

新耐震設計法の開発

51-I-2-(1)・土・報・委・1

51-II-1-(3)・土・報・委・1

51-III-1-(1)・土・報・委・4

51-III-1-(2)・土・報・委・4

51-III-2-(3)・土・報・委・3

51-IV-1-(3)・土・報・委・3

51-V-1-(1)・土・報・委・2

51-V-2-(2)・土・報・委・1

土木研究所資料 第1250号

昭和51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総合報告書

- 標準設計地震入力に関する研究—
- 盛度および斜面の震害判定法に関する研究—
- 橋脚の弾塑性特性に関する研究—
- 橋脚の動的挙動に関する研究—
- 土木構造物材接合部の耐震強度に関する研究—
- 橋梁下部工と地盤の相互作用に関する研究—
- 共通耐震設計体系に関する研究—
- 地中埋設管の耐震設計法に関する研究—

昭和52年3月

建設省土木研究所

序 文

建設省においては、ますます高度化する技術のニーズに対応するため、研究テーマが包括的で行政ニーズが高く、かつ研究分野が多領域にわたり、官学民の技術力を結集する必要性の高いものを特に選んで総合技術開発プロジェクトを設け、研究を実施してきております。昭和47年度以降この趣旨に沿って、「新耐震設計法の開発」をはじめとして数課題について研究開発を実施しております。

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、地震工学の分野の研究の進展、国内外の地震による被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く耐震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。昭和48年度以降は、建設省土木研究所から(財)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」を設置して、多くの分野の方々が研究に御参加いただきました。上記委員会における研究の成果によって本プロジェクトの成果の総括ともいうべき「新耐震設計法案」が建設省の手によってとりまとめられる運びとなりました。

したがって、ここにおける研究成果は「新耐震設計法案」を通じて建設行政に反映されていくものと確信いたします。

このプロジェクトは昭和51年度をもって終了するわけですが、「新耐震設計法案」を各種の構造物の指針として適用するよう今後も努力を続けるとともに、さらに地震災害を軽減するための地域計画、国土利用計画に関する研究へと発展させていくことが必要であると思われます。

最後に、上記委員会の活動に御協力頂いた委員各位、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。

昭和52年3月

建設省土木研究所長

市 原 薫

ま え が き

耐震技術開発研究委員会は耐震工学の土木・建築の両分野における技術を結集し、新耐震設計法を開発すべく昭和48年度以降研究活動を行ってきましたが、ここに4年間にわたる活動を終了することになりました。したがって本年度は前年度に引き続き基礎構造、コンクリート部材、鋼部材の耐震性、ならびに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たほかこれまでの研究成果のとりまとめを行いました。これらの研究から、建設省が総合技術開発プロジェクト「新耐震設計法の開発」の成果として、土木・建築の両分野に共通する耐震設計の基本的諸事項を体系づけた「新耐震設計法(案)」をとりまとめたことは喜ばしいことであります。

もとより、「新耐震設計法(案)」の策定方針は、従来の技術的慣行を尊重しつつ、できる限り新しい研究開発の成果をとり入れていくことでありますので、本委員会もまたこれに沿って研究を進めて参りました。

本研究委員会に設置した各部会の研究成果は最新の知識を示すものでありますが、なお研究の蓄積を図る必要のある事項あるいは従来の技術的慣行との連続性など検討すべき余地を残している事項もあり、これらについては今後のより一層高度な研究開発を期待するものであります。本研究委員会における研究成果である本報告書が、多方面の分野における技術者、研究者に資料を提供することとなり、広く活用されて、地震防災技術の向上発展に寄与することを期待します。

最後に、本委員会に参加され、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。

昭和52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	石 原 研 而	東京大学工学部	〒 113 (812)2111 文京区本郷7-3-1
・	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
・	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
・	大 橋 昭 光	建設省土木研究所地震防災部	〒 280 0472(51)1251 千葉市穴川4-12-52
・	尾 坂 芳 夫	東北大学工学部	〒 980 0222(22)1800 仙台市荒巻字青葉
・	角 田 和 夫	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
・	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 伸志夫	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	石川島播磨重工業株式会社重機プラント事業本部	〒 100 (244)5611 千代田区大手町2-2-1
・	高 瀬 三 郎	(財)国土開発技術研究センター	〒 105 (503)0391 港区芝西久保明舟町16-15森ビル
・	玉 野 治 光	首都高速道路公団保全施設部	〒 100 (502)7311 千代田区豊ヶ関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
・	中 本 至	建設省河川局防災課	〒 100 (580)4311 千代田区豊ヶ関2-1-3
・	伯 野 元 彦	東京大学地震研究所	〒 113 (812)2111 文京区弥生1-1-1
・	福岡 正 巳	東京大学工学部	〒 113 (812)2111 文京区本郷7-3-1

	氏 名	所 属	所 在 地 (TEL)
委 員	前 川 喜 寛	(財)日本建築センター	〒 104 (531)6351 中央区晴海1-14-16
・	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	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
幹 事	栗 林 栄 一	建設省土木研究所地震防災部	〒 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
・	岡 本 隆 一	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
・	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
・	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
・	岩 崎 敏 男	建設省土木研究所地震防災部	〒 280 0472(51)1251 千葉市穴川4-12-52
・	田 崎 忠 行	建設省土木研究所地震防災部	〒 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 港区芝西久保明舟町16 15森ビル
・	奥 村 博 昭	(財)国土開発技術研究センター研究部	〒 105 (503)0391 港区芝西久保明舟町16 15森ビル

耐震技術開発研究委員会前委員および前幹事

委	員	長 尾 満	前建設省土木研究所
	"	川 上 賢 司	前建設省土木研究所
	"	畠 山 伸 一	建設省河川局防災課
幹	事	山 村 和 也	前建設省土木研究所機械施工部
	"	駒 田 敬 一	前建設省土木研究所構造橋梁部
	"	飯 田 裕	前建設省土木研究所構造橋梁部
	"	松 野 三 朗	前(財)国土開発技術研究センター研究部
	"	井 出 鎮 生	前(財)国土開発技術研究センター研究部
	"	城 江 利 彦	前(財)国土開発技術研究センター研究部

耐震技術開発研究委員会 基礎工部会委員名簿

	氏 名	所	所 在 地 (TEL)
部 会 長	鈴 木 俊 男	石川島播磨重工業株式会社重機プラント事業本部	〒 100 (244)5611 千代田区大手町2-2-1
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
・	青 柳 史 郎	株式会社長大橋設計センター	〒 104 (553)3877 中央区湊1-1-12
・	荒 川 直 士	日本道路公団沼田工事事務所	〒 378 0278(3)4380 沼田市西倉内町828
・	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
・	大 橋 勝 弘	日本国有鉄道構造物設計事務所	〒 151 (379)4371 渋谷区代々木2-2-6
・	小 野 正 二	日本道路公団試験所	〒 194-01 0427(91)1621 町田市山崎町1789
・	岸 田 英 明	東京工業大学工学部	〒 152 (726)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工務部	〒 105 (434)7281 港区芝久保城山町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 田 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
・	鷗 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	東京理科大学理工学部	〒 278 0471(24)1501 野田市山崎東亀山
・	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
・	新 田 篤 志	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

	氏 名	所 属	所 在 地 (TEL)
委 員	広 瀬 荘八郎	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 港区青山2-5-8
	・ 松 本 忠 夫	阪神高速道路公団大阪第一建設部	〒 556 06(643)5951 大阪市浪速区日本橋筋3-39 カトビル
	・ 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
	・ 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	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	・ 和 田 克 哉	首都高速道路公団第一維持事務所	〒 104 (552)1441 中央区新富町1-1-3
	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
	・ 大 橋 昭 光	建設省土木研究所地震防災部	〒 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	建設省土木研究所地震防災部	〒 280 0472(51)1251 千葉市穴川4-12-52
	・ 栗 林 栄 一	建設省土木研究所地震防災部	〒 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
	・ 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
	・ 龍 岡 文 夫	建設省土木研究所地震防災部	〒 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 港区芝西久保明舟町16 15森ビル
	・ 奥 村 博 昭	(財)国土開発技術研究センター研究部	〒 105 (503)0391 港区芝西久保明舟町16 15森ビル

耐震技術開発研究委員会基礎工部会前委員および前幹事

委 員	渡 辺 恒 喜	前北海道開発局土木試験所第二研究部
	錦 勝 郎	前久保田鉄工株式会社スパイラル鋼管営業部
	野 口 義 教	前北海道開発局土木試験所第二研究部
	吉 田 修	前本州四国連絡橋公団設計第二部
委託者側委員	足 立 義 雄	前建設省土木研究所構造橋梁部
	山 川 朝 生	前建設省土木研究所構造橋梁部
	駒 田 敬 一	前建設省土木研究所構造橋梁部
	大久保 忠 良	前建設省土木研究所構造橋梁部
センター幹事	松 野 三 朗	前(財)国土開発技術研究センター研究部
	井 出 鎮 生	前(財)国土開発技術研究センター研究部
	城 江 利 彦	前(財)国土開発技術研究センター研究部

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 (379)4376 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 洽	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	首都高速道路公団海岸線建設局	〒 105 (437)1021 港区海岸1-9-18
	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
	大 橋 昭 光	建設省土木研究所地震防災部	〒 280 0472(51)1251 千葉市穴川4-12-52
	太 田 爽	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	建設省土木研究所地震防災部	〒 280 0472(51)1251 千葉市穴川4-12-52
	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

	氏 名	所 属	所 在 地 (TEL)
委託者側 委 員	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
・	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	建設省土木研究所地震防災部	〒 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 港区芝西久保明舟町16 15森ビル
・	奥 村 博 昭	(財)国土開発技術研究センター研究部	〒 105 (503)0391 港区芝西久保明舟町16 15森ビル

耐震技術開発研究委員会コンクリート部会前委員および前幹事

委 員	宮 田 尚 彦	前日本国有鉄道構造物設計事務所
委託者側委員	大久保 忠 良	前建設省土木研究所構造橋梁部
”	朝 倉 肇	前建設省土木研究所構造橋梁部
”	国 広 哲 男	建設省土木研究所構造橋梁部
センター幹事	松 野 三 朗	前財)国土開発技術研究センター研究部
”	井 出 鎮 生	前財)国土開発技術研究センター研究部
”	城 江 利 彦	前財)国土開発技術研究センター研究部

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
・	阿 部 龍 介	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
・	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 浜 昭 次	新日本製鉄株式会社鉄構海洋事業部長大橋梁 部設計工務課	〒 100 (242)4111 千代田区大手町2-6-3
・	葛 西 俊一郎	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
・	加 藤 勉	東京大学工学部	〒 113 (812)2111 文京区本郷7-3-1
・	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 凱 夫	株式会社神戸製鋼所構造研究所	〒 606 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 文京区弥生2-11-16
・	原 道 彦	川崎製鉄株式会社構造技術センター	〒 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 千代田区麴町5-7-2 31森ビル
・	山 崎 徳 也	川崎製鉄株式会社構造技術センター	〒 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
・	大 橋 昭 光	建設省土木研究所地震防災部	〒 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
・	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

	氏 名	所 属	所 在 地 (TEL)
委託者側 委 員	栗 林 栄 一	建設省土木研究所地震防災部	〒 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
	佐 藤 弘 史	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
	金 井 道 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
	田 崎 忠 行	建設省土木研究所地震防災部	〒 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 港区芝西久保明舟町16-15森ビル
	奥 村 博 昭	(財)国土開発技術研究センター研究部	〒 105 (503)0391 港区芝西久保明舟町16-15森ビル

耐震技術開発研究委員会鋼構造部会前委員および前幹事

委 員	加 藤 正 晴	首都高速道路公団工務部
"	大 冢 雄 右	前株式会社神戸製鋼所構造研究所
委託者側委員	小 林 茂 敏	建設省土木研究所地質化学部
"	藤 原 稔	前建設省土木研究所構造橋梁部
"	飯 田 裕	前建設省土木研究所構造橋梁部
"	池 村 雅 司	前建設省土木研究所構造橋梁部
"	大久保 忠 良	前建設省土木研究所構造橋梁部
"	井 上 啓 一	前建設省土木研究所構造橋梁部
センター幹事	松 野 三 朗	前(財)国土開発技術研究センター研究部
"	井 出 鎮 生	前(財)国土開発技術研究センター研究部
"	城 江 利 彦	前(財)国土開発技術研究センター研究部

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 文京区弥生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	伊 藤 幸爾郎	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
・	今 井 五 郎	五洋建設株式会社技術研究所	〒 231 045(621)0284 横浜市中区本牧大里町86-2
・	今 井 常 雄	株式会社応用地質調査事務所浦和研究所	〒 3.36 0488(82)5371 浦和市大田窪2-2-19
・	小山田 欣 裕	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
・	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	気象庁地震観測所	〒 381-12 0262(78)2825 長野市松代町西条
・	北 川 良 和	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
・	小 林 啓 美	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2-12-1
・	佐 伯 光 昭	日本技術開発株式会社	〒 160 (202)5111 新宿区西大久保3-10
・	佐 藤 裕	建設省国土地理院地殻調査部	〒 153 (713)0141 目黒区東山3-24-13
・	嶋 悦 三	東京大学地震研究所	〒 113 (812)2111 文京区弥生1-1-1
・	高 橋 忠	(財)電力中央研究所土木技術研究所	〒 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	(財)電力中央研究所土木技術研究所地盤副課部	〒 270 0471(82)1181 我孫子市我孫子1646
・	土 岐 憲 三	京都大学防災研究所	〒 611 0774(32)3111 宇治市五ヶ庄
・	友 沢 武 昭	株式会社長大橋設計センター	〒 104 (553)3877 中央区湊1-1-12
・	藤 原 俊 郎	日本国有鉄道鉄道技術研究所	〒 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式会社技術センター	〒 145 (727)6158 大田区石川町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

	氏 名	所 属	所 在 地 (TEL)
委 員	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 2-1 2-1
委託者側 委 員	大 橋 昭 光	建設省土木研究所地震防災部	〒 280 0472(51)1251 千葉市穴川 4-1 2-5 2
・	岩 崎 敏 男	建設省土木研究所地震防災部	〒 280 0472(51)1251 千葉市穴川 4-1 2-5 2
・	岡 本 隆 一	建設省土木研究所地質化学部	〒 113 (942)2141 文京区本駒込 2-2 8-3 2
・	太 田 爽	建設省土木研究所地質化学部	〒 113 (942)2141 文京区本駒込 2-2 8-3 2
・	城 島 誠 之	建設省土木研究所ダム部	〒 115 (901)0541 北区志茂 5-4 1-7
・	安 江 朝 光	建設省土木研究所砂防部	〒 115 (901)0541 北区志茂 5-4 1-7
・	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 4-1 2-5 2
・	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 4-1 2-5 2
・	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 4-1 2-5 2
・	栗 林 栄 一	建設省土木研究所地震防災部	〒 280 0472(51)1251 千葉市穴川 4-1 2-5 2
・	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 3-2 8-8
・	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 4-1 2-5 2
・	若 林 進	建設省土木研究所地震防災部	〒 280 0472(51)1251 千葉市穴川 4-1 2-5 2
・	龍 岡 文 夫	建設省土木研究所地震防災部	〒 280 0472(51)1251 千葉市穴川 4-1 2-5 2
・	常 田 賢 一	建設省土木研究所地震防災部	〒 280 0472(51)1251 千葉市穴川 4-1 2-5 2
・	川 島 一 彦	建設省土木研究所地震防災部	〒 280 0472(51)1251 千葉市穴川 4-1 2-5 2
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 港区芝西久保明舟町 1 6 15 森ビル
・	奥 村 博 昭	(財)国土開発技術研究センター研究部	〒 105 (503)0391 港区芝西久保明舟町 1 6 15 森ビル

耐震技術開発研究委員会地震力・地盤部会前委員および前幹事

委 員	原 田 健 久	前建設省国土地理院地殻活動調査部
委託者側委員	駒 田 敬 一	前建設省土木研究所構造橋梁部
	飯 田 裕	前建設省土木研究所構造橋梁部
	大久保 忠 良	前建設省土木研究所構造橋梁部
"	国 広 哲 男	建設省土木研究所構造橋梁部
"	羽 立 隆 幸	建設省土木研究所地震防災部
センター幹事	松 野 三 朗	前(財)国土開発技術研究センター研究部
"	井 出 鎮 生	前(財)国土開発技術研究センター研究部
"	城 江 利 彦	前(財)国土開発技術研究センター研究部

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 文京区本郷7-3-1
,	伊 藤 学	東京大学工学部	〒 113 (812)2111 文京区本郷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 大手前合同庁舎第一号館
,	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
,	佐々木 道 夫	新日本技研株式会社	〒 162 (267)1745 新宿区市谷田町3-8
,	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
,	高 田 孝 信	東洋大学工学部	〒 350 0492(31)1211 川崎市鯉井字中野台2100
,	高 橋 陽 一	北海道開発庁企画室	〒 100 (581)9111 千代田区霞ヶ関3-1-1
,	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 文京区弥生1-1-1
,	林 聰	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	(財)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
,	馬 場 恭 平	電源開発株式会社土木設計部	〒 100 (212)2211 千代田区丸の内1-8-2
,	松 本 忠 夫	阪神高速道路公団大阪第一建設部	〒 556 06(643)5951 大阪市浪速区日本橋筋3-39
,	三 瀬 納	日本道路公団技術部	〒 102 (230)0111 千代田区麩町5-7-2 31森ビル
,	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	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
,	清 水 孝 一	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
,	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

	氏 名	所 属	所 在 地 (TEL)
委 員	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
	奥 井 英 夫	建設省都市局下水道部公共下水道課	〒 100 (580)4311 千代田区霞ヶ関 2-1-3
	大 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 大 造	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 広)	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	大 橋 昭 光	〒 280 0472(51)1251 千葉市穴川 4-12-52
		栗 林 栄 一	〒 280 0472(51)1251 千葉市穴川 4-12-52
		岩 松 幸 雄	〒 113 (942)2141 文京区本駒込 2-28-32
		岡 本 隆 一	〒 113 (942)2141 文京区本駒込 2-28-32
		太 田 実	〒 113 (942)2141 文京区本駒込 2-28-32
		城 島 誠 之	〒 115 (901)0541 北区志茂 5-41-7
		安 江 朝 光	〒 115 (901)0541 北区志茂 5-41-7
		沢 田 健 吉	〒 280 0472(51)1251 千葉市穴川 4-12-52
		矢 作 柁	〒 280 0472(51)1251 千葉市穴川 4-12-52
		佐 伯 彰 一	〒 280 0472(51)1251 千葉市穴川 4-12-52
		岩 崎 敏 男	〒 280 0472(51)1251 千葉市穴川 4-12-52
		塩 井 幸 武	〒 160 (361)4151 新宿区百人町 3-28-8
		田 崎 忠 行	〒 280 0472(51)1251 千葉市穴川 4-12-52
	センター 幹 事	立 石 俊 一	〒 105 (503)0391 港区芝西久保明舟町 16 15 森ビル
		奥 村 博 昭	〒 105 (503)0391 港区芝西久保明舟町 16 15 森ビル

耐震技術開発研究委員会耐震設計専門部会前委員および前幹事

委 員	池 田 精	前建設省都市局街路課
”	山 崎 卓 郎	前建設省計画局宅地開発課
”	結 城 康 雄	前建設省大臣官房技術調査室
”	後 藤 尚 男	京 都 大 学 工 学 部
”	十 倉 義	前建設省都市局下水道部公共下水道課
”	佐々木 賢 一	前建設省河川局防災課
委託者側委員	国 広 哲 男	建設省土木研究所構造橋梁部
センター幹事	城 江 利 彦	前(財)国土開発技術研究センター研究部

委員会活動の経過

昭和48年度

耐震技術開発研究委員会

委員会 2回

基礎工部会

部会 2回 幹事会 6回

コンクリート部会

部会 2回 幹事会 2回

鋼構造部会

部会 2回 幹事会 1回

昭和49年度

耐震技術開発研究委員会

委員会 2回 幹事会 1回

基礎工部会

部会 3回 幹事会 9回

コンクリート部会

部会 4回 幹事会 4回

鋼構造部会

部会 2回 幹事会 6回

地震力・地盤部会

部会 4回 幹事会 4回

昭和50年度

耐震技術開発研究委員会

委員会 2回

基礎工部会

部会 4回 幹事会 5回

コンクリート部会

部会 3回 幹事会 7回 見学会 2回

鋼構造部会

部会 2回 幹事会 2回 見学会 3回

地震力・地盤部会

部会 3回 幹事会 8回

耐震設計専門部会

部 会 1回 幹 事 会 1回

昭和51年度

耐震技術開発研究委員会

委 員 会 3回

基 礎 工 部 会

部 会 4回 幹 事 会 4回 見 学 会 1回

コンクリート部会

部 会 3回 幹 事 会 9回

鋼 構 造 部 会

部 会 3回 幹 事 会 3回 見 学 会 2回

地震力・地盤部会

部 会 3回 幹 事 会 6回

耐震設計専門部会

部 会 3回 幹 事 会 6回

目 次

序 文

ま え が き

委 員 名 簿

委員会活動の経過

1. 総 説	1
1.1 概 要	1
1.2 標準設計地震入力に関する研究成果	1
1.3 盛土および斜面の震害判定法に関する研究成果	1
1.4 橋脚の弾塑性特性に関する研究成果	1
1.5 橋脚の動的挙動に関する研究成果	2
1.6 構造部材接合部の耐震強度に関する研究成果	2
1.7 構造物と地盤の相互作用に関する研究成果	2
1.8 共通耐震設計体系に関する研究成果	3
1.9 地中埋設管の耐震設計法に関する研究成果	3
2. 基礎工部会の研究成果の概要	5
2.1 概 説	5
2.2 研究内容および研究成果	5
2.2.1 昭和48年度	5
2.2.2 昭和49年度	6
2.2.3 昭和50年度	7
2.2.4 昭和51年度	9
2.3 総合的研究成果	43
付2.1 審 議 経 過	48
付2.2 資 料 目 録	49
3. コンクリート部会の研究成果と概要	51
3.1 概 説	51
3.2 研究内容および研究成果	51
3.2.1 昭和48年度	51

3.2.2 昭和49年度	54
3.2.3 昭和50年度	60
3.2.4 昭和51年度	67
3.3 総合的研究成果	84
付3.1 審 議 経 過	86
付3.2 資 料 目 録	88
4. 鋼構造部会の研究成果の概要	93
4.1 概 説	93
4.2 研究内容および研究成果	93
4.2.1 昭和48年度	93
4.2.2 昭和49年度	94
4.2.3 昭和50年度	95
4.2.4 昭和51年度	95
4.3 総合的研究成果	113
付4.1 審 議 経 過	114
付4.2 資 料 目 録	115
5. 地震力・地盤部会の研究成果の概要	119
5.1 概 説	119
5.2 研究内容および研究成果	121
5.2.1 昭和49年度	121
5.2.2 昭和50年度	121
5.2.3 昭和51年度	123
(1) 地震力に関する研究成果	123
(2) 地盤に関する研究成果	150
5.3 総合的研究成果	198
付5.1 審 議 経 過	199
付5.2 資 料 目 録	200
6. 耐震設計専門部会の研究結果と概要	203
6.1 概 説	203
6.2 研究内容および研究成果	203

6.2.1 昭和50年度	203
6.2.2 昭和51年度	203
6.3 総合的研究成果	203
付6.1 審議経過	206
付6.2 資料目録	207
付6.3 新耐震設計法	209
7 耐震技術開発研究委員会研究成果	245
付属資料(共通耐震設計指針策定特別委員会関係)	247

1. 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・解析を実施するとともに、本年度は耐震技術に関する研究開発の最終年度として現在までに実施された研究成果の総とりまとめを行なった。これを以下に概説する。

1.2 盛土および斜面の震害判定法に関する研究成果

(1) 従来実施されてきた土の動的性質に関する各種の室内試験結果を検討し、土の動的性質の一般的傾向を提示した。

(2) 盛土等の土構造物の耐震計算法として、主に円弧すべり法をとりあげ、土構造物に考えるべき設計震度の大きさ、計算方法、安全性の指標等について検討した。

(3) 盛土等の土構造物を対象とし、比較的最近の地震による被害例を統一的に整理し、土構造物の震害に与える各種要因の影響および地盤の諸元と土構造物の被害程度の関係を求めた。また、濃尾平野地区を例にとり、地震震害（主に流動化）発生地点における地盤特性を調査した。

1.3 標準設計地震入力に関する研究成果

(1) 強震記録を地震諸元、地盤条件の観点から検討し、加速度記録の特性値と地震諸元および地盤条件の関係を多変量統計解析により分析した。

(2) 応答スペクトルに与える地震諸元および地盤条件の影響を数量化理論により解析し、地盤の最大加速度の平均値および応答加速度の平均値を地震のマグニチュード ($5.4 \leq M \leq 7.9$)、震央距離 ($10 \leq \Delta \leq 200 \text{ km}$) 地盤条件 (1種～4種) を与えることにより求めることができるようになった。

(3) 気象庁保有の資料に基づいて、西暦416年～1976年4月の間に我国の国内および周辺部で発生した地震について統計資料を整備し、期間、中心地点、半径、マグニチュードを与えて震央をプロットする電算プログラムを開発した。

1.4 橋脚の弾塑性特性に関する研究成果

(1) 補剛された板で構成される鋼製橋脚の耐震設計上の限界状態を明らかにするために、圧縮力を受ける補剛板の弾塑性耐荷力に関する実験を行なった。さらに最大耐荷力を越えた状態で繰り返し載荷を行なって、補剛板の地震時の耐荷力、変形性能を明らかにした。

(2) 曲げモーメントと軸方向力を受ける箱形断面部材、円形断面部材の繰り返し載荷実験を行ない、鋼

製橋脚の地震時の耐力特性、変形性能を明らかにした。

- (3) 諸外国の鋼構造物耐震設計基準について収集、とりまとめを行なった。
- (4) 円形断面部材の断面変形を考慮した耐力について理論解析を継続した。
- (5) 補剛板で構成される、鋼製橋脚の各種設計基準による比較設計を行なった。

1.5 橋脚の動的挙動に関する研究成果

- (1) 従来の各種の基礎工の力学的性状を兼ね備えた矢板式基礎（集成部材基礎）の構造特性を模型実験、および理論解析によって分析した。
- (2) 矢板式基礎の設計算式を提案するとともに、くい基礎からケーソン基礎までの力学的連続性を解明した。
- (3) 矢板式基礎の現場実験及び施工例の調査を実施し、それらについて整理した。
- (4) 矢板式基礎の頂版と矢板の接合部の力学的挙動を解明し、頂版の設計法についてまとめた。
- (5) 仮締切兼用矢板式基礎の場合の仮締切部の設計法についてまとめた。
- (6) 多柱式基礎の設計法を提案した。
- (7) 多柱式基礎の現場実験例、施工例について調査を実施し、その構造特性、施工特性についてまとめた。

1.6 構造部材接合部の耐震強度に関する研究成果

- (1) 前々年度および前年度に実施した鉄筋継手の実験を継続して行ない、耐震性を確認するとともに既往の研究資料を踏まえて鉄筋継手の耐震設計法をとりまとめた。
- (2) 前年度に引続き鉄筋コンクリート橋脚の地震時性状に関する研究を継続し、高橋脚の高さ方向の鉄筋量の決定等に関する研究成果をとりまとめた。
- (3) 鉄筋コンクリート部材の耐震設計において基準とすべき限界状態を定め、それに対応する基準細目を策定した。
- (4) 上記(1)～(3)の成果も設計基準(案)の形にとりまとめるとともに、新耐震設計法に盛り込むための作業を行なった。

1.7 構造物と地盤の相互作用に関する研究成果

- (1) 地盤と構造物の動的相互作用の解析例として新葛飾橋をとりあげ、橋脚の振動実験、全橋の振動実験、および地震観測等の実測結果と解析結果との比較を行なった。
- (2) 上記の動的相互作用解析の基礎資料を得るため、新葛飾橋の2地点において、物理探査、PS検層、標準貫入試験等の原位置調査を行なった。
- (3) 川崎市浮島公園で実施されている地中地震動の観測資料を基本資料とし、波動論による地盤の地震応答解析を行ない、解析結果と実測結果を比較検討した。

1.8 共通耐震設計体系に関する研究成果

上記 1.2～1.7 に概説した研究成果ならびに内外の耐震設計法および設計用地震力に関する諸規定の調査結果等の本委員会の研究成果を踏まえて建設省が策定した新耐震設計法(案)について審議し、成案化に努めた。

1.9 地中埋設管の耐震設計法に関する研究成果

鋼管および高分子管と、その代表的継手からなる供試体用管路の引張り実験、圧縮実験、曲げ実験、管軸心偏位実験、環片圧壊実験を実施した。その結果、昨年度の成果とも併せて、管継手系すなわち管路の種別毎の耐力と変形性能に関する資料を得、埋設管路の耐震設計法に対する調査を行った。

2. 基礎工部会の研究成果の概要

2.1 概 説

昭和48年度から実施された建設省の総合プロジェクトの「橋脚の耐震性に係る耐力と変形性能」に関する研究の一環として、基礎工部会では「矢板式基礎などくいを用いた基礎の施工性と構造特性に関する研究」を取り上げてきた。矢板式基礎、くい基礎は集成部材基礎ともいえるが、集成部材(くい)にある程度の一体性を持たせたのが矢板式基礎であり、また一体性のないものがくい基礎といえる。一方、集成部材間のずれ変形を起こさないものがケーソン基礎であるともいえる。矢板式基礎の構造特性を解明し、かつそれを一般的に考慮して設計法をつくり上げれば、自から基礎の設計法の統一化が具現される。このような観点のもとに、基礎工部会において研究をすすめてきたわけであるが、要約すれば以下に示す研究成果がえられたといえよう。

(1) 模型実験、現場実験、理論解析等の調査研究から矢板式基礎の構造特性をかなりの部分について解明することができた。また、それを通じて、くい基礎、ケーソン基礎の設計法のつながりについて検討し、矢板式基礎の設計法の提案になるべく、ひとつ試案を提出することができた。

(2) 多柱式基礎の施工調査を通じて、現行の設計法のまとめ、および提案を行なった。

2.2 研究内容および研究成果

2.2.1 昭和48年度

矢板式基礎で施工された各種の構造物の全数調査を行ない、設計、施工に関する条件、実績、技術的問題点などについてアンケート調査を実施した。また、載荷試験、振動試験、現場応力測定など各種の記録を収集し、技術的問題点を解明するための手がかりを得た。

(1) 施工実績の調査

矢板式基礎の施工例を、工事名、発注者、施工者、工事場所、着工年月日、工事規模(基本断面寸法、矢板寸法、基数)、矢板形式(形式、継手形式、継手長)、基本型式等に分類整理した。これによると、鋼管矢板の使用されている例が非常に多く、また、仮橋切替用方式の施工例が増加している。矢板式基礎が使用された例としては、橋梁基礎に用いられたものが47基(23橋)で圧倒的に多く、その他の例としては、溶鉱炉基礎などがある。

(2) 施工性の調査

矢板式基礎の施工性について、矢板屏風建込み方法、矢板打ち込み方法、打込み精度、打ち止まりの管理方法、打込み時のトラブル等について過去の施工例から分類整理した。これによると、矢板屏風建込み方法はパイプロハンマーを、また、矢板の打ち込み方法はディーゼルハンマーで行なっている例が過半である。打ち込み精度は、大方の例で、矢板の最大偏位量が10mm以下になっている。矢板の打ち止まりの

管理方法は、大半の例で貫入量、リバウンド量によっている。矢板打ち込み時の主なトラブルは、矢板の打ち込み困難である。

(3) 現場実験の調査

過去の施工例において、現場実験は17例について行なわれている。載荷試験は10例、振動試験10例行なわれている。これらについて、データの整理を行なった。

2.2.2 昭和49年度

(1) 矢板式基礎の全体特性

矢板式基礎の地震力に対する全体的な特性を解明するため、力学モデルの設定を行ない、計算法の定式化を行なった。

1) 線形補間法

継手部のずれ変形がないとした場合の解析解(弾性体のケーソン基礎)と、くい基礎の解析解を、継手部のせん断試験から求めた定数を用いて、線形配分して求める方法である。この方法は、既存の下部構造指針を用いているので、なじみ易くかつ単純であるが、矢板式基礎の挙動を正確にとらえて導いた方法ではないので、それ程精度の高い方法とはいえないが、実用的には使えると思われる。

2) 継手のずれ変形を考慮した方法

くい基礎は、くい間に継手がなく、つまり継手で完全にずれることを想定した計算法で行なわれる。矢板式基礎の場合もくい基礎と同じ考えに立つが、継手でずれ変形を起こすことを想定しながらも、ある程度の継手のせん断強度を期待しようという方法である。この仮定に基づいて計算法を定式化したのが、この方法を発展させたのが、本報告書で矢板式基礎の設計計算法として提案している。2.2.4にその内容について詳述しているのでここでは内容について省略する。

3) 曲げとせん断による変形を考慮した梁としての方法

矢板式基礎全体を一体の梁と仮定し、曲げとせん断による変形を考慮して行なう方法である。全体の変形挙動は2)の場合と同じような結果が得られるが、応力についてはかなり違う。この方法はなじみ易く、かつ簡単な方法であるが、現行のくい基礎の設計体系と直接結びつかない力学モデルである。

(2) 矢板式基礎の部分の特性

1) 継手部の剛性の評価

矢板式基礎は継手を介しての合成構造であるため、継手部の剛性と強度が基礎の安定の中で最も重要な役割をはたす。また継手部の剛性と強度が、前述の矢板式基礎の全体の特性の解析に当たっての基本的定数であり、これらの合理的評価が最大の課題となっている。この継手部のせん断強度を実験で確認するため、直接せん断試験と曲げせん断試験を実施した。

2) 頂版の設計

矢板式基礎の頂版の設計については、矢板式基礎の平面形状、仮締切兼用工法の有無などによって設計はまちまちなので、実態調査に応じて分類調査を行なった。この結果、矢板式基礎の頂版構造は施工法によって次の2種類に分類される。

a) 矢板式基礎の頂部が地表面あるいは水面上にあり、頂版を矢板式基礎天端に施工できる場合
鋼管矢板と頂版との結合は、従来の群ぐい頭部の結合法に準拠した方法を採用することができる。

b) 基礎本体と仮締切壁が一体となっており、荷重を鋼管矢板内壁でもたせる場合
矢板式基礎の鋼管矢板内壁に結合部材を溶接して取り付け、そのせん断抵抗力によって上部の荷重を鋼管矢板に伝達する方法をとる。

このような両者の場合における頂版の結合、偏心モーメントに対する検討、水平力に対する肌離れの検討、コンクリートの支圧に対する検討、溶接部に対する検討、残留応力に対する検討等の方法を整理し、いくつかの設計例を集めた。また、頂版部の応力の伝達等に関する室内実験の結果を収集整理した。

(3) 仮締切兼用工法

仮締切に作用する荷重およびそれに対する反力は、施工順序に従って施工段階を追って各部材の検討を行なう必要がある。仮締切の安定の検討の時期として次の時期が考えられることがわかった。

- 1) 仮締切内水中掘削時(水中コンクリート打設前)
- 2) 支保工設置、水替時(水中コンクリート打設後)
- 3) 鋼管矢板の水中切断時(注水時)

2.2.3 昭和50年度

(1) 3次元F.S.M解析による矢板式基礎の構造特性分析

前年度行なった矢板相互間のずれ変形を考慮した手法をさらに発展させ、有限帯板法(F.S.M.)を用いた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。

- ① 棒としての変形
- ② 継手のずれ変形
- ③ 井筒の断面変形
- ④ 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、継手のせん断剛性と周面地盤の地盤反力係数は次に示すような考え方で決定した。

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完全に一体性が保たれるとすれば矢板式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。

2) 地盤バネ定数の決め方

基礎径がある程度以上大きくなると、内部土のせん断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。古い基礎のように前列と後列の古い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考えた地盤バネ定数にするか、あるいは内部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

ここでは、横方向地盤バネ定数について、内部土の地盤抵抗を考慮し、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、そのまま前面側矢板と背面側矢板の地盤バネ定数比と考えた。また、1本の矢板に対して3方向の地盤バネ定数を考えているが、水平方向の K_H 以外の2方向については各 K_H の $\frac{1}{2}$ とした。

一方、底面での鉛直方向バネ定数 K_V については、底面の全井筒断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は $\frac{1}{2}K_V$ とした。

3) 実測値との比較

上記解析プログラムによる計算結果と実測値とを比較した。一般的に変位は実測値の方が小さくなったが、応力は精度よく求めることができた。

4) 計算による構造特性の分析

a) 応力特性

作用する外力(モーメント M_0 、水平力 H_0)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、前面側矢板の地盤バネ定数と背面側矢板の地盤バネ定数の比、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ことがわかった。また、一般的に、前面側矢板に応力が集中する傾向がある。内部土の抵抗機構を合理的に評価することができれば、この現象をとらえることが可能である。

b) 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、一般に計算値が大きめに出る傾向にある。

c) 全体特性

一般に矢板式基礎の全体挙動は井筒規模によって単ぐいのものから、矢板式基礎独特のもの、群ぐいというふうに変化していく。井筒径が小さい場合、ほぼ単ぐいの挙動を示す。この場合は継手が非常に有効に働き、継手によって各矢板の一体性が保たれることを意味している。基礎径が比較的大きい場合、ケーソンと群ぐいの中間的な挙動を示すようになり、現在用いられている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、非常に規模の大きい矢板式基礎においては、適当な隔壁を設け、かつより強い継手を使用する必要がある。

2.2.4 昭和51年度

(1) 矢板式基礎

1) 一般

矢板式基礎の設計計算式をつくるにあたって、少なくともくい基礎の計算よりも精度を落とさず、かつくい基礎の指針に矛盾しないものということを第一に考慮した。今回提案する計算法は矢板間の継手のずれ変形を考慮したことによってこの条件を満足している。すなわち、継手の剛性を無視すると、くい基礎の計算法に完全に一致する。それ故、本提案式はくい基礎の計算法と同じ精度を持つということができる。基本的には弾性床上の梁の式であるから、継手でずれ変形を起こさないとすると、単くい計算法(YL, chang式)に一致する。矢板式基礎のような集成部材からなる基礎を任意に取り扱え、かつくい基礎、ケーソン基礎(弾性体)にも適用できるものである。このように、深い基礎に対して等しく適用でき、かつ現行の設計体系に矛盾しないということで、基礎の設計分野において、その統一化を行なうための新しい式といえよう。構造物の力学モデルに対する統一化が一応できたと思えるが、地盤バネ定数の統一化が残されている。くい基礎のように、個々のくいに対して決められる地盤バネ定数と、ケーソン基礎のように全体に対して決められる地盤バネ定数の統一が問題となる。載荷幅に対する補正計算式は一応指針の中に取り入れられているが、基礎の剛性による地盤の抵抗機構の解明がまだなされていない。このように地盤バネ定数の統一化が出来た時、初めて基礎の設計法の統一化が完成すると思える。しかし、本提案式が、集成部材基礎を一般に取り扱えることから、矢板式基礎を始めとし、そのような基礎が新しい基礎構造として生み出す下地となるであろうと思われる。

2) 設計々算式の提案

矢板式基礎に影響する因子は従来の基礎構造物に比べると多く、また複雑であるので、これらを全て基本式の中に組み入れると非常に煩雑なものとなりおよそ実用計算式としては不向きなものとなる。またこれらの因子のうち、とくに地盤の耐力機構に関するものは未解決の問題が多く、考えられる因子を全て組み入れても無意味となる。そこで本提案式では、設計々算として複雑にならない範囲で矢板式基礎の基本的な性質を組み入れ、かつ種々の断面形状の矢板式基礎に適用できることを念頭において作成した。ここで求めた基本式は、継手のせん断剛度を無限大にすると(ずれ変形を無視する)、弾性体としてのケーソンを表現でき、また継手のせん断剛度を零とすると変位を考慮したくい基礎の式になり、矢板式基礎がケーソンとくい基礎の中間的な存在であることを文字通り数式上で表現している。

a) 前提条件

図-2.1(a)に示すような井筒断面を考え、井筒の断面の重心Oに原点を有するX, Y座標を井筒の断面主軸と一致するように選び、井筒の軸方向にはZ座標を設定する。また図-2.1(b)に示すように矢板の重心点を連ねる仮想の薄肉断面を考え、この薄肉断面から成る井筒を仮想井筒とよぶことにする。この仮想井筒は単に不連続体を連続的に扱うための便宜的なものであり、各矢板の重心軸はこの仮想井筒に固定されていると考える。

この仮想井筒の変形に対し次の仮定を行なう。

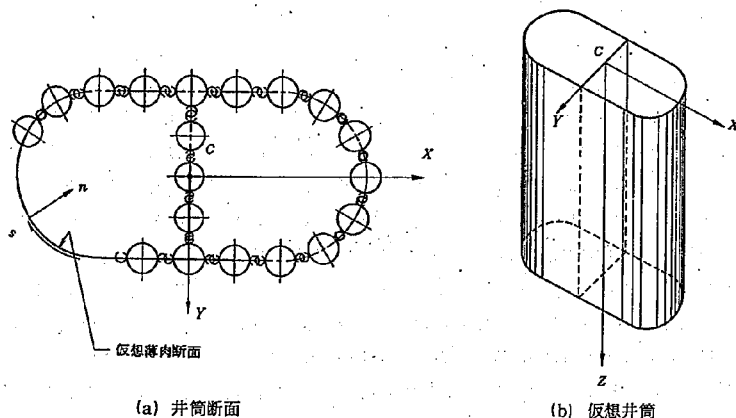


図-2.1 井筒と座標

- i) 仮想井筒の断面は変形しない。
- ii) セン断変形は生ずるが、断面は平面を保持する棒として働く。
- iii) 各矢板断面は変位後も矢板中心軸に直交する平面を保持する。
- iv) 井筒の断面構成はY軸に關し対称とする。すなわち、矢板の断面とその配置はもちろんのこと、継手のセン断剛度、矢板に作用する地盤バネ係数もY軸に關し対称とする。
- v) 仮想薄肉断面の板厚中心線の接線は矢板の重心軸位置において矢板の断面主軸と一致していると考える。
- vi) 仮想井筒の板厚中央面に矢板の重心軸は固定されており、矢板の重心軸は仮想井筒の板厚中央面と同じ変位をする。
- vii) 外力はYZ平面内に作用する。すなわち、水平外力の合力はY方向を向き、Y軸上にあり、鉛直(Z方向)外力の合力もY軸上にある。

b) 各 変 位 場

前述した前提条件のもとに、仮想井筒の変位、各矢板の変位、及び継手のずれ変位を求めることができる。

i) 仮想井筒の変位

$$\left. \begin{aligned} u &= 0 \\ v &= v_c \\ w &= w_c - Y(v'_c - \beta) \end{aligned} \right\} \quad (2.1)$$

ただし

$$\beta = \frac{\partial v}{\partial Z} + \frac{\partial w}{\partial Y}$$

ここに u, v, w は X, Y, Z 方向変位であり、 v_0, w_0 は仮想井筒の断面重心点 Y, Z 方向変位である。

ii) 各矢板の変位

図-2.2 に示すように各矢板の重心軸上に原点を有する局所座標 x, y を導入し、矢板重心位置における s 軸の接線と一致するように x 軸を定める。 y 軸の正の向きは、 s 座標の増加する方向に定める。また矢板の重心軸の変位の x, y, z 方向成分を各々 $(\xi_0)_i, (\eta_0)_i, (\zeta_0)_i$ と表わす。ここに $()_i$ は活弧の中の量が矢板 i に関する量である。

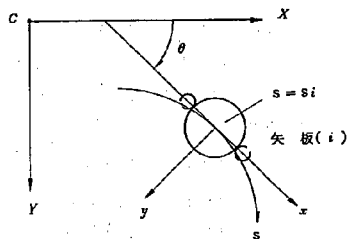


図-2.2 矢板の局所座標

$$\left. \begin{aligned} (\xi_0)_i &= (m_0)_i v_0 \\ (\eta_0)_i &= (l_0)_i v_0 \\ (\zeta_0)_i &= w_0 - Y_i (v'_0 - \beta) \end{aligned} \right\} (2.2)$$

ここに、

$$l_0 = \partial X / \partial x, m_0 = \partial Y / \partial x$$

iii) 継手のずれ変位

継手 i のずれ変位は、図-2.3 に示すように、 $(\Delta \zeta)_i$ と表わすと、次のように求まる。

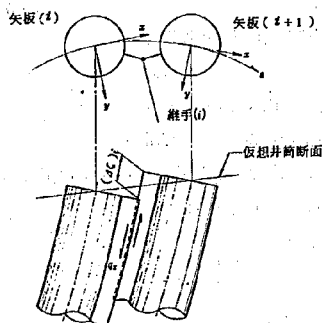


図-2.3 継手のずれ変位

$$\left. \begin{aligned} (\Delta \zeta)_i &= -(\Delta Y)_i \cdot \beta \\ (\Delta \ddot{Y})_i &= (m_0)_i x_i - (m_0)_{i+1} \cdot x_{i+1} + (\ell_0)_i y_i - (\ell_0)_{i+1} \cdot y_{i+1} \end{aligned} \right\} \quad (2.3)$$

c) 地盤抵抗

i) 側面地盤の抵抗

側面地盤抵抗は、図-2.4に示すように、矢板の重心軸に沿って分布する x, y, z 方向の分布バネ $(k_x)_i, (k_y)_i, (k_z)_i$ として扱えるものとする。したがって、矢板が受ける地盤反力は矢板の中心軸に作用し、その x, y, z 方向成分を各々 $(P_{rx})_i, (P_{ry})_i, (P_{rz})_i$ と表わすと、

$$\left. \begin{aligned} (P_{rx})_i &= (k_x \cdot \xi_0)_i \\ (P_{ry})_i &= (k_y \cdot \eta_0)_i \\ (P_{rz})_i &= (k_z \cdot \zeta_0)_i \end{aligned} \right\} \quad (2.4)$$

となる。

ii) 井筒内部土の抵抗

式(2.1)に示す井筒のせん断変形に伴い、井筒内部の土もこれに近い状態でせん断変形を受け、図-2.5に示すように矢板に対し、

$$\tilde{\tau}_{yz} = \tilde{G} \cdot \beta \quad (2.5)$$

なる抵抗力を与えと考えられる。ここに $\tilde{G}$ は井筒内部の土のせん断変形に対する変形係数である。

iii) 底面地盤の抵抗

井筒の底面地盤の抵抗も側面地盤の場合と同様に、矢板底面の重心軸位置に作用する x, y, z 方向のバネ $(K_x)_i, (K_y)_i, (K_z)_i$ で表わせるとし、矢板底面の重心軸位置に作用する x, y, z 方向の底面地盤反力 $(P_{rx})_i, (P_{ry})_i, (P_{rz})_i$ を

$$\left. \begin{aligned} (P_{rx})_i &= (K_x \cdot \xi_0)_i \\ (P_{ry})_i &= (K_y \cdot \eta_0)_i \\ (P_{rz})_i &= (K_z \cdot \zeta_0)_i \end{aligned} \right\} \quad (2.6)$$

と表わす。

注) $(\cdot)' = d(\cdot)/dz$ である。

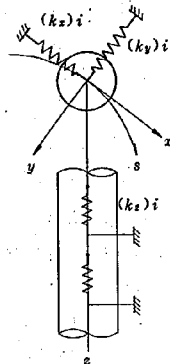


図-2.4 矢板の地盤バネ

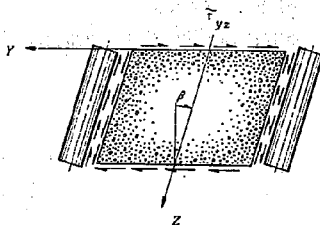


図-2.5 内部土のせん断抵抗

d) つり合い式と境界条件

仮想仕事の定理によると、矢板の中心軸に作用する分布外力と両端断面に表面力を受けつり合っている井筒に対し、次のように表わせる。

$$\begin{aligned} & \int_{Z_1}^{Z_2} \{ N \cdot \delta w_c - M \cdot \delta \varphi_c + M^* \cdot \delta \beta' + P_{rh} \delta v_c + P_{rv} \delta w_c - m_{rv} \delta (v_c' - \beta) \\ & - \sum_i (q_z \cdot dY)_i \cdot \delta \beta + \bar{Q}_E \cdot \delta \beta \} dz - \int_{Z_1}^{Z_2} \{ P_h \cdot \delta v_c + P_v \cdot \delta w_c - m_v \delta (v_c' - \beta) \} dz \\ & - \left[\nu_z \{ \bar{Q} \cdot \delta v_c + \bar{N} \delta w_c - \bar{M} \delta v_c' + \bar{M}^* \cdot \delta \beta \} \right]_{Z_1}^{Z_2} = 0 \quad (2.7) \end{aligned}$$

ここに、

Z_1, Z_2 : 井筒両端の Z 座標

$(\sigma_z)_i$: 矢板(i)の Z 方向直応力

$(q_z)_i$: 樁手(i)のせん断流

$(P_x)_i, (P_y)_i, (P_z)_i$: 矢板(i)の重心軸に作用する x, y, z 方向の分布外力

$(\bar{P}_x)_i, (\bar{P}_y)_i, (\bar{P}_z)_i$: 矢板(i)の両端断面に分布して作用する x, y, z 方向外力

$\bar{P}_y$: 内部土の両端断面に分布して作用する分布外力

ν_z : 井筒両端断面の外向き単位法線ベクトルの Z 座標の正方向成分

$$\nu_z = \begin{cases} -1 & (Z = Z_1) \\ 1 & (Z = Z_2) \end{cases} \quad Z_2 > Z_1$$

$$\left. \begin{aligned} (N_p)_i &= \left(\int_{A_p} \sigma_z dA_p \right)_i \\ (M_{xp})_i &= \left(\int_{A_p} \sigma_z \cdot x dA_p \right)_i \\ (M_{yp})_i &= \left(\int_{A_p} \sigma_z \cdot y dA_p \right)_i \end{aligned} \right\} \quad (2.8)$$

$$\left. \begin{aligned} N &= \sum_i (N_p)_i, \quad M^* = \sum_i (N_p Y)_i \\ M &= \sum_i (N_p Y - m_0 M_{xp} - l_0 M_{yp})_i \end{aligned} \right\} \quad (2.9)$$

$$\left. \begin{aligned} P_{rh} &= \sum_i (m_0 P_{rx} + l_0 P_{ry})_i \\ P_{rv} &= \sum_i (P_{rz})_i, \quad m_{rv} = \sum_i (P_{rz} \cdot Y)_i \end{aligned} \right\} \quad (2.10)$$

$$\bar{Q}_E = \int_A \bar{\tau}_{YZ} d\bar{A} \quad (2.11)$$

$$\left. \begin{aligned} P_h &= \sum_i (m_0 P_x + l_0 P_y)_i \\ P_v &= \sum_i (P_z)_i, \quad m_v = \sum_i (P_z \cdot Y)_i \end{aligned} \right\} \quad (2.12)$$

$$\left. \begin{aligned}
\bar{Q} &= \sum_i \left\{ \int_{A_p} (m_0 \bar{P}_x - l_0 \bar{P}_y) dA_p \right\}_i + \int_{\bar{A}} \bar{P}_y d\bar{A} \\
\bar{N} &= \sum_i \left\{ \int_{A_p} \bar{P}_z dA_p \right\}_i \\
\bar{M}^* &= \sum_i \left\{ Y \int_{A_p} \bar{P}_z dA_p \right\}_i \\
\bar{M} &= \bar{M}^* + \sum_i \left\{ m_0 \int_{A_p} \bar{P}_z \cdot x dA_p + l_0 \int_{A_p} \bar{P}_z \cdot y dA_p \right\}_i
\end{aligned} \right\} \quad (2.13)$$

