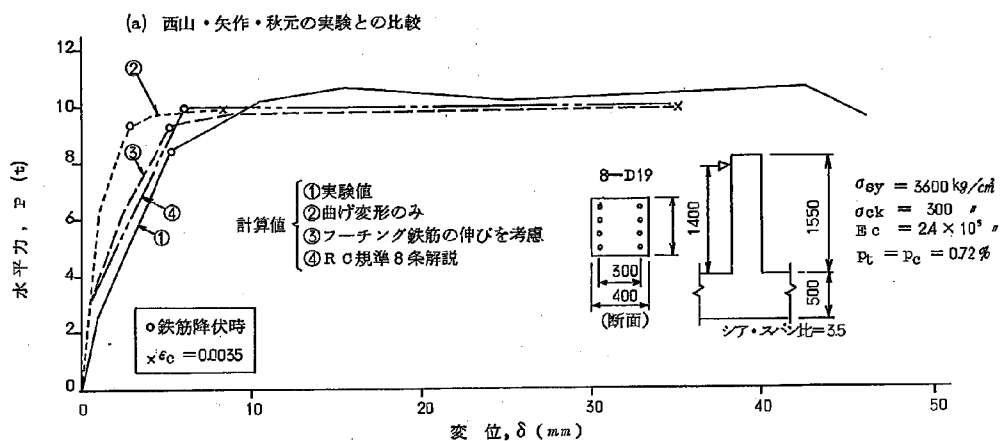


図 3・2 スケルトン・カーブの検討

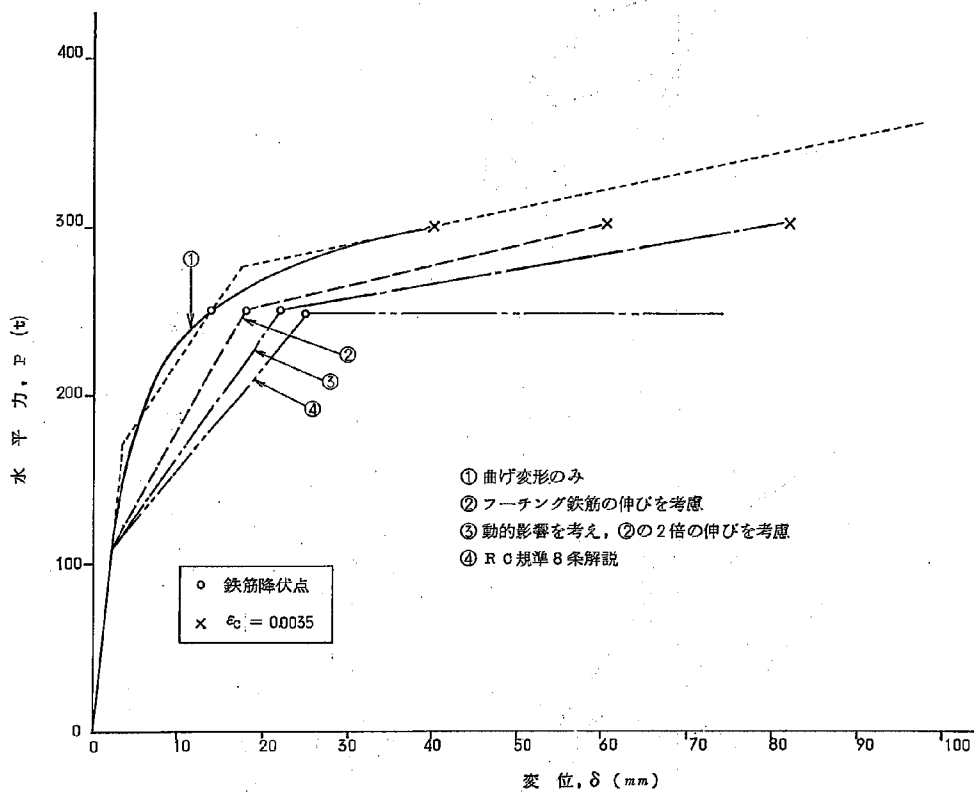
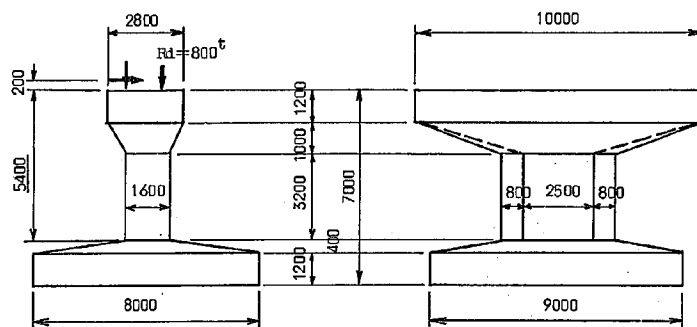
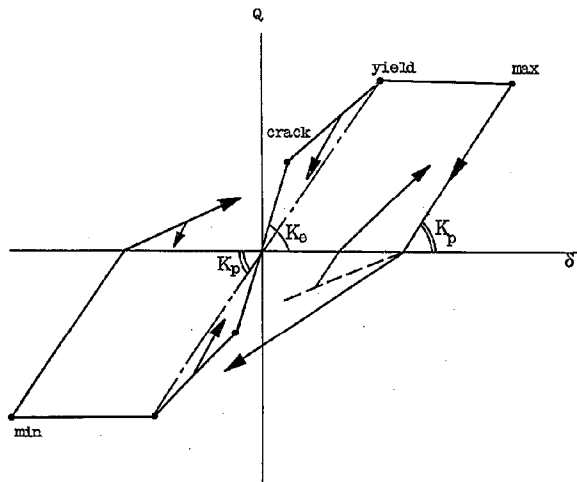
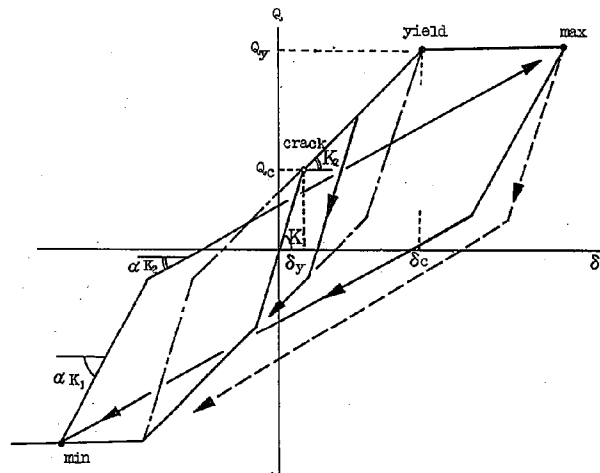


図 3・3 H = 7 m 橋脚 (標準設計) のスケルトン・カーブ



- crack と yield の間は原点指向（履歴減衰なし）
- yield 以上からの減力時剛性は降伏点剛性 K_p で、 $Q=0$ からは過去の最大点を目指す。

(a) 武藤氏提案のモデル



- crack と yield の間は、通常の bi-linear model.
- yield 以上では、下式で勾配を定める。

$$K_1 = \frac{Q_c}{\delta_c}, \quad K_2 = \frac{Q_y - Q_c}{\delta_y - \delta_c}, \quad \alpha = \frac{2\delta_y}{\delta_{max} - \delta_{min}}$$

(b) 深田氏提案のモデル

図 3.4 荷重～変形履歴曲線

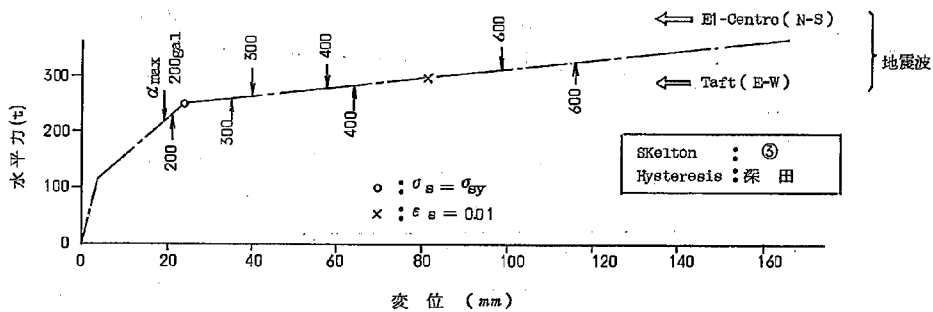
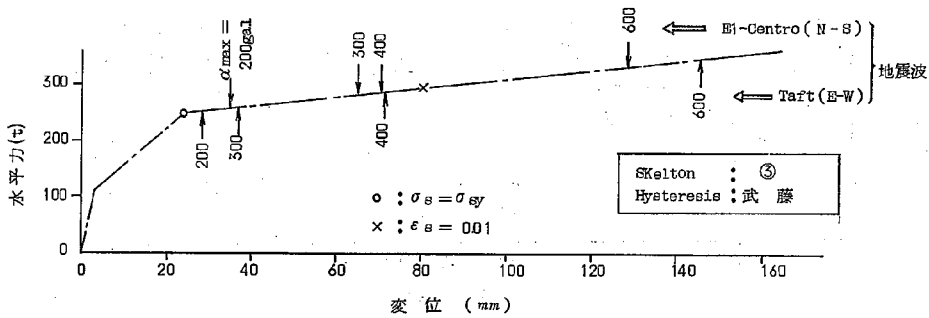
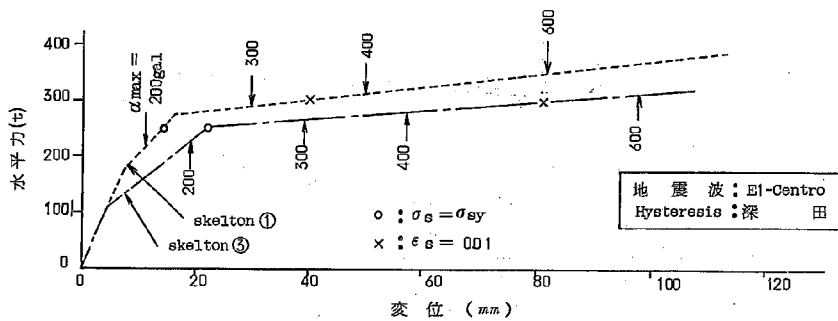
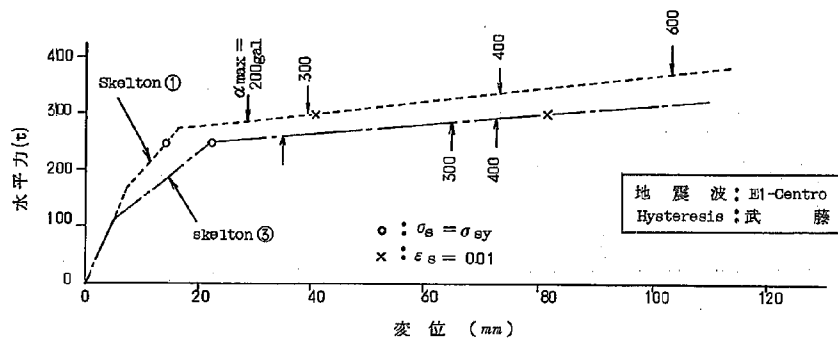


図 3・5 H = 71m 橋脚の弾塑性応答

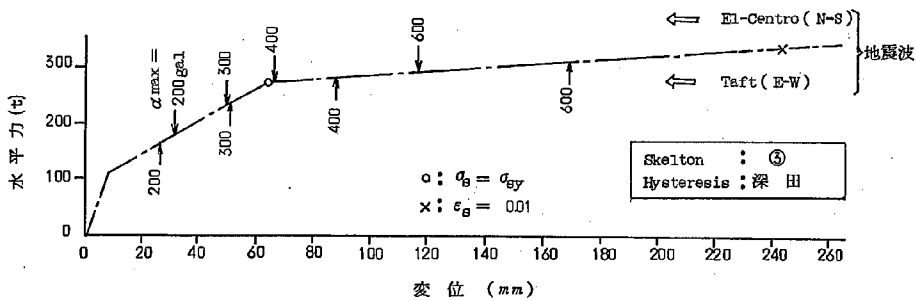
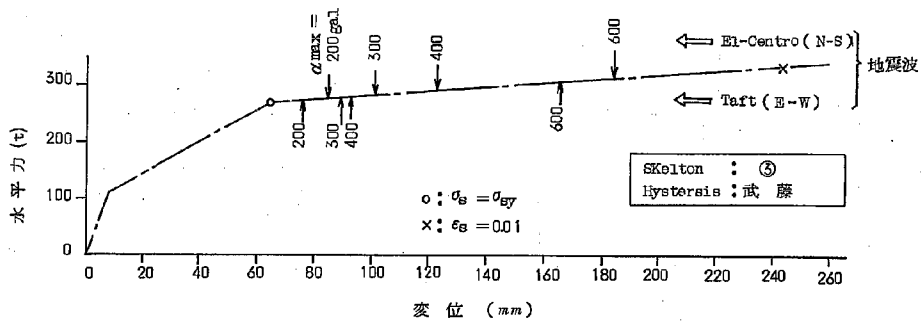
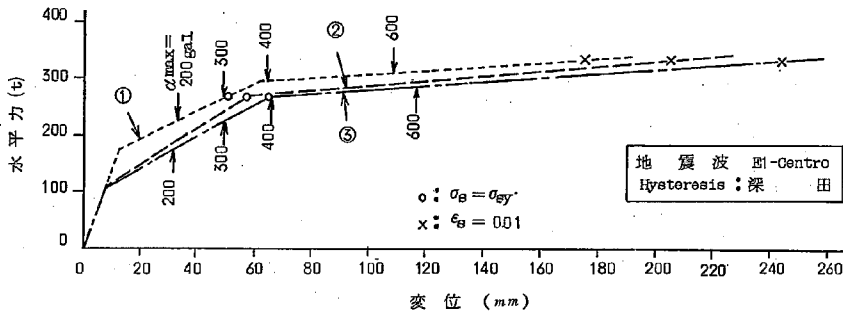
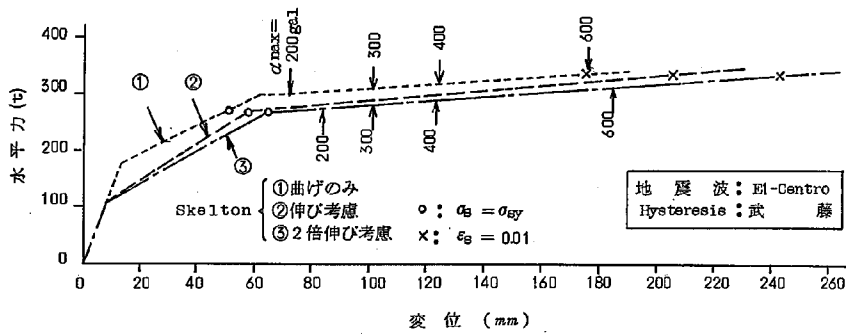


図 3.6 H = 15 m 橋脚の弾塑性応答

表 3.3 最大応答変位および塑性率

橋 脚	スケルトン	ヒステリシス	地 震 波	応答値	$\alpha_{max}=200$ gal	$\alpha_{max}=300$ gal	$\alpha_{max}=400$ gal	$\alpha_{max}=600$ gal	降伏時	終局時 $\epsilon_B=0.01$
H=7m	曲 げ 変 形	武 藤	El-Centro	変 位	29.1	39.2	72.6	-103.1	14.1	40.4
				塑性率	2.1	2.8	5.1	7.3	1.0	2.9
		深 田	El-Centro	変 位	11.9	29.8	50.3	-81.7	"	"
				塑性率	0.8	2.1	3.6	5.8	"	"
	曲げ変形 および フーチング 鉄筋の伸び	武 藤	El-Centro	変 位	-34.8	64.3	-71.6	-128.0	21.6	81.3
				塑性率	1.6	3.0	3.3	5.9	1.0	3.8
			Taft	変 位	-28.5	-37.2	-72.7	-145.8	"	"
				塑性率	1.3	1.7	3.4	6.8	"	"
		深 田	El-Centro	変 位	19.1	39.7	57.6	-97.6	"	"
				塑性率	0.9	1.8	2.7	4.5	"	"
			Taft	変 位	-20.6	-35.3	-63.8	-116.6	"	"
				塑性率	1.0	1.6	3.0	5.4	"	"
H=15m	曲 げ 変 形	武 藤	El-Centro	変 位	-72.7	-101.8	-124.3	-176.1	51.6	174.3
				塑性率	1.4	2.0	2.4	3.4	1.0	3.4
		深 田	El-Centro	変 位	33.7	-49.0	-63.8	-109.0	"	"
				塑性率	0.7	0.9	1.2	2.1	"	"
	曲げ変形 および フーチング 鉄筋の伸び	武 藤	El-Centro	変 位	81.2	-101.8	-122.4	-183.4	63.8	242.4
				塑性率	1.3	1.6	1.9	2.9	1.0	3.8
			Taft	変 位	-92.6	75.9	-89.2	-165.8	"	"
				塑性率	1.4	1.2	1.4	2.6	"	"
		深 田	El-Centro	変 位	-32.7	-49.2	-66.0	-116.2	"	"
				塑性率	0.5	0.8	1.0	1.8	"	"
			Taft	変 位	27.2	-50.5	-88.0	-170.0	"	"
				塑性率	0.4	0.8	1.4	2.7	"	"

表 3.4 降伏点変位をこえる回数

地 震 波	ヒステリシス	$\alpha_{max}=200$ gal	$\alpha_{max}=300$ gal	$\alpha_{max}=400$ gal	$\alpha_{max}=600$ gal
El-Centro	武 藤	2~3	2~5	3~10	5~9
	深 田	0	0~2	3~4	4~6
Taft	武 藤	0~1	4~5	4~23	7~33
	深 田	0	0~1	4~5	7~27

注) 橋脚高さ 7m および 15m

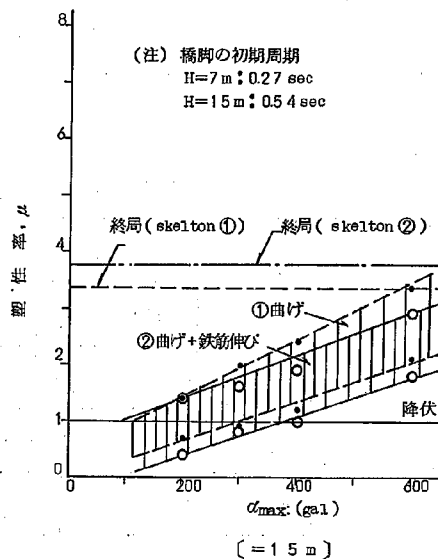
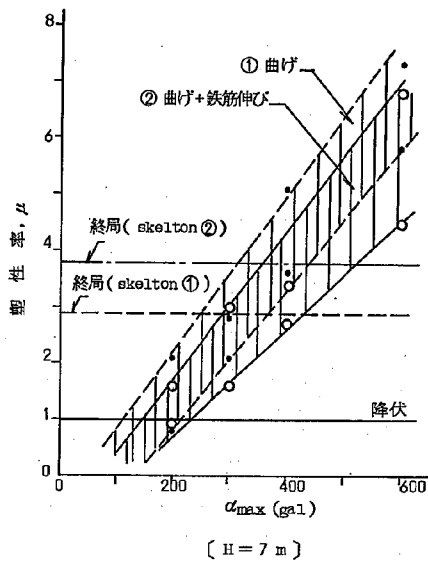


図 3・7 塑性率

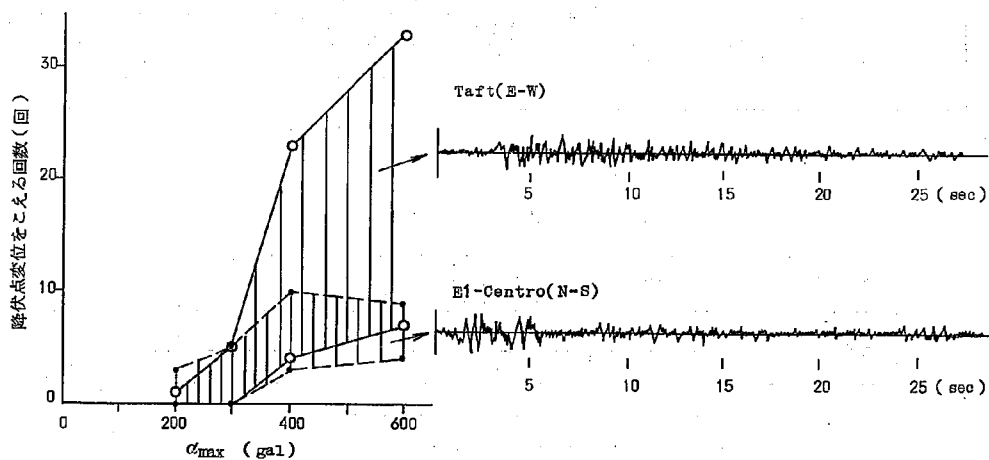


図 3・8 降伏点変位をこえる回数

3.2.2 鉄筋かさね継手の高応力繰返し載荷実験

(1) 概要

前年度は、小型はり供試体を用いて鉄筋かさね継手の高応力繰返し載荷実験を行ない、かさね継手の耐震性について検討したが、今年度はできるだけ実際の橋脚にちかい条件での、かさね継手部の帯鉄筋の効果を検討するための実験を行なった。

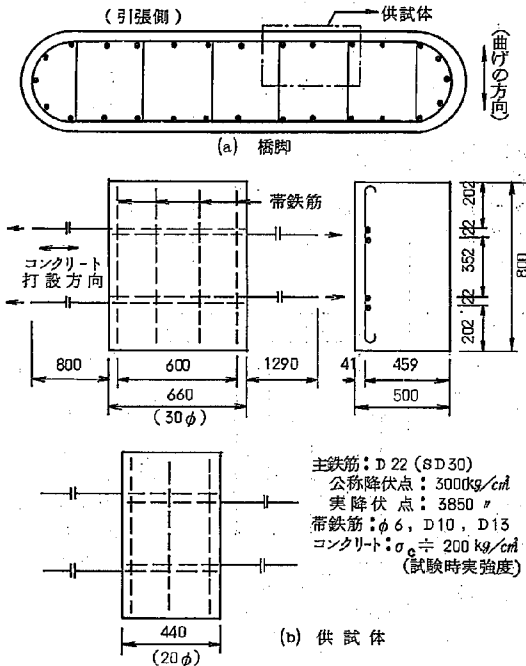


図 3.9 供試体の概要

図 3.9 (a) に示すような橋脚の一部分に模した図 3.9 (b) のような供試体 6 体について、帯鉄筋量および帯鉄筋配置方法の相違による継手の強度のちがいについて調査した。

(2) 実験結果

実験結果の概要を表 3.5 および図 3.10 に示す。この実験により、つぎのことがたしかめられた。

i) 帯鉄筋は、主鉄筋かさね継手区間の端部に配するのが効果的である。

ii) 主鉄筋量に対する帯鉄筋量の割合を 0.15 以上とした今回の供試体の範囲では、帯鉄筋量を 2 倍にしても継手強度の増加は 10 % 程度で、帯鉄筋量増加の効果は少ない。

iii) 橋脚が曲げを受ける場合の引張側主鉄筋のかさね継手は、かさね長さを 30ϕ とした場合、鉄筋の実降伏点の 1.2~1.3 倍の応力レベルでの繰返し載荷に対しては繰返しの進行とともに耐力低下を生ずることはないが、ある繰返し回数で急激な破壊をきたす。これは、繰返しの進行にともなう耐力低下の傾向を示した前年度のはり供試体による実験結果と異なる点である。

表 3.5 鉄筋かさね継手の試験結果概要

No.	ひびわれ概況	試験結果		No.	ひびわれ概況	試験結果												
①	主鉄筋: D22 (SD30) 帯鉄筋: 4-φ6 (1.13 cm) (寸法単位: mm)	<table border="1"> <tr><td>P_{max}</td><td>36.0 t</td></tr> <tr><td>σ_{smax}</td><td>4650 %</td></tr> <tr><td>$\Delta \ell$</td><td>14 mm</td></tr> </table>	P_{max}	36.0 t	σ_{smax}	4650 %	$\Delta \ell$	14 mm	○ $0 \sim \sigma_{sy}$ で 10 回繰返し ○ $\Delta \ell' = 2mm$ 変形制御載荷、繰返し 12 回目の載荷終了後しばらくして急激に鉄筋が抜け出して破壊	④	主鉄筋: D22 (SD30) 帯鉄筋: 3-φ6 (0.85 cm)	<table border="1"> <tr><td>P_{max}</td><td>27.1 t</td></tr> <tr><td>σ_{smax}</td><td>3500 %</td></tr> <tr><td>$\Delta \ell$</td><td>1.8 mm</td></tr> </table> ○ $0 \sim \sigma_{sy}$ で 10 回繰返し。 ○ 定歪載荷・1 回目載荷途中 27.1 t で鉄筋が抜け出して破壊。	P_{max}	27.1 t	σ_{smax}	3500 %	$\Delta \ell$	1.8 mm
P_{max}	36.0 t																	
σ_{smax}	4650 %																	
$\Delta \ell$	14 mm																	
P_{max}	27.1 t																	
σ_{smax}	3500 %																	
$\Delta \ell$	1.8 mm																	
②	主鉄筋: D22 (SD30) 帯鉄筋: 4-D10 (2.85 cm)	<table border="1"> <tr><td>P_{max}</td><td>39.3 t</td></tr> <tr><td>σ_{smax}</td><td>5080 %</td></tr> <tr><td>$\Delta \ell$</td><td>> 14 mm</td></tr> </table>	P_{max}	39.3 t	σ_{smax}	5080 %	$\Delta \ell$	> 14 mm	○ $0 \sim \sigma_{sy}$ で 10 回繰返し ○ $\Delta \ell' = 2mm$ 変形制御載荷、繰返し 13 回目の載荷終了後しばらくして急激に鉄筋が抜け出して破壊	⑤	主鉄筋: D22 (SD30) 帯鉄筋: 3-D10 (2.14 cm)	<table border="1"> <tr><td>P_{max}</td><td>29.8 t</td></tr> <tr><td>σ_{smax}</td><td>3850 %</td></tr> <tr><td>$\Delta \ell$</td><td>3.1 mm</td></tr> </table> ○ $0 \sim \sigma_{sy}$ で 10 回繰返し。 ○ 定歪載荷・1 回目載荷終了直後鉄筋が抜け出して破壊	P_{max}	29.8 t	σ_{smax}	3850 %	$\Delta \ell$	3.1 mm
P_{max}	39.3 t																	
σ_{smax}	5080 %																	
$\Delta \ell$	> 14 mm																	
P_{max}	29.8 t																	
σ_{smax}	3850 %																	
$\Delta \ell$	3.1 mm																	
③	主鉄筋: D22 (SD30) 帯鉄筋: 2-D13 (2.53 cm)	<table border="1"> <tr><td>P_{max}</td><td>39.0 t</td></tr> <tr><td>σ_{smax}</td><td>5040 %</td></tr> <tr><td>$\Delta \ell$</td><td>> 20 mm</td></tr> </table>	P_{max}	39.0 t	σ_{smax}	5040 %	$\Delta \ell$	> 20 mm	○ $0 \sim \sigma_{sy}$ で 10 回繰返し ○ $\Delta \ell' = 2mm$ 変形制御載荷、繰返し 16 回で $\Delta \ell$ が 20 mm をこえても鉄筋は抜け出ず。	⑥	主鉄筋: D22 (SD30) 帯鉄筋: 2-D10 (1.42 cm)	<table border="1"> <tr><td>P_{max}</td><td>29.6 t</td></tr> <tr><td>σ_{smax}</td><td>3820 %</td></tr> <tr><td>$\Delta \ell$</td><td>> 1.3 mm</td></tr> </table> ○ $0 \sim \sigma_{sy}$ で 10 回繰返し ○ 定歪載荷・1 回目載荷途中 29.6 t で鉄筋が抜け出して破壊	P_{max}	29.6 t	σ_{smax}	3820 %	$\Delta \ell$	> 1.3 mm
P_{max}	39.0 t																	
σ_{smax}	5040 %																	
$\Delta \ell$	> 20 mm																	
P_{max}	29.6 t																	
σ_{smax}	3820 %																	
$\Delta \ell$	> 1.3 mm																	

P_{max} : 最大荷重、 σ_{sy} : 鉄筋の公称降伏点 (3000 %)
 σ_{smax} : 最大荷重時における鉄筋の計算応力度 (P_{max}/A_s)
 $\Delta \ell$: 破壊直前における鉄筋の変位量、 $\Delta \ell'$: 各サイクルにおける鉄筋の変位量

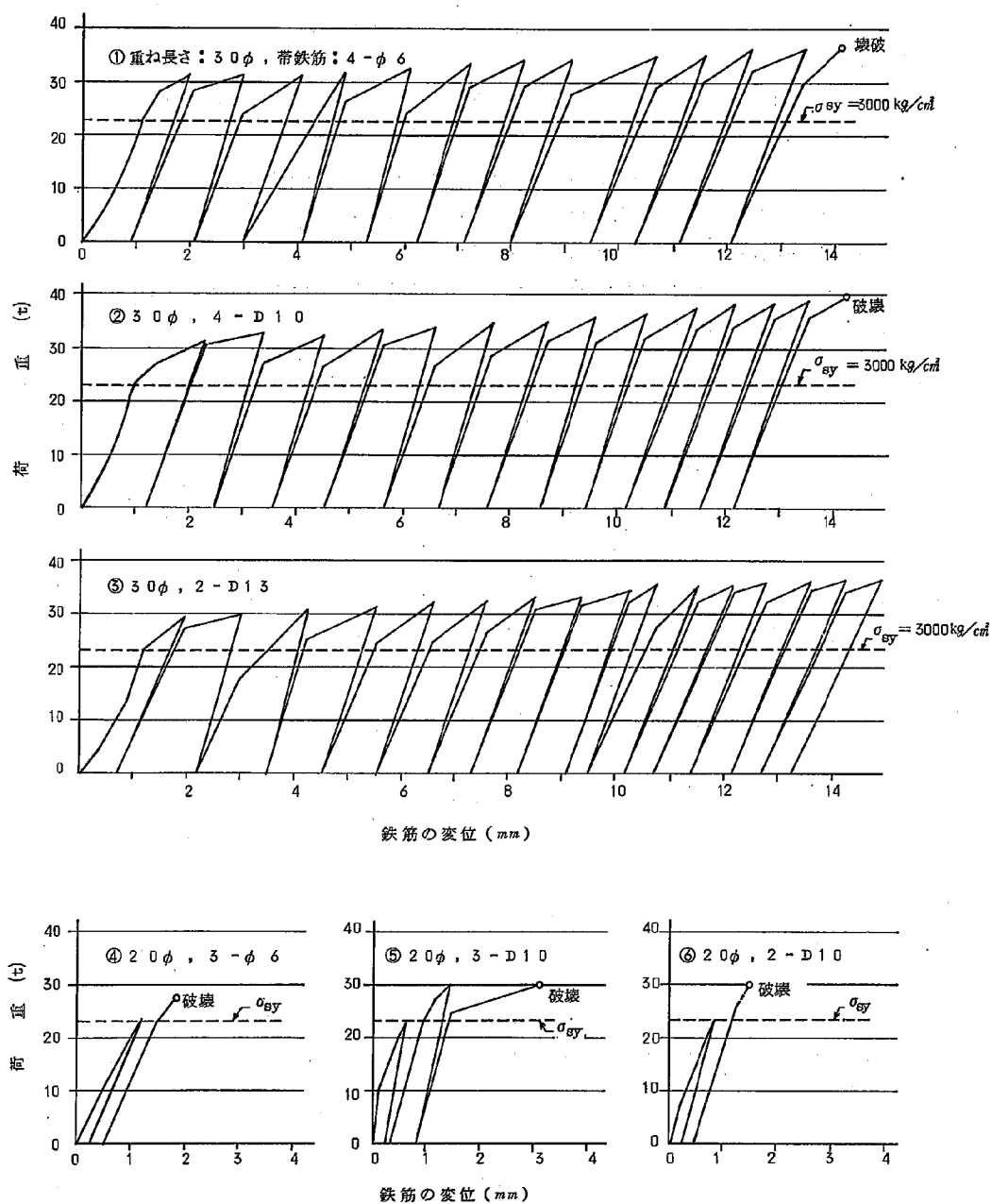


図 3・10 鉄筋かさね継手の試験結果 (0 ~ σ_{sy} 10 回繰返し載荷後の定歪繰返し載荷における荷重と変位との関係)

3.3 今後の研究事項

昭和51年度は、本課題実施の最終年度となるので、RC橋脚を主とする鉄筋コンクリート構造物の耐震設計法の一応のとりまとめを行なう必要がある。

すなわち、表3.1で示される耐震設計基準を具体化するために、つぎの項目について研究をすすめることが必要と思われる。

- (1) RC橋脚（含、高橋脚）の地震時性状に関する研究の継続とまとめ。
- (2) 設計の基準とすべき限界状態およびそれぞれに対応する基準細目策定のための検討。
- (3) 構造細目基準を補完するための供試体実験。

なお、当部会の研究は、別途併行してすすめられる共通耐震設計指針策定の業務とも連携してすすめる必要がある。

付 3.1 コンクリート部会審議経過

(1) 部 会

回 次	開催年月日、場所	出席者、主要議事
第 1 回	50. 6. 30 (月) 東海大学校友会館 (霞が関ビル)	出席者：伊東部会長、ほか 20 名 議 事：(1) 第 4 回耐震技術開発研究委員会 (50.3.18) 報告 (2) 昭和 49 年度コンクリート部会研究開発成果の確認 (3) 昭和 50 年度コンクリート部会研究開発のすすめ方 1) コンクリート橋脚の弾塑性応答解析 2) 限界状態設計基準体系の整備
第 2 回	50.10.13 (月) 東海大学校友会館 (霞が関ビル)	出席者：伊東部会長、ほか 14 名 議 事：(1) コンクリート橋脚の弾塑性応答解析 (中間審議) (2) 構造細目規準について (3) 鉄筋かさね継手の実験計画について
第 3 回	50. 2. 3 (火) キャッスル (飯野ビル)	出席者：伊東部会長、ほか 16 名 議 事：(1) コンクリート橋脚の弾塑性応答解析 (成果報告) (2) 鉄筋かさね継手の実験進行状況について (3) 今後の研究開発方針について

(2) 幹事会

回 次	開催年月日、場所	出席者、主要議事
第 1 回	50. 5. 19 (月) 国土開発技術研究センター	出席者：伊東部会長、ほか 9 名 議 事：昭和 50 年度コンクリート部会研究開発実施方針 1) コンクリート橋脚の弾塑性応答解析 2) 限界状態設計基準体系の整備 3) 鉄筋かさね継手の実験
第 2 回	50. 5. 31 (土) 土木研究所	出席者：尾坂部会長代行、ほか 7 名 議 事：弾塑性解析内容検討
第 3 回	50. 7. 19 (土) 東海大学校友会館 (霞が関ビル)	出席者：尾坂部会長代行、ほか 7 名 議 事：弾塑性解析内容再検討
第 4 回	50. 8. 14 (木) 国土開発技術研究センター	出席者：尾坂部会長代行、ほか 8 名 議 事：(1) 弾塑性解析中間検討 (2) 鉄筋継手実験計画検討
第 5 回	50. 8. 25 (月) 東海大学校友会館 (霞が関ビル)	出席者：尾坂部会長代行、ほか 7 名 議 事：(1) 弾塑性解析中間検討 (2) 鉄筋継手実験内容検討

回 次	開催年月日、場所	出席者、主要議事
第 6 回	50.12. 8 (月) 国土開発技術研究センター	出席者：尾坂部会長代行、ほか 7 名 議 事：(1) 弾塑性解析成果検討 (2) 鉄筋継手実験内容決定
第 7 回	50.12.26 (金) 国土開発技術研究センター	出席者：尾坂部会長代行、ほか 6 名 議 事：弾塑性解析成果検討
第 8 回	51. 2.12 (木) 住友建設・技術研究所 (相模原市)	出席者：伊東部会長、ほか 5 名 議 事：RC 柱高応力繰返し載荷実験（首都高速道路公団実施） 見学および討議
第 9 回	51. 3. 2 (火) オリエンタルコンクリート・多摩工場（府中市）	出席者：尾坂部会長代行、ほか 7 名 議 事：鉄筋かさね継手の高応力繰返し載荷実験（当部会実施） の立会および討議