上式を変位パラメータ v_e, w_e, θ に関して部分積分を行なうと、これらの変位パラメータの変分量の係数から、つり合い式と力学的境界条件が次のように求まる。

(つり合い式)

$$\left. \begin{aligned}
-M'' + P_{rh} - P_h - (m_{rv} - m_v)' &= 0, \quad (\delta v_e) \\
-N' + P_{rv} - P_v &= 0, \quad (\delta w_e) \\
-M'' - \sum_i (q_z \cdot dY)_i + \tilde{Q}_z + m_{rv} - m_v &= 0, \quad (\delta \theta)
\end{aligned} \right\} \quad (2.14)$$

($Z=Z_1, Z_2$ における力学的境界条件)

$$\left. \begin{aligned}
\nu_z \bar{Q} - (M' - m_{rv} + m_v) &= 0, \quad (\delta v_e) \\
\nu_z \bar{M} - M &= 0, \quad (\delta v_e') \\
\nu_z \bar{N} - N &= 0, \quad (\delta w_e) \\
\nu_z \bar{M}^* - M^* &= 0, \quad (\delta \theta)
\end{aligned} \right\} \quad (2.15)$$

e) 矢板の断面力と井筒の断面力

(i) 矢板の応力と断面力

矢板材のヤング係数を E とすると矢板(i)の直応力と断面力は変位を使って次のようになる。

$$(\delta_z)_i = \{ E (\zeta \delta - x \cdot \xi \delta'' - y \cdot \eta \delta'') \}_i \quad (2.16)$$

$$\left. \begin{aligned}
(N_p)_i &= (E A_p \zeta \delta)_i \\
(M_{xp})_i &= (-E I_{xp} \xi \delta'')_i \\
(M_{yp})_i &= (-E I_{yp} \eta \delta'')_i
\end{aligned} \right\} \quad (2.17)$$

ここに

$$\left. \begin{aligned}
A_p &= \int_{A_p} dA_p \\
I_{xp} &= \int_{A_p} x^2 dA_p \\
I_{yp} &= \int_{A_p} y^2 dA_p
\end{aligned} \right\} \quad (2.18)$$

(ii) 井筒の断面力

$$\left. \begin{aligned} N &= EA_g \cdot w' \\ M^* &= -EI_g^* (v'' - \beta') \\ M &= -EI_g v'' + EI_g^* \cdot \beta' \end{aligned} \right\} \quad (2.19)$$

ここに

$$\left. \begin{aligned} A_g &= \sum (A_p)_i, \quad I_g^* = \sum (A_p \cdot Y_i^2)_i \\ I_g &= I_g^* + \sum (m_0^2 I_{xp} + l_0^2 I_{yp})_i \end{aligned} \right\} \quad (2.20)$$

(iii) 継手のせん断流

継手(i)のせん断剛度を $(G_J)_i$ とすると、継手のせん断流は次のようになる。

$$(q_x)_i = (G_J \cdot dC)_i = -(G_J \cdot dY)_i \beta \quad (2.21)$$

(iv) 矢板の断面力と井筒の断面力の関係

$$\left. \begin{aligned} (N_p)_i &= \left(\frac{N}{A_g} + \frac{M^*}{I_g^*} \cdot Y_i \right) (A_p)_i \\ (M_{xp})_i &= \frac{(m_0 I_{xp})_i}{I_g - I_g^*} (M - M^*) \\ (M_{yp})_i &= \frac{(l_0 I_{yp})_i}{I_g - I_g^*} (M - M^*) \end{aligned} \right\} \quad (2.22)$$

f) 頂版と矢板の結合

ここでは頂版を剛体とする。したがって頂版の変位は図-2.6に示すように、頂版の回転角 α によって、頂版の仕意点のX, Y, Z方向の変位を $u^{(s)}$, $v^{(s)}$, $w^{(s)}$ とすると次のようになる。

$$\left. \begin{aligned} u^{(s)} &= 0 \\ v^{(s)} &= v_c(Z=0) + Z \{ v'_c(Z=0) - \beta(Z=0) \} \\ w^{(s)} &= w_c(Z=0) - Y \{ v'_c(Z=0) - \beta(Z=0) \} \end{aligned} \right\} \quad (2.23)$$

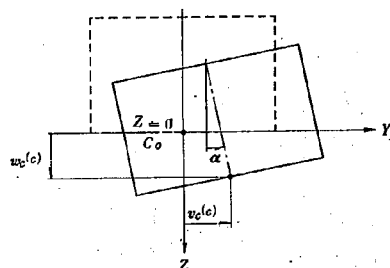


図-2.6 頂板の変位とそのパラメーター

g) くい基礎の計算法の適用

本提案式は、継手剛性を0とすればくい基礎の計算法に一致することを前にも述べたが、このことを利用して、くい基礎の計算法による解を補正することにより、矢板式基礎の場合の解を求めることが可能である。土質の精度を考慮すれば実用的な設計法としてはこの方法で十分と考えられる。

3) 地盤バネ定数

a) 水平方向地盤反力係数

$$K_H = K_{H0} \left(\frac{B}{30} \right)^{-\frac{3}{4}} = 128 K_{H0} B^{-\frac{3}{4}} \quad (2.24)$$

ここに

K_H : 水平方向地盤反力係数 (kg/cm)

K_{H0} : 直径30cmの剛体円板による平板載荷試験の値に相当する水平方向の地盤反力係数 (kg/cm) で、側面の分担分20%を含めて次式で表わされる。

$$K_{H0} = \frac{12}{30} \alpha E_0 = 0.040 \alpha E_0 \quad (2.25)$$

B : 載荷幅

E_0 : 表-2.1に示す方法で測定または推定した設計の対象とする位置での地盤の変形係数 (kg/cm^2)

α : 常時、地震時に用いる係数で表-2.1に示す。

表-2.1

次の試験方法による変形係数 E_0 (kg/cm^3)	α	
	常 時	地震時
直径30cmの剛体円板による平板載荷試験の繰返し曲線から求めた変形係数 $\frac{1}{2}$	1	2
ボーリング孔内で測定した変形係数	4	8
供試体の一軸または三軸圧縮試験から求めた変形係数	4	8
標準貫入試験のN値より $E_0 = 28 \text{ N}$ で推定した変形係数	1	2

b) 鉛直方向地盤反力係数

(i) ケーソン指針を適用する場合

$$K_{v1}, K_{v2} = K_{v0} \left(\frac{B_v}{30} \right)^{\frac{3}{4}} = 1.28 K_{v0} B_v^{-\frac{3}{4}} \quad (2.26)$$

K_{v1} : 井筒底部の鉛直方向地盤反力係数 (kg/cm^3)

K_{v2} : 脚先端の鉛直方向地盤反力係数 (kg/cm^3)

K_{v0} : 直径30cmの剛体円板による平板載荷試験の値に相当する鉛直方向の地盤反力係数 (kg/cm^3) で次式により求める。

$$K_{v0} = \frac{1}{30} \alpha E_0 = 0.033 \alpha E_0 \quad (2.27)$$

B_v : 基礎の換算載荷幅 (cm) で次式により求める。

$$B_v = \sqrt{A_v}$$

E_0 : 表-2.1 に示す方法で測定または推定した設計の対象とする位置での地盤の変形係数 (kg/cm^3)

A_v : 矢板式基礎の外周とによって囲まれる底面積 (cm^2)

ケーソン基礎では、一般に周面摩擦係数を無視するが、矢板式基礎は矢板を打ち込むので、それを考慮するのは可能である。ケーソン基礎において、側面の分担分として水平方向地盤反力係数の20%をとっているの、この場合においても便宜的に水平方向地盤反力係数の20%を鉛直方向の周面摩擦係数として考慮してもよいと思われる。

(ii) くい指針を適用する場合

くい基礎においては、くい間の最小間隔が2.5D以上であれば、くい相互の群ぐい効率を無視して差し支えないとしている。一方、矢板式基礎においては、周方向に矢板が連続的に打ち込まれており、継手があるとしても、矢板間の距離は、1.0Dより少し大きい程度である。しかし、周に直

角方向は矢板間の距離は非常に大きく、群ぐいの効果は全くないといえる。

くい指針において、沈下量 1 cm に対する実測 K_v 値を用いて、 K_v 推定法を示しているが、沈下量 1 cm 程度では地盤も弾性挙動に近いものであると考えられること、また K_v 値の違いは ℓ/D (くい長/くい径) のみの関数として与えられ、地盤の条件を無視していることを考慮すると、矢板式基礎の場合も群ぐい効果は無視しても問題はないと考えられる。

群ぐい効果を無視した矢板 1 本当りの K_v 値をくい指針から求める。くい指針によると、くい頭部の軸方向バネ係数は、鋼管ぐいの場合次のようになる。

$$K_{vp} = a \cdot \frac{A_p E_p}{\ell} \quad (2.28)$$

$$a = 0.027 (\ell/D) + 0.2$$

$$\text{ただし } \ell/D \geq 1.0$$

K_{vp} : ぐいの軸方向バネ係数 (t/m)

A_p : くい純断面積 (cm²)

E_p : くい体ヤング率 (t/cm²)

ℓ : くい長 (m)

D : くい径 (m)

便宜的に (2.28) 式を使って、矢板 1 本の鉛直方向バネ係数を求める。矢板と周面地盤のすべり係数 C_s (kg/cm²) を N 値からか、または K_H から推定できるとする。

$$G_s = \frac{N}{15}, 0.2 K_H \text{ (kg/cm}^2\text{)} \quad (2.29)$$

(2.29) 式を使って、矢板と周面地盤による鉛直方向バネ係数 K_{vs} (t/m) は、

$$K_{vs} = G_s \cdot U_s \cdot 10^3 \text{ (t/m)} \quad (2.30)$$

U_s : 矢板周面の表面積 (m²)

となり、(2.28) 式と (2.30) 式から逆算して、矢板先端部の鉛直方向バネ係数 K_v (t/m) が求まる。

$$K_v = K_{vp} - K_{vs} \text{ (t/m)} \quad (2.31)$$

c) 水平方向せん断バネ係数

ケーソン指針によると次のようになる。

$$K_s = \lambda \cdot K_v \quad (2.32)$$

K_s : 井筒底面のせん断バネ係数 (kg/cm²)

$$\lambda : 1/2 \sim 1/5$$

d) 井筒内地盤のパネ係数

背面矢板の水平方向パネ係数 K_{HW} にあたるものであるが、この場合のパネ係数は（井筒径／根入れ長）と地盤条件等に左右されると思われるが、井筒内部土の内部摩擦角 $\phi \approx 30^\circ$ 程度を想定して、実用的に前面地盤パネ係数 K_H に対する比として与えるようにした。

図-2.7による K_{HW} の決定法は、現在のところ実験の裏付けがなされていないが、実用的には設計上の資料となり得るし、定量的には今後の研究が必要であろう。

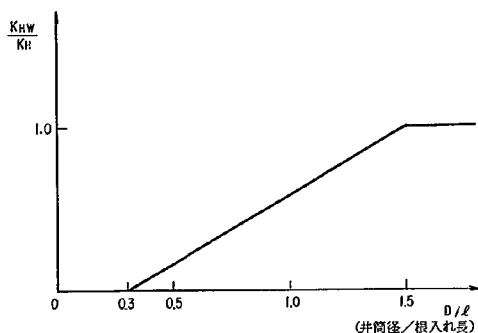


図-2.7

4) 計算例及び各種計算式の比較

矢板式基礎に適用可能な計算式として、土研で開発した三次元有限要素解析、前述した提案式、弾性床上の梁の式、および現行法等がある。これらの計算式において最も精度のよい解を与えるのが第一の方法である。しかし実用性を考えると複雑かつ非常に計算時間を多く必要とするのが欠点である。特殊な規模のもの、あるいは設計法のチェックをするのに用いるのがよい。第2の方法は実用的な計算法として最も適していると思われる。第3、第4の方法を用いる場合かなり適用範囲を制約して用いる必要があると思われる。あと考えられる方法としては、くい計算に用いられるものがある。継手剛性を無視する場合有用な方法になる。しかし第2の方法は継手剛性をゼロとすればくい計算法に一致するので、それをカバーしている。

a) 各種計算式による比較

石狩大橋、衣浦大橋を例として各種計算式の比較を試みた。地盤パネ定数等の計算条件はすべて等しくしてある。変形については、計算式の違いよりも地盤定数による違いの方が大きいので比較を省略した。水平力に対して最前列にある矢板の深さ方向の応力分布についてのみ比較した。図-2.8が石狩大橋の例について、図-2.9が衣浦大橋の例について各々示してある。この結果から、棒理論（弾性床上の梁の式）、現行法は他の方法と大きく応力分布形状が異なることがわかる。

b) 実測値と計算値との比較

川崎製鉄水島製鉄所雨天岸壁に用いられた立ち上がり式の矢板式基礎の実測値と比較してみた。計算式は土研で開発した電算プログラム（図-2.8における継手のずれ、断面変形、井筒周長線の伸張変形を考慮した方法、前述した第1の方法にあたる）から求めたものである。その比較例は図-2.10に示してある。計算値は非常によく実測値をとらえている。

一方、首都高速道路公団で行なわれた現場実験との比較も行なった。図-2.11に計算モデルおよび地盤モデルを示してある。比較は前に提案した計算法（継手のずれを考慮した法）で継手剛性を有限にした場合とゼロにした場合（くい基礎の計算法にあたる）および上記の場合と同じ第1の方法である。図-2.12に深さ方向の応力分布の比較をしてある。また同様に、図-2.13に横断面方向の応力分布、図-2.14に継手のせん断流分布、図-2.15に矢板の水平分布を各々示した。これらの実測値の対応から、先に提案した計算法は十分な精度で計算できることがわかる。

- 現行法
- 推理論
- 継手のずれ変形を考慮
- 継手のずれ、断面変形を考慮
- 継手のずれ、断面変形、周長線の伸張変形を考慮

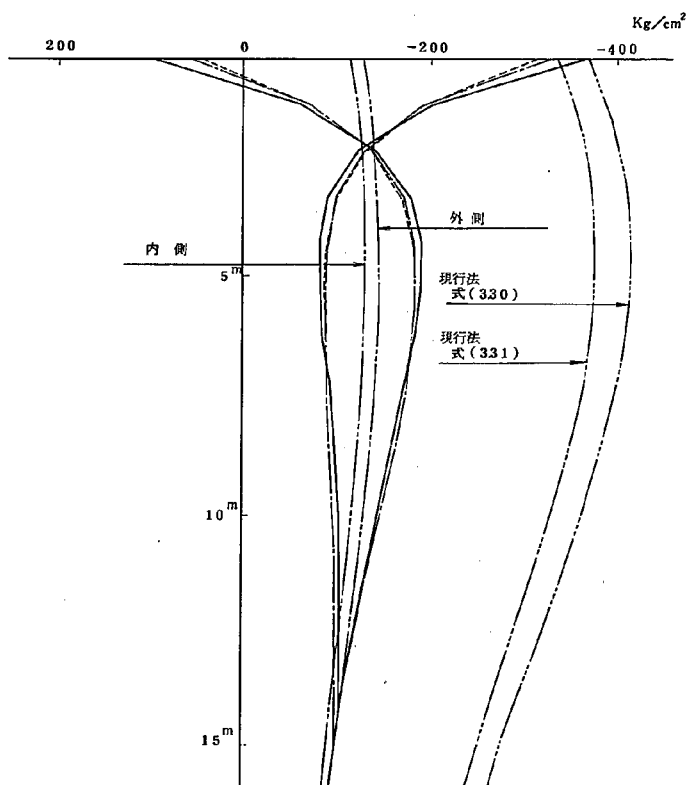


図-2.8 石狩大橋 矢板1の応力度

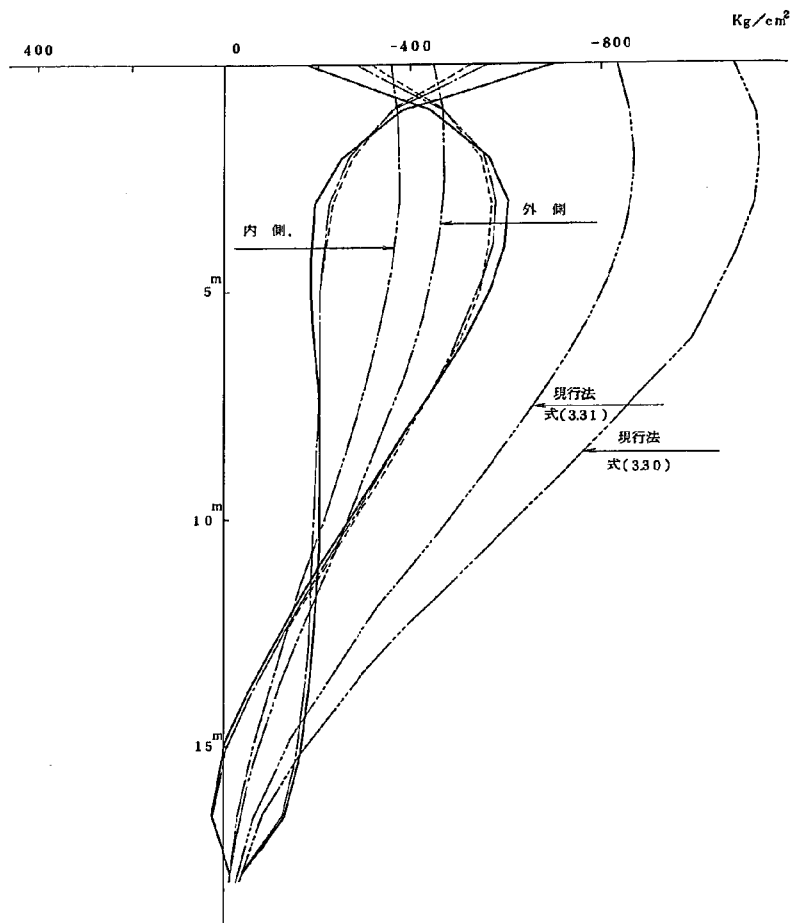


図-2.9 衣浦大橋 矢板1の応力度

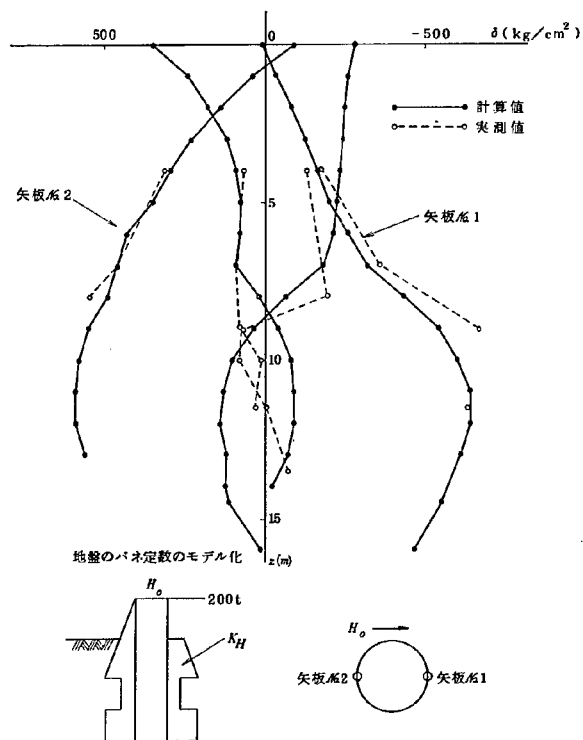


図-2.10 計算値と実測値による応力分布の比較
(川崎製鉄水島製鉄所雨天岸壁)

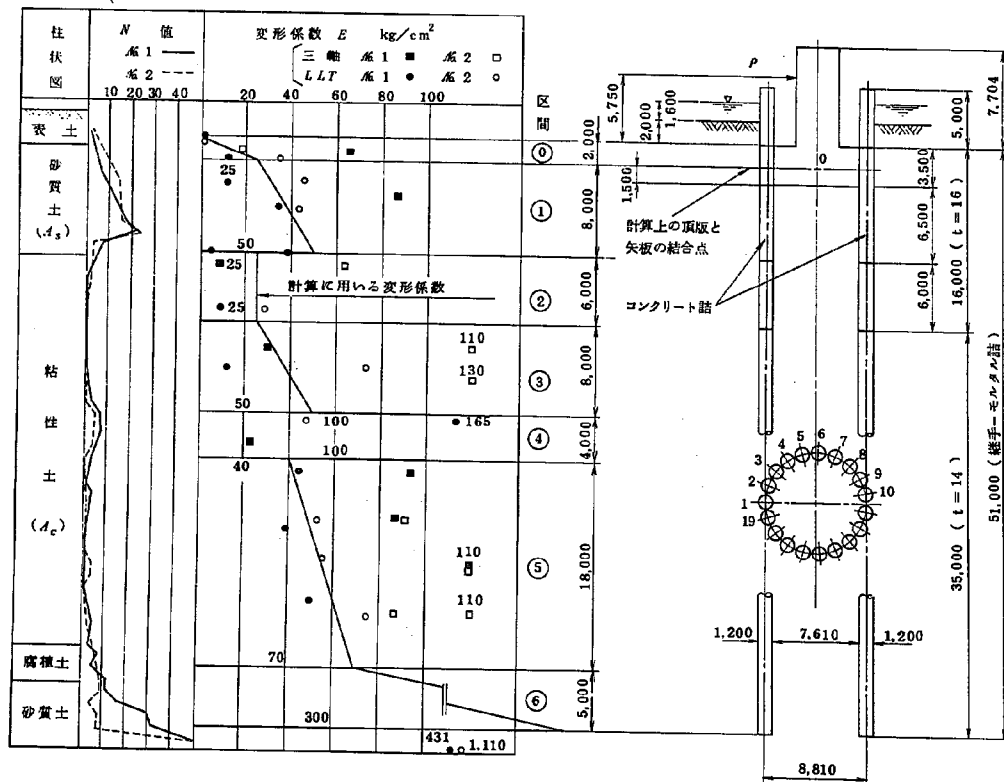


図-2.11 地盤と計算モデル

(首都高速道路公団)

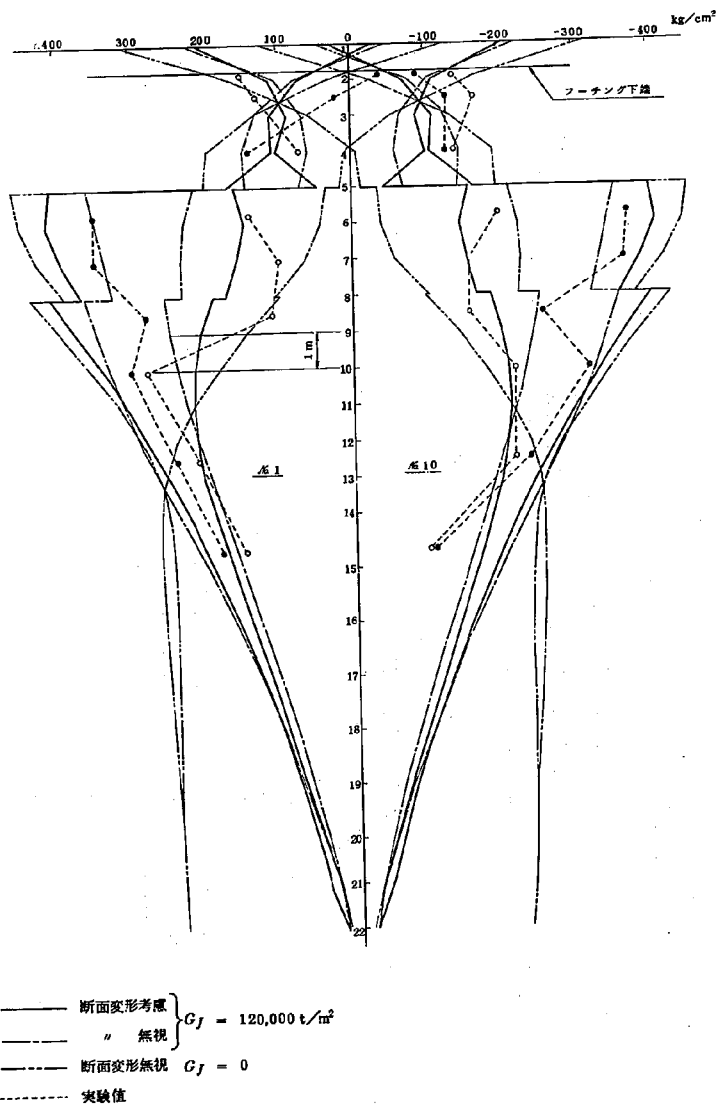


図-2.12 矢板の応力度

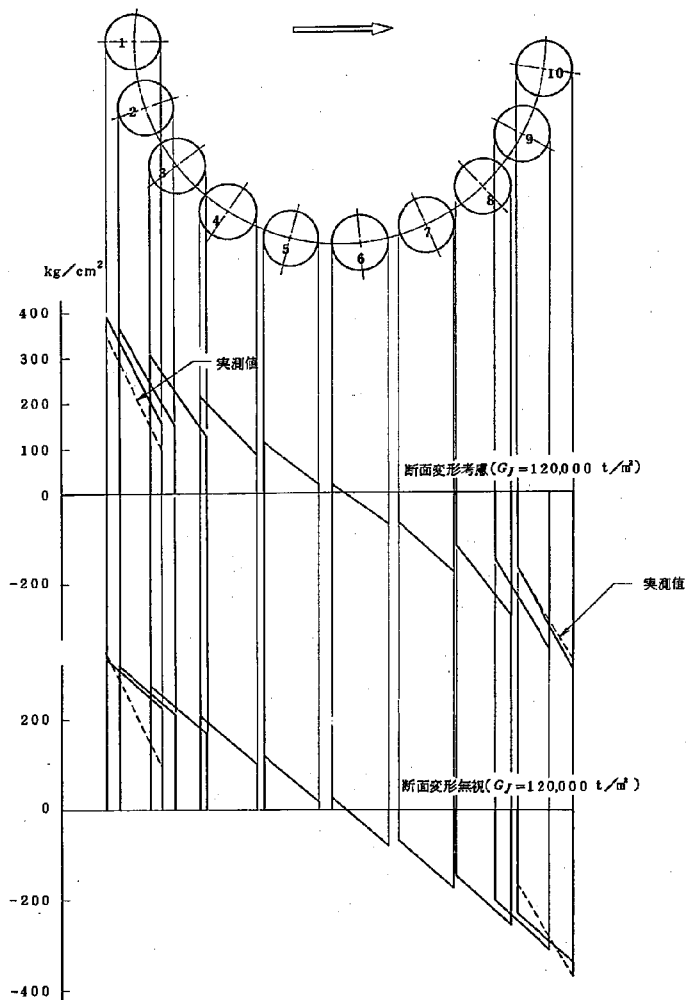


図-2.13 井筒断面上的の直応力分布 (Point 7 断面)

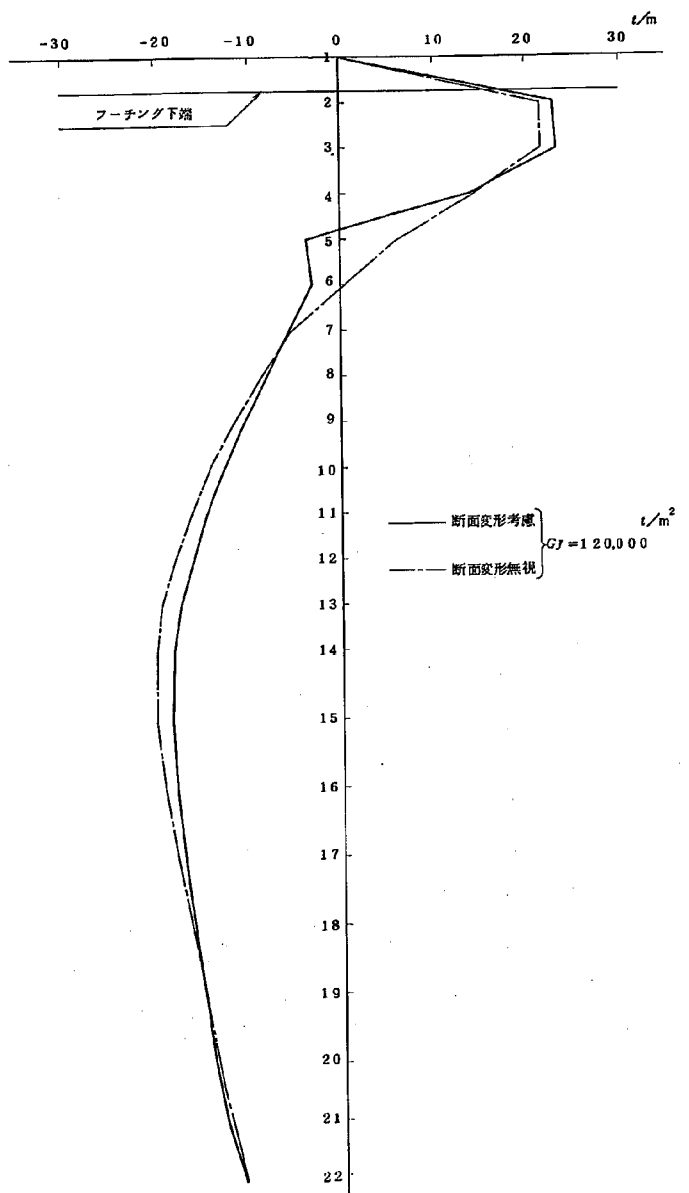


図-2.14 継手のせん断流 (No. 5, 6 間の継手)

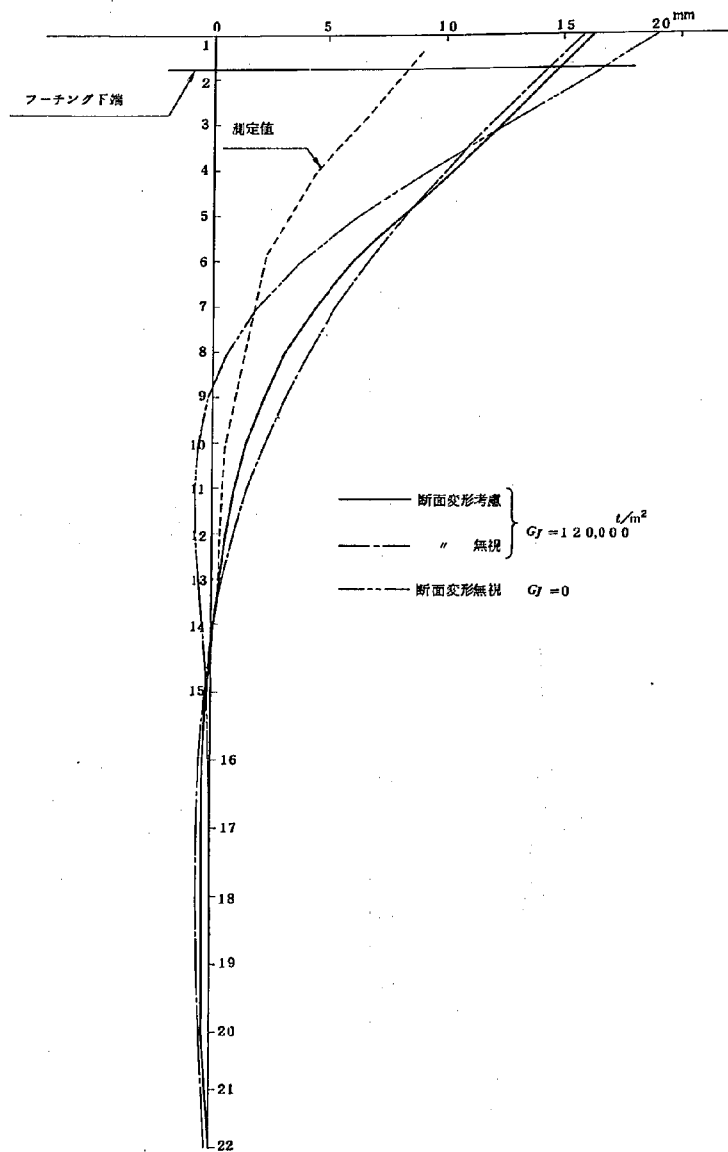


図-2.15 No. 1 矢板の水平変位

5) 模型実験による検討

矢板式基礎の構造特性を実験的に確かめた例として阪神高速道路公団、大阪湾岸線の安治川橋梁を対象とした模型実験がある。

本橋の矢板式基礎は直径 $D = 33\text{m}$ 、長さ $L = 32.5\text{m}$ と D/L は 1.0 に近く従来一般に用いられている矢板式基礎の力学性状とは異なることが予想されたため模型実験によりその力学挙動を把握しようとした。

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) である。(図-2.16) 模型体の鋼管矢板は炭素鋼管を加工したものであり、継手管と本管はアラルダイトを用いて接着している。また継手管にはセメントペーストを充填している。

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設置して行う予備実験 (気中実験) と模型体を人工地盤の土槽に設置して行う本実験 (土中実験) である。人工地盤は実橋の地盤の変形係数、パネ定数が相似になるよう配慮し、下層はソイルセメント、上層は砂を転圧している。実験の各項目は

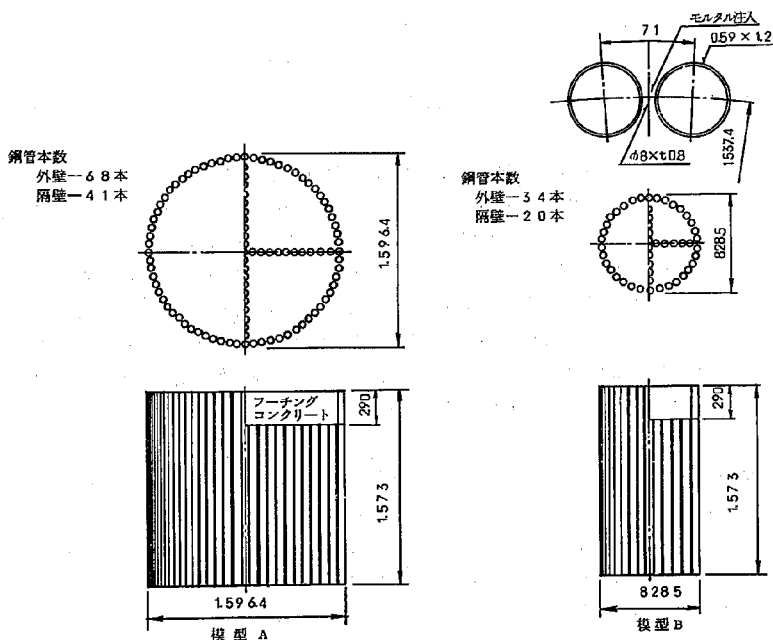


図-2.16 模型体の形状寸法

下記に示すとおりである。

(a) 予備実験 (気中実験)

i) セン断試験 (押し抜き) 部分模型

ii) 曲げ試験 (重ねばり) 部分模型

iii) 静的載荷実験 全体模型 (A)

鉛直荷重 (30 t) を一定として水平力を段階的に繰返し載荷

(b) 本実験 (土中実験)

i) 静的載荷実験 全体模型 (A・B)

鉛直荷重 (A、30 t
B、15 t) を一定として水平力を段階的に繰返し載荷

ii) 自由振動実験 全体模型 (A、B)

PCケーブルによる切断

iii) 強制振動実験 全体模型 (A、B)

起振機による加振

以上の実験の結果、得られた主な結論および本実験よりみた設計上の問題点をあげると次のようである。

- i) 気中実験によると、矢板式基礎の全体挙動および耐荷力に与える影響としては、継手のせん断抵抗に比較し頂版の拘束効果が非常に大きいと言える。このことは継手を無視した立体の骨組モデルでの解析結果が実験値と比較的よく合うことから明らかである。したがって $P/L \cong 1$ の形状の矢板式基礎においては構造上特に頂版部に重点をおいて設計することが必要である。
- ii) 気中実験と土中実験を比較すると、全体の变形挙動に与える影響としては周辺、底面および内部の土の影響が非常に大きいと言える。これは計算において土の地盤反力係数が全体の变形を大きく支配することからも明らかである。また井筒内部の土の抵抗を考慮した場合の方が実験値により近くなる。以上のことより設計上内部の土を初めとして地盤の評価をどうするかが非常に重要となる。
- iii) 模型体 A、B を比較すると形状の違いによる力学性状の差が見られる。特に応力分布において模型 A は矢板固定端に働く固定端モーメントが顕著となり、その最大応力度の発生位置は固定端でしかも井筒断面の内縁側となる。このような性状は群ぐい基礎的であり群ぐい計算法が実験値と比較的よく一致をする。(図-2.17、図-2.18)
- iv) 振動実験によるとその変形は小さいが、全体の挙動はロッキング現象を示しており、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。また井筒内部の土は構造体とは全く同様な動きをしており、このような現象から実際の設計において内部の土の付加質量、

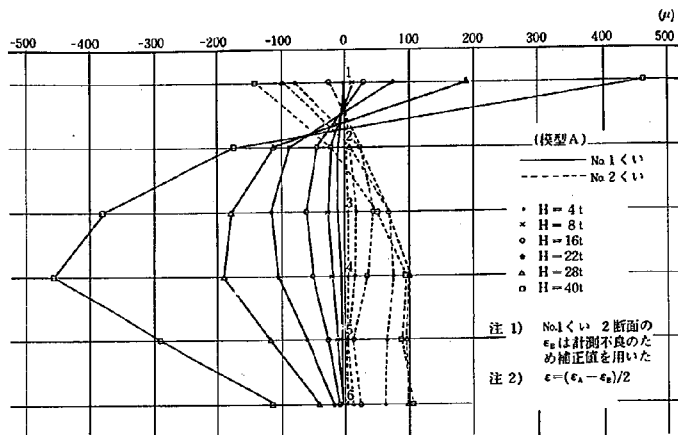


図-2.17 模型Aの深さ方向曲げひずみ分布 ($H=0 \sim 40t$)

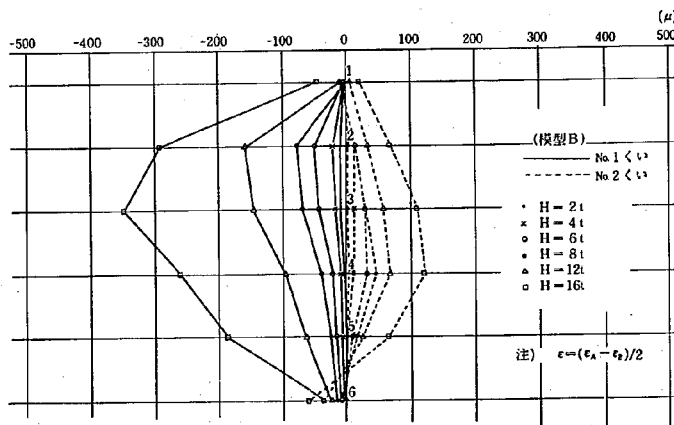


図-2.18 模型Bの深さ方向曲げひずみ分布 ($H=0 \sim 16t$)

パネ効果をどのように評価するかが問題となる。

- V) 本実験から設計法を評価した場合、特に模型Aのような形状の基礎になると、全体変形および地盤反力度の計算は弾性床上のはりをモデルとした現行の設計法を基本としてもよいが応力度の計算は群ぐい基礎的なモデルで計算した方がよいと思われる。

6) 頂版の設計と問題点

矢板式基礎の頂版の構造は施工法によって異なるが、矢板式基礎のほとんどが仮締切兼用工法であるため以下においてはこの工法での構造を対象とする。

仮締切兼用工法の場合、基礎本体と仮締切壁が一体となっており頂版と矢板本体との結合部の構造が特に問題となる。

従来一般に多く用いられている頂版と矢板との結合の方法はせん断プレートと支圧板および結合鉄筋を用いたものであり、なかにはさらに頂版下面に架台をとりつけた例もある。(図-2.19)

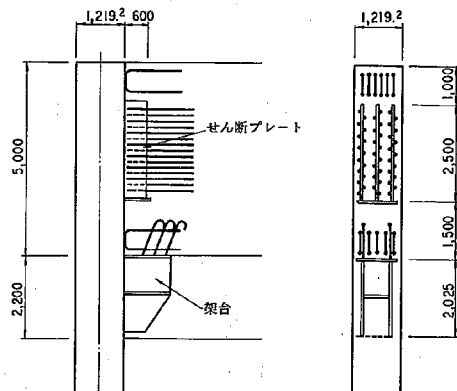


図-2.19 新水郷大橋の例

結合部の設計は結合部に働く矢板反力をせん断プレート、支圧板の各々の構造のみによっても十分な耐力があるように設計されている。また水平力、固定端モーメントに対しては結合鉄筋によって抵抗出来るように設計されている。

しかし、従来矢板式基礎の頂版部を対象とした実験等の研究は例も少なく、その構造、設計法の妥当性については疑問が残る。現在、阪神高速道路公団および鋼管杭協会においてかなりの規模の頂版部の模型実験が行われておりその結果が参考になる。

阪神高速道路公団の実験は実物の約7分の1の縮尺のラーメン型模型体を用いて水平および鉛直荷重により頂版、結合部の応力伝達状況、破壊耐力等を調べている。(図-2.20)

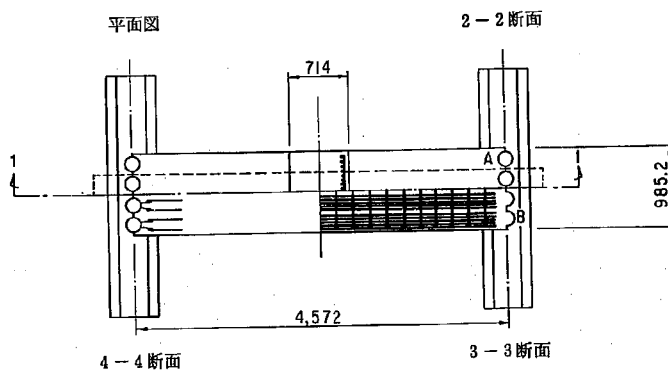
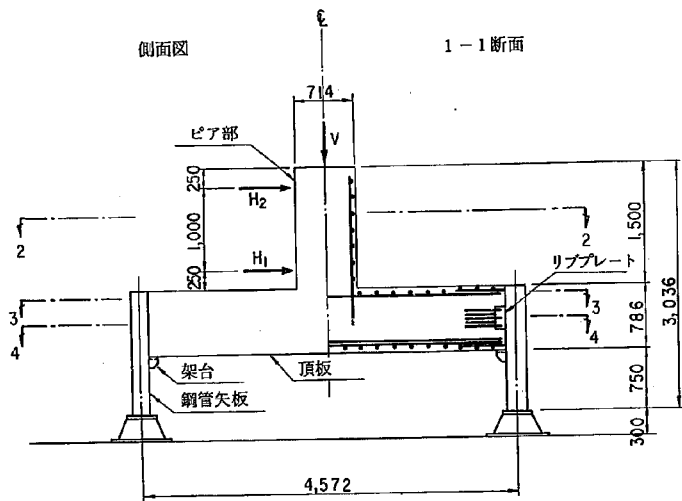


図-2.20 ラーメン型模型体

また鋼管杭協会の実験はせん断式、架台式、複合式（せん断式+架台式）と結合方法の異なる3種類の単純ばりの供試体を作成し、結合方法の違いによる耐力および性状を明らかにしようとするものである。これらの実験結果より頂版部の設計および問題点について考察する。

- i) 頂版の剛性と鋼管の剛性が非常に異なるため頂版周囲にあまり固定版的な現象はみられない。これは3次元の有限要素法の解析結果においても同様である。一般に頂版厚 d と支間長 a は $a/d \geq 2$ 程度のものが多く、したがって頂版本体は隔壁がある場合は検討の必要があるが、一般に単純版または単純ばりとして設計してもよいと思われる。
- ii) 模型実験でみるかぎり頂版と鋼管との結合部の構造は現在用いられている結合方法で設計荷重に対し十分な耐力がある。また結合方法の違いによってそれほど大きな差がないが、最終耐力は複合式（せん断式+架台式）が優れている。
- iii) 応力の伝達状況からみて結合部の構造はせん断プレートより支圧板または架台がより効果的であると言える。

しかしせん断プレートは鋼管と頂版を連続的に接合するという意味で必要と考えられる。

- iv) 頂版の下端付近での鋼管はかなりの応力集中がみられる。この部分は施工時においても応力の大きい所であり十分な鋼管の剛性が必要である。

頂版部の設計については結合部の構造も含めて今後検討することが必要であるが、結合部の構造は一般に現場溶接で施工されることが多く、したがって出来るだけ施工の容易な構造にすること、また施工によって安全率が低下する可能性があるのではこの点を考慮した設計をすることが必要であると思われる。

a) 残留応力の取扱いと問題点

鋼管矢板式基礎の特徴の1つに仮締切を兼用できることがあげられる。これは鋼管矢板の剛性、止水性からして、この発想は合理的であり、経済的と言える。

通常、仮締切兼用工法の施工順序は、図-2.21の手順に従い施工される。この場合、施工時に仮締切壁として、鋼管矢板に生ずる変形に関する問題、

そして、その施工手段からして施工時に生じた変形を拘束したまゝ躯体が打設され、施工完了後の基礎体に残留する問題等が考えられる。

いずれにしろ、仮締切兼用工法の場合、施工時に生ずる変形を極力軽減することを基本と考えておく必要がある。

a) 仮締切の設計

仮締切壁としての設計法は弾性法、弾塑性法、あるいは実測結果より出発した仮想支点法など、いくつかの実用的な計算法が提案されている。

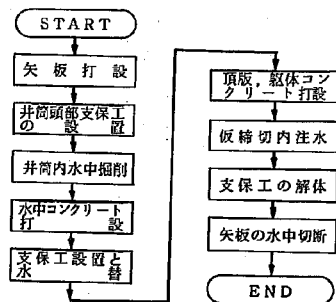


図-2.21 仮締切兼用工法の施工手順

これらの計算法は、荷重としての側圧分布、仮締切壁の構造条件、および根切り底以深の支持条件などの複雑な要素を単純なモデルに置換したもので、仮締切兼用工法の場合では、施工手順を忠実に再現出来る計算法であることが望ましい。

① 弾性曲線法

弾性曲線法はくいの横抵抗に関するY.L.Changなどの方法を拡張したものである。この方法では、仮締切壁の根入れ部分の横抵抗は1次的に比例するものとみなしている。

② 弾塑性法

弾性曲線法の場合、根入れ部分の地盤の横抵抗が根切り底で最大となり、受働土圧値をこえるという理論的な矛盾を生じるため、弾塑性では、この根切り底付近に塑性域を考慮している。

③ 仮想支点法

仮締切壁の根入れ部もしくはそれより下方に、支点を想定することによって、仮締切壁上部は切梁、下部はこの仮想支点で支持された単純梁とみなし、施工段階ごとの変形、応力を求める。

これら各種設計法を用いて、矢板式基礎の施工時に発生するであろう応力は推定することが可能である。しかしこれらの値は、前述した通り、複雑な構造型式、施工条件、荷重、支点条件などを単純なモデルに置き換えて計算しているため、その仮定の相異によっては異なった値となることは容易に想像される。したがって、計算値は実測値と照合するなどして、施工時に発生する応力をで

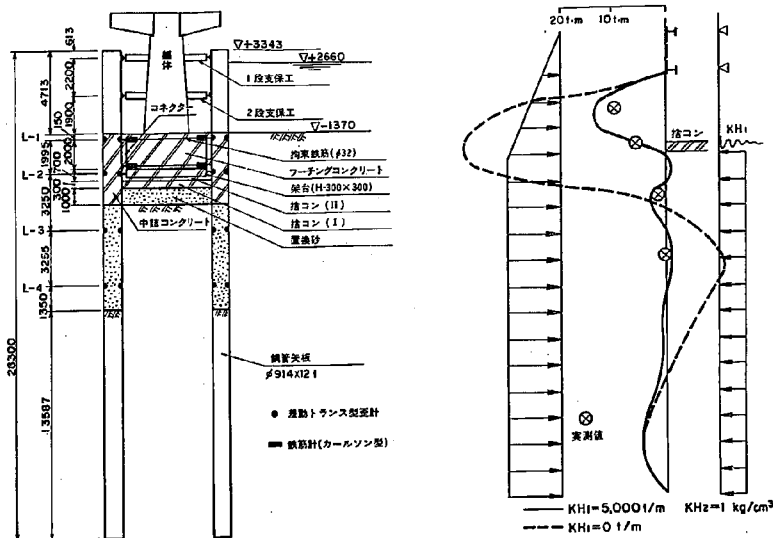


図-2.22 施工時の曲げ応力分布

きるだけ正確に把握するとともに、その応力を極力少なく抑える施工法を考えるべきであろう。

図-2.22には、設計条件の相異による計算値の違い、および計算値と実測値の対比を示している。この図より、上記した計算仮定のちがひによる計算値の違い、また実測値との違いが明瞭であり、計算値と実測値の照合が重要であることが理解できよう。

b) 施工時の残留応力

施工時に発生した応力は、拘束されたまま頂版コンクリートが打設されるため、完成後の基礎体に残留し、完成後に生ずる全応力は施工時の応力と完成時に生ずる応力が加算されたものとなる。

またこの頂版コンクリートが打設されると、これより上部で矢板が変形しても、頂版下部にこの変形は伝わりにくい。

図-2.23の実測例についてこれを説明すると、図-2.23には、頂版コンクリート打設時迄に鋼管矢板に生じていた曲げ応力分布と、井筒内部に水を注入し締切内外水位差を無くした状態での応力分布を合せて示している。図より明らかなように頂版コンクリート以下の鋼管矢板の応力は、井筒内への注入時には全く変動がなかったことがうかがえる。したがって、井筒内部に注水した直後でも、ほぼ頂版コンクリート打設時迄の施工時残留応力が存続していることになる。

すなわち、一度拘束された状態でコンクリートが打設されると、鋼管矢板に発生している応力は、その時点の応力に残留し、それ以後の荷重が除荷（減荷重）となっても、応力の変化、減少は起らないといえる。

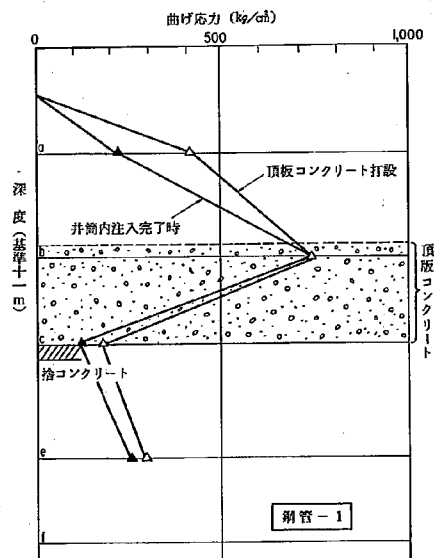


図-2.23 鋼管矢板の曲げ応力分布

これらのことから、施工時に発生した応力はそのまま残留し、さらに応力の方向によっては完成時の応力がさらに加算されることを忘れてはならない。

8) 今後に残された問題

(i) 継手の剛性

継手の剛性または強度と矢板式基礎の平面的な規模については、施工性も含めて今後研究する必要がある。

(ii) 地盤バネ定数

矢板式基礎の設計に取り入れる土質定数やバネ定数については、今後追求する必要があるが、実務的設計法との結び付きを考慮して決定する必要があるだろう。

(iii) 頂版と矢板の接合部

施工時の応力が発生している状態下での矢板とせん断プレートとの溶接については、現場の作業状態を配慮した上で、溶接部の強度などを決定する必要があるだろう。

(2) 多柱式基礎

1) 一般

多柱式基礎とパイルベント基礎は一種のくい基礎であり、水面上に複数本のくいを立ち上げ、その頭部を頂版あるいは横ばりで構築して基礎とするものである。多柱式基礎では橋軸方向に2列以上のくい列をもつものに対して、パイルベント基礎ではくい1列からなるという違いがある。多柱式基礎は中スパン以上の比較的大きな規模の橋の基礎に使用される。パイルベント基礎は橋軸方向の剛性が小さいので比較的小規模の橋に使用される例が多い。

これらの基礎は、流速の大きい河川や潮流の激しい海洋あるいは軟弱層が厚く締切が不可能とされる地盤など、施工条件がかなり悪い箇所でも基礎形式としての適合性が大きいので、矢板式基礎とともに水中基礎としての使用頻度が高まると考えられる。

今年度も前年度に引き続き、多柱式基礎とパイルベント基礎の施工例を調査し、設計の方法について研究してきた。ここには多柱式基礎を中心に調査研究の結果をとりまとめることとする。

2) 施工例

特に橋梁関係を中心に多柱式基礎を使用した主な施工例は次の通りである。

琵琶湖大橋	昭和39年完成	滋賀県
福島大橋	昭和42年完成	長崎県
青柳橋	昭和46年完成	岐阜県
辰己橋	昭和48年完成	建設省関東地方建設局
あけぼの橋	昭和48年完成	建設省関東地方建設局
片上大橋	昭和49年完成	岡山県道路公社
大島大橋	昭和51年完成	日本道路公団

これらのうち基礎の規模としては大島大橋が最大である。この橋は橋長 $1,020\text{m} = (70.55 + 70.41)$

$+(200+325+200)+(77+70.5)$ で、3径間連続トラス1連と2径間連続トラス2連とからなっている。この橋の基礎のうち3基に多柱式基礎が用いられている。干満差約3m、潮流速5.2m/s、水深10~23mという厳しい自然条件のもとで、潮流抵抗が小さく、海底岩盤の掘削量も少なくすむという理由から多柱式基礎が採用された。

大島大橋の基礎に用いられているくい構造は、内管 $\phi 310\text{m} \times 12 \sim 45\text{mm}$ 、外管 $\phi 350\text{m} \times 9\text{mm}$ を縦リブおよびスペーサで溶接接合した二重管構造である。さらに内外管の間に格子状の鉄筋を配置して、内管の腐食を防止するために注入するモルタルで補強している。くい長は水深に応じて1.94~4.11mに変化しているが、このようなくいを基礎1基当り9~12本配している。頂版は鉄筋コンクリート構造である。くい頭部に設けた補強リブと、頂版内に配置したアンカーフレームを $\phi 110 \sim 150\text{mm}$ のアンカーボルトで結ぶ方法でくい頭を処理している。なおくいの施工は、まず海底に直径3.6mの孔を岩掘削機にて掘削して、そこにくいを建込み、モルタルと水中コンクリートで固める方法で行われた。

大島大橋では上記のごとく3mを超える大口径くいが用いられたが、その他の橋では $\phi 800 \sim 1500$ のくいが多く用いられている。

3) 構造特性と施工特性

多柱式基礎は、他の基礎形式に比べて、かなり顕著な特性を持つので、定性的な傾向把握のため、以下にその構造特性と施工特性を分類整理して示す。

a) 構造特性

- ① 大口径のくいをいれれば、くい本数、基礎寸法の面から非常に有利になる場合がある。
- ② 柱状構造であるので流水抵抗が少ない。
- ③ トップヘビーでかつ可撓構造なので、一般に構造減衰が小さくなる。
- ④ 建て込みくいの場合、先端支持力に依存する割合が大きく、良好な支持層を必要とする。

b) 施工特性

- ① 水上施工であるため、大水深や流速の大きい地点でも施工可能である。
- ② 機械化施工を前提として開発した工法であり、省力化工期短縮が期待できる。
- ③ くい(柱)頭において、結合構造が複雑となるため、高い施工精度が要求される。
- ④ 建て込みくい(柱)を使用した場合、岩盤とくいの固定にモルタルグラウトを行なうことがあるが、その施工の信頼性を高める工夫が必要である。

4) 設 計 法

a) 構造解析

多柱式基礎は一種のくい基礎であり、くい基礎に準じて設計すればよい。単にくいの自由長が長い場合に相当すると考えられる。しかしくい径が大きくなると、くい剛性に比して頂版が十分に剛とはみなせない場合も生じてくる。そのとき頂版とくいとからなるラーメンとして解析しなければならない。したがって、構造解析の方法には次の3種類が挙げられる。

(i) 通常のくい基礎と同様 Y. L. Chang の式による解法

通常のくいの計算に用いられている道路橋下部構造設計指針くい基礎の設計篇に述べられている解法である。また場合によっては、くい長を有限としたり、くい断面を変断面、地層が n 層にわかれた多層地盤として解くなど必要に応じて解法を拡張することも可能である。

(ii) 頂版を剛体とした群柱の解析

この解法は頂版を剛体とみなし、くいを群柱として解析する方法で、「本州四国連絡橋技術調査報告書」(土木学会、昭和42年)に提案されている。

(iii) 立体ラーメンとしての解析

くいと頂版が剛結された立体ラーメンとして解析するもので大島大橋や大鳴門橋(本州四国連絡橋公団、吊橋)など、道路橋示方書の適用範囲外であるスパン200m以上の橋の設計に用いられている。具体的な設計について大島大橋のP₄橋脚に例をとって以下に示す。

P₄橋脚は主径間の橋脚で、一般寸法図は図-2.24のごとくである。これを立体ラーメンに置換して解析の対象としている。

上部工反力は、頂版のFEM解析により等価なラーメン骨組上の荷重に換算して載荷している。

水平方向のばねおよび鉛直方向のばねの算出方法は「道路橋下部構造設計指針ケーソン指針」により行っている。くい先端の底面せん断ばねは無視している。また水平ばね、鉛直ばねは、載荷試験の結果から計算値の75%に補正している。

大島大橋の場合、支持岩盤は花崗岩であるが、表面は相当風化しているため、その評価をどうするか、根入れ長をどうするかは、構造上重要であるばかりでなく工費にも影響する。このため、種々の条件のもとでの比較計算によって変位、応力等の検討がなされたが、その結果、有効根入れ長は約3D、11mと決定された。

b) 荷重と耐震設計

設計上考慮すべき荷重としては、上部工反力、風荷重、流水(潮流)圧、波浪圧、浮力、地震力、地震時動水圧、衝突荷重などがあげられる。このうち多柱式基礎で特に重要なものは、流水圧、波圧などである。これらは、設計を支配する重要な荷重であると思われるので、基礎が設置される位置を考慮して適切に対処されなければならない。

また、多柱式基礎はくいの自由長が長いために比較的長周期の構造系となりやすい。耐震設計が重要となるゆえんである。

耐震設計は、「道路橋耐震設計指針」によらなければならない。指針には震度法、修正震度法および動的解析の規定があるが、高橋脚橋梁等比較的長周期構造物では修正震度法によるのがよく、また動的解析によって検証するのが望ましいとしている。多柱式基礎をもつ橋梁では高橋脚橋梁とみなせない場合でも長周期になりやすいので、注意を要する。多質点系モデル等を用いて固有周期を求め、必要に応じて修正震度法によるとか、動的解析によって地震の影響を評価すべきであろう。

支間が200mを越える場合、道路橋耐震設計指針は適用できないが、このような長大橋梁では耐震

設計が特に重要であり、慎重を期する必要がある。この場合、本州四国連絡橋耐震設計指針(1974)が参考となろう。この指針にも修正震度法と動的解析の方法とが規定されている。

なお修正震度法によるとき固有周期 T を次式で求めることが考えられる。すなわち、

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{W_s}{K \cdot g}} \quad (\text{sec})$$

$$W_s = \sum_1 \left(\frac{\partial_s}{\partial_0} \right)_1^2 W_1$$

$$K = \frac{H}{\partial_0}$$

ただし、 H = 頂版軸線にかかる水平力(t)、 ∂_0 : H による頂版水平変位(m)、 ∂_s : 着目点水平変位(m)、 W_1 : 着目点換算重量(t)、 W_s : 振動重量(t)、 K : バネ係数(t/m)、 g : 重力加速度($=9.8\text{m/sec}^2$)。

また基礎に作用する震度分布は図-2.25に示すようにくい第1不動点を0とした三角形分布とみなすことができる。そのとき頂版部の設計震度 K_{Fx} は次式で求まる。

$$K_{Fx} = K_H D_I = K_H \cdot \frac{\sum_1 (\partial_x / \partial_0)_1 W_1}{\sum_1 (\partial_x / \partial_0)_1^2 W_1}$$

ただし K_H : 応答スペクトル曲線より求まる震度、 D_I : 影響係数、 ∂_x : 着目点水平変位。

c) 構造細目

(i) 頂版

頂版は鉄筋コンクリート構造とするのが普通である。またその設計法は、一般のくい基礎と同様梁として設計する場合と、版とみなして骨組み構造解析を行う場合とがある。橋梁の規模が大きくなると後者によるのがよいと考えられる。

(ii) 柱構造(くい本体)

柱構造の種類には単管、コンクリート中詰め鋼管および2重鋼管の3種類がある。中詰めコンクリートにも無筋と鉄筋コンクリートの両方がある。2重鋼管では内外管の間を縦リブで連結したあとモルタルを充填する方法と、単にモルタルを充填するだけの方法とがある。2重鋼管でも管内部にはコンクリートで中詰めするのが普通である。

(iii) くい(柱)頭処理

くい頭と頂版の結合法としては、通常の鋼管くいや場所打ちくいのくい頭と同様に処理する方法と、くい頭部にアンカーフレームを設け、頂版内に埋込むことにより断面剛性と付着力を増加させる方法とがある。

(iv) くい(柱)先端部の処理

柱の先端は、通常の土質地盤ではくいのある根入れ長を打込むことによって支持地盤に定着されるが、岩盤の場合は、岩掘削機で穿孔された孔に柱を建込み、その周辺をモルタルグラウトして荷

重を確実に伝達する構造としている。

d) 今後に残された課題

(i) 構造解析法

多柱式基礎の構造解析法を3種類に大別したが、これらの解析法は各構造物の規模と特性により適宜使い分けられていて、まだ基準化されていない。現在ある解析法を進展させ、一般化した技術基準をまとめる必要がある。

(ii) 柱の荷重分担

基礎が大型化するにつれ、頂版の変形が無視できなくなる。また柱の間隔も直径の2.5倍を確保できない場合が生じてくる。その他、柱の変形や支持地盤の力学特性、荷重の大きさなどによって各柱の荷重分担が変化するであろう。これらの関連を追求し合理的な荷重分担について研究を進めることが重要と思われる。

(iii) ねじれ剛性

多柱式基礎はケーソン基礎に比べてねじれ剛性が乏しい。基礎の施工基面に不陸がある場合や地盤条件が変化している場合、必然的に基礎のねじれが問題となる。必要剛性とその評価方法についての検討が必要となろう。

(iv) 耐震設計

耐震設計法については、多柱式基礎の構造特性を考慮した手法を発展させる必要がある。特に力学モデルへの置換の方法や地震入力を与え方、減衰常数のとり方などについて十分な検討を要しよう。

2.3 総合的研究成果

4ヶ年の成果として、矢板式基礎の設計指針(案)と多柱式基礎の設計指針(案)を作成したので以下に示す。

2.3.1 矢板式基礎の設計指針(案)

(1) 設計の基本条件

(本文)

- 1) 矢板式基礎の井筒部底面における最大地盤反力度とその位置における地盤の許容支持力を比較して照査する。
- 2) 矢板式基礎の井筒部底面におけるせん断抵抗力と井筒部底面と地盤との間に働く許容せん断力を比較して照査する。
- 3) 矢板式基礎の井筒部前面における最大地盤反力度とその位置における地盤の受働土圧を比較して照査する。
- 4) 矢板式基礎の変位については、上部構造との関連から決まる許容変位量を考慮に入れて検討する。
- 5) 矢板式基礎各部の応力度と許容応力度を比較して照査する。
- 6) 矢板式基礎の水平抵抗は、各矢板相互間のせん断ずれ変形を考慮した弾性床上の梁として計算する。その場合、継手部のせん断応力度と許容せん断応力度を比較して照査する。

(解説)

1)、2)、3) 道路橋下部構造指針「ケーソン基礎の設計篇」によることとした。

6) 矢板式基礎の地震力を考慮した計算手法の原則を示したものである。矢板式基礎は、矢板を継手で連結し、かつ閉塞形状に打設して、各矢板の一体性をたかめ、あたかもケーソンに近い剛性を期待できるようにしたものであるといえる。しかし、大径の矢板式基礎のように井筒径と根入れ長の比が比較的小さいものでは、むしろ基礎の剛性に近いものになっている。小規模の矢板式基礎と、大規模の矢板式基礎に等しく、かつ合理的に適用できる計算手法として、各矢板相互のせん断ずれ変形を考慮した計算方法が最も汎用性があるとしてとりあげた。しかし、矢板式基礎の特徴を考慮し適用範囲を考えれば、基礎の計算法、あるいはケーソン基礎の計算法を適用することは可能である。

(2) 計算上の条件

(本文)

- 1) 矢板式基礎の規模等によって井筒内部の地盤抵抗を考慮する。
- 2) 矢板間の継手のせん断抵抗を考慮する。
- 3) 井筒内部の土の地震時の慣性力を必要に応じて考慮する。
- 4) 矢板式基礎の規模等によって、井筒壁の断面変形を考慮する。
- 5) 井筒内部に隔壁を設ける場合、その水平抵抗を考慮し、かつ井筒壁の断面変形を一般に無視する。
- 6) 仮締切兼用工法として使用する場合、一般に施工時に受ける矢板壁の残留応力を考慮する。

(解 説)

- 1) 矢板式基礎の井筒径が十分に大きいと、井筒内部土の水平力に対する地盤抵抗を考慮することができ。しかし井筒径が比較的小さい場合には、内部の地盤抵抗を無視する方がよい。
- 2) 一般に継手のせん断抵抗を考慮して設計してもよい。継手のせん断耐力が大きくなると、各矢板の一体性が高まり、全体の剛性が高くなる。それ故、継手のせん断抵抗を考慮した方が、設計上合理的になる。しかしこの場合、実験、経験等によって、設計上十分安全な継手のせん断耐力、許容せん断応力度を推定する必要がある。
- 3) 道路橋耐震設計指針で規定する耐震地盤面の位置によって、井筒内部土の慣性力を考慮する。この場合、内部土のどの程度までの質量を考慮するか検討する必要がある。また、基礎構造の減衰定数を決定する場合、井筒内部土の効果を合せて考えてよい。
- 4) 矢板式基礎の規模が大きくなると、個々の矢板の剛性に比べて、全体の井筒の剛性が大きくなる。そのような場合、一般に井筒の断面変形を無視できなくなる。井筒の断面変形が生じると、部分的に矢板壁に応力集中が発生する。たとえ断面変形を考慮しない計算手法を使うとしても、断面変形が無視できないような場合、発生応力の割増しを考え、安全になるように設計する。
- 5) 太径の矢板式基礎の場合、井筒の断面変形を阻止する効果があるものとして隔壁がある。十分な隔壁を設けた場合一般に、井筒の断面変形の影響を無視することができよう。また、水平力に対して、隔壁の水平抵抗を考慮する。また特殊な場合、隔壁にかわるものとして2重の井筒壁にすることも有効である。
- 6) 矢板式基礎の大きな長所の1つは、施工時の締切りとして、本体の矢板壁を水面上にまで立ち上げて、そのまま締切りに使えることである。過去の施工実績を見ても、仮締切兼用の矢板式基礎が過半を占めている。一般に、このような仮締切兼用矢板式基礎の場合、施工時の水圧等によって、本体の矢板壁に残留応力が存在する。それ故、設計上、この影響を考慮した方がよい。特に、水深の大きい場合には注意を要する。

(3) 頂 版 の 設 計

(本 文)

頂版と矢板の接合部は剛結となるように設計する。

(解 説)

仮締切兼用の矢板式基礎では、頂版は井筒内部に設けられることになる。それ故、頂版と矢板の接合は、矢板壁に溶接したりブプレート、支圧版、鉄筋等によって行なわれることになる。この接合形式は、従来のくい基礎、ケーソン基礎で見られないもので、設計上配慮を要する。一般に、水平変位等を考えてその接合が剛結となるようにする。

(4) 仮締切兼用工法における仮締切部の設計の基本

(本 文)

仮締切に作用する荷重およびそれに対する反力は、施工順序に従って変動するので、施工段階を追っ

て各部材の検討を行なうのがよい。

(解 説)

仮締切部の設計を行なう場合の標準的な施工順序は次のようになる。

- 1) 井筒内水中掘削時(水中コンクリート打設前)
- 2) 支保工設置、水替時(水中コンクリート打設後)
- 3) 矢板の水中切断時(注水時)

一般に上記した施工順序に対して、仮締切部の設計の検討時期とするのがよい。

2.3.2 多柱式基礎の設計指針(案)

(1) 設計の基本条件

(本 文)

一般に、多柱式基礎の設計は、くい基礎の設計法に従って行なう。

(解 説)

多柱式基礎は水面上に複数本のくい(柱)を建て込み、その頭部を頂版で連続構築し、基礎とするもので、基本的には一種のくい基礎と考えられ、くい基礎と同様に行なえばよいと思われる。しかし、くいの自由長が大きいことなどの構造物特性上から、一般のくい基礎よりもたわみ性の高い基礎となる傾向がある。したがって、水平力に対して変形が大きくなる傾向があるので、設計上配慮を要する。また、規模の大きいもの、あるいは非対称構造となるような多柱式基礎に対しては、ラーメン構造の計算でチェックするのがよい。

(2) 計 算 法

(本 文)

- 1) 多柱式基礎の震度分布は、その動的な振動性状を考慮して決める。
- 2) 設計上考慮する荷重としては、一般にくい基礎の場合に従うが、多柱式基礎特有のものとしては、流水圧、波圧、衝突荷重などがあり、これらの荷重も考慮する。
- 3) 耐震計算法としては、多柱式基礎の規模、構造特性等を考慮して選択する。

(解 説)

- 1) 多柱式基礎の一般的な震度分布としては図-2.26に示すようにくい(柱)地中部の第1不動点を

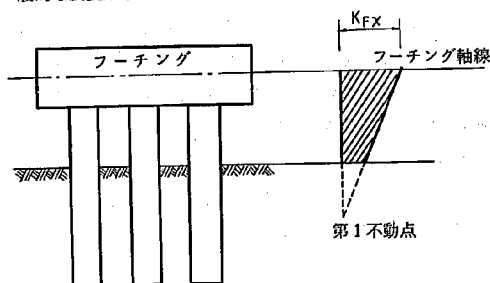


図-2.26 震 度 分 布

0とした直線分布を考えるか、または、頂版部の設計水平震度 K_{Fx} を次式のように与え、一種の修正震度法を用いて行なう方法もある。

$$K_{Fx} = K_H \cdot D_I$$

$$= K_H \cdot \frac{\sum_1 (\delta_x / \delta_0)_1 \cdot W_i}{\sum_1 (\delta_x / \delta_0)_1^2 \cdot W_i}$$

ここに

K_{Fx} : 頂版位置における震度

K_H : 応答スペクトル曲線より求める震度

D_I : 影響係数

δ_x : 着目点水平変位 (m)

δ_0 : 水平力による頂版水平変位 (m)

W_i : くい(柱)の死荷重、水の付加重重(t)

2) 多柱式基礎の場合、特に注意しなければならない荷重としては、流水圧、波圧、衝突荷重がある。流水圧の取り扱いについては、道路橋下部構造設計指針「調査及び設計一般篇」に従ってよい。波圧に関しては、一般的な計算法はまだないが、設計を支配する重要な荷重であると思われるので考慮が必要である。衝突荷重についても、基礎設置位置条件を考慮する必要がある。

3) 耐震計算法として、通常のくい基礎では、震度法で行なうのが普通であるが、多柱式基礎の場合、大規模橋梁に使用されることが多いので、場合によっては、修正震度法、動的解析を含めた手法で検討するのがよい。

(3) 頂版の設計の基本条件

(本文)

一般には頂版を剛体とみなして設計する。

(解説)

通常のくい基礎、または、小規模の多柱式基礎では、くい(柱)の剛性に比べて、頂版の剛性の方が十分大きいので、一般に頂版を剛体として扱ってよい。一方、大規模な多柱式基礎では、くい(柱)の剛性が大きく、頂版の剛性を、剛体として扱える程、確保することができない場合がある。また、剛体として、十分な剛性を与えるようにすると、設計上非常に不経済になる場合も起こってくる。このような場合、頂版を弾性体として設計する方法も考えられる。

2.3.3 水中基礎の今後の問題点

本報告書では、水中基礎の代表的なものとして、今後多用されると考えられる矢板式基礎および多柱式基礎の設計法を中心に検討し、構造系の全体特性に重点を置いた合理的設計法を提案し、実験的ならびに数値計算によって検証し、その妥当性を確かめた。一応満足のできる成果を得たが、まだ未解決の部分も

いくつか残されている。以下にこれらの点を指摘して結びとする。

矢板式基礎に関しては、この報告書 2.2.4 でも指摘しておいたように、部分特性、特に頂版結合部と継手部の特性およびその評価方法に未解決の点が残る、また、仮設に関連して、残留応力および変形特性とその評価方法、残留応力のもとでの溶接性と強度、井筒内地盤の動特性などに関して、なお深く検討する余地が残されている。

水中基礎全般としては、集合部材より成る基礎という考えの基に、矢板式基礎、ケーソン基礎、くい基礎、多柱式基礎などの設計法の統合化を試みた。矢板式基礎、ケーソン基礎、くい基礎の現行法との整合性の究極のところは、基礎周辺地盤に関連したバネ定数の統一化と解釈という問題に帰結される。この点に関しては、詳細な検討が必要である。また、水中での施工性と施工精度などに関しては、まだ殆んど不明であるが、設計と関連して検討すべき点も多いであろう。動的な挙動は実測や実験による検討が必要である。

付2.1

昭和51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	51. 6. 7 波 崎 研 究 所 (住 友 金 属)	見 学
第2回	51. 9. 13 東 海 大 学 校 友 会 館	(1) 前年度成果報告 (2) 鋼管杭協会での矢板式基礎の研究方針 (3) 土研での矢板式基礎実験研究報告 (4) 今年度の方針
第3回	51.11.29 日 本 海 運 倶 楽 部	(1) 矢板式基礎の設計々算法 (2) 安治川橋梁の矢板式基礎の指針案 (3) 鋼管矢板井筒基礎の水平挙動について (4) 多柱式基礎及びパイルベント基礎の設計法のまとめ (5) 部会報告書のとりまとめ方針
第4回	52. 3. 7 東 海 大 学 校 友 会 館	(1) 本年度報告書とりまとめ

(2) 幹 事 会

回 数	日 時	場 所
第 1 回	51. 7. 30	国土開発技術研究センター
第 2 回	51.10.29	住 友 ク ラ ブ
第 3 回	52. 1. 26	国土開発技術研究センター
第 4 回	52. 2. 25	"

付2.2 資料目録

昭和51年度基礎工部会へ提出された資料は下記のとおりである。

回 次	番 号	資 料 名
第 2 回	2 - 1	「昭和50年度耐震技術に関する研究開発書」、国土開発技術 研究センター、昭和51年3月
	2 - 2	「多柱式基礎およびパイルベント基礎、設計例および設計法の まとめ」、土木研究所資料第1158号、昭和51年3月
	2 - 3	「多柱式基礎に関する実験研究の概要」、土木研究所資料第 1159号、昭和51年3月
	2 - 4	「多柱式基礎およびパイルベント基礎の施工例」、土木研究所 資料第1160号、昭和51年3月
	2 - 5	「実験資料」、鋼管杭協会
	2 - 7	「研究成果」、土木研究所
	2 - 8	「今年度の方針案」
第 3 回	3 - 1	「矢板式基礎の設計計算法」、土木研究所
	3 - 2	「安治川橋梁の矢板式基礎の指針案」阪神公団
	3 - 3	「鋼管矢板井筒基礎の水平挙動について」、藤田委員
	3 - 4	「多柱式基礎及びパイルベント基礎の設計法のとりまとめ方針」、 鋼管杭協会
	3 - 5	「部会報告書のとりまとめ方針」
第 4 回	4 - 1	「基礎工部会報告書(案)」
	4 - 2	「矢板式基礎の設計法」、土木研究所資料第1175号、昭和 52年2月

3. コンクリート部会の研究成果の概要

3.1 概 説

コンクリート部会では、昭和48年度より昭和51年度までの4箇年にわたり、コンクリート橋脚・橋台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求めるために大略つぎの調査研究を行ない、「コンクリート構造物(橋脚・橋台)耐震設計法(案)」を作成した。

- (1) コンクリート部材の耐震性に関する資料の収集・検討
 - 1) わが国における鉄筋コンクリート土木構造物の耐震設計の現状と研究の動向の調査
 - 2) わが国の各機関で用いられている独立柱形式鉄筋コンクリート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
 - 3) 鉄筋コンクリート橋脚の既往の震害例、耐震性に関する解析・実験資料の収集・検討
- (2) 限界状態設計法にもとづく鉄筋コンクリート橋脚耐震設計法に関する研究
 - 1) 内外の鉄筋コンクリート構造物設計基準における耐震関連規定の比較・検討
 - 2) 鉄筋コンクリート橋脚の地震時挙動についての弾塑性解析による検討
 - 3) 鉄筋コンクリート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
 - 1) 内外の鉄筋コンクリート構造物設計基準における耐震構造細目規定の比較・検討
 - 2) 太径鉄筋の定着性に関する供試体実験
 - 3) 鉄筋重ね継手の耐震性に関する供試体実験
- (4) 「コンクリート構造物(橋脚・橋台)耐震設計法(案)」の作成
 - 1) 耐震設計の基本方針の検討
 - 2) 耐震設計法(案)本文および解説のまとめ

3.2 研究内容および研究成果

3.2.1 昭和48年度の研究内容および研究成果の概要

- (1) コンクリート部材の耐震性に関する資料収集・検討

現行の設計規準や耐震性に関する文献および部会委員の報告等にもとづいて以下の項目について検討を行なった。

- 1) 鉄筋コンクリート構造物耐震設計の現状と研究の動向

建設省、日本道路公団、首都高速道路公団、阪神高速道路公団および日本国有鉄道における耐震設計の現状と、各機関で実施している耐震関係研究課題の調査を行なった。

2) 鉄筋コンクリート構造物の耐震規定の現状

下記の規準等における耐震に関する事項および帯鉄筋等の構造細目に関する規定について比較・検討を行なった。

表-3.1 検討を行なった規準等

記号	規 準 等	策 定 機 関
A	鉄筋コンクリート標準示方書	土 木 学 会
B	道路橋耐震設計指針	日本道路協会
C	建造物設計標準	日本国有鉄道施設局
D	鉄筋コンクリート構造計算規準	日本建築学会
E	建築基準法施行令	建 設 省
F	Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-71)	American Concrete Institute
G	Recommended Lateral Force Requirement	Structural Engineer's Association of California
H	Highway Bridge Design ,Design Brief	New Zealand Ministry of Works
I	Bridge Planning and Design Manual	California Division of Highways

3) 鉄筋コンクリート橋脚の設計例における鉄筋量、応力度等の特徴

下記の標準設計図類より鉄筋コンクリート独立柱橋脚14例を収集し、代表的な円形断面、中空断面および2柱式の橋脚における主鉄筋比、帯鉄筋比、死荷重による応力度等について検討を行なった。

これらの成果として、つぎのようなことが明らかとなった。

1) 現在、わが国における鉄筋コンクリート橋脚の設計は、建設省および道路関係各機関では道路橋下部構造設計指針（日本道路協会）、道路橋耐震設計指針（日本道路協会）等により、日本国有鉄道では建造物設計標準等にもとづいて行なわれている。規準等に明記されていない構造細目については、各機関独自の標準設計図等によって補なわれている。これらの図集等にみられる構造細目には耐震性を考慮して特別の配慮を行なっているものも見られるが、各機関の考え方や規定の精粗にはかなりの差がある。研究は、コンクリート構造物の地震応答解析に重点がおかれている。

2) 表-3.1に示す規準等のうち、耐震に関して特徴ある規定を設けているものはつぎのようである。

表-3.2 耐震規定の特徴

修正震度法を採用しているもの	B	G, H, I
靱性に関する定量的な規定を有するもの		G, H, I
終局強度設計法による検討も含めているもの	C	F, G, H
柱のせん断破壊を防止する規定を有するもの	D	F, G

構造細目に関しても、各規準の間にかかなりの差がある。

3) 鉄筋コンクリート独立柱橋脚は建物の柱に比べて応力度および配筋上つぎのような特徴がある。

- (a) 死荷重によるコンクリートの応力度は中低層建物の1階の柱における約40kg/cm²に対し橋脚では6~23kg/cm²程度でかなり小さい。曲げと軸方向力を受ける部材では、軸方向力の割合が大きくなるほど破壊が脆性的になる傾向があるが、軸方向応力度がこのように小さいことは脆性的な破壊が起りにくい点で有利である。
- (b) 引張鉄筋比は、中空円形断面および角断面2柱式橋脚では0.54~1.14%でRC建物の柱と同程度、中実円形断面の橋脚では0.3~0.6%でやや少なめである。
- (c) 柱の靱性(ねばり強さ)やせん断強さに影響を与える帯鉄筋比は、中空円形断面橋脚では0.21~0.26%であるが、中実円形断面および角断面2柱式橋脚では0.05~0.14%でRC建物の柱における最小帯鉄筋比0.2%に比べてかなり小さい。

4) 震害例、応答解析例にみられる鉄筋コンクリート橋脚の耐震性に関する特徴は、つぎのようである。

- (a) 鉄筋コンクリート橋脚の震害例では、せん断耐力・靱性の不足、定着鉄筋の抜け出し、支承面付近のコンクリートの脱落等の例が多い。
- (b) 現在、橋脚の動的解析は主として弾性解析によって行なわれているが、これらの結果によればとくに長周期の橋脚の場合以外は静的解析の応力値を上まわる。
- (c) 橋脚の弾塑性解析を行なった場合、応答応力は弾性解析の結果より小さくなるが変位は著しく大となる。ただし、部材の弾塑性や復元性の仮定の仕方によって結果にかかなりの差が生ずる。

(2) 太径異形鉄筋の定着性に関する研究

橋脚等大型構造物には、今後太径異形鉄筋の使用が多くなると考えられるが、わが国においてはその使用例が少なく、一方、サンフェルナンド地震では太径異形鉄筋を用いた橋脚の倒壊例もあるところから、その定着における基礎性状を実験によって確かめた。実験は、図-3.1に示すような供試体を用い、表-3.3に示す項目について行なった。

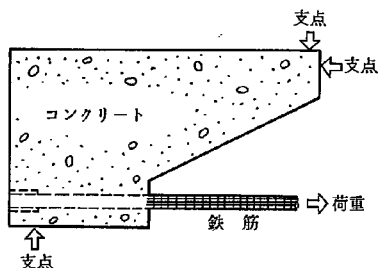


図-3.1 定着試験供試体

表-3.3 試験項目および供試体数

試験項目	供試体数	備考
かぶりの影響	3	D25
埋込長の影響	3	D25
支点をこえた部分の補強の影響	6	D25
太さと表面形状の影響	2	D41 2種類
太さと表面形状の影響	6	D51 2種類
供試体の形状による影響	4	D51 立方供試体

実験の結果、つぎのことが明らかになった。

- 1) 定着部破壊は、定着部に生ずる縦ひびわれによる付着破壊によるものが多く、定着強度を大きくするには埋込長、かぶりがある程度以上大きくする必要がある。定着部端部をスパイラル鉄筋等により補強することは定着効果を高めるのに有効である。
- 2) 鉄筋の表面形状も鉄筋の定着性に影響を与える。
- 3) 最大付着応力度は、かぶり、埋込長、補強鉄筋量、鉄筋の表面形状、コンクリート強度などによって変るが、本実験の場合、大略 $50 \sim 70 \text{ kg/cm}^2$ であった。
- 4) 比較のために行なった、従来一般に行なわれている立方体ブロックに埋込んだ鉄筋の引抜試験の結果では、最大付着応力度は $100 \sim 120 \text{ kg/cm}^2$ であった。これに対し、図-3.1のような供試体による値は約半となったが、これは鉄筋の使用状態を考慮した試験方法を用いることが重要なことを示している。

3.2.2 昭和49年度の研究内容および研究成果の概要

(1) 限界状態にもとづく耐震設計法の検討

AOI耐震規定の逐条検討、その他主要な規準の対比・検討を行なって、コンクリート橋脚の耐震設計上考慮すべき事項を明らかにし、耐震設計法の概念を表-3.4のようにまとめた。同表に示す各種の限界状態は仮に設定したもので、最終的には鉄筋コンクリート橋脚の地震時弾塑性応答解析を行ない、設計の基準とするに適切な特異点を見出して、必要最少限の照査段階を設ける方針とした。

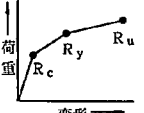
つぎに、AOI耐震規定その他の検討により、独立柱橋脚の場合の耐震設計上の問題点を明らかにした。一般的な鉄筋コンクリート構造を代表するラーメン形式と比較した場合、独立柱橋脚には耐震設計上注意すべきつぎのような特徴がある。

- 1) ラーメン柱では一般に柱の断面は一様で、軸方向鉄筋量は上下に均一であるため、モーメント分布に対応して応力も上下端で最大となるが、独立柱では下端においてモーメントは最大となるものの一般に軸方向鉄筋量はモーメントに応じて上部ほど減じ、躯体断面も下方に大きくしている場合が多いの

表-3.4 鉄筋コンクリート橋脚耐震設計の概念

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	靱性 μ	計算法	許容できない被害	許容しうる被害	被害調査及び 耐力判定	暫定的使用に 対する交通規則	補修
崩壊限界	大被害もやむをえない。	$\phi S \leq \phi R_u$	$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_c \leq \sigma_{cu} \\ \sigma_s \leq \sigma_{su} \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} \epsilon_c \leq \epsilon_{cu} \\ \epsilon_s \leq \epsilon_{su} \end{array} \right.$	$\delta \leq \delta_u$	$\mu \geq \mu_u$	非弾性解析	↑↑↑↑↑	↑↑↑↑↑	↑	↑	↑
破壊限界	破壊するが二次的被害 (人命損失等)は受けない。	$\phi S \leq \phi R_y$	$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_c \leq \sigma_{cy} \\ \sigma_s \leq \sigma_{sy} \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} \epsilon_c \leq \epsilon_{cy} \\ \epsilon_s \leq \epsilon_{sy} \end{array} \right.$				↑↑↑↑↑	↑↑↑↑↑	↑	↑	↑
破損限界	破損するが補修すれば 再使用できる。	$\phi S \leq \phi R_c$	$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_c \leq \sigma_{cy} \\ \sigma_s \leq \sigma_{sy} \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} \epsilon_c \leq \epsilon_{cy} \\ \epsilon_s \leq \epsilon_{sy} \end{array} \right.$				↑↑↑↑↑	↑↑↑↑↑	↑	↑	↑
供用限界	破損しない。 地震時でも供用を続 ける。				$\delta \leq \delta_u$		弾性解析	↑↑↑↑↑	↑↑↑↑↑	↑	↑	↑
								上部構造の許容移動量を超える変位 支承部のせん断破壊 フーチングの鉄筋の拔出 コンクリートの圧壊・せん断破壊 主鉄筋の座屈・破断・継手の破壊	幅(1m以上の曲げひびわれ せん断ひびわれ 主鉄筋の降伏 帯鉄筋外部のコンクリートの剥離	制限なし ↓ 荷重制限または車線規制 ↑ 交通止め		

(備考)



S : 作用断面力
 R : 抵抗断面力
 ϕ : 係数
 u : 終局
 y : 降伏
 c : 破壊

落橋防止装置に関連

問題点：被害を受けた構造物の耐荷力判定方法および補修方法

で、応力は下端で最大になるとはかぎらない(図-3.2)。

震度法では高さ方向に対し設計水平震度を
一様としているが、実際の橋脚の挙動として
は上方が大きく揺れるため、図-3.3に示す
ように動的断面力と震度法による断面力との
比は橋脚基部よりも中間部もしくは上方にお
いて大きくなる。

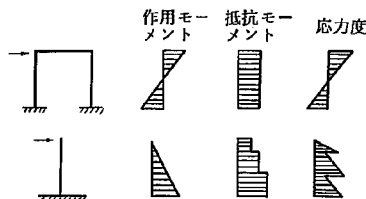


図 3.2 独立柱とラーメン柱

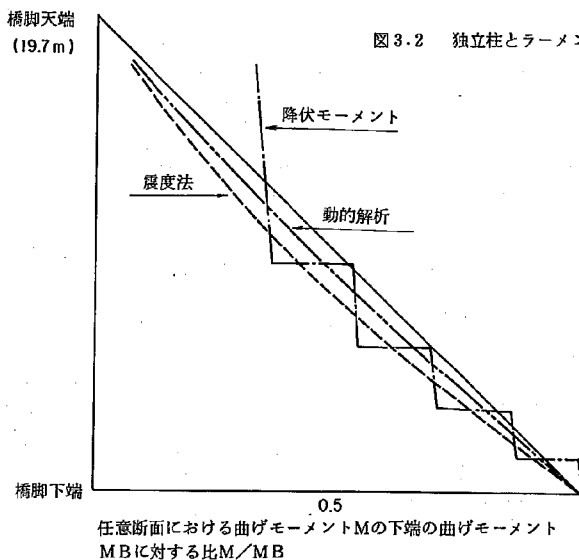


図-3.3 モーメント分布の比較

(H=22m小判型橋脚、橋軸方向)

靱性を高めるため、ラーメン構造では柱の上下端付近に帯鉄筋を密に配置すればよいが、独立柱では
動的断面力と主鉄筋配置を考慮すると下端付近だけでなく、軸方向鉄筋を減じたことにより作用モー
メントとの比が1に近づいている位置に対しても帯鉄筋を密に配置する必要がある。

2) 独立柱では、地震時における基礎回転ばねの弱化(基部モーメントが大きくなることによる弱化
および地震動による土の弱化)が水平変位の増加におよぼす影響がラーメン柱に比して著しく大きく、
したがって柱の振動性状におよぼす影響も大きくなる。また、橋脚の剛性が大きいほど、地盤が軟いほ
ど、基礎のロッキングが橋脚躯体のたわみ振動に比して優勢になる(図3.4)。独立柱では基礎の降伏
破壊がそのまま橋脚の折損・転倒等につながるので、基礎の回転ばねの影響を的確に評価することが重

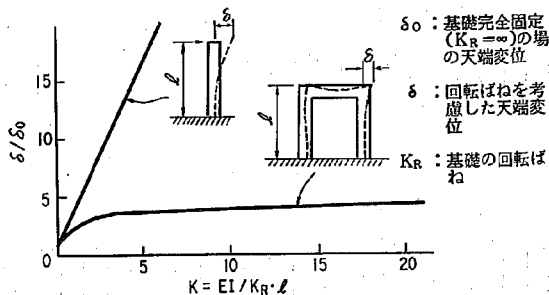


図-3.4 基礎回転が変位におよぼす影響

要である。

(2) 鉄筋重ね継手の耐震性に関する供試体実験

鉄筋重ね継手の耐震性を検討するため、45体のRC梁供試体による高応力繰返し載荷実験を行なった。実験はつぎの4シリーズからなる。

1) シリーズ1：図-3.5に示すような単鉄筋梁供試体を用い、コンクリート強度、重ね長さ、継手部の補強方法をいろいろに変え、これらが継手の強度および靱性におよぼす影響について調査した。変動要因は、つぎのとおりとした。

コンクリートの強度：180、270、400kg/cm²

重ね長さ：5φ、15φ、20φ、25φ、30φ、36φ、継手なし

継手部の補強方法：スターラップ8cm間隔、同4cm間隔、補強金具、無補強

2) シリーズ2：図-3.6に示すような複鉄筋梁供試体を用い、重ね長さおよび補強方法を種々に変えた場合の正負繰返し載荷のもとでの強度および靱性について調査した。

3) シリーズ3：図-3.7に示すような単鉄筋梁供試体を用い、せん断区間内の主鉄筋の打ち切り、曲上げ、重ね継ぎなどが強度および靱性におよぼす影響について調査した。

4) シリーズ4：比較のために、図-3.8に示すような単鉄筋梁供試体について低応力繰返し載荷実験（疲労試験）を行なった。

シリーズ1の試験結果の一部を図-3.9に示す。これより、つぎのことがわかる。

(a) 重ね継手の耐震性は、継手部に十分な横方向鉄筋を配置することによって著しく改善される。横方向鉄筋のない重ね継手の破壊はきわめて脆性的であり、耐震上好ましくない。

(b) 継手端部にフックを設けることは、重ね継手の耐震性向上のためにある程度有効である。重ね継手部を金具（鋼管とくさび）で補強すれば安全性が向上する。

シリーズ2の試験結果の一部を示すと図-3.10のようで、継手部をスターラップや金具で補強し

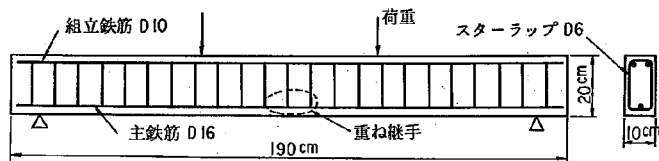


図-3.5 供試体 (シリーズ1)

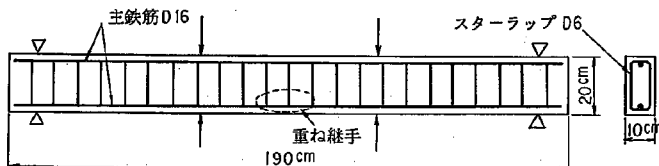


図-3.6 供試体 (シリーズ2)

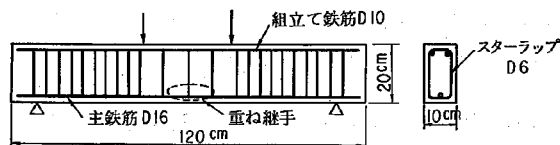


図-3.7 供試体 (シリーズ3)

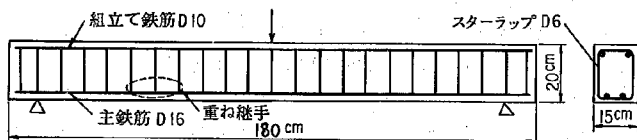


図-3.8 供試体 (シリーズ4)

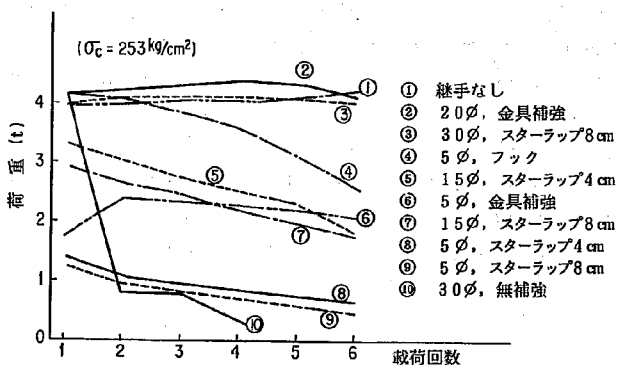


図-3.9 シリーズ1の結果の一部

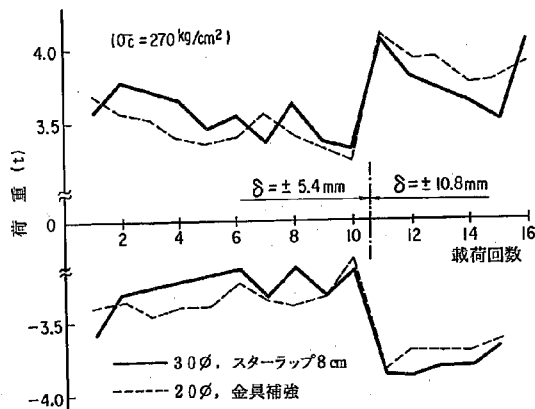


図-3.10 シリーズ2の結果の一部

た重ね継手は正負繰返し载荷に対して耐力を保持しており、耐震的であることが認められる。

(3) 橋脚の動的解析手法の調査

橋脚の地震応答解析において従来一般に行なわれてきた解析方法、振動モデルの設定方法、地震波・減衰常数の与え方などについて調査し、現在における地震応答解析のすう勢についてまとめた。その結果はおおよそつぎのようである。

1) 計算方法としては、モーダル・アナリシスと直接積分法とに大別され、前者においてはスペクトル法および逐次積分法が、また後者においては逐次積分法がそれぞれ目的に応じて一般に用いられている。

2) 振動モデルとしては、橋脚の形式、支承構造等によりさまざまなものが用いられている。橋脚は一般に多質点系振動モデルにおきかえられるが、橋軸直角方向の振動および固定沓をもつ橋脚の橋軸方向の振動においては桁の重量が支配的で、桁の質量効果を橋脚天端位置の質点に付加する方法がとられる。この場合、橋脚自体の質点はそれほど多く設ける必要はない。しかし、可動沓のみをもつ橋脚の橋軸方向の振動モデルでは桁の質量効果はなく、橋脚には少なくとも3~4個の質点を設ける必要がある。

橋脚の曲げ振動の計算において、橋脚の曲げ剛性は一般にはコンクリート全断面を有効とし、かつ、曲げモーメントの変動にかかわらず一定とする弾性応答解析が一般に行なわれているが、時には低下した曲げ剛性を用いた場合の計算も行なっているものがある。

3) 地震波としては、地盤条件が似かよったところで記録された地震波を用いている場合が多い。報告書には、資料として地震応答解析によく用いられる地震波の応答スペクトルおよびそれが記録された

地点の地盤状況図を収録した。

減衰の値は、振動実験による実測値はかなりのばらつきを示している。資料として、報告書には実測値の例を収録した。

3.2.3 昭和50年度の研究内容および研究成果の概要

(1) 鉄筋コンクリート橋脚の地震時における解析

1) 既往の橋脚における靱性率

部材のねばり強さ（変形性能）を表わす1つの尺度として靱性率（終局曲率／降伏曲率）を考え、既往の橋脚についてこれを計算した結果を示すと表-3.5のようである。

表-3.5 既往の橋脚における靱性率

橋脚の種類	曲げ変形とフーチングからの鉄筋の伸び出しを考慮して計算した橋脚天端の水平変位をもとに定義した靱性率	備考
中実円形断面	6.4～8.1	6例
中空円形断面	5.8～6.8	6例
角柱面2柱式 (橋軸方向) (橋軸直角方向)	5.6～10.5 5.7～8.6	6例 4例
小判型断面 (橋軸方向)	5.3～7.3	3例

注) コンクリートの終局圧縮歪を0.0035と仮定

ある実験結果によれば、計算上の靱性率は6程度でも、繰り返し荷重下においては靱性率がその半程度となったものもある。したがって、動的荷重下における靱性率としては、静的計算によって得られる表-3.5のような値の半程度と考えておけば安全と思われる。

参考までに、応答震度と曲率および応力とひずみとの関係の1例を図-3.11に示す。

2) 独立柱橋脚の弾塑性応答解析

表-3.6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脚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。解析は、橋脚を1質点系モデルに置換え、図-3.12に示す手順で行なったが、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。すなわち、動的荷重による変形量は、曲げ変形のみを考慮した場合のほか、実験結果とよく符合する〔曲げ変形＋フーチングからの鉄筋伸びしによる変形〕を考慮した場合について計算した。なお、基礎および地盤の影響は無視した。

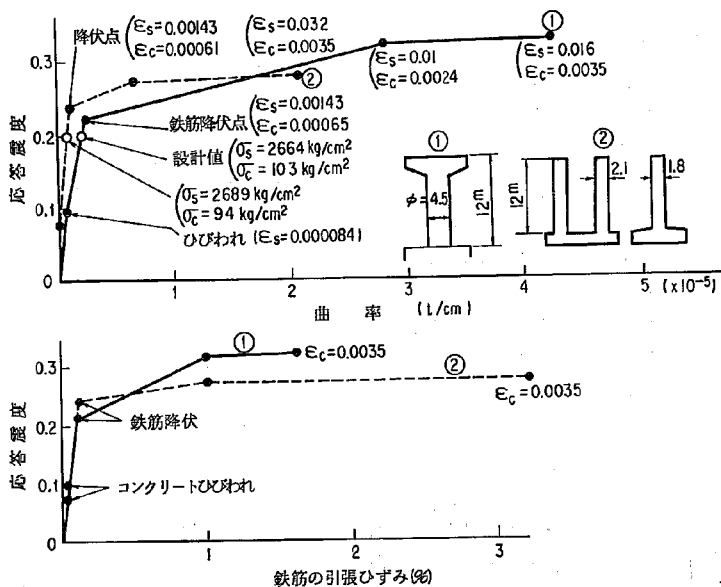


図-3.11 応答変位と曲率、応力・ひずみとの関係の1例

表-3.6 弾塑性応答解析の条件

項	目	内 容
橋脚の種類	断面形状	矩形(小判型)
	高さ(円)	①7m、②12m、③15m、④21m
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+フーニング鉄筋の伸び
	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	①El-Centro(N-S)、②Taft(E-W)
	最大加速度(α_{max})	①200gal、②300gal、③400gal、④600gal
	入力方向	橋軸方向

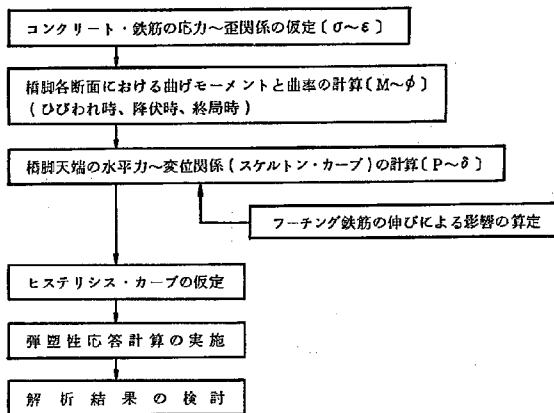


図-3.12 解析の手順

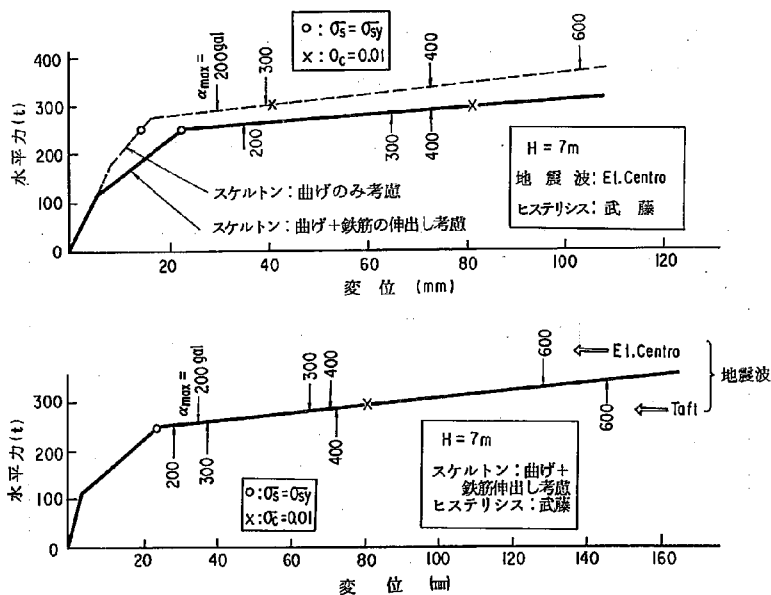


図-3.13 解析結果の1例

解析結果は、各ケースごとに橋脚天端に作用する水平力と変位との関係を図-3.13のようにまとめ、解析結果全体を図-3.14、図-3.15のように集約した。

これらの結果から、つぎのような傾向を把握した。

(a) 背の高い橋脚の方が背の低いものよりも初期周期が大きく応答スペクトルが小さくなるため、同一の最大加速度において背の高い橋脚ほど応答塑性率は小さくなる。

(b) フーチングからの鉄筋伸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。鉄筋の伸出しにより応答変位は大きくなるが、塑性率は小さくなる。