付 3.2 コンクリート部会提出資料目録

(1) 部 会

回 次	資料番号	資 料 名	提出者
第 1 回	1- 1	昭和 49 年度第 4 回コンクリート部会 (50.2.28) 議事録	幹 事
	1- 2	昭和 49 年度・耐震技術に関する研究開発報告書	"
	1- 3	耐震技術開発研究委員会コンクリート部会・昭和 49 年度研究開発報告書	"
	1- 4	鉄筋かさね継手に関する研究報告書 (49 年度)	"
	1- 5	昭和 50 年度コンクリート部会研究開発計画	"
	1- 6	昭和 50 年度コンクリート部会指向目標	"
	1- 7	震度法による計算結果と動的解析との対比	小 寺
	1- 8	各種限界状態に対する具体的設計法・解析法の検討	"
	1- 9	コンクリート部材の弾塑性応答解析における問題点	"
	1-10	土研標準設計 (コンクリート橋脚) 抜粋	幹 事
第 2 回	2- 1	第 1 回コンクリート部会議事録	幹 事
	2- 2	RC 橋脚の弾塑性応答解析 (中間報告)	小 寺
	2- 3	構造物被害に対処する既往の規定	幹 事
	2- 4	重ね継手の耐震性検討実験計画案	"
	2- 5	鉄筋重ね継手の割裂破壊に対する最近の研究 (P.H.Ferguson ; Reinforced Concrete Fundamentals, 3rd Edition, 1973, より要旨抄訳)	"
第 3 回	3- 1	第 2 回コンクリート部会議事録	幹 事
	3- 2	鉄筋重ね継手の耐震性に関する実験の計画	"
	3- 3	RC 橋脚の地震時性状 (弾塑性解析報告書)	小 寺
	3- 4	鉄筋コンクリート部材の弾塑性挙動に関する文献資料集 (1) 池田昭男: 塑性域において繰返し加力を受ける鉄筋コンクリート柱の実験、コンクリートジャーナル、vol.8, No.12, 1970-12. (2) 西山啓伸、ほか: 高応力くり返し荷重を受けるコンクリート橋脚の耐力に関する基礎的実験 (3) 宮武恒男、ほか: 鉄筋コンクリート柱に関する研究 (降伏点の変形について)、日本建築学会関東支部第 37 回学術研究発表会論文集、昭. 41	"

回 次	資料番号	資 料 名	提出者
	3-5	(4) 東洋 一、ほか：鉄筋コンクリート柱に関する研究（一定軸力と水平力を受ける鉄筋コンクリート柱の実験）、日本建築学会関東支部第37回学術研究発表会論文集、昭、41 (5) 菅野俊介：鉄筋コンクリート部材の復元力特性に関する研究、コンクリートジャーナル、Vol.11, No.2, 1973-2. (6) H.Krawinkler, E.P.Popov: Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Rectangular and T-Beams, 5th World Conference on Earthquake Engineering, 1973. R.H. Brown, J.O.Jirsa: Reinforced Concrete Beams Under Load Reversals, ACI Journal, 1971-5.	小 寺

(2) 幹 事 会

回 次	資料番号	資 料 名	提出者
第1回	幹1-1	(部会資料1-2に同じ)	幹 事
	幹1-2	(" 1-3 ")	"
	幹1-3	(" 1-5 ")	"
	幹1-4	(" 1-6 ")	"
第2回		(部会資料1-2、1-3、1-5、1-6)	
第3回		(部会資料1-7、1-8、1-9、1-10)	
第4回	幹4-1	(部会資料1-9に同じ)	小 寺
	幹4-2	鉄筋コンクリート建造物の動的挙動に関する文献資料集	
		(1) 武田寿一：鉄筋コンクリート建物の動的計算、コンクリートジャーナル、Vol.12, No.8, 1974-8 (2) 滝沢春男：鉄筋コンクリート建造物の強震応答解析、コンクリートジャーナル、Vol.11, No.2, 1973-2. (3) 武田, 表：RC超高煙突の弾塑性応答に関する研究(第1報)、大林組技術研究所報、No.6, 1972.	
	幹4-3	鉄筋コンクリート橋脚・要実験項目	幹 事
第5回	幹5-1	橋脚の弾塑性解析中間結果(第1次)	小 寺
	幹5-2	重ね継手の耐震性検討のための実験計画案	幹 事
	幹5-3	(部会資料2-5に同じ)	"

回 次	資料番号	資 料 名	提出者
第 6 回	幹 6 - 1	幹事会資料（弾塑性解析中間結果・第 3 次）	小 寺
	幹 6 - 2	重ね継手供試体案	幹 事
第 7 回	幹 7 - 1	幹事会資料（弾塑性解析中間結果・第 3 次）	小 寺
	幹 7 - 2	（部会資料 3 - 4 に同じ）	〃
第 8 回			
第 9 回	幹 9 - 1	鉄筋重ね継手供試体概要図	幹 事

4 鋼構造部会の研究成果の概要

4.1 概 説

(1) 目 的

鋼構造部会は土木鋼構造物の合理的な耐震設計法の確立を研究の目的としている。当部会の研究方針について審議した結果、耐震設計上の問題を含む鋼構造物としてもっとも一般性の高い鋼製橋脚を研究の対象として作業を進めてゆくことになった。

(2) 研究方針および49年度までの研究概要

鋼製橋脚の合理的な耐震設計法を確立するためには、想定された地震力に対し考慮すべき限界状態を設定し、付与すべき安全率を決定することが必要である。一方鋼製橋脚の地震時の挙動を解析するためには、鋼製橋脚の非弾性域における挙動を把握する必要がある。以上の問題点を解決するために、昭和49年度までに行なわれた研究項目を示すと以下のようになる。

- (i) 鋼製橋脚の寸法諸元の実態調査
- (ii) 繰返し荷重を受ける箱形断面柱の局部座屈
- (iii) 曲げモーメントと軸方向力を受ける円形断面部材の強度
- (iv) 曲げモーメントと軸方向力を受ける箱形断面部材の耐荷力
- (v) 補剛された板の耐荷力

これらの研究結果については当委員会の49年度報告書を参照されたい。

4.2 50年度の研究内容および研究成果

(1) ま え が き

昭和50年度は49年度までの成果をふまえて各項目毎に更に検討を加えた。検討を行なった項目は以下の通りである。

- (i) 箱形鋼製橋脚基部の局部座屈強度
- (ii) 曲げモーメントと軸方向力を受ける鋼管柱の強度
- (iii) 曲げモーメントと軸方向力を受ける円形断面部材の耐荷力
(研究対象を箱形断面部材から円形断面部材に変更)

- (iv) 補剛された板の耐荷力
- (v) 鋼構造物の耐震性に関する技術資料集収

各項目の研究内容および研究成果について以下に述べる。

(2) 箱形鋼製橋脚基部の局部座屈

曲げモーメントと軸方向圧縮力が鋼製橋脚に作用するときの橋脚を構成する板要素の局部座屈について検討した。鋼箱形断面のフランジ部には一様圧縮が、また腹板要素には応

力勾配のある圧縮力が作用する。ここでは、応力勾配のあるリブ付土腰板の弾塑性域での座屈強度について調べ、リブの大きさおよび配置位置が座屈強度におよぼす影響について調べた。

解析方法は塑性座屈理論に基づき有限帯板法によって補剛板の座屈強度を求めるもので、補剛材の曲げ剛性の他にねじり剛性も考慮している。圧縮力と曲げモーメントの組合せ荷重を受ける場合には負荷条件を指定しなければならないが、ここでは偏心圧縮すなわち圧縮力と曲げモーメントの比を一定にして、それらが単調に増大する負荷条件を採用している。

まず、弾性応力状態で与えられた応力勾配係数に等価な圧縮力 P の偏心量を定め、この偏心量を一定にしながら P が単調に増大するときの補剛板断面の曲げモーメント—圧縮力—曲率—重心軸のひずみ関係をあらかじめ算定する。求めた曲率と重心軸のひずみを座屈解析の入力データーとして用い、入力データーに対応する偏心圧縮力で座屈するときの補剛板の幅厚比を求めた。得られた結果の縦軸は座屈荷重 P_{cr} を残留応力を考えないときの初期降伏偏心圧縮力 P_{y0} で無次元化した量であり、横軸は次式で定義される補剛板の座屈パラメータによって表示してある。

$$R = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \cdot \frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2 k}}$$

$$\text{座屈係数 } k = \frac{8.4}{2.1 - \phi/n} n^2 \quad ; \text{等間隔補剛板のとき}$$

$$k = \frac{8.4}{2.1 - \frac{\eta^*}{\eta} \phi} \frac{1}{\eta^*} \quad ; \text{不等間隔補剛板のとき}$$

ここに、 n : サブパネル数、

$$\phi = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1}, \quad \sigma_1, \sigma_2 = \text{上、下縁の応力}$$

$$\text{一様圧縮} \quad \phi = 0$$

$$\nabla \quad \phi = 1.0$$

$$\text{純曲げ} \quad \phi = 2.0$$

η^* : 圧縮縁からリブまでの距離と板厚 t との比

まず、等間隔補剛板の座屈曲線から考察すると、弾性域および非弾性域の初期の部分では、座屈曲線は応力勾配に無関係にはば一本の曲線に収束し、オイラー曲線をはば平行移動したような形で座屈強度が低下している。これは主として板パネルに存在する残留応力の影響によるものと考えられる。座屈荷重が高くなるにつれ、応力勾配の小さい (ϕ の小さい) 板から座屈曲線は分岐し始める。これは高圧縮応力をうける補剛材の降伏が進み、その有効曲げ剛性が極端に低下するためであり、応力勾配の小さい板ほどの影響を早くか

らうけるためである。幅厚比が小さい板では、座屈荷重は補剛板の全塑性強度に達し、ここでは、残留応力の影響はなくなる。不等間隔補剛板についても、補剛材の降伏による座屈強度の低下については等間隔補剛板と同様な傾向にあるが、板パネルの残留応力の影響を強く受ける低座屈荷重部の曲線は応力勾配の差の影響をかなり受ける。

(3) 曲げモーメントと軸方向力を受ける鋼管柱の強度

昨年度に引き続き、円筒材に対して適用できる断面変形の影響を含む棒理論を求めるために、円筒材の変位と変形について考察を加え、有限変位の影響をも考慮した支配方程式を仮想仕事の原理を用いて求めた。昨年度に比べて変位の形状により一層の考慮を払い、変位場の精度をあげる努力をおこなった。

軸方向力と曲げモーメントを受ける円筒材に対するつり合い式は円筒軸方向、円筒軸と直角方向および断面変形に伴う力の3つの式で表わされる。これらの3つのつり合い式は次のように表わされる。

$$(N \cos \beta - M'_{zy} \sin \beta) + P_z = 0$$

$$(N \sin \beta + M'_{zy} \cos \beta)' + P_y = 0$$

$$P_{ss} + N_f + M'_f - M_{sz} = 0$$

ここに ()' = 部材軸方向の座標による微分、 N = 軸方向力、 M_{zy} = 曲げモーメント
残りの P_{ss} , M_{sz} , N_f , M_f は断面変形に関連して定義される断面力である。 β はいわゆるたわみ角、 f は仮定した断面変形の大きさをあらわす係数である。 P_z , P_y は軸方向および軸と直角方向に向く分布荷重である。つり合い式に表われるこれらの断面力は円筒の中心軸の変位 u_0, w_0 と f で次のように表わされる。

$$P_{ss} = EA_1 f, M_{sz} = GI_s f', N = EA e_{z0}$$

$$M_{zy} = EI_{yy} K, N_f = EI_1 K^2, M_f = EI_2 f''$$

ここに A = 断面積、 I_{yy} = 断面変形した状態での断面2次モーメント、 A_1, I_1, I_2, I_s は断面変形に関連して定義される断面量である。また

$$e_{z0} = W_0' + \frac{1}{2} u_0''$$

$$K = -u_0'' + v_0' w_0''$$

これらの支配方程式を適当な境界条件のもとで解くと、軸方向力、曲げモーメントが作用した結果、軸方向変位、曲げ変位をし断面変形を生じている円筒材の変位、応力分布が求まる。これらの支配方程式の解が簡単に求まるのは、軸方向力のみが作用する場合と、等曲げモーメントが作用する場合の2つの場合のみである。これら2つの場合について解を求め、Reissner等が単純な等曲げを受ける場合について求めた解と比較し、本論の解の精度が比較的良好、昨年度の結果よりも改善されていることを確かめた。

以上の特殊な荷重条件の場合を除き、本理論による解を解析的に求めるのは困難である。そこで橋脚の問題として一般的に問題となる荷重条件のもとでの数値解を求めるために、

有限要素法による基本式を求めた。

ここで導いた理論は有限変位を考えた初等棒理論とシェルの理論との中間領域を埋めるものであり、初等理論では不十分であるがシェルの理論を用いるほどの必要のない形状の円筒材への適用を考えた理論となっている。

(4) 曲げモーメントと軸方向力を受ける円形断面部材の耐荷力

昭和49年度は箱形断面部材について曲げモーメントと軸方向力を受ける場合の耐荷力について検討を行なったが、今年度は、円形断面部材が曲げモーメントと軸方向力を受ける場合の耐荷力について検討を行なった。

建設省土木研究所と神戸製鋼構造研究所では薄肉円形断面部材が曲げと軸力を同時に受けた場合の耐荷力および変形性状を調べるため、表4.1に示したケースについて載荷試験を行ない、その結果が当部会に報告された。

この供試体の材質はSTK41およびSS41材で、補剛材のない円形断面柱を対象としている。

載荷方法は昨年度行なわれた箱形断面柱の場合と同じく、上端自由、下端固定という境界条件のもとでテストベッド上に組立てた載荷フレームを用いて油圧ジャッキにより柱の上端に一定の鉛直力を載荷し、さらに反力壁を用いて油圧ジャッキにより柱の上端を引張りによって水平力を載荷している。試験に用いた供試体は7体で細長比は $\bar{\lambda} = 0.2$ に統一されている。

また板の局部座屈が耐荷力に与える影響を見るため、円形断面の直径と板厚との比 D/t を46, 63, 79, 95, 112と5種類に変化させている。鉛直力としては、昨年度行なった箱形断面柱の場合と同じく、鋼製橋脚の荷重の実態を参考にして軸力のみによる降伏荷重 P_y の30%を載荷している。また $D/t = 63$ の供試体については軸力のみおよび曲げのみの載荷も行なっている。

この試験によって得られた最大軸力、最大曲げモーメントを表4.2に示す。また各供試体の曲げモーメントと水平変位の関係を図4.1に示す。この結果が、円形断面部材の場合にはいずれの場合も曲げと軸力が作用する場合の最大曲げモーメントは局部座屈の影響が大きく、初等棒理論による値よりも耐荷力が低下していることがわかった。

また、土木研究所と神戸製鋼構造研究所では、外径と板厚の比 D/t が大きな3種の鋼管について2点載荷による曲げ試験を実施し、断面の偏平化の影響を求めた。このときの試験体形状寸法ならびに最大曲げモーメントを表4.3に示す。また、このときの曲げモーメントとたわみの関係を図4.2に示す。

表 4 . 1 曲げと軸力を受ける円形断面材の試験ケース

(建設省土木研究所、神戸製鋼研究所)

(a) 曲げと軸力を受ける円形断面材の試験ケース

試験体 No	細長比 λ	D/t	載荷条件	軸力比 P/P_y	試験体本数
BCP- 1	0.15	60	曲げ	—	1
" - 2		40	曲げ、軸力	0.3	"
" - 3		60	"	"	"
" - 4		80	"	"	"
" - 5		100	"	"	"
" - 6		120	"	"	"
" - 7		60	軸力	—	"

(b) 純曲げを受ける円形断面材の試験ケース

試験体 No	D/t	載荷条件	試験体本数
PB - 1	100	純曲げ	1
" - 2	120	"	"
" - 3	130	"	"

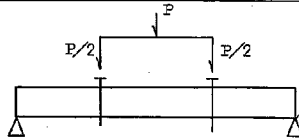
表 4. 2 曲げと軸力を受ける円形断面部材の試験結果
(建設省土木研究所、神戸製鋼構造研究所)

試験体名	外 径 D (mm)	板 厚 t (mm)	D/t	細長比 入	材料の降伏応力 σ_y (%)	降伏荷重 Ry (ton)	軸圧縮比 P/Py	軸圧縮力 P (ton)	計算による耐荷力 Q (ton)	実験による耐荷力 Q' (ton)	Q/Q'	破壊状況
BCP-1	406.4	6.4	63		3447	277.2	—	—	185	18.6	1.005	柱脚部の局部座屈
BCP-2	318.5	6.9	46		2800	189.1	0.3	56.7	1054(1091)	10.3	0.977(0.944)	"
BCP-3	406.4	6.4	63		3247	261.1	0.3	78.3	1446(1509)	14.1	0.975(0.935)	"
BCP-4	508	6.4	79	0.15	3768	380.0	0.3	114.0	2083(2192)	18.5	0.888(0.844)	"
BCP-5	609.6	6.4	95		3098	375.7	0.3	112.7	2071(2168)	17.6	0.849(0.812)	"
BCP-6	712	6.4	111		3248	460.8	0.3	138.2	2534(2645)	19.8	0.781(0.748)	"
BCP-7	406.4	6.4	63		3065	246.5	—	—	246.5	23.0	0.933	柱中央 ($l/2$) 付近で座屈

注 () 内の値は、水平変位量 δ を考慮しない場合の値である。

表 4. 3 純曲げを受ける円形断面部材の試験結果
(建設省土木研究所 神戸製鋼構造研究所)

試験体名	外 径 D (mm)	板 厚 T (mm)	D/T	材料の降伏応力 σ_y (%)	降伏モーメント My (T·M)	全塑性モーメント Mp (T·M)	計算による耐荷力 P (ton)	実験による耐荷力 P' (ton)	P'/P	破壊状況
PB-1	609.6	6.4	95	3098	560.1	736.8	70.17	65.5	0.933	純曲げスパン内で 局部座屈
PB-2	712	6.4	112	3248	814.6	1053.8	109.77	95.6	0.871	"
PB-3	780	6	130	2985	836.4	1089.3	122.39	96.0	0.784	"



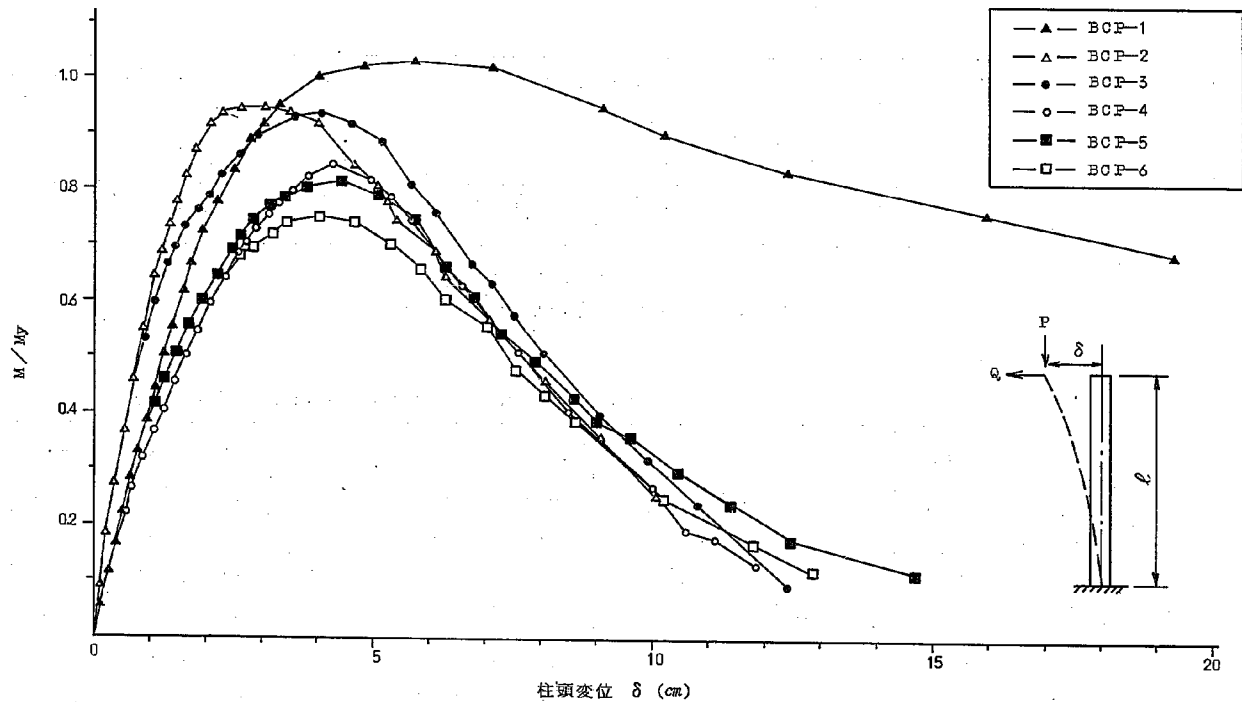
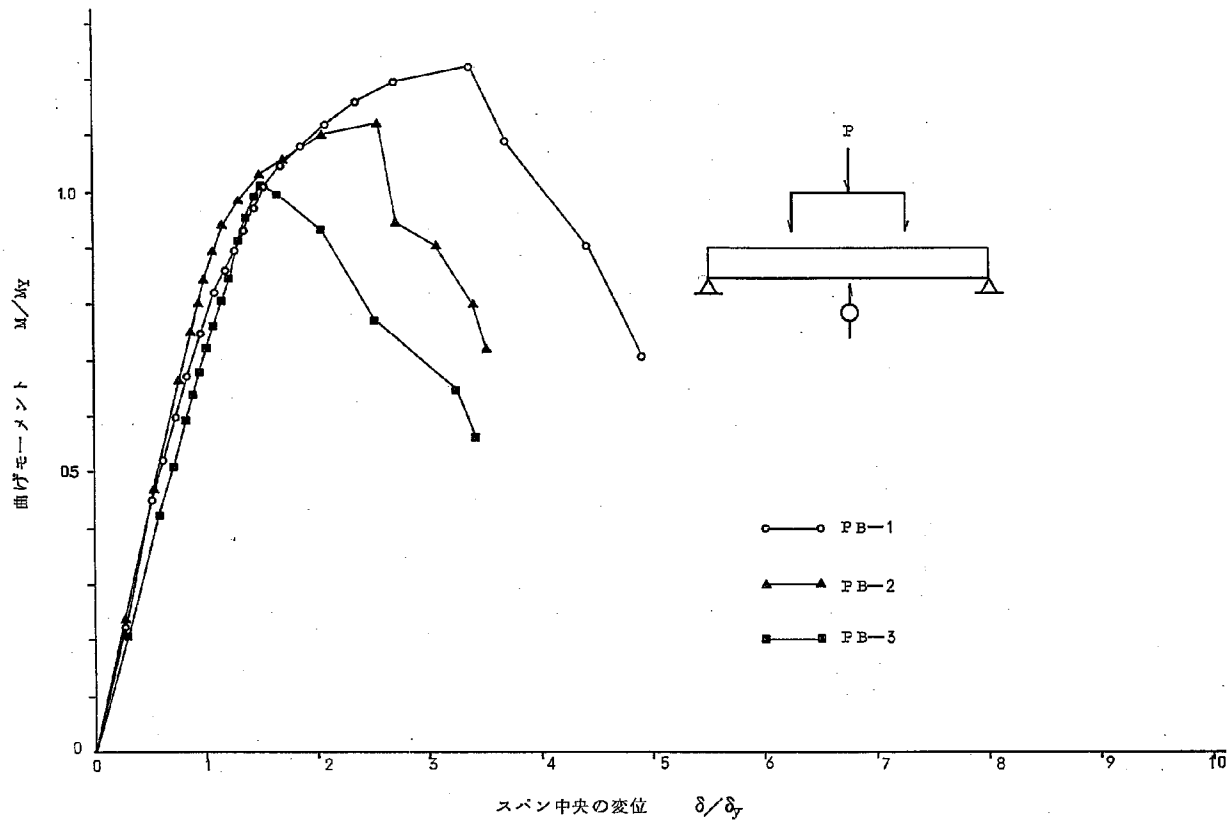


図4.1 曲げと軸力を受ける円形断面部材の試験結果
(建設省土木研究所、神戸製鋼構造研究所)



(5) 補剛された板の耐力

49年度までの研究成果をふまえた上で、これらの研究を補完できるよう以下の実験を計画した。

- 1) 補剛材本数は2本とする。
- 2) 補剛板の縦横比 α は2.0とする。
- 3) 補剛材剛度 $r=r^*$ での補剛板の幅厚比 R が0.5付近での補剛板の耐力の低減曲線を明らかにするために $R=0.4, 0.5, 0.6, 0.7$ について検討する。
- 4) 上記3)の幅厚比の板について補剛材剛度 r が $r=r_0$ の場合 および $r=2r^*$ について耐力を求め、上記3)の耐力と比較する。
- 5) 3)の幅厚比ならびに補剛材剛度を有する補剛板で、補剛材の材質をSM50Yにした場合の耐力を求め、上記3)の耐力と比較する。
- 6) 常時引張側の部材で架設時等に圧縮力がかかった場合の部材の耐力を検討するため、 $R=1.4$ の補剛板について検討する。

これらの実験計画にもとずいて建設省土木研究所、川崎製鉄鋼構造研究所および新日鉄相模原技術センターでは表4.4に示す各ケースについて載荷試験を行ない、その結果が当部会に報告された。供試体の合計は16体である。

載荷試験によって得られた最大荷重を表4.5に、また最大荷重と幅厚比の関係を図4.3と図4.4に示す。塑性領域での局部座屈について弾性座屈の場合の考え方を延長すると図4.4のようにまとめられるが、塑性領域の局部座屈については補剛材剛度の影響は少なく幅厚比 R の計算に座屈係数 $k=4\pi^2$ をとった方がよいという説(図4.3)もあり結論は出なかったので本報告書では両方のまとめ方を連記した。

各供試体の荷重と縮み量の関係を図4.5に、また補剛板の残留応力の状態図(板厚8mmの場合)を図4.6に示す。

これまでに各所で行なわれた補剛された板の耐力試験の結果と今回得られた実験結果をまとめて図4.7に示す。

耐力に与える各要因をみるために、最大荷重と補剛材剛度との関係を図4.8に、また最大荷重と $\frac{\text{補剛材降伏応力度}}{\text{補剛板降伏応力度}}$ との関係を図4.9に示す。

以下にこれらの実験結果を要約する。

- (I) これまで得られた実験結果は既応の実験とはほぼ似た傾向がある。
- (II) $k=4\pi^2$ でまとめた R の値で $R<0.5$ の場合には耐力が降伏応力度を超える。
- (III) $R>0.5$ については順次耐力が低下し、 R が0.7付近では10%~30%も耐力が低下する。
- (IV) $R\leq 0.5$ の場合には、補剛材剛度を r_0 から r^* に増加させると耐力は増加するが、

γ^* 以上に増やしても耐荷力は増加しない。

(Ⅳ) $R \geq 0.6$ では、補剛材の剛度を増すごとに、耐荷力は増加する。

(Ⅴ) $R \leq 0.5$ の場合は補剛材の材質を高くしても耐荷力は増加しないが、 $R \geq 0.6$ では、補剛材の材質を高くすると耐荷力は約 10 % 増加する。

表 4. 4 補剛された板の箱形断面柱による座屈試験のケース
(建設省土木研究所、川崎製鉄鋼構造研究所、新日本製鉄相模原技術センター)

実施年度	供試体 番 号	材 質	補剛材 本 数	幅 厚 比 R	補 剛 材 の 剛 度	補剛材の 材 質	縦 横 比		
4 9	1	SS 41	0	(0.5)	$r=r_0$	SS 41	$\alpha \geq \alpha_0$		
	2			(0.7)					
	3		1	0.5 (0.775)				$r=r^*/4$	
	4			0.7 (0.777)					
	5		2	0.3 (0.775)					$r=r^*$
	6			0.5 (0.777)					
	7			0.7 (0.791)					
	8			1.0 (1.048)					
	9			0.5 (0.742) (0.570)					$r=r^*/2$ $r=r^*$
	10								
	11		0.7 (0.808) (0.7) (0.7)	$r=r_0$ $r=2r_0$ $r=r_0$	SM 50 YA				
	12								
	13				SS 41				
	14								
	15		3	0.3 (0.766) 0.5 (0.764)	$r=r_0$				
16									
5 0	17	SS 42	2	0.4 (0.734) (0.4) (0.4)	$r=r_0$	SS 41	$\alpha=2.0$		
	18								
	19			0.5 (0.739) (0.5) (0.5)	$r=r_0$				
	20								
	21			0.6 (0.719) (0.6) (0.6)	$r=r_0$				
	22								
	23			(0.7)					
	24								
	25			1.4 (1.429) (0.4) (0.5) (0.6) (0.7)	$r=r_0$			$r=r^*$ $r=2r^*$ $r=r^*$ $r=2r^*$	
	26								
	27				$r=r^*$			SM 50 YA	
	28								
	29								
	30								
	31								

注：

$$1) R = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \cdot \frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2 k}}, k=4n^2, k = \frac{(1+\alpha^2)^2 + n\gamma}{\alpha^2(1+n\delta)} : (\alpha < \sqrt{1+n\gamma}), k = \frac{2(1+\sqrt{1+n\gamma})}{1+n\delta} : (\alpha \geq \sqrt{1+n\gamma})$$

n : 補剛材で分割されるパネル数

2) r = (補剛材の剛度) / (補剛される板の剛度)

3) r_0 : 道路橋示方書で規定された最小必要剛比

$$r_0 = 4\alpha^2 n \left\{ \left(\frac{t_0}{t} \right)^2 (1+n\delta) - \frac{(\alpha^2+1)^2}{n} \right\}$$

4) r^* : DIN 4114 に規定された最小剛比

$$= \frac{\alpha^2}{n} [4n^2 (1+n\delta) - 2] - \frac{\alpha^2}{n} + \frac{1+n\delta}{n}$$

5) $\alpha = a/b$, a, b は右図のとおり

6) α_0 : 1次の座屈波形において最小の座屈係数を与える縦横比

$$\alpha_0 = \sqrt{2n^2 \left(\frac{t_0}{t} \right)^2 (1+n\delta) - 1}$$

7) 表中 () 内の値は、最小座屈係数により求めたRの値である。

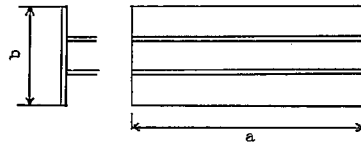


表4.5 補剛された板の箱形断面柱による座屈試験結果
(建設省土木研究所、川崎製鉄鋼構造研究所、新日本製鉄相模原技術センター)

供試体 番号	幅厚比 R	最大荷重 P _{max} (ton)	降伏荷重 P _y (ton)	P _{max} /P _y
16	0.430	560	546.6	1.025
17	0.424	796	619.5	1.285
18	0.426	805	654.3	1.230
19	0.546	623	689.1	0.904
20	0.544	798	731.5	1.091
21	0.539	847	814.7	1.040
22	0.776	456	632.7	0.721
23	0.780	483	646.1	0.743
24	0.779	584	665.7	0.877
25	0.917	514	740.5	0.694
26	0.908	647	764.7	0.843
27	1.827	521	1,380.9	0.377
28	0.420	842	701.3	1.201
29	0.531	830	815.8	1.017
30	0.795	574	700.5	0.819
31	0.919	634	803.1	0.789
C-1	0.4	905	617.3	1.466
C-2	0.5	976	742.8	1.314
C-3	0.6	564	677.0	0.833
C-4	0.7	637	774.8	0.822
C-5	0.5	(1000)	742.8	(1.346)

注：

- 1) No.16～No.31の供試体の幅厚比Rは、実測断面からのb/tおよび材料試験結果からの σ_y により補正した値である。
- 2) C-1～C-5の供試体の幅厚比Rは、供試体完了時での実測を行なっていないため設計時の値をとっている。
- 3) C-5の()内の値は、試験機最大能力1000tにおいて破壊しなかったため、最大荷重能力時でのものである。

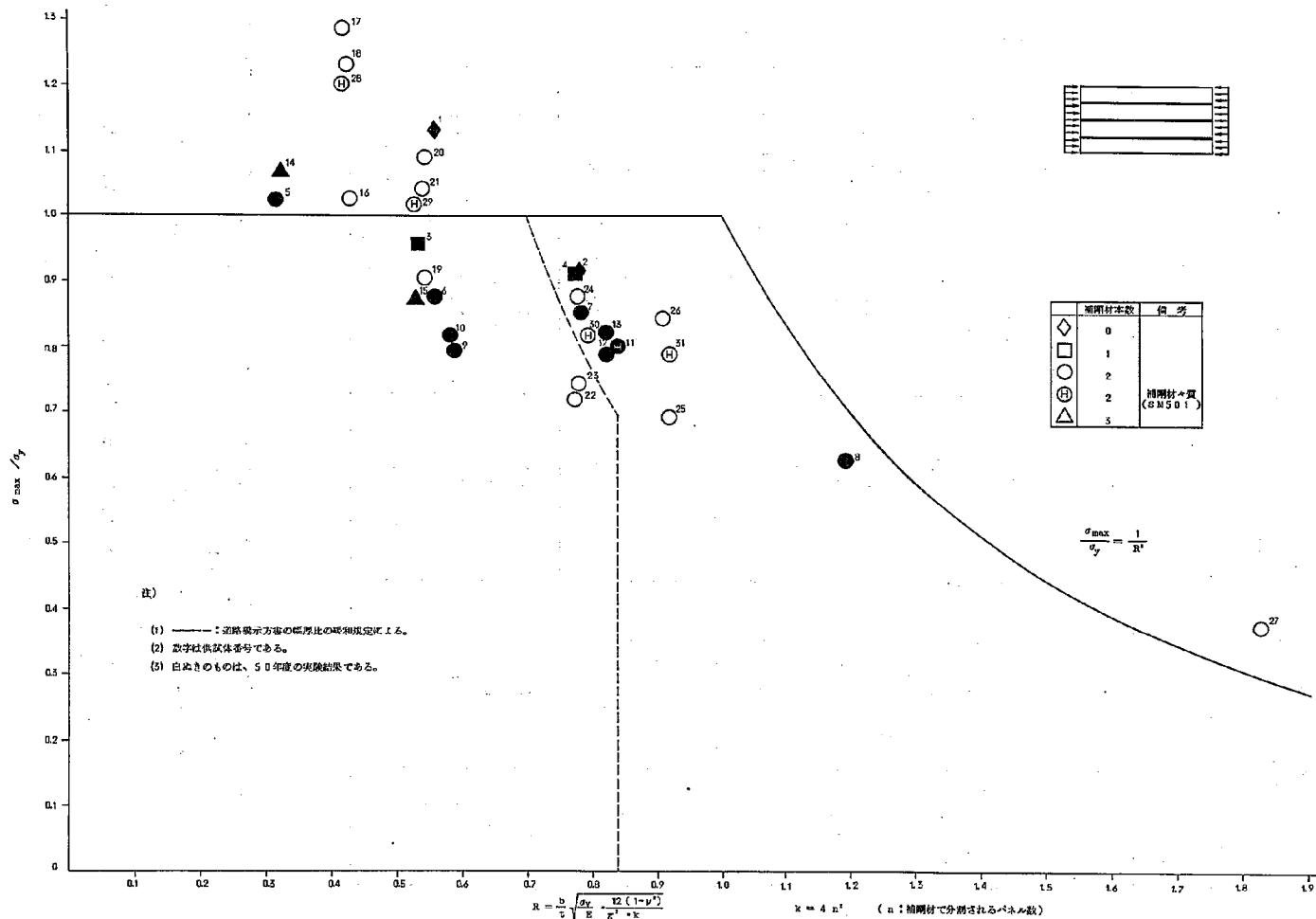


図4・3 補剛された板の座屈実験結果(建設省土木研究所、川崎製鉄鋼構造研究所、新日本製鉄相模原技術センター)

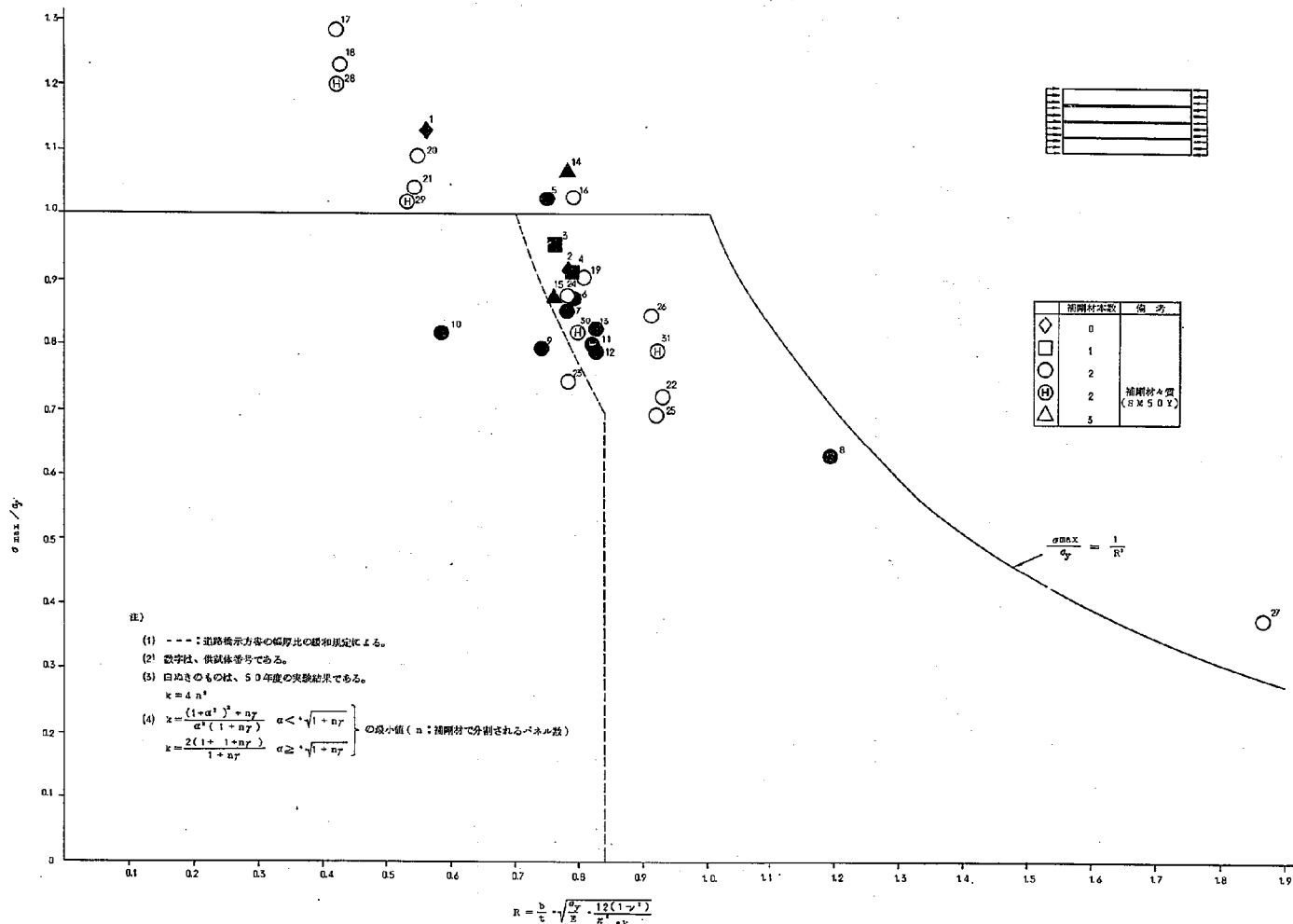


図4・4 補剛された板の圧屈試験結果 (建設省土木研究所、川崎製鉄鋼構造研究所、新日本製鉄相模原技術センター)

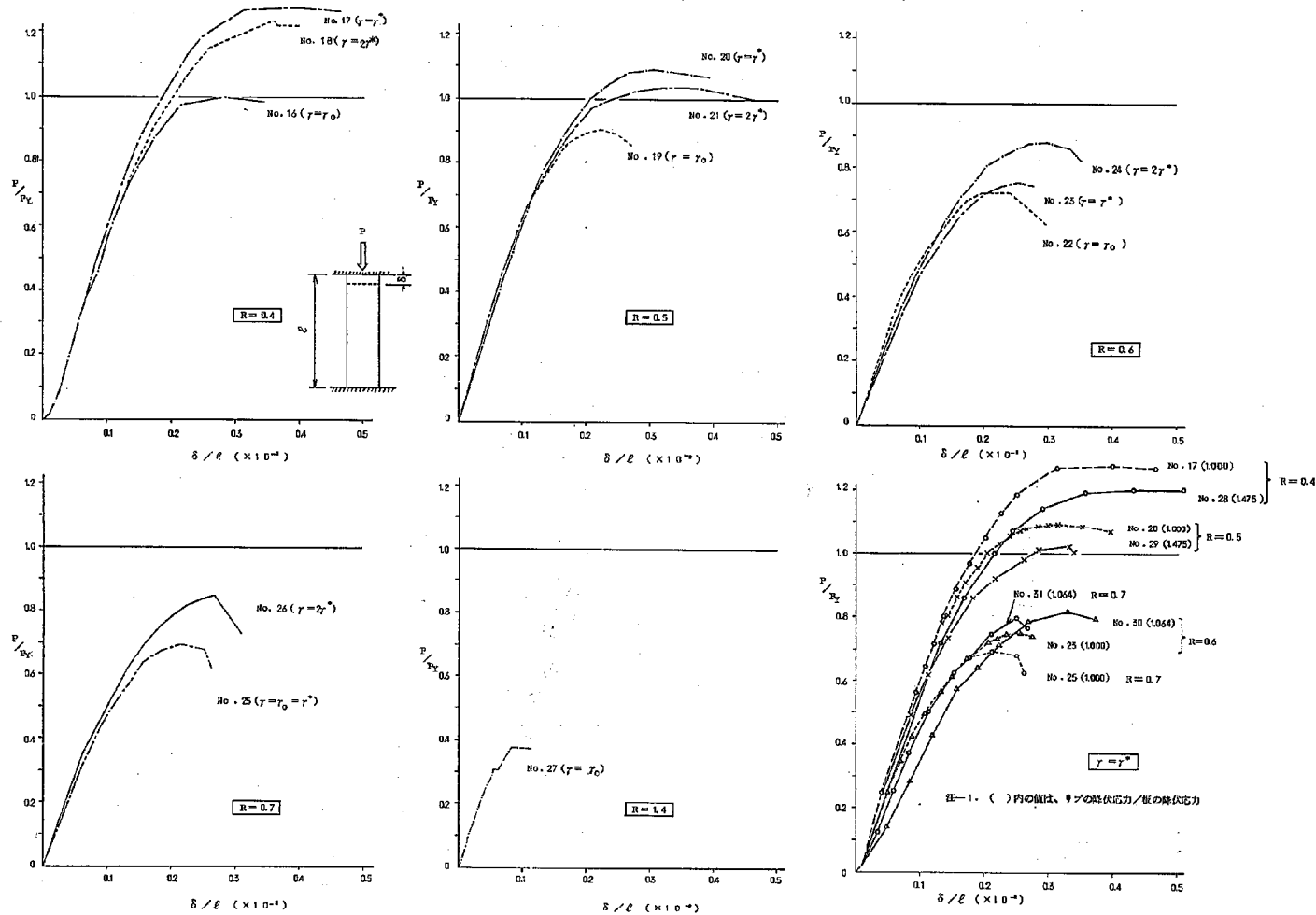


図4-5 最大荷重と供試体の伸び量の関係(建設省土木研究所、川崎製鉄鋼構造研究所、新日本製鉄相模原技術センター)

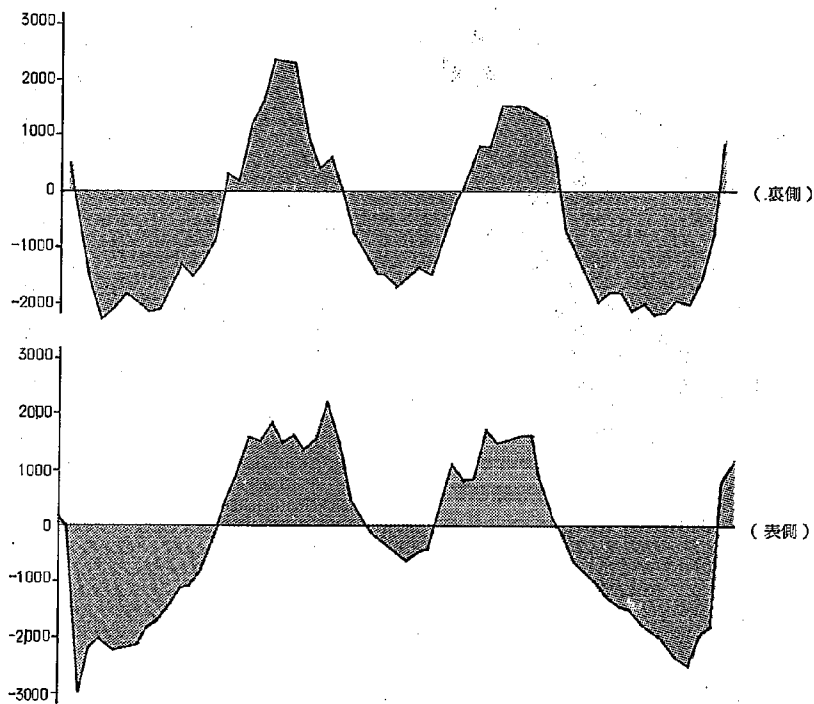
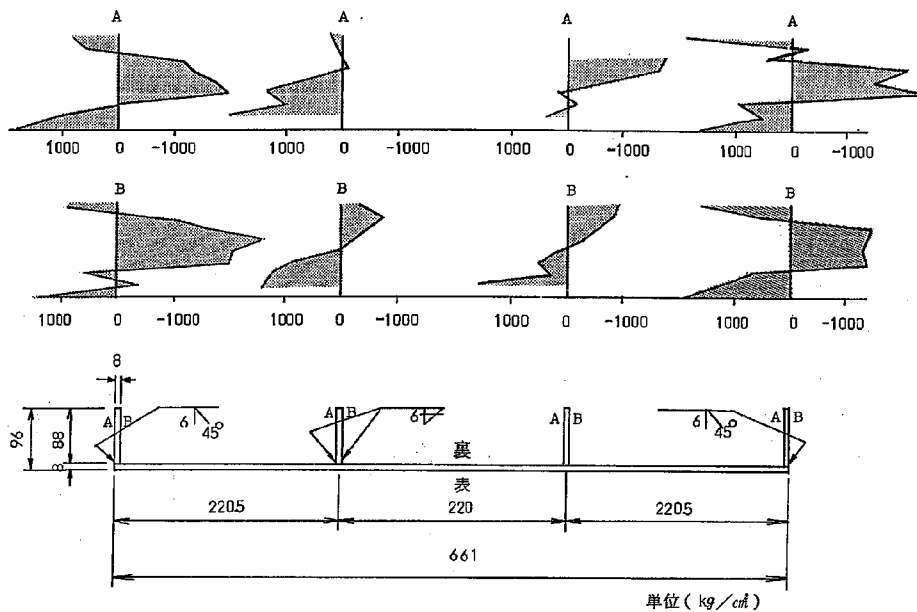


図4.6 残留応力の測定結果 ($t = 8 \text{ mm}$)
 (建設省土木研究所、川崎製鉄鋼構造研究所、新日本製鉄相模原技術センター)

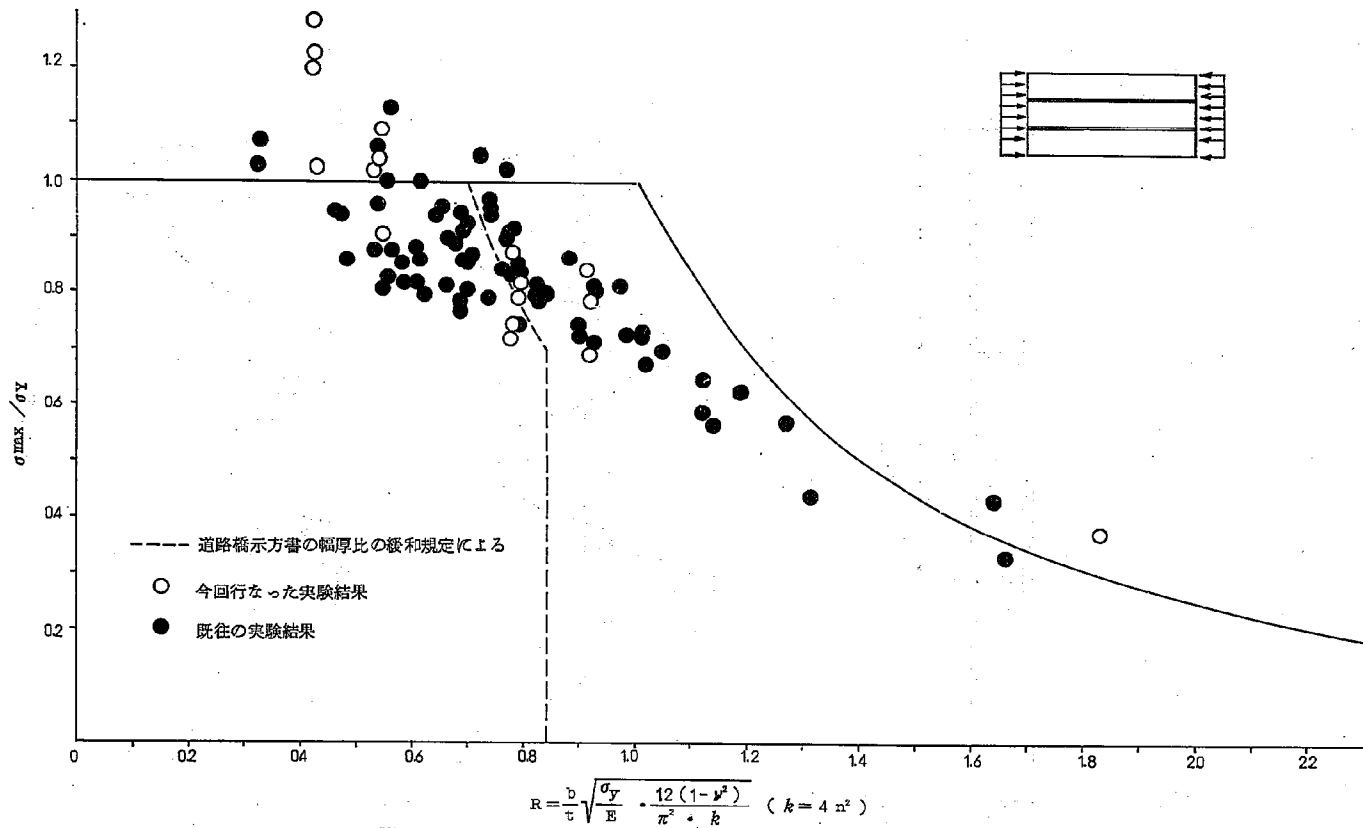
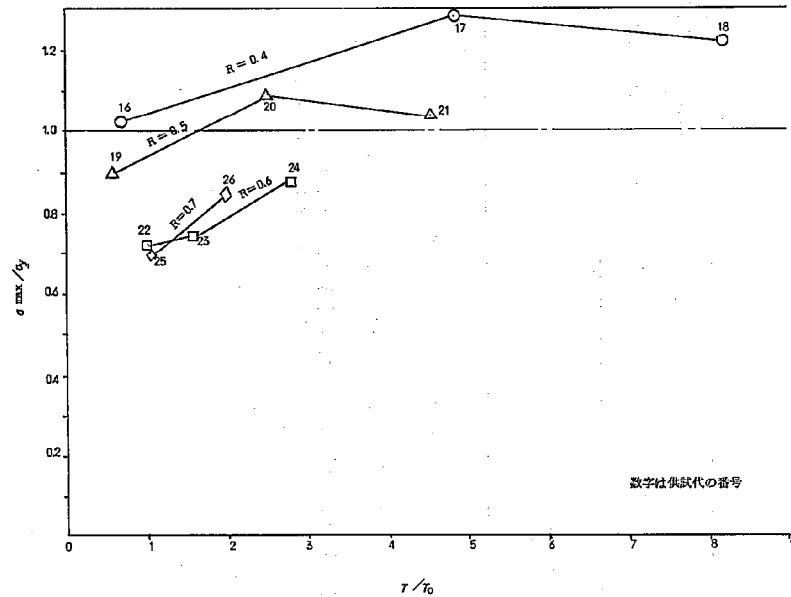
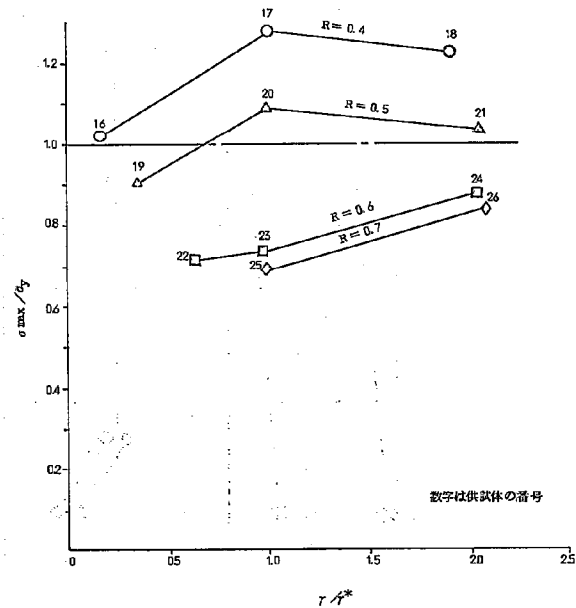


図 4・7 補剛された板の実験結果と今回の実験結果の比較

(建設省土木研究所、川崎製鉄構造研究所、新日本製鉄相模原技術センター)



(a) 道路橋示方書の最小剛比 r_0 を基準にした場合



(b) DIN 4114 の最小剛比 r^* を基準にした場合

図 4・8 最大荷重と補剛材の剛度との関係

(建設省土木研究所、川崎製鉄鋼構造研究所、新日本製鉄相模原技術センター)

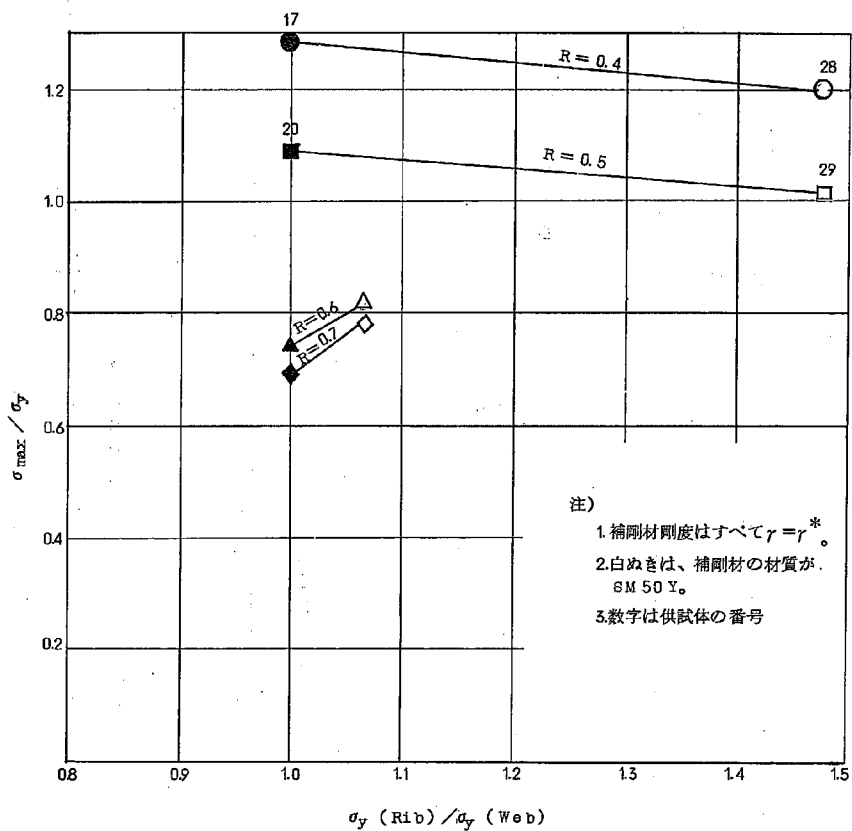


図4・9 最大荷重とハイブリット効果の関係

(建設省土木研究所、川崎製鉄鋼構造研究所、新日本製鉄
相模原技術センター)

(6) 鋼構造物の耐震性に関する技術資料調査

各国の耐震規定の現況および最近の耐震設計の考え方について資料を収集し調査を行った。主として参照した文献は本報告の末に挙げるものである。

これらの文献の内容を要約すると

各国の耐震規定はその対象を主として建築構造物にしているが橋梁構造物にもこれを準用しているものと思われる場合が多い。橋梁構造物についての規定のあるものでも設計の基法的な考え方、地震荷重の決定の方法などは他の建築構造物なども同様である。これらの規定に共通しているのは強度に対する照査をその基本としており計算方法は弾性解析であることである。この場合、設計震度を構造物の剛性に関係なく、一定にとり、しかも各質量に対して一様に分布させるという震度法は、僅かな国あるいは特別な構造物に限られている。一般には構造物の固有周期、振動モードなど構造物の動的特性を考慮して設計地震力を定めている。更に地域地盤特性構造物の重要度などに応じた係数を導入しているのが普通である。

以上のような静的な弾性解析法に基づく設計法が一般的であるが、二、三の国では動的解析による設計規定を設けている。また、いくつかの国では強度に対する照査のほかに変形に対する照査あるいは延性に対する照査規定を設けている。

現在の各国の耐震規定の概略は以上のようなものであるが、これらの規定が不十分であることが指摘され、より合理的な設計方法の確立を目的として各所で検討が行なわれている。以下にその概略を記す。

現在の設計は主として材料の降伏強度に対する照査を基本としているが、実際の地震時に構造物に作用する力は規定で示すものを越える場合があり、構造物の塑性的性質が重要な役割を果たしている。一部の国ではこれらのことを考慮して既に構造物の延性に対する照査を規定に設けている。また最近、設計された構造物では、非弾性系モデルでの動的解析を行なっている場合もある。一般の構造物に対しては動的弾性解析を基本にし特に重要な構造物に対しては動的非弾性解析に基いて設計を行なうということも提案されている。このような状況の下で各所で構造物の降伏後の挙動、耐荷力についての研究、および、非弾性系の地震に対する応答の研究が進められており、いくつかの解析方法が報告されている。しかしながらこれらの方法自体にまだ問題が残されていることおよび耐震設計の基本的な考え方が確立されていないこともあって規定に取り入れるまでには至っていないのが現状である。

参考文献

- 1) Earthquake Resistant Regulations, A World List 1973 Compiled by the International Association for Earthquake Engineering

2) WCEE (世界地震工学会議) の Proceedings

1956 California, 1960 Tokyo, 1965 New Zealand

1969 Chile, 1974 Rome

4.3 今後の研究事項

鋼製橋脚を中心とした土木鋼構造物の合理的な耐震設計法の確立のため来年度は次の事項を研究し、とりまとめを行う必要がある。

- (i) 補剛された板で構成された箱形断面部材が曲げと軸力をうけた場合の挙動すなわち耐荷力と変形状を明らかにする。これについては、今年度までの実験結果および理論的研究成果に検討を加え、不十分な点を補完し、両者を関連づけることにより検討を行う。
- (ii) 薄肉円形断面部材が曲げと軸力をうけた場合の挙動すなわち耐荷力と変形状を明らかにする。これについては今年度までの実験結果と理論的研究成果とを関連づける。
- (iii) 上記(i)、(ii)の断面を有する構造物が地震荷重をうけた場合の構造特性を検討する。
- (iv) 今年度収集した耐震設計に関する文献の検討結果からは耐震設計上、土木鋼構造物が具備すべき限界状態を設定する。
- (v) 上記(iii)、(iv)の検討結果に基づき、土木鋼構造物の耐震設計において考慮すべき安全率を検討し、設計基準案を作成する。

付 4. 1 審 議 経 過

種 別	回次	開催年月日、場所	出席者、 主要議事
部 会	1	50. 9. 30 (火) 東海大学校友会館 (霞ヶ関ビル)	○出席者：川崎部会長 他 2 3 名 ○議 事： 1) 昭和 4 9 年度 第 2 回 鋼構造部会議事録の確認。 2) 昭和 4 9 年度報告ならびに昭和 5 0 年度計画について。 ① 補剛された板の耐荷力実験計画 ② 曲げモーメントと軸方向力を受ける部材の実験計画。 3) 繰返し荷重を受ける箱形断面柱の局部座屈強度に関する基礎的研究 (案) 4) 軸力と曲げを受ける円形断面柱の解析 (案) 5) 軸力と曲げを受ける部材の計算結果について 6) 昭和 5 0 ～ 5 1 年度委員会の開催予定について
部 会	2	51. 3. 8 (月) 東海大学校友会館 (霞ヶ関ビル)	○出席者：川崎部会長 他 2 0 名 ○議 事： 1) 昭和 5 0 年度 第 1 回 鋼構造部会議事録の確認 2) 昭和 5 0 年度 報告書 (案) について ① 補剛された板の耐荷力実験結果の説明 ② 軸力と曲げを受ける円形断面部材の耐荷力実験結果の説明 ③ 箱形鋼製橋脚基部の局部座屈の説明 ④ 曲げモーメントと軸方向力を受ける鋼管柱の強度について
幹事会	1	51. 1. 29 (木) 神戸製鋼 構造研究所	○出席者：川崎部会長 他 1 0 名 ○議 事： 1) 軸力と曲げを受ける円形断面部材の試験の見学ならびに結果の検討
幹事会	2	51. 2. 10 (火) 新日本製鉄 相模原技術センター	○出席者：川崎部会長 他 1 7 名 ○議 事： 1) 補剛された板の座屈試験の見学ならびに結果の検討
幹事会	3	51. 2. 17 (火) 川崎製鉄 鋼構造研究所	○出席者：川崎部会長 他 1 7 名 ○議 事： 1) 補剛された板の座屈試験の見学ならびに結果の検討

付 4. 2 提出資料目録

種 別	回次	資料番号	資 料 名	提出者
部 会	1	1-1	昭和49年度 建設省土木研究所委託 耐震技術に関する研究開発報告書 同上 内部一部修正	幹 事
		1-2	繰返し荷重を受ける箱形断面柱の局部座屈	福 本
		1-3	昭和50年度 研究開発計画 (案)	幹 事
		1-3	昭和50～51年度 委員会開催予定表 (案)	〃
		1-4	耐震技術開発研究委員会 鋼構造部会委員名簿 (案)	〃
		1-5	曲げモーメントと軸方向力を受ける部材の実験計画 (案)	〃
		1-6	補剛された板の耐荷力実験計画 (案)	〃
		1-7	曲げモーメントと軸方向力を受ける鋼管柱の強度	西 野
		1-8	曲げと軸力を受ける部材の計算結果	大 家
部 会	2	2-0	耐震技術開発研究委員会 第1回 鋼構造部会議事録	幹 事
		2-1	耐震技術開発研究委員会 昭和50年度研究開発報告書 (案)	〃
		2-2	昭和50年度 曲げと軸方向力を受ける円形断面柱の耐荷力実験結果データ集	大 家
		2-3	昭和50年度 補剛された板の座屈実験結果データ集	幹 事
幹事会	1	1-1	曲げと軸方向力を受ける鋼管柱の載荷試験中間報告	大 家
幹事会	2	2-1	補剛された板の座屈実験見学会資料	雨 宮
幹事会	3	3-1	補剛された板の座屈実験見学会資料	原

5. 地震力・地盤部会の研究成果の概要

5.1 概 要

地震力・地盤部会の活動は昭和49年に開始されたが、昭和50年度においては、研究内容を地震力に関するものと地盤に関するものとに大別し、それぞれ具体的な研究課題を設定して効率的に調査研究を進めた。

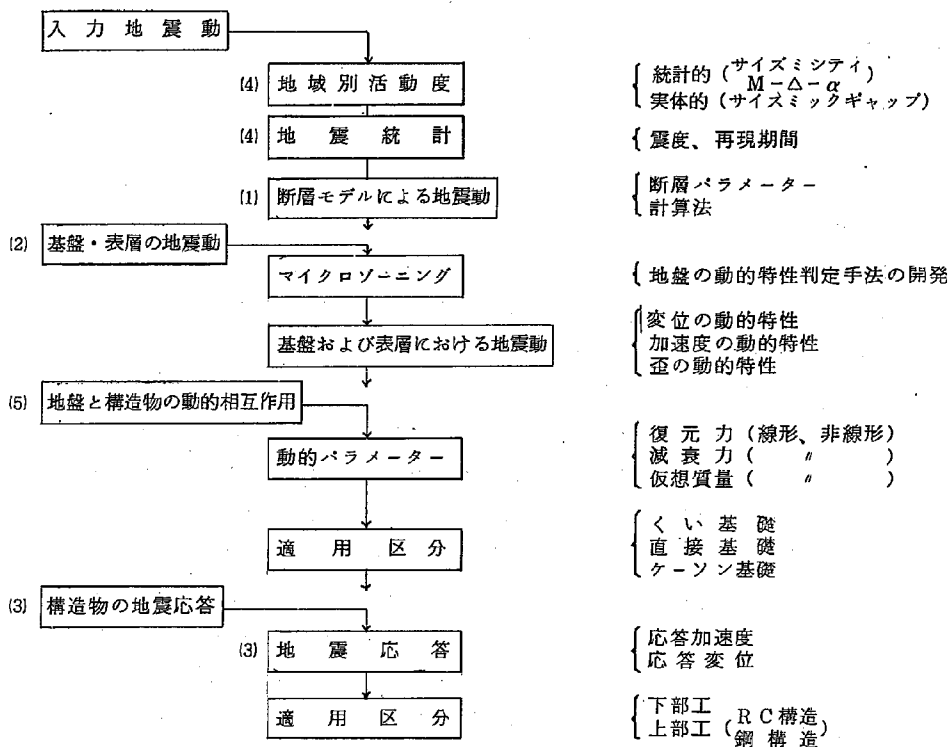
地震力に関する研究フローチャートを図5.1に、また地盤に関する研究フローチャートを図5.2に示す。さらに、本年度の活動状況および検討した資料を付録5.1および5.2に示す。両グループの研究成果を要約すると以下のとおりとなる。

5.1.1 地震力に関する成果

- (1) 断層モデルによる地震動の解析 — 1974年伊豆半島沖地震 ($M=6.9$) を例にとり、断層モデル理論を用いて地震動波形を計算し、これと実測波形と比較検討した。これより周期の長い構造物に対する地震入力(変位)とし、断層モデル理論の適用性が判明した。さらに既往主要地震の断層パラメータの一覧表を作成し、今後の解析を便をはかると共に断層モデル理論を耐震設計に应用する際の問題点を指摘した。
- (2) 加速度記録の解析 — 国内で得られているSMAC強震計記録433成分を基とし、最大加速度、振動周期、主要動の継続時間、主要動の繰返し回数、鉛直加速度の水平加速度に対する比などの地震動の特性値に与える、マグニチュード、震央距離、地盤条件などの影響を調査し、耐震設計上有効な資料を得た。
- (3) 応答スペクトルの解析 — 既往の加速度記録からすぐ得られている応答加速度スペクトル (S_A) の特性に及ぼす各種要因(マグニチュード、震央距離、最大加速度、地盤条件など)の影響を数理化理論により分析した。
- (4) 地震統計の解析 — 気象庁が保有する西暦416年以降の我国の地震統計(地震総数17,883回)の資料を用いて、対象地点、半径、観測期間、マグニチュード、震源深さを与えて、地震諸元(発生時刻、マグニチュード、震央、震源深さ、震央距離、各マグニチュード毎の地震回数など)を探索するプログラムを作成した。
- (5) 地盤と構造物の動的相互作用の解析 — 橋梁構造を主な対象とし、地盤と構造物の動的相互作用の解析実例を、一定様式にとりまとめた。これにより、動的相互作用の解析方法の系統的分類を行うことができる。

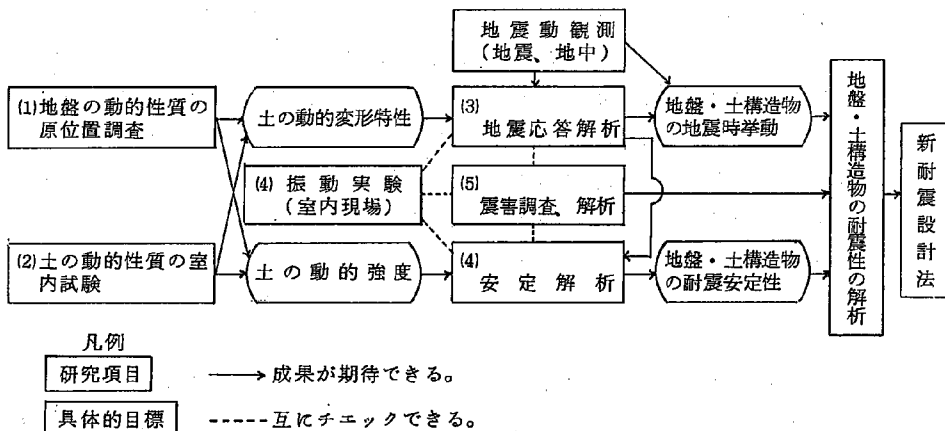
5.1.2 地盤に関する成果

- (1) 地盤の動的性質の原位置調査法 — 地盤の動的変形特性を算定するための各種の原位置調査法を分類し、現状を概観すると共に、各調査より求められる直接情報、間接情報を明らかにした。



注) () 内の番号は地震力グループ課題番号と対応している。

図 5.1 地震力に関する研究フローチャート



注) () 内の番号は地盤グループ課題番号と対応している

図 5.2 地盤・土構造物の耐震性に関する研究フローチャート

- (2) 地盤の動的性質の室内試験法 — 土の動的性質を求める各種の室内試験法を概観し、代表的室内試験結果と原位置調査結果との比較対比を示した。また、地盤の動的定数の算定する標準的手法を提案した。
- (3) 地盤の地震応答解析 — 土の非線型性の影響を考慮し、地盤をせん断振動モデルと仮定した地震応答解析を行った。また解析結果と実測結果との比較対比を行った。
- (4) 地盤・構造物系の安定解析 — 大型振動台を用いた土構造物の模型振動実験の例を紹介し、振動の実験時における地盤および土構造物の破壊現象が、慣用的な円弧すべり法（加速度分布に過剰間隙水圧を考慮）である程度説明出来ることを示した。
- (5) 地盤震害例 — 既往地震による地盤および土構造物の震害例を収集分析した。また、地震時に流動化現象がみられた地点を対象とし、地盤調査を行い、流動化発生に与える地盤特性の影響を求めた。

5.2 研究内容および研究成果

5.2.1 地震力に関する研究成果

(1) 断層モデルによる地震動の解析

1) 1974年伊豆半島沖地震 ($M=6.9$) の試算

ここで用いたモデル断層は、川崎一朗氏の提案によるものを適用した。震央位置及び計算地点を図示すると図 5.3 のようになる。また震央と計算地点の位置関係を表 5.1 に示しておく。伊豆半島沖地震の断層モデルを図示すると図 5.4 に示すような横ずれ断層であり、その諸元を要約すると次のとおりである。

媒体のP波速度 $V_p = 6.0 \text{ Km/s}$, 媒体のS波速度 $V_s = 3.5 \text{ Km/s}$

震源の深さ $Z = 11 \text{ Km}$, fault trace direction $\alpha_f = 135^\circ$

dip angle $\delta = 90^\circ$, slip direction $\lambda = 165^\circ$

ずれ(破断)の進行 [bilateral]

	Part 1	Part 2
ずれの方向	$AV1 = 0^\circ$	$AV1 = -90^\circ$
"	$AV2 = 90^\circ$	$AV2 = 180^\circ$
ずれの幅	$W1 = 10 \text{ Km}$	$W1 = 10 \text{ Km}$
"	$W2 = "$	$W2 = "$
ずれの速度	$vR1 = 3 \text{ Km/sec}$	$vR1 = 3 \text{ Km/sec}$
"	$vR2 = "$	$vR2 = "$

ずれの最終値 (いずれの part も) $D_0 = 1 \text{ m}$
 ずれの rise time " $t_0 = 1 \text{ 秒}$ } (図 5.5 参照)