(c) 橋脚に降伏点変位を生ずるのは最大加速度200gal前後においてである。最大加速度300galにおいて、塑性率はとくに背の低い場合($H=7\text{m}$)は $\mu > 2$ となる場合もあるが、一般には $\mu < 2$ である。塑性率が3に達する加速度は、フーチング内の鉄筋の伸びも考えた場合 $H=7\text{m}$ では約300

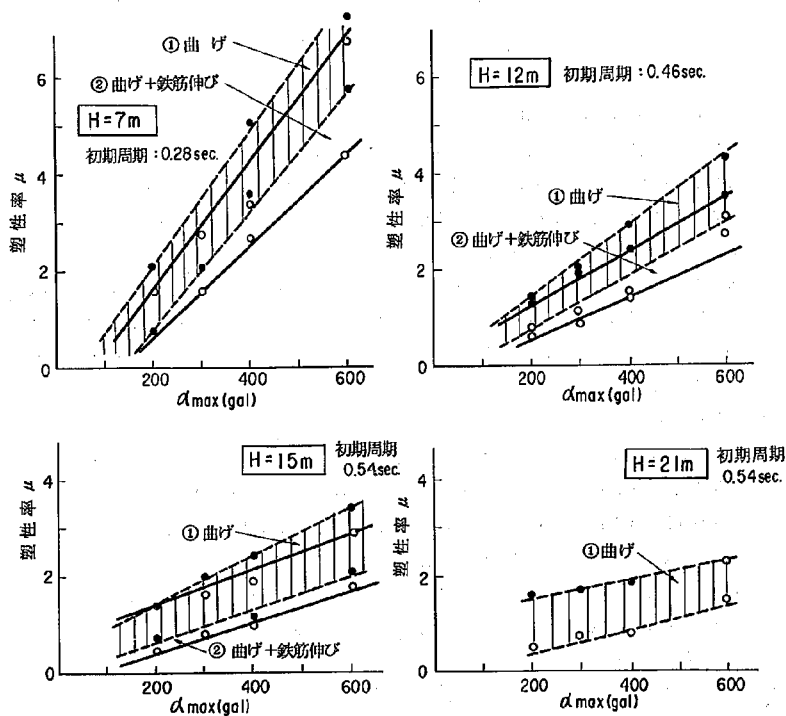


図-3.14 応答塑性率 (地震波 E1-Centro)

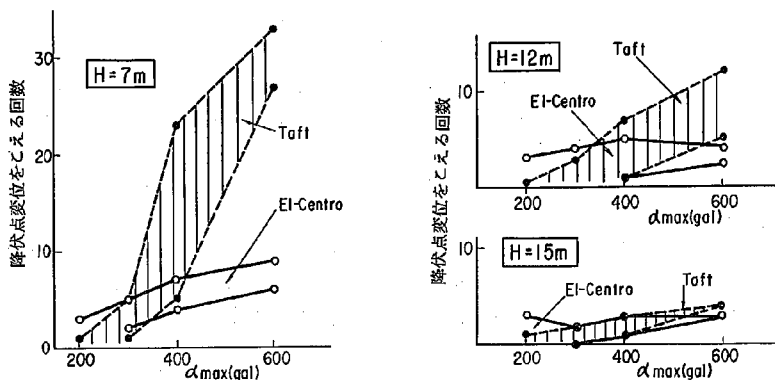


図-3.15 地震中に降伏点変位をこえる回数

gal、 $H=15\text{m}$ では約600galである。

本解析では橋脚はフーチング底面で固定されているものとし、フーチングのロックの影響は考慮しなかったが、とくに背の低い剛な橋脚ではその影響が大きく、一般には基礎のロックを考慮すると周期が長くなり応答スペクトルが小さくなるので、 $H=7\text{m}$ の橋脚が塑性率3に達する加速度は300gal以上になるものと考えられる。

(d) 地震波としてEl-CentroおよびTaftを入力した場合の塑性率を比較すると、地震動を受けている間に降伏点変位をこえる回数は $H=7\text{m}$ のような背の低い橋脚においてはTaftを入力した場合の方が圧倒的に多く、このような規模の橋脚に対してはTaftのような入力大きな影響を与えるものと考えられる。

(2) 鉄筋重ね継手の耐震性に関する供試体実験

49年度の梁供試体による実験に続き、橋脚の一部に横したブロック供試体を用いて、重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。すなわち、図-3.15(a)に示すような橋脚の一部に横した同図(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強度のちがいにについて調査するため、高応力繰返し載荷実験(鉄筋引抜き試験)を行なった。

実験結果の概要を表-3.7に示す。この実験により、つぎのことがたしかめられた。

- 帯鉄筋は主鉄筋重ね継手区間の端部に配置するのが効果的である。
- 主鉄筋量に対する帯鉄筋量の割合を0.15以上とした。この試験に関するかぎり、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。
- 橋脚が曲げを受ける場合の引張側主鉄筋の重ね継手は、重ね長さを30φとした場合、鉄筋の実

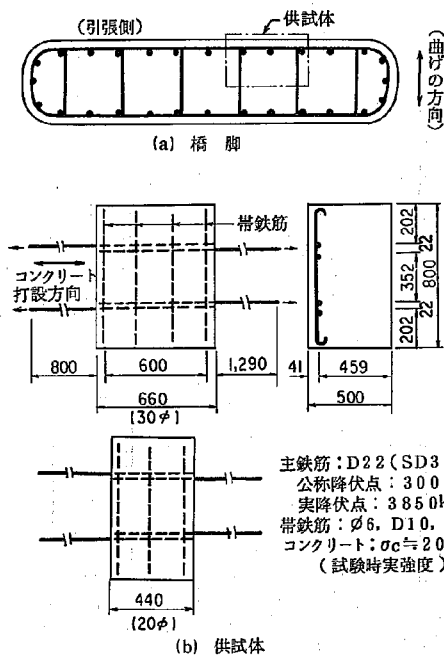
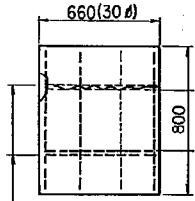
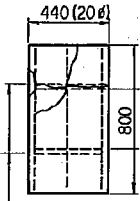
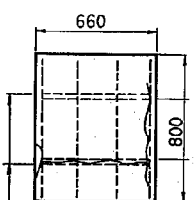
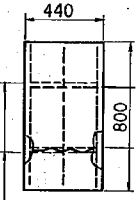
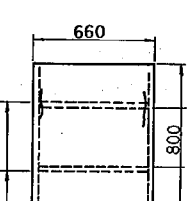
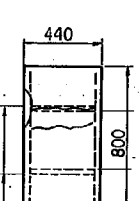


図-3.16 供試体の概要

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の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49年度の梁供試体による実験結果と異なる点である。

表-3.7 鉄筋重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(1.13cm) (寸法単位: mm)	P_{max} 360 t σ_{smax} 4650 kg/cm ² Δl 14 mm ○ 0~ σ_{sy} で10回繰返し ○ $\Delta l = 2$ mm 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拔出して破壊	4	 主鉄筋: D22(SD30) 帯鉄筋: 3-φ6(0.85cm)	P_{max} 271 t σ_{smax} 3500 kg/cm ² Δl 1.8 mm ○ 0~ σ_{sy} で10回繰返し ○ 定歪載荷・1回目載荷途中 271 t で鉄筋が拔出して破壊
2	 主鉄筋: D22(SD30) 帯鉄筋: 4-D10(2.85cm)	P_{max} 393 t σ_{smax} 5080 kg/cm ² Δl >14 mm ○ 0~ σ_{sy} で10回繰返し ○ $\Delta l = 2$ mm 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拔出して破壊	5	 主鉄筋: D22(SD30) 帯鉄筋: 3-D10(2.14cm)	P_{max} 298 t σ_{smax} 3850 kg/cm ² Δl 3.1 mm ○ 0~ σ_{sy} で10回繰返し ○ 定歪載荷・1回目載荷終了直後、鉄筋が拔出して破壊
3	 主鉄筋: D22(SD30) 帯鉄筋: 2-D13(2.53cm)	P_{max} 390 t σ_{smax} 5040 kg/cm ² Δl >20 mm ○ 0~ σ_{sy} で10回繰返し ○ $\Delta l = 2$ mm 変形制御載荷、繰返し16回で Δl が20 mmをこえても鉄筋は抜出さず	6	 主鉄筋: D22(SD30) 帯鉄筋: 2-D10(1.42cm)	P_{max} 296 t σ_{smax} 3820 kg/cm ² Δl >1.3 mm ○ 0~ σ_{sy} で10回繰返し ○ 定歪載荷・1回目載荷途中 296 t で鉄筋が拔出して破壊

P_{max} : 最大荷重、 σ_{sy} : 鉄筋の公称降伏点 (3000 kg/cm²)

σ_{smax} : 最大荷重時における鉄筋の計算応力度 (P_{max}/A_s)

Δl : 破壊直前における鉄筋の変位量、 Δl : 各サイクルにおける鉄筋の変位量

3.2.4 昭和51年度の研究内容および研究成果の概要

(1) 鉄筋コンクリート橋脚の多質点系弾塑性応答解析

独立柱橋脚の軸方向鉄筋の合理的な配置法について検討するため、多質点系モデルによる地震時弾塑性応答解析を行なった。高さ19.5mの橋脚を図-3.17のようにモデル化し、El-Centro地震波(N-S)を入力して最大応答値を求めた。

解析の結果、つぎのようなことが明らかになった。

1) 橋脚の高さ方向に等分布の震度を考慮したときの最大応答曲げモーメントは、図-3.18に示すようにほぼ三角形にちかい分布となる。

2) 各種設計法によった場合の鉄筋降伏曲げモーメントおよび終局曲げモーメントは図-3.19のようである。従来の震度法による静的解析により許容応力度にもとづいて設計した橋脚においては、橋脚基部よりも中間部ないし上部に危険断面を生ずる傾向がある。したがって、地震時において橋脚全高にわたり均等な安全性を確保するためには、橋脚全高にわたり降伏モーメントおよび終局モーメントが作用モーメントに対してほぼ均一の余裕をもつように、軸方向鉄筋の配置等を定めるのが合理的である。

3) 図-3.19に示した各種設計法による場合の降伏耐力と主鉄筋量は表-3.8のようであり、明らかに終局強度設計によるのが合理的である。

4) 高さ20m程度以下の橋脚においては、応答変位は1質点系モデルにより求めても実用上十分なことがわかる(図-3.20)。

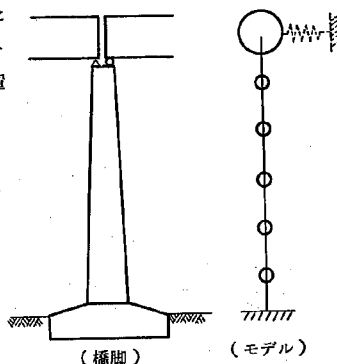


図-3.17 多質点系モデル

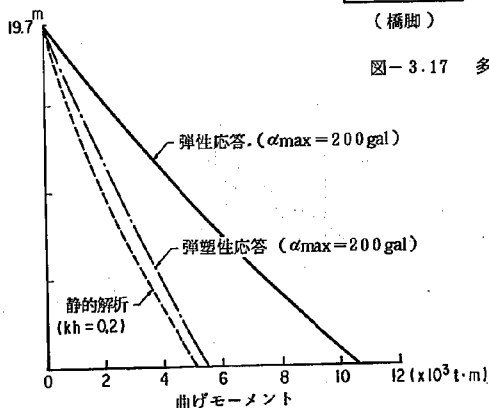
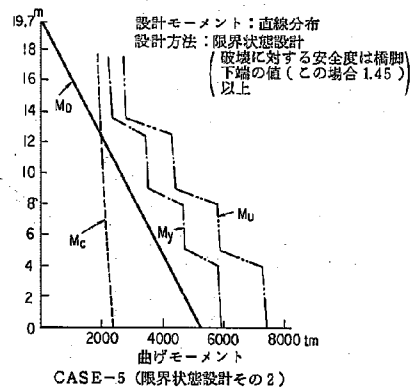
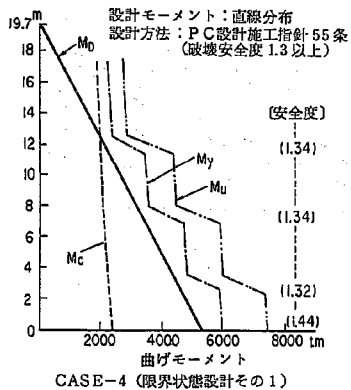
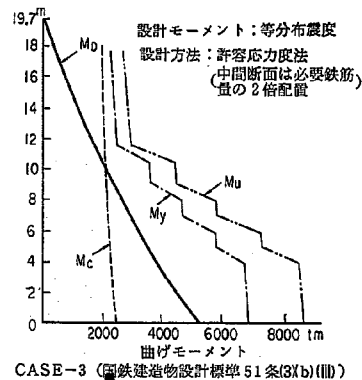
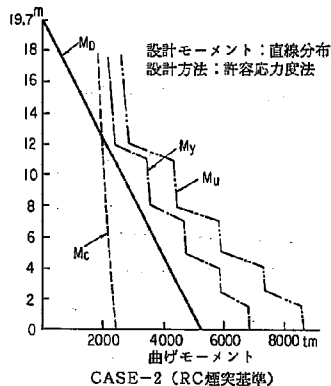
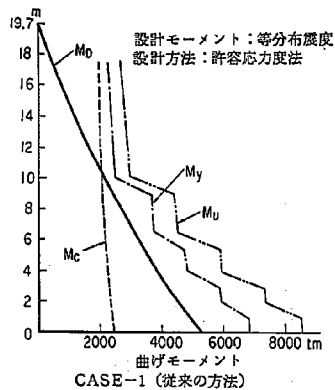


図-3.18 最大応答曲げモーメント (H=19.7mの場合)



Md：設計モーメント
Mc：ひびわれモーメント
My：鉄筋降伏モーメント
Mu：終局モーメント

図-3.19 各種設計法によるモーメントの比較

表-3.8 各設計法による橋脚の降伏耐力と主鉄筋量^{注)}

CASE	設 計 法	鉄筋降伏 時水平力(t)	鉄筋総延長 (m)	(・印は、最初の鉄筋降伏位置)															
				-2.5	0	2	4	6	8	10	12	14	16	18	19.7m				
1	従 来 の 方 法	256	2880																
2	R C 煙突基準	315	3130																
3	国鉄・建造物設計標準 51条(3)(b)(iii)	297	3380																
4	限界状態設計-その1 (P C 指針)	296	2820																
5	限界状態設計-その2	301	2970																

注) 各位置に集中水平力を作用させた場合

基礎
底面

柱
下
端

橋脚
天端

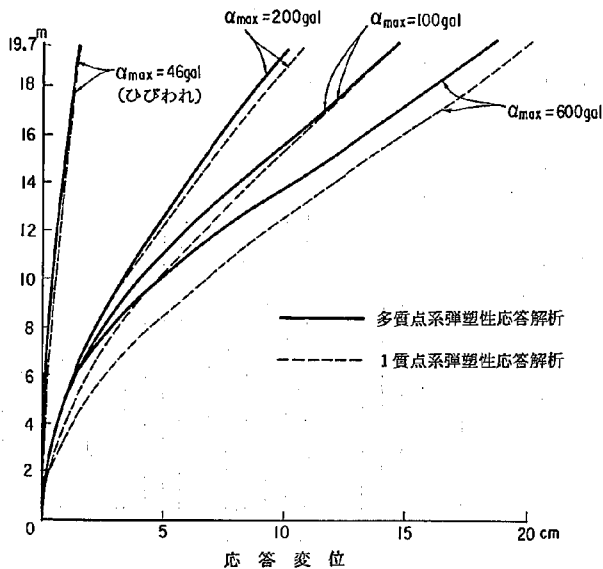


図-3.20 質点のとり方による応答変位のちがい

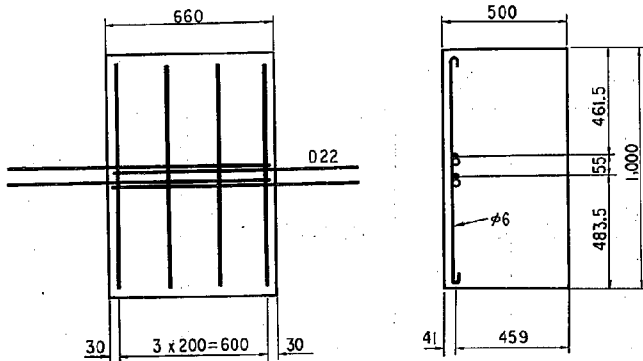
(2) 鉄筋重ね継手の耐震性に関する供試体実験

50年度に、異形鉄筋の重ね継手（単一）の耐震性に関してブロック供試体による実験を行なったのにひ

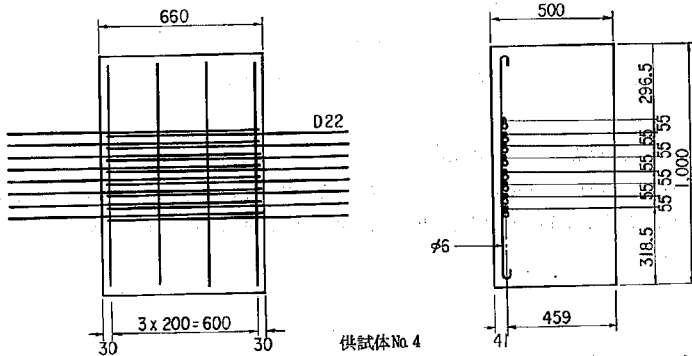
表-3.9 供試体の種類

番 号	軸方向鉄筋	本 数	継手長さ	横方向鉄筋注)
1	D22	1	30φ(660mm)	4-φ6 @200mm
2	D22	2	30φ(660)	4-φ6 @200
3	D22	4	30φ(660)	4-φ6 @200
4	D22	8	30φ(660)	4-φ6 @200
5	D22	2	20φ(440)	3-D10 @200
6	D22	8	20φ(440)	3-D10 @200
7	D22	2	30φ(660)	4-φ10 @85.7
8	D22	8	30φ(660)	4-φ10 @85.7
9	D32	2	30φ(960)	4-D10 @300
10	D51	2	30φ(1,530)	4-D16 @180

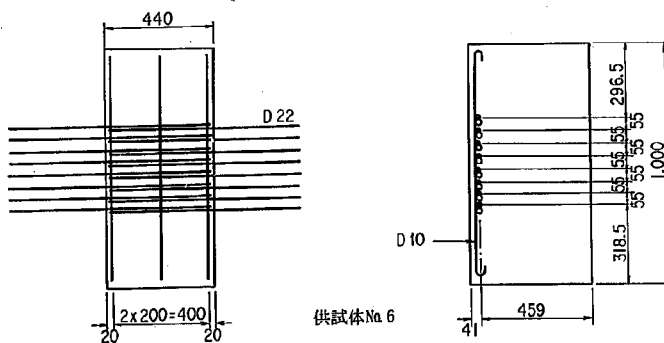
注) 横方向鉄筋量は、軸方向鉄筋1本の断面積の33程度とした。



供試体 No 2

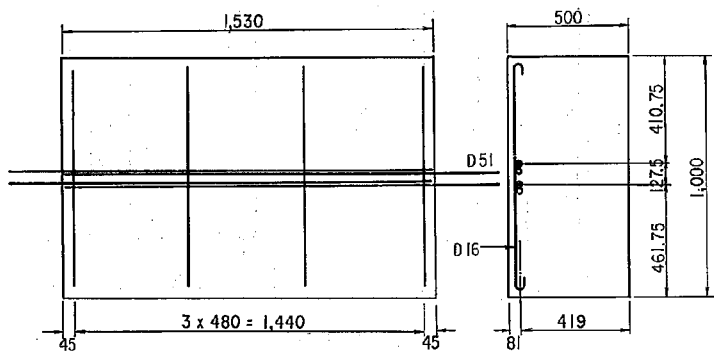


供試体 No 4



供試体 No 6

図-3.21 供試体の一例



供試体 No. 10

図-3.21 供試体の一例(つづき)

き続き、51年度は複数の継手を並列したブロック供試体を用いて同様な実験を行なった。

供試体は、図-3.21に一例を示すように、軸方向鉄筋にD22、D32およびD51を用い、鉄筋間隔を基準値最小として配筋した両引き供試体とした。供試体の種類は、表-3.9のとおりである。

(3) 「コンクリート構造物 (橋脚・橋台) 耐震設計法 (案)」の作成

昭和48～51年度に行なった解析的・実験的研究、各国の耐震関連規定の調査・検討などの成果をもとに、コンクリート橋脚・橋台を対象とした耐震設計法 (案) をとりまとめた。

この耐震設計法 (案) は、つぎのような目次構成からなる。

〔目次〕

1 章 総 説

1.1 適用の範囲

1.2 耐震設計の原理と基本方針

1.3 耐震設計方法の選択

2 章 震度法にもとづく設計

2.1 設計震度

2.2 地震の影響

2.3 応力度および弾性変形の計算

2.4 安全の検討

3 章 修正震度法にもとづく設計

3.1 設計震度

3.2 固有周期の計算

3.3 応力度および弾性変形の計算

3.4 安全の検討

4 章 略式弾塑性解析法にもとづく設計

4.1 設計震度

4.2 断面力の計算

4.3 安全の検討

5 章 弾性応答解析法にもとづく設計

5.1 概 説

5.2 計 算 法

(1) モデルの設定

(2) 入力地震波の選定

(3) 計算の手順

5.3 安全の検討

6 章 靱性を考慮した安全の検討

6.1 判定条件

6.2 計 算 法

(1) 変位塑性率の計算

(2) 等価剛性および終局曲げモーメントの計算

(3) 終局せん断力の計算

7 章 構 造 細 目

7.1 一般構造細目

(1) 鉄筋の定着

(2) 鉄筋の継手

7.2 独立柱橋脚躯体の配筋

(1) 軸方向鉄筋

(2) 横方向鉄筋

7.3 ラーメン橋脚の配筋

7.4 橋脚頭部の設計

(1) 落橋防止構造

(2) けた座の設計

以下に、この耐震設計法(案)の要点をのべる。

[1 章 総 説]

1) 適用の範囲

道路橋のコンクリート橋脚・橋台を対象とする。独立柱形式のほかラーメン形式、壁形式も含まれる。

2) 耐震設計の基本方針

(a) コンクリート構造物の地震時における安全の確認は、耐荷力、変形およびびわれの各項目について行なう必要がある。

慣用の許容応力度にもとづく設計は、部材の応力度が許容応力度をこえないことを確認することにより、耐荷力、変形およびびわれの各項目に対する所要の条件は満足されるものとして行なわれてきたが、より厳密な検討を行なうために、それぞれの検討項目ごとに限界状態を設定し、確率的な検討も加えて部分安全係数を導入した設計方法を指向しつつあることが世界的なう勢となっている。

この設計法(案)も、内容的にはこのような新しい方向を指向するものであるが、慣用の設計規準との整合性を考慮して、慣用の許容応力度法と限界状態にもとづく方法とを組合わせた体裁としている。

(b) 脆性的な破壊を避けるため、せん断破壊、ねじり破壊、曲げ圧縮破壊を曲げ引張破壊に先行させないようにする。

(c) 橋脚については、天端の変位量に注意し、落橋を防止する。

(d) 基礎の耐震設計についてはこの設計法(案)では扱っていないが、この設計法(案)は、基礎は十分安全につくられていることを前提としている。

3) 耐震設計方法の選択

橋脚・橋台の耐震設計は、つぎのいずれかの方法によって行なう。

- (a) 震度法にもとづく設計：通常の寸法諸元を有し、減衰の比較的大きい剛な構造系
- (b) 修正震度法にもとづく設計：長周期で比較的天わみやすい構造系（高さ25m程度以上、固有周期0.5秒以上程度）
- (c) 略式弾塑性解析法にもとづく設計：減衰の小さい構造系。たとえば躯体が比較スレンダー（高さ／横寸法 >5 程度）で、躯体のたわみ振動が基礎のロッキング振動に比して優勢なもの、根入れの浅いフーチング基礎をもつもの、ラーメン構造、等

- (d) 弾性応答解析法にもとづく設計：特殊な形状・寸法をもつ構造系、特に大規模な構造系。

これらの各設計法の設計手順を、図-3.22に示す。

[2章 震度法にもとづく設計]

1) 設計震度

慣用の「震度法に用いる設計震度」を用いる。

2) 地震の影響

地震力として、構造物の自重および負重量に起因する慣性力、地震時土圧、および地震時動水圧を考慮する。

3) 応力度および変形の計算

不静定力または弾性変形の計算は、鉄筋の影響を考慮し部材のコンクリート全断面について、また、応力度の計算は、コンクリートの引張応力を無視して行なう。計算には所定の弾性常数（省略）を用いる。

4) 安全の検討

図-3.22に示すように、部材の応力度が許容応力度をこえないと同時に、靱性にかかわる条件（終局曲げモーメント、終局せん断力、塑性率）が所定の条件（6章参照）を満足するものとする。

[3章 修正震度法にもとづく設計]

1) 設計震度

慣用の「修正震度法に用いる設計震度」を用いる。

2) 固有周期の計算

橋全体を1基の橋脚（または橋台）とそれが支持する上部構造とを単位とする構造系に分割して求める（基礎形式、上部構造形式別に計算法を明示）。

3) 応力度および変形の計算

震度法にもとづく設計の場合に同じ。

4) 安全の検討

震度法にもとづく設計の場合に同じ。

〔4章 略式弾塑性解析法にもとづく設計〕

1) 設計震度

「震度法に用いる設計震度」を用いる。

2) 断面力の計算

所定の震度によって部材に生ずる曲げモーメントおよびせん断力を求める。

3) 安全の検討

終局耐力および靱性にかかわる照査を行う(6章参照)。

〔5章 弾性応答解析法にもとづく設計〕

図-3.22に示すように、適切な地震波を入力して弾性応答解析を行なうが、その際に用いる躯体の剛性は一般に初期剛性とし、その結果得られる応力度が許容応力度をこえる場合、および応力度は許容応力度以下であっても靱性に関する3条件を満足しない場合には、降伏時剛性を用いて再計算する方式としている。

1) 計算法

(a) モデル：躯体構造形式、支承構造等に応じて適切なモデルを設定する。可動支のみをもつ橋脚の橋軸方向の振動モデルには少なくとも3～4個の質点を設ける。

(b) 入力地震波：地震動の強度は地域区分を考慮し、周期特性は地盤区分を考慮して定める。

2) 安全の検討

応力度と靱性に関する条件の両者が満足されなければならない。

〔6章 靱性を考慮した安全の検討〕

これは、震度法、修正震度法および弾性応答解析法のそれぞれにもとづく設計において、応力度の照査に加えて行なうべき検討であると同時に、減衰の小さい構造系に対してはこれ自体一つの設計法ともなるものである。

1) 判定条件

つぎの3つの条件が満足されるとき、靱性に関して安全であると判断する。

$$\textcircled{1} \quad M^* \leq r \cdot M_u \quad (3.1)$$

$$\textcircled{2} \quad S_u \geq 12 \frac{M_u}{H} \quad (3.2)$$

$$\textcircled{3} \quad \mu_{khd} \leq \mu_a \quad (3.3)$$

ただし、

M^* ：震度 k_h の地震によって生ずるモーメント M_{khd} 、または震度 k_{hm} の地震によって生ずるモーメント M_{khd} 、または弾性応答解析によって得られるモーメント M_{e1} (初期剛性考慮)または M_{e2} (降伏時剛性考慮)。

M_u, S_u ：終局曲げモーメントおよび終局せん断力

r ：安全係数

H: 橋脚 (橋台) 高さ

μ_{khd} : 震度 k_{hd} の地震における変位塑性率。 k_{hd} は基準水平震度 $K_0 = 0.3$ として求めた値を標準とする。ただし、略式弾塑性解析法にもとづく設計 (4章) においては $K_0 = 0.2$ として求めた値を標準とする。

μ_s : 許容塑性率。靱性率の1/6程度を標準とする。

2) 計 算 法

i) 変位塑性率の計算

変位塑性率 μ_{khd} は次式により求まる。

$$\mu_{khd} = \frac{10 \cdot \delta_{01} \cdot k_{hd}}{\delta_y} \quad (3.4)$$

ただし、

δ_{01} : 水平震度 0.1 に対応する最大応答変位。次式より求まる等価周期および減衰常数を用いて、
「固有周期～震度 0.1 に対応する最大応答変位相関図」(略)より求める。この相関図としては構造物の固有周期による震度の最大増幅率を 1.25 としたスペクトルを変位スペクトルに変換したものを用いるが、略式弾塑性解析法にもとづく設計 (4章) の安全の検討においては、増幅率の最大を 1.25 に制限しないスペクトルを変位スペクトルに変換した別途の相関図を用いる。

$$\text{等価周期: } T = 2\pi \sqrt{\frac{W}{g \cdot K}} \quad (3.5)$$

$$\text{減衰常数: } h = 0.02 + 0.2 \left(1 - \frac{1}{\sqrt{A_s}} \right) \quad (3.6)$$

W: モデルの質点重量

K: 等価剛性 (ii) 参照)

δ_y : 橋脚天端における降伏変位

ii) 終局モーメントおよび等価剛性の計算

橋脚天端に水平力を作用させたときの水平力と天端変位との関係は一般に図-3.23 のようである。同図において変位 $\mu_s \delta_y$ に対する割線剛性 (直線 $\overline{OC}$ の勾配) を等価剛性とする。

橋脚天端に水平力を与えて、次式より天端変位 δ を求める。

$$\delta = \delta_1 + \delta_2$$

ただし、 δ_1 : 橋脚躯体の弾塑性曲げ変形にともなう変位

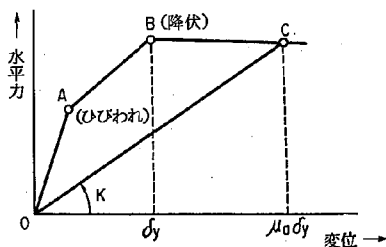


図-3.23 橋脚天端における水平力と変位との関係

$$(3.7)$$

δ_2 : フーチングからの鉄筋の伸び出しによる躯体の回転にともなう変位

δ_1 は、コンクリートおよび鉄筋の応力～歪関係を図-3.24 のように仮定し、橋脚高さ方向に m 分割した各断面について $M-\phi$ 関係 (ϕ : 曲率) を計算して求める。各断面は n 分割し、各微小面積内で応力度および歪は一定とし、平面保持を仮定して各要素の歪を求め、図-3.23 の仮定により応力度を求め、次式を満足する中立軸位置、曲率を試作によって求める。

$$\left. \begin{aligned} N &= \sum_{i=1}^n \sigma_{ci} dA_{ci} + \sum_{j=1}^k \sigma_{sj} dA_{sj} \\ M &= \sum_{i=1}^n \sigma_{ci} x_i dA_{ci} + \sum_{j=1}^k \sigma_{sj} x_j dA_{sj} \end{aligned} \right\} \quad (3.8)$$

ただし、

N, M : 各断面に作用する軸力および曲げモーメント

σ_c, σ_s : 各要素内におけるコンクリートおよび鉄筋の応力度

dA_c, dA_s : 要素内のコンクリートおよび鉄筋の断面積

x : 各要素内のコンクリートまたは鉄筋の、中立軸からの距離

$$\delta_1 = \sum_{i=1}^m \frac{\phi_i y_i + \phi_{i-1} \cdot y_{i-1}}{2} \cdot dy_i \quad (3.9)$$

ただし、

ϕ_i : 各断面の回転角

y_i : 天端から各断面までの距離

dy_i : i 断面と $(i-1)$ 断面との間の距離

δ_2 は、次式より求める。

$$\delta_2 = \theta \cdot H \quad (3.10)$$

H : 橋脚高さ

θ : 躯体底面の回転角

$$\theta = \frac{A_s}{U} \cdot \frac{\epsilon_s \cdot \sigma_s}{\tau_{bs} \cdot x} \quad (3.11)$$

A_s : 鉄筋の断面積

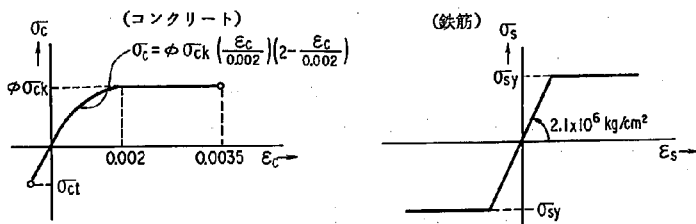


図-3.24 コンクリートおよび鉄筋の応力～歪関係の仮定

U : 鉄筋の周長

ϵ_s, σ_s : 躯体底面位置における鉄筋の歪および応力度

τ_{bs} : 平均付着応力度 ($\epsilon_s \sim \tau_{bs}$ 図より)

x : 中立軸から鉄筋までの距離 (図-3.25)

変位塑性率 μ_{khd} の計算に必要な降伏変位 δ_y は、上記の逐次計算過程において鉄筋降伏点に対応する点までの $M \sim \phi$ 曲線より、また終局曲げモーメント M_u は鉄筋またはコンクリートの終局歪に対応する点までの $M \sim \phi$ 曲線より求めることができる。

iii) 終局せん断力の計算

終局せん断力 S_u は次式より求める。

$$S_u = \frac{A_v \cdot \sigma_{ss} \cdot j d}{S} \quad (3.12)$$

ただし、

A_v : 区間 S における帯鉄筋の総断面積

S : 帯鉄筋間隔

σ_{ss} : 帯鉄筋の許容引張応力度

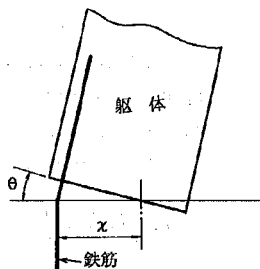


図-3.25 フーチングからの鉄筋伸出しによる回転

[7章 構造細目]

1) 鉄筋の定着

橋脚の軸方向鉄筋をフーチング内に定着する場合は、単なる鉄筋の定着と考えるべきでなく、部材と部材との連結機能をも満足するように十分な配慮を行う。

2) 鉄筋の継手

重ね継手部には、継ぐ鉄筋 1 本の断面積の 1/2 以上の断面積をもつ横方向鉄筋を配置して補強する (49～

51年度実験成果による)。

3) 独立柱躯体の配筋

軸方向鉄筋は、最大応答曲げモーメントを三角形分布とし、橋脚全高にわたり一様な破壊安全度が確保されるように鉄筋配置を定める(51年度解析成果による)。

横方向鉄筋(帯鉄筋)は、一般に直径12mm以上、その間隔は30cm以下で、かつ、軸方向鉄筋直径の24倍以下とする。フーチングとの接合部付近および躯体中間部での軸方向鉄筋定着部付近は、横方向鉄筋の間隔を上記の $\frac{1}{2}$ とする。

4) ラーメン橋脚の配筋

つぎの項目について詳細に示している。

- (a) ラーメンの梁の引張鉄筋量
- (b) 梁の鉄筋の柱内への定着
- (c) 梁の腹鉄筋の配置
- (d) ラーメンの柱の軸方向鉄筋量
- (e) ラーメンの柱の帯鉄筋量
- (f) ラーメンの梁と柱の接合部

5) 橋脚頭部の設計

(略)

3.3 総合的研究成果

コンクリート部会では、コンクリート橋脚・橋台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求めるために、昭和48年度より昭和51年度までの4箇年にわたり種々の実験および解析的研究ならびに既往の文献資料の調査・検討を行ない、これらの成果をもとに「コンクリート構造物（橋脚・橋台）耐震設計法（案）」（以下、単に「設計法（案）」という）をとりまとめた。

おもな調査研究項目についての成果の概要は、つぎのようである。

(1) 資 料 調 査

コンクリート橋脚、コンクリート柱の耐震性に関する実験・解析資料、震害調査資料等の収集・検討により、コンクリート橋脚・橋台の地震時における諸性質と設計上の要点について大略的に把握した。

また、内外の主要なコンクリート構造物耐震規定の収集・検討により、独立柱形式およびラーメン形式橋脚のそれぞれにおける耐震設計上の要点、問題点を明らかにした。

(2) 実 験 的 研 究

コンクリート構造物の耐震上の弱点の一つは鉄筋の定着部および継手部にあることから、これらの耐震性を向上させる方策について実験的に研究した。

定着に関しては、フーチング内定着部は、橋脚とフーチング両部材の連結機能を十分ならしめるような構造細目を選ぶことが重要であることの示唆を得て、これを設計法（案）の構造細目基準に反映させた。

継手に関しては、もっとも多用される重ね継手に着目した実験を3箇年にわたって行ない、高応力繰返し荷重下における脆性割裂破壊を防止するには、主鉄筋断面積の $\frac{1}{2}$ 程度の断面積をもつ横方向鉄筋を継手部に配置するのが有効なことなどが確かめられ、これを設計法（案）の構造細目基準に反映させた。

(3) 解 析 的 研 究

多用される高さ20m程度以下の独立柱橋脚を対象に1質点系モデルによる弾塑性応答解析を行なった結果、この規模の橋脚では最大加速度200gal前後で降伏変位を生ずること、最大加速度300gal程度において塑性率はほぼ2以下にあること、比較的背の低い橋脚では加速度の大きさよりも地震波の持続回数の影響が大きいこと、などが確かめられた。

また、多質点系モデルによる弾塑性解析を行ない、橋脚全高にわたり一様な破壊安全度を確保するための配筋方法について検討し、これを設計法（案）の構造細目基準に反映させた。

(4) 参考資料の整備

コンクリート橋脚の弾性応答解析に対する資料とするため、従来一般に行なわれてきた計算方法、振動モデルの設定方法、地震波・減衰常数の与え方などについて調査し、現在における弾性応答解析についてとりまとめた。

以上の成果をふまえて、「コンクリート構造物（橋脚・橋台）耐震設計法（案）」を作成したが、その特徴、とくに従来の設計法に対する改善点はつぎのとおりである。

- (1) 慣用の許容応力度にもとづく安全の検討に加えて、靱性を考慮した安全の検討を併せて行なうこととしたこと。これは、鉄筋の降伏点をこえる領域においても一定の靱性（ねばり強さ）を確保し、

大地震時に脆性的な破壊が起るのを防止しようとするものである。

- (2) 耐力力の照査を従来の許容応力度にもとづく方法に加えて、終局強度にもとづく方法を併用する体系としたこと。これは、将来コンクリート構造物の設計体系が終局強度を基調とする体系に移行する際に、円滑な移行を可能ならしめるうえにも有効と考えられる。

- (3) 鉄筋の定着、継手の構造細目、軸方向鉄筋の合理的な配筋方法など、当部会による実験的・解析的研究によって得られた成果をそれぞれの設計方法に反映させたこと。

コンクリート部会における成果は以上のとおりであるが、本課題に関連して今後さらに研究すべき問題点としてつぎの事項が指摘される。

- (1) 曲げと軸力を受ける柱の実験は建築の分野で豊富に行なわれているが、独立柱橋脚のような大断面部材にあてはまるような実験資料は皆無にちかい。独立柱橋脚のような大断面の部材においては、地震時交番荷重下における復元力特性や帯鉄筋の効果などが小断面の部材とはかなり相違することも考えられるので、これらを実験的にたしかめる必要がある。
- (2) 今回の調査研究では、ラーメン構造についての実験・解析はほとんど行なっていない。ラーメン橋脚に対する各種耐震設計法（震度法、修正震度法など）の適用区分を明らかにするためにも、ラーメン橋脚に対する試算・検討を行なう必要がある。
- (3) 地震により有害なひびわれ、コンクリート剥落などの被害を受けた橋脚に対する安全性の判定方法、有効な補修・補強方法についても研究する必要がある。

付3.1 昭和51年度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
1.	51. 7.23(金) 東 海 ク ラ ブ	出席者：伊東部会長、ほか23名 議 事：(1) 前回・耐震技術開発研究委員会の報告 (2) 昭和50年度コンクリート部会研究開発成果の確認 (3) 昭和51年度コンクリート部会研究開発のすすめ方
2.	52. 1.24(月) 霞 山 会 館	出席者：伊東部会長、ほか21名 議 事：(1) コンクリート構造物（橋脚・橋台）耐震設計法案のとりまとめについて (2) 51年度解析作業の中間報告・審議
3.	52. 3.19(土) 霞 山 会 館	出席者：伊東部会長、ほか22名 議 事：(1) コンクリート構造物（橋脚・橋台）耐震設計法案の最終確認 (2) 51年度解析作業の最終報告 (3) その他

(2) 幹 事 会

回次	開催年月日・場所	出席者・主要議事
1.	51. 6.22(火) 土 木 研 究 所	出席者：尾坂部会長代行、ほか4名 議 事：51年度コンクリート部会研究開発方針
2.	51. 7.31(土) 土 木 研 究 所	出席者：尾坂部会長代行、ほか3名 議 事：コンクリート構造物耐震設計法案策定方針
3.	51. 8.25(土) 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) コンクリート構造物耐震設計法案目次案の検討 (2) 構造解析法検討
4.	51.10.27(水) 国土開発技術 研究センター	出席者：尾坂部会長代行、ほか9名 議 事：(1) コンクリート構造物耐震設計法案内容の審議 (2) 動的解析内容検討
5.	51.11. 5(金) 土 木 研 究 所	出席者：尾坂部会長代行、ほか3名 議 事：コンクリート構造物耐震設計法案の検討

回次	開催年月日・場所	出席者・主要議事
6.	51.12.21(火) 国土開発技術 研究センター	出席者：尾坂部会長代行、ほか9名 議事：(1) コンクリート構造物耐震設計法案の検討 (2) 共通耐震設計指針案の検討 (3) 軸方向鉄筋配筋細目の検討
7.	51. 2. 1(火) 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：コンクリート構造物耐震設計法案の再検討
8. 9.	51. 2.21(月) 51. 2.22(火) 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：コンクリート構造物耐震設計法案の再検討

付3.2 コンクリート部会提出資料目録

昭和48年度

種別・回次	資料番号	資 料 名	提 出 者
部 会		コンクリート部材の耐震性に関する資料収集整理 太径異形鉄筋を用いた鉄筋コンクリートの挙動に関する実験・解析	

昭和49年度

第1回部会	1-1	昭和48年度耐震技術に関する研究開発報告書	幹 事
	1-2	耐震技術開発研究委員会・昭和49年度研究開発計画	"
	1-3	耐震技術開発研究委員会コンクリート部会・昭和49年度第1回～第3回幹事会議事録	"
	1-4	昭和49年度・コンクリート部会調査研究工程表	"
	1-5	鉄筋継手に関する実験計画(案)	"
第2回部会	2-1	東京湾横断道路トンネル耐震計算および地震応答解析	栗 林
	2-2	東京湾横断道路沈埋トンネル設計基準案	"
	2-3	RC部材の地震破壊に対する検討	小 寺
	2-4	文献"Ductility of Reinforced Concrete Column Sections in Seismic Design"	"
第3回部会	3-1	耐震設計基準の考え方(案)	幹 事
	3-2	限 界 状 態	三 浦
	3-3	新潟地震における橋梁被害と交通規制の対応について	幹 事
	3-4	文献和訳"Ductility of Reinforced Concrete Column Sections in Seismic Design"	"
	3-5	鉄筋コンクリート柱の崩壊防止に関する総合研究の現況について(「コンクリート工学」1975-1より)	広 沢
	3-6	鉄筋継手性能判定規準第1案	広 沢
	3-7	設計震度および応答震度について	小 寺
	3-8	鉄道橋の剛性と変位	石 黒
第4回部会	4-1	ねじりを受けるコンクリート部材の挙動	(首都公団 泉海明氏)
	4-2(1)	文献"The Checking of Safety of Non-Linear Structures"要旨	三 浦
	4-2(2)	文献"The Checking of Safety of Non-Linear Structures"	"
	4-3	新潟地震における道路橋の被害状況と被害度	幹 事
	4-4	昭和49年度・コンクリート部会報告書(案)	"
第2回幹事会	幹2-1	昭和49年度調査研究工程表	幹 事
	幹2-2	文献"ACI・耐震設計のための特別規定および解説"(和訳)	幹 事
	幹2-3(1)	国鉄のコンクリート構造物の耐震設計についての考え方	石 黒

種別・回次	資料番号	資 料 名	提 出 者
	幹2-3(2)	姉沼高架橋13セット基礎杭変状略図	石 黒
	(3)	姉沼高架橋一般図および変位測定結果	"
	幹2-4(1)	R C部材の履歴復元特性のモデル化について	
	幹2-4(2)	(鉄筋コンクリートの動的特性に関する資料) 鉄筋コンクリートの復元力特性に関する資料	小 寺
	幹2-5	カリフォルニア州道路橋設計示方書における耐震規定 — 暫定規定 (抄訳)	栗 林
	幹2-6(1)	継手に関する研究計画案	池 田
	(2)	継手工法 — 太径鉄筋の継手の現状	
	(3)	Studies on the Lap Splices of Reinforcing Bars	
	幹2-6(4)	1973年日米セミナー提出論文一覧	
	(5)	アメリカ合衆国省務省「1971年サンフェルナンド地震の技術的観点からの調査報告」(土木学会誌1973-3より)	
	幹2-7	コンクリート橋脚の設計法に関する調査	朝 倉
第3回幹事会	幹3-1	地盤力地盤部会研究開発計画(案)	幹 事
		R C橋脚地震応答解析の手引き(中間成果)	小 寺
	幹3-3	各国耐震規定対照表(48年度部会報告書より抜粋)	幹 事
		ACI付録A~土木学会両基準対照表	"
	幹3-5	文献"Seismic Resistance of Reinforced Concrete Beam-Column Joints"抄訳	"
	幹3-6	新佳川橋梁一般図	小 寺
第4回幹事会	幹4-1	構造物および部材の耐震性向上に関する調査研究工程表	幹 事
	幹4-2	鉄筋継手に関する実験計画(案)	池田・幹事
	幹4-3(1)	文献"Seismic Design of Highway Structures"	幹 事
	(2)	同上和訳"道路構造物の耐震設計"	
	幹4-4	ACI Building Code本文規定の参考事項	

昭和50年度

第1回部会	1-1	昭和49年度第4回コンクリート部会議事録	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	コンクリート部会・昭和49年度研究開発報告書	"
	1-4	鉄筋重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	建設省標準設計(コンクリート橋脚)抜粋	幹 事

種別・回次	資料番号	資 料 名	提 出 者
第 2 回 部 会	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 部 会	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	"
	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.13, 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 (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 (5)濱野俊介: 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.	"
	3-5	R.H. Brown, J.O. Jirsa: Reinforced Concrete Beams Under Load Reversals, ACI Journal, 1971-5	小 寺
第 1 回 幹 事 会	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 幹 事 会		(部会資料1-2、1-3、1-5、1-6)	
第 3 回 幹 事 会		(部会資料1-7、1-8、1-9 1-10)	
第 4 回 幹 事 会	幹4-1	(部会資料1-9に同じ)	
	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造物の動的計算、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超高層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	小 寺
	幹4-3	鉄筋コンクリート橋脚・要実験項目	幹 事

種別・回次	資料番号	資 料 名	提 出 者
第 5 回 幹 事 会	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	幹 事
	幹 5-3	(部会資料 2-5 に同じ)	"
第 6 回 幹 事 会	幹 6-1	橋脚の弾塑性解析中間結果(第 2 次)	小 寺
	幹 6-2	重ね継手供試体	幹 事
第 7 回 幹 事 会	幹 7-1	橋脚の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)	"

昭和 51 年度

第 1 回 部 会	1-1	昭和 50 年度耐震技術に関する研究開発報告書	幹 事
	1-2	昭和 50 年度・コンクリート部会報告書	"
	1-3	鉄筋重ね継手の耐震性に関する実験	"
	1-4	昭和 51 年度・コンクリート部会実施内容案	"
	1-5	構造物被害に対処する既往の規定	"
	1-6	弾塑性応答解析・限界設計の検討方法案	小 寺
第 2 回 部 会	2-1	コンクリート構造物(橋脚・橋台)耐震設計法(案)	幹 事
	2-2	51 年度解析作業中間報告	"
第 3 回 部 会	3-1	コンクリート構造物(橋脚・橋台)耐震設計法(案)(成案)	幹 事
第 1 回 幹 事 会	幹 1-1	コンクリート部会・昭和 51 年度実施内容案	幹 事
	幹 1-2	共通耐震設計指針(コンクリート関係分)草稿	"
	幹 1-3	諸規章の目次構成	"
	幹 1-4	コンクリート橋脚の耐震設計基準の考え方	"
	幹 1-5	構造物被害に対処する既往の規定	"
	幹 1-6	共通耐震設計指針策定方針(写)	"
	幹 1-7	(部会資料 1-1 に同じ)	"
	幹 1-8	(部会資料 1-2 に同じ)	"
第 2 回 幹 事 会			
第 3 回 幹 事 会	幹 3-1	コンクリート構造物耐震設計法(案)目次案	幹 事
	幹 3-2	RC 橋脚耐震設計法の検討	小 寺
第 4 回 幹 事 会	幹 4-1	コンクリート構造物耐震設計法総目次修正案	幹 事
	幹 4-2	動的解析作業の報告	小 寺
	幹 4-3	コンクリート構造物耐震設計法第 4 章案	幹 事
第 5 回 幹 事 会			

種別・回次	資料番号	資 料 名	提 出 者
第 6 回 幹 事 会	幹 6-1	コンクリート構造物耐震設計法案素案	幹 事
	幹 6-2	FIPプレストレストコンクリート耐震設計指針について	"
	幹 6-3	コンクリート構造物の設計法の動向	尾 坂
	幹 6-4	RC損脚の多質点系弾塑性解析	小 寺
	幹 6-5	共通耐震設計指針目次	幹 事
	幹 6-6	共通耐震設計指針(コンクリート関係分)案	"
第 7 回 幹 事 会	幹 7-1	コンクリート構造物耐震設計法案の問題点	幹 事
第 ⁸ / ₉ 回 幹 事 会	幹 8-1	コンクリート構造物耐震設計法案修正案	幹 事

4. 鋼構造部会の研究成果の概要

4.1 概 説

(1) 研究の目的

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、調査研究の目的としている。4ヶ年に及ぶ鋼構造部会の活動の中で最も重点がおかれたのは、土木鋼構造物が弾性域を越えて地震力を繰返し受けた場合の、構造物の耐力力と変形性能の解明である。土木鋼構造物は、弾性設計法によって設計されることが多く、非弾性域における構造物の耐力力、変形性能については未解明な領域が少なくない。合理的な耐震設計法を確立するためには、土木鋼構造物の非弾性域における地震時の挙動を明らかにしたうえで、合理的な限界状態と安全率を設定する必要がある。

(2) 研究の対象

土木構造物の中では、橋脚、トラス橋門構、吊橋主塔などが、耐震設計のうえで最も問題となると考えられる。これらの部材は、構造系の安定に重要な役割を果たしている一方、地震時には大きな曲げモーメントと軸方向力を繰返し受けるため、耐震設計で考慮するすべての地震力に対して、安定した耐力力と変形性能が確保されなければならない。

鋼構造部会では、これらの構造物のうち、最も一般的である鋼製橋脚を研究の対象とした。鋼製橋脚には、円形断面のほか、補剛された板によって構成される箱形断面が用いられることが多い。これらの断面は、いずれもかなり薄肉断面であるため、弾性設計上は有利であっても、非弾性域では局部座屈により耐力力及び変形性能が減少すると考えられる。これらの問題点をふまえて、鋼構造部会では、次に示す課題について、実験もしくは理論解析により、鋼製橋脚の合理的な耐震設計法について検討を加えた。

- (i) 鋼製橋脚の寸法諸元の実態調査、とりまとめ
- (ii) 曲げモーメントと軸方向力を受ける箱形断面部材の耐力力と変形性能
- (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力力と変形性能
- (iv) 繰返し曲げモーメントと軸方向力を受ける箱形断面部材の耐力力
- (v) 繰返し曲げモーメントと軸方向力を受ける円形断面部材の耐力力
- (vi) 補鋼板の耐力力
- (vii) 繰返し荷重を受ける補鋼板の耐力力
- (viii) 諸外国における鋼構造物耐震設計基準の調査、とりまとめ
- (ix) 鋼製橋脚耐震設計基準において規定されるべき限界状態の検討

4.2 研究内容及び研究成果

4.2.1 昭和48年度

昭和48年度においては、鋼構造部会の研究の目的及び対象について主として審議を行ない、4.1に述

べた研究の方向づけを行なった。あわせて、鋼製橋脚の耐震設計に関する実態調査を行ない、都市高速道路高架橋を対象とした鋼製橋脚の寸法諸元のとりまとめを行なった。調査結果によれば、鋼製橋脚の等価細長比 $\bar{\lambda}$ ¹⁾は、円形断面、箱形断面とも0.2程度が多く、箱形断面の補剛板の等価幅厚比 R ²⁾は0.3程度、円形断面の外径と板厚の比 D/t は6.0程度が一般的であることがわかった。昭和49年度以降の実験及び理論解析は、これらの寸法諸元を主たる対象としてすすめられている。

$$1) \bar{\lambda} = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \cdot \frac{\ell}{r}} \quad \ell; \text{部材長} \quad r; \text{断面二次半径}$$

$$2) R = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \cdot \frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2 k}} \quad b; \text{板幅} \quad t; \text{板厚} \quad k; \text{座屈係数}$$

4.2.2 昭和49年度

昭和49年度は、箱形断面部材の耐荷力、ならびに円形断面部材の耐荷力について理論的解析に着手するとともに、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と変形性能及び軸方向を受ける補剛板について、実験的検討を行なった。

(1) 箱形断面部材の耐荷力

箱形断面部材の局部座屈強度について、名古屋大学の福本晴士教授に委託して検討を行なった。昭和49年度は、残留応力分布が局部座屈強度に与える影響、及び箱形断面部材が繰り返して非弾性域で圧縮荷重をうけた時の耐荷力について研究を行なった。

(2) 円形断面部材の耐荷力

曲げモーメントと軸方向力を受ける鋼管柱の強度に関して、東京大学の西野文雄助教授に委託して、研究に着手した（昭和51年度まで継続）。この研究では、断面変形の影響を考慮して、円形断面部材の耐荷力を理論的に解析している。

(3) 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と変形性能

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実験を計6体実施し、板の幅厚比が耐荷力及び変形性能に与える影響について検討を行なった。実験結果によれば、板の幅厚比が0.7より小さい領域では、部材の耐荷力は断面変形を考慮しない初等棒理論で説明づけられるが、板の幅厚比が0.7より大きい領域では、局部座屈の発生により、初等棒理論で求められる耐荷力が確保されないことが確認された。また、最大耐荷力を越えた場合の箱形断面部材の変形性能については、板の幅厚比が小さい場合ほど安定しており、板の幅厚比の大きい領域では、局部座屈により、非弾性域での変形性能は確保されないことが確認された。

(4) 補剛板の耐荷力

軸方向圧縮力を受ける補剛板の耐荷力について、昭和51年度までの3ケ年に計45体の耐荷力実験を行ない、補剛板の弾塑性座屈強度について検討を行なった。昭和49年度は、計15体の実験を行ない、板の幅厚比及び補剛材剛度が補剛板の耐荷力に対して与える影響について検討した。これらの実験結果に

については、昭和51年度報告で総括して報告する。

4.2.3 昭和50年度

昭和50年度は、箱形断面部材、円形断面部材の耐力に関する理論的検討を継続し、また、曲げモーメントと軸方向力を受ける円形断面部材の耐力と変形性能に関する実験、補剛板の耐力実験を行なった。さらに、鋼製橋脚の耐震設計基準のための検討資料とするため、諸外国の鋼構造物耐震設計基準の収集を行なった。

(1) 箱形断面部材の耐力

昭和49年度にひきついで名古屋大学の福本晴士教授に委託を行ない、箱形断面材の耐力について検討を行なった。昭和50年度は、鋼製箱形橋脚のウェブを対象として、応力勾配のある補剛板の耐力について理論解析を行ない、あわせて補剛材の配置について検討を行なった。

(2) 円形断面部材の耐力

昭和49年度にひきついで東京大学の西野文雄助教授に委託を行ない、断面変形を考慮した円形断面部材の耐力について、研究を継続した。昭和50年度は、有限変形の影響を考慮した円形断面部材の支配方程式を仮想仕事の原理より求めた。ここで導いた理論は、初等棒理論とシェルの理論との中間の領域をうめるものである。

(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力と変形性能

円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力と変形性能を実験的に検討した。実験は、計10体の供試体について行ない、曲げモーメント軸方向力を同時に受ける場合のほか、純圧縮、純曲げを受ける場合についても検討を行なった。

実験の結果、曲げモーメントと軸方向力を受ける円形断面部材については、局部座屈により全塑性モーメントは期待できないが、降伏モーメントは全供試体について確保されることが確認された。断面変形の影響については、実験上はそれほど耐力に影響しないことが確認された。最大耐力を越えた後の変形性能については、箱形断面部材の場合と同じく、薄肉断面になるほど不利であることが判明した。 D/t が大きい供試体ほど、局部座屈が応力度の低い領域で発生し、その後の耐力、変形性能は急激に低下する。

(4) 補剛板の耐力

補剛板の弾塑性座屈強度について、昭和49年度にひきつづき検討を行なった。昭和50年度は、計16体の供試体について耐力実験を行ない、板の幅厚比、補剛材剛度、さらに補剛板に降伏点の高い鋼材を用いるハイブリッド構造の効果等について検討した。

4.2.4 昭和51年度

昭和51年度は、鋼製橋脚の地震時の挙動を明らかにするために、補剛板及び曲げモーメントと軸方向力を受ける箱形断面部材、円形断面部材について、繰り返し載荷実験を行なった。補剛板と円形断面部材に関しては、設計基準を検討する目的で、理論解析を前年度にひきつづき行なった。また、以上の成果を総合して、鋼製橋脚の耐震設計において規定すべき限界状態について、考察・検討を加えた。

(1) 補剛板の耐荷力

a. 補剛板の耐荷力実験

補剛板の耐荷力については、昭和49年度から昭和51年度までの3ケ年にわたって、計45体の供試体による耐荷力実験を行なった。これら計45体の供試体の諸元を表4.2.1に示す。

補剛板は、鋼製橋脚や箱げた橋などに多く用いられる型式であり、弾性設計のうえではきわめて経済的である。しかし、諸外国における二、三の落橋事故にも見られるように、補剛板の耐荷力は、残留応力や初期変形が原因となる座屈現象によって大きく左右される。このため、補剛板を用いた鋼製橋脚の耐震設計を合理的に行なうためには、座屈を伴う補剛板の耐荷力を明らかにし、さらに座屈後の耐荷力、変形性能について検討を加える必要がある。

補剛板の耐荷力については、表4.2.1に示した弾性座屈のパラメーターにもとづいて整理することができると考えられている。主要なパラメーターは次のとおりである。

(i) R; 等価幅厚比

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

$$k \text{ (座屈係数)} \begin{cases} 4n^2; \text{局部座屈について} \\ \left(\frac{(1+\alpha^2)^2 + n\gamma}{\alpha^2(1+n\delta)} \right) & \alpha < \sqrt{Hn\gamma} \\ \frac{2(1+\sqrt{1+n\gamma})}{1+n\delta} & \alpha \geq \sqrt{Hn\gamma} \end{cases}; \text{全体座屈について} \quad (4.2.1)$$

残留応力、初期不整のない補剛板については、補剛板の弾性座屈強度は次式で与えられる。

$$\sigma_{cr}/\sigma_y = 1/R^2 \quad (4.2.2)$$

(ii) γ ; 補剛材の板に対する曲げ剛比

設計に用いられる補剛材必要剛度は、各種示方書に与えられている。ここでは、道路橋示方書及びDIN 4114に与えられる剛度を基準にした。

道路橋示方書に与えられる剛比 γ_0 。

$$\gamma_0 = 4\alpha^2 n \left(\frac{t_0}{t} \right)^2 (1+n\delta) - \frac{(\alpha^2+1)^2}{n} \quad (4.2.3)$$

DIN 4114に与えられる剛比 γ^* 。

$$\gamma^* = \frac{\alpha^2}{n} \{ 4n^2(1+n\delta) - 2 \} - \frac{\alpha^2}{n} + \frac{1+n\delta}{n} \quad (4.2.4)$$

脚 注

n ; パネル数 α ; 縦横寸法比 γ ; 補剛材の板に対する面積比

表 4.2-1 補剛された板の箱形断面柱による座屈実験

(建設省土木研究所、川崎製鉄構造技術センター、新日本製鉄相模原技術センター)

昭和 年度	供試 体 号 No.	補 剛 材 本 数	R		断面積比 $\delta = F/A$	r	示		DIN		降伏向重 P_y (ton)	P_{cr} (P_{max}) (ton)	P_{cr}/P_y	オイラー 荷重 $P_e(t)$	P_{cr}/P_e
			局座屈 (R_{mode})	全体座屈 (F_{mode})			r_0	r/r_0	r^*	r/r^*					
49	1	0	0.55								112	126	1.13		
	2	0	0.76								158	143	0.91		
	3	1	0.55	0.78	0.080	6	6	1.00	27	0.22	246	242	0.98		
	4	1	0.76	0.78	0.117	36	36	1.00	40	0.90	358	322	0.90		
	5	2	0.33	0.78	0.063	2	2	1.00	48	0.04	231	246	1.06		
	6	2	0.55	0.78	0.115	39	39.5	0.99	179	0.22	423	368	0.87		
	7	2	0.78	0.79	0.252	293	292	1.00	312	0.94	759	677	0.89		
	8	2	1.14	1.05	0.186	242		195	124	1019	658	0.65	784	0.84	
	9	2	0.57	0.74	0.132	61	39.5	154	179	0.34	472	411	0.87		
	10	2	0.57	0.57	0.229	176	39.5	446	179	0.98	554	484	0.87		
	11	2	0.80	0.81	0.252	293	292	1.00	312	0.94	865	727	0.84		
	12	2	0.80	0.72	0.336	579	292	1.98	312	1.86	868	725	0.84		
	13	2	0.80	0.61	0.474	1159	292	3.97	312	3.97	944	820	0.87		
	14	3	0.32	0.77	0.087	11	11	1.00	143	0.08	337	346	1.03		
	15	3	0.54	0.76	0.192	184	180	1.02	589.5	0.31	751	649	0.86		
50	# 16	2	0.42	0.77	0.068	9	9	1.00	63	0.14	556	560	1.01		
	# 17	2	0.42	0.42	0.159	64	9	7.11	63	1.02	617	796	1.29		
	# 18	2	0.42	0.32	0.197	122	9	13.55	63	1.94	653	805	1.23		
	# 19	2	0.53	0.78	0.075	19	19.5	0.97	60	0.32	708	623	0.88		
	# 20	2	0.53	0.53	0.133	59	19.5	3.03	60	0.98	743	798	1.07		
	# 21	2	0.53	0.40	0.184	123	19.5	6.29	60	2.05	825	847	1.03		
	# 22	2	0.75	0.80	0.099	35	34	1.03	57	0.61	657	456	0.69		
	# 23	2	0.75	0.75	0.116	56	34	1.65	57	0.98	675	483	0.72		
	# 24	2	0.75	0.57	0.179	117	34	3.44	57	2.05	690	584	0.85		
	# 25	2	0.87	0.87	0.104	55	50	1.10	55	1.00	775	514	0.66		
	# 26	2	0.87	0.66	0.161	116	50	2.32	55	2.11	791	647	0.82		
	# 27	2	1.74	1.83	0.061	43		49	0.88	1441	521	0.36	430	1.21	
	#* 28	2	0.42	0.42	0.159	64	13	4.92	63	1.02	589	842	1.22		
	#* 29	2	0.53	0.53	0.133	59	23.5	2.51	60	0.98	818	830	1.01		
	#* 30	2	0.75	0.75	0.143	60	38.5	1.56	61	0.98	718	574	0.80		
	#* 31	2	0.87	0.85	0.131	62	54	1.15	59	1.05	820	634	0.77		
51	# 32	2	0.42	0.42	0.168	62	10	6.20	64.5	0.96	675	640	0.95		
	# 33	2	0.42	0.30	0.270	164	10	16.40	64.5	2.54	760	750	0.99		
	# 34	2	0.52	0.52	0.143	59	19.5	3.03	61	0.97	813	752	0.92		
	# 35	2	0.52	0.37	0.226	151	19.5	7.74	61	2.48	896	864	0.96		
	# 36	2	0.59	0.61	0.132	55	30	1.83	60	0.92	914	870	0.95		
	# 37	2	0.59	0.42	0.196	141	30	4.70	60	2.35	1000	987	0.99		
	# T 38	2	0.60	0.64	0.126	54	30	1.80	60	0.90	987	926	0.94		
	# 39	2	0.67	0.69	0.112	53	36	1.47	57	0.93	609	526	0.86		
	# T 40	2	0.67	0.69	0.147	57	36	1.58	57	1.00	642	579	0.90		
	# T 41	2	0.76	0.77	0.134	56	50	1.12	60	0.93	742	640	0.86		
	# 42	2	1.20	1.22	0.099	55		59	0.93	901	519	0.58	606	0.86	
	# 43	2	1.30	1.35	0.095	54		59	0.92	983	532	0.54	539	0.99	
	# 44	2	1.36	1.40	0.083	47		51	0.92	1163	639	0.55	593	1.08	
	# T 45	2	1.36	1.41	0.086	48		51	0.94	1178	654	0.56	593	1.10	

(注) 供試体番号欄の記号は、# (→ 縦横比 $a/b \approx 2.0$) ・* (→ ハイブリット使用) ・T (→ T型リブ使用)
をそれぞれ示す。

(記号については脚注参照)

これらの剛比が確保された時の基準強度は次のとおりである。

道路橋示方書

$$\left\{ \begin{array}{l} R \leq 0.7 \text{ で } \sigma_{er} = \sigma_y \\ R > 0.7 \text{ は基本的に認めない} \end{array} \right.$$

DIN 4114

弾性座屈強度を σ_{vkl} としたとき、

$$\left\{ \begin{array}{ll} \sigma_{vkl} \leq 0.8 \sigma_y \text{ の時} & \sigma_{er} = \sigma_{vkl} \\ \sigma_{vkl} > 0.8 \sigma_y \text{ の時} & \sigma_{er} = \beta \cdot \sigma_y \end{array} \right. \quad (\beta \text{ は } \sigma_{vkl} \text{ の関数として与えられ、} \sigma_{vkl} \rightarrow \infty \text{ の時 } \beta = 1.0 \text{ となる。})$$

鋼構造部会では主として以上の二つのパラメーターを基本に、補剛板の耐力実験を計画した。計45体の供試体は、RおよびAについて、各種の値が組み合わされている。さらに、表4.2.1の左欄に示されているように、補剛材の材質及び形状について、次の要因を考慮している。

*印；補剛材に降伏点の高い鋼材を用いて、ハイブリッド構造とした供試体

T印；補剛材のねじり剛度を期待して、T形補剛材を用いた供試体

まず、幅厚比Rが補剛板の耐力に与える影響について、図4.2.1をもとに検討する。図4.2.1には補剛材剛度を考慮していないため、同じ幅厚比に対する補剛板の耐力にかなりのばらつきが見られるが、おおむね次の結論を得ることができよう。

○ $R \leq 1.0$ の非弾性座屈領域では、 $R = 0.5$ 付近ではほぼ $\sigma_{er} = \sigma_y$ が確保されているものの、Rが0.6以上の領域では、幅厚比Rの増大にしたがって、降伏点までの座屈強度を期待することはできなくなる。

○ $R > 1.0$ の弾性座屈領域では、Rが大きくなるにしたがって、補剛板の耐力は Euler 座屈強度に収束し、むしろ上回る傾向にある。

以上より、非弾性座屈領域では、現行設計基準は必ずしも安全ではないことが結論づけられる。

なお、耐震設計上は、補剛板の弾性座屈領域を主要部材の設計に用いることは望ましくない。代表的な面外たわみ量のデータを、非弾性座屈領域の供試体と弾性座屈領域の供試体について図4.2.2、図4.2.3に示すが、弾性座屈領域の供試体については、耐力力の半分程度の荷重で、いづれも面外たわみ量が大幅に増加する傾向が見られる。このように面外たわみ量が増大した領域でくり返し荷重を受けた場合、補剛板の使用性、耐力力はしだいに失われると考えられる。

次に補剛材剛度が耐力に及ぼす影響について検討する。図4.2.4に、補剛材剛度のみを変化させた数組の供試体の耐力の変動について示した。補剛材剛比は、 γ^* を基準にしてある。図に示されるように、補剛材剛度が補剛板の耐力に対して与える影響は、必ずしも明確ではない。一般的な傾

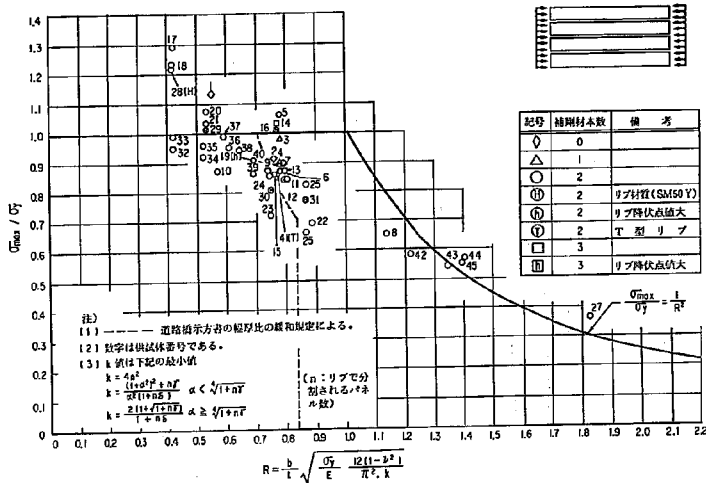


図 4.2.1 補剛された板の座屈実験結果 (建設省土木研究所、川崎製鉄構造技術センター、新日本製鉄相模原技術センター)

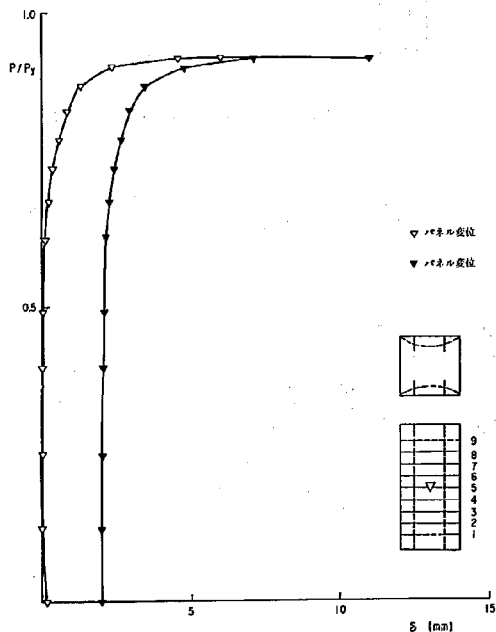


図 4.2.2 No 3 4 供試体面外たわみ変位

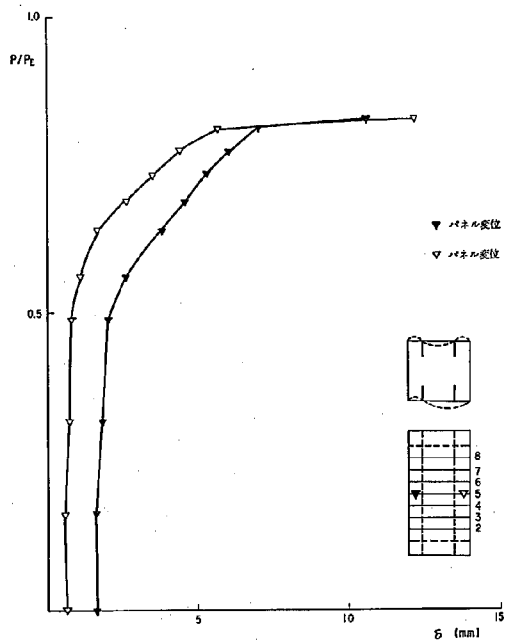


図 4.2.3 No. 4 2 供試体面外たわみ変位

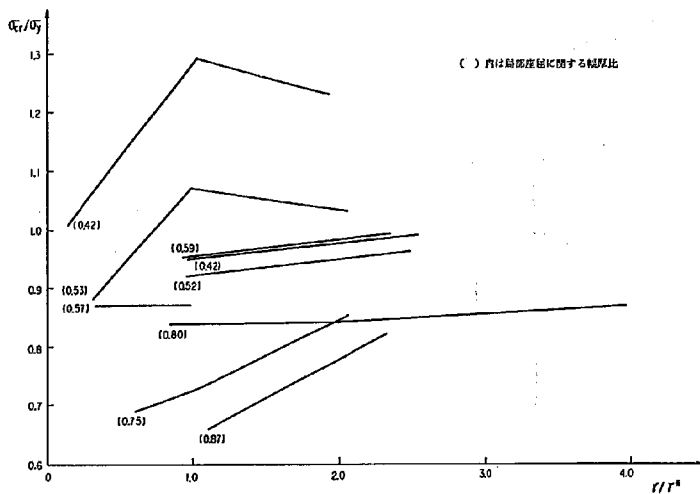


図 4.2.4 補剛材剛度が補剛板耐荷力に与える影響

向としては、補剛材剛度が γ^* 以下の場合、もしくは座屈強度が低い場合は、補剛材剛度の増加は、耐荷力に対してよい影響を与える。逆に、補剛材剛度が γ^* 以上であり、かつ十分 σ_y に近い座屈強度が得られている場合は、補剛材の剛度を増加させることの効果はあまり認められない。

その他補剛板の耐荷力に影響を与える要因としては、ハイブリッド構造とT形補剛材の採用が考えられる。ハイブリッド構造は、補剛材に対する残留応力の影響を低減する効果をねらったものであるが、今回の実験では、ほとんど効果は認められなかった。また、T形リブは、補剛材のねじれ剛度の増加による補剛板耐荷力の増加をねらったものであるが、この効果についても、弾性座屈する供試体以外は認められなかった。

以上補剛板の耐荷力に関する実験結果より、次の結論を得ることができる。

(i) 現行の道路橋示方書に規定される補剛材剛度では、示方書で許容されている $R = 0.7$ で $\sigma_{er} = \sigma_y$ を確保することは困難である。 $\sigma_{er} = \sigma_y$ を確実に確保するためには、使用する幅厚比を低くするか、もしくはリブ剛度を上げるか、基準強度を下げる等の配慮が必要となる。 $R < 0.6$ 程度の領域では、現行の設計に特に問題は生じない。

(ii) 補剛材の剛度をふやすことの効果は、それほど顕著ではないが、 $R = 0.7$ 付近の領域、また補剛材の剛度が γ^* より小さい領域では、耐荷力の増加に対してかなりの効果が認められる。一般に補剛材剛度をふやした場合、補剛材の挙動はより安定する傾向があり、鋼製橋脚の耐震設計上は補剛材剛度は大きい方が望ましいと思われる。

(iii) 弾性域での補剛板の耐荷力は、Euler 曲線に近い値が得られる。しかしながら、耐荷力の半分程度の荷重で面外たわみが急激に増加する等の不安定な挙動が見られるため、耐震設計上は、弾性座屈を生じるような幅厚比をもつ補剛板を用いることは望ましくない。

(iv) ハイブリッド構造、T形補剛材の使用は、補剛板の耐荷力の増加に対してあまり効果がない。T形補剛材を使用した場合、設計方法によっては補剛材断面積の減少を図ることができるので、T形補剛材の是非は、むしろ経済性の上から議論されるべきであろう。

b. 補剛板の耐荷力に関する理論解析

補剛板の耐荷力実験との対応を図るため、今年度は補剛板の弾塑性座屈強度について、有限帯板法による理論解析を行なった。理論解析の主要な仮定は次のとおりである。

○ 解析理論；有限帯板法（パネル間10等分）

○ 変位関数；

面外変位	（ 荷重方向	正弦半波
	（ 荷重直角方向	三次多項式
面内変位	（ 荷重方向	余弦半波
	（ 荷重直角方向	一次多項式

○ 塑性域における応力-ひずみ関係；Bijlaard 理論

○ 残留応力；測定結果にもとづいて決定

今回作成した理論解析プログラムでは、実験との対応を考慮して、特にハイブリッド構造、T形リブについても解析が可能になっている。解析結果を図4.2.5～図4.2.8に示す。図4.2.5～図4.2.7は全体座屈曲線、図4.2.8は局部座屈曲線を表わす。

図4.2.5は、補剛材剛度の差による補剛板耐荷力曲線を示している。図に示された傾向は、実験結果とはほぼ一致しているが補剛材剛度が耐荷力に及ぼす影響については、理論解析による方がより敏感である。 $R = 0.7$ 付近において σ_y に近い耐荷力を確保するためには、少なくとも2 r^* 程度の補剛材剛度が必要とされる。図4.2.6は、T形補剛材を用いた場合の耐荷力曲線を示す。全体座屈が支配的な領域では、実験結果と同じく、T形補剛材は効果をもたない。図4.2.7は、ハイブリッド構造を用いた場合の耐荷力曲線を示す。実験結果ではハイブリッド構造の効果は認められなかったが、理論解析ではハイブリッド構造は大きな効果を持つことが示されている。図4.2.8は、局部座屈強度を表わしている。非弾性座屈領域では局部座屈は問題とならないが、弾性座屈領域では、局部座屈が補剛板の耐荷力に対して支配的な影響をもつようになる。局部座屈強度は、パネルに存在する圧縮残留応力のために、Euler曲線より相当低い。実験では、弾性座屈領域の補剛板の耐荷力は、Euler曲線に近い数値が得られていたわけであるが、今回の理論解析で得られた結果は、むしろ実験で面外たわみ変位が急速に増加しはじめる点に一致している。この解析結果からも、補剛板の弾性座屈する領域での耐荷力がかなり不安定なものであることが予想される。

C. 繰返し荷重を受けた場合の補剛板の耐荷力

今年度耐荷力実験を行なった計14体の補剛板供試体については、繰返して地震力を受けた場合を想定して、最大荷重に達した後も繰返し載荷を行なった。実験結果の一例を、図4.2.9に示す。

補剛板が繰返し荷重を受けた場合の耐荷力性状は、ほぼ幅厚比 R によって説明することができる。 R が小さい供試体については、繰返し載荷によってほとんど耐荷力は減少しないが、 R が大きい供試体、特に弾性座屈を生じるような供試体については、繰返し載荷による耐荷力の減少が著しい。したがって、補剛板についても、地震時の挙動を考えた場合、薄肉構造は決して好ましくない。特に鋼製橋脚については、弾性座屈を生じるような幅厚比をもつ補剛板の使用は避けることが妥当である。

(2) 繰返し曲げモーメントと軸方向を受ける箱形断面部材及び円形断面部材の耐荷力

鋼製橋脚が、繰返して曲げモーメントと軸方向力を受けた場合の挙動を明らかにするために、箱形断面柱及び円形断面柱について、計4体の繰返し載荷実験を行なった。

箱形断面部材、円形断面部材の供試体諸元及び実験条件を表4.2.2及び表4.2.3に示す。箱形断面部材供試体BBC-1は、現行の設計でしばしば用いられる諸元であるが、BBC-2は弾性座屈領域の供試体であり、現行の設計で用いられることはない。円形断面部材供試体PBC-1、PBC-2は、どちらも現行の設計で用いられており、どちらの供試体も降伏点まで基準強度がとれることになっている。

実験は、ある水平荷重での両方向への繰返し載荷を数回行ない、柱脚部に変化が見られない時はさらに水平荷重を一段階あげて継続するという方法をとった。実験の間、鉛直荷重 P は常に $0.3 P_y$ に保たれている。4体の供試体について載荷の経緯は、表4.2.4に示すとおりである。

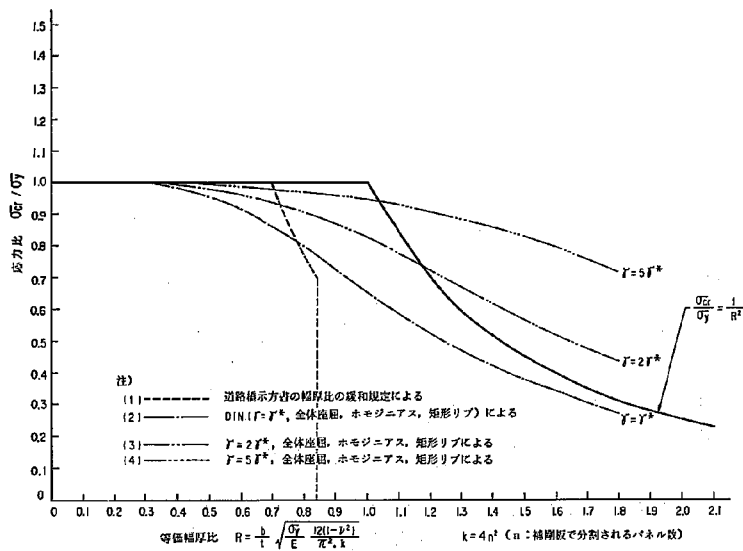


図4.2.5 補剛板の座屈解析 (全体座屈)

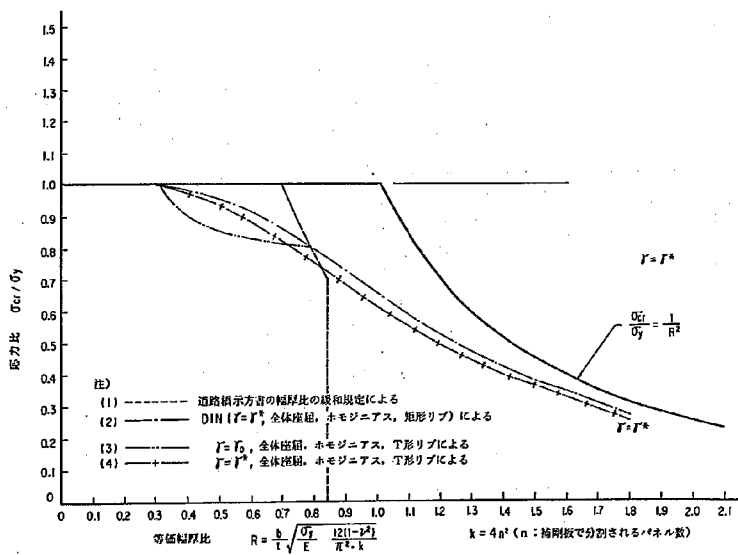


図4.2.6 補剛板の座屈解析 (全体座屈)

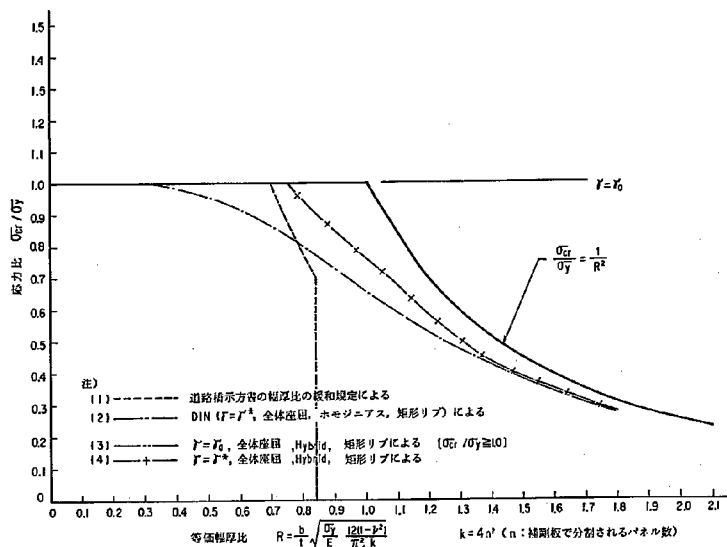


図 4.2.7 補剛板の座屈解析 (全体座屈)

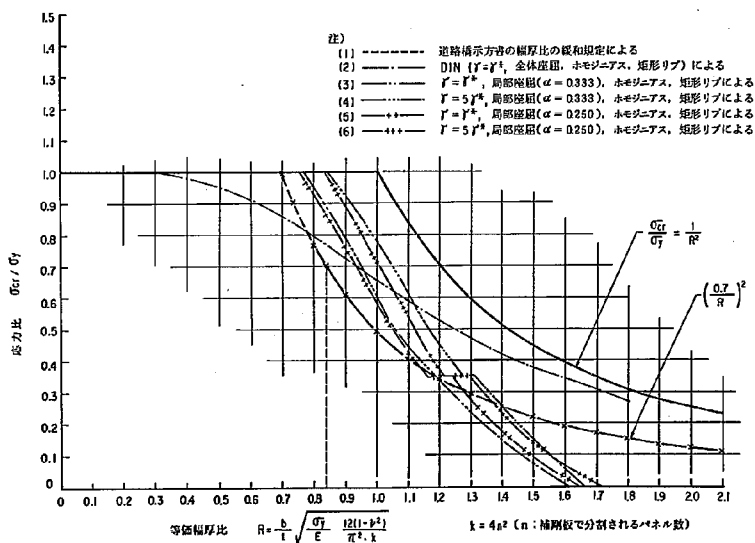


図 4.2.8 補剛板の座屈解析 (局部座屈)

表 4.2.2 繰返し荷重を受ける円形断面部材の試験体諸元

(建設省土木研究所、神戸製鋼構造研究所)

試験体名	材質	幅 b (mm)	板厚 t (mm)	b/t	幅厚比 R	試験体 長さ L (mm)	細長比 λ	断面積 A (cm ²)	降伏荷重 P _y (t)	軸力 P (t)	設計水平 荷重 Q _a (t) ¹⁾	設計水平 荷重 Q _y (t) ²⁾	断面二次 モーメント I (cm ⁴)	断面係数 Z (cm ³)	降伏モー メント M _y (t·m)	全塑性モー メント M _p (t·m)	軸力比 P/P _y	備 考
BBC-1	SS41	225	7.9	28.5	0.57	1648	0.227	6860	212.2	6.37	4.23	6.30	5397	480	14.84	17.28	0.3	両振り荷重制御 の繰返し実験
BBC-2		450	7.9	57.0	1.15	3357	0.227	13970	432.1	129.6	8.75	13.05	45524	2023	6258	71.64		

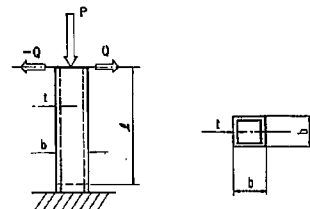


表 4.2.3 繰返し荷重を受ける円形断面部材の試験体諸元

(建設省土木研究所、神戸製鋼構造研究所)

試験体名	材質	外径 D (mm)	肉厚 t (mm)	D/t	試験体 長さ L (mm)	細長比 λ	断面積 A (cm ²)	降伏荷重 P _y (t)	軸力 P (t)	設計水平 荷重 Q _a (t) ¹⁾	設計水平 荷重 Q _y (t) ²⁾	断面二次 モーメント I (cm ⁴)	断面係数 Z (cm ³)	降伏モー メント M _y (t·m)	全塑性モー メント M _p (t·m)	軸力比 P/P _y	備 考
PBC-1	STK41	318.5	6.54	49	1532	0.204	64.10	28.75	36.2	3.31	10.04	7801	490	21.97	28.55	0.3	両振り荷重制御 の繰返し実験
PBC-2		609.6	6.93	88	2964	0.188	131.19	49.64	149.0	8.21	17.47	59582	1955	73.97	95.25		

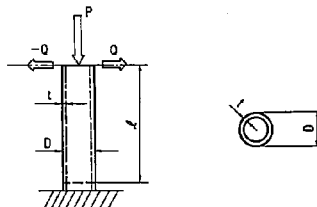
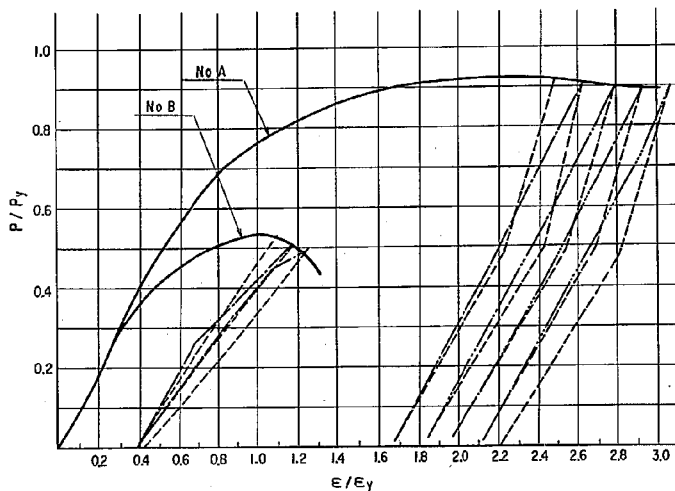
1) Q_a は許容応力度を $\sigma_a = 2380 \text{ kg/cm}^2$ としたときの水平荷重2) Q_y は “ 材料の引張り試験により得られた値としたときの水平荷重

表 4.2.4 繰返し荷重の限界値および繰返し回数

試験体No	繰返し荷重の目標となる限界値 Q (ton)	設計水平荷重 Q_a^1 と Q との比 Q/Q_a	設計水平荷重 Q_y^2 と Q との比 Q/Q_y	繰返し回数	備 考
BBC-1	4.23	1.0	0.67	5	柱脚部に特に変化なし
	5.08	1.2	0.81	3	
	5.92	1.4	0.94	3	
	6.77	1.6	1.07	3	
	7.61	1.8	1.21	3	
	8.46	2.0	1.34	3	
	9.31	2.2	1.48	7	柱脚部の凹による崩壊
BBC-2	8.75	1.0	0.67	3	柱脚部に特に変化なし
	10.50	1.2	0.80	3	
	12.25	1.4	0.94	8	柱脚部の凹による崩壊
PBC-1	8.03	2.43	0.8	3	柱脚部に特に変化なし
	10.04	3.02	1.0	3	
	12.05	3.64	1.2	3	
	14.06	4.25	1.4	3	
	16.06	4.85	1.6	7	柱脚部の凸による崩壊
PBC-2	14.00	1.71	0.8	3	柱脚部に特に変化なし
	17.50	2.13	1.0	3	柱脚部に微小な凸発生
	21.00	2.56	1.2	5	柱脚部の凸による崩壊

1) Q_a は許容応力度を $\sigma_a = 2380 \text{ kg/cm}^2$ とした場合の水平荷重

2) Q_y " 材料の引張り試験により得られた値とした場合の水平荷重



試験体寸法諸元

試験体名	補剛材本数	R (ε min)	r	r/r ₀	r/r [*]	P _y [t]	P _e (P _{max}) [t]	P _{cr} /P _y
No. A	2	0.52	59	3.03	0.97	813	752	0.92
No. B	2	1.35	54	—	0.92	983	532	0.54

図 4.2.9 補剛板の繰返し載荷実験
(昭和 51 年度建設省土木研究所、川崎製鉄構造
技術センター、新日本製鉄相模原技術センター)

まず、箱形断面部材については、BBC-1 では実際の鋼材の降伏点強度に対する設計水平荷重 Q_y の 1.34 倍までの水平荷重で繰返し載荷を行なっても柱脚部の局部変形は生じることはなく、 Q_y の 1.48 倍の水平荷重の繰返し載荷ではじめて局部変形を生じている。したがって、BBC-1 に近い諸元をもつ鋼製橋脚は、耐荷力の面で、地震力に対してかなりの余裕をもつことになる。また、 Q_y の 1.48 倍での水平荷重で繰返し載荷を行なった時の柱頭変位を図 4.2.10 に示すが、局部変形が生じた後も、BBC-1 の供試体は二次剛塑性曲線¹⁾に近い耐荷力を保持しており、かなりの変形性能を有していると言うことができる。これに対して、BBC-2 では、 Q_y の 0.94 倍の水平荷重の繰返しですでに局部変形を生じており、図 4.2.11 に示されるように、局部変形を生じた後の変形性能は全く保たれていない。以上 2 体

1) 変形による付加モーメントを考慮した全塑性耐荷力

試験体 No BBC-1

試験体寸法

□ - 225 × 7.9 × 1648

軸圧縮荷重

$P = 0.3P_y = 6366 \text{ ton}$

限界水平荷重

$Q = 22Q_a = 148 Q_y$

繰返し回数

$n = 7 \text{ サイクル}$

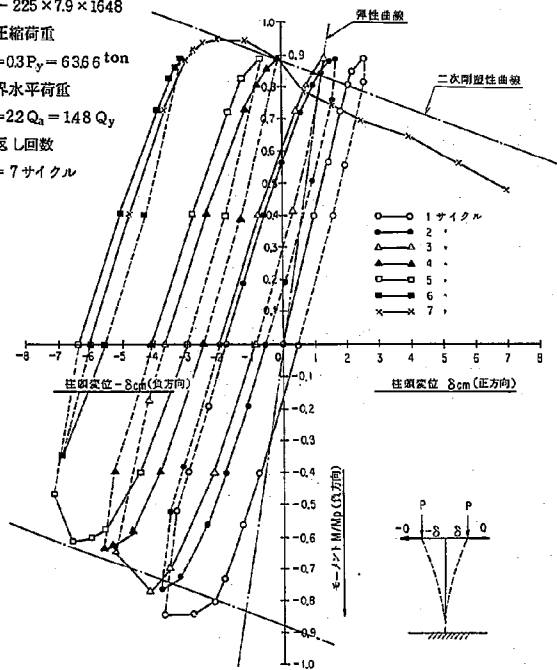


図 4.2.10 モーメントと柱頭変位の関係 ($M/M_p \sim \delta$)

試験体 No BBC-2

試験体寸法

□ - 450 × 7.9 × 3357

軸圧縮荷重

$P = 0.3P_y = 129.63 \text{ ton}$

限界水平荷重

$Q = 14Q_a = 0.94 Q_y = 1225 \text{ ton}$

繰返し回数

$n = 8 \text{ サイクル}$

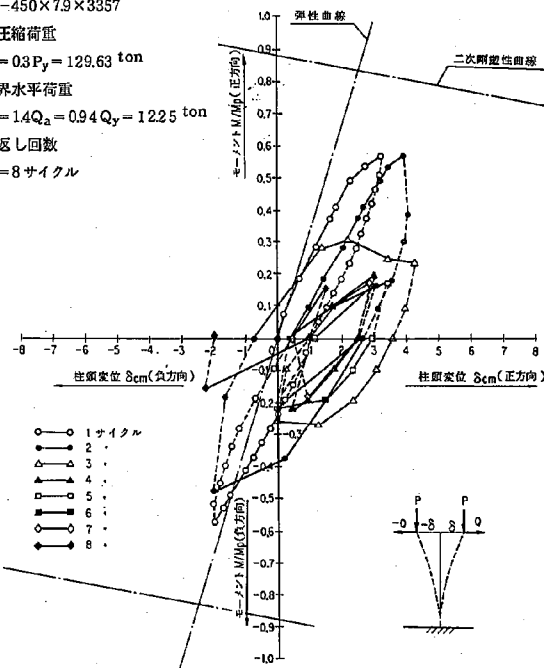


図 4.2.11 モーメントと柱頭変位の関係 ($M/M_p \sim \delta$)

の箱形断面柱の実験により、繰返し荷重を受けることが予想される構造物では、余剰耐力の面でも、変形性能の面でも厚肉構造が勝ることが確認された。特に、弾性座屈を生じるような構造物は、耐震性能上きわめて不利である。

次に円形断面部材についても、箱形断面部材と同じような傾向が見られる。表 4.2.3 に示されるように、比較的厚肉構造である PBC-1 は、繰返し荷重に対して約 1.6 倍の余剰耐力をもち、局部変形が生じたあとの変形性能も図 4.2.12 に示されるように、比較的安定している。一方、比較的薄肉構造である PBC-2 は、繰返し荷重に対する余剰耐力が小さく、局部変形が生じたあとの変形性能も、図 4.2.13 に示されるように、PBC-1 に比べて小さい。この 2 体の供試体は、弾性設計上は同じ耐力を持つとして取扱われるが、耐震性能上は、上記のような大きな差異が生じることは、耐震設計上十分留意することが必要であろう。

なお、以上の耐震性能に関する議論は、設計に考慮した地震荷重以上の地震力が構造物に作用した場合を想定して行なわれていることに十分留意する必要がある。現行の設計基準で設計され得る中で最も悪い耐震性能を持つと考えられる円形断面部材 PBC-2 についても、設計時に考慮した荷重に対しては 1.2 倍の安全率を保っている。現行の設計基準で設計された構造物でも、設計地震力に対しては十分安全である。

(3) 円形断面部材の耐力

昭和 50 年度にひきつづき、東京大学の西野文雄助教授に委託して断面変形を考慮した円形断面部材の耐力について解析を行なった。

曲げモーメントによって生じる断面変形を考慮した薄肉円筒材に対する近似棒理論を用いて等曲げモーメントが作用する場合を解析した。等曲げモーメントが作用する場合には断面変形形状が円筒部材の軸方向に対し変化しないと考える。したがってこの場合にはつり合い式が容易に解け、曲げモーメントと曲率との関係が次のように求まる。

$$m = \varphi \left(1 - \frac{9 \varphi^2}{6 + 5 \varphi^2} \right) \quad \dots\dots\dots (4.2.5)$$

ここに m 、 κ はそれぞれ無次元化した曲げモーメント、曲率であり

$$m = \frac{M}{\pi E \left(\frac{D}{2} \right)^2 t^3} \quad \dots\dots\dots (4.2.6)$$

$$\varphi = \phi \frac{(D/2)^3}{t} \quad \dots\dots\dots (4.2.7)$$

と定義した量である。 M は曲げモーメント、 ϕ は曲率、 E はヤング率、 D は円筒の外径、 t は円筒の肉厚である。式 (4.2.5) の関係は、Von Kármán による曲管の曲げモーメント、曲率関係に類似している。同じ条件に対する解が Reissner によっても求められており、級数の形で次のように与えられている。

試験体 No. PBC-1

試験体寸法

○-318.5×6.54×1532

軸圧縮荷重

$P=0.3P_y=86.24 \text{ ton}$

限界水平荷重

$Q=1.6Q_y=16.06 \text{ ton}$

繰返し回数

$n=7$ サイクル

- 1 サイクル
- 2 "
- △ 3 "
- ▲ 4 "
- 5 "
- 6 "
- × 7 "

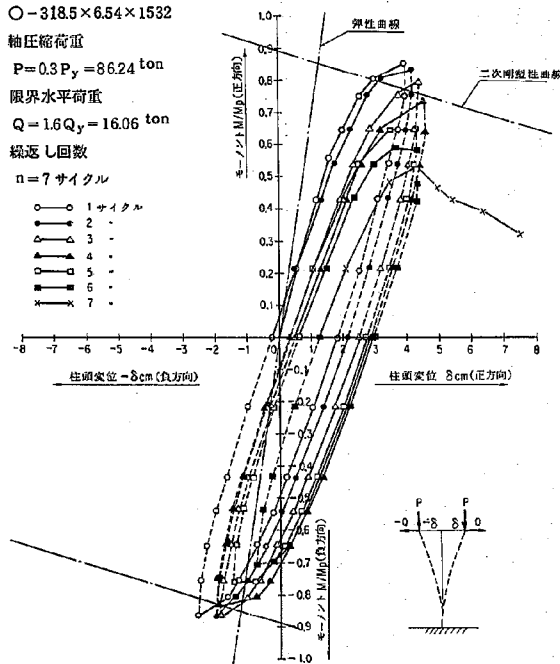


図 4.2.12 モーメントと柱頭変位の関係 ($M/M_p \sim \delta$)

試験体 No. PBC-2

試験体寸法

○-609.6×6.93×2964

軸圧縮荷重

$P=0.3P_y=148.95 \text{ ton}$

限界水平荷重

$Q=1.2Q_y=21 \text{ ton}$

繰返し回数

$n=5$ サイクル

- 1 サイクル
- 2 "
- △ 3 "
- ▲ 4 "
- 5 "

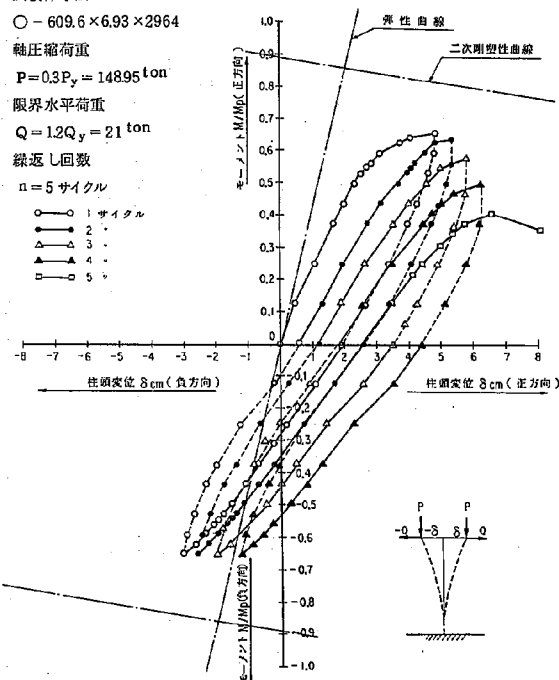


図 4.2.13 モーメントと柱頭変位の関係 ($M/M_p \sim \delta$)

$$m = \varphi - \frac{3}{2} \varphi^3 - \frac{3}{2} \varphi^5 + \dots \quad (4.2.8)$$

これらの結果を図4.2.14に示す。図4.2.14には断面変形を無視した場合の結果も合わせて示す。式4.2.5の結果と Reissner の結果とは φ が大きな所では差がみられるものの、 φ が0.3以下ではほとんど差がなく、実用上一致していると考えてよい。図4.2.14にみられるように断面変形の影響は φ が大きくなるにつれて大きくなる。しかしながら $m-\varphi$ 関係におよぼす断面変形の影響は比較的小さく、 φ が0.15前後で1%程度、 φ が0.25程度でも10%程度である。

曲げを受ける円筒材に生じる最大の直ひずみ $|\epsilon|_{\max}$ は

$$|\epsilon|_{\max} = \frac{D}{2} \varphi \quad (4.2.9)$$

と表わされる。これを用いると式4.2.7は、

$$\varphi = |\epsilon|_{\max} \frac{D}{2t} \quad (4.2.10)$$

と表わされる。通常の構造用鋼材では降伏時のひずみは 10^{-3} 程度の値であり、80キロ級の高張力鋼を用いても 3×10^{-3} 程度の値である。 $|\epsilon|_{\max}$ として 3×10^{-3} を考えると

$$\varphi = (3 \times 10^{-3}) \frac{D}{2t} \quad (4.2.11)$$

図から実用上断面変形の影響を無視してよいと考えられる範囲を $\varphi < 0.15$ とすると式4.2.11から、 D/t の制限値が次のように求まる。

$$\frac{D}{t} < 100 \quad (4.2.12)$$

地震時に橋脚に作用する荷重は軸方向と曲げモーメントであり、曲げモーメントの値は橋脚基部で最も大きくなる。式4.2.12は橋脚全長にわたって一様に作用するとして求めた結果であり、また軸方向力は断面変形を生じさせないことを考えると、式4.2.12の D/t は最も安全側の制限値と云える。現在使われている円筒橋脚の D/t の値は式4.2.12の範囲に入っていると考えてよいので、橋脚の地震時の挙動におよぼす断面変形の影響は実用上無視してよいと云える。