断層モデルに基づいて計算した地震動の結果と観測地点の変位記録と比較するためには、計算された地動変位(z)を地震計の特性（固有周期と減衰定数）に応じた応答値

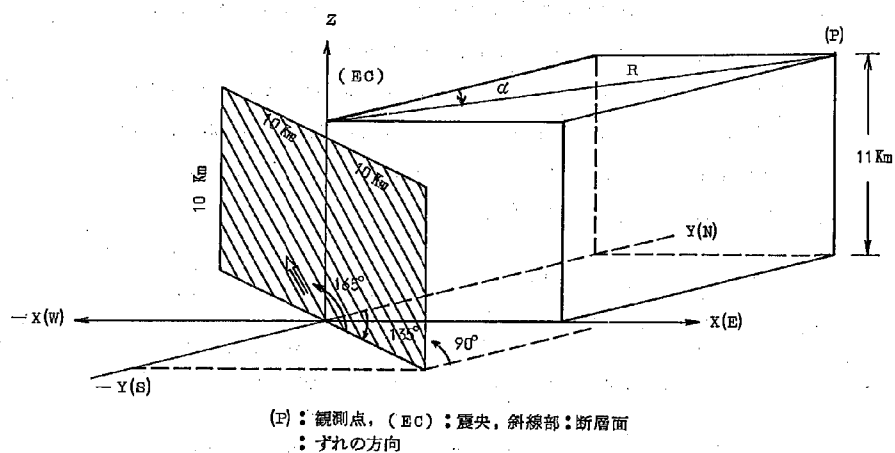
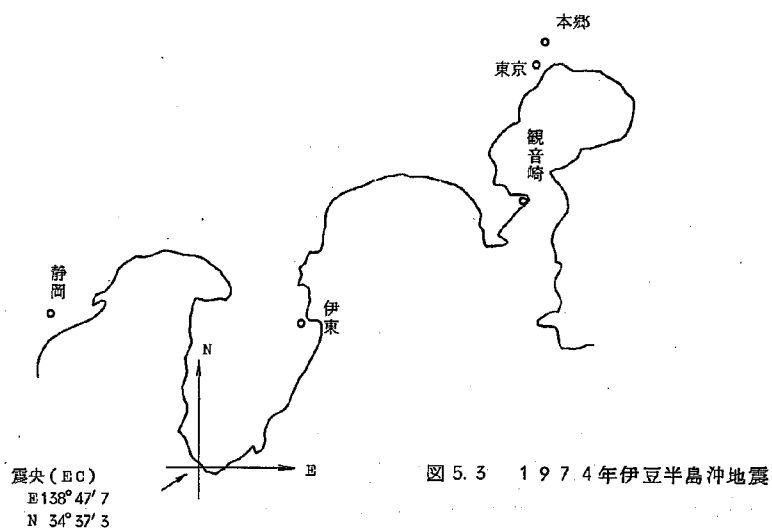


図 5.4 断層モデルの概略図

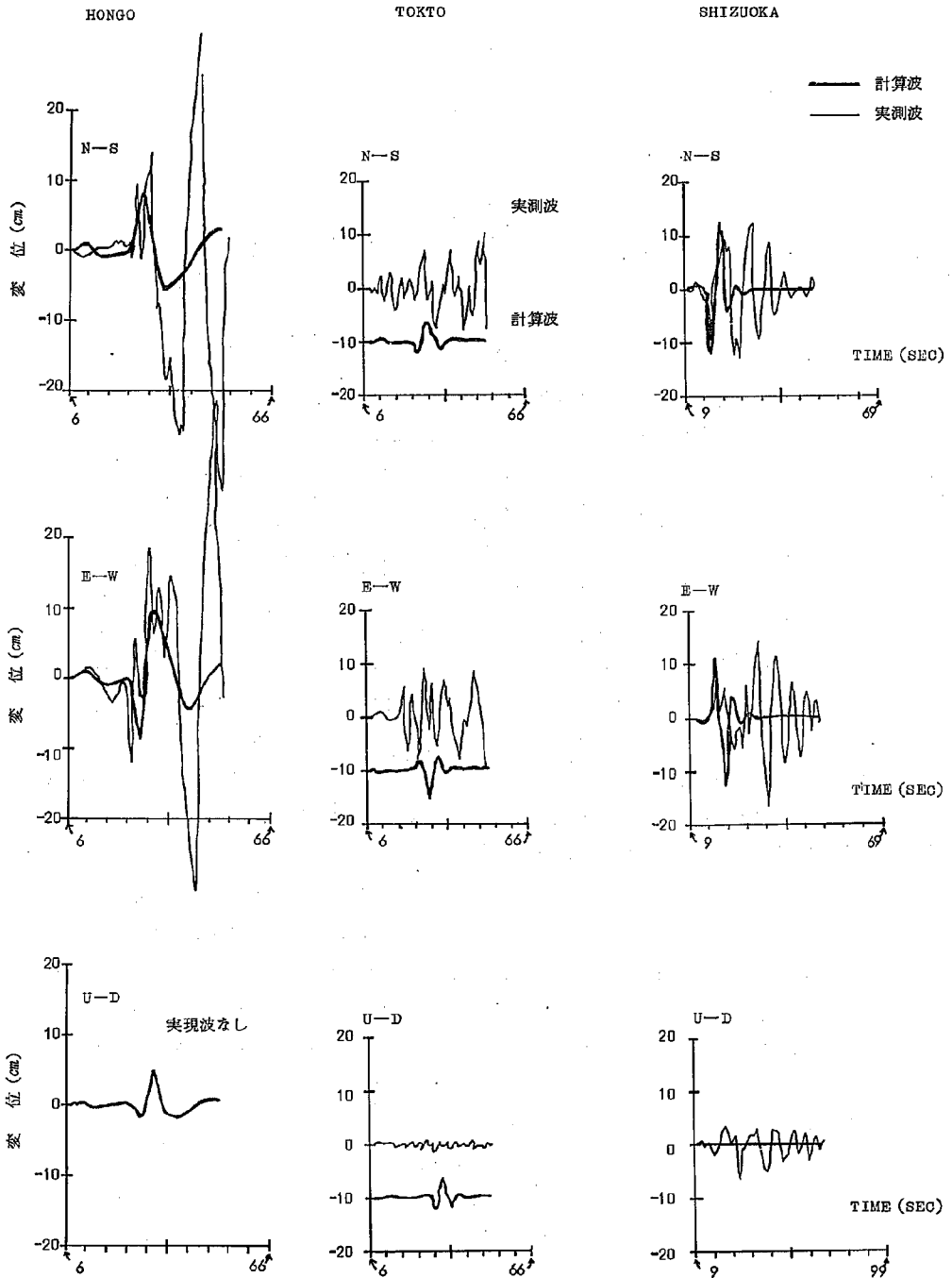


図-5.6 実測波形と計算波形の比較
(TOKYO の計算波は原点を-10 cm 移動している)

表 5.1 計算地点の位置

No.	観測点	方位角	距離
1	観音崎	50°	110 Km
2	本郷	35°	150 Km
3	伊東	35°	37 Km
4	静岡	315°	55 Km

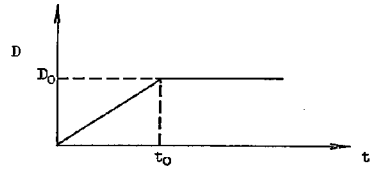


図 5.5 ずれの形状 (one-stage ramp source function)

(x)に変換しなければならない、実際には、表 5.2 に示すような値を使って計算した。計算した地震波形と実測波形を比較したものを図 5.6 に示す。

表 5.2 観測地点計器の定数 (変位計)

成分	地名	本郷 (東大)	東京 (気象庁)	静岡 (気象庁)
N-S	T (秒)	31.0	6.2	6.1
	t_h	0.184	0.55	0.53
E-W	T	19.9	6.2	6.0
	t_h	0.23	0.55	0.53
U-D	T	—	4.9	4.8
	t_h	—	0.53	0.54

本郷および静岡では、N-S、E-W 成分について理論値と実測値とで初動の状況はかなり良く一致している。細かくみると実測値が理論値よりやや周期が短い。U-D 成分については本郷では実測値がなく、静岡ではモデルの

性質上理論値が 0 になっているが、0 とみなし難い。N-S、E-W 成分に比べて U-D 成分のオーダーの小さいことは明らかで、この点モデルの定性的な妥当性を示していると考えよう。以上に反して東京の実測値は 3 成分とも理論値より短い周期成分が顕著であって、両者の対応は十分とは云えない。実測値には、このモデルでは説明できない短かい周期成分の変動が混入しているのであろう。

理論値の変形波形から数値微分により加速度波形を求め、さらに加速度応答スペクトルを計算したが、その内の観音崎地点については実測データ (SMAC 及び地中地震計) に基づく応答スペクトルが得られているので比較してみた。その結果を図 5.7 に示す。周期 2 秒以下の領域では、実測値が数十倍大きい。2 秒以上の周期領域で 1.5 倍から数倍と開きがせばまっている。このことから、かなり長い周期領域では断層モデルによる波形の性質と実測波形の性質との間で傾向的一致がみられるといえる。

2) 既往主要地震の断層モデル解析

既往の地震において、断層モデルの解析を行なった事例にき調べたが、その断層モデルのパラメータをまとめたのが、表 5.3 である。これらの数値は、笠原、三雲および阿部らの文献より引用したものである。

3) 耐震設計に応用する際の問題点

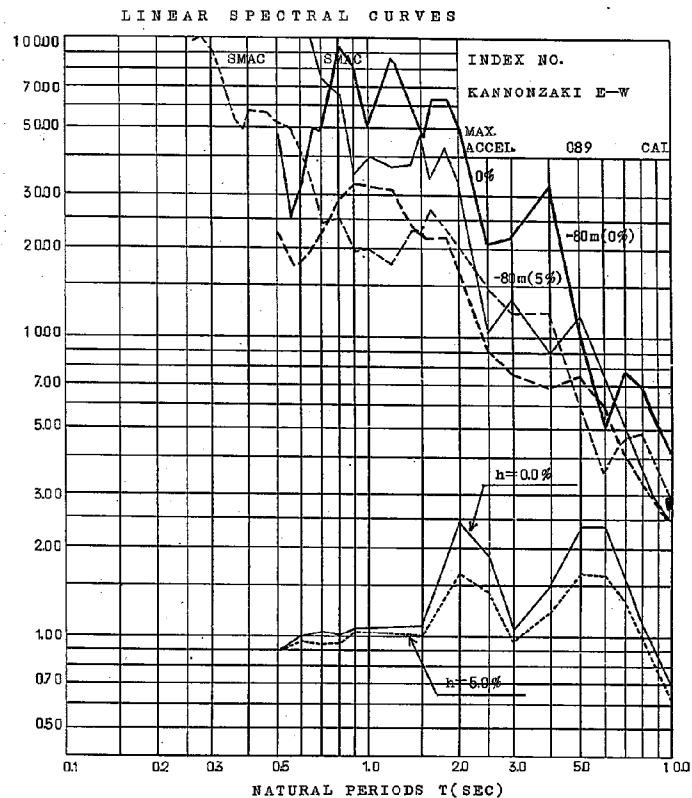
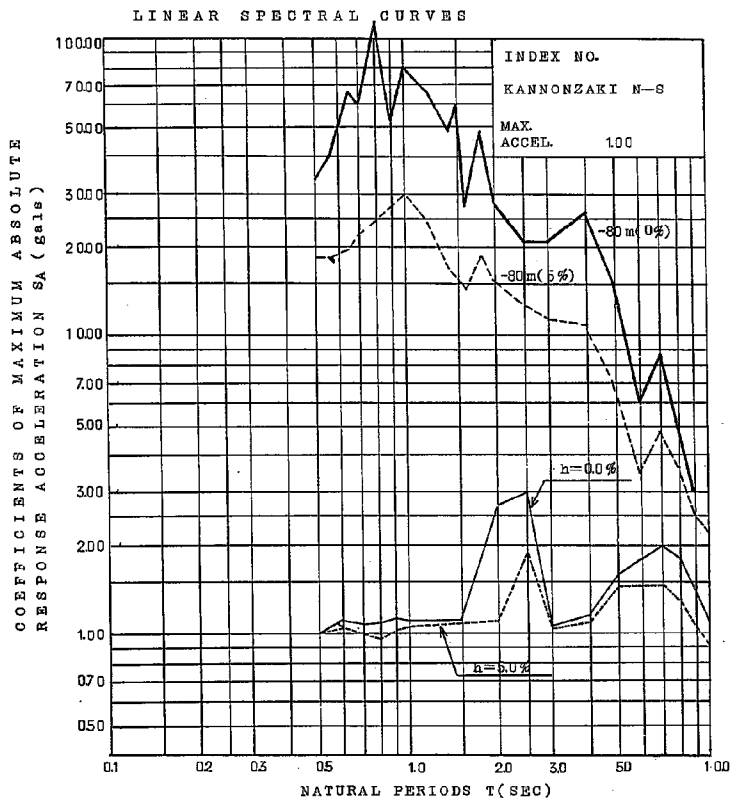


図-5.7 加速度応答スペクトルの比較(観音崎)

断層モデルによる地震動解析を耐震設計に応用する際に問題となる点をあげると、

- i) 現在のプログラムで計算される地震波には、周期の長い成分のみが含まれ、短かい周期成分はほとんど含まれていない。従って本理論は、構造物の周期に対応させれば利用できる可能性を持っているが、周期の短かい構造物に対しては更に検討が必要である。
- ii) 理論波形では、初動部の 1、2 波が大きく、その後は急激に減衰してしまうため、実測波と異なっているが、断層モデルを半無限体から、2 層構造あるいは多層構造（計算時間が長くなる）に改良する必要がある。また、source function も 1 つの ramp source でなく、多段階の ramp source [N.A.Haskell, 1969 など] を用いるか、割れ目伝播の停止機構の理論（竹内均、1971）を用いれば短かい周期領域でもっと対応がよくなる可能性がある。
- iii) 半無限体で計算した理論波形を各観測点の基盤層の地震波と仮定し、多重反射理論により地表面の地震波を計算する必要があるだろう。
- iv) 震源から観測点までの伝播経路における地盤を均質な一層構造と仮定している点を改良することも、将来考える必要が出てこよう。
- v) 本理論を用いれば、地震動のうちの長い周期をもつ変位をある程度推定できる。従って、長大橋、地中の線状構造物など長い周期の変位が重要となる構造物に対する設計用地震入力として利用できる可能性が高い。

表 5.3 主要地震の断層パラメータ (笠原、三雲、阿部らによる)

地震名	発震年	震			断 層					文 献
		深さ (km)	M	地震エネルギー (エルグ)	長さ (km)	深さ (km)	ずれ量 (m)	ずれ速度 (m/sec)	滑り速度 (km/sec)	
San Francisco	1906	浅	8.4	2×10^{24}	440	6	25			Kasahara(1957)
			8.3		450	10	49			Byerly and DeNoyer(1958)
						3.2				Knopoff(1958)
					440	~5	5.0			Chinnery(1964)
丹後(郷村)	1927	10	7.5	10^{23}	30	15	1.5			Kasahara(1957)
					30~40	10~15	3.4			Chinnery(1964)
北伊豆(丹那)	1930	0~5	7.0	2×10^{22}		5				龍坂(1940)
						<10				本間(1952)
					15	8	2.0			Kasahara(1957)
					18~24	12~(>50)	3.8			Chinnery(1964)
Imperial Valley	1940	浅	6.7	10^{22}		12				Byerly and DeNoyer(1958)
			7.1		70	8	2.1			Kasahara(1958b)
					60	10	1.7			Buwalda *
					70	6	4.2			Chinnery (1964)
Kern Country	1952		7.8		50	20	0.6			Whitten(1965)Cisinas(1963)
Turkey	1953		7.2		50	15	4.3			Ketin and Fossli (1953)
Fairview Peak	1954	15	7.4	6×10^{22}		23				Byerly and DeNoyer(1958)
			7.1		60	15	1.5			Kasahara(1958b)
					36	6	2.7			Savage and Hastie(1966)
					45~60	10~16	3.0			Chinnery(1964)
San Miguel	1956		6.8		19	5	0.85			Shor and Roberts *
Mongolia	1957	18	8.3		280	20	4.7			Florensov and Solorenko *
Montana	1959	0.4	7.1		30	15	1.0			Savage and Hastie(1966)
Alaska	1961	20	8.4	3×10^{24}	600	200	1.0			Fress(1965b)
					600	200	1.0			Savage and Hastie(1966)
新 潟	1964	10~20	7.6	1.1×10^{23}	100	20	5.3			AKi (1966)
			7.5		80~100		4.5		1.5~2.5	三雲
Parkfield	1966		5.5		38	12	50.5			Alica and Sinit *
Imperial	1966	極浅	3.6		10	1.4	5.015		3	Brune and Allen(1967a)
関 東	1923		7.9		85	55	6		3	
十 勝 沖	1968		7.9		150	100	4.1		3.5	
三 陸	1933		8.3		185	100	3.3			
東 南 海	1944		8.0		120	80	3.1			
南 海 道	1946		8.1		120	80	3.1			
福 井	1948		7.3		30	13	2.5		2.3	
鳥 取	1943		7.3		33	13	2.5	0.83	2.3	
西 崎 玉	1931	極浅	7.0		20	10	1	0.5		
埼玉・中部	1968		6.1		10	6		0.92		
越 前 沖	1963		6.9				0.6	0.3		

(2) 加速度記録の解析

国内で観測された既往の地震動加速度記録(主にSMAC型強震計によるもの)を対象として、波形特性と地震諸元、地盤条件の関係を究明する。対象とした記録は、建設省土木研究所の資料の他、東京大学地震研究所、科学技術庁国防防災科学技術センター、運輸省港湾技術研究所、日本国有鉄道鉄道技術研究所などの諸機関が刊行した資料のうち、マグニチュード5以上、最大加速度50gal以上の地震による記録を解析した。

解析に際して着目する事項は次のとおりとした。

- (1) 地震諸元 — マグニチュード M 、震央距離 Δ 、震源深さ D 、発生時刻
- (2) 波形特性等 — 最大加速度 A_{max} (gal)、 A_{max} 時での周期 T_1 (秒)、継続時間 T_a (秒)、 T_a 区間内での $A \geq \frac{1}{2} A_{max}$ となるピークの数 n 、最大加速度に対する最大鉛直加速度の比 V/H 、観測地点各と位置、観測地点の地盤条件 $G.C.$ 、観測器種とした。

T_1, T_d, n の求め方は表5.4の上方に定義しているとうりとする。また、観測地点の地盤条件 $G.C.$ は日本道路協会「道路橋耐震設計指針」に準拠し、

第1種地盤：岩盤地域

第2種地盤：洪積地域

第3種地盤：沖積地域(但し第4種地盤を除く)

第4種地盤：沖積のうちの軟弱地盤地域

とした。

加速度記録台帳の一例を表5.4に、また地震諸元と波形特性値の平均的関係を表5.5に示す。また、マグニチュード M 、震央距離 Δ 、地盤条件 $G.C.$ に対する波形特性値($A_{max}, T_1, T_d, n, V/H$)の変化を示す図を多数描いたが、本報告書では割愛した。

以上の解析より、地震動の特性に関して次の頃が指摘できる。

- 1) 最大加速度 A_{max} は震央距離 Δ の増大とともに減少する。
- 2) マグニチュード M が大きくなると、 A_{max} 時の周期 T_1 、継続時間 T_d 、および振動の繰返回数 n が大きくなる。
- 3) T_1 は Δ 、 T_d が大きくなると大きくなる。
- 4) T_d は Δ 、 n が大きくなると大きくなる。
- 5) n は $1/A_{max}$ 、 Δ が大きくなると大きくなる。
- 6) T_1 は、地盤条件が軟質になるにつれて増大する。

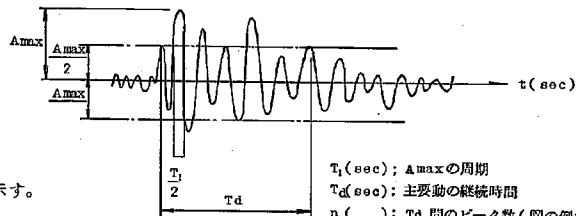
以上の諸性質はいずれも、従来より定性的に認められていたものであるが、今回の解析である程度定量的に明らかになったといえよう。

表 5.4 地震動の加速度記録一覧表

整 理 番 号	EA-14「1968年十勝沖地震」
マグニチュード	M = 7.9 (7.8)
発 生 年 月 日	1968年5月16日 09:49
震 央 位 置	E 143°35' N 40°44'
震 央 地 域	北本州東沖
震 源 の 深 さ	0 (20) Km

「 」 = 地震名称

() = 港研



地盤条件の*印は推定であることを示す。

機 関	記 録 No.	観 測 地 点	観測機種	震央距離 △ (Km)	最大加速度 Amax (gal)			地盤条件	波形特性の読みとり			VERT HORI MAX	気象庁震度階	摘 要
					HORI.A	VERTICRL	HORI.B		T1 (sec)	Td (sec)	n			
48 建設省	106-Gr-4	106 草加高架橋	SMAC-B2	643	15	3	10	第4種				0.20	max VI 害小牧	波形記録なし
49 "	112-Gr-13	112 紀ノ川大橋	"	1040	5	3	5	3				0.60		"
50 "	301-Gr-1	301 雄平橋	"	324	25	10	23	3	1.2	24.0	15 (9)	0.40		"
51 "	302-Gr-5	302 開北橋	"	325	8	5	13	3	0.52	16.8 以上	15 (9)	0.38		"
52 "	303-Gr-8	303 河北橋	"	398	10	10	20	3	1.1	3.6 以上	15 (9)	0.50		"
53 "	501-Gr-27	501 東京湾富津岬	"	690	8	3	8	3				0.37		波形記録なし
54 "	901-Gr-32	901 土研千葉支所	"	644	15	20	10	2				1.53		"
55 北海道開発庁	1301-Gr-1	1301 土木試験所	"	324	33	30	38	3*	1.0	25.61	12 (12)	0.79		
56 "	1302-Gr-5	1302 千代田橋	"	243	84	25	91	3*	0.64	19.15	18 (18)	0.27		
57 "	1303-Gr-1	1303 新石狩大橋	"	324	175	40	181	4	0.62	27.05	18 (18)	0.22		
58 "	1304-Gr-1	1304 大森毛橋	"	260	33	13	47	4	0.70	33.40	8 (8)	0.28		
59 "	1305-Gr-1	1305 幌満橋	"	154	52	24	78	3	0.16	16.50	18 (18)	0.31		
60 港 研	S-262	釧路-S	"	259	NS 34	UD 15	EW 36	2	1.18	59.34	33 (33)	0.42		
61 "	S-267	小樽-S	"	355	" 17	" 11	" 17	3				0.65		波形記録なし
62 "	S-234	室蘭-S	"	293	" 209	" 70	" 140	1	0.64	15.60	10 (10)	0.33		
63 "	S-235	青森-S	"	247	" 213	" 131	" 180	3	0.78	39.16	8 (8)	0.61		
64 "	S-252	八戸-S	"	189	" 235	" 80	" 188	2	0.42	18.28	4 (4)	0.34		
65 "	S-236	宮古-S	"	189	" 118	" 31	" 95	1	0.24	73.82	12 (12)	0.26		
66 "	S-279	小名浜-S	"	483	-	" 3	" 9	4				0.33		波形記録なし
67 "	S-239	鹿島-S	"	592	NS 11	-	" 16	2				-		"
68 "	S-240	品川-S	"	662	" 9	UD 13	" 7	3				1.45		"
69 "	S-247	山下交-S	"	683	" 6	" 1	" 5	3				0.17		"
70 "	S-237	秋田-S	"	326	" 24	" 26	" 33	1	2.80	68.11	24 (24)	0.79		

表 5.5 加速度記録の整理対象記録一覧表

	定 義	記 録 数	平 均 値							摘 要
			Amax (gal)	M	Δ (km)	T ₁ (All)	Td (sec)	n (回)	V/H	
Total			421 (42)	64 (43)	168 (43)	049 (27)	130 (27)	21 (27)	035 (40)	
M	I M < 5.5	53	488 (53)	52 (53)	6080 (53)	035 (42)	403 (42)	11 (42)	033 (51)	
	II 5.5 ≤ M < 6.5	165	380 (165)	61 (165)	11327 (165)	044 (98)	694 (98)	16 (98)	038 (156)	
	III 6.5 ≤ M < 7.5	157	423 (157)	69 (157)	24620 (157)	050 (105)	1779 (105)	27 (105)	039 (142)	
	IV 7.5 ≤ M	58	602 (58)	77 (58)	33960 (58)	077 (34)	2679 (34)	30 (34)	039 (57)	
Δ (Km)	I Δ < 20	15	1193 (15)	54 (15)	1292 (15)	038 (15)	231 (15)	9 (15)	033 (15)	
	II 20 ≤ Δ < 50	60	600 (60)	57 (60)	3850 (60)	044 (56)	549 (56)	12 (56)	029 (60)	
	III 50 ≤ Δ < 100	88	471 (82)	61 (82)	7534 (83)	039 (63)	814 (63)	16 (63)	039 (77)	
	IV 100 ≤ Δ < 200	127	372 (127)	65 (127)	14692 (127)	045 (69)	1405 (69)	25 (69)	039 (115)	
	V 200 ≤ Δ	149	333 (143)	71 (149)	35517 (149)	066 (76)	2474 (76)	29 (76)	040 (139)	
T ₁ (sec)	I T ₁ < 0.25	69	598 (69)	61 (69)	10310 (69)	019 (69)	846 (69)	25 (69)	033 (69)	
	II 0.25 ≤ T ₁ < 0.50	109	635 (109)	63 (109)	12724 (109)	036 (109)	1045 (109)	17 (109)	031 (109)	
	III 0.50 ≤ T ₁ < 1.00	78	585 (78)	67 (78)	15977 (78)	067 (78)	1651 (78)	21 (78)	036 (78)	
	IV 1.00 ≤ T ₁	19	441 (19)	68 (19)	25151 (19)	041 (19)	2555 (19)	23 (19)	038 (19)	
Td (sec)	I Td < 25	50	717 (50)	57 (50)	6617 (50)	031 (50)	119 (50)	6 (50)	031 (49)	
	II 25 ≤ Td < 50	40	682 (40)	60 (40)	7841 (40)	043 (40)	358 (40)	12 (40)	032 (38)	
	III 50 ≤ Td < 100	62	539 (62)	62 (62)	9880 (62)	039 (62)	698 (62)	18 (62)	032 (60)	
	IV 100 ≤ Td < 200	64	620 (64)	59 (64)	1499 (64)	053 (64)	1488 (64)	24 (64)	039 (62)	
	V 200 ≤ Td	62	451 (62)	72 (62)	25374 (63)	073 (62)	3216 (62)	38 (62)	038 (62)	
M (回)	I n < 10	68	702 (68)	58 (68)	7651 (68)	040 (68)	282 (68)	6 (68)	028 (68)	
	II 10 ≤ n < 15	60	643 (60)	63 (60)	11140 (60)	051 (60)	851 (60)	12 (60)	035 (60)	
	III 15 ≤ n < 30	88	537 (88)	67 (88)	1677 (88)	055 (88)	1500 (88)	22 (88)	039 (88)	
	IV 30 ≤ n	59	488 (59)	69 (59)	2032 (59)	048 (59)	2593 (59)	45 (59)	035 (58)	
V/H	I V/H < 0.20	54	552 (54)	62 (54)	15287 (54)	049 (40)	697 (40)	11 (40)	015 (54)	
	II 0.20 ≤ V/H < 0.30	119	522 (119)	65 (119)	17729 (119)	044 (83)	1259 (83)	22 (83)	024 (118)	
	III 0.30 ≤ V/H < 0.50	138	489 (138)	66 (138)	17451 (138)	047 (102)	1419 (102)	23 (102)	036 (138)	
	IV 0.50 ≤ V/H < 1.00	75	258 (75)	66 (75)	21726 (75)	066 (44)	1708 (44)	22 (44)	059 (75)	
	V 1.0 ≤ V/H	18	146 (18)	64 (14)	21166 (18)	049 (3)	1146 (3)	17 (3)	010 (18)	
G.C	I 岩 盤 地 帯	60	407 (59)	65 (60)	18255 (60)	034 (38)	1326 (38)	29 (38)	041 (57)	
	II 洪 積 "	90	500 (89)	65 (90)	16088 (90)	041 (67)	965 (67)	18 (67)	037 (85)	
	III 沖積* (普通)	174	428 (173)	65 (174)	19566 (174)	048 (116)	1253 (116)	20 (116)	038 (167)	
	IV 沖積* (軟弱)	107	428 (107)	64 (109)	19065 (109)	069 (58)	1688 (58)	21 (58)	036 (97)	

注：平均値の（ ）内は記録数を示す。

(3) 応答スペクトルの応用

国内で観測された既往の地震動加速度記録からすでに得られている応答スペクトルに着目し、地震加速度の周期特性に応ぼす各種要因の影響を数量化理論によって究明しようとする解析である。

今回の解析では、すでに建設省土木研究所および運輸省港湾技術研究所で計算された加速度応答スペクトル値 S_A を対象とする。着目する要因として地震諸元および記録特性を考え、それぞれ以下の細目を取りあげた。

1) 地震諸元 — マグニチュード M 、震央位置、震源深さ D 、発生時刻

2) 記録特性 — 最大加速度 A_{max} 、震央距離 Δ 、地盤条件 $G.C.$

また変数とした加速度応答スペクトル値 S_A は、22種類の周期 ($T = 0.1, 0.15, 0.2, 0.25, 0.3, 0.35, 0.4, 0.5, 0.6, 0.7, 0.8, 0.9, 1.0, 1.5, 2.0, 2.5, 3.0, 4.0, 5.0, 6.0, 8.0$, および 10.0 秒)、減衰定数1種 ($h = 0.05$) に対する絶対加速度とした。表 5.6 に整理した一覧表の一例を示す。ここでは応答加速度倍率 β の値を示しているのが、今回は $S_A = \beta \cdot A_{max}$ から S_A を求めて各種の解析を実施した。

対象記録は表 5.7 に示すように、総計 154 成分とした。この表には、各要因ごとに分類した場合の記録と、要因の平均値を示している。また表 5.8 は対象とした全記録に対して、特性値と範疇分類を示している。

次に、解析結果の一例を表 5.9 に示す。この表より、マグニチュードの範囲、震央距離の範囲および地盤条件を与えれば、該当する欄の3つの値を加算することにより、各周期に対応する加速度応答スペクトル値 S_A を求め得ることになる。今後この種の解析を継続し、より実用的な成果を得る予定である。

表 5.6 加速度応答スペクトルの整理 一覧表

整 理 番 号	SP-24・2「1968十勝沖」
マグニチュード	M = 7.9
発 生 年 月 日	1968年5月16日09:49
震 央 位 置	E 143°35' N 40°44'
震 央 地 域	十 勝 沖
震 源 の 深 さ	20 Km

機関	記録 No.	観測地点	観測 機種	震央 距離 Δ (km)	最大 加速度 Amax (gal)	継続 時間 Td (sec)	地盤 条件 G.C.	応 答 加 速 度 倍 率 β (減衰定数 $h=5\%$)																	※ 下段は固有周期 T (sec)	摘 要			
								T=0.1	0.15	0.10	0.25	0.30	0.35	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0			4.0	6.0	8.0
土研	(74) 58 NS	新石狩大橋	SMAC B2	524	Ⅲ 181.25	27.02	第4種	0.996	1.144	1.178	(1.113) 1.186 (1.259)	1.565	(1.659) 2.008 (2.157)	2.060	3.300	4.506	4.307	4.379	4.805	4.150	1.223	0.965	0.567	0.251	0.192	0.167	0.081	0.059	1303-GR-1
"	(75) 59 EW	"	"	"	Ⅲ 174.88	24.36	"	1.003	1.121	1.263	(1.269) 1.300 (1.332)	1.586	(1.691) 1.786 (1.880)	2.061	2.628	3.909	3.712	3.284	2.648	3.000	1.187	0.621	0.464	0.400	0.313	0.276	0.147	0.066	
土研	(76) 62 Lg	幌 満 橋	SMAC B2	154	Ⅱ 77.50	15.25	第3種	1.992	2.688	2.647	(2.679) 2.327 (1.978)	1.812	(1.381) 1.327 (1.273)	1.521	1.038	0.970	0.795	0.723	0.655	0.603	0.557	0.500	0.411	0.258	0.224	0.171	0.120	0.150	
"	(77) 63 Tr	"	"	"	Ⅱ 52.25	24.10	"	2.239	3.009	3.549	(2.507) 2.501 (2.494)	3.307	(2.462) 2.576 (2.690)	1.958	1.939	1.980	1.704	0.955	1.048	1.071	1.043	0.412	0.548	0.522	0.307	0.226	0.166	0.111	
港研	(78) S-234 NS	室 蘭 - S	SMAC B2	293	Ⅳ 204.57	15.60	第2種	1.313	1.640	2.003	1.861	2.204	1.925	2.431	2.638	2.059	1.925	1.671	1.407	1.316	0.744	0.406	(0.241) 0.267 (0.292)	0.175	0.238				
"	(79) " EW	"	"	"	Ⅲ 155.10	22.80	"	2.427	2.296	2.849	3.462	2.701	2.397	3.555	4.294	3.192	1.577	1.115	1.428	1.264	1.153	0.424	(0.497) 0.454 (0.410)	0.387	0.255				

表 5.7 対象記録の着目する要因毎の平均値の計算結果

分 類		定 義	記 録 数	平 均 値		
				Amax (gal)	M	Δ (Km)
Total			154	84.93	6.3	81.2
M	I	$M < 5.5$	34	73.79	4.9	66.0
	II	$5.5 \leq M < 6.5$	48	70.51	6.0	88.2
	III	$6.5 \leq M < 7.5$	39	82.45	6.9	148.1
	IV	$7.5 \leq M$	33	120.33	7.7	245.1
Δ (Km)	I	$\Delta < 20$	29	112.95	5.2	13.4
	II	$20 \leq \Delta < 50$	17	70.06	5.6	38.2
	III	$50 \leq \Delta < 100$	38	77.84	6.2	76.3
	IV	$100 \leq \Delta < 200$	41	78.25	7.1	146.5
	V	$200 \leq \Delta$	29	84.39	7.0	381.7
G.C.	I	岩 盤	24	68.14	6.3	147.6
	II	洪 積 層	41	85.55	6.4	112.6
	III	沖 積 層	66	83.61	6.4	154.4
	IV	沖 積 層 (軟)	23	105.86	6.2	115.7

表5.8 応答スペクトル (S_A) の整理 データ範疇化一覧表 (その1)

整理 番号	記 録 番 号	地震発生 年月日時分	観 測 地 点	M	Δ Km	A _{max} (gal)	M				Δ (Km)				G.C.				摘 要	
							I	II	III	IV	I	II	III	IV	V	I 第1種	II 第2種	III 第3種		IV 第4種
1					12.1	7025		○		○							○			新 潟 沖 地 震
2					"	5600		○		○							○			
3					"	6663		○		○							○			
4	SP- 1	1956. 2.14. 9:52	(東 大) 京 京	6.0	"	5013		○		○							○			
5					93.8	24388			○				○				○			
6	SP- 2	1962. 4.23.14:58	(気 象 台) 釧 路	7.0	"	37275							○				○			
7					141	2688			○					○			○			
8			塩 谷		"	2425			○					○			○			
9			岩 屋		148	2238				○				○						
10					143	7288			○					○			○			
11			明 石		"	3613			○					○			○			
12			名 古 屋		126	3020			○					○				○		
13	SP- 3	1963. 3.27.06:34	造 函 - S	6.9	"	2363			○					○				○		
14					28.8	7675	○					○					○			
15			(土 研) 千 葉		"	7100	○					○					○			
16	SP- 4	1963. 8. 4.20:43		5.1	"	"	○					○					○			
17			名 古 屋		18.1	2841	○				○							○		
18	SP- 5	1963. 9.17.00:22	造 函 - S	4.1	"	1830	○				○							○		
19			新 潟		50.7	13475				○			○					○		
20	SP- 6	1964. 6.16.15:01	県営アパート	7.5	"	15688				○			○					○		
21					46.6	415		○				○						○		
22					"	100.4		○				○						○		
23					"	108.3		○				○						○		
24			新 天 龍 盛		"	670		○				○						○		
25					21.6	94.6		○				○							○	
26	SP- 7	1965. 4.20. 8:42	清水工場 - S	6.1	"	1068		○				○							○	
27					132	7338			○					○				○		
28	SP- 8	1965.10.26. 7:34	釧 路 - S	7.1	"	5746			○					○				○		
29					84.8	2030	○						○					○		
30	SP- 9	1966. 1.20.10:44	新 潟 - S	5.3	"	1950	○						○					○		
31					93.7	5637		○					○						○	
32	SP-10	1966. 4. 3.13:43	小 名 浜 - S	5.8	93.7	8445		○					○						○	
33					78.4	20613	○				○							○		
34			落 合 橋		"	18688	○				○							○		
35					10.7	13938	○				○								○	
36	SP-11	1966. 4. 5.17:51	松 代	5.4	"	23038	○				○								○	
37					12.9	5275	○				○						○			
38	SP-12	1966. 5.28.14:21	(堀 花 ダム) 松 代	5.3	"	4688	○				○						○			
39					74.4	13038		○							○	○				
40	SP-13	1966. 8.20.18:32	堀 花 ダム	5.9	"	12913		○						○	○					
41	SP-14	1966. 9. 8. 1:20	新 潟	4.8	182	450	○				○						○			
42					32.9	894	○					○						○		
43	SP-15	1966.10. 8.21:02	千 葉	4.9	"	455	○					○						○		
44	SP-16	1966.11.12.25:01	有 明 海	5.9	128	1176		○			○									

表 5.8 応答スペクトル (S_A) の整理 データー範疇化一覧表 (その2)

整理 番号	記 録 番 号	地震発生 年月日時分	観 測 地 点	M	Δ Km	Amax (gal)	M				Δ (Km)				G.C.				摘 要		
							I	II	III	IV	I	II	III	IV	V	I	II	III		IV	
							55 未 満	55 ~ 65	65 ~ 75	75 以 上	20 未 満	20 ~ 50	50 ~ 100	100 ~ 200	200 以 上	第 1 種	第 2 種	第 3 種		第 4 種	
45	SP-16	1966.11.22 1:01	有 明 港	5.9	128	86.5		○			○										
46					327	4570	○								○				○		
47			塩 釜 - S		"	3173	○								○				○		
48					427	2509	○								○				○		
49	SP-17	1967. 1. 7 20:50	大船渡 - S	4.6	"	47.66	○								○				○		
50					185	2856	○				○								○		
51	SP-18	1967. 6. 23 05:13	四日市市 - S	4.1	"	21.96	○				○								○		
52					8.13	5389	○				○									○	
53	SP-19	1967. 9. 29 04:41	和歌山市 - S	4.2	"	87.10	○				○									○	
54					428	20.18	○					○								○	
55	SP-20	1967.11.10 03:19	品 川 - S	5.3	"	23.17	○					○								○	
56					722	54.66		○					○							○	
57	SP-21	1967.11.12 21:07	鹿 島 - S	6.0	"	85.42		○					○						○		
58					5.79	172.47	○				○									○	
59	SP-22	1968. 3. 30 04:04	和歌山市 - S	5.0	"	252.60	○				○									○	
60					103	169.88				○				○						○	
61			板 島 橋		"	186.25				○				○						○	
62					167	64.40				○				○						○	
63			高 知 - S		"	96.74				○				○						○	
64					110	182.18				○				○						○	
65			細 島 - S		"	242.26				○				○						○	
66					317	46.21				○					○					○	
67	SP-23	1968. 4. 10 9:42	和歌山市 - S	7.5	"	76.13				○					○					○	
68					247	207.67				○					○					○	
69			青 森 - S		"	179.91				○					○					○	
70					189	112.27				○					○		○				
71			宮 古 - S		"	96.71				○					○						
72					189	232.67				○					○			○			
73	SP-24-1	1968. 5. 16 09:49	八 戸 - S	7.9	"	180.59				○					○				○		
74					324	181.25				○					○					○	
75			新石狩大橋		"	174.88				○					○					○	
76					154	77.50				○					○					○	
77			幌 満 橋		"	52.25				○					○					○	
78					293	204.57				○					○		○				
79	SP-24-2	1968. 5. 16 09:49	室 蘭 - S	7.9	"	135.10				○					○		○				
80					293	95.07				○					○		○				
81			室 蘭 - S		"	75.35				○					○		○				
82					247	65.61				○					○					○	
83			青 森 - S		"	86.17				○					○					○	
84					189	90.18				○					○		○				
85			宮 古 - S		"	77.10				○					○		○				
86	SP-25-1	1968. 5. 16 19:39	新石狩大橋	7.5	324	96.88				○					○					○	
87					128	57.00				○					○					○	
88	SP-25-2	1968. 5. 16 19:39	幌 満 橋	7.5	"	46.25				○					○					○	

表 5.8 応答スペクトル (S_A) の整理 データ範疇化一覧表 (その3)

整理 番号	記録 番号	地震発生 年月日時分	観測 地点	M	Δ km	A _{max} (gal)	M				Δ (km)				G.C.				摘 要
							I	II	III	IV	I	II	III	IV	I	II	III	IV	
89					168	78.50	○							○				○	
90	SP-26	1968. 5.1808;17	大船渡 - S	5.7	"	49.40	○							○				○	
91					86.9	49.90	○						○						
92	SP-27	1968. 5.2304;29	宮古 - S	6.3	"	51.27	○						○					○	
93					25.9	19.77		○						○				○	
94			青森 - S		"	22.03		○						○				○	
95					19.4	37.16		○						○				○	
96			八戸 - S		"	31.82		○						○				○	
97					10.7	109.90		○						○				○	
98	SP-28	1968. 6.1222;42	宮古 - S	7.2	"	97.57		○						○				○	
99					90.4	58.13	○						○						○
100			平井大橋		"	48.75	○						○						○
101					49.7	67.49	○				○							○	
102	SP-29	1968. 7. 1.19;45	品川 - S	6.1	"	112.64	○				○							○	
103					82.5	29.70	○						○					○	
104	SP-30	1968. 7. 5.20;28	大船渡 - S	6.4	"	50.79	○						○					○	
105					18.7	43.750		○		○								○	
106			板島橋		"	360.88		○		○								○	
107					11.7	61.21		○						○					○
108	SP-31	1968. 8. 6.01;17	広島 - S	6.6	"	47.97		○						○				○	
109					53.1	40.19	○						○					○	
110	SP-32	1968. 8. 7.17;00	釧路 - S	5.7	"	71.90	○						○					○	
111					168	45.90		○						○				○	
112			室蘭 - S		"	40.07		○						○				○	
113					21.9	25.90		○						○				○	
114			青森 - S		"	22.17		○						○				○	
115					19.8	35.05		○						○				○	
116	SP-33	1968. 9.2122;06	八戸 - S	6.9	"	28.82		○						○				○	
117					107.0	62.66			○					○				○	
118	SP-34	1968.10.0804;22	山下変 - S	7.6	"	27.75			○					○				○	
119					92.8	52.34	○						○					○	
120	SP-35	1968.11.14.03;41	宮古 - S	6.0	"	32.42	○						○					○	
121					78.1	62.75		○					○					○	
122	SP-36	1969. 4.21.16;19	細島 - S	6.5	"	98.12		○					○					○	
123					10.0	39.53		○						○				○	
124	SP-37	1969. 9. 2.14;15	衣浦 - S	6.6	"	60.83		○						○				○	
125					14.9	114.66	○			○					○				
126	SP-38	1970. 4. 1.23;23	宮古 - S	5.8	"	88.71	○			○					○				
127					75.9	48.51		○					○					○	
128	SP-39-1	1970. 7.26.07;41	細島 - S	6.7	"	48.79		○					○					○	
129					75.9	88.26		○					○					○	
130	SP-39-2	1970. 7.26.07;41	細島 - S	6.7	"	121.60		○					○					○	
131					91.0	24.62	○						○					○	
132	SP-40	1970. 9.14.18;45	大船渡 防地 - S	6.2	"	65.78	○						○					○	

表 5.8 応答スペクトル (SA) の整理 データ範疇化一覧表 (その4)

整理 番号	記 録 番 号	地震発生 年月日時分	観 測 地 点	M	Δ km	Amax (gal)	M				Δ (km)				G.C.				摘 要	
							I	II	III	IV	I	II	III	IV	V	I	II	III		IV
							55 未満	55 ? 65	65 ? 75	75 以上	20 未満	20 ? 50	50 ? 100	100 ? 200	200 以上	第1 種	第2 種	第3 種		第4 種
133			四 日 市		742	85.99	○										○			
134			千 歳 - S		#	79.45	○										○			
135			名 古 屋		76.1	45.50	○										○			
136			造 函 - S		#	53.30	○										○			
137					542	81.31	○										○			
138	SP-41	1971. 1. 5.06;09	衣 浦 - S	6.1	#	75.98	○										○			
139					40.9	41.15	○										○			
140	SP-42	1971. 6.13.13;06	鹿 島 - S	5.3	#	54.09	○										○			
141					203	68.04			○								○			
142	SP-43	1971. 8. 2.16;25	釧 路 - S	7.0	#	64.72			○								○			
143					13.4	34.28	○										○			
144	SP-44	1971.10.11.19;16	鹿 島 - S	5.2	#	127.42	○										○			
145					19.5	21.40	○										○			
146	SP-45	1972. 2.17.07;05	秋 田 - S	4.3	#	72.93	○										○			
147					403	53.06			○								○			
148	SP-46	1972. 2.29.18;23	山下変 - S	7.1	#	46.86			○								○			
149			八 戸 - S		56.9	58.52	○										○			
150					#	44.77	○										○			
151					106	49.59	○										○			
152	SP-47	1972. 3.20.00;58	青 森 - S	6.4	#	56.49	○										○			
153					65.7	94.06	○										○			
154	SP-48	1972. 5.11.09;45	釧 路 - S	5.8	#	66.29	○										○			

表 5.9 応答スペクトル (S_A) の整理、数量化 I 理論による解析結果の一例

単位: gal

外的基準値	固有周期 T _i (sec)	重相関係数 r	マグニチュード M				震央距離 Δ (Km)					地盤条件 G.C.				
			I	II	III	IV	I	II	III	IV	V	I	II	III	IV	
			5.5未満	5.5 ~ 6.5	6.5 ~ 7.5	7.5以上	20Km未満	20 ~ 50	50 ~ 100	100 ~ 200	200以上	第1種	第2種	第3種	第4種	
S _{A1}	0.10	0.31	重み係数	-191	-150	-66.6	0	186	91.3	78.1	-3.79	0	17.7	176	170	172
			レンジ	191				189					7.17			
S _{A2}	0.15	0.46	重み係数	-234	-192	-77.2	0	235	151	115	30.5	0	242	195	202	200
			レンジ	234				235					468			
S _{A3}	0.20	0.45	重み係数	-268	-190	-94.2	0	230	143	91.2	25.8	0	282	257	250	220
			レンジ	268				230					628			
S _{A4}	0.25	0.46	重み係数	-319	-216	-39.7	0	276	137	80.7	-33.5	0	243	279	274	228
			レンジ	319				309					512			
S _{A5}	0.30	0.47	重み係数	-299	-210	-63.5	0	240	123	81.3	-20.7	0	206	291	261	245
			レンジ	299				261					845			
S _{A6}	0.35	0.41	重み係数	-279	-204	-78.7	0	194	111	102	-8.4	0	179	294	252	258
			レンジ	279				203					115			
S _{A7}	0.40	0.68	重み係数	-268	-192	-99.2	0	164	105	73.7	-8.4	0	176	262	255	266
			レンジ	268				172					901			
S _{A8}	0.50	0.55	重み係数	-292	-212	-111	0	176	106	54.5	-25.9	0	179	269	263	301
			レンジ	292				202					122			
S _{A9}	0.60	0.56	重み係数	-248	-175	-132	0	113	654	13.6	-20.3	0	168	245	258	321
			レンジ	249				134					153			
S _{A10}	0.70	0.59	重み係数	-256	-167	-115	0	133	74.6	12.9	-17.5	0	149	216	250	303
			レンジ	256				150					154			
S _{A11}	0.80	0.59	重み係数	-248	-166	-132	0	93.2	500	19.8	-13.4	0	152	227	245	283
			レンジ	248				107					132			
S _{A12}	0.90	0.58	重み係数	-228	-155	-138	0	61.2	202	3.7	-18.0	0	158	228	250	272
			レンジ	228				79.2					114			
S _{A13}	1.00		重み係数	-205	-135	-127	0	42.0	9.94	-12.2	-9.28	0	145	213	234	255
			レンジ	205				54.2					109			
S _{A14}	1.50	0.59	重み係数	-124	-89.3	-62.8	0	252	18.8	-4.2	-14.3	0	89.3	121	128	139
			レンジ	124				39.5					49.9			
S _{A15}	2.00	0.59	重み係数	-85.2	-72.3	-51.7	0	22.2	154	12.8	-12.6	0	64.4	79.9	83.4	79.3
			レンジ	85.2				34.8					19.0			
S _{A16}	2.50	0.43	重み係数	-65.1	-76.7	-58.0	0	14.4	40.6	20.4	-4.91	0	58.3	83.6	68.7	62.3
			レンジ	76.7				45.5					25.3			
S _{A17}	3.00	0.56	重み係数	-62.1	-57.2	-45.0	0	19.5	124	15.0	-1.71	0	44.3	55.8	59.9	47.0
			レンジ	62.1				21.3					15.5			
S _{A18}	4.00	0.58	重み係数	-40.3	-36.7	-25.9	0	13.2	90.9	10.3	-5.73	0	30.7	35.5	38.5	30.9
			レンジ	40.3				18.9					78.0			

注 1) S_{A1} = S_{A1} (M) + S_{A1} (Δ) + S_{A1} (G.C.)

2) 減衰定数 h = 0.05

(4) 地震統計の解析

気象庁地震課が保有する西暦416年以来最近までの間に、我国で発生した地震の統計資料（総計17,883回 — 表5.10参照）を基礎資料とし、設計に考慮すべき地震力を統計的に算定しようとする解析である。今年度はその手始めとして、対象地点、半径、期間、マグニチュード範囲、震源深さ範囲を与えて、地震諸元（発生時刻、マグニチュード、震央、震源深さ、震央距離、各マグニチュード毎の地震頻度等）を探索する電算プログラムを作成した。

表5.10はこのプログラムに入っている地震データにつき、期間およびマグニチュード別の地震個数を示している。図5.8に解析結果の一例を示す。このインプットとしては、震央として大阪湾の1点、半径20km、1926年～1960年の期間、全マグニチュード範囲、全震源深さ範囲を与えている。今年度は、地震諸元の探索まで可能となったが、今後は②および③の地震動の特性値と組み合わせることによって、構造物の設計に用いるべき地域別設計震度などを策定する基礎的資料を求める必要がある。

表 5.10 地震統計資料に含まれる期間別、マグニチュード別の地震個数

期間 \ マグニチュード	M (未詳)	$M \leq 4$	$4 < M \leq 5$	$5 < M \leq 6$	$6 < M \leq 7$	$7 < M \leq 8$	$8 < M$	計
西暦416～1800年 (1385年)	108	0	0	12	127	36	10	293
1801～1884 (84)	18	0	0	13	29	6	3	69
1885～1925 (41)	124	0	114	1,412	1,114	211	11	2,986
1926～1960 (35)	1,575	70	1,722	1,456	289	25	4	5,141
1961～1974.10 (14)	1,894	2,200	3,706	1,271	263	59	1	8,394
計	3,719	2,270	5,542	4,164	1,822	337	29	17,883

注) 1925年以前の地震に対しては震源深さがなく、データの信頼性が低い。

(5) 地盤と構造物の動的相互作用の解析

橋梁構造を主な対象として、地盤と構造物の動的相互作用の解析例を一定フォームにとりまとめた。

表5.11は今回の調査の対象とした資料を示す。また表5.12に調査結果の1例を示す。これらの成果は、地盤と構造物の動的相互作用の解析方法を系統的に分類し、各種構造物に対応した解析方法を提示する際の基礎的な資料となる。

図5・8 大阪湾を中心とした半径200 km範囲の地震(1926~1960)

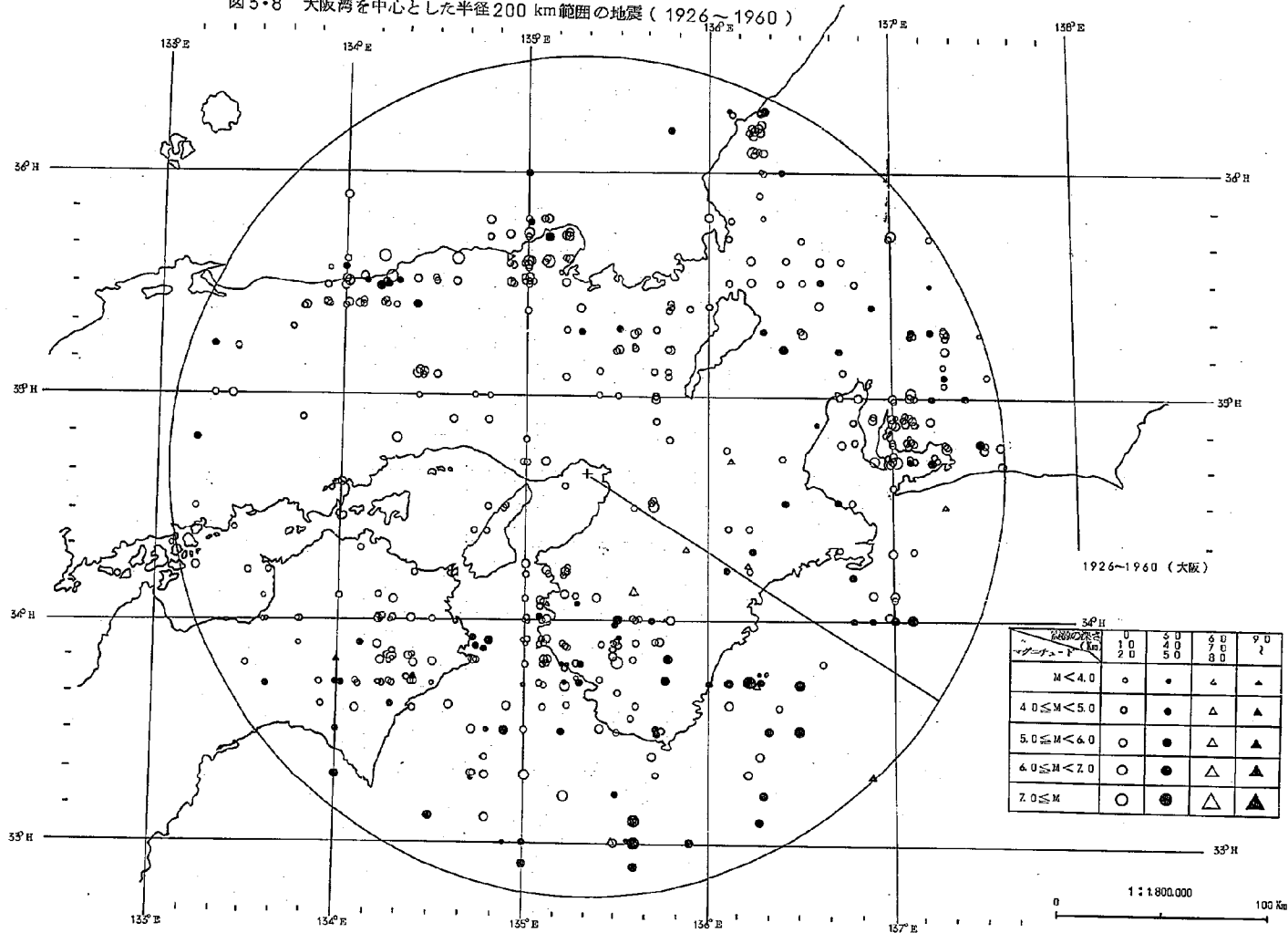


表 5.11 対 象 資 料 一 覧 表 (その1)

種 類	著 者 名	資 料 名	出 典	摘 要
Review	Whitman (1972)	Analysis of Soil-Structure Interaction, A state-of-the-Art Review	Applications of Experimental & Theoretical Structural Dynamics. Southampton Univ	○
	岩 崎 敏 男	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 第 764号	
	Richart, Hall, Woods (1970)	VIBRATIONS OF SOILS AND FOUNDATIONS	Prentice-Hall Inc	直接基礎 ○
一 般	Lysmer Drake (1972)	A Finite Element Method for Seismology	METHOD IN COMPUTATIONAL PHYSICS Academic Press	○
	Seed, 他 (Apy, 1974)	Soil-Structure Interaction Analysis for Evaluating Seismic Response	EERC 74-6	○
	Seed, Idriss (1973)	Soil-Structure Interaction of Massive Embedded Structures during Earthquake	Proc of 5th WCEE	
	Tsai			
	Luco, Contesse 1973)	Dynamic Structure-Soil-Structure Interaction	Bull. of the Seismological Society of America vol. 63 No. 4	○
	後藤、北浦 (1976.1)	構造物基礎—地盤系の非定常履歴復元力特性に関する実験的研究	土木学会論文集 No. 245	○
	南, 桜井	Soil-Foundation Interaction Effects on the Seismic Response	関東地震50周年記念地震工学シンポジウム	○
く い	後藤、土岐、 吉原 (1969)	多自由度表示による地盤—構造物基礎系の解析について	京大、防災研年報 No. 29	未

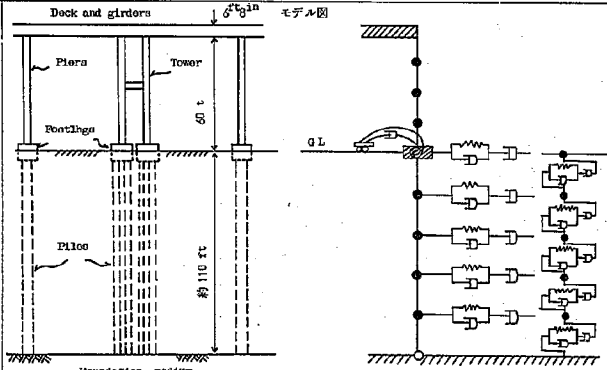
表 5.1.1 対 象 資 料 一 覧 表 (その2)

種 類	著 者 名	資 料 名	出 典	摘 要
	Penzien 他	Seismic Analysis of bridges on long piles	Proc. ASCE vol. 90, EM. 3	○
	後藤、土岐 高田 (1969)	地盤と構造物基礎の地震応答	京大、防災研年報 No	未
Review	後 藤 尚 男 (1969)	橋梁基礎の地震応答と耐震設計	橋梁の動内応答研 修会 鋼構造協会	○
く い	杉 村 義 広 (1973)	Estimation of Dynamic Behaviour of Soil Layer-Pile Foundation Interaction System during Earthquakes	関東地震50周年記念地盤工学シンポジウム	○
	建設省土研 (昭40.3)	昭和大箱 振動計算報告書		○
	高速道路調査会 (昭45.2)	耐震設計に関する調査研究報告書		○
	谷 合 光 生	軟弱地盤における下部工の耐震安定性の検討	橋梁と基礎 vol. 6, No. 6	文献にある ○
	土 木 学 会	本州四国連絡橋 昭和50年度 高橋脚委員会 報告書		○
	後 藤、亀 田	くい基礎上の橋脚の地震応答について	土木学会論文集 No. 131, S417	○
	小 坪、高 西 (1967)	鋼管橋脚の耐震性に及ぼす基礎地盤変形の影響	土木学会論文集 No. 148, S4212	○
	"	地盤振動の非線形性を考慮した鋼管橋脚の地震応答解析	第10回地震工学研究発表会	○
	木寺、吉田、島岡 植松、伯野	鋼管矢板井筒基礎の地震観測	第4回日本地震工学シンポジウム	○
	竹内、古藤田、 風間	くい基礎建物の振動性状 (土の塑性性状の導入に関する一考察)	"	○
	正木、富岡、後藤 小出、前田、高森	軟弱地盤中のくい基礎橋脚の振動特性	"	○

表 5.1.1 対 象 資 料 一 覧 表 (その3)

種 類	著 者 名	資 料 名	出 典	摘 要
ケーソン	田 村 浩 一 S.45.12	橋 梁 (ケーソン)	土木構造物の新しい 設計法 土木学会関東支部編	。
	田 治 見 宏 (1966)	深い基礎を有する剛構造物の地震時応答について	第2回日本地震工学会シンポジウム論文集	。
	三 瀬 純 下 村 真 弘	海底軟弱地盤にケーソン基礎を有する橋梁の耐震設計について	第13回地震工学研究発表会	。
	高速道路調査会	耐震設計に関する調査研究 昭和46年度 報告書		。
	"	同 上 昭和48年度 報告書		
		(港大橋) 大型ケーソン設計上の問題点	雑誌基礎工 1973.8	
		(浜名湖大橋) 浜名湖大橋の下部工の設計について	雑誌基礎工 1974.12	
	石 井、小 坪	ケーソンの非線型復元力の算定について	第30回土木学会全国大会講演概要集	
	林 、北 原 藤 原、駒 田	動的粘性係数を考慮した三次元地盤と地上構造物の地震時連成震動解析	土木学会論文報告集 No.217	。
く い	土 木 学 会	地震応答観測 橋梁の事例	地震応答解析と実例 (1973)	。
	M. HAKUNO	Evaluation of Dynamical Properties of Pile Foundation based on Wave Dissipation Theory	Proc.of 5 th WCEE (Rome)	

表 5.12 地盤と構造部の動的相互作用の解析例の一例

提案者	No Penzien, Scheffey Z Farnoles (1964)	
構造物	フーチング: 質量、回転慣性とともて考慮 くい: 質量考慮 剛性 曲げ系 くいによる回転バネ考慮 付加質量、考慮	
地盤	表層地盤、せん断型質点系 (粘性およびクリープを考えた) bi-linear ねばり力特性を有する。 泥盤層、剛体	
原図およびモデル図		
相互作用	バネ: Mindlin 理論式による 減衰: 粘性減衰のみ考慮	
入力	El Centro NS 1940	
特記事項		
文献	Seismic Analysis of Bridges on Long Piles, Proc. of ASCE, Vol. 90, No. 28 June, 1964	

結

果

計算例 (the Elkhorn Slough Bridge 予備設計)

- 1) Case - I : 地表層から基盤層へ順次剛度が高い, bi-linear な弾性をもつ粘土地表層
 $E_1 = 412 \text{ psi} \sim E_2 = 92 \text{ psi}$ へ変化
 基盤層 $E_1 = 824 \text{ psi} \sim E_2 = 46 \text{ psi}$ へ変化 (図 7)

Case - II : $E_1 = 412 \text{ psi}$ 均一の粘土 (図 8)

Case - III : $E_1 = 412 \text{ psi}$ $E_2 = 92 \text{ psi}$ の bi-linear な粘土 (図 9)

Case - IV : San Francisco Bay mud に相当する $E_1 = 783 \text{ psi}$, $E_2 = 0$ の粘土 (図 10)

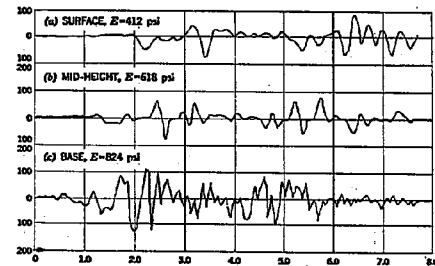


FIG. 7.—ACCELERATIONS OF CLAY SYSTEM HAVING BILINEAR PROPERTIES WHICH VARY LINEARLY WITH DEPTH

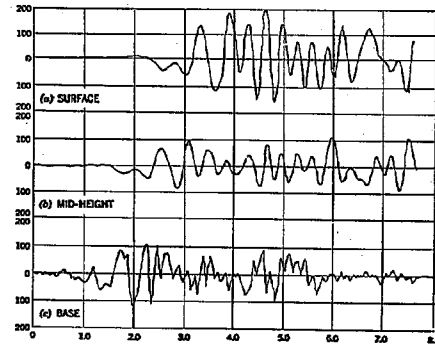


FIG. 8.—ACCELERATIONS OF CLAY SYSTEM HAVING UNIFORM ELASTIC PROPERTIES, $E = 412 \text{ psi}$

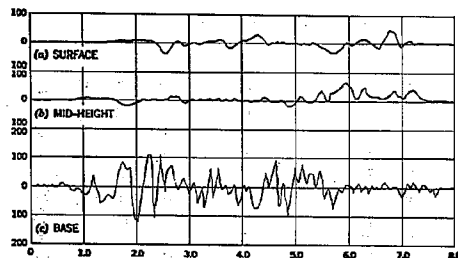


FIG. 9.—ACCELERATIONS OF CLAY SYSTEMS HAVING UNIFORM BILINEAR PROPERTIES, $E = 412$ psi

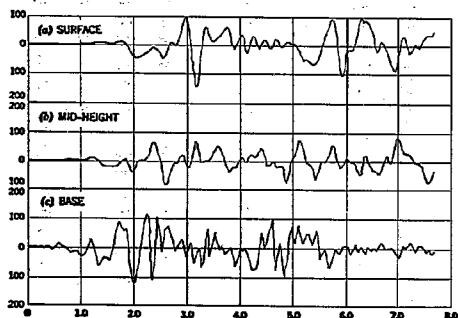


FIG. 10.—ACCELERATIONS OF CLAY SYSTEM HAVING UNIFORM ELASTO-PLASTIC PROPERTIES, $E = 783$ psi

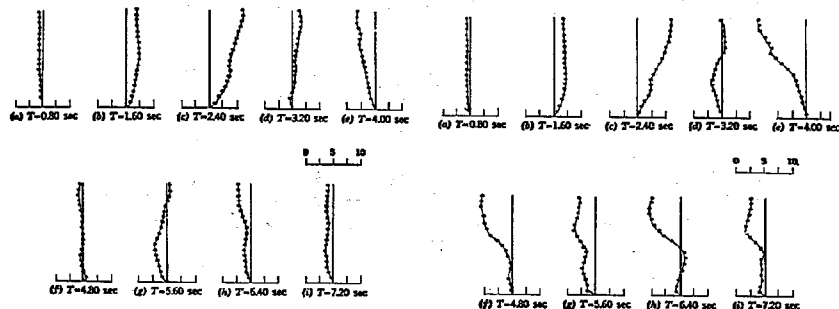


FIG. 11.—DEFLECTED SHAPES OF CLAY SYSTEM HAVING BILINEAR PROPERTIES WHICH VARY LINEARLY WITH DEPTH: $E_{\text{surface}} = 412$ psi, $E_{\text{base}} = 824$ psi

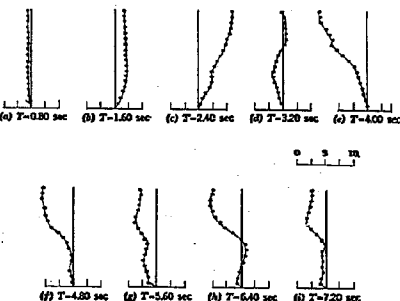


FIG. 12.—DEFLECTED SHAPES OF CLAY SYSTEM HAVING UNIFORM ELASTIC PROPERTIES, $E = 412$ psi

ii) 図 11、12 (Case - I、II の 0.8 sec 間隔の水平変位) から Case - I の後の方で地表面の変位が増しく減少することがわかる

iii) 絶対加速度は次式で求められる

$$AA = \text{Max} [2\lambda w x(t) + w'' x(t)]$$

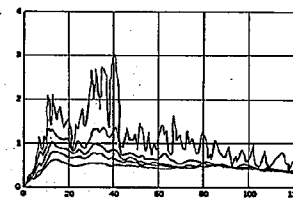


FIG. 13.—FOUNDATION MOTION - EL CENTRO, 1940, NS COMPONENT

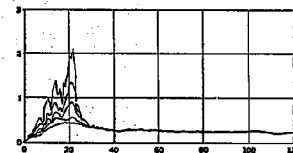


FIG. 14.—SURFACE MOTION - CASE I

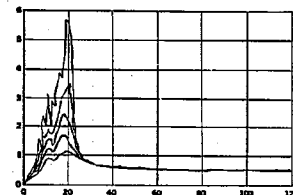


FIG. 15.—SURFACE MOTION - CASE II

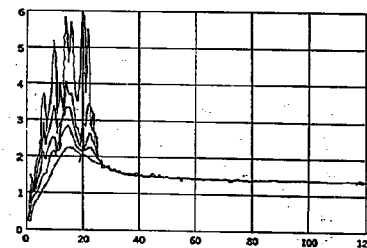


FIG. 16.—SURFACE MOTION - CASE III

5.2.2. 地盤に関する研究成果

(i) 地盤の動的性質の原位置調査法

(i) 研究の目的と方針

震災予防の見地から、地域のゾーニングや個々の地盤および構造物の地震時挙動の予測あるいは耐震設計を行うに当つて、その地点での地盤の動的性質を調査し評価することとは、もつとも基礎的なデータとして不可欠のものである。地盤の動的性質の調査法は大きく原位置での方法と採取試料についての室内試験法とに分けることが出来るが、ここでは、原位置の調査法をとり上げ、従来行なわれてきた各種の方法、今後に予想される方法も含めて、方法ごとにその適用性と限界をみきわめ、目的に応じて適切な方法の選択に便ならしめるようとりまとめるものである。

ここで云う地盤の動的性質とは、個有の物理的性質 (physical properties) としての V_p (P波速度)、 V_s (S波速度)、 ρ (密度)、ポアソン地 (ν)、弾性率 (ヤング率 E 、剛性率 G)、減衰性 (減衰定数 h)、などの他、以上の性質の深さ方向の分布いいかえれば地下構造をも含んでおり、また、これらによつて決る地盤の波動伝達特性 (卓越周期、増巾率) などの性質も含めている。したがつて、調査法のとりまとめとしては、工学的に検討の対象となりやすい浅部 (地下100m 以内) のみならず、より深部の基盤相当層の調査についてもふれることとした。

以上の方針にもとづいて、昭和50年度は、主として物理探査的手法 (孔内の物理検層を含む) について検討を重ねた。すなわち、動的の性質のうち、主に V_p 、 V_s 及びその地下の分布について深部探査の実例 (八戸市の基盤探査および首都圏の基盤構造調査の結果) についての検討を含め、整理を行った。

したがつて、基本的に、歪の小さい領域での動的変形特性に関する調査を主としており、次年度は継続して、主の大きい領域での変形特性、さらには動的破壊に関連して、動的強度の調査法に焦点を移す予定である。

(ii) 研究成果の概要

原位置での地盤の動的性質調査法について一覧的にとりまとめてしめすと表5、13のようになる。

本表では、大きく地 での調査 ボーリング孔内での調査に2分類し、その失々において、方法的に物理探査の手法とその他の原位置試験とに分類した。個々の方法については原理的方法名とし一括した。したがつて、個々の方法のなかでも、用いるべき装置、測定方法、調査の目的によつては多種多様の組合せが存在し、実施機関ごとにやり方も名称も異なることが多い。

さらに本表では、各方法ごとに、得られる直接情報と、間接情報とを略記した。

物理探査の手法について調査としての問題と適用性の現状をとりまとめると以下のようになる。

- ① もつとも実用性が高く情報としての価値の高いものはP波速度、S波速度の調査で、屈折法、P S検層があげられる。
- ② 極く地表部には屈折法（直接波測定）が実用的で10～100m程度の都市地盤域の表面層にはP S検層が、さらに、より深い基盤構造の探査には大規模な屈折法探査が適している。ただし、深部探査の場合にはS波の検出はむづかしい場合もある。
- ③ 反射法は、深い構造探査への可能性は有するが、速度値を独立に求め得ない。
- ④ 表面波の利用は、上記の結果としての速度分布のチェックには適するが、直接的資料として速度・構造を知ることは出来ない。
- ⑤ 物理検層では、より直接的なWell Shooting法がもつとも確実であるが、約100m以深への適用性を欠く。発振器と受振器を一定の間隔とともに孔内に下す検層は、この点での可能性を有するが絶対走時の決定に問題が残る、まだ今後にまたねばならない。さらに米国で良く利用される孔内のCross hole 法は、均質等方の地盤を除いては、境界面からの屈折波や反射波の混在により適確な速度分布を得るに問題がある。孔壁に地震計を密着させない音波検層では、 $V_s \leq 1.5 \text{ km/s}$ の通常の都市地盤ではS波速度の検出はむづかしく、問題が多い。
- ⑥ 起振量による載荷試験（共振法）は地表・孔内とも、異なる歪領域での弾性率や減衰定数を知り得る調査手段として実用性は高いが、まだ研究途上にあり、今後期待される方法である。

なお、ここに示した各種原位置調査法の適用性と実用性については今後も調査すべき課題である。

表 5.13 地盤の動的性質調査法一覧(原位置)