(4) その他の成果

a. 諸外国における耐震設計基準のとりまとめ

昭和50年度に収集した諸外国の耐震設計基準についてとりまとめを行なった。諸外国の耐震設計基準の中では、特にカリフォルニア州の耐震設計基準が、構造物の変形性能及び不静定次数に応じて設計地震力を与えていることが注目される。その他、地震力分布、鉛直震度等において参考すべき規定が多く見受けられた。

b. 鋼製橋脚の比較設計

補剛板構造を用いた鋼製橋脚について、各種設計基準による比較設計を行ない、板の幅厚比、補剛材剛度の規定が経済性に対して与える影響について、検討を行なった。

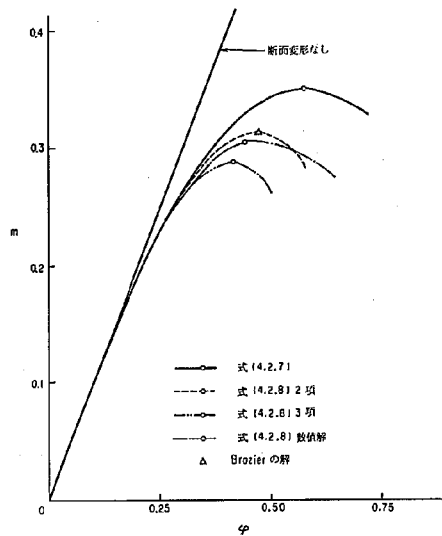


図 4.2.14 断面変形を考慮したモーメント曲率関係

4.3 総合的研究成果

鋼構造部会で検討を行なった多くの実験結果によれば、土木鋼構造物、特に鋼製橋脚の耐震性能は、弾性設計法のみによっては必ずしも十分に評価することはできない。弾性設計の上では同じ構造特性を持つと判断される構造物であっても、設計荷重を越えた荷重に対する余剰耐荷力、変形性能の面で、差異が生じることが少なくない。この差異が生じる原因は、局部座屈に求めることができる。目視できるような局部座屈が広い範囲で生じた場合、構造物は、それ以上の耐荷力及び変形性能を保持することは困難である。

局部座屈の発生の性状は、部材の薄肉、厚肉の程度によって、おおむね説明することができる。比較的厚肉の構造物では、局部座屈は荷重が大きい領域でしか発生することではなく、また局部座屈が生じる範囲が狭いため、安定した耐震性能が得られる。一方、比較的薄肉の構造物では、荷重が小さい領域で局部座屈が生じることが多く、局部座屈が広い範囲にわたって発生するため、安定した耐震性能は得られない。

したがって、土木鋼構造物の耐震設計においては、次のことを考慮しなければならない。

(Ⅰ) 厚肉構造であり、非弾性領域においても安定した余剰耐荷力、変形性能が見込まれる構造物に対しては、非弾性域で地震力に抵抗する設計を行なってもよい。

(Ⅱ) 薄肉構造であり、局部座屈により耐荷力、変形性能が急激に低下する構造物においては、設計で考慮するいかなる地震力に対しても、弾性域内で抵抗しなければならない。

現行の弾性設計法で許容される限度いっぱいの薄肉構造を用いた構造物は、弾性設計上は有利であっても、耐震性能上は必ずしも有利でないことは、今後の設計基準の作成にあたって十分考慮されるべきであろう。しかしながら、以上の研究成果は、いずれも設計時に考慮した地震荷重を越えた地震力が構造物に作用した場合を想定した耐震性能を論じたものであって、設計時に考慮した地震力に対する土木鋼構造物の安全性は、今回の研究においても十分確認されている。また、曲げモーメントと軸力を受ける部材の場合、薄肉構造として弾性域で外力に抵抗する構造と、厚肉構造として塑性域も含めて外力に抵抗する構造とどちらが有利であるかは、経済性の問題もあり一概には断定できない。構造物に付与すべき耐震性能と設計震度の問題は、より総合的な観点から議論されるべきであろう。

付 4.1 審議経過（昭和 51 年度）

種 別	回 次	開催年月日、場所	出席者、主要議事
部 会	7	51. 8. 27 (金) 霞 山 会 館	○ 出席者：川崎部会長他 23 名 ○ 議 事： 1) 新委員の紹介 2) 第 6 回鋼構造部会議事録の確認 3) 昭和 50 年度研究開発報告 4) 昭和 51 年度研究開発計画について 5) 昭和 51 年度実験計画について 6) 耐震設計指針の作成について
部 会	8	51. 11. 8 (月) 霞 山 会 館	○ 出席者：川崎部会長他 16 名 ○ 議 事： 1) 第 7 回鋼構造部会議事録の確認 2) 共通耐震設計指針について 3) 昭和 51 年度研究開発中間報告 4) 部会、見学会の予定について
部 会	9	52. 3. 10 (木) 霞 山 会 館	○ 出席者：川崎部会長他 19 名 ○ 議 事： 1) 報告書（案）について 2) 補剛板設計基準について他
幹事会	1	51. 8. 4 (水) 国土開発技術 研究センター	○ 出席者：川崎部会長他 13 名 ○ 議 事： 1) 補剛された板の座屈実験（案）他
幹事会	2	51. 10. 29 (金) 国土開発技術 研究センター	○ 出席者：川崎部会長他 12 名 ○ 議 事： 1) 補剛された板の座屈実験及び円柱断面柱、箱形断面柱の繰返し載荷実験計画の検討他
幹事会	3	52. 2. 22 (火) 国土開発技術 研究センター	○ 出席者：川崎部会長他 11 名 ○ 議 事： 1) 新耐震設計法及び鋼構造部会報告書作成について他
見学会	1	51. 12. 10 (金) 神戸製鋼 構造研究所	○ 出席者：川崎部会長他 16 名 ○ 議 事： 1) 曲げと軸力を受ける部材の繰返し実験の見学及び結果の検討
見学会	2	52. 2. 4 (金) 川崎製鉄構造 技術センター	○ 出席者：川崎部会長他 13 名 ○ 議 事： 1) 補剛された板の座屈実験の見学及び結果の検討

付属資料-4.2 鋼構造部会提出資料目録

回次	資料番号	資 料 名	提 出 者
1	1-1	耐震技術開発研究委員会設立趣意書	幹 事
	1-2	" 内規	"
	1-3	" 部会内規	"
	1-4	研究計画説明書(鋼構造部会)	"
	1-5	耐震技術開発研究委員会委員名簿	"
	1-6	" 鋼構造部会委員名簿	"
	1-7	鋼構造部会の作業方針について	"
2	2-0	第1回鋼構造部会議事録	幹 事
	2-1	鋼製橋脚の形状寸法	"
	2-2-1	B. Kato, "Inelastic Behavior of Steel Beam-Columns"	加藤(勉)
	2-2-2	B. Kato and H. Akiyama, "Inelastic Bar subjected to Thrust and Cyclic Bending", Proc. of ASCE, Jan. 1969	"
	2-2-3	B. Kato, "Behavior of Short Columns subjected to Lateral Force under High Compressive Force", Proc. of the Symposium on the High-Rise and Long-Span Structures, Tokyo, Sept. 1964	"
	2-2-4	B. Kato, H. Akiyama and Y. Yamanouchi, "Predictable Properties of Material under Incremental Cyclic Loading", The Preliminary Publication of IABSE Symposium of Resistance and Ultimate Deformability of Structures acted on by Well Defined Repeated Loads, Lisbon, 1973	"
	2-2-5	B. Kato, "Buckling Strength of Plates in the Plastic Range", The 25th Volume of the Publications. IABSE, Zurich, 1965	"
	2-2-6	B. Kato and H. Akiyama, "Theoretical Prediction of the Load-Deflection Relationship of Steel Member and Frames", The Preliminary Publication of IABSE, Symposium on Resistance and Ultimate Deformability of Structures acted on by Well Defined Repeated Loads, Lisbon, 1973	"
	2-2-7	加藤、秋山、鈴木、「軸圧縮力を受ける鋼管の塑性局部座屈耐力」、日本建築学会論文報告集第204号、昭和48年2月	"
	2-2-8	加藤、秋山、「鋼構造柱部材の降伏耐力について」、日本建築学会論文報告第198号、昭和47年2月	"
	2-2-9	加藤、秋山、鈴木、「鋼管梁の曲げ耐力」、日本建築学会大会学術講演梗概集、昭和48年10月	"

回次	資料番号	資 料 名	提 出 者
3	3-0	第2回鋼構造部会議事録	幹 事
	3-1	昭和48年度耐震技術に関する研究開発報告書	"
	3-2	昭和49年度研究開発計画、委員会開催予定、委員名簿	
	3-3	鋼構造部会研究内容	
	3-4	Y. Fukumoto, T. Usami and Y. Okamoto, "Ultimate Compressive Strength of Stiffened Plates"	福 本
	3-5	「補剛材つき圧縮板の設計要領(抜粋)」土木学会本州、四国連絡橋綱上部構造研究小委員会、座屈分科会、昭和49年3月	幹 事
	3-6	補剛された板の圧縮試験計画(案)	"
	3-7	曲げと軸力を受けるはり-柱の試験計画(案)	"
	3-8	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	福 本
	3-9	曲げモーメントと軸方向力を受ける鋼管柱の強度	西 野
4	4-0	第3回鋼構造部会議事録	幹 事
	4-1-1	補剛された板の圧縮試験昭和49年度計画(再々修正案)	"
	4-1-2	同 供試体図面	"
	4-2-1	曲げと軸力を受ける部材の試験計画	"
	4-2-2	同 試験体の製作および溶接による初期変形ならびに残留応力の測定	"
	4-2-3	曲げと軸力を受ける beam-column の実験治具	"
	4-2-4	変位とひずみの測定位置	"
	4-3-1	宇佐美、「補剛材つき板の弾性ならびに非弾性圧縮座屈強度」、土木学会論文報告集第228号、1974年8月	宇 佐 美
	4-3-2	補剛材つき板の圧縮座屈強度(概要)	"
	4-4	長谷川、大田、西野、「補剛された板要素の座屈強度に関する二、三の考察」、土木学会論文報告集第232号、1974年12月	長 谷 川
	4-5	長谷川、長浜、西野、「圧縮を受ける補剛された板の座屈強度」、土木学会論文報告集、投稿中	
5	5-1	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	幹 事
		同 上 内部一部修正	
	5-2	繰返し荷重を受ける箱形断面柱の局部座屈	福 本
	5-3	昭和50年度研究開発計画(案)	幹 事
	5-3	昭和50~51年度委員会開催予定表(案)	"
	5-4	耐震技術開発研究委員会鋼構造部会委員名簿(案)	"
	5-5	曲げモーメントと軸方向力を受ける部材の実験計画(案)	"
	5-6	補剛された板の耐荷力実験計画(案)	"
	5-7	曲げモーメントと軸方向力を受ける鋼管柱の強度	西 野
	5-8	曲げと軸力を受ける部材の計算結果	大 家
6	6-0	耐震技術開発研究委員会第1回鋼構造部会議事録	幹 事
	6-1	耐震技術開発研究委員会昭和50年度研究開発報告書(案)	"

回次	資料 番号	資 料 名	提 出 者
6	6 - 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 冢
	6 - 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
7	7 - 0	第6回鋼構造部会議事録	幹 事
	7 - 1	昭和50年度耐震技術に関する研究開発報告書	"
	7 - 2	昭和51年度鋼構造部会研究開発計画(案)	"
	7 - 3	昭和51年度実施計画概要	"
	7 - 4	耐震設計法に関する文献調査結果	"
	7 - 5	道路橋鋼製橋脚耐震設計指針(案)骨子	"
8	8 - 0	第7回鋼構造部会議事録	幹 事
	8 - 1	昭和51年度研究開発中間報告	"
	8 - 2	共通耐震設計指針資料	"
	8 - 3	鋼構造物の耐震性に関する技術資料	"

5. 地震力・地盤部会の研究成果の概要

5・1 概 説

5・1・1 過去の経緯

地震力・地盤部会の活動は、昭和49年に開始された。昭和49年度は、まず当部会の研究開発方針を重点的に審議した。その結果、「入力地震動および構造物の地震応答に関する研究」ならびに「地盤の動的挙動および地盤と構造物の動的相互作用に関する研究」の2課題の研究を3ヶ年計画で実施することにした。また、断層モデル理論による地震動の解析等の調査を開始した。

昭和50年度は、研究内容を地震力に関するものと、地盤に関するものと大別し、それぞれ具体的な課題を設定して研究を進めた。地震力に関する研究課題としては、(1) 断層モデルによる地震動の解析、(2) 加速度記録の解析、(3) 応答スペクトルの解析、(4) 地震統計の解析、および(5) 地盤と構造物の動的相互作用の解析をとりあげた。また、地盤に関する研究課題としては、(1) 地盤の動的性質の原位置調査法、(2) 地盤の動的性質の室内試験法、(3) 地盤の地震応答解析、(4) 地盤・構造物系の安定解析、および(5) 地盤震害例の調査をとりあげた。

5・1・2 昭和51年度の研究

最終年度である昭和51年度には、前年度と同様、地震力に関する研究、および地盤に関する研究に大別し、各種の解析・調査を継続実施した。具体的に実施した研究課題は、地震力に関しては、(1) 加速度記録の解析、(2) 応答スペクトルの解析、(3) 地震統計の解析、および(4) 地盤と構造物の動的相互作用の解析とした。また、地盤に関しては、(1) 地盤の動的性質の原位置調査例、(2) 地盤の動的性質の室内試験結果、(3) 地盤の地震応答解析例、(4) 地盤・土構造物系の安定解析、ならびに(5) 地盤および土構造物の震害例の5課題につき、調査・研究した。

昭和51年度においては、さらに、耐震設計専門部会およびその他の部会と協力して、「新耐震設計法」の原案策定にあたった。地震力・地盤部会は、「新耐震設計法」の「1.4 標準設計地震入力および地震荷重」、「1.5 地盤調査および地盤の耐震性」、「1.4 土構造物の耐震計算法」について、特に重点的に審議・検討した。

昭和51年度における地震力・地盤部会の研究成果の概要を以下に記述する。

(1) 地震力に関する研究

1) 加速度記録の解析 — 前年度成果に基づいて、強震記録、地震諸元、地盤条件等を再調査し、加速度記録(301記録、903成分)を整理した。これより、地震動の特性値(水平加速度、主要動の継続時間、鉛直加速度と水平加速度の比など)に与える、地震諸元と地盤条件の影響を重回帰分析によ

り定量評価した。

2) 応答スペクトルの解析

前年度成果から、数量化理論を用いた解析により、応答スペクトル特性が地震諸元、地盤条件の関数として表示される見通しを得た。今年度は対象強震記録を277成分(水平動のみ)に増加し、同様の解析を行った。この結果、マグニチュード($M=5.4\sim 7.9$ の範囲)、震央距離($10\sim 200\text{ km}$ の範囲)、地盤種別(1~4種)を与えて、地盤の最大加速度および応答加速度の平均値を推定することが出来る。

3) 地震統計の解析

気象庁の地震資料に基づいて、西暦416年~1976年4月の間に我国の国内および周辺部で発生した地震(16, 233回)について、統計資料を整備した。これを基に、期間、中心地点、半径、マグニチュード範囲を与えることにより、対象地震の諸元を表示し、震央位置を図化する電算プログラムを作成し、試算を行った。

4) 地盤と構造物の動的相互作用の解析

国道6号線の東京都葛飾区金町と千葉県松戸市間の江戸川に架かる新葛飾橋を例にとり、地盤の動的性質の原位置調査結果に基づく、地盤と橋梁構造の動的相互作用の解析を実施した。

(2) 地盤に関する研究

1) 地盤の動的性質の原位置調査例

上述した新葛飾橋の2地点(強震計が設置されている地盤と第5橋脚の近接地)において、物理探査、P S検層、標準貫入試験等の原位置調査を実施した。この結果は、下記3)の地盤の地震応答解析および上述の動的相互作用の解析における地盤モデルの設定に際して利用された。

2) 地盤の動的性質の室内試験結果

従来、実施されてきた、土の動的性質に関する各種の室内試験結果を検討し、土の動的性質のうち、動的変形特性および流動化強度の一般的傾向を提示した。

3) 地盤の地震応答解析例

前述の新葛飾橋における強震記録を基本資料とし、波動論による地盤の地震応答解析を行った。この解析結果は、(1) 4)の地盤と構造物の動的相互作用の解析の入力地震動として利用した。

4) 盛土等の土構造物の耐震計算法として、主に円弧すべり法をとりあげ、土構造物に考えるべき設計震度の大きさ、土質定数、安全性の指標等について検討した。また、砂層中の杭の動的挙動に関する模型振動実験の結果を検討した。

5) 地盤および土構造物の震害例

盛土等の土構造物を対象とし、最近の地震による被害例を統一的に整理し、土構造物の震害に与える各種要因の影響、ならびに地震の諸元と土構造物の被害程度との関係を求めた。また、濃美平野を例にとり、地盤被害(主に流動化)発生地点における地盤特性を調査した。さらに、地盤流動化の判定法を提示した。

5・2 研究内容および研究成果

5・2・1 昭和49年度¹⁾

本部会の活動の開始年である昭和49年度には、まず今後3ヶ年の研究計画を議論し、研究の流れ図を策定した。さらに、入力地震動、地盤の動的挙動、および地盤と構造物の動的相互作用に関する調査・解析に着手し、以下に述べる成果を得た。

(1) 入力地震動

地震の地域別活動度、地震統計、地震の震度階と発生回数の関係、地震のマグニチュード・震央距離と最大加速度の関係を調査・検討した。

また、地球を無限媒質と仮定した断層モデル理論による地震動の計算、および半無限媒質を仮定した場合の地震動の計算を行った。具体的には、昭和49年5月9日発生の1974年伊豆半島沖地震($M=6.9$)に対する佐藤・川崎の断層モデルを用いて、伊東付近における地震動を計算した。ここで計算される地震動は変位であり、短周期成分が重要となる速度および加速度については、さらに検討を要すること、現段階でも長周期構造物に対する地震動入力としては有効であることなどが認められた。

(2) 地盤の動的挙動

地震応答スペクトルの特性からみた表層の地震動の特性、埋立地における地震動の同時多点観測結果、表層の地震動を計算する際の境界の取扱ひ方等を検討した。その結果、観測の強化、実測資料の収集、解析法の合理化の必要性が認められた。

(3) 地盤と構造物の動的相互作用の解析

振動実験が実施された構造物に対する有限要素法および波動式差分法による動的相互作用の解析例を調査し、地盤の非線型性の考慮、三次元モデルの適用等が重要となることが認められた。

5・2・2 昭和50年度

(1) 地震力に関する研究

1) 断層モデルによる地震動の解析

前年度に引き続き、1974年伊豆半島沖地震を例にとり、断層モデル理論を用いて、東京(本郷、大手町)、観音崎、伊東、静岡における理論波形を計算し、実測波形を比較した。これにより、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範囲がある程度判明した。さらに、既往の主要地震につき断層パラメータの一覧表を作成し今後の解析の便をはかるとともに、断層モデル理論を耐震設計に応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SMA C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、繰返回数、鉛直加速度の水平加速度に対する比等の地震動の特性値に与える、マグニチュード、震央距離、地盤条件の影響を調査し、耐震設計上の有益な資料を得た。

1) 国土開発技術研究センター「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

3) 応答スペクトルの解析

既往の加速度応答スペクトル154成分を基とし、応答スペクトルに与えるマグニチュード、震央距離、地盤条件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5世紀以降の我国の地震統計資料を用いて、対象中心地点、半径、観測期間、マグニチュードの範囲、震源深さの範囲を与えて、地震諸元（発生日時、マグニチュード、震央、震源深さ、中心点までの震央距離、各マグニチュード毎の地震回数など）を探索する電算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

橋梁構造を主対象とし、地盤と構造物の動的相互作用の解析結果を一定様式にまとめた。これより、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。

(2) 地震に関する研究

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、現在の利用状況を検討した。また、各調査より求められる直接情報、間接情報の種類を明かにした。

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検討し、代表的室内試験結果と原位置調査結果を比較した。さらに、地盤の動的定数を算定する標準的手法を提示した。

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盤の地震応答解析を行った。また、解析結果と実測結果とを比較した。

4) 地盤・構造物系の安定解析

大型震動台を用いた土構造物の模型振動実験の結果から、振動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につき、予備調査を行った。また、地震時に流動化現象が観察された地点の地盤調査を行い、流動化発生に与える地盤特性の影響を調べた。

5・2・3 昭和51年度

(1) 地震力に関する研究成果

1) 加速度記録の解析

前年度の研究成果に基づいて、今年度はデータの内容を再検討し、加速度記録の波形特性値と地震諸元および観測地点での地盤条件との関係を、多変量統計解析を実施することにより定量的な関係式で表わすことを試みた。

対象とした記録は、国内の地盤上で観測された既往の地震動加速度波形(主にSMAO型強震計によるもの)で、建設省土木研究所の資料の他、東京大学地震研究所、科学技術庁国立防災科学技術センター、運輸省港湾技術研究所、日本国有鉄道技術研究所などの諸機関が刊行した資料のうち、地震のマグニチュード $M \geq 5.0$ 、最大加速度 50 gal 以上の記録のあるものとした。このうち、観測地点における最大加速度が 10 gal 未満の加速度波形および震源の深さ $D > 60 \text{ km}$ の地震の加速度波形については、上記の解析の対象から除外することとし、解析対象を51回の地震で得られた301記録(903成分)とした。

解析に際して着目した事項はつぎのとおりである。

a) 地震諸元 : マグニチュード M 、震央距離 Δ

b) 観測地点の地盤条件G.O. :

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 : 沖積地域のうちで軟弱地盤地域

とした。

c) 波形特性

(i) 最大水平加速度 : $A_{max} \text{ (gal)}$

(ii) A_{max} 時の周期 : $T_1 \text{ (sec)}$

(iii) 主要動の継続時間 : $T_d \text{ (sec)}$

(iv) 最大鉛直加速度と A_{max} との比 : V/H

(v) T_d 間の波形のゼロクロッシング数 : N_z

(vi) T_d 間の波形の平均周期 : $2 T_d / N_z \text{ (sec)}$

T_1 、 T_d 、 N_z の求め方は、図5・1に示す通りとなる。

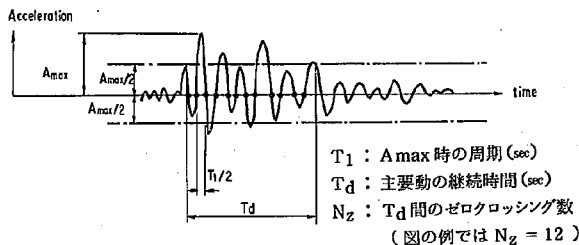


図5・1 T_1 、 T_d 、 N_z の求め方

解析の内容は、観測地点の地盤条件の1種～4種ごと、およびそれらの全体を対象とした5つのケースを想定し、上記の各波形特性値毎につきに示す2つのタイプの回帰式を仮定して解析を行った。

TYPE 1 : $\alpha = a \cdot 10^{bM} \cdot d^c$

TYPE 2 : $\alpha = a + bM + c d$

ここに α : 上述した各波形特性値

a, b, c : 定数

M : マグニチュード

d : 震央距離 (Km)

なお、波形特性値のうち A_{max} については既往の解析結果を参考にして、TYPE 1 ののみを対象とし、さらに d の項を $(d + d_0)$ として、 $d_0 = 0, 10, 20, 30, 40$ Km を代入した場合についても解析を試みることにした。

解析の対象とした資料の分布を表-5・1に示す。この表から判るように、小マグニチュードで遠距離の記録および大マグニチュードで近距離の記録については記録が皆無か僅少である。以下に示す解析結果の解釈にあたっては、この点注意する必要がある。

重回帰分析による解析から得られた全データに対する重相関係数 $r \geq 0.50$ の場合の回帰式、偏相関係数および重相関係数の値を表-5・2に示す。回帰式の形については上述した2つのTYPEのうち、TYPE 1 の方の、重相関係数 r の値が大きかったことが分った。 A_{max} については $d' = d + d_0$ で $d_0 = 10$ Km の場合の重相関係数が他の d_0 の値に比べてやや大きかったので回帰式としては、 $d' = d + 10$ により表示することとした。

図-5・2(1)～(5)に A_{max} と M 、 d との関係を示し、表-5・2に示した回帰式も合わせて同図中に記入してある。

また、重回帰分析を行った結果、重相関係数 r が0.5未満と小さく、特に強い相関が認められない波形特性値については地盤種別毎に平均値と標準偏差を求めることとし、その結果を表-5・3に示した。

以上の解析結果から我国の地盤上で得られた地震動の加速度波形特性値と、地震のマグニチュー

表-5・1 波形特性値解析対象とした強震記録数の分布

(記録数)

マグニチュード M	地盤 種別	震 央 距 離 Δ (Km)					合 計
		$20 < \Delta$	$20 \leq \Delta < 60$	$60 \leq \Delta < 120$	$120 \leq \Delta < 200$	$200 \leq \Delta$	
$5.0 \leq M < 6.0$ (65ヶ)	1	2	3				5
	2	3	12	3			18
	3	4	16	5	2	2	29
	4	2	5	7	1		15
$6.0 \leq M < 6.5$ (81ヶ)	1		3	6	3	1	13
	2		7	8	2	1	18
	3		12	13	8	1	34
	4		3	6	6	1	16
$6.5 \leq M < 7.0$ (62ヶ)	1		1	2	1		4
	2		1	6	6		13
	3	1	5	10	10	1	27
	4		1	4	9	4	18
$7.0 \leq M < 7.5$ (40ヶ)	1			1		3	4
	2				2	12	14
	3				2	14	16
	4			1	1	5	7
$7.5 \leq M \leq 7.9$ (50ヶ)	1				1	2	3
	2				3	8	11
	3			2	6	16	24
	4				1	11	12
合 計		12	69	74	64	82	301

注1) 第1種地盤=29ヶ、第2種地盤=74ヶ、第3種地盤=127ヶ、第4種地盤=68ヶ

2) 小マグニチュードで遠距離の記録および大マグニチュードで遠距離の記録は、皆無または僅少である。

3) 表の値は記録数である。1記録には3成分(水平2、鉛直1)が含まれている。

表-5·2 重 回 帰 分 析 結 果 一 覧 表

波 形 特性値	地盤 種別	回 帰 式	偏相関係数		重相関 係 数 r
			M	d	
Amax	$A_{max} = a \cdot 10^{b \cdot M \cdot d^c}$				
	1	$A_{max} = 28.5 \times 10^{0.207M} \times d^{-0.598}$	0.33	-0.47	0.48
	2	$A_{max} = 13.2 \times 10^{0.330M} \times d^{-0.806}$	0.50	-0.59	0.59
	3	$A_{max} = 3.21 \times 10^{0.254M} \times d^{-0.757}$	0.47	-0.61	0.61
	4	$A_{max} = 6.47 \times 10^{0.423M} \times d^{-0.977}$	0.65	-0.72	0.72
	全体	$A_{max} = 18.4 \times 10^{0.302M} \times d^{-0.800}$	0.51	-0.62	0.62
	$A_{max} = a \cdot 10^{b \cdot M \cdot (d+10)^c}$				
	1	$A_{max} = 46.0 \times 10^{0.208M} \times (d+10)^{-0.686}$	0.33	-0.47	0.48
	2	$A_{max} = 24.5 \times 10^{0.333M} \times (d+10)^{-0.924}$	0.50	-0.59	0.59
	3	$A_{max} = 5.90 \times 10^{0.261M} \times (d+10)^{-0.886}$	0.48	-0.62	0.62
	4	$A_{max} = 1.28 \times 10^{0.432M} \times (d+10)^{-1.112}$	0.65	-0.71	0.72
	全体	$A_{max} = 34.1 \times 10^{0.308M} \times (d+10)^{-0.925}$	0.51	-0.62	0.62
Td	1	$Td = 3.89 \times 10^{-4} \times 10^{0.466M} \times d^{0.589}$	0.59	0.41	0.89
	2	$Td = 1.37 \times 10^{-2} \times 10^{0.262M} \times d^{0.485}$	0.29	0.27	0.71
	3	$Td = 2.75 \times 10^{-2} \times 10^{0.291M} \times d^{0.265}$	0.37	0.17	0.61
	4	$Td = 2.28 \times 10^{-1} \times 10^{0.199M} \times d^{0.233}$	0.25	0.16	0.52
	全体	$Td = 2.08 \times 10^{-2} \times 10^{0.274M} \times d^{0.394}$	0.32	0.23	0.65
Nz	1	$Nz = 1.43 \times 10^{-2} \times 10^{0.410M} \times d^{0.444}$	0.41	0.22	0.75
	2	$Nz = 4.23 \times 10^{-1} \times 10^{0.0974M} \times d^{0.681}$	0.11	0.35	0.66
	3	$Nz = 6.28 \times 10^{-1} \times 10^{0.272M} \times d^{0.0313}$	0.39	0.02	0.54
	4	$Nz = 4.05 \times 10 \times 10^{0.196M} \times d^{-0.0646}$	0.22	-0.04	0.29
	全体	$Nz = 4.68 \times 10^{-1} \times 10^{0.243M} \times d^{0.195}$	0.30	0.12	0.54

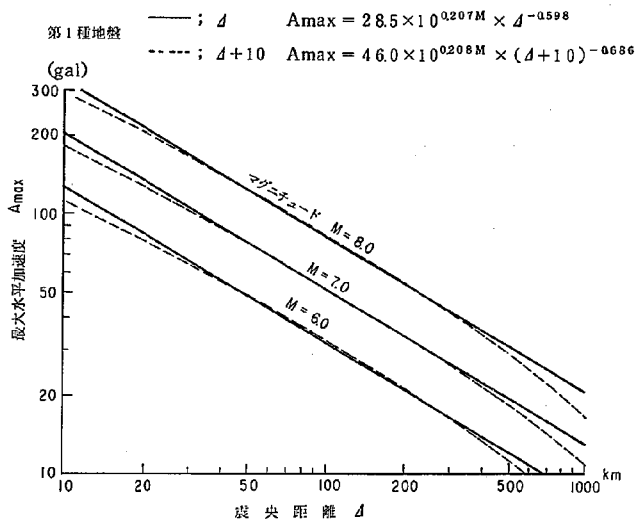


図-5・2(1) $A_{\max} - M - A$ 関係図

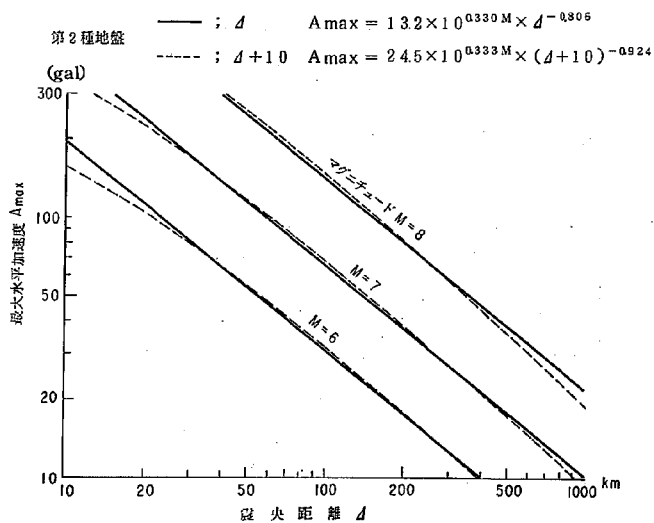


図-5・2(2) $A_{\max} - M - A$ 関係図

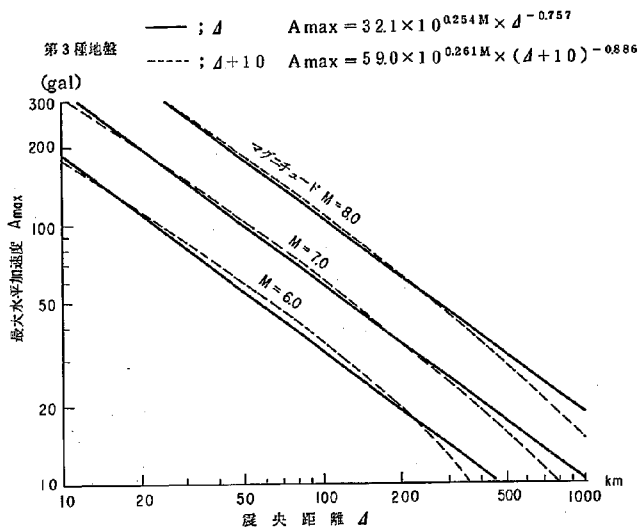


図-5・2(3) $A_{max} - M - \Delta$ 関係図

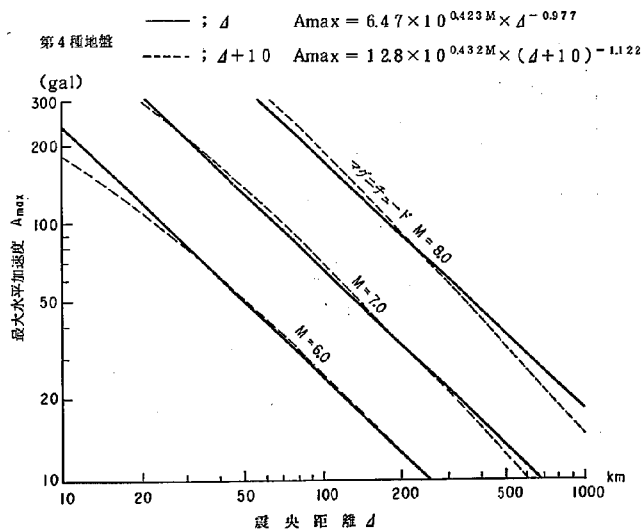


図-5・2(4) $A_{max} - M - \Delta$ 関係図

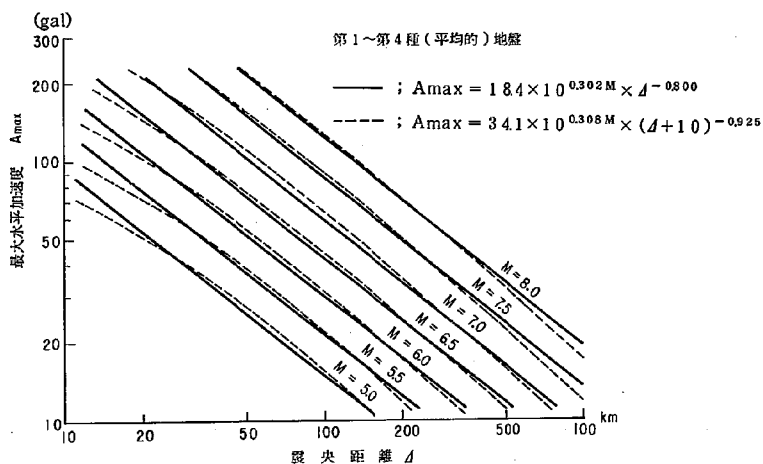


図-5・2(5) $A_{max} - M - d$ 関係図

表-5・3 T_1 、 V/H 、 $2Td/N_z$ の標準値、標準偏差

		地 盤 種 別			
		第 1 種	第 2 種	第 3 種	第 4 種
T_1 (sec)	平均 値	0.36	0.43	0.49	0.75
	標準偏差	0.52	0.39	0.30	0.42
V/H	平均 値	0.34	0.33	0.34	0.32
	標準偏差	0.15	0.18	0.18	0.21
$2Td/N_z$ (sec)	平均 値	0.30	0.34	0.39	0.61
	標準偏差	0.36	0.22	0.22	0.35
$T_1 / \frac{2Td}{N_z}$		1.20	1.26	1.26	1.23

D、震央距離および観測地点の地盤条件との関係についてつぎに示す事項が認められる。

(i) 波形特性値の中で、地震のマグニチュード、震央距離との相関が大きいものは最大水平加速度 A_{max} 、主要動の継続時間 T_d および T_d 間のゼロクロッシング数 N_z であり、それぞれ表-5・2に示すような関係式で表示することができる。

(ii) 最大水平加速度 A_{max} は、既往の解析結果と同様な傾向でマグニチュード M の増加 および震央距離 Δ の減少に伴い大きくなる。 $M=8$ 、 $\Delta=50\text{ km}$ で第1種地盤～第4種地盤の順に $A_{max}=130, 270, 200, 400\text{ gal}$; $\Delta=100\text{ km}$ で同様に、 $A_{max}=85, 150, 110, 200\text{ gal}$ となる。このことから震央距離の増加に伴う A_{max} の減少の割合は、第1種地盤が最も少く、他の3つの地盤種別ではそれほど大きな差異のないことが分る。

(iii) 主要動の継続時間 T_d は、マグニチュード M 、および震央距離 Δ の増加につれて長くなる傾向が明らかとなった。

$M=8$ の場合の地盤条件をパラメータにした $\Delta-T_d$ の関係図を図-5・3(1)に、同様に $\Delta=100\text{ km}$ の場合の $M-T_d$ の関係図を図-5・3(2)に示す。これらの図から $\Delta=100\text{ km}$ で $M=7\sim 8$ 程度の主要動の継続時間は $10\sim 30\text{ sec}$ 程度の範囲にあることが分る。

(iv) 主要動の継続時間内のゼロクロッシング数 N_z については、地盤条件の違いによって震央距離 Δ の影響の度合が異なることが特徴的である。すなわち、第1種、第2種のように比較的良好的な地盤では N_z は Δ が大きくなるにつれて増加するが、軟質な地盤の第3種、第4種では Δ はほとんど効かずにマグニチュード M のみによって影響を受けることがわかる。

主要動の繰り返し数 N は $N_z/2$ と考えることもできるのでこの値を表-5・3に示した回帰式より求めてみると、 $M=8$ 、 $\Delta=100\text{ km}$ で、第1種地盤～第4種地盤の順に、それぞれ $N=100, 30, 55, 50$ 程度となる。

(v) 最大水平加速度 A_{max} 時の周期 T_1 、最大鉛直加速度と最大水平加速度との比 V/H 、主要動の継続時間内の平均周期 $2T_d/N_z$ については、それぞれマグニチュード M 震央距離 Δ との関係は今回の重回帰分析の結果からでは相関性は明確には表われなかった。

しかしながら、表-5・3からつぎのことが指摘できる。

i) 最大水平加速度 A_{max} 時での周期 T_1 および主要動の継続時間内の平均周期 $2T_d/N_z$ の各平均値は地盤が軟質化するにつれて長くなり、この傾向は第4種の沖積の軟弱地盤の場合に顕著となる。また T_1 は $2T_d/N_z$ の $1.20\sim 1.26$ 倍となっており、この倍率は地盤条件の差によって大きく影響されないことが分る。

ii) 最大鉛直加速度と最大水平加速度との比 V/H の平均値は地盤条件の差異による影響は殆んどなく $0.32\sim 0.34$ の値を示している。したがって設計に用いる鉛直震度として水平震度の $1/2$ を採用しておけば表-5・3より標準偏差程度安全側になることが言える。図-5・4に V/H の分布状況の一例を示す。

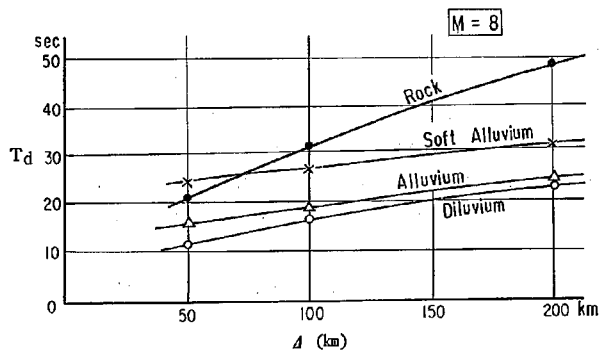


図-5・3(1) $d - T_d$ 関係図 $M=8$

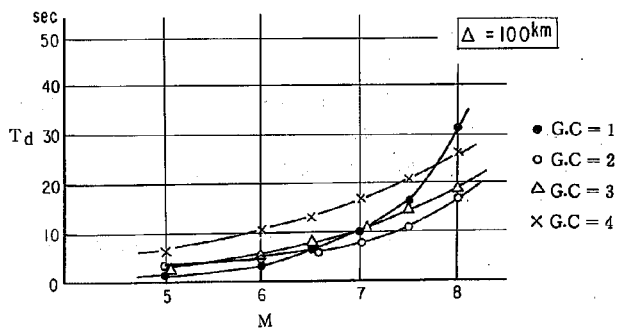


図-5・3(2) $M - T_d$ 関係図 $d=100$ km

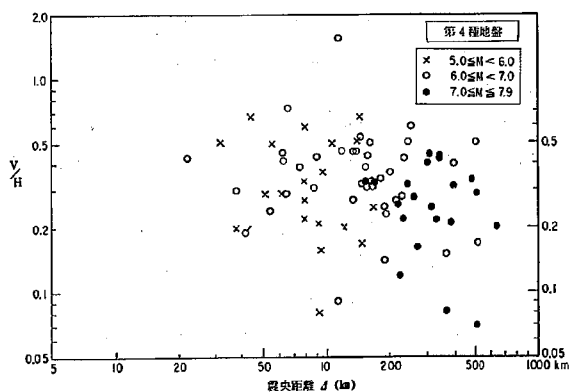


図-5・4 鉛直加速度の水平加速度に対する比 (V/H)

2) 応答スペクトルの解析

前年度の研究成果により、数値化理論を用いた応答スペクトルの解析が比較的良好な精度で実行可能であるという見通しを得ることができたので、今年度は対象とする記録を増加させることともに、前年度の解析に用いたデータの再検討を行い、改めて解析を実施したものである。

対象とする応答スペクトルは、国内の地盤上で観測された既往の地震動加速度記録から計算されたもののうち、地震の震源深さ $D \leq 60 \text{ km}$ 、マグニチュード $M \geq 4.5$ のものとした。それらは前年度の解析に用いたものに加えて、今回、新たに計算した応答スペクトルも合せて対象とし、全部で68回の地震で得られた277成分とした。

着目する要因として、地震諸元および記録特性、観測地点の地盤条件と考慮し、それぞれつぎのように細目を定めた。

a) 地震諸元：マグニチュード M 、震央距離 d

b) 記録特性

(i) 最大水平加速度 $A_{\max}$ (gal)

(ii) 応答加速度スペクトル値 SA_i (gal)

ここに、 SA_i 、固有周期 $T (= 0.1, 0.15, 0.20, 0.25, 0.30, 0.35, 0.40, 0.50, 0.60, 0.80, 0.90, 1.0, 1.5, 2.0, 2.5, 3.0, 4.0; i = 18)$ 、および減衰定数 $h (= 0.05)$ に対する絶対応答加速度

c) 観測地点の地盤条件 $G.C.$

5・2・3(1)、1) 加速度記録の解析の場合と同様に日本道路協会「道路橋耐震設計指針」に準拠することとした。

解析の内容はつぎのとおりである。

①° 上記着目する要因をITEMとした加速度応答スペクトルの推定値の算出

$$\log_{10} \overline{SA_i} = O(M)_i + O(d)_i + O(G.C.)_i$$

ここに $\overline{SA_i}$: 加速度応答スペクトルの推定値 (gal)

$O(M)_i$: マグニチュードに関する重み係数

$O(d)_i$: 震央距離 "

$O(G.C.)_i$: 地盤条件 "

②° ①°と同じITEMに用いた数値化理論による地盤上の最大水平加速度の推定値の算出

すなわち

$$\log_{10} \overline{A_{\max}} = O(M) + O(d) + O(G.C.)$$

ここに $\overline{A_{\max}}$: 地盤上の最大水平加速度の推定値 (gal)

$O(M), O(d), O(G.C.)$: 前項参照

③° 任意の周期 T_i での加速度応答スペクトル値の実測値と1°で求めた推定値との比の頻度分布

$$\alpha = \frac{SA_i}{\overline{SA_i}}$$

表-5・4 数値化理論による解析に用いた資料の分布

(成分数)

マグニチュード M	地盤 条件 G.C	震 央 距 離 Δ (Km)					合 計
		$\Delta < 20$	$20 \leq \Delta < 60$	$60 \leq \Delta < 120$	$120 \leq \Delta < 200$	$200 \leq \Delta$	
$4.5 \leq M < 5.4$ (60ヶ)	1種	6	4				10
	2 "	4	10				14
	3 "	12	8	8	2		30
	4 "	6					6
$5.4 \leq M < 6.1$ (48ヶ)	1 "		4	2			6
	2 "	4	4	4			12
	3 "	2	12	6			20
	4 "	4	2	4			10
$6.1 \leq M < 6.8$ (102ヶ)	1 "		4	6			10
	2 "		4	4	2		10
	3 "	4	32	22	8	2	68
	4 "		6	4	2	2	14
$6.8 \leq M < 7.5$ (29ヶ)	1 "			4	3	2	9
	2 "			2	4	2	8
	3 "				4	4	8
	4 "					4	4
$7.5 \leq M < 7.9$ (38ヶ)	1 "				2	2	4
	2 "				6	2	8
	3 "		2	6	4	2	14
	4 "				2	10	12
合 計		42	92	72	39	32	277

注1) 第1種地盤: 39成分、第2種地盤: 52成分、第3種地盤: 140成分:

第5種地盤: 46成分

注2) ここでのマグニチュードの分類は、資料のばらつきを考慮したため、一定間隔となっていない。

注3) 小マグニチュードで遠距離の資料および大マグニチュードで近距離の資料は皆無か僅少である。

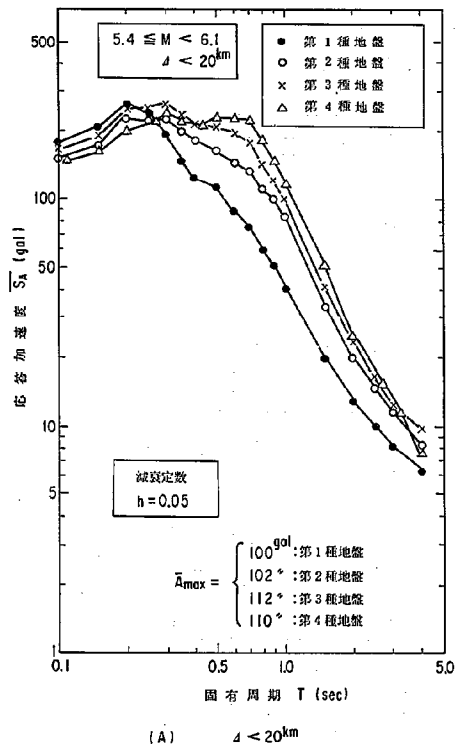


図-5・5(1) 加速度応答スペクトル曲線 ($5.4 \leq M < 6.1$)

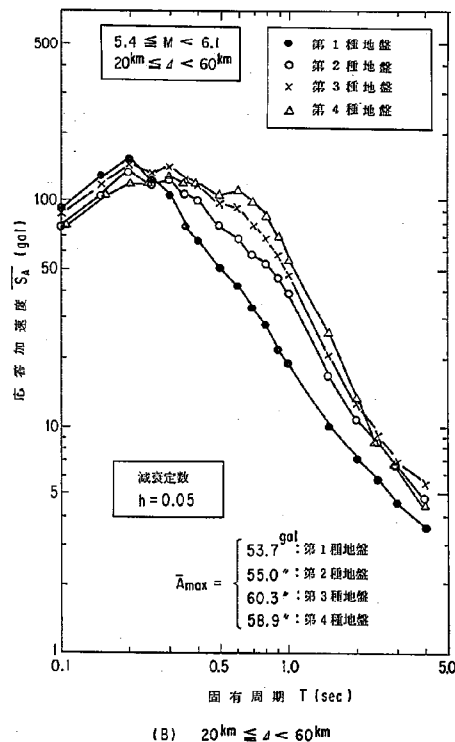
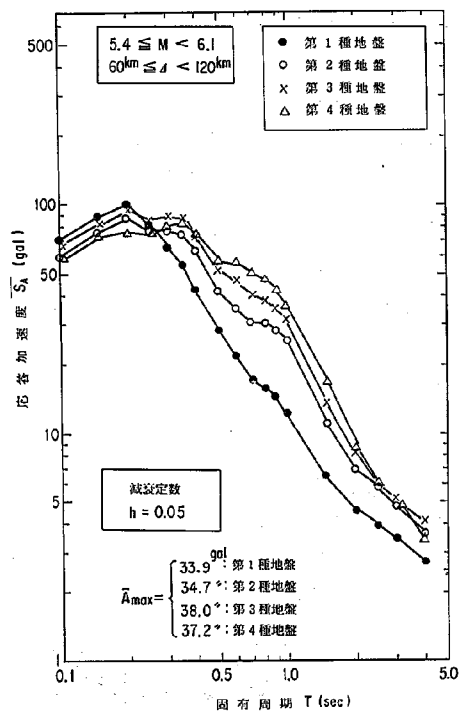
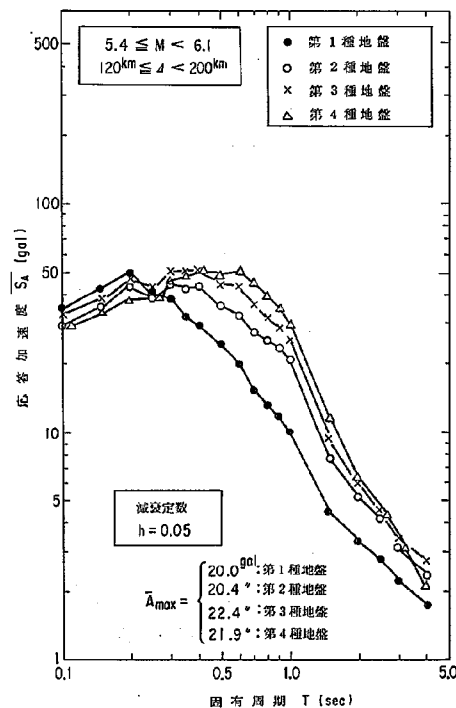


図-5・5(2) 加速度応答スペクトル曲線 ($5.4 \leq M < 6.1$)



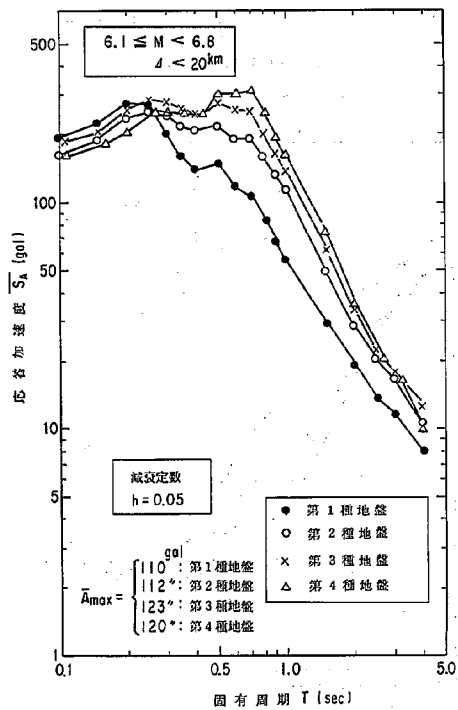
(C) 60km ≤ Δ < 120km

図-5・5(3) 加速度応答スペクトル曲線 (5.4 ≤ M < 6.1)