区分	種別	方 法	直 接 情 報	間 接 情 報
地 表 調 査	物 理 探 査	屈 折 法	P 波	P 波速度と地下構造 (ポアソン比、弾性率)
			S 波	S 波 " "
		反 射 法	海	P 波 反射面の時間折面
			陸	地 下 構 造
		表 面 波	分散現象 位相速度	地 下 構 造 の 推 定 medium response
		共 振 法 (起 器)	共振曲線 波長と位相速度	卓越周期 減衰定数、バネ定数
		常 時 微 動		卓越周期、地盤種別
	その他	載 荷 試 験	荷 重 と 変 位 関 係	バネ定数、弾 性 率
孔 内 調 査	物 理 検 査 層	P S 検層 (単孔)	Well Shootig 区 間	P 波走時、S 波走時
			P, S 区間走時の変化	V _p , V _s , 弾 性 率, 地 下 構 造
		孔間速度測定 (複孔) Cross hole	"	" " "
		音 波 検 層	区 間 走 時	" " "
		密 度 検 層 (R _I)	放 射 線 透 過 強 度	V _p , V _s * ρ
		常 時 微 動		卓越周期、地盤種別
	原 位 置 試 験	標 準 貫 入 試 験	N 値	経験公式による 間接推定諸値
		孔内水平載荷試験	荷 重 変 位 関 係	K 値、弾性率
		" 動 載 荷 試 験	共振曲線 ヒステリシスカーブ	共振周波数 減衰定数、弾 性 率

※ V_s の測定を実施した例もあるが、一般的ではない。

(2) 地盤の動的性質の室内試験法

(i) 各種試験法の概要紹介と特性

地盤の動的性質を求める各種の室内試験法の概要を表 5.1 4 にとりまとめた。このうち、くりかえし荷重を加えない方法としては、SHOCK-TUBE 法がある。他は全てくりかえし載荷を加える方法である。振動数、 V_s 、 V_p を測定する動的試験法は(2)、(3)、(8)であり、応力(荷重)、歪(変位)を直接測定する試験法は(4)、(5)、(6)、(7)である。ねじり(せん断)を与える方法は(2)、(3)、(4)、(5)、(6)、(8)であり、軸力変動を与える方法は(1)、(2)、(7)である。

(ii) 原位置試験と室内実験の比較

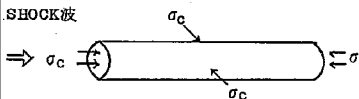
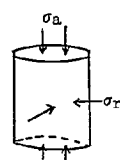
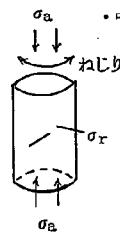
表 5.1 4 に示すように各種の試験機によつて求めた G 、 E と、 $P-S$ 検層による V_s 、 V_p から得られる G 、 E との比較例がある。歪レベルを考慮すると両者の一致度は満足すべきことが報告されている。図 5.9 および 5.1 0 に比較例を示す。

(iii) 動的地盤定数の算定法

一般的方法として、地盤の地震応答解析に用いる動的地盤定数は次のようにして算定するのがよいものと思われる。

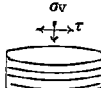
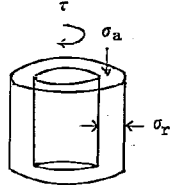
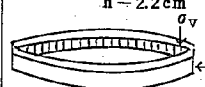
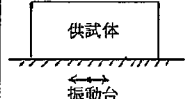
- (1) 現場測定によつて、歪が 10^{-6} 程度での動的地盤定数を求める。この際、歪が 10^{-6} 程度での室内実験の結果が参考になる。
- (2) 室内実験によつて、動的地盤定数の歪依存性を調べる。図 5.1 1 に、 G の歪依存性の例を示す。

表 5.1 4 土の動的性質を求める各種室内試験法の概要

名 称	供 試 体 、 測 定 方 法	求められる項目	ヒズミレベル					備 考	引 用 文 献
			10^{-6}	10^{-5}	10^{-4}	10^{-3}	10^{-2}		
(1) SHOCK-TUBE 法	粘土、砂 ($\phi 7.5 \text{ cm}$ 長さ 135 cm (一例)) SHOCK波  • 供試体中で、軸方向応力、歪直接測定 $\sigma \quad \epsilon$ $\sigma \sim \epsilon$ 関係から E を求める。 • 距離減衰	• 単一数荷の E • 距離減衰						くりかえし載荷ではなく急速な軸載荷試験、従つて、ヒズミレベルの意味は、他のものとは異なる。	赤井・足立・田伏 " 空気圧制御方式による三軸試験装置と、その適用 (その 2) " 土の基礎、23-6、1975年6月
(2) 超音波パルス法	粘土、砂 ($\phi 5 \text{ cm}$ 、 $h 5.6 \text{ cm}$ (一例))  • σ_a / σ_r の比は任意 • kHzオーダーの超音波の V_s 、 V_p を上端・下端間の伝播時間から求める。	G 、 E 、 ν 、	(?)					砂、粘土地盤での現場測定との比較例あり。	柴田・土岐・寺田 " 砂中の弾性波速度について " 第4回土質工学研究発表会講演集、1969 杉本・鈴木・寺田 " 土の動力学的特性に関する研究 " 第10回土質工学研究発表会講演集、1975
(3) 共振法	粘土、砂 (中実、中空) • 中実の例 $\phi 5 \text{ cm}$ 、 $h 10 \text{ cm}$ • 中空の例 外径 10 cm 内径 6 cm $h = 25 \text{ cm}$  • σ_a / σ_r の比は任意 • 系の共振振動数から G を求め、対数減衰率から h を求める。	G 、 h						砂地盤での FS 検層による V_s 波の速度から求めた G との比較例あり。	栗林・岩崎・龍岡・吉田 " 砂地盤の動的変形特性の現場測定と室内実験 " 土と基礎、23-12、1975年12月

$10^{-6} \quad 10^{-5} \quad 10^{-4} \quad 10^{-3} \quad 10^{-2}$

(表5.14 つづき)

				10 ⁻⁶ 10 ⁻⁵ 10 ⁻⁴ 10 ⁻³ 10 ⁻²					
(4) 動的単純せん断		粘土・砂 (φ=10.8 cm, h=3 cm)  σ _v τ ← K ₀ σ _v ・τとγの直接測定	液状化特性 G, h					←→	原・清田“地盤震動解析のための土の動的性質—関東ロームの動的性質,”第4回地震工学シンポジウム、1975
ねじり試験	(5) 中空ねじり (中実ねじり)	中実の例 φ=7 cm, h=10 cm 粘土 中空の例 外径10 cm, 内径6 cm, h=10 cm 砂  τ σ _a σ _r σ _a /σ _r の比は任意 ・τとγの直接測定	液状化特性 G, h,					←→	同じ至レベルで砂で共振法と同じ値が得られている。 ・Ishihara, K. and Li, S. (June, 1972) "Liquefaction of Saturated Sand in Triaxial Torsion Shear Test," Soils and Foundations, J. S. S. M. F. E. ・岩崎・龍岡・吉田, "広範囲なひずみ領域 (γ=10 ⁻⁶ ~10 ⁻²) における砂の動的せん断変形係数," 第11回土質工学研究発表会講演集、1976
	(6) リングねじり	砂, 外径28.8 cm, 内径24 cm h=2.2 cm  σ _v τ ← Kσ _v τ・γとσ _v を直接測定	液状化特性 G, h					←→	Yoshimi, Oh-oka (1973) "A Ring Torsion Apparatus for Simple Shear Tests" Proc Eighth. J.C.S.M.F.E, Vol.1.2, Moscow
(7) 動的三軸		粘土・砂; φ=5 cm, (10 cm), h=10 cm 碟; φ=30 cm, h=60 cm σ _a σ _r ・σ _a とε _a の直接測定 	液状化特性 E, h					←→	現場測定との比較例あり。 ・文献多数 ・(例) 石原・根井・上田・竹原, "地震時における埋立軟弱地盤の応答解析" 第4回地震工学シンポジウム、1975.
(8) 振動台実験		・碟 φ=200 cm, h=90 cm 糸の共振振動数からGを. 応答倍率からhを求める。  供試体 振動台	G, h					←→	塩見・梶 "低拘束圧下におけるレキ材料の動特性" 第10回土質工学研究発表会講演会

 10^{-6} 10^{-5} 10^{-4} 10^{-3} 10^{-2}

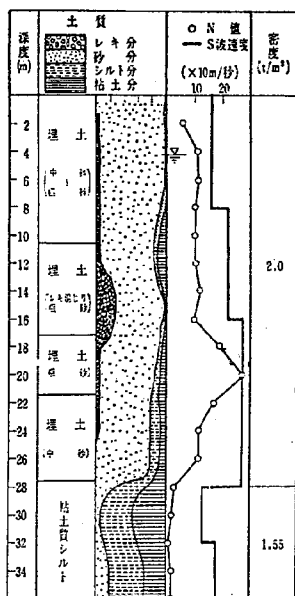
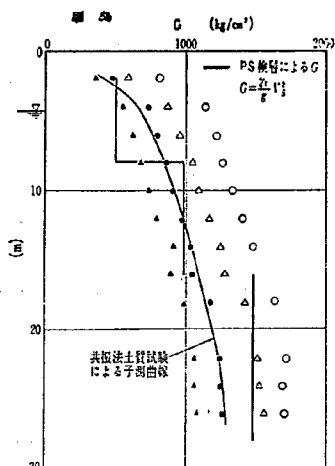


図 5.9 扇島地盤柱状図



きれいな砂の実験式

$$\begin{aligned} \circ (\gamma=10^{-4}) \quad G &= 900 \frac{(2.17 - e^2)}{1 + e} p^{0.32} \\ \triangle (\gamma=10^{-4}) \quad G &= 700 \frac{(2.17 - e^2)}{1 + e} p^{0.32} \end{aligned}$$

扇島原砂の実験式

$$\begin{aligned} \bullet (\gamma=10^{-4}) \quad G &= 620 \frac{(2.17 - e^2)}{1 + e} p^{0.32} \\ \blacktriangle (\gamma=10^{-4}) \quad G &= 500 \frac{(2.17 - e^2)}{1 + e} p^{0.32} \end{aligned}$$

図 5.10 扇島における G の値の対比

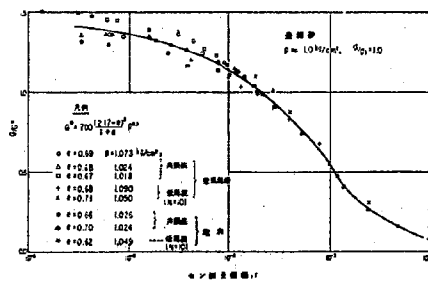


図 5.11 G の歪依存性の例

(3) 地盤の地震応答解析

地盤をせん断振動モデルと仮定し、土の非線型性の影響を考慮した地盤の地震応答解析を実施した。また建設省が川崎市浮島公園で実施している地中地震動の観測結果を基礎資料として、応答解析結果と実測結果との比較対比を行った。成果の詳細については別資料を参照されたい。

(4) 地盤・構造物系の安定解析

土構造物の安定解析例（大型振動台による模型堤防の振動実験）

(i) ま え が き

土構造物の安定解析法を検討する場合の第一段階として、従来から土質力学で斜面安定の解析に用いられている用弧すべり法を動的な安定問題に振張応用することが試みられている。ここでは土木研究所で行なわれた河川堤防の振動実験の結果を一例として検討した。

盛土の安定性を検討する手段の一つとして模型による振動実験があるが、これは相似律の設計の困難さから問題点が指摘されている。しかし、この解析例において間隙水圧の挙動と加速度の分布を考慮することによって好ましい結果を得ることができる見通しを得た。

(ii) 実験の方法

科学技術庁防災センター耐震実験室の大型耐震実験装置を用いて行なつた実験である。模型堤防は、振動方向に1.2 m、奥行2 m、高さ1.5 mの地盤上に天端巾1 m、高さ1.5 m、こう配1割5分の盛土のつたものである。模型材料は千葉県浅間山から採取した砂であつて、模型の相似律を考慮しながら締固めた。この結果は $\gamma = 1.45 \sim 1.55 \text{ g/cm}^3$ 、 $q_c = 5 \sim 10 \text{ kg/cm}^2$ 、となつている。このような模型を製作した後、下部から水を注入し、そのレベル0.75、150 cm の3段階を実験条件とした。

振動実験中の地盤および模型堤防の振動特性ならびに地盤の間隙水圧の変化を調べるために、加速度計27ヶ、間隙水圧計12ヶ、および表面変位計1ヶを埋設した。また振動により生ずる盛土内のすべり面を調べる目的でコーンペネトロメータのロッドの穴を利用して石灰によるパイルを土槽中心線に沿つて適当な間隔をおいて打設した。

実験は共振実験と破壊実験にわけられるが、いずれの場合も正弦波による加振であつた。

(iii) 実験の結果

図5.12は共振実験の結果の一例であるが、これらの結果から入力が大きくなる共振々動数が減少し減衰係数が増大するという非線型的傾向があきらかにみとめることができる。数10ガルの入力で共振々動数は13~15 c/s、減衰係数は10%であるが、数百ガルでは振幅の倍率は半分以下になる。

図 5.1 3 は破壊実験の間隙水圧の変化であつて、P-5、P-7 はのりじりの地盤中のもので、すべり面の通る場所のものであり、特に大きな値が測定される。すなわち、地盤中に地下水がある場合には振動により過剰間隙水圧が発生し、天端に亀裂などが生じる、破壊初期においては有効上載圧の 10 ~ 20 % の過剰間隙水圧の発生をみることができる。

図 5.1 4 は実験終了時の堤防の断面と石灰パイルの変形から求められる堤体内の実測すべり面である。これらの安定は震度法と円弧すべり法とを組合せた安定解析において、堤体および地盤の加速度と過剰間隙水圧の高さの分布を考慮して、円弧すべりの切片を高さごとに分割し、それぞれに各高さにおける実測加速度の最大値を代入する解析より、説明できる結果を得た。なお堤体と地盤の単位体積重量、 ϕ および c は、それぞれ、 $1.76, 2.0 \text{ t/m}^3$, $35^\circ, 35^\circ$, および $0.5, 2.0 \text{ t/m}^2$ とした。ただし、地盤が飽和しているときの地盤の C は 0.5 t/m^2 とした。

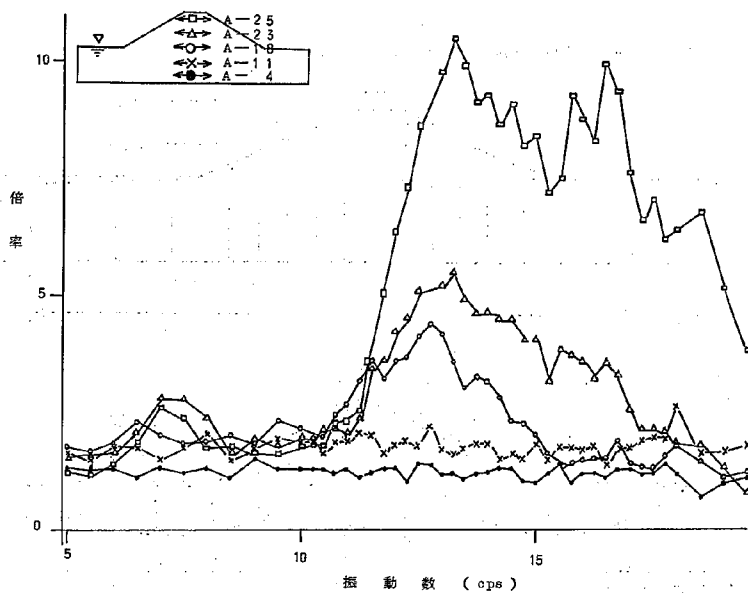


図 5.12 共振曲線、地下水位 150 cm 台加速度 42gal

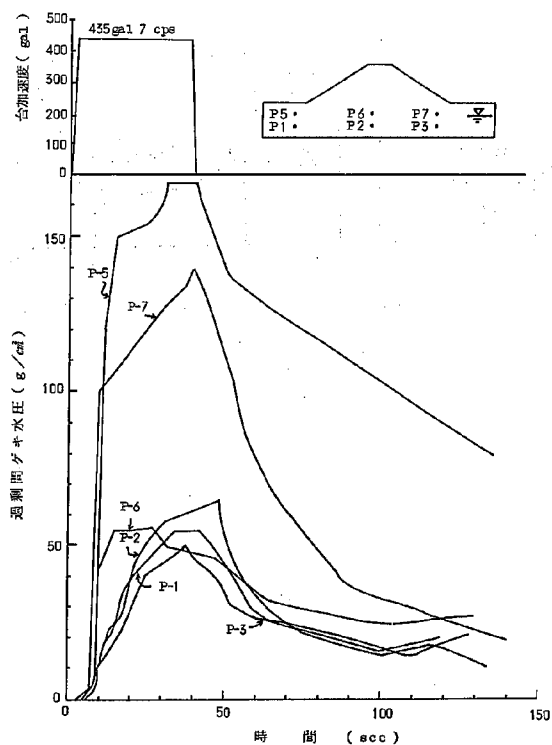
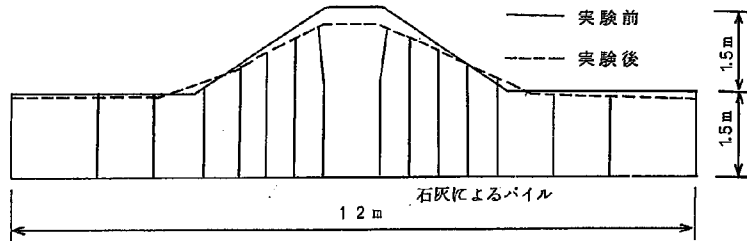
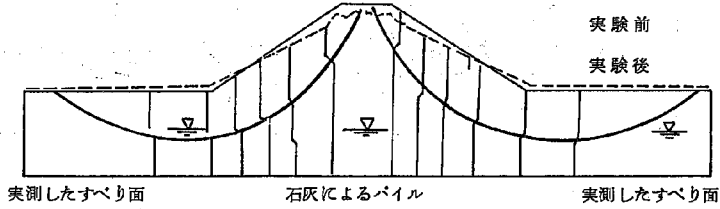


図 5.13 過剰間隙水圧の変化 地下水位 75 cm

a) 地下水がない場合 (最終の振動台加速度 400 gal)



b) 地下水位75cmの場合 (最終の振動台加速度 435 gal)



c) 地下水位150cmの場合 (最終の振動台加速度 240 gal)

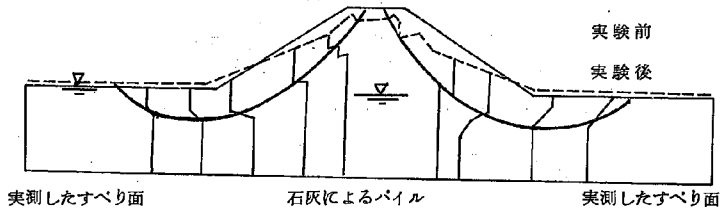


図5・14 すべり面の形状

(5) 地盤震害例

1) 盛土および斜面の震害例

(i) 研究の目的と方針

本項目の最終目標は、盛土、斜面等の震害をあらかじめ判定するために、過去の震害例から抽出される経験的判定則を確立することにある。この目標を達成するための作業方針の概略を以下に示す。

盛土及び斜面を対象とし、震害現象としては、液状化、すべり、亀裂、沈下、及びそれらの原因による崩壊等を取りあげることとした。以上の基本的考え方に基き、次のような手順で作業を行うこととした。

- ① 既往の震害調査報告の収集（各地震毎の調査報告書、震害関係の資料、文献等）
- ② 収集資料より基礎的データ原票集の作成（個々の被害毎の調査カード）
- ③ 基礎的データ集より各影響因子毎の分類、整理、検討及び必要と思われる図表の作成
- ④ 作成図表より各因子またはその相乗等と震害発生要件との相関分析
- ⑤ 影響度の高い因子弁別と全体としての調査結果のまとめ
- ⑥ 各対象別の震害判定則の試案作成
- ⑦ 作成判定則に対する理論的裏付けの試み

(ii) 既往震害例の調査

先に述べた作業方針のうち、昭和50年度に実施した部分について以下簡単に取りまとめて報告する。

a) 昭和50年度の作業の概要

当面取りあげる震害現象としては、盛土（鉄道盛土、道路盛土、宅地造成盛土、河川堤防、ダム堤体等）及び斜面（自然山腹斜面、切取り等）とし、対象とする地震は直下型地震の代表としては、伊豆半島沖地震（1974年）及び大分県中部地震（1975年）、中距離地震の代表としては、新潟地震（1964年）及び十勝沖地震（1968年）とした。これら4つの地震を選んだのは比較的最近の地震であり、従つて震害資料もかなり揃つており、また盛土、斜面の被害事例が他の地震資料に比べて多いと思われたからである。なお昭和50年度の調査に用いた震害資料には、上述のような分類に属さないもの、例えば「河川堤防の震害例」というような観点からの資料も若干含まれているが、それについては後の収集資料リストの項を参照されたい。以上述べてきた方針に対して、50年度は(i)で述べた作業方針のうち主として①②について実施したことになる。

b) 収集資料及び文献

収集資料及び文献類のリスト一覧を、表5.15に示すが、今後の継続作業の

なかで資料、文献は更に若干数付け加えられると思われる。

c) 基礎的データ表(調査原票)の例示

個々の被害事例を記載するいわば調査原票を作成するにあたっては、被害の実態に関する出来る限り詳細な記載は当然であるが、その他以下に示すような諸影響因子をもれなく載せるように配慮することが肝要である。すなわち地震に関しては、規模、震源要素(震央位置、震限の深さ)などの発生側での要因と、事例地点での震央距離、方向、震度、わかるならば、振幅、周期、継続時間等の地震入力に関する諸要因が考えられる。また地盤に関しては、地形、地質、表層土質の詳細など、更に降雨等の気象条件が必要記載事項と思われる。以上述べてきた諸要因を考慮してデータ原票(表 5.1 6 参照)作成した。なおデータ原票の資料NOは、資料・文献リスト(表- 5.1 5)のNOに対応させた。

d) 調査結果の一例

前述の文献資料から調査原票に記載する作業については盛土に関しては約 1 5 0 例、斜面に関しては約 6 0 例程度実施した。その一例を表 5.1 4 に示すにとどめる。

表 5.1 5 資料文献リスト一覧表

資料分類	資料NO	資料あるいは文献名	出典
十勝沖地震 (1968年)	1-①	「十勝沖地震」調査報告	鉄道技術研究所
	1-②	「十勝沖地震」総合報告書	十勝沖地震総合報告書編集委員会
	1-③	1968年十勝沖地震による青森県下の 災害調査報告	(株)応用地質調査事務所
	1-④	1968年十勝沖地震による地盤震害調 査概報	土質工学会震害調査委員会
	1-⑤	1968年十勝沖地震の調査概報	地震研究所集報
	1-⑥	十勝沖地震記録	青森県土木部
新潟地震 (1964年)	2-①	「新潟地震」調査報告	鉄道技術研究所
	2-②	「新潟地震」総合報告書	新潟地震総合報告書編集委員会
	2-③	新潟地震	新潟県土木部
	2-④	新潟地震地盤災害図	新潟大学理学部地質鉱物学教室
	2-⑤	新潟地震調査報告	土木研究所 報告集第125号
	2-⑥	新潟地震港湾被害報告	運輸省、港湾局、第1港湾、建設 局、港湾技術研究所
伊豆沖地震 (1974年)	3-①	1974年伊豆半島沖地震による	(株)応用地質調査事務所
	3-②	南伊豆町付近の被害調査報告 1974年伊豆半島沖地震被害調査報告	地震研究所速報
	3-③	伊豆半島沖地震における土木関係被害調 査速報	土木研究所災害調査団
	3-④	1974年伊豆半島沖地震震害調査報告	建築研究所災害調査団
	3-⑤	1974年伊豆半島沖地震調査報告書	東京都立大学、伊豆沖地震調査団
大分県中部5年 地震	4-①	大分県中部地震の被害状況	(株)応用地質調査事務所
	4-②	大分県中部地震震害調査報告書	電力中央研究所、土木技術研究所
	4-③	大分地震被害調査報告	日本建築学会標準委員会
その他	5-①	八郎潟の堤防と基礎	土質工学ライブラリー5
	5-②	フィルタイプダム構造物の地震被害	土木研究所集報 第27号
	5-③	Settlements of Fills	石原委員提出資料

表 5.1 6 調 査 票 記 入 例

1. 発生地震

日 時 昭和 3 9 年 6 月 1 6 日 1 3 時 1 分

震 央 新潟県北部西方沖 (栗島南方) 北緯 3 8 . 4 ° 東経 1 3 9 . 2 °

深 さ 4 0 km 規 模 マグニチュード M = 7 . 5

資料 NO	2 - ①
ページ	2 3 , 2 4 , 2 5
大 分 類	盛土 斜面

2. 被災地の状況

場 所 国鉄線出戸～西目間 2 2 1 k 2 4 0 m 付近 分類鉄道盛土 被害の種類崩壊
(羽越本線)

地 形 谷幅 1 0 0 m 位の一つの枝谷をまたぐ地点

地 質・土 質 ○ 現地盤 谷の中央部であるが詳細は図参照

○ 盛土本体 砂 有効径 $D_{10} = 0.15 \sim 0.22 \text{ mm}$ 均等係数 $U_e = 2.0 \sim 2.3$

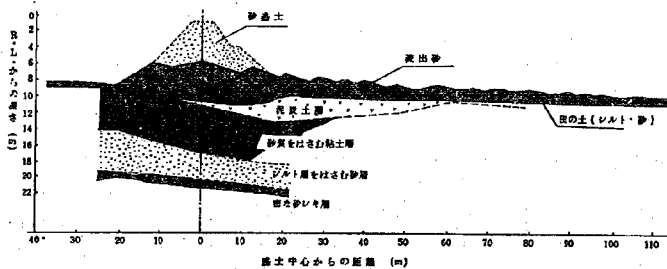
気象庁震度階Ⅳ 最大加速度 g 震央距離 $\approx 122 \text{ km}$ 主要動 時間 c e c

被害構造物の形状寸法と被害の様相

勾
盛土 高さ 約 7 m
幅

被害の様相

長さ 150 m にわた
つて崩壊。流出土の
矢端は線路中心より
150 m。



3-3.7 羽越本線出戸～西目間 221^K240^M 附近崩壊築堤断面図

被害の原因

○ 砂 (盛土本体) の液状化 …… 堤体の中央部よりの砂の抜けだしがみられた。

かなりの厚さの砂の部分は水で飽和していたようである。

その他 (天候、過去の震宅別等) 過去数十年間安定であった。

2) 流動化発生日点の地盤特性

(i) 諸言

新潟地震で多数の構造物が砂地盤の流動化を原因として、沈下、傾斜し、流動化現象の重要性が認識されるようになってきた。しかし、地震は古来数多く生じており、また、新潟地方だけに流動化する可能性のある地盤が存在すると考えることはできないのは当然である。そこで、日本全国を対象として、流動化する可能性のある地盤・地域をマクロ的に把握するために、既往地震による地盤流動化の資料を収集して解析することは有効なことと思われる。明治より前の地震災害記録の中にも相当多数の流動化の記述があることが分つたが、記述があいまいで場所が極めて不明確なものが多いので、今回の調査対象は、一応記録がはつきりしている明治以降の地震に限定した。流動化現象としては、地盤や井戸からの、噴砂・噴泥・噴水・木杭の水田からの抜け出し、ケーソン、地中埋設管の浮上、噴砂丘の記述を採用し、被圧地下水の自噴現象と思われるものは除外した。収集した資料も十分な数とは思われず、また、古い記録では調査・記述が、網羅的ではないし、記述法もきわめて定性的であり、流動化の規模、流動化地点を網羅的にかつ明確に推定することはできない。したがって、以下に述べる内容は、少なくともこれだけの地点では流動化は生じていたと解釈するのがよいと思われる。

資料をある程度まとめてみると、流動化の記録のある地震は、明治以降に限定しても40数例を数えており、流動化は河成沖積地、埋立地に集中して生じ、その場合流動化地点の震度は少なくとも震度5（現行気象庁震度階級）であつたと推定されることが分つた。（図-5.15，図-5.16）

(ii) 流動化発生日点の地盤特性例

1) に示ように建設省土木研究所では既往の震害報告書等を基に、過去に流動化を生じた地点を調査してきた。この研究を更に進める為に、今回は流動化を多く生じてきた埼玉県東部地区に焦点をあて、地形、地質と流動化地点の関連性を研究した。その為に微地形分類図、旧河道図を作成し流動化地点と比べてみた。

図5.17は旧河道図の一部であり、図中○、●、△、▲、印は流動化を生じた地点である。次に扇状地帯、自然堤防地帯、三角州地帯それぞれで流動化した地域を選び断面図を作成した。図-5.18～5.20がそれらである。これらの研究より次の事が判つた。

- (1) 流動化は古利根川～荒川に囲まれた低地のうち、旧河道沿いに多く生じている。特に旧河道沿いでも河川の変遷が激しく乱流を繰り返している地域で多く流動化している。
- (2) 流動化地点は三角州地帯、自然堤防地帯に多いが、扇状地帯にも及んでいる。
- (3) 妻沼付近の扇状地帯では砂礫層（図5.18のAs、Ag層）が5～7m程度あり粘性土や砂層を挟在するが、この様な場所では一般の沖積砂に比べてN値が大きいにもかかわらず流動化を生じている。

(5) 三角州地帯でも上部砂層(図 5.2.0 の A_s-1 層)が流動化したと考えられるが、この層厚は 2~10m 程度であり、N 値は 2~10 程度である。

明砂、硝水の採得のありし地表							
地名	発見年月	採得年月	採得量 (kg)	発見者	発見年月	採得年月	採得量 (kg)
大森	1872年(第1) 5月 3日	1872	81	熊 倉	1873年(第2) 8月 25日	1873	6.9
新藤原金谷	1874年(第2) 7月 25日	61	熊 倉	1875年(第3) 7月 15日	62	10	
大森	1876年(第2) 7月 25日	63	河 内 大 佑	1876年(第4) 7月 15日	61	2.0	
大森	1877年(第2) 7月 25日	64	河 内 大 佑	1877年(第5) 7月 15日	62	2.0	
大森	1878年(第2) 7月 25日	65	河 内 大 佑	1878年(第6) 7月 15日	63	2.0	
大森	1879年(第2) 7月 25日	66	河 内 大 佑	1879年(第7) 7月 15日	64	2.0	
大森	1880年(第2) 7月 25日	67	河 内 大 佑	1880年(第8) 7月 15日	65	2.0	
大森	1881年(第2) 7月 25日	68	河 内 大 佑	1881年(第9) 7月 15日	66	2.0	
大森	1882年(第2) 7月 25日	69	河 内 大 佑	1882年(第10) 7月 15日	67	2.0	
大森	1883年(第2) 7月 25日	70	河 内 大 佑	1883年(第11) 7月 15日	68	2.0	
大森	1884年(第2) 7月 25日	71	河 内 大 佑	1884年(第12) 7月 15日	69	2.0	
大森	1885年(第2) 7月 25日	72	河 内 大 佑	1885年(第13) 7月 15日	70	2.0	
大森	1886年(第2) 7月 25日	73	河 内 大 佑	1886年(第14) 7月 15日	71	2.0	
大森	1887年(第2) 7月 25日	74	河 内 大 佑	1887年(第15) 7月 15日	72	2.0	
大森	1888年(第2) 7月 25日	75	河 内 大 佑	1888年(第16) 7月 15日	73	2.0	
大森	1889年(第2) 7月 25日	76	河 内 大 佑	1889年(第17) 7月 15日	74	2.0	
大森	1890年(第2) 7月 25日	77	河 内 大 佑	1890年(第18) 7月 15日	75	2.0	
大森	1891年(第2) 7月 25日	78	河 内 大 佑	1891年(第19) 7月 15日	76	2.0	
大森	1892年(第2) 7月 25日	79	河 内 大 佑	1892年(第20) 7月 15日	77	2.0	
大森	1893年(第2) 7月 25日	80	河 内 大 佑	1893年(第21) 7月 15日	78	2.0	
大森	1894年(第2) 7月 25日	81	河 内 大 佑	1894年(第22) 7月 15日	79	2.0	
大森	1895年(第2) 7月 25日	82	河 内 大 佑	1895年(第23) 7月 15日	80	2.0	
大森	1896年(第2) 7月 25日	83	河 内 大 佑	1896年(第24) 7月 15日	81	2.0	
大森	1897年(第2) 7月 25日	84	河 内 大 佑	1897年(第25) 7月 15日	82	2.0	
大森	1898年(第2) 7月 25日	85	河 内 大 佑	1898年(第26) 7月 15日	83	2.0	
大森	1899年(第2) 7月 25日	86	河 内 大 佑	1899年(第27) 7月 15日	84	2.0	
大森	1900年(第2) 7月 25日	87	河 内 大 佑	1900年(第28) 7月 15日	85	2.0	
大森	1901年(第2) 7月 25日	88	河 内 大 佑	1901年(第29) 7月 15日	86	2.0	
大森	1902年(第2) 7月 25日	89	河 内 大 佑	1902年(第30) 7月 15日	87	2.0	
大森	1903年(第2) 7月 25日	90	河 内 大 佑	1903年(第31) 7月 15日	88	2.0	
大森	1904年(第2) 7月 25日	91	河 内 大 佑	1904年(第32) 7月 15日	89	2.0	
大森	1905年(第2) 7月 25日	92	河 内 大 佑	1905年(第33) 7月 15日	90	2.0	
大森	1906年(第2) 7月 25日	93	河 内 大 佑	1906年(第34) 7月 15日	91	2.0	
大森	1907年(第2) 7月 25日	94	河 内 大 佑	1907年(第35) 7月 15日	92	2.0	
大森	1908年(第2) 7月 25日	95	河 内 大 佑	1908年(第36) 7月 15日	93	2.0	
大森	1909年(第2) 7月 25日	96	河 内 大 佑	1909年(第37) 7月 15日	94	2.0	
大森	1910年(第2) 7月 25日	97	河 内 大 佑	1910年(第38) 7月 15日	95	2.0	
大森	1911年(第2) 7月 25日	98	河 内 大 佑	1911年(第39) 7月 15日	96	2.0	
大森	1912年(第2) 7月 25日	99	河 内 大 佑	1912年(第40) 7月 15日	97	2.0	
大森	1913年(第2) 7月 25日	100	河 内 大 佑	1913年(第41) 7月 15日	98	2.0	
大森	1914年(第2) 7月 25日	101	河 内 大 佑	1914			