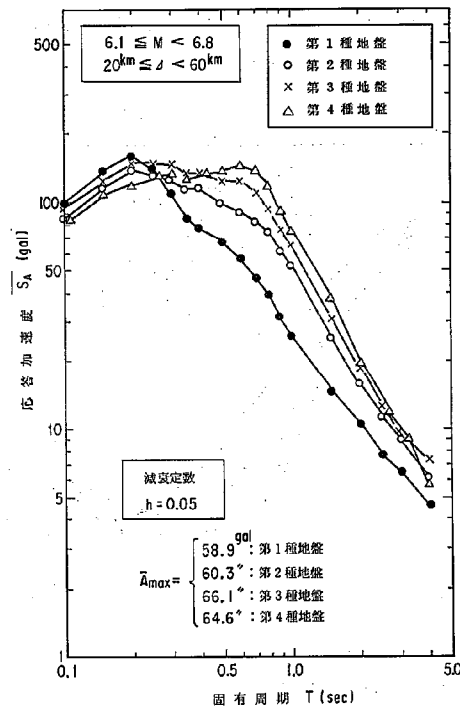
(D) 120km ≤ Δ < 200km

図-5・5(4) 加速度応答スペクトル曲線 (5.4 ≤ M < 6.1)



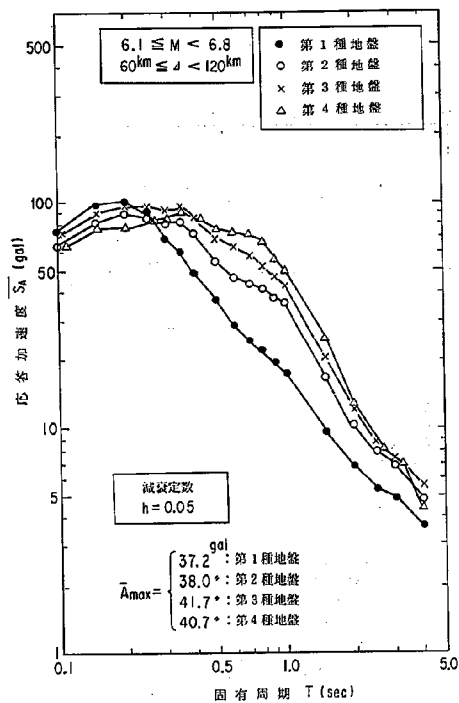
(A) $\Delta < 20 \text{ km}$

図-5・5(5) 加速度応答スペクトル曲線 ($6.1 \leq M < 6.8$)



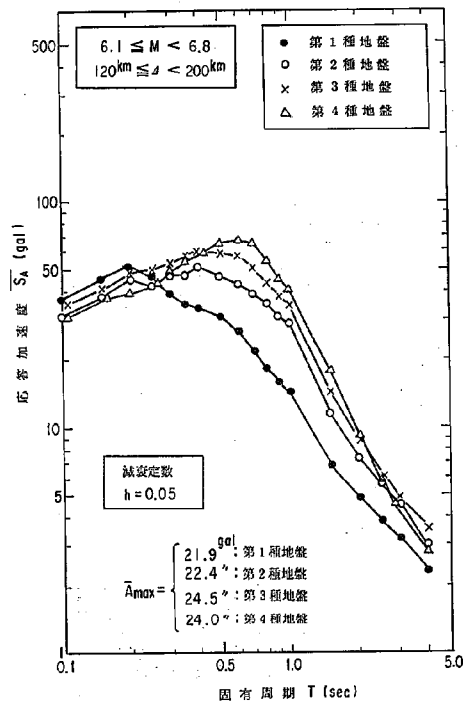
(B) $20 \text{ km} \leq \Delta < 60 \text{ km}$

図-5・5(6) 加速度応答スペクトル曲線 ($6.1 \leq M < 6.8$)



(C) $60 \text{ km} \leq \Delta < 120 \text{ km}$

図-5・5(7) 加速度応答スペクトル曲線 ($6.1 \leq M < 6.8$)



(D) $120 \text{ km} \leq \Delta < 200 \text{ km}$

図-5・5(8) 加速度応答スペクトル曲線 ($6.1 \leq M < 6.8$)

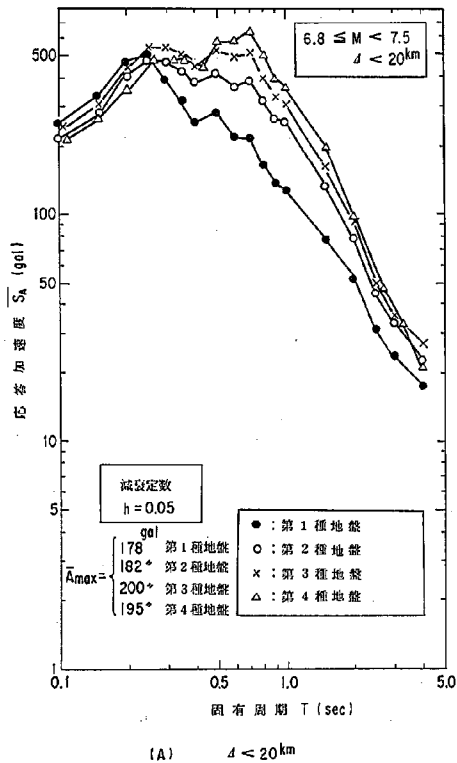


図-5・5(9) 加速度応答スペクトル曲線 ($6.8 \leq M < 7.5$)

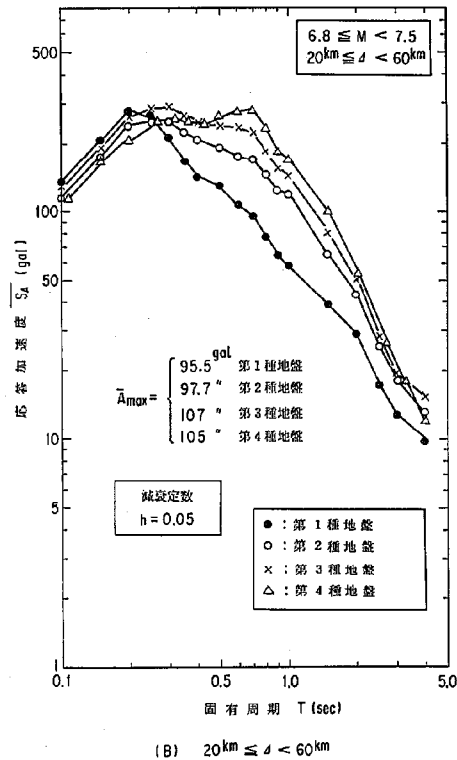
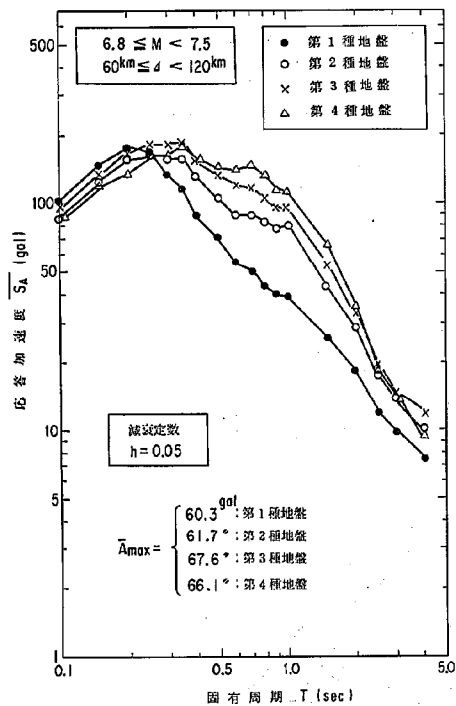
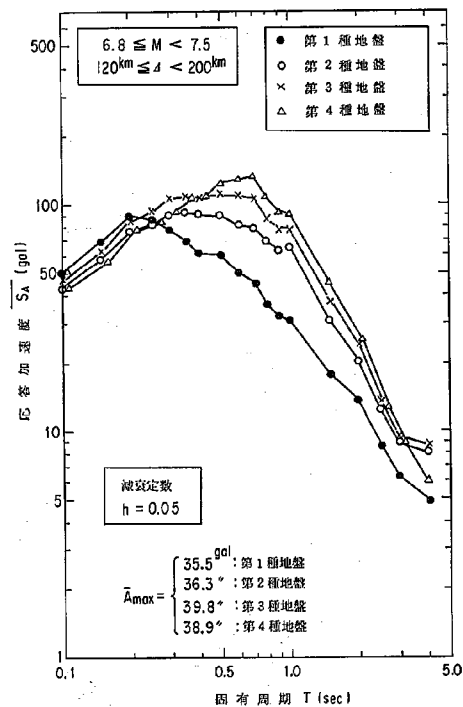


図-5・5(10) 加速度応答スペクトル曲線 ($6.8 \leq M < 7.5$)



(C) 60 km $\leq d < 120$ km

図-5・5(11) 加速度応答スペクトル曲線 ($6.8 \leq M < 7.5$)



(D) 120 km $\leq d < 200$ km

図-5・5(12) 加速度応答スペクトル曲線 ($6.8 \leq M < 7.5$)

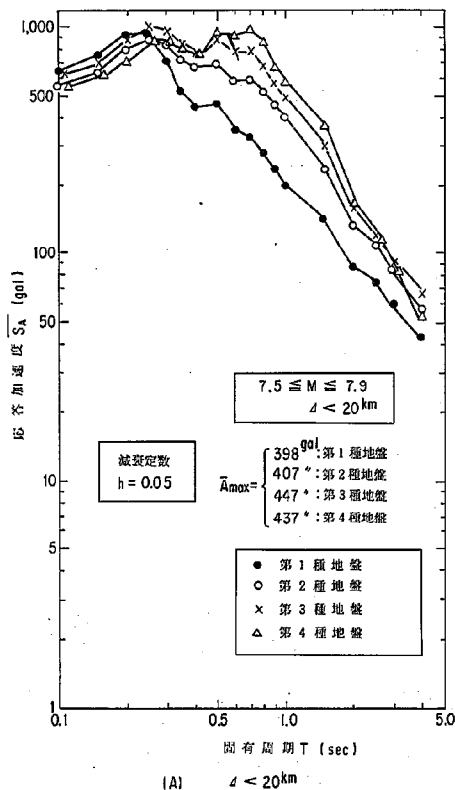


図-5・5(13) 加速度応答スペクトル曲線 ($7.5 \leq M < 7.9$)

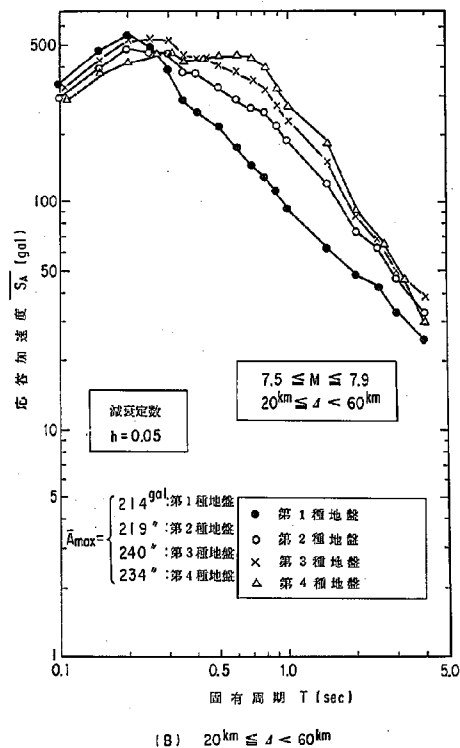
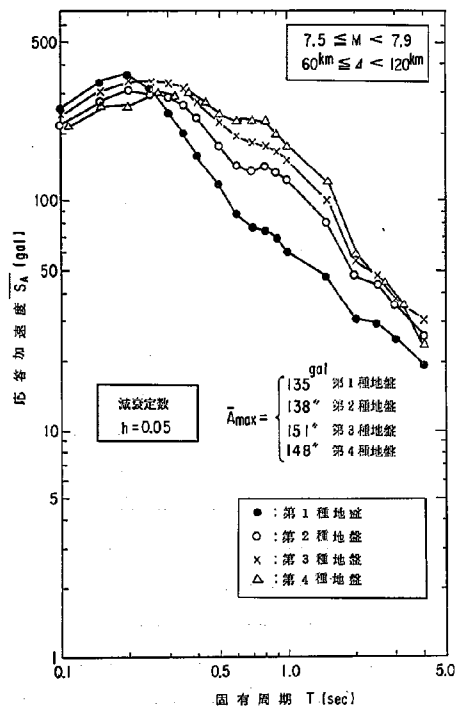
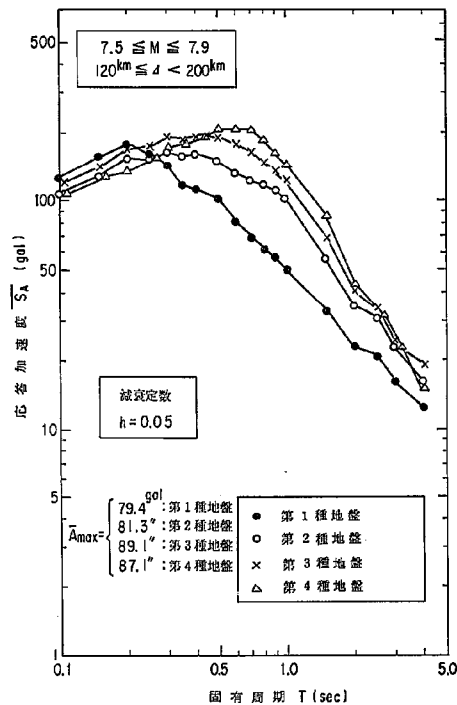


図-5・5(14) 加速度応答スペクトル曲線 ($7.5 \leq M < 7.9$)



(C) 60km ≤ Δ < 120km

図-5・5(15) 加速度応答スペクトル曲線 (7.5 ≤ M < 7.9)



(D) 120km ≤ Δ < 200km

図-5・5(16) 加速度応答スペクトル曲線 (7.5 ≤ M < 7.9)

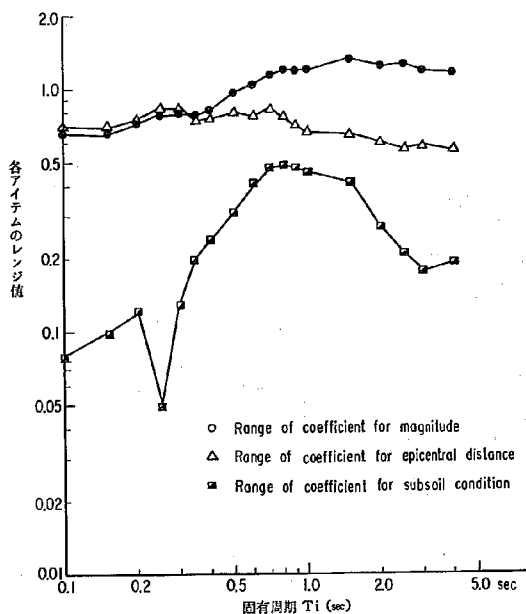


図-5・6 各アイテムのレンジ値と固有周期との関係

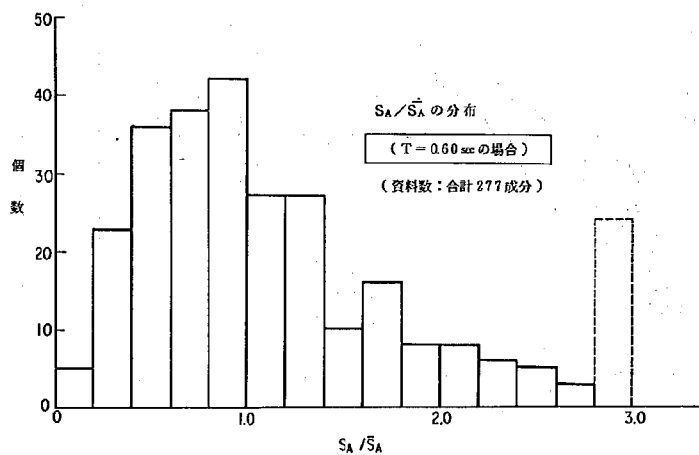


図-5・7 $S_A / \bar{S}_A$ の頻度分布 ($T = 0.60 \text{ sec}$ の場合)

ここに SAI : 加速度応答スペクトル値の実測値

$\overline{SAI}$: " 推定値

これらの解析に用いた資料の分布を表-5・4に示す。

解析結果については、表-5・5に加速度応答スペクトルの推定値を求めるために必要な各アイテム(マグニチュード M 、震央距離 d 、地盤条件 $G.C.$)の重み係数およびレンジを示し、図-5・5(1)~図-5・5(16)に $Ti - \overline{SAI}$ の関係を両対数グラフにとってプロットしたものを示す。

同図には地盤上の最大水平加速度の数量化理論による解析を用いた推定値 $\overline{Amax}$ の値も示してある。したがって同図から絶対最大加速度応答スペクトル倍率 $\beta (= \overline{SAI} / \overline{Amax})$ を求めることができる。ただし、この $\overline{Amax}$ の値は、あくまでも β を求めるためのもので、一般の地表面加速度の推定には、前項1)の結果によるのがよい。

次に、 $\overline{SAI}$ に及ぼす各アイテムの影響を調べた結果が図-5・6である。また、 $SAI / \overline{SAI}$ 頻度分布の一例(固有周期 $Ti = 0.60 \text{ sec}$ の場合)を図-5・7に示す。

以上の解析結果からつぎの事項が明らかとなった。

- (I) 震央距離が同程度の場合、マグニチュードが大きくなるにつれて $\overline{SAI}$ も増加する。
- (II) マグニチュードが同程度の場合、震央距離が小さくなるにつれて $\overline{SAI}$ は増加する。
- (III) $\overline{SAI}$ に及ぼす地盤条件の影響は、第1種地盤(岩盤地域)の場合が、他の3つの地盤種別と、その曲線分布が大きく異なっていることが特徴的にうかがえる。第1種地盤の SAI の曲線は、短周期領域を除いては他の3種の地盤種別の値よりも小さくなっている。また、これら3種の地盤種別の SAI の曲線に着目すると、より長周期の領域では地盤が軟質の場合に共通的に $\overline{SAI}$ が、やや大きくなっていることが認められる。

(IV) $\overline{SAI}$ の曲線の形状については、マグニチュードおよび震央距離との関連は明瞭ではないように見えるが、絶対最大加速度応答スペクトル倍率 β として考えるとマグニチュード、震央距離が増加するにつれて長周期の領域で、 β が大きくなることが図-5・5(1)~(16)より推定される。

(V) $\overline{SAI}$ におよぼす、マグニチュード、震央距離および地盤条件の影響については、図-5・6より、各周期で、マグニチュードの影響度が最も大きく、震央距離については短周期ではマグニチュードと同程度であるが、周期が長くなるにつれてその度合はマグニチュードに比べて減少する傾向を示す。また、地盤条件については $0.1 \sim 0.4 \text{ sec}$ の周期では全般的にマグニチュード、震央距離に比べて $\overline{SAI}$ に及ぼす影響度合は小さくなっているが、 $Ti = 0.5 \sim 2.0 \text{ sec}$ の範囲では相対的に大きくなることが認められる。これは、この周期が通常の地盤の固有周期に一致するためと考えられる。

(VI) $\overline{SAI}$ の数量化理論による解析結果の重相関係数は、 $0.54 \sim 0.72$ で長周期になるにつれて大きくなる傾向を示す。また、 $\overline{Amax}$ の数量化理論による解析結果の重相関係数は 0.60 であった。

(VII) 加速度応答スペクトルの実測値と数量化理論による解析結果からの推定値との比 $SAI / \overline{SAI}$ の各周期毎の頻度分布は、ある一定の分布形状を示すことが判った。この分布について適切な確率密度分布関数を定めることにより超過確率の考え方を導入し、構造物の重要度を考慮した地震入力

表-5・5 277成分による数量化理論を用いた解析結果

外的 基準法	固有周期 T _i (sec)	震相関 係数 r		マグニチュードM					震央距離 d (km)					地盤条件 G.C.			
				I	II	III	IV	V	I	II	III	IV	V	I	II	III	IV
				< 5.4	5.5 6.1	6.1 6.8	6.8 7.5	≥ 7.5	< 20	20 60	60 120	120 200	≥ 200	第1種	第2種	第3種	第4種
SA 1	0.10	0.56	重力係数 レンジ	-0.66	-0.55	-0.53	-0.40	0	0.71	0.43	0.31	-0.00	0	210	203	208	203
						0.66					0.71				0.08		
SA 2	0.15	0.53	重力係数 レンジ	-0.65	-0.56	-0.53	-0.35	0	0.69	0.48	0.33	0.00	0	219	211	215	210
						0.65					0.69				0.10		
SA 3	0.20	0.54	重力係数 レンジ	-0.73	-0.55	-0.54	-0.30	0	0.74	0.51	0.32	0.02	0	223	217	221	211
						0.73					0.74				0.12		
SA 4	0.25	0.55	重力係数 レンジ	-0.77	-0.60	-0.55	-0.27	0	0.84	0.56	0.37	0.08	0	213	211	216	211
						0.77					0.84				0.05		
SA 5	0.30	0.56	重力係数 レンジ	-0.79	-0.57	-0.55	-0.26	0	0.82	0.55	0.35	0.11	0	204	211	217	212
						0.79					0.82				0.13		
SA 6	0.35	0.57	重力係数 レンジ	-0.79	-0.56	-0.52	-0.23	0	0.76	0.48	0.33	0.10	0	197	210	217	215
						0.79					0.76				0.20		
SA 7	0.40	0.57	重力係数 レンジ	-0.82	-0.57	-0.51	-0.25	0	0.74	0.48	0.28	0.12	0	192	209	216	216
						0.82					0.74				0.24		
SA 8	0.50	0.63	重力係数 レンジ	-0.97	-0.63	-0.51	-0.23	0	0.80	0.46	0.20	0.13	0	188	205	215	219
						0.97					0.80				0.31		
SA 9	0.60	0.67	重力係数 レンジ	-1.05	-0.61	-0.49	-0.21	0	0.77	0.45	0.16	0.12	0	179	200	213	220
						1.05					0.77				0.41		
SA10	0.70	0.70	重力係数 レンジ	-1.14	-0.65	-0.50	-0.19	0	0.83	0.47	0.19	0.14	0	170	195	207	217
						1.14					0.83				0.47		
SA11	0.80	0.68	重力係数 レンジ	-1.17	-0.67	-0.53	-0.23	0	0.77	0.44	0.19	0.11	0	168	196	206	216
						1.17					0.77				0.48		
SA12	0.90	0.67	重力係数 レンジ	-1.17	-0.67	-0.55	-0.24	0	0.71	0.38	0.17	0.08	0	167	196	205	213
						1.17					0.71				0.47		
SA13	1.00	0.67	重力係数 レンジ	-1.19	-0.69	-0.55	-0.20	0	0.56	0.33	0.15	0.06	0	164	195	203	210
						1.19					0.56				0.46		
SA14	1.50	0.72	重力係数 レンジ	-1.30	-0.86	-0.69	-0.27	0	0.64	0.34	0.16	0.00	0	152	175	184	193
						1.30					0.64				0.41		
SA15	2.00	0.71	重力係数 レンジ	-1.22	-0.83	-0.67	-0.23	0	0.56	0.30	0.11	-0.03	0	139	157	164	166
						1.22					0.60				0.27		
SA16	2.50	0.70	重力係数 レンジ	-1.23	-0.87	-0.74	-0.39	0	0.54	0.29	0.13	-0.02	0	134	151	155	152
						1.23					0.57				0.21		
SA17	3.00	0.69	重力係数 レンジ	-1.18	-0.85	-0.71	-0.41	0	0.51	0.25	0.13	-0.06	0	127	142	145	142
						1.18					0.56				0.18		
SA18	4.00	0.68	重力係数 レンジ	-1.15	-0.84	-0.73	-0.40	0	0.45	0.21	0.10	-0.10	0	119	131	138	128
						1.15					0.55				0.19		

注1) $\log_{10} SAI = SAI(M) + SAI(d) + SAI(G.C.)$

SAI: 絶対応答加速度スペクトル値 (gal)

注2) 減衰定数 $\lambda = 0.05$ の場合を対象

定のための資料とすることができるが、今後の重要な課題になるものと思われる。

なお、減衰定数 $h = 0.05$ 以外の $\overline{SAI}$ の値については、既往の資料¹⁾を用いて補正係数を求め、この係数を $h = 0.05$ の場合の $\overline{SAI}$ の値に乘じて算定することができる。この補正係数の平均値を、図-5・8に示した。

1) 栗林、岩崎、辻、"地震応答スペクトルに及ぼす諸因子"

土木学会 第11回地震工学研究発表会(1971.7)

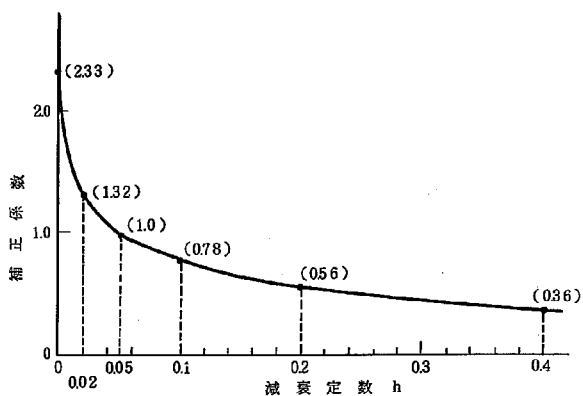


図-5・8 応答スペクトル値の減衰定数による補正係数の平均値
($h = 0.05$ の場合を基準とした)

3) 地震統計の解析

気象庁地震課の資料に基づき、西暦416年から1976年4月までの間に我国の国内および周辺海底で発生した地震の統計資料を示したのが表-5・6である。この表に示した16,233回の地震については、発生時刻、震央、震源深さ、マグニチュードの諸データが電子計算機に記憶されている。対象とする中心地点と半径、観測期間、マグニチュード範囲、震源深さ範囲を与えれば、地震諸元を表および図によって表示する電算プログラムを作成した。表-5・6には、対象地域を図-5・9(1)の直線で囲んだ範囲内に限定した場合につき、期間別、マグニチュード別の地震回数を示した。

図-5・9(1)~(3)には、我国の国内および周辺海底で発生した地震の震央を丸印で示した。図-5・9(1)は、西暦416年~1976年4月の間でマグニチュード7.5以上の地震、図-5・9(2)は1926年~1976年4月の間でマグニチュード6.5以上7.5未満の地震、または図-5・9(3)は西暦1961年~1976年4月の間でマグニチュード5.5以上6.5未満の地震の震央を示している。これらの資料から我国における地震活動度を評価することができ、構造物の耐震設計で考慮する地震動の地域区分等の基礎資料を得ることができる。

表-5・6 地震統計資料に含まれる我国に発生した地震個数

マグニチュード 期 間	不 詳	M<5.5	5.5≤M<6.5	6.5≤M<7.5	7.5≤M	計
西暦416~1806 (1385年間)	1	4	24	74	18	121
1801~1884 (84年間)	1	0	20	16	4	41
1885~1925 (41年間)	106	386	1,607	603	66	2,768
1926~1960 (35年間)	768	2,584	795	112	12	4,271
1961~1976 (15年4月間)	1,948	6,646	393	40	5	9,032
合 計	2,824	9,620	2,839	845	105	16,233

注1) 期間内の区別はデータの精度の差によって分けた。最近になる程データの精度は向上している。

注2) 1925年以前の地震に対しては、震源深さが決定されておらず、データの信頼性が低い。

JAPAN

LONGITUDE=139 0 0

LATITUDE= 36 0 0

FROM 416 TO 1976

*** 7.5.GE.MAGNITUDE.LT.8.0 = *****

*** 8.0.GE.MAGNITUDE.LT.9.0 = *****

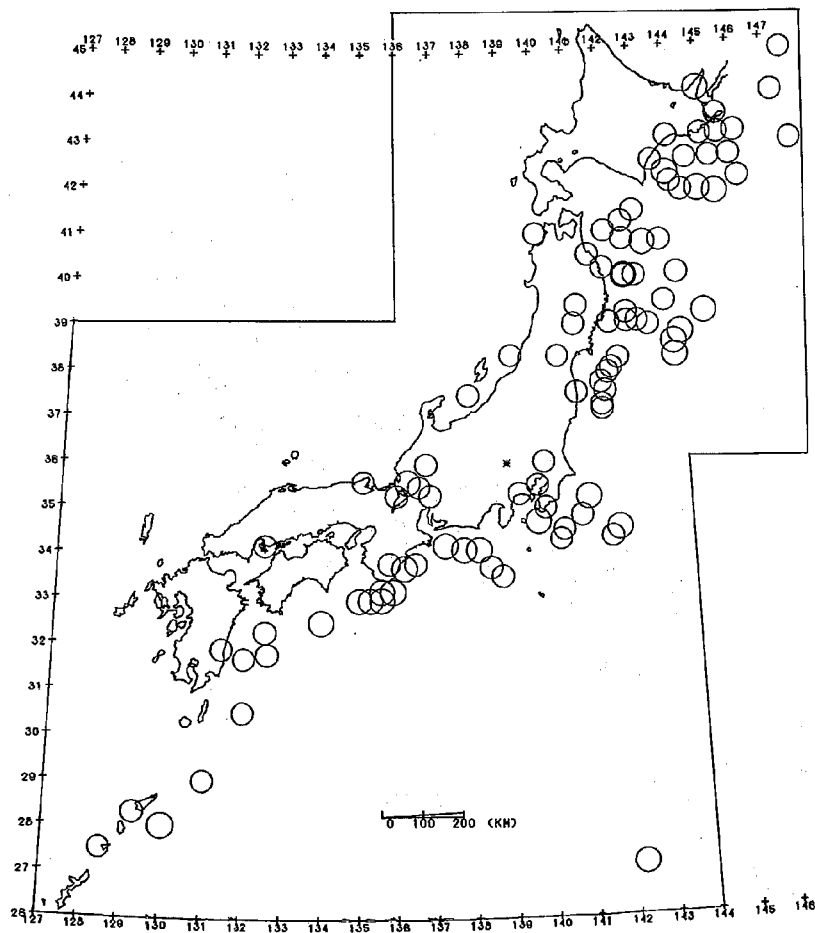


図-5・9(1) 我国周辺で発生した地震の震央(西暦416~1976.4; $M \geq 7.5$)

JAPAN

LONGITUDE=138 0 0
LATITUDE= 38 0 0
FROM 1926 TO 1976

*** 6.5.GE.MAGNITUDE.LT.7.0 = ○ *****
*** 7.0.GE.MAGNITUDE.LT.7.5 = ○ *****

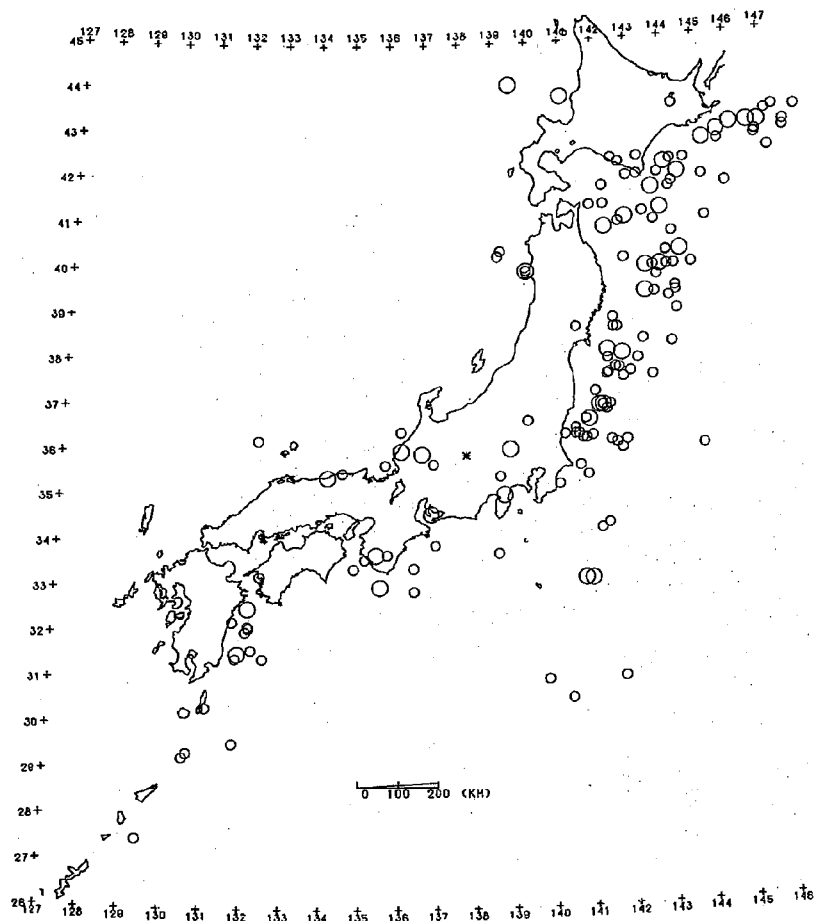


図-5・9(2) 我国で発生した地震の震央(1926~1976.4; $6.5 \leq M < 7.5$)

JAPAN
 LONGITUDE=138 0 0
 LATITUDE= 36 0 0
 FROM 1961 TO 1976

*** 5.5 GE. MAGNITUDE. LT. 6.5 = O *****

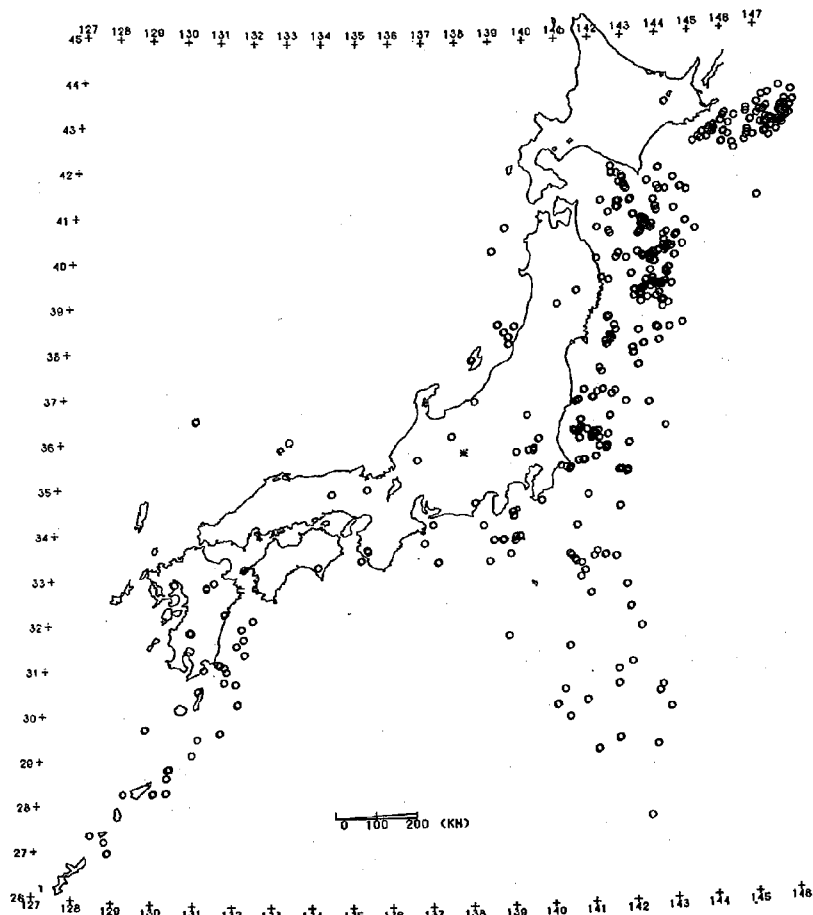


図-5・9(3) 我国で発生した地震の震央(1961~1976.4; $5.5 \leq M < 6.5$)

4) 地盤と構造物の動的相互作用の解析

国道6号線の東京都葛飾区金町 — 千葉県松戸市上矢切間の江戸川に架かる新葛飾橋に対しては、橋脚の振動実験、橋梁完成後の全橋の振動実験が実施されている。さらに、地盤および構造物（井筒内の加速度と土圧、橋脚上の加速度）で強震観測が実施されており、すでに有効な強震記録が得られている。このような理由から、地盤と構造物の動的相互作用の解析の対象構造物として、新葛飾橋が最適と判断され、選定された。

今回の調査項目は次のとおりとした。

a) 振動実験結果の整理 — 第5橋脚単独および全橋の両ケースについて振動実験の結果を整理した。

b) 強震記録の整理 — 1968年7月1日東松山地震 ($M=6.1$) および1968年10月8日千葉県中部地震 ($M=5.3$) の地震について、地盤加速度、第5橋脚上の加速度、第5橋脚井筒での加速度と土圧を整理し、応答解析の基礎資料とした。

c) 地盤の動的性質の原位置調査 — 強震計を設置している地盤および第5橋脚の2ヶ所においてPS検層を含む地盤の動的性質の調査を実施した。(5・2・3(2)1) 参照)。

d) 地盤の地震応答解析 — 強震計を設置している地盤および第5橋脚側近の地盤を対象として、原位置調査結果から地盤の解析モデルを設定し、観測記録を入力として地震応答解析を行った。この解析結果は、次の地盤と構造物の動的相互作用の解析の入力として作用された(5・2・3(2)3) 参照)。

e) 地盤と構造物の動的相互作用の解析 — 新葛飾橋の橋軸水平方向の挙動について、各種の解析を実施した。ここでとりあげた解析法は、地盤—構造物系の地震応答解析に用いられることの多い質点系、有限要素法および波動理論(今回は2種類とした)の合計4種類とした。これらの4種の解析法につき、電算プログラムを開発・整備するとともに、新葛飾橋の振動挙動の応答解析を行い、計算を実測結果と対比しながら検討・審議した。

(2) 地盤に関する研究成果

1) 地盤の動的性質の原位置調査例

(新葛飾橋における動的地盤調査)

地盤と構造物の動的相互作用の解析のケーススタディとして、今年度とりあげられた国道6号線新葛飾橋地点において解析に必要な地盤のS波速度を得る目的でボーリング孔を利用したPS検層を実施した。これは、また、地盤の動的性質の原位置調査法の研究の一環として実施されたものである。以下にその方法、結果について報告する。

測定地点は、図-5・10に示す通り、強震計の設置されている5号橋脚付近の現地盤のNoⅡ地点と橋から約400m離れた地盤の強震観測点NoⅠ地点の2ヶ所で、それぞれ56m、25mの深さの検層を実施した。

測定に用いた孔中受振器は外側がゴムチューブで覆われ、内部に固有周波数28Hzの換振器が上下1、水平2の計3成分組み込まれており、先端にはハイドロホン及び方位計を内蔵している。ハイドロホン

は圧電素子を利用し、孔内水圧の変化を検出することにより P 波と S 波の判断を容易にする。また、方位計は地球磁場の磁北と内蔵コイルの交差角を計測して、孔内での受振器の設置方向を知るためのものである。

測定方法は、まず孔中受振器を孔内の所定深度まで挿入し、地表の加圧ポンプから圧力水を送ることにより、ゴムチューブを膨張させ、背面の剛板を介して受振器を孔壁に密着させる。その後、地表で弾性波を発生させ、受振器への到達波形を記録する。振源は S 波については、地表に横たえた板に鉛直荷重を加え、その板の両端（木口）をかけ矢で強打する、いわゆる板たたき法を、また、P 波については地面をかけ矢で鉛直に強打する方法を用いた。なお、深さ方向の測定両端は 1 m とした。

以上の測定から得られた波形記録を、発振時を基準に、深度順にならべ整理した波形一覧図を、No. 1 地点の例について図-5・11 にしめす。この図で P 波は鉛直打で平時の上下動成分の記録を、S 波は板たたき時の水平動成分の記録を用いている。また、S 波は、板の左右両端を叩いたものを併記しているが、明瞭な位相の反転をみせており、検出位相が SH 波であることを裏付けている。P 波、S 波とも良好な記録が得られている。なお、S 波の観測指巾から求めた測定時の剪断歪は $10^{-7} \sim 10^{-8}$ の範囲であった。

さて、この波形一覧図から P 波および S 波の初動あるいは後の同一位相を選び出し、発振時からの到達時間を読みとる。各深度毎に得られた到達時間を振源距離に対してプロットし定時曲線を作成した。No. 1 地点の例を図-5・12 にしめす。振源距離は、孔口から振源までの水平距離を考慮して、振源から受振器までの直線距離として決めた。図-5・12 の走時曲線の勾配から伝播速度を、また、曲線の折点から速度層境界深度を決定した。

図-5・13、14 には、以上の速度分布と土質、N 値等を対比させ、総合柱状図として結果の一覧を示した。これらの図の右欄に示した弾性率は、弾性論にもとづき次式から算出したものである。

$$\text{ポアソン比} : \sigma = \frac{\alpha - 2}{2(\alpha - 1)}$$

$$\text{剛性率} : G = \rho \cdot V_s^2$$

$$\text{ヤング率} : E = 2(1 + \sigma)G$$

$$\text{ただし } \alpha = (V_p / V_s)^2$$

ここに、 V_p 、 V_s はそれぞれ P 波および S 波の速度、 ρ は密度で、 ρ の値は既存資料から推定した。

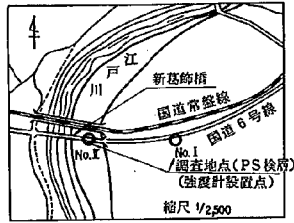


図-5・10 調査地点位置図

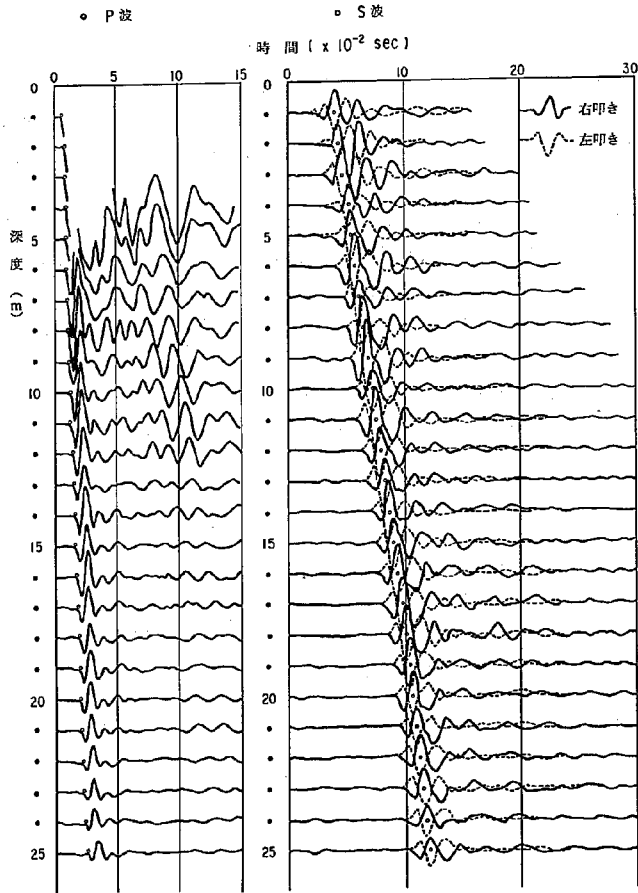


図-5・11 波形一覽圖 (No. 1地点)

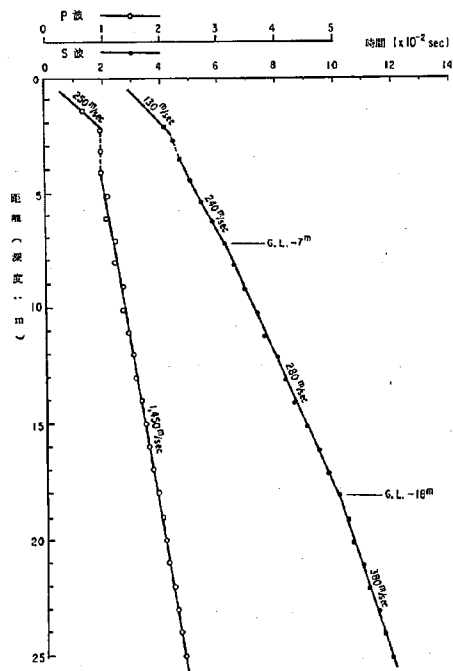


図-5・12 走時曲線 (No.1地点)

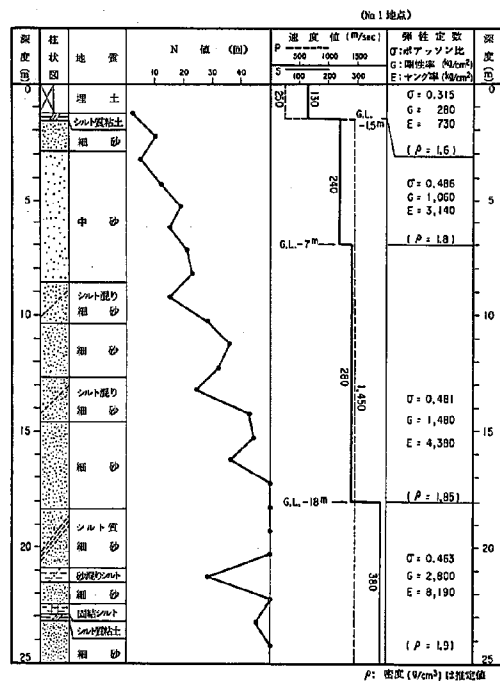


図-5・13 総合柱状図 (No.1地点)

P : 密度 (g/cm^3) は推定値

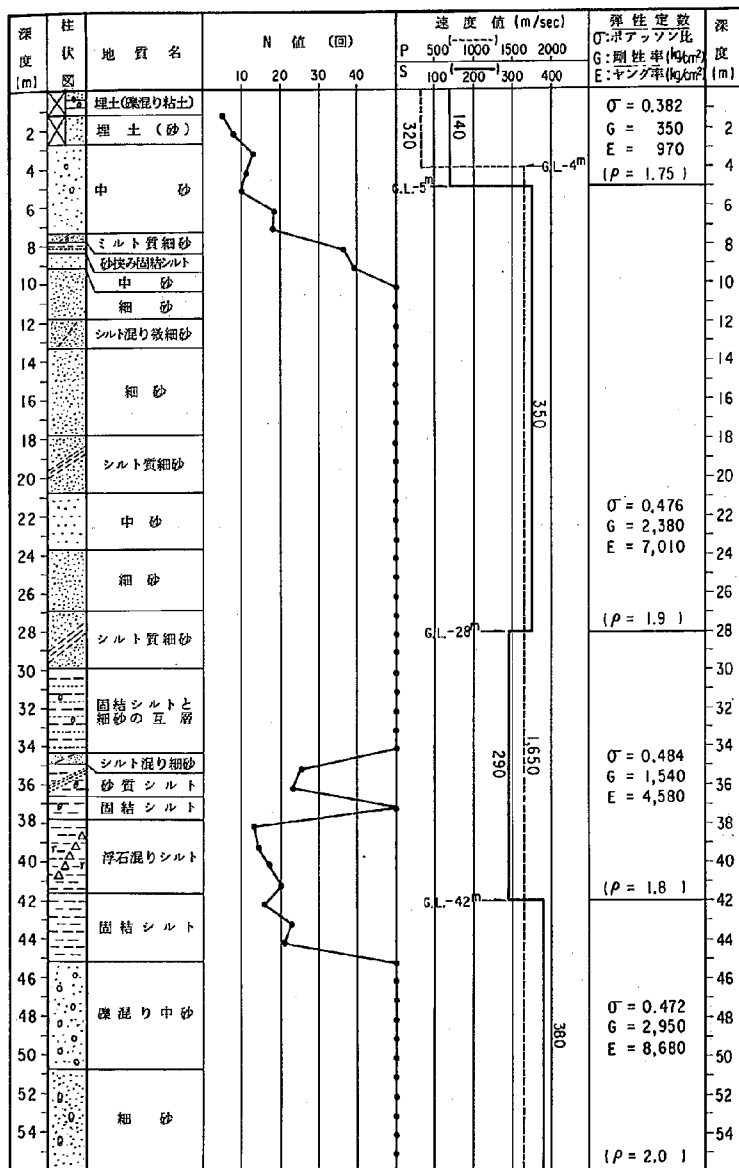


図-5・14 総合柱状図 (No. II 地点)

2) 地盤の動的性質の室内試験結果

昭和50年度の研究では、土の動的性質を求める各種室内試験法の特徴について調べた。今年度は、これらのうち代表的ないくつかの方法で実際に試験を行ない、耐震設計に用いた例について調べた。以下、動的変形特性を求めた試験結果例および流動化強度を求めた試験結果例について述べる。

a) 動的変形特性を求めた試験結果例

土はヒズミレベルの大小により動的変形特性が大幅に異なる。従って動的変形特性を求める場合、目的とする、ヒズミレベルに適した試験法で行なう必要がある。それらは概ね次の通りである。

i) セン断ヒズミが 1×10^{-8} 程度の微小ヒズミ

…… 超音波パルス法

ii) セン断ヒズミが $1 \times 10^{-6} \sim 1 \times 10^{-4}$ 程度の小ヒズミ

…… 共振法

iii) セン断ヒズミが 1×10^{-4} 程度以上の中～大ヒズミ

…… 動的単純セン断法、中空ねじり法、リングねじり法、
動的三軸法

これらのうち、微小ヒズミレベルの動的変形特性は、むしろ現場におけるボーリング孔を利用したPS検層法の方がよく用いられる。これは比較的簡単に測定出来る事および信頼度も高いためである。したがって小～大ヒズミレベルでの動的変形特性を調べる時に、室内試験がよく行なわれる。

各種室内試験法によって得られる値の比較は他に譲るとして、ここでは地盤内の応力状態をうまく再現させる事が出来る中空ねじり試験法により、広範囲なヒズミレベルにわたって試験を行なった例について述べる。

図-5・15は、共振法土質試験装置¹⁾、図-5・16は低周波動的セン断試験装置²⁾の系統図を示している。両者とも中空円筒の供試体を繰返しねじる事により動的変形特性を求める。前者は小ヒズミレベルでの動的変形特性を、後者は中～大ヒズミレベルでのそれを求めるのに適している。共振法では供試体を伝わるセン断波速度 V_s の値からセン断変形係数 G を求め、自由振動時の対数減衰率から減衰 η を求める事が出来る。一方低周波動的セン断法では供試体に加えたセン断応力 τ とセン断ヒズミ γ から G と η を求める事が出来る。両者とも供試体は外径10cm、内径6cmの中空円筒であるが、高さはそれぞれ25cmと10cmである。

これら2種の装置で同一の試料および密度の砂で試験を行なった結果が、図-5・17および図-5・18である。 $G/G^* \sim \eta$ 関係は両試験結果がうまく重なった。これに対し $\eta \sim \gamma$ 関係には少し段差が生じた。図-5・19は、豊浦砂における種々の拘束圧での $G/\{G\}_{\gamma=10^{-6}} \sim \eta$ 関係、図-5・20は、各種の砂の $p = 1.0 \text{ kg/cm}^2$ での $G/\{G\}_{\gamma=10^{-6}} \sim \eta$ 関係を示す。また、同一の砂について、履歴減衰係数 η と $G/\{G\}_{\gamma=10^{-6}}$ 関係は、拘束比、垂れレベル、間隙比、乾燥・飽和などの状態によらないで一義的關係がある。これを図-5・21に示す。