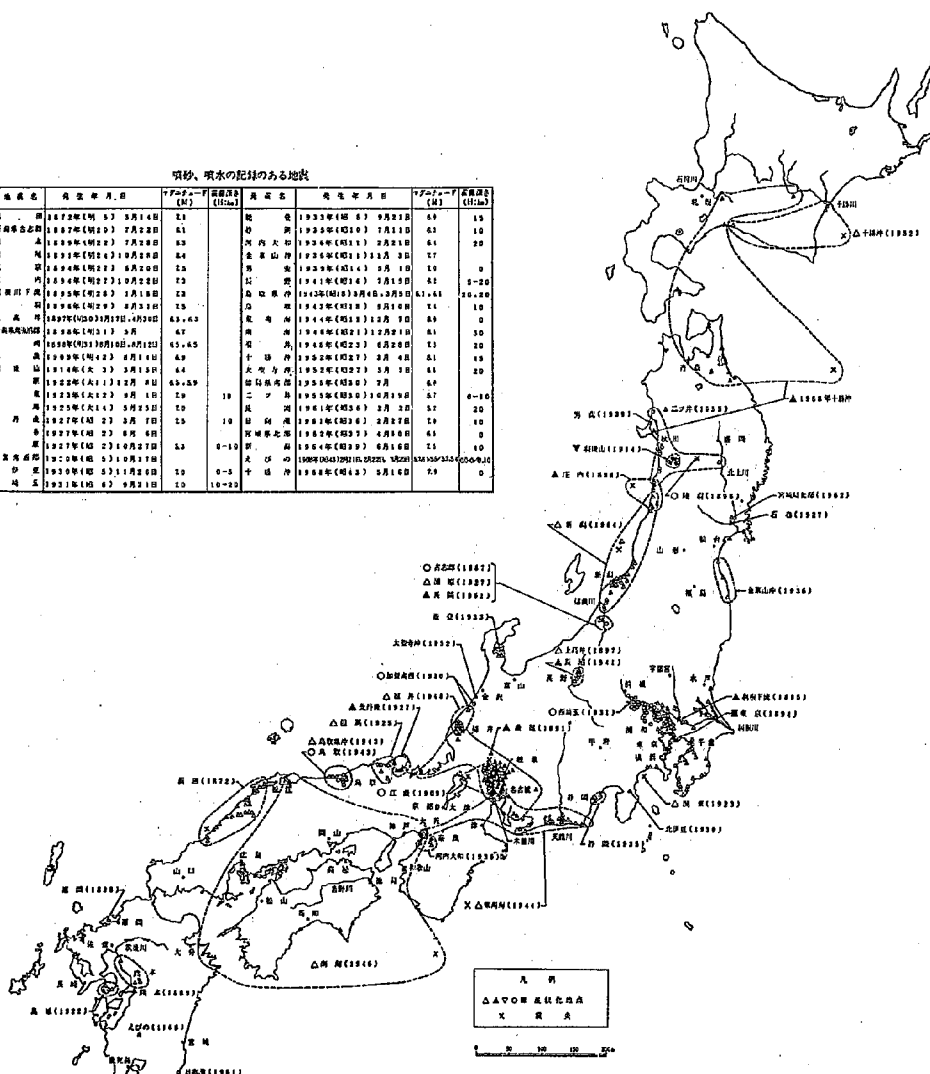
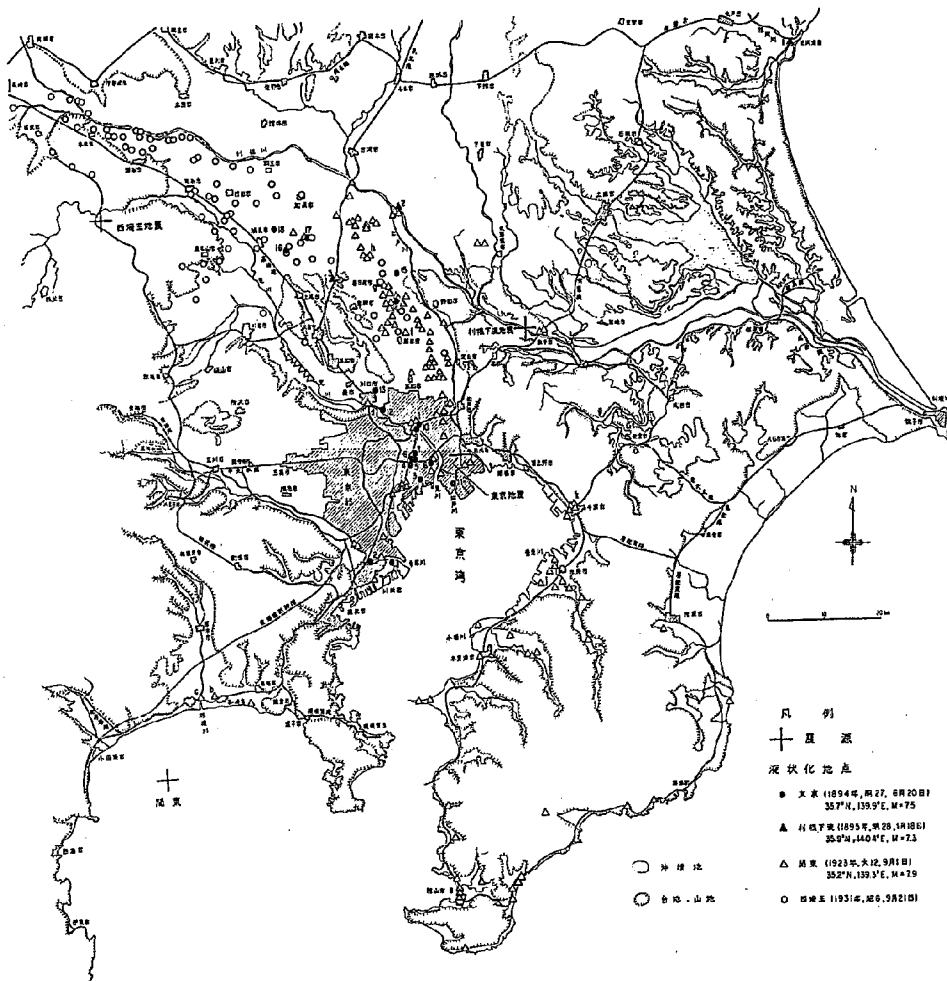
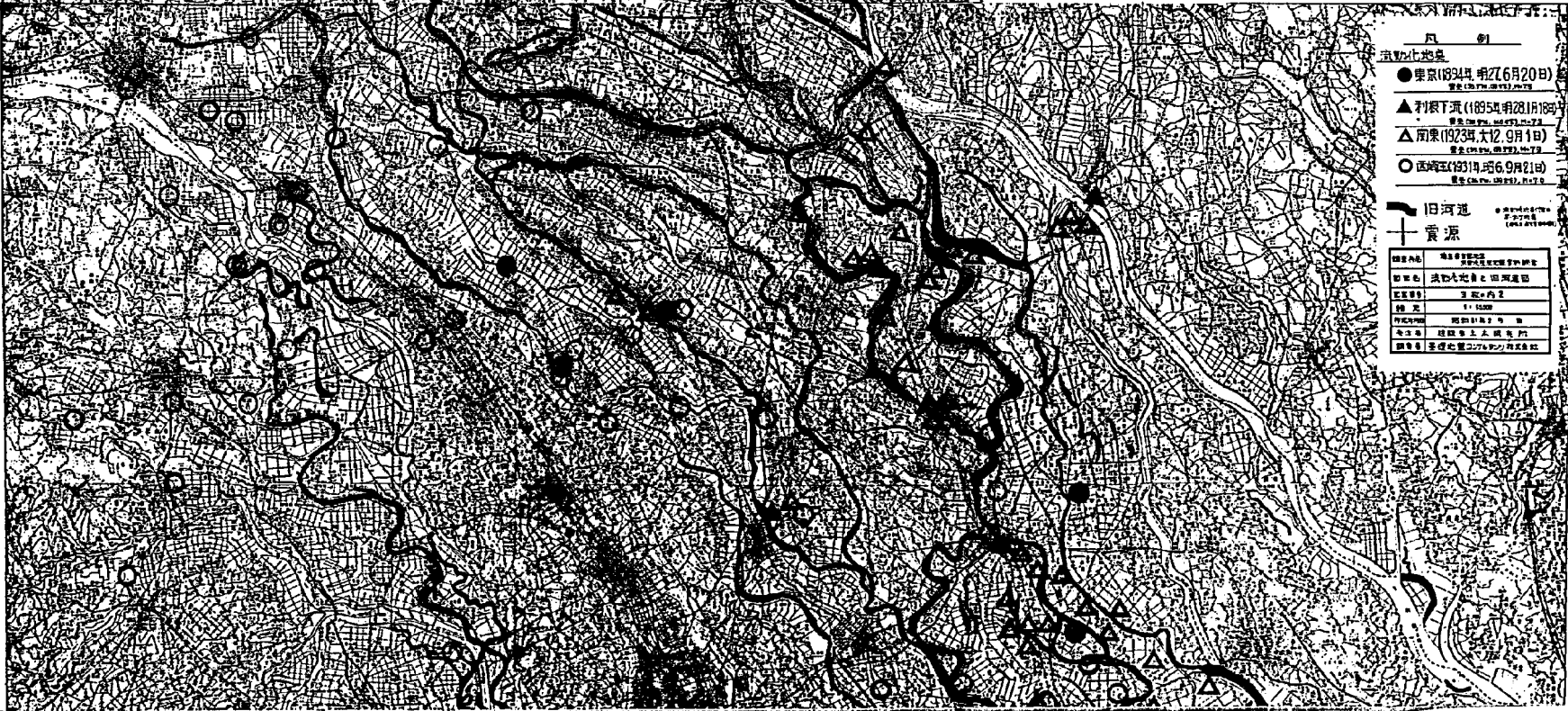
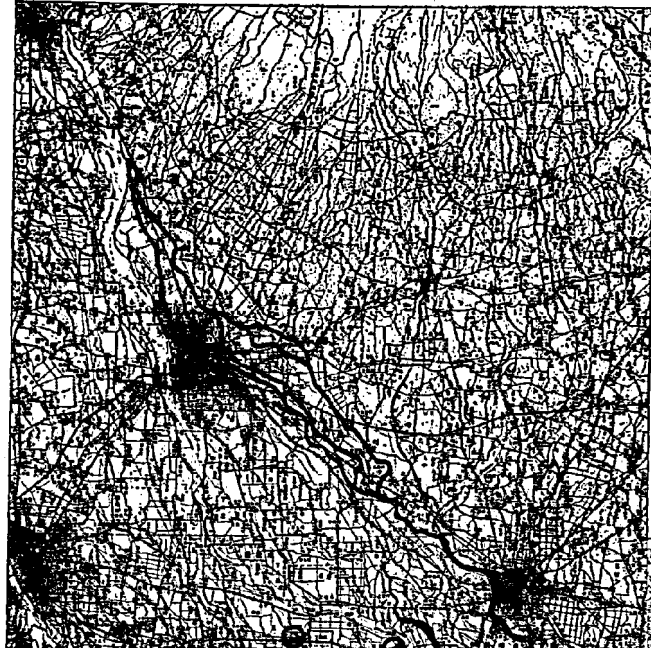


图 5-15 流动履歴地図 (1872—1968 年)

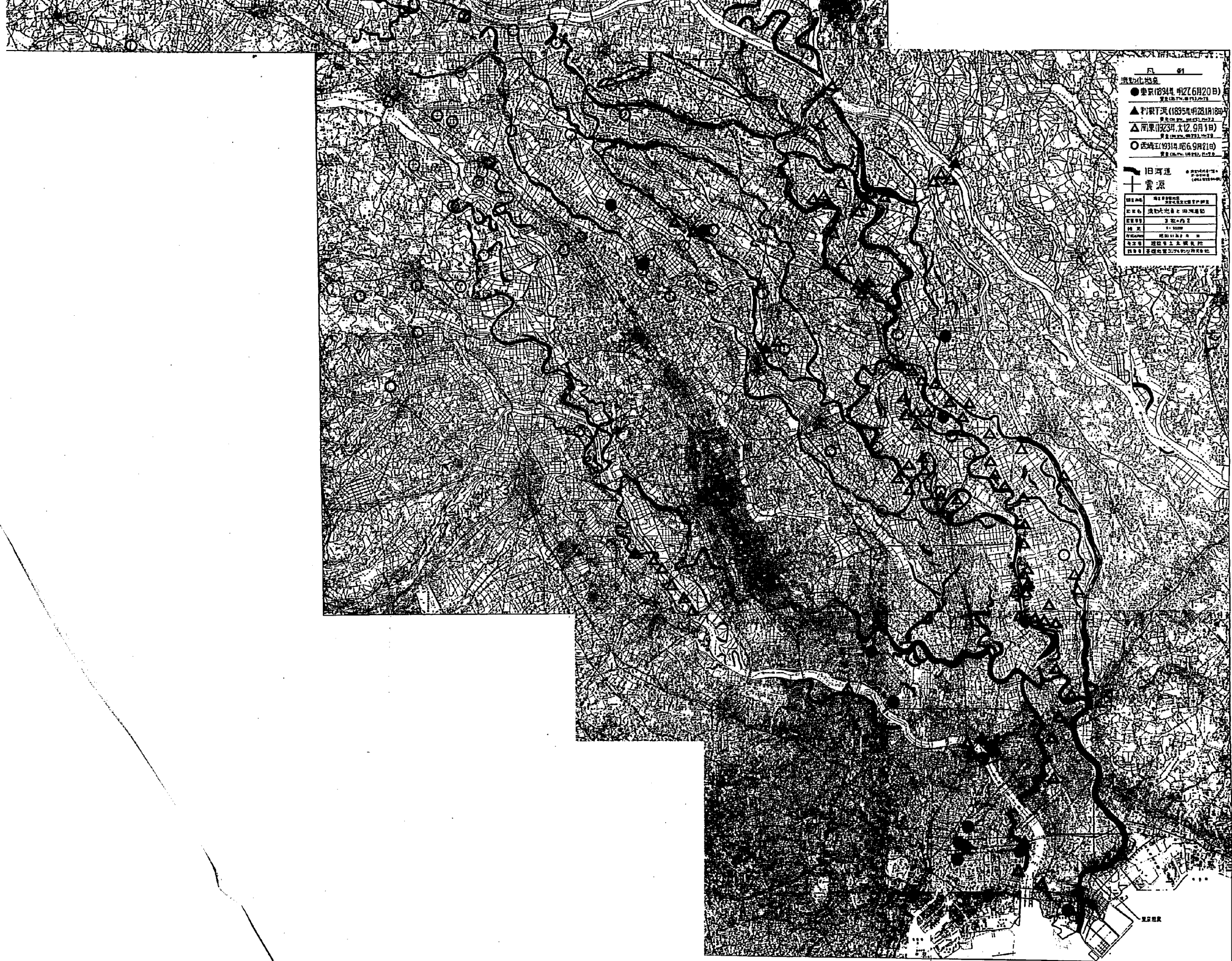


5-16 關東地方流動化履歴地圖



旧河通
+ 震源

国名	日本
地名	河内
経緯度	北緯34度40分 東経138度10分
人口	約100,000人
産業	農業、工業
交通	鉄道、道路
気象	温暖な気候
特徴	豊かな自然環境

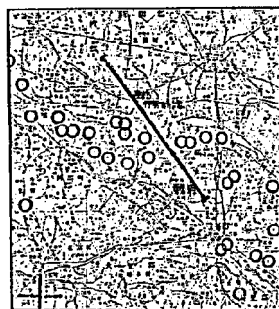


昭和27年6月20日
●東京(1954年 昭27.6.20日)
▲利根川(1955年 昭28.1.18日)
△南東(1953年 太27.9月1日)
○西端(1951年 昭26.9月21日)

旧河道
震源

調査機関	昭和三十七年度調査 昭和三十七年度調査
調査員	昭和三十七年度調査 昭和三十七年度調査
調査地	昭和三十七年度調査 昭和三十七年度調査
調査日	昭和三十七年度調査 昭和三十七年度調査
調査時間	昭和三十七年度調査 昭和三十七年度調査
調査方法	昭和三十七年度調査 昭和三十七年度調査
調査結果	昭和三十七年度調査 昭和三十七年度調査

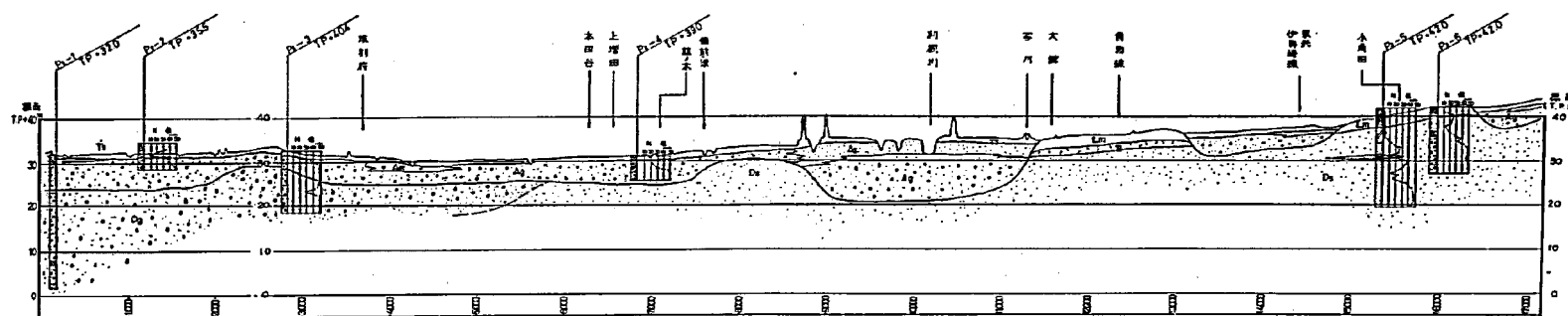
(SCALE: 1/500000)



西崎玉地震 (1931. 9/21, $M=7.0$)
(36.1°N , 139.2°E)

○ 江戸時代から明治時代にかけての日本

SCALE 水平: 1/25,000
垂直: 1/500



凡 例		
地层区划	土质名	土质记号
冲 积 层	粘土质土	Ts
	有杂质的土	As
	砂质土	As
	砂质土	As
洪 积 层	粘土质土	Ln
	有杂质的土	Ln
	砂质土	Ln
	砂质土	Ln

作名	埼玉県警部正 奥村七郎鑑定鑑定料1000			
原稿番号	第1	目	原稿枚数	原稿代金 1000000
種 別	鑑 定	1,000 2,000	4冊 8冊	
鑑定完成	51	年	2	月 13 日
鑑 定 者	星野良久子 鑑 定 年 回 終			
本館の鑑査コンサルタンツ株式会社				

基幹設備コンサルティング株式会社

一般国道16号線バイパス沿い断面図

地 層 区 分		土 質 名	土 質 記 号
沖 積 層	上部有糸町層	表層土	Is
		粘性土 (陸成)	Ac-1
		腐植土	Apr-1
	下部有糸町層	砂	As-1
		粘性土 (海成)	Ac-2
		粘性土 (汽水相)	Ac-3
		砂	As-2
七 号 相 層	腐植物	Apr-2	
	沖積層	砂 礫	Dg
		砂質土	Ds
粘性土		Dc	

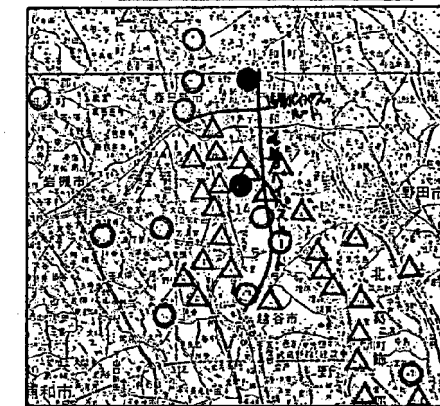
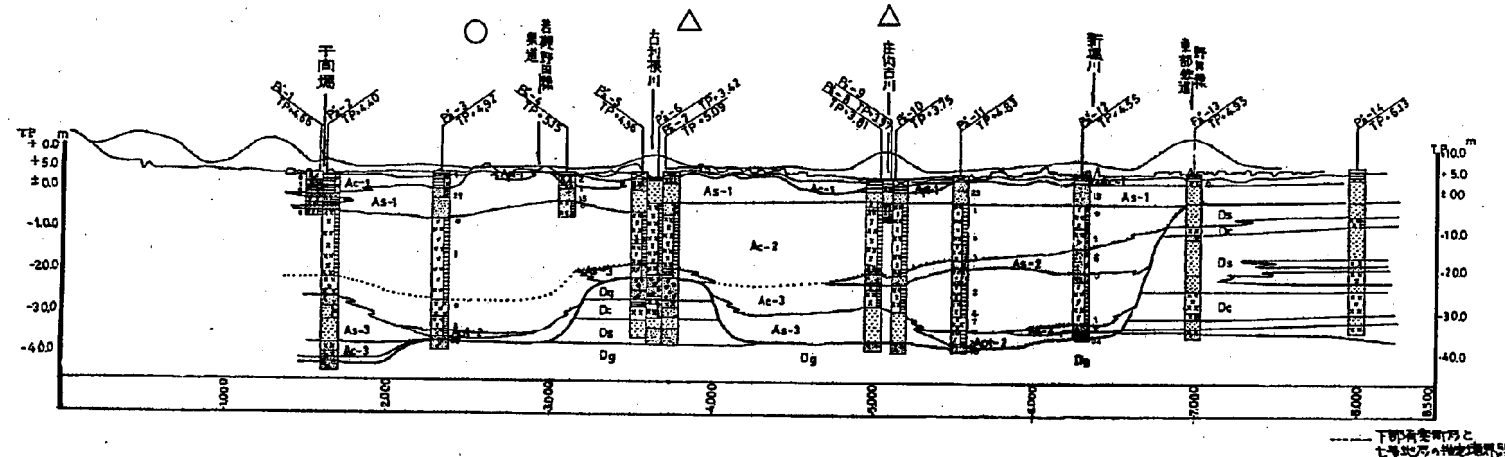
△ 関東地震 (1923.9.1. H=7.9)
35.7°N, 139.4°E

流動化地帯 ○ 西宮王地震 (1921.9.6. H=7.5)
36.1°N, 139.2°E

● 東京地震 (1894.6.12. H=7.5)
35.7°N, 139.4°E

土質名	記
盛土・埋土	△
砂	●
砂 レキ	○
シルト	×
粘土	≡
レキ混り砂	△
砂混りシルト	×
シルト混り砂	●
砂質シルト	×
粘土質シルト	×
シルト質粘土	≡
腐植土	▽

一般国道四号線バイパス沿い断面図



件名	埼玉県東部地区 流動化履歴地盤資料調査			
図面番号	第 2 図	図面名称	春日部付近 地方自治体調整図	
縮 尺	縦 1/500 横 1/25,000	計法 単位	m.	
図面完成	51 年 2 月 13 日			
担 当	星野良久子 監 坪田 邦 治			
基礎地盤コンサルタンツ株式会社				

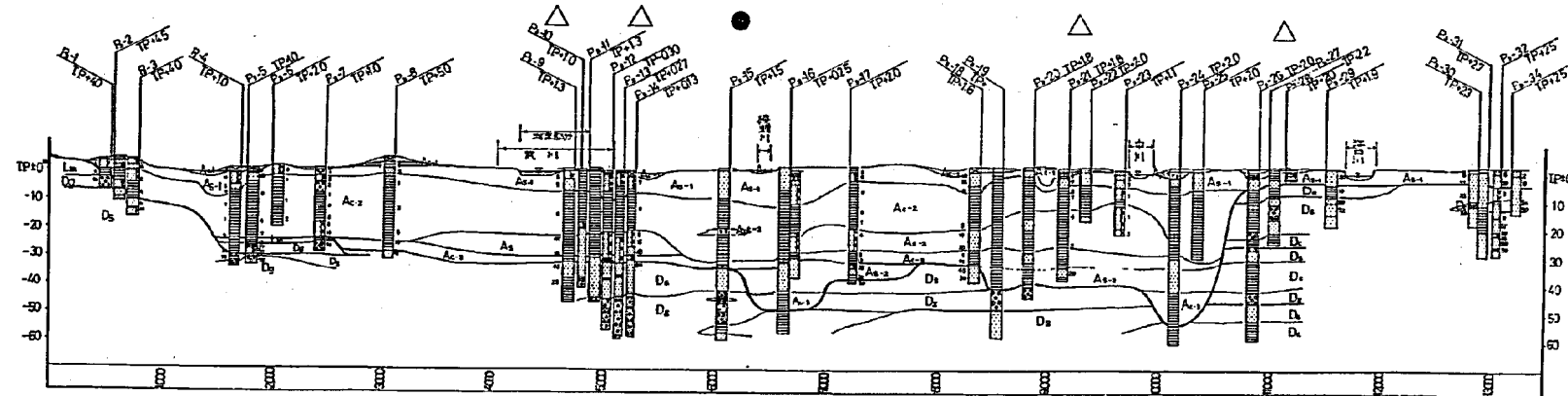
荒川区～松戸市
(常磐線沿い)

付近地層横断面図

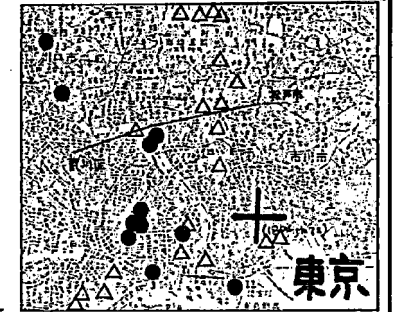
SCALE 水平: 1/25,000
垂直: 1/500

荒川区

松戸



調査断面位置 (1/25000) (2000m)



凡例

地層区分	土層名	土層記号	注記
沖積層	上部沖積層	Ac-1	砂質土 (砂質)
	中部沖積層	Ac-2	砂質土 (砂質)
	下部沖積層	Ac-3	砂質土 (砂質)
埋藏層	七号地層	As-1	砂質土 (砂質)
		As-2	砂質土 (砂質)
洪積層		Ds	砂質土 (砂質)
		Ds	砂質土 (砂質)
		Ds	砂質土 (砂質)

資料化地層凡例



件名	埼玉県東部地区 地層調査報告書
調査番号	第 3 号
調査年度	昭和 34 年
調査地区	埼玉県東部地区
調査方法	地層調査
調査者	星野良久子
調査機関	地層調査コンサルティング株式会社

5.3 今後の研究事項

地震力・地盤部会において、今後取上げるべき研究事項として以下のものが指摘されよう。

- (1) 地震力に関しては、断層モデル理論計算の発展、強震観測に基づく地震動の特性と地震統計の組合わせによる設計用地震動の設定、さらには基礎構造の種別に応じた動的相互作用の解析方法の提案等がある。
- (2) 地盤に関しては、地盤の動的性質を求める各種調査試験法の適用性と実用性、流動化現象および地震時沈下の推定法、流動化した地盤中の構造物の挙動、地盤の地震応答の実用的解析方法、有限要素法等を用い、安全率の概念を導入した地盤・土構造物の動的安定解析法、さらには地盤、盛土および斜面の震害判定法の確立等がある。

付 5.1 審議経過

地震力・地盤部会の審議経過は次表のとおりである。

地震力・地盤部会活動の経過

回 数	年月日	主 要 議 題
第 1 回地震力・地盤部会	昭和 5 0 年 7 月 3 0 日	1) 震源モデルによる伊豆半島沖地震の地震動の計算 2) 昭和 5 0 年度地震力・地盤部会研究方法
第 2 回地震力・地盤部会	昭和 5 0 年 1 1 月 4 日	1) 断層モデルによる地震動の解析 2) 地盤調査・地震動解析 3) 研究方法 (再)
第 3 回地震力・地盤部会	昭和 5 1 年 3 月 1 1 日	1) 昭和 5 0 年度報告書案の審議
第 1 回地震力グループ幹事会	昭和 5 0 年 9 月 1 9 日	1) 断層モデルによる地震動の解析 2) 応答スペクトル特性に及ぼす諸因子の影響 3) 研究方法
第 1 回地盤グループ幹事会	昭和 5 0 年 8 月 2 5 日	1) 地盤の動的性質調査法 (現位置) 2) " (室 内) 3) 地盤の震害 4) 地盤の地盤応答解析 5) 地盤・構造物系の定定解析
第 2 回地盤グループ幹事会	昭和 5 0 年 9 月 3 0 日	1) 地盤の動的性質調査法 2) 地盤の地震応答解析 3) 地盤・構造物系の安定解析 4) 地盤震害判定法
第 3 回地盤グループ幹事会	昭和 5 1 年 2 月 1 9 日	1) 流動化発生地点における地盤調査 2) 土の動的性質の室内試験法 3) 昭和 5 0 年度取りまとめ方針

注) 上記の他、縮小幹事会 (5 回) が開催された。

付 5.2 資料目録

地震力・地盤部会、地震力グループ幹事会、および地盤グループ幹事会に提示された資料の目録は次表のとうりである。

地震力・地盤部会の資料目録

種 別	回次	資 料 名	提出者
部 会	1	○ 昭和 50 年研究開発 (案) ○ 各施設種別毎設計震度一覧表 ○ 1974 年伊豆半島沖地震の断層モデルによる地震動の解析 (1)解析方法 (2)解析結果 ○ 1974 年伊豆半島沖地震の実測記録 (1)変位記録 (本郷) ○ 昭和 50 年度「地震力・地盤部会」研究方法の審議資料	幹 事 " " " "
部 会	2	○ 断層モデルによる地震動の解析 ○ 東京の基盤構造 (その 1)、嶋悦三、第 12 回自然災害科学総合シンポジウム、1975、10 ○ 東京の地盤、嶋悦三、予防時報 99、1974 ○ 東京の基盤構造その 1、第 1 回、第 2 回夢の島爆破実験による地下深部探査 ○ 地震力・地盤部会研究方法の審議資料 ○ 構造物と地盤の動的相互作用に関する研究法の現状 ○ 地震と力学②地盤と構造物基礎の耐震、土岐憲三、土木学会誌 1975 年 8 月号	幹 事 嶋 " " 幹 事 土 岐 "
部 会 地震力グループ 幹事会	3 1	○ 昭和 50 年度地震力・地盤部会報告書 (案) ○ 断層モデルによる地震動の解析 (1)、(2) ○ 地震動の性質、片山恒雄、第 13 回研講習会テキスト、 ○ A Note on the Acceleration Ratio Spectrum of Seventy Japanese Strong - Motion Earthquake Records, T.Katayama ○ Empirical Probability Distribution of Earthquake Acceleration Magnification Factor, T.Katayama, 生産研究、Vol.24, No.10 ○ 各種地盤における平均応答スペクトル、土田肇他、港研報告、Vol.12, No4 ○ 地表における強震記録より推定した基盤の地震動の特性、土田肇他、港研報告 Vol.11, No4 ○ Effects of Seismic and Subsoil Conditions on Earthquake Response Spectra, Microzonation Conference, E.Kuribayash: 他 ○ 道路橋耐震設計指針・同解説 pp 109~126 日本道路協会 ○ 地中地震動の実測と解析、岩崎敏男他 ○ 研究方法の審議資料 (1), (2) ○ 地震基盤における地震動の性質、小林啓美他 ○ 地震動の水平面内における方向性について、小林啓美他	各委員 幹 事 片 山 " " " " 幹 事 " " " " 小 林 "

種 別	回次	資 料 名	提出者
地盤グループ 幹事会	1	○ 関東ロームの動的性質に関する研究、建設省建築研究所 ○ 大分県中部地震の被害 概況、応用地質調査事務所 ○ 地震と堤防、福岡正巳 ○ 十勝沖地震(1968)における高架橋の被害、田村浩一他 ○ 明治以降の本邦における液状化履歴、栗林栄一他、土木研究所集報30号	幹 事 今井(常) 石 原 藤 原 幹 事
地盤グループ 幹事会	2	○ 昭和50年度検討方針 ○ 地盤の弾性波速度と力学的性質、今井常雄他、物理探鉱25-6 ○ Seismic Field Methods for In Situ Moduli, R.F.Ballard 他 ○ 扇島の地震応答解析例 ○ Settlements of Fills ○ 大型振動台による模型堤防の振動実験、久楽勝行他、土木研究所資料第1032号、昭和50年4月 ○ 地盤グループ研究フローチャート	" 今井(常) " 今井(五) 石 原 沢田・古賀 幹 事
地盤グループ 幹事会	3	○ 流動化発生日点における地盤調査 ○ 土の動的変形特性 ー共振法土質試験機による測定ー、栗林栄一他、土木研究所資料第912号、昭和49年5月 ○ 広範囲な歪範囲における砂のセン断変形係数(低周波動的セン断試験機の開発)、龍岡文夫他、土木学会関東支部講演会、昭和51年1月 ○ 砂地盤の動的変形特性の現場測定と室内実験、栗林栄一他、土と基礎23-12、昭和50年12月 ○ 昭和50年度報告書目次案及び内容滑子案 ○ 地盤の地震応答解析<S50年度計画>	安 田 幹 事 " " " " 今井(五)

5. 地震力・地盤部会<以上>

6 耐震設計専門部会の研究成果の概要

6.1 概説

本部会は、建設省所管事務に関連する土木構造物および施設の耐震基準の総合化を図り、運用の幅を呈示することを目的として、今年度新たに設置されたものである。

このため、構造物および施設を、機能、重要度、経済性、新設既設の別、これらによって系統的に分類整理し、その耐震性を評価する方法を求め、ひいては、諸施設の地震時の安全性評価のための共通の尺度を求めるものとする。最終的な成果としては、つぎの指針を得るものとする。

- (1) 新設構造物の耐震設計のための共通指針
- (2) 既設構造物の耐震性判定のための共通指針
- (3) 既設構造物の耐震強化のための共通指針
- (4) 施設の地震時の安全性評価のための共通指針

上記の4つの指針の枠組みについて審議した。また土木建築の両分野にわたる事項については、本委員会と分離して、別途国土開発技術研究センターに設置する共通耐震設計指針策定特別幹事会（幹事長 前川 日本建築センター理事）において整理するものとしている。

6.2 研究内容および研究成果

- (1) 現行規定の収集整理および相違点の吟味

現行の土木構造物および施設の耐震規定を収集整理し、特に設計震度の相違についての吟味を行なった。

- (2) 重要度に関するアンケート調査

重要度に関するアンケート調査を、別途国土開発技術研究センターにおいて実施し、整理した結果を得た。

- (3) 耐用年限の設定

地震に対する耐用年限 特に既設構造物の余命耐力の理念を提示し、次年度において詳細な検討を行なうことにした。

- (4) 安全度の判定手法

地震時における構造物の安定度の判定手法として、荷重係数設計法を呈示した。

- (5) 耐震設計法の適用区分

適用の対象ごとの耐震設計法の適用区分を、図6.1のごとく呈示し、特に低盛土、斜面等耐震設計を適用する必要のない構造物の存在を明らかにした。

- (6) 既設構造物、施設の耐震性向上の手法

既存の既設構造物・施設の耐震性向上の手法 とくに耐震点検手法について調査を行なった。

6.3 今後の研究事項

今年度の研究内容について引き続き研究し、共通耐震設計指針を策定する。

図 6・1 耐震設計法の適用区分

耐 震 設 計 法	適用の対象（現況）
震 度 法	一般の構造物
応答変位法	地 中 構 造 物
修正震度法	長周期構造物
動的解析法 —— 線 型 解 析 —— 非線型解析 —— 計 算 —— 実 験	長 大 構 造 物
適用せず（慣用工法）	低盛土、斜面等

付 6.1 審議経過

昭和 50 年度耐震設計専門部会の審議経過はつぎのとおりである。

(1) 部会

回 次	開催日時場所	主 要 議 題
第 1 回	50・11・17 東海大学校友会館 (霞ヶ関ビル)	(1) 昭和 50 年度研究開発計画 (2) 新耐震設計法の開発について

(2) 幹事会

回 次	日 時	開 催 場 所
第 1 回	51・3・1	東海大学校友会館（霞ヶ関ビル）

付 6.2 資料目録

昭和 50 年度耐震設計専門部会で審議された資料は下記のとおりである。

回 次	番 号	資 料 名	提出者
第 1 回	1-1	耐震技術開発研究委員会委員名簿	幹 事
	1-2	昭和 49 年度耐震技術に関する研究開発報告書	幹 事
	1-3	「新耐震設計法の開発」, 土木技術資料 16-3, 1974	幹 事
	1-4	新耐震設計法研究開発のための組織体制	幹 事
	1-5	耐震技術開発研究委員会内規	幹 事
	1-6	昭和 50 年度研究開発計画（案）	幹 事
	1-7	各施設種別毎設計震度一覧表	幹 事
	1-8	昭和 50・51 年度委員会開催予定表（案）	幹 事

付 6. 3 共通耐震設計指針（構成案）

項 目	内 容	摘 要	
		関 連 する 部 会	関 連 する 外 部 委 員 会
序 論			
I 総 論			
1. 適用の範囲			
2. 用語の定義			
3. 耐震設計の基本方針	設計条件		(K-11)
	安 全 度		(K-12)
	設計々算法		
II 各 論			
1. 標準地震設計入力	既往の地震		(V- 2)
	地震動強度の地域区分		(K-11)
	設計に考慮する地震の影響		(K-12)
2. 地盤の耐震性	土の動的特性		(K-20)
	地盤の動的特性		(K-26)
	動的耐力および変状		(K-31)
3. コンクリート部材の耐力と変形性能	コンクリート，鉄筋および鉄骨の材料特性		(I- 1)(K-22)
	コンクリート部材の耐力，変形性能および動的特性		(K-14)(K-17)
			(K-15)
			(K-18)
4. 鋼部材の耐力と変形性能	鋼材の材料特性		(K-13)
	鋼部材の耐力，変形性能及び動的特性		(K-23)
			(V- 2)
5. 安 全 度	許容応力度		(I- 1)
	許容地耐力		(K-19)
	許 容 変 位		
	安 全 率		

項 目	内 容	摘 要	
		関 連 する 部 会	関 連 する 外 部 委 員 会
6. 基礎工に対する耐震計算法	基礎工に対する地震の影響 支持地盤の選定 応力、変位および安定の計算法 (直接基礎、ケーソン基礎、杭基礎、集成材基礎(仮称))		(K-26) (K-20) (V- 2) (Ⅷ- 1)
7. 上部構の耐震計算法	上部構に対する地震の影響 応力および変位の計算法 (無筋コンクリート構造物、鉄筋コンクリート構造物、鉄骨鉄筋コンクリート構造物)		(K-11)(K-14) (I- 1)(K-22) (Ⅲ- 1)(V- 4) (I- 1)(K-15)
8. 土構造物の耐震計算法	土構造物に対する地震の影響 安定性の計算法 (盛土、人工島、造成地)		(K-16)(V- 3) (K-24)(V- 4) (Ⅲ- 1)
9. 地中構造物の耐震計算法	地中構造物に対する地震の影響 支持地盤および埋め戻し土 応力および変位の計算法 (トンネル、地下構造物、共同溝、埋設管等)		(V-4) (V-6) (Ⅳ-1)
10. 既存構造物の耐震安全度	耐震性評価システム 補強システム		
11. 構造細目	基 礎 工 上 部 構 造 土 構 造 物 地中構造物 2 次 部 材		
付 属 資 料			