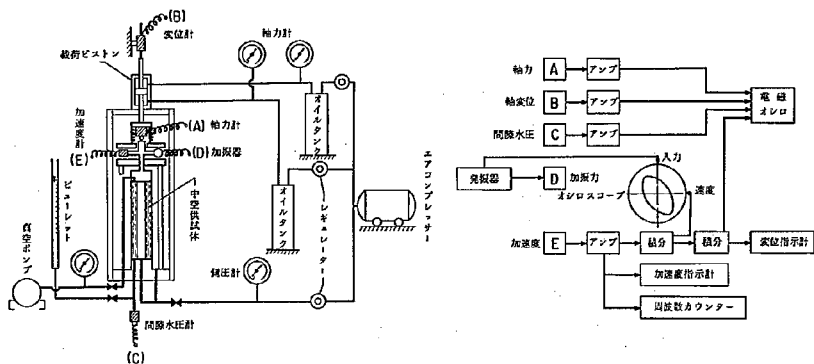


図-5・15 共振法土質試験装置系統図

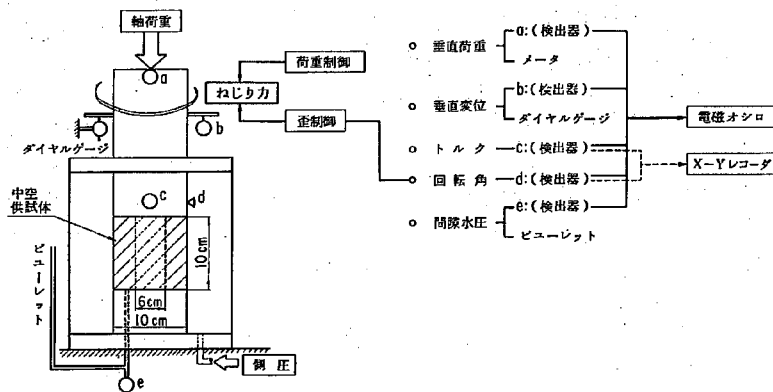


図-5・16 低周波動のせん断試験装置系統図

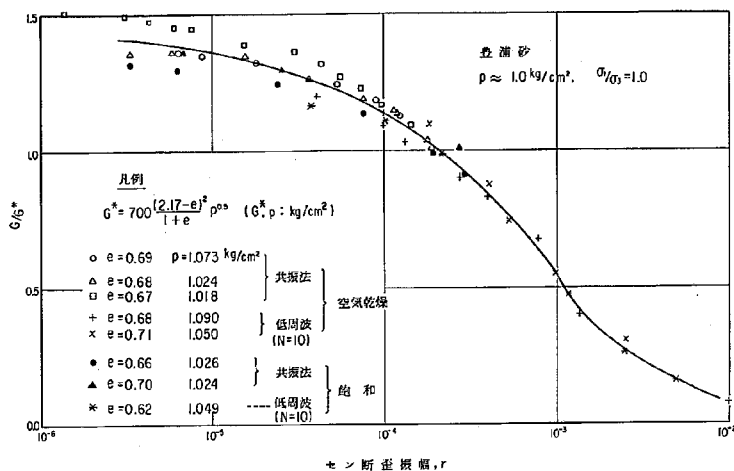


図-5・17 $G/G^* \sim r$ 関係 ($p \approx 1.0 \text{ kg/cm}^2$)

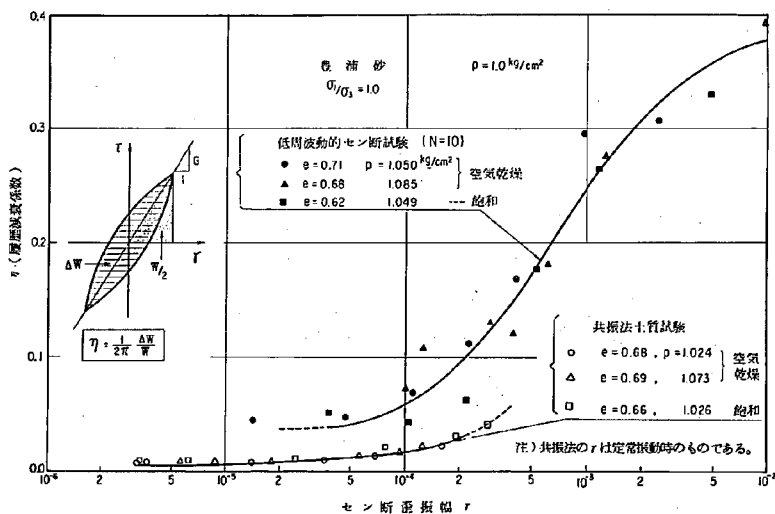


図-5・18 両試験での η の比較 ($p = 1.0 \text{ kg/cm}^2$)

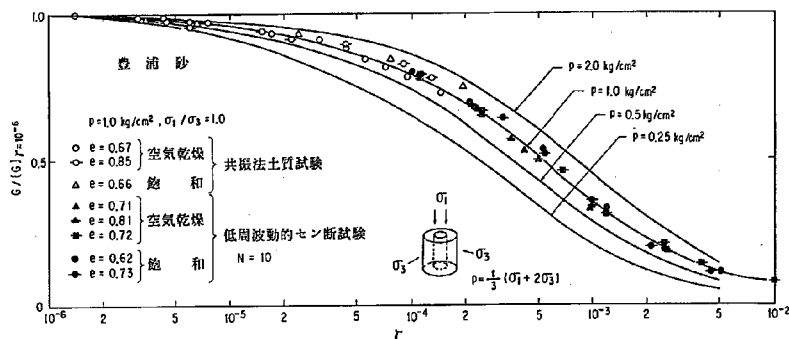


図-5・19 豊浦砂の G の重依存性

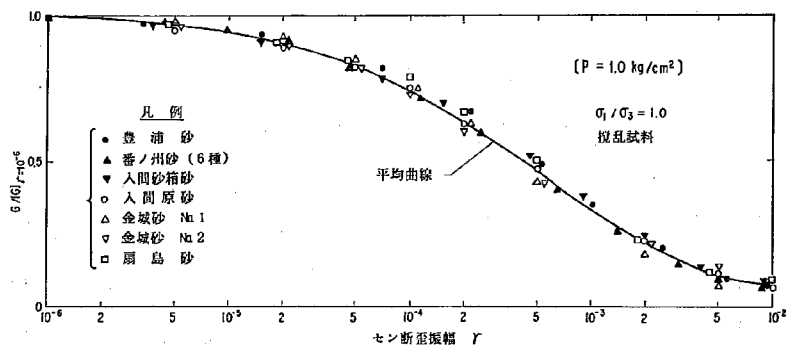


図-5・20 各種の砂の $G/\{G\} \gamma=10^{-6} \sim \gamma$ 関係

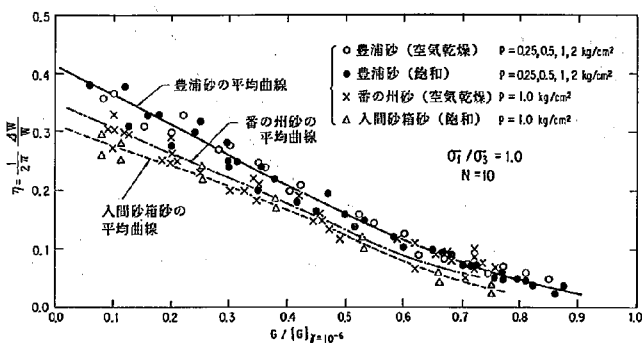


図-5・21 各種の砂の $\eta \sim G/\{G\} \gamma=10^{-6}$ 関係

b) 流動化強度を求めた試験結果例

流動化は中〜大ヒズミの繰返しセン断が加わった時に生じる。そこで試験方法としては、動的単純セン断法、中空ねじり法、リングねじり法、動的三軸法が用いられる。これらのうち現在よく用いられているのは動的三軸法である。これは応力状態が明瞭である事に加え、操作が簡単であるためである。その一般的な系統図³⁾を示すと図-5・22の通りである。

以下、原位置からサンプリングしてきた土につき動的三軸試験を行ない流動化強度を求めた例について述べる。

図-5・23は新潟の砂につき流動化強度を求めた試験結果⁴⁾の一部である。この砂は中砂からなり細粒分は少ない。試験は9深度の試料について行なわれ、その結果は水門締切堤の耐震に関する検討に用いられた。図-5・24および図-5・25は東京下町の砂につき流動化強度を求めた試験結果⁵⁾である。この砂は新潟のそれに比べて細粒分を多く含んでいる。試験は2地点、合計15深度の試料について行なわれ、橋脚基礎の耐震に関する検討に用いられた。

参 考 文 献

- 1) 栗林栄一、岩崎敏男、龍岡文夫、堀内俊一(1974)、“土の動的変形特性——共振法土質試験による測定——”、土木研究所資料第912号
- 2) 岩崎敏男、龍岡文夫、高木義和(1976)、“広範囲な歪領域での砂の動的セン断変形特性——低周波動的セン断試験装置の開発——”、土木研究所資料第1080号
- 3) 石原研而(1976)、“土質動力学の基礎”、鹿児出版会
- 4) 石原研而(1976)、“信濃川水門締切堤における液状化試験報告”、建設省北陸地方建設局信濃川下流工事事務所
- 5) 大橋昭光、岩崎敏男、龍岡文夫、宮田浩邇(1976)、“東京湾岸道路の曙橋および辰巳橋における地盤耐震調査”、土木研究所資料第1170号
- 6) 栗林栄一、龍岡文夫、吉田精一(1974)、“明治以降の本邦の地盤液状化履歴”、土木研究所集報第30号

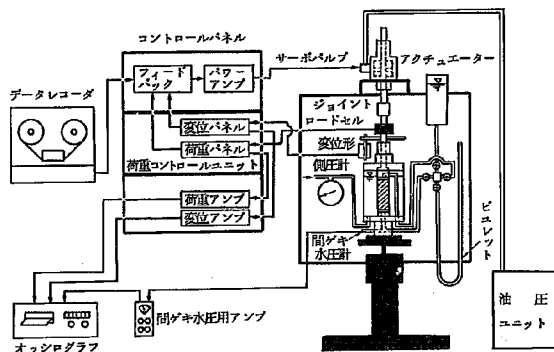


図-5・22 動的三軸せん断試験装置系統図

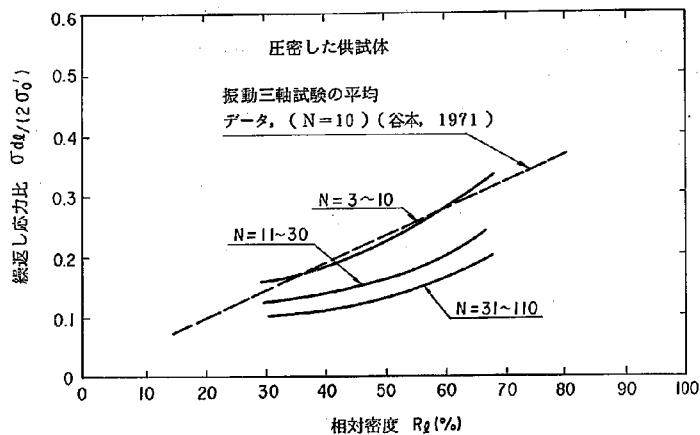


図-5・23 新潟の砂についての流動化試験結果

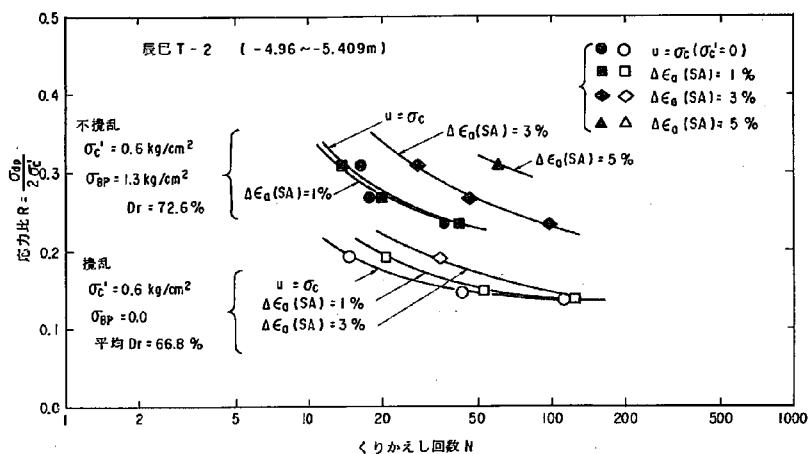


図-5・24 動的三軸結果の一例（東京下町）

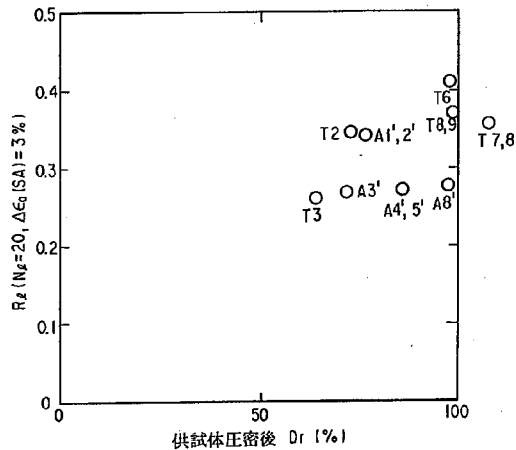


図-5・25 東京下町の砂についての流動化試験結果

3) 地盤の地震応答解析例

地震時における地盤と構造物の動的相互作用の解析を行なう場合、想定される地盤-構造物系のモデルに対して、入力となる地震動を決める必要がある。ここでは、新葛飾橋を対象地点とし、地盤のモデル化および地震応答解析を行った結果を示す。この結果は地盤と構造物の動的相互作用の解析の際に必要なとされる入力地震動として用いることができる。地盤-構造物系に与える入力地震動は、解析上の地盤での地震動であることが必要とされるが、新葛飾橋では地表面上の、しかも、構造物よりやや離れた地点での地盤において地震観測記録が得られている。従って、解析に用いる入力地震動は、地盤調査結果を基に地盤のモデル化を行ない、地表面での地震記録から、地中の仮想基盤での地震動を計算し想定することになる。ここでは、地盤のモデル化は、5・2・3(2)1)の地盤調査結果に基づいて行ない、地盤の応答解析は、代表的な解析方法の一つである重複反射法で行なっている。

a) 地盤のモデル化

重複反射法によって、地盤の応答解析を行なうには、まず、対象地点の地盤のモデルを決めなければならない。地盤の応答解析に用いる地盤モデルは、5・2・3(2)1)での地盤調査結果から、地盤の地震観測地点(松戸市上矢切)および、構造物の建設地点(新葛飾橋橋脚5)に対して、各々、図-5・2・6(1)、(2)のように与えている。この時、地盤の地震観測地点での地盤調査は、深さ2.5m迄行なわれているが、両地点の標高差が、僅少であること、そして、地盤調査の結果両地点での地質の対応が良好であることから、2.5m以深は、構造物建設地点での地盤調査の結果を採用している。地盤の強震観測地点(Model-I)および橋脚建設地点(Model-II)の仮想基盤は図-5・2・6に示すように、深さ4.5mの位置とする。そして、仮想基盤と地表面の間の地盤を土質や剛性に応じて図に示すように各々の地盤モデルについて9層に分割する。

地盤定数のうち、初期せん断弾性係数(G_0)は、PS検層の結果および推定した単位体積重量(γ)から算定する。

本解析法では、土の非線型性を等価線型法で考慮し、発生した最大歪の0.65倍の歪(実効歪)の大きさに適合したせん断弾性定数(G)および、減衰定数(h)の値で計算がなされるまで繰り返し計算を実行する。そのためには、土の非線型特性、つまり、発生歪に対する剛性の変化特性($G/G_0 \sim \gamma$ の関係)および、減衰定数の変化特性($h \sim \gamma$ の関係)が必要とされる。ここでは、砂と洪積粘土について室内試験の結果から歪と剛性の変化、減衰定数の変化の関係を与えて応答解析に用いている。応答解析に用いた $G/G_0 \sim \gamma$ 、曲線、 $h \sim G/G_0$ 曲線を各々図-5・2・7(1)、(2)に示す。砂の $h \sim \gamma$ 関係は、拘束圧に拘わらず同一曲線を使っているが、 $G/G_0 \sim \gamma$ 関係は、拘束圧に応じた変化曲線を用いている。洪積粘土については、 $G/G_0 \sim \gamma$ 、 $h \sim \gamma$ 共に拘束圧に関係なく同一の曲線を適用している。地盤のモデル化に際しては、図-5・2・6(1)、(2)に示すように、土の非線型性に依拠して、砂と洪積粘土に分け、さらに、砂については、拘束圧に応じて分け、各々図-2に示した $G/G_0 \sim \gamma$ 、 $h \sim G/G_0$ 曲線を与えている。

Model-I

(D.L.+297m)

深 度 (m)	層 番 号	V_s (m/sec)	r (%/cm)	G_s (kg/cm ³)	地盤定数変 化特性によ る 種 別	備 考
▽-1.5	L-1	130	1.8	310	I	砂
5	L-2 (5.5m)	240	2.0	1180		G.L.-5.0m ($P=0.6\text{kg/cm}^3$)
10	L-3 (4.5m)	280	2.0	1500		砂
15	L-4 (4.5m)	280	2.0	1600	II	
20	L-5 (4.0m)	320	2.0	2090		
25	L-6 (5.0m)	380	2.0	2950	III	G.L.-20.0m ($P=2.1\text{kg/cm}^3$)
30	L-7 (6m)	330	2.0	2220		
35	L-8 (8m)	290	1.9	1630		
40	L-9 (6m)	330	1.8	2000		
45	仮 想 基 盤				III	砂
50	L-10	380	2.1	3090		G.L.-50.0m ($P=5.0\text{kg/cm}^3$)

図-5・26(1) 地盤の地震応答解析のための地盤定数の決定(新葛飾橋松戸市上矢切)

Model-II

(D.L.+3.03m)

深 度 (m)	層 番 号	V。 (m/sec)	τ : (g/cm ²)	G。 (kg/cm ²)	地盤定数変 化特性によ る 種 別		備 考
▽ 2.5	L-1	1 2 5	1.8	2 8 7	I		砂 G.L.-5.0m (P=0.6kg/cm ²)
5	L-2 (4.5m)	1 9 0	1.9	7 0 0			
7.0	L-3 (6.0m)	3 5 0	2.0	2 5 0 0	II	P (kg/cm ²)	砂 G.L.-20.0m (P=2.1kg/cm ²)
10						1.155	
13.0	L-4 (6.0m)	3 5 0	2.0	2 5 0 0			
15						1.755	
19.0	L-5 (6.0m)	3 5 0	2.0	2 5 0 0		2.355	
20							
25	L-6 (5.0m)	3 2 0	2.0	2 0 9 0		2.905	
25.0							
30	L-7 (5.0m)	2 9 0	1.9	1 5 3 0	IV	洪 積 粘 土	
35							
35.0	L-8 (4.0m)	2 9 0	1.9	1 5 3 0			
39.0							
40	L-9 (6.0m)	3 3 0	1.8	2 0 0 0			
45							
45.0	L-10	仮 想 基 盤			III	砂 G.L.-5.0m (P=5.0kg/cm ²)	
50							
		3 8 0	2.1	3 0 9 0			

図-5・26(2) 地盤の地震応答解析のための地盤定数の決定(新葛飾橋橋脚5)

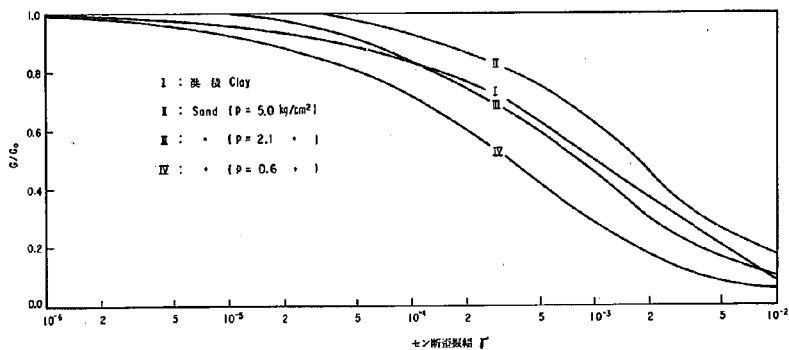


図-5・27(1) 応答計算に用いる $G/G_0 \sim r$ 関係

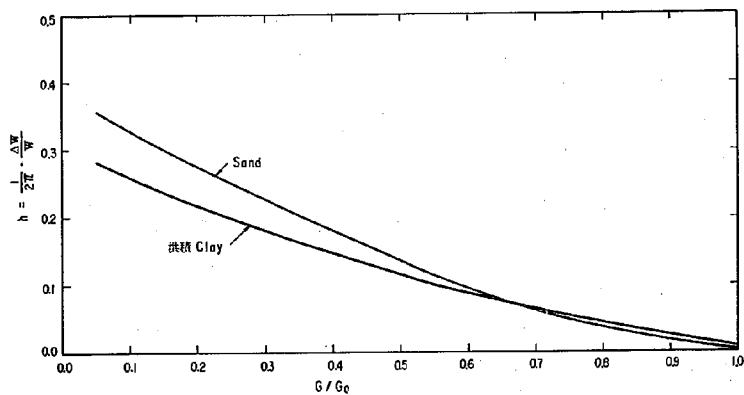


図-5・27(2) 応答計算に用いる $h \sim G/G_0$ 関係

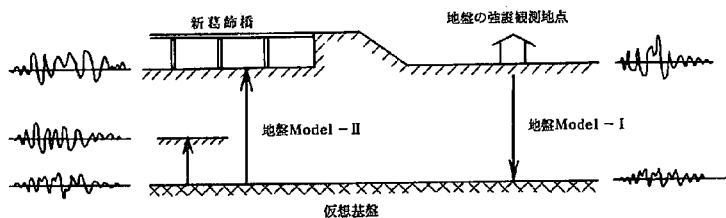


図-5・28 地盤の応答解析の流れ図

b) 解析に用いる地震波

当該地点における地盤の強震観測記録は、多数得られているが、地震時の地盤と構造物の動的相互作用の解析をする観点から、地盤及び橋脚で同一地震に対する地震記録が得られていること、橋脚の井筒での加速度及び土圧の記録が得られていること、及び、比較的大きな値の地震記録であること等を考慮して、解析の入力地震動としては、東松山地震（1968.7.1）及び、千葉県中部地震（1968.10.8）の2地震の記録波形を使っている。また、観測する方向は、すべて橋軸方向のものを対象とする。

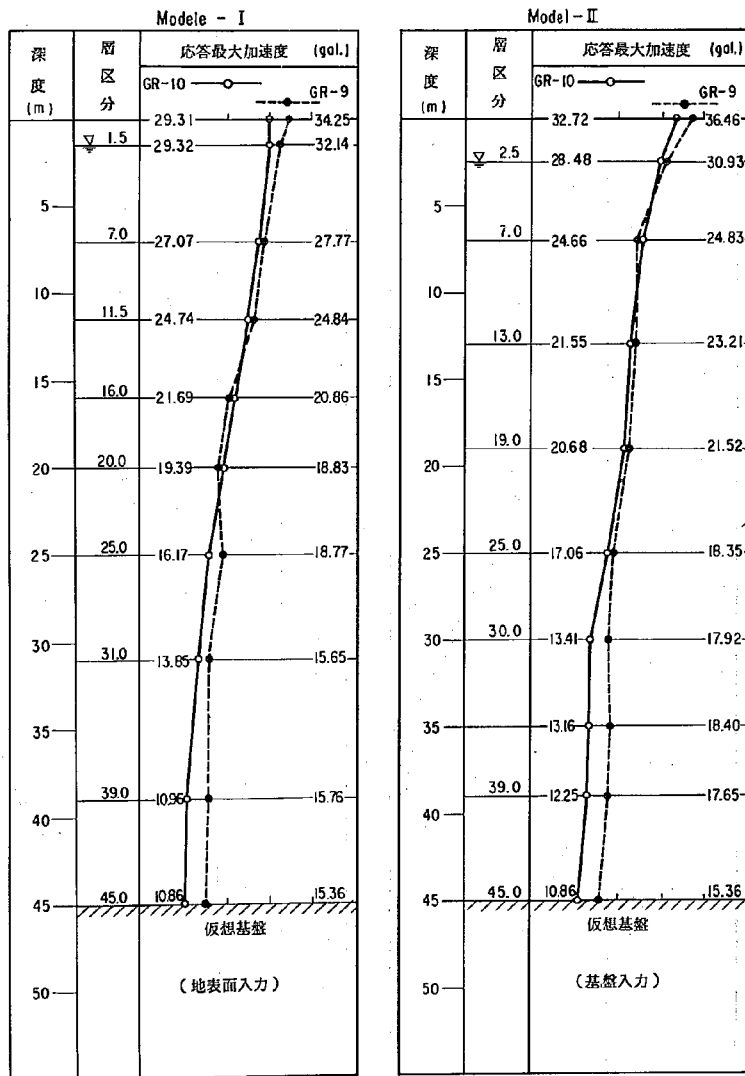
地盤の応答解析は、重複反射法の計算プログラムにより実施している。まず、図-5・28に示すように、地盤の地震観測地点で得られた地表面での地震動（合成波）を、モデル化さディジタル値は、等時間隔 $\Delta t = 0.01$ （秒）に線型補間を行ない応答解析の入力地震動として与えている。

c) 地盤の応答解析方法及び解析結果

地盤の応答解析は、重複反射法の計算プログラムにより実施している。まず、図-5・28に示すように、地盤の地震観測地点で得られた地表面での地震動（合成波）を、モデル化された地盤（Model-I）の表面に入力し、重複反射法により仮想基盤での地震動（上昇波）を計算する。地盤の地震観測地点と橋脚位置での仮想基盤での地震動（上昇波）は、同一であるとみなし、地盤（Model-II）の任意位置での地震動（上昇波、または合成波）は、最深の仮想基盤に入力される地震動から、重複反射法により計算できる。

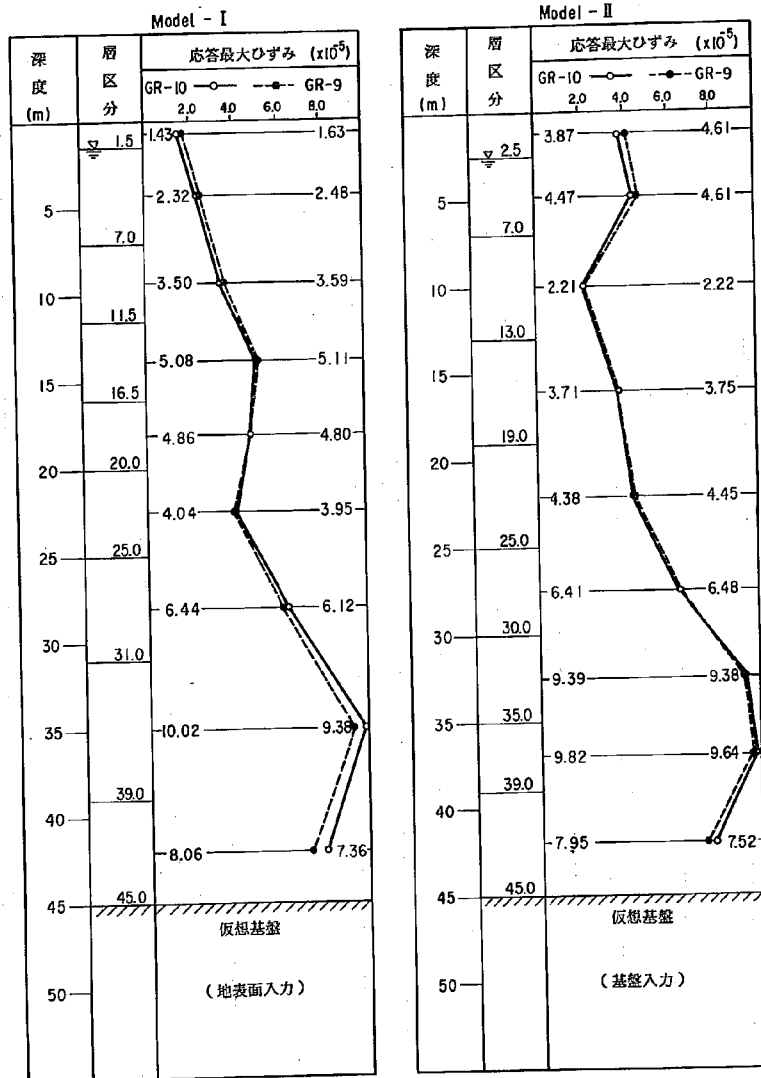
応答計算においては、土の非線型性を考慮するために繰り返し計算を実施し解を収束させている。その収束条件は、全ての層で、前の繰返し計算時の剛性及び減衰定数との差異が5%以下となることとしている。実際に計算時に実行された繰返し計算の回数は、2～3回である。

本解析では、仮想基盤の地震動として合成波を入力として用いて計算を行なっているが、両地盤モデルの基盤の深さが同一であり、土質も類似しているため上昇波を入力した結果との差は僅かであると推定される。図-5・29は、地盤Model-IIにおける応答解析から得られた最大加速度の分布を示し、図-5・30は、発生最大歪の分布を示す。



注) GR-9 ; 東松山地震, GR-10 ; 千葉県中部地震

図-5・29. モデル地盤の地震応答計算結果-最大加速度分布-



注) GR-9; 東松山地震, GR-10; 千葉県中部地震

図-5・30 モデル地盤の地震応答計算結果—最大歪分布—

4) 地盤・土構造物系の安定解析

a) 地震時の斜面のすべり安定計算における安全率の考察

図-5・31(a)のごとき斜面で、すべり面AB(安全率が最小になる仮想すべり面)に沿って作用する平均的な静的および動的せん断応力をそれぞれ、 τ_s 、 τ_d とする。静的せん断力はABより上にある土塊の重量、Wによるものであり、動的せん断力はこの土塊に α なる加速度が加わった時の慣性力、 αW によって生じるものである。よって、 τ_d の大きさは震度 α の値に依存している。

以上の応力状態を室内のせん断試験に似せてその対応関係を描いたのが図-5・31(b)である。

以下、この室内試験状態を念頭におきながら土の強度を考えてみる。

ある一定のヒズミ、 ϵ_p 、(破壊ヒズミとみなせる大きさが5%から10%が適当と考えられる)が得られるに十分な応力振巾によって載荷した場合の色々な載荷パターンにおける、応力とヒズミの経時変化の特徴を説明的に描くと図-5・32のようになる。これを応力ヒズミ曲線に書き直したのが、図-5・33および5・34である。図-5・33は静的載荷と一様振巾のくり返し載荷の特性を比較したものであり、図-5・34は不規則載荷と静的載荷の場合を比較したものである。

一般に、強度(経時変化中最大の応力が加わった時に生ずるヒズミが指定された値、 ϵ 、をとるような最大応力を τ_{at} とすると、強度は $\tau_s + \tau_{at}$ となる)は、静的載荷の時最小になり、動的載荷時にはこれより大きくなるが、その程度は波形によって異なる。そこで、次に波形の影響について考えてみることにする。

不規則載荷を考える前に一様振巾のくり返し載荷を考えてみることにする。N回のくり返し荷重を加えた時の動的強度、 $\tau_{at} + \tau_s$ が1回くり返し荷重(単調増加荷重とみなしてよい)のもとでえられる強度に対して、くり返し回数の増加と共に、いかに減少して行くかを示したのが図-5・35である。この特性は土によって異なるが、飽和した土や不攪乱土は、締固めた土に比して強度低下が著しい。図-5・35で1回のくり返し強度と書いてあるのは載荷時間が0.25秒程度の急速載荷のもとにおける強度のごとで静的強度、 τ_s より一般に大きくなる。この1回のくり返し強度は図-5・36(今までのデータの平均値)から、静的強度より40%程度大きいものと仮定する。従って、静的強度、 τ_s が知れば、1回のくり返し強度、 τ_{1t} は

$$\tau_{1t} \approx 1.4 \tau_s \quad \dots\dots\dots (1)$$

で与えられるとみなせるであろう。

地震動によって誘起される応力は不規則に変化するが、これを衝撃型と振動型とに別けて室内実験を行った経験よりみて、衝撃的な経時変化を示す波形でえられる強度(図-5・34参照)は3回位の一様くり返し時の強度にほぼ等しく、振動的な荷重では7回位の一様くり返し強度に等しくなっている。これらの載荷回数における強度は、図-5・35より

$$\begin{aligned} \tau_{3t} &\approx 0.95 \tau_{1t} && \dots\dots\dots \text{衝撃的荷重} \\ \tau_{7t} &\approx 0.90 \tau_{1t} && \dots\dots\dots \text{振動的荷重} \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (2)$$

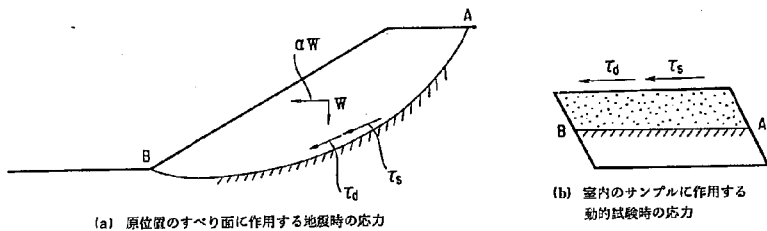


図-5・31 原位置と室内試験との結果

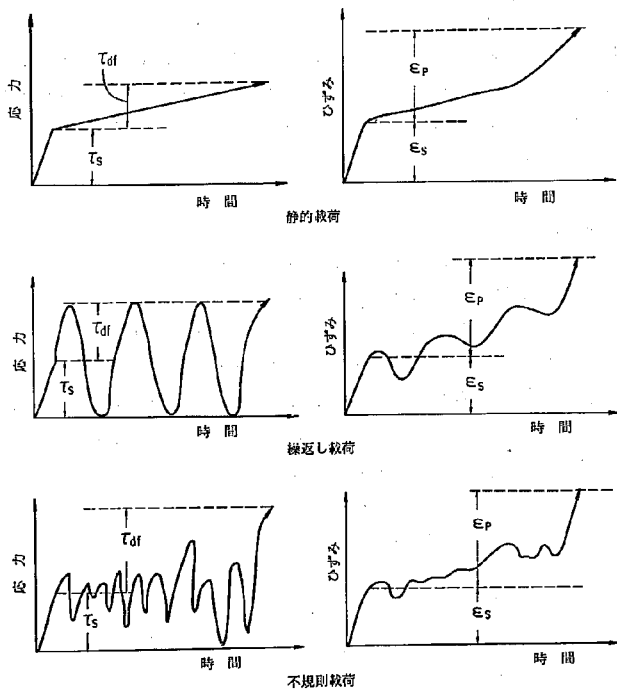


図-5・32 各種の荷重形式における応力とヒズミの経時変化の特性

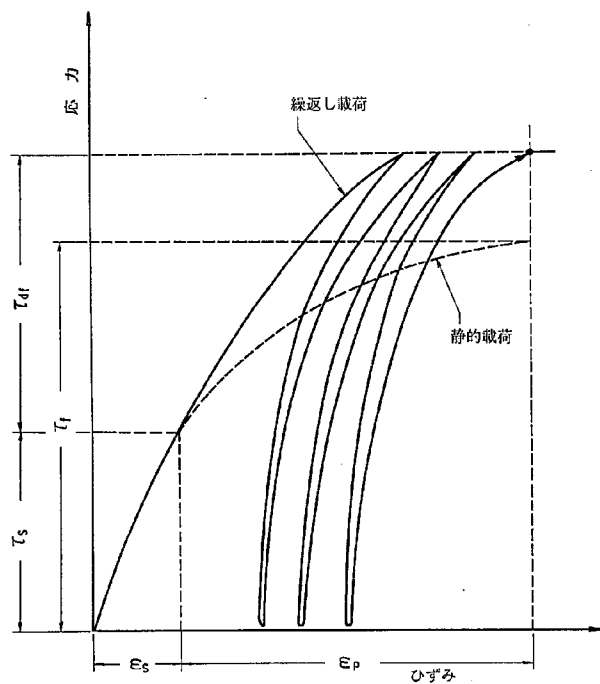


図-5・33 静的载荷をくり返し载荷における応力ヒズミ曲線の特性

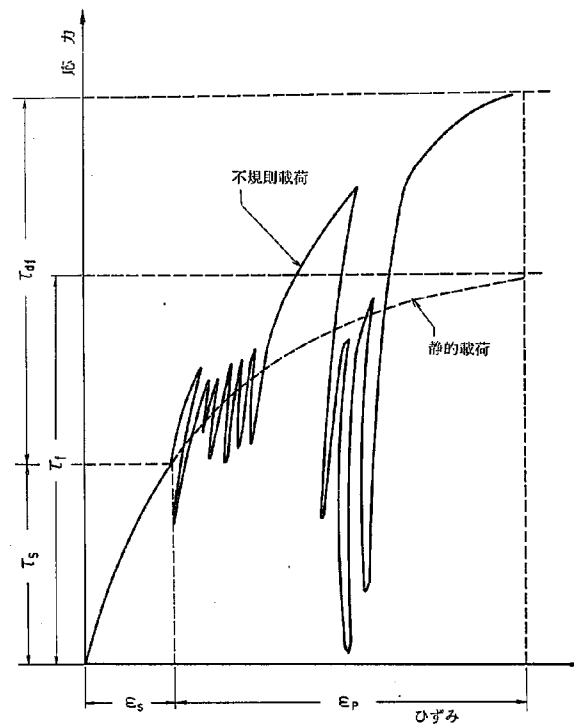


図-5・34 静的载荷と任意波载荷における応力ヒズミ曲線の特性

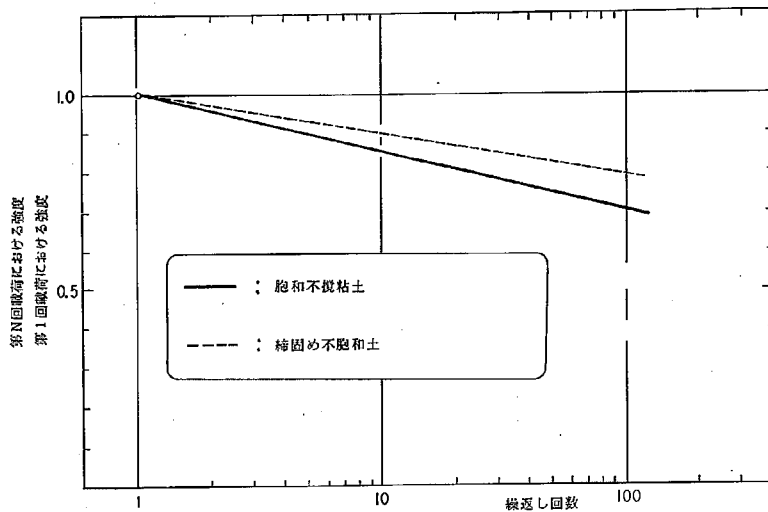


図-5・35 くり返し回数による土の強度の低減(周期 π 1秒)

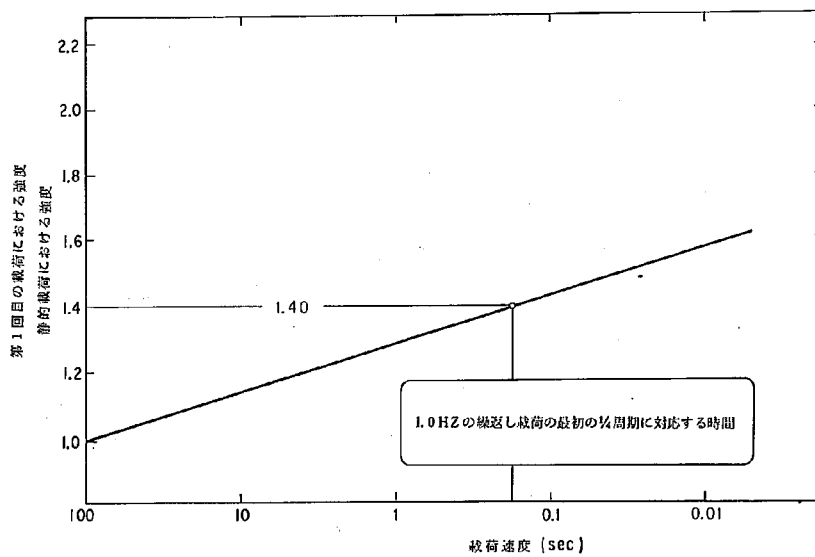


図-5・36 載荷速度と土の強度との関係

よって、(1)を(2)式に用いて

$$\begin{aligned} \tau_{3f} &= 1.33 \tau_f & \dots\dots\dots \text{衝撃的荷重} \\ \tau_{7f} &= 1.26 \tau_f & \dots\dots\dots \text{振動的荷重} \end{aligned} \quad \} \dots\dots (3)$$

ただし、(2)式を導くに当って用いた3回とか7回とかの数字は液状化試験で与えた値であるから、更にくわしい実験を行なってこの回数を正確に確かめる必要がある。

一方、図-5・3 1(a)について、斜面の地震時の安全率、 F_d は

$$F_d = \frac{\tau_{3f} \text{ or } \tau_{7f}}{\tau_d + \tau_s} \quad \dots\dots\dots (4)$$

で与えられる。よって、(3)式を用いると、

$$\begin{aligned} F_d &= \frac{1.33 \tau_f}{\tau_d + \tau_s} \quad (\text{衝撃的荷重}) \\ F_d &= \frac{1.26 \tau_f}{\tau_d + \tau_s} \quad (\text{振動的荷重}) \end{aligned} \quad \} \dots\dots (5)$$

よって、地震時の安全率は静的強度にもとづいて得た安全率、 $\tau_f / (\tau_d + \tau_s)$ 、の値より3割程度大きくなることが予想される。

しかし、以上の結論は不正確なデータにもとづいている点も多いので、2割位の割増しと考えておいた方が無難である。

ただし、上の結論は粘性土についてのみ当てはまり、砂質土には適用できない。それは、地震時のような急速載荷時の強度が静的載荷時に比して大きくなるという土の性質を利用して、強度を大目に見積っているからである。

6) 土構造物の地震時安全性の考察

1) 研究・調査の方法

土構造物の地震時安定性は他の構造物に比べて低いと言われており、事実現実の地震時において程度の差はあれ変状を生じていることが多い。一方、土構造物の地震時安定性を評価する方法として静的問題になぞらえた円弧すべり面法と震度法を組合せた方法がよく用いられるが、実際に生ずるような、または生じた地震動の最大値を震度としてとりいれると安全率が1を下回るような構造物であっても現実には大した変状を示していないということもよく経験するところである。すなわち、土構造物は一般に地震時安定性は低いものであるが、その評価の方法として従来の円弧すべり面法が、合理的どうかは検討の余地があると思われる。

このような見地から、研究・調査の方法として次のようにした。

- ① 従来の設計指針等に用いられている土構造物の地震時安定解析法を整理する。
- ② 土構造物の震害に対する安定解析事例を収集し、その適用性等を考察する。
- ③ 土構造物の地震時安定性の評価法として、円弧すべり面法とは異った考え方の方法を検討する。

2) 研究・調査の成果

(1) 土構造物の地震時安定解析法

土構造物の地震時安定解析法を、その破壊形態・機構により分類すると表-5・7のようになる。これらの解析法はすべて地震力を震度法により、静的な力としておきかえるものである。

直線すべり法としては、斜面表面にはば平行な直線すべり面を無限長斜面的に考えるのが普通であるが、特に、すべり面下端での抵抗を補正する場合や、のり先を越るすべり面を用いる場合（港湾構造物設計基準）等がある。

円弧すべり法としては、すべり面に沿う抵抗力と滑動力の比をとる場合（フィルダム関係基準）と、円弧中心回りの抵抗モーメントと滑動モーメントの比をとる場合とがある。地震力は、すべり土塊の重心に作用すると考えるのが合理的であるが、震度の高さ方向の増幅を考慮し、盛土部分のみに地震力を作用させ、地盤部分には地震力を作用させないという考え方（鉄道盛土・東京湾横断道路人工島設計基準（案））もある。また、地震力によるすべり面に対する垂直力の変化による抵抗力の変化を考慮する場合と、しない場合（港湾構造物設計基準）とがある。さらに、抵抗項の計算に用いる強度定数は、静的な値が用いられている。

(2) 土構造物の震害に対する安定解析事例

河川堤防、道路盛土等の土構造物の震害に対する安定解析の事例を震害調査報告書等の文献から収集整理した。その調査結果の様式及び事例は表-5・8に示すようなものである。調査対象としたのは、何らかの方法で常時または地震時の安定計算がなされているものである。この調査結果から次のことが明らかになった。

- ① 破壊の原因として流動化現象が関与していると思われる場合には、通常の方法で計算した

安全率の値は一般にかなり大きく、流動化による強度低下を考慮しないで求めた安全率はそのような土構造物の地震時安定性を評価する指標としては用いることはできない。

② ①で述べた流動化現象を伴ったと思われる場合を除いて計算に用いられた震度と安全率の関係を整理したものが図-5・37である。この計算に用いられた震度は一般にその構造物地点の最大加速度に近い値であり、そのような震度に対して計算された安全率は一般に1を下回っている。図中、河川堤防(真野代新田)の例では1近くになっているが、この付近は流動化が生じたと言われており、それらを考慮すれば実際の安全率はもう少し小さかったと思われる。震害事例に対する安全計算の合理的評価のためには、震害を生じたものと逆に、震害を生じなかったものについての安全率がどの程度のものであるかを知る必要があるが、そのような資料は見出せなかった。結局、図-5・37により明らかにされることは、流動化を伴わないで震害を生じた土構造物は、安定計算による安全率が最大震度に対して1を下回っていたということである。したがって、変状の程度はともかく、このような安定計算法によって求められた安全率が1ということは、破壊現象の生起に対する一つの指標となりうるであろう。

(III) 土構造物の地震時安定性の評価法(円弧すべり法以外のもの)

土構造物の地震時安定性をすべり面解析法以外の方法で評価する方法を検討した。1つは、すべり変形計算法で、他の1つは、有限要素法である。以下、それぞれの概略を述べる。

① すべり変形計算法

この計算法は、Newmark によって提案された1自由度系の塑性すべり変形解析法を土塊の円弧すべりに応用するもので基本式は次式で与えられる。

$$I \frac{d^2 \theta}{dt^2} = M_d - M_v$$

I : すべり土塊のすべり中心に関する慣性モーメント

θ : " 回転角

M_d : " 滑動モーメント

M_v : " 抵抗モーメント

この M_d 、 M_v が地震動の時間過程によって変化するものとして、土塊の回転すべり量を逐時算定し、この回転すべり量の最終値をもって破壊変形量と対応させ、それを現実的な許容量と比較し、地震に対する安全性を評価するものである。この計算法を適用した事例として、前年度の報告書に記載されている大型振動台による模型堤防の振動実験の解析例を検討した。この計算結果によれば地震過程に対する通常の安全率と変形量との関係が見出され、地震時の安全率に物理的意味を与えることができる反面、次のような問題点があることが指摘された。

④ 実際の設計用の波形として何をとるか。

⑤ 従来の設計震度と計算用地震波の大きさとの関係についてその基本的考え方がはっきりしない。

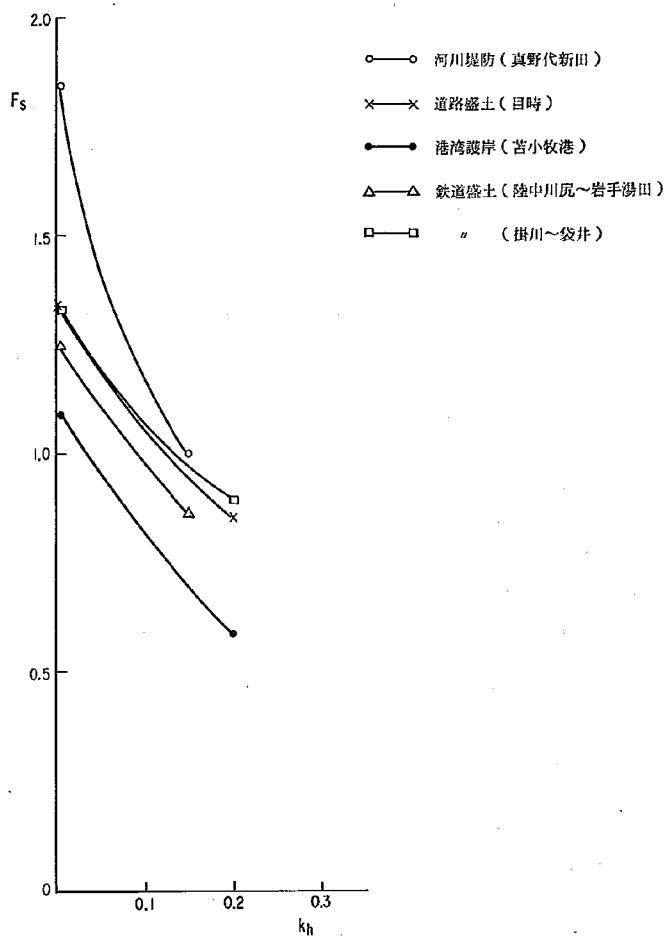


図-5・37 震度と安全率

- ⑥ この計算では、通常の安定計算では余り目立たない土質定数への依存性が大きく、土質定数のわずかな差が計算結果を大きく変えることがある。

表-5・7 盛土・斜面の地震時破壊形態と安定計算法

破壊形態	特 徴 ・ 機 構	安 定 計 算 法
のり面崩壊	斜面浅層部が崩壊；のり面の締固め不十分、腹付盛土、降雨による浸水弱化などの場合に生ずる。	例えば (1) 直線すべり法
堤体崩壊	堤体のかなりの部分（内部まで）が崩壊；堤体全体が締固め不十分、高含水材料、降雨が内部まで浸透しやすいなどの場合に生ずる。	例えば (2) 円弧すべり法
堤体底部の滑動	堤体が基礎地盤に沿って滑動；基礎地盤が傾斜している。地下水位が浅いから浸透水のため地盤表面部が特に軟弱などの場合に生ずる。	例えば (3) 折れ線すべり法
地盤の破壊	地盤を含む堤体の滑動；相対的に堤体が強く、軟弱地盤の層厚が厚い場合	例えば (2) 円弧すべり法
堤体沈下	堤体全体がほぼ一様な沈下；相対的に堤体が強く、軟弱地盤の層厚が厚い場合	例えば (2) 円弧すべり法

表-5-8 盛土・斜面の地震時破壊例と安全率

盛土種類	場 所	地 震 年 月 日 マグニチュード	加 速 度		盛 土					基 礎 地 盤			破壊 形態	安 全 率				参考 文 献
			最大値	推定法	高 さ	のり面 こう配	材 料	強 度	推定法	土 質	強 度	推定法		常時	計算法	地震時	計算法	
河川堤防	信濃川 真野代 新 田	新 潟 1964.6.16 M=7.5	0.15g	川岸町 奥宮アパート 地下1F	≒3m	≒1:25 (小段 あり)	ローム質	$C=1 \frac{1}{m}$ $\phi=20^\circ$	土質調査 N=3~4	推 砂	$\phi=25^\circ$	土質調査 N=4~8	堤体崩壊 (堤体 残る)	1.84	円弧すべり	1.00 (k=0.15)	円弧すべり	1)
道路盛土	4号線 目時	十勝沖 1968.5.16 M=7.9	0.213 g 0.235 g	青森港 八戸港	6m	1:1.5	砂質ローム	$C=3 \frac{1}{m}$ $\phi=0^\circ$	室内試験	砂及び 粘土・シ ルトの 互層	$C=2 \frac{1}{m}$ $\phi=0^\circ$	スウェーデン 式サウン ディング	堤体崩壊	1.84	円弧すべり