7 今後の技術開発と研究の方針

本委員会は、下記の5つの部会を昭和48年以降逐次設置して耐震技術の向上を図るべく研究を進めてきた。

基礎工部会	(昭和48年以降)
コンクリート部会	(")
鋼構造部会	(")
地震力・地盤部会	(昭和49年以降)
耐震設計専門部会	(昭和50年以降)

これらの部会では、それぞれ 1) 基礎工の耐震設計法、2) コンクリート構造物、特に独立柱の耐震設計法、3) 鋼構造物、特に薄肉柱体の耐震設計法、4) 地震動の入力と地盤の動的性質、5) 耐震設計指針の共通化に伴う諸条件の整合性について調査・試験・解析を進めてきた。

明年度は、本委員会の研究活動の最終年度に当ることになる。上記の部会の研究成果を踏まえ、更に発展させるとともに、内部の関係する研究成果および実務への応用の事例を参照し、所期の目的を達成するように図ることが必要である。

最終年度に得ることを目標としている具体的な成果は、土木構造物と建築構造物に共通する耐震設計指針の策定にある。本委員会は土木構造物に係る事例について審議検討してきており、明年度も同様に審議検討を進め、建築の分野における審議検討の推移とも調和を図りつつ、総合的な成果を得ることとしたい。

付 属 資 料

－ 共通耐震設計指針策定特別幹事会関係 －

1. 共通耐震設計指針策定特別幹事会資料（土木関係）
2. 耐震設計上の重要度に関するアンケート調査資料
 - 2－1 アンケートの内容
 - 2－2 回答の集計結果
3. 幹事会開催経過

1. 共通耐震設計指針策定特別幹事会資料（土木関係）

1.1 年度別課題別実施内容一覧表（建設技術開発研究費、新耐震設計法の開発）

課 題 名	47 年度	48 年度	49 年度	50 年度	51 年度	担当研究室
I 地震動に関する研究開発 2. 基礎における振動特性の解析 (1) 標準設計地震（中規模）入力の設定				測定条件補正法・変位記録調査 (5.177)	変位記録等解析、設計地震入力設定 (6.509)	振 動 (11.686)
II 土の動的性状に関する研究開発 2. 土の破壊機構と強度の分析 (1) 軟弱砂質及び粘性地盤の挙動解析	発破による原位置液状化試験 (3.701)	発破による原位置液状化試験 (5.334)	原位置液状化試験、改良工法文献調査 (6.621)	原位置液状化試験、改良効果現場測定 (5.881)	原位置試験法とりまとめ (4.073)	動 土 質 (25.612)
II 土の動的性状に関する研究開発 2. 土の破壊機構と強度の分析 (2) 盛土及び斜面の震害判定法					地盤の地震時安定性調査法とりまとめ (4.805)	振 動 (4.805)
III 構造部材の動的性質耐震強度に関する研究 1. 構造部材の耐震強度の解析 (2) 橋脚の弾塑性特性の解析		現行基準事例調査 太 径 鉄 筋 C 実 験 (5.057)	円筒柱耐力解析 補剛板正補筋耐力試験 (8.117)	耐力変形性能実験 (8.785)	耐力変形性能実験成果とりまとめ (9.310)	耐 震 橋 梁 (51.269)
III 構造部材の動的性質耐震強度に関する研究 1. 構造部材の耐震強度の解析 (2) 橋脚の動的挙動の解析		矢板式基礎全数調査 鋼製橋脚断面調査 (3.591)	矢板式基礎模型実験 矢板式基礎解析法 (3.102)	動的耐力変形性能実験 (6.890)	動的耐力変形性能とりまとめ (7.012)	耐 震 基 礎 (20.595)
III 構造部材の動的性質耐震強度に関する研究 2. 構造部材接合部の耐震強度の研究開発 (4) 土木構造部材接合部の耐震強度の解析			限界状態設計法調査、鉄筋重ね継手強度実験 (6.328)	重ね継手耐震設計法、接合部耐震設計法 (2.170)	重ね継手耐震設計法、接合部耐震設計法 (11.984) (9.730)	コンクリート (25.228)
IV 構造物の振動性状と地震応答解析に関する研究開発 1. 地盤と構造物の相互作用の解析 (1) 構造物及び周囲地盤中での地震測定			地中地震観測装置購入 (4.400)	地震動の観測、記録のデジタル化 (3.777)	観測結果とりまとめ (4.298)	振 動 (12.475)
IV 構造物の振動性状と地震応答解析に関する研究開発 1. 地盤と構造物の相互作用の解析 (3) 橋梁下部工と地盤の動的相互作用の解析			相互作用文献調査、入力地震動調査 (2.896)	相互作用の解析 (3.736)	相互作用の解析、実測との比較とりまとめ (4.002)	耐 震 (10.634)
V 構造物の新耐震設計法の確立 1. 新耐震設計体系の確立 (4) 共通耐震設計体系の確立				重要度の検討点検手法の検討 (1.484)	共通耐震設計指針とりまとめ (6.499)	耐 震 (7.983)
V 構造物の新耐震設計法の確立 2. 各種構造物等の新耐震設計法の確立 (5) 地中埋設管の耐震設計法の確立		耐 震 工 法 調 査 (3.007)	解析法・試験法調査 振動実験 (2.942)	耐力変形性能実験 調査とりまとめ (3.662)	地中埋設管の耐震設計法とりまとめ (5.153)	耐 震 (14.764)
(年 度 別 計)	(3.701)	(16.989)	(34.406)	(48.562)	(61.393)	総 計 (165.051)

1.2 耐震技術開発研究委員会における審議状況

(1) 委員会の構成

- ・本委員会（委員長 岡本舜三 埼玉大学学長）

昭和48年度発足

委員（22名）

幹事（13名）

- ・部会

△基礎工部会（委員長 鈴木俊男 東京都建設局技監）

昭和48年度発足

委員（27名）

幹事（10名）

△コンクリート部会（委員長 伊東茂富 大成建設KK理事）

昭和48年度発足

委員（17名）

幹事（11名）

△鋼構造部会（委員長 川崎偉志夫 本四公団理事）

昭和48年度発足

委員（18名）

幹事（11名）

△地震力地盤部会（委員長 久保慶三郎 東大教授）

昭和49年度発足

委員（19名）

幹事（15名）

△耐震設計専門部会（委員長 久保慶三郎 東大教授）

昭和50年度発足

委員（30名）

幹事（14名）

(2) 委員会の任務

構造物および部材の耐震性向上を図るために、地震動地盤、構造物、施設等の動的挙動を調査解析すると共に合理的な耐震性評価法を求める。

(3) 委員会における審議状況

昭和48年度

今後4年間の研究方針を定め、最終的には土木・建築の両分野に共通する耐震設計法を樹立するところに目標を設定した。

昭和49年度

新設既設の別を問わず耐震性向上のための研究を進めることの必要が提唱された。

昭和50年度

上記の方針、目標を達成すべく体制を拡充し、活動の範囲を拡大した。

総合技術開発プロジェクト・新耐震設計法研究開発のための組織体制

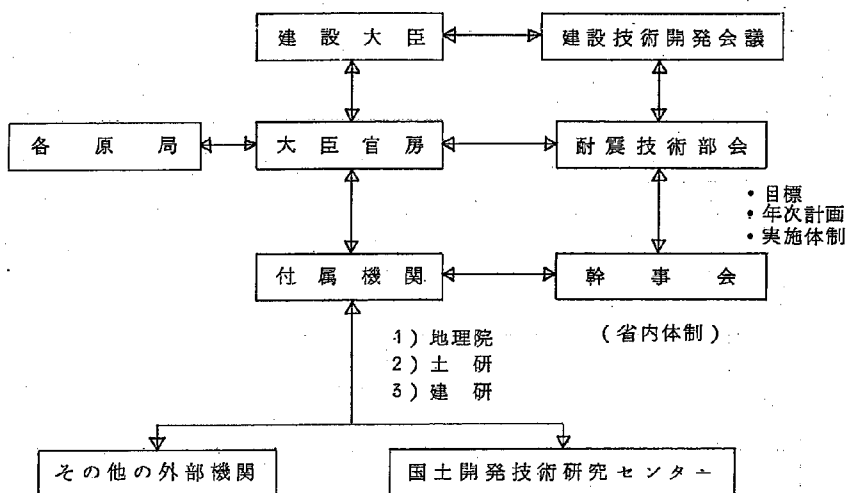


図1.1 全体組織図

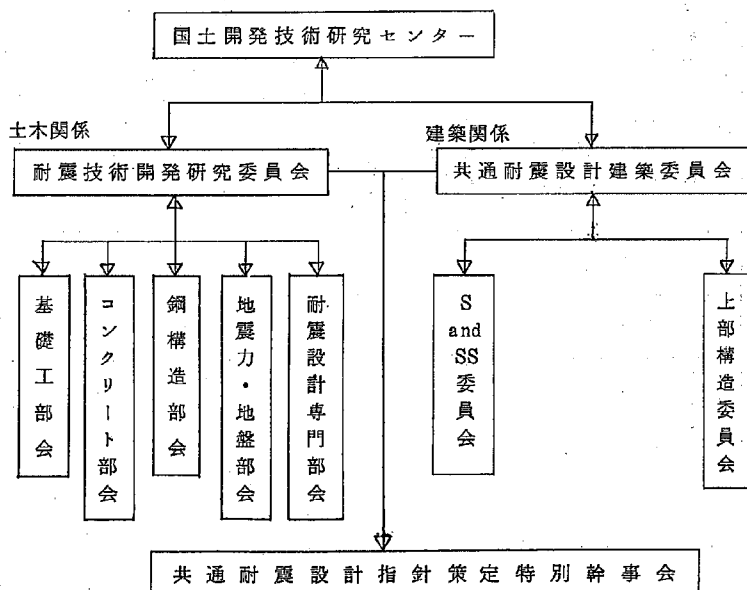


図1.2 課題別研究体制

1.3 耐震規定の現況

(a) 各施設種別毎設計震度一覧表（国内）

行政管理庁調べ S. 48

施設種別	標準水平 設計震度	補正係数（震度）			水平設計 震度の範囲	鉛直震度	基礎の規 定の有無	根拠規定等	地盤の液状 化判定の規 定の有無
		地域別	地盤別	重要度別					
建築物	0.2	告示2表(1) 0.8 (2) 0.9 その他 1.0	第一種 木造 0.6 鉄骨 0.6 鉄コ 0.8 第二種 木造 0.8 鉄骨 0.8 鉄コ 0.9 その他 1.0 軟弱地盤 設計震度 0.3	—	軟弱地盤 短突等 0.3 その他 0.2~0.096	—	有	○建築基準法 ○建築基準法施行令 ○建設省告示第1074号	—
公営住宅	同上	同上	同上	同上	同上	同上	同上	同上	同上
高層建築物	—	—	—	—	—	—	—	○建設省建築審査会審査	—
屋外タンク貯蔵所	0.3以上	—	—	—	0.3以上	—	有	—	—
道路橋	0.2	A 1.00 B 0.85 C 0.70	1種 0.9 2種 1.0 3種 1.1 4種 1.2	1級 1.0 ただし特別 1.25 2級 0.8	0.30~0.10	有（一部）	有	○道路法 ○道路橋設計指針 ○橋梁より高架の道路 に附設の技術基準 （建設省告示第1057号） （20秒）の値では設計震 度を1.25倍する又落橋 防止構造の規定あり	有
横断歩道橋	0.20~0.10	—	—	—	0.20~0.10	0.10	—	○横断歩道橋設計指針 （落橋防止構造につ いては道路橋設計指 針を準用）	—
海岸保全施設	—	—	—	—	—	—	—	○海岸保全施設築造基準	—
河川堤防	—	—	—	—	—	—	—	○河川砂防技術基準	—

施設種別		標準水平 設計震度	補正係数(震度)			水平設計 震度の範囲	鉛直震度	基礎の規 定の有無	根拠規定等	地盤の液状化 判定の規定の 有無
			地域別	地盤別	重要度別					
ダム	コンクリート重力ダム コンクリートアーチダム	—	(1)0.12~0.20(震度) (2)0.10~0.15(〃)	—	—	0.10~0.25	—	—	○ダム構造令(案)49年度中に 立法措置をと ○同施行規則(案)を予定。 ○ダム設計基準(日本ダム会議) コンクリートアーチダムの提体 は設計震度を2倍とする。	—
	フィルタイプダム	—	(1)0.12~0.25(震度) (2)0.10~0.20(〃)	—	—		—	—		—
港湾構造物		—	第1地域0.15(震度) 第2地域0.10(〃) 第3地域0.05(〃)	第1種 0.8 第2種 1.0 第3種 1.2	0.5~1.5	0.020~0.225	—	—	○漁港構造物標準設計法	—
漁港構造物		—	第一地域	—	陸揚岸壁0.15(震度) 出漁準備岸壁0.15(〃) 休けい岸壁0.10(〃) 大型水門0.10(〃)	0.15~0.00	—	—	○漁港構造物設計基準法	—
			第二地域	—	陸揚岸壁0.10(震度) 出漁準備岸壁0.10(〃) 休けい岸壁0.05(〃) 大型水門0.05(〃)		—	—		
			第三地域	—	陸揚岸壁0.05(震度) 出漁準備岸壁0.00(〃) 休けい岸壁0.00(〃) 大型水門0.00(〃)		—	—		
鉄道構造物		—	A地域0.2(震度) B地域0.15(〃)	軟弱 1.2 普通 1.0 岩盤 0.8	1級線 2級線 新幹線 1.1 3級線 1.0 4級線 0.9	0.264~0.108	0.132~0.054	有り	○構造物設計基準このほか 地盤の深さ別係数あり	—

施設種別	標準水平 設計震度	補正係数（震度）			水平設計震 度の範囲	鉛直震度	基礎の規 定の有無	根拠規定等	地盤の液状 化判定の規 定の有無
		地域別	地盤別	重要度別					
水道施設	—	0.05~0.50 （震度）	岩盤、硬い 砂れき層	浄水施設等 0.4	0.1~0.5 ただし、塔状構 造物に対しては 0.4とする	—	—	○水道施設の耐震工法	—
				塔状構造物等 0.5					
			こう積層	埋設管路 0.3					
				浄水施設等 0.7					
			ちゅう積層	塔状構造物等 0.7					
				埋設管路 0.7					
			軟弱地盤	浄水施設等 1.0					
				塔状構造物等 1.0					
水力発電施設 取水塔、取水路 導水管、発電所 変電所、送電路等	—	—	—	—	—	—	—	○発電用水力設備に関 する技術基準を定め る省令 （ダム本体はダムの 項による。）	—
原子力発電施設	—	—	—	A 建物 3 K 機器 3.6 K	3 K K	0.24 0.24	—	○発電用原子力設備に 関する技術基準を定 める省令、 Kは建築基準法に規 定する震度、	—
				B 建物 1.5 K 機器 1.8 K C 建物 K 機器 1.2 K					
火力発電施設	建築基準法、建築基準 構造設計基準に準ず、	同 左	同 左	同 左	同 左	同 左	同 左		—
ガスホルダー	16mm以下0.2 16mm以上0.3	—	—	—	—	—	—	ガス工作物の技術上の基 準の細目を定める告示	—

施設種別	標準水平 設計震度	設計震度の補正係数			水平設計 震度の範囲	鉛直設計 震度	基礎の 規定の有無	根拠規定等	地盤の液状 化判定の規 定の有無
		地域別	地盤別	重要度別					
沈埋トンネル (1) 地上施設	0.2	A 1.00	1種 0.9	1級 1.0	0.1~0.3	水平設計 震度の $\frac{1}{2}$	有	○ 沈埋トンネル耐震設計 指針（土木学会） （比較的長周期（0.5 ～2.0秒）の構造物で は水平設計震度を1.25 倍する。）	有
		B 0.85	2種 1.0	2級 0.8					
(2) 地中函路	基礎の震度 0.15	C 0.70	3種 1.1		基礎の震度から 函路中心位置の 変位を求めて設 計する	—			
			4種 1.2						
石油パイプライン (1) 地上施設	基礎の震度 0.15	A 1.00	1種 1.20	1級 1.0	0.1~0.24	—		○ 石油パイプライン事業法 ○ 同法関連技術基準（省令） ○ 技術基準関連の細目 （告示） ○ 石油パイプライン地震対 策要綱（日本道路協会）	有
		B 0.85	2種 1.33	2級 0.8					
(2) 地中管路	同上	C 0.70	3種 1.47		基礎の震度から 地表部の変位を 求めて設計する、	—	有		
			4種 1.60	同上					
地下道、地下街	—	—	—	—		—	—	—	—

(b) 対象構造物・施設に関する耐震規定の現況

番号	構造物・施設の種別	設計基準	依拠法令	耐震規定				調査試験基準	摘要
				地震動	設計条件	計算法	安全率		
1	下水道施設								
2	堤防（防潮堤を含む）	○	河川・海岸						護岸
3	堰・水門	○	河川						
4	揚排水施設（樋門樋管を含む）	○	河川						
5	ダム	○	河川・特多ダム	○	○	○	○	○	設計震度
6	斜面崩壊防護施設								
7	道路（橋を除く）	○	道路			○		○	
8	橋	○	道路	○	○	○	○	○	
9	トンネル（地下道・共同溝を含む）	○	道路	△	△	△	△	△	
10	人工島（埋め立て地を含む）	△	道路	△	△	△	△	△	
11	地中埋設管路	△	石油パイプライン	△	△	△	△	△	
12	新交通システム施設								

注 ○印はあり、△印は対象によってはあり

(C) 国別設計震度一覧表 (World List 1970による)

国名	設計震度を定めるさいに考慮する要素						各国において震度が最も高い地域での設計 水平震度の範囲					許容応力の割増率	付表 番号	頁
	地域	地盤・基礎 の条件	固有周期・ 階数・高さ	用途・ 重要度	構造部分・ 構造特性	振動 モード	0	0.1	0.2	0.5	0.4			
1 アルゼンチン	○	○	○	○	○	×	—	—	—	—	—	—	1	1
2 ブルガリア	○	○	○	○	○	○	—	—	—	—	—	50%	2	2
3 カナダ	○	○	○	○	○	×	—	—	—	—	—	—	3	3
4 チリ	×	△	○	○	○	×	—	—	—	—	—	—	2	4
5 キューバ (静的)	×	×	×	×	○	×	—	—	—	—	—	W, SS, RS: 50% ME, C, MA, G: 33%	5	5
6 エルサルバドル	○	×	×	○	○	×	—	—	—	—	—	W, SS, RS: 50% ME, C, MA: 33%	6	6
7 ギリシャ	○	○	×	×	×	×	—	—	—	—	—	C: S: 20%	7	7
8 インド	○	○	×	×	○	×	—	—	—	—	—	G: 30~50%	3	8
9 イラン (低層)	○	○	×	○	×	×	—	—	—	—	—	33%	9	9
10 イスラエル	○	○	○	×	○	×	—	—	—	—	—	33%	10	10
11 イタリア	○	×	×	×	×	×	—	—	—	—	—	SS: 1400kg/cm ² HS: 2600kg/cm ²	11	11
12 日本 (鋼)	○	○	×	○	○	×	—	—	—	—	—	SS: 70% RS: C: 50%	4	12
13 メキシコ	○	○	×	○	○	×	—	—	—	—	—	W, SS, RS: 50% ME, C, MA: 33%	5	13
14 ニュージーランド	○	×	○	○	×	×	—	—	—	—	—	—	6	14
15 ペルー	○	△	○	○	○	×	—	—	—	—	—	SS, C, MA: 33%	7	15
16 フィリピン	○	○	○	×	○	×	—	—	—	—	—	—	16	16
17 ボルトガル	○	○	×	×	○	×	—	—	—	—	—	SS: 2400kg/cm ² C: 160%	17	17
18 ルーマニア	○	○	○	×	○	○	—	—	—	—	—	—	8	18
19 トルコ	○	○	○	×	○	×	—	—	—	—	—	50%	9	19
20 アメリカ (AASHTO カリフォルニア)	×	×	×	×	×	×	—	—	—	—	—	33%	10	20
21 ベネズエラ	○	○	×	○	○	×	—	—	—	—	—	33%	11	21

注1: C印は考慮し、△印は間接的に考慮し、×印は考慮しない。

注2: C: コンクリート、G: 地盤、HS: 高張力鋼、MA: 石材、ME: 銅以外の金属、RS: 鉄筋、SS: 構造用鋼材、W: 木材

1-4 地震強度の地域区分

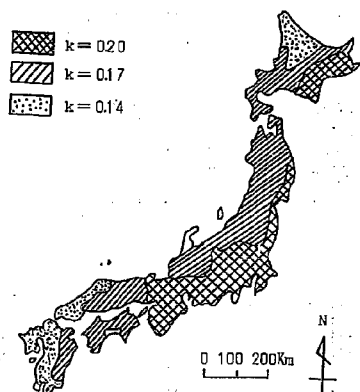


図 1.3 道路橋耐震設計指針(原案)による標準設計水平震度の地域区分

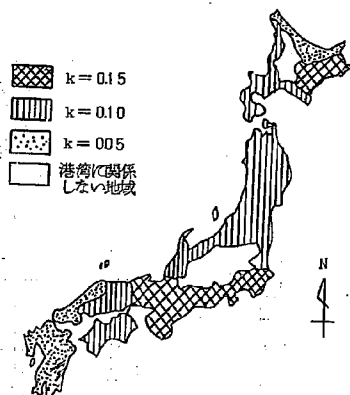


図 1.6 港海構造物設計基準による標準設計水平震度の地域区分

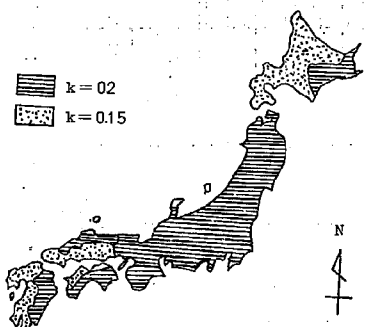


図 1.4 建造物設計基準規程による国鉄の施設に対する標準設計水平震度の地域区分

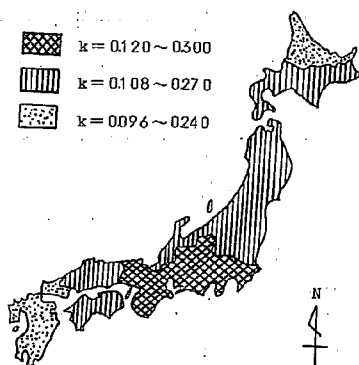


図 1.7 建築物に対する標準設計水平震度の地域区分

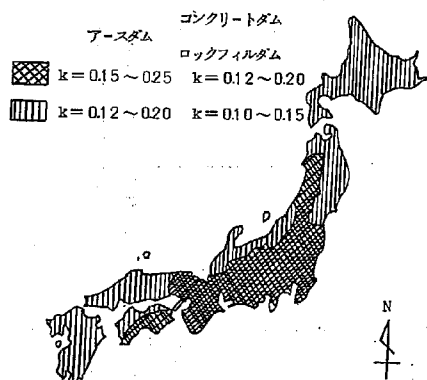
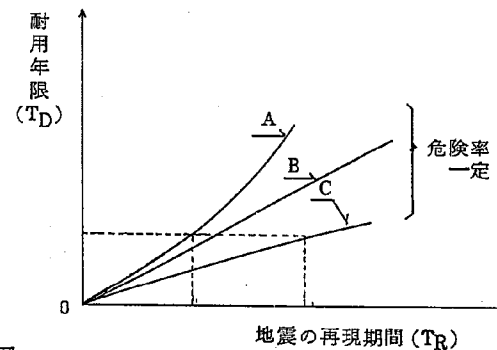
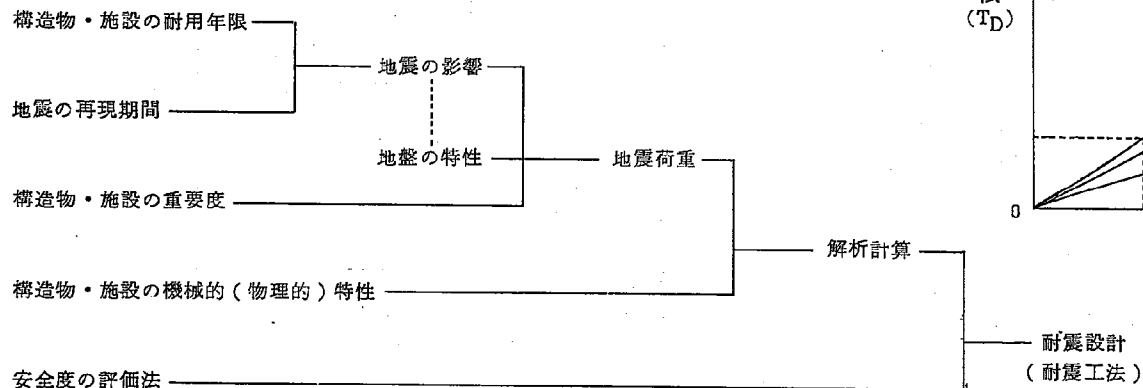


図 1.5 ダム設計基準による標準設計水平震度の地域区分

1.5 構造物・施設の地震防災上の重要度



1.6 耐震設計法の適用区分

耐震設計法		適用の対象(現況)
震度法		一般の構造物
応答変位法		地中構造物
修正震度法		長周期構造物
動的解析法	線型解析 非線型解析	長大構造物
	計算 実験	
適用せず(慣用工法)		低盛土、斜面等

1.7 共通耐震設計指針策定に係わる土木研究所の分担事項

1. 現行規定（運用を含む）の収集整理
2. 現行規定相互間の相違点の分析
3. 重要度に関するアンケート調査
4. 耐震設計法の適用区分
5. 既設構造物・施設の耐震性向上の手法 （耐 専）
6. 現行規定相互間の相違点の解消 （ " ）
7. 耐用年限の認定に関する理念の誘導 （ " ）
8. 安全度の判定手法の誘導 （ " ）
9. 規定細目の起案
10. 共通指針の主要事項の起案

1.8 作業工程

	5.0（下）	5.1（上）	5.1（下）
共通耐震設計指針の主要事項（枠 組）	←→		
" "（条 文）		←→	
" 細 目		←→	
各種の調査解析検討	←→		

2. 耐震設計上の重要度に関するアンケート

2.1 アンケートの内容

(1) 設問第Ⅰ群 地域特性と耐震設計上の重要度

これは構造物とその位置する地域の特性に関する設問で、その地域が地震を受けたと想定した際どのような状況になるかを考えて頂き、その結果耐震設計上考慮する構造物の重要度について以下の設問 1-1 ～ 1-6 にお答え下さい。(回答は回答用紙に記入下さい)

設問 1-1 人口密度

我々の住んでいる地域の人口密度に応じて重要度は異なるものとするべきであるか。

- (1) 人口の稠密な地域にのみ重点を置くべきではないという考え方から、全ての地域は、同等の重要度とする。
- (2) 人口密度が高く、人口の絶対数の多い地域は重要度を高くとる。
- (3) 人口密度の高い地域は重要度を高くとる。

設問 1-2 土地利用形態

我々の住んでいる地域の土地利用形態には種々の分類が考えられるが、それら地域の土地利用形態によって重要度をどうすべきであるか。

- (1) 地震のように広範な地域にその影響を及ぼす災害に対し、現在の我国において見られるような住居、農業、商業、工業等渾然とした土地利用形態下では重要度を変える必要はない。
- (2) 住居、農業、商業、工業等渾然とはしているが細かく見た際、それぞれの土地利用形態に応じて重要度を設けるべきである。

設問 1-3 自然条件(地震は除く)

現在の知識では地形、気象および海象の自然条件と地震災害の関係について十分な知識を持っている訳ではないが、これら自然条件の異なる地域に応じて重要度を変える必要があるか。

- (1) 変えるべきである。
- (2) 変える必要はない。
- (3) どちらとも云えない。

設問 1-4 住・工・危険物の混在

臨海工業地帯、原子力発電所、消防法上の危険物集積所や、また我々の生活する身近にも家庭ガス、暖房油、ガソリン等が存在しているが、これらのものの集積度によって重要度を変える必要はあるか。

- (1) 現在の社会生活においては上記のものは常に身近にあるものと考えられるので、それらの集積度によって重要度を変える必要はない。

- (2) 上記のものは、それ自体において自己発災を防止すべきであり、それらに対する規制を適切に行なうべきものであって、受災する側の構造物の重要度を変える必要はない。
- (3) 上記のものの集積度が高い地域ではその規模に応じて段階的に重要度を高くする。

設問 1-5 二次災害

地震による災害は、一次被害と言われる構造物自体の震害の他に火災又は水害による二次的な被害も大きいと言われている。現在建築物等では火災の危険に備えて建物の不燃化および防災施設の充実が叫ばれているが、ある地域の不燃化率又は地盤高の高低によって重要度を変える必要があるか。

- (1) 不燃化率や地盤高が高い地域であっても、それは平均値であり、地域内には依然災害発生要因をかかえている以上重要度を変える必要はない。
- (2) 地域の不燃化率や地盤高の高低に応じて段階的に構造物の重要度を変える。
- (3) 不燃化率が低い地域のみ構造物の重要度を高くする。
- (4) 地盤高が低い地域のみ構造物の重要度を高くする。

設問 1-6 オープンスペース

都市には、公園や河川敷のように地域によってはオープンスペースが存在するところもあるが、このオープンスペースの有無に応じて重要度を変える必要があるか。

- (1) 地震は短時間にその現象の終結するものであり、災害時においてオープンスペースの有無は被害に直接影響することは少いので重要度を変える必要はない。
- (2) 避難地、防火帯および緩衝帯としてオープンスペースが確保されている場合にはその程度に応じて背後地の構造物の重要度を低減してもよい。

(2) 設問第Ⅱ群 構造物の機能と耐震設計上の重要度

構造物はその用途に応じて種々の機能を持ち、また利用する側から見た際にもその有する機能には多くの側面が付随している。

そこで構造物の機能と耐震設計上の重要度に関する以下の設問（2-1～2-5）にお答え下さい。

設問 2-1 利用度

構造物の利用度は設置場所、時間、曜日等によって異なり、また同一規模の構造物であってもその用途により利用度は異なってくるが、これら構造物の利用度と重要度によって重要度を変える必要があるか。

- (1) 道路における交通量、建物における収容人員等、構造物の利用度が構造物によって異なる場合であってもある程度人命の被害はさけられないので重要度を変える必要はない。
- (2) 利用度の高い構造物は、震災による影響もより大きいので重要度を高くする。

設問 2-2 必要度

地震災害を被ると我々の個人的な生活のみならず、社会生活にも少なからずその影響があるが、その際災害時における構造物の必要度に応じて重要度を変える必要があるか。

- (1) 避難路、病院等災害時において必要度の高い全ての構造物に対し、その必要度に応じて重要度を変えるべきである。
- (2) 地震災害のように社会機能が一時的に崩壊すると考えられる現象に対しては構造物の必要度に応じた重要度を設ける必要はない。

設問 2-3 迷惑度

構造物が地震の被害にあい、その結果構造物が倒壊または火災等によって他の構造物に被害を及ぼす可能性の高い度合に応じて重要度を変える必要はあるか。

- (1) 地震災害において構造物自体の被害発生による波及性については、その社会生活に対する影響度によって重要度を考慮する根拠はない。
- (2) 構造物それ自体の被災によって他の構造物に多大な影響を及ぼす構造物に対しては、その影響度によって重要度をかえるべきである。

設問 2-4 代替性

各種構造物が震害にあい、その機能が停止したときに、ただちに他の構造物によって従来の機能が維持できるような代替物の充実の程度に応じて重要度を変える必要はあるか。

- (1) 地震災害のような、その被害予測が困難な現象に対して、平常時に代替物と考えていた構造物が必ずしも有効に機能しない恐れがあるので、重要度を変える必要はない。
- (2) 地震時においても必要最低限の機能を確保する為、代替性の程度に応じて構造物の重要度を変えるべきである。

設問 2-5 機能回復の難易

構造物が地震災害を受けた後に、その機能回復に要する時間に応じて重要度を変える必要はあるか。

- (1) 構造物が果たしている機能をのみ復旧する際には応急施設の準備等により対換すべきであり、構造物自体の設計時には機能回復に要する時間によって重要度を変える必要はない。
- (2) 機能回復に要する時間に応じて重要度を変えるべきである。

2-2 回答の集計結果

今回実施した耐震設計上の重要度に関するアンケート調査は本プロジェクトの関係者およびこれに関連する学識経験者を対象として行なった。

アンケート調査の結果を下記に示す。

表 2・1

調査の対称者数	回 答 者 数	回 答 率
463 名	244 名	52.7 %

設問 1-1 〔人口密度〕 回答者数 240 名

回 答	回 答 者 率 (%)									
	10	20	30	40	50	60	70	80	90	
1										
2										
3										

設問 1-2 〔土地利用形態〕 回答者数 237 名

回 答	回 答 者 率 (%)									
	10	20	30	40	50	60	70	80	90	
1										
2										

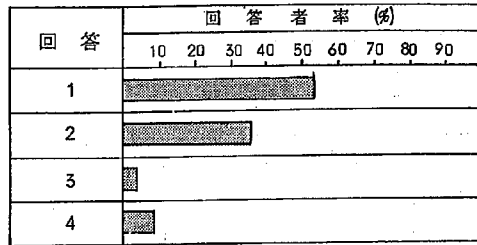
設問 1-3 〔自然条件〕 回答者数 237 名

回 答	回 答 者 率 (%)									
	10	20	30	40	50	60	70	80	90	
1										
2										
3										

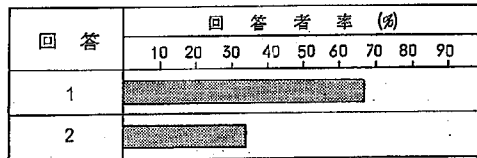
設問 1-4 〔住・工・危険物の混在〕 回答者数 243 名

回 答	回 答 者 率 (%)									
	10	20	30	40	50	60	70	80	90	
1										
2										
3										

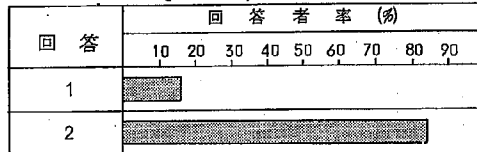
設問 1-5 〔二次災害〕 回答者数 230名



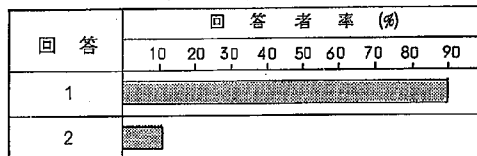
設問 1-6 〔オープンスペース〕 回答者数 237名



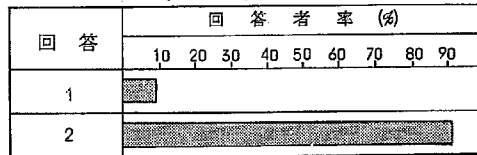
設問 2-1 〔利用度〕 回答者数 241名



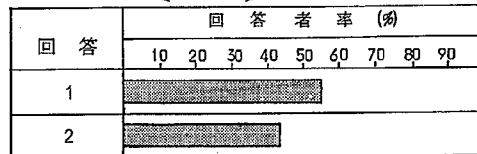
設問 2-2 〔必要度〕 回答者数 244名



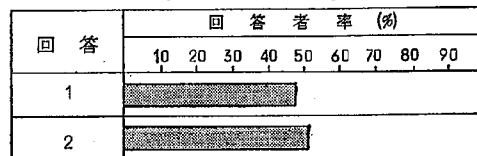
設問 2-3 〔迷惑度〕 回答者数 242名



設問 2-4 〔代替性〕 回答者数 241名



設問 2-5 〔機能回復の難易〕 回答者数 239名



3. 幹事会開催経過

特別幹事会の開催経過は下記のとおりである。

回 次	開催年月日、場所	出席者・議 事
第 1 回	5 0. 1 2. 1 5 東海大学校友会館 (霞ヶ関ビル)	出席者：前川幹事長他 2 8 名 議 事：共通耐震設計指針策定方針について

小幹事会の開催経過は、下記のとおりである。

回 次	日 時	場 所
第 1 回	5 0. 1 0. 3	国土開発技術研究センター会議室
第 2 回	5 0. 1 1. 1 3	"
第 3 回	5 0. 1 2. 1 0	"
第 4 回	5 0. 1 2. 1 5	"
第 5 回	5 1. 3. 1	東海大学校友会館 (霞ヶ関ビル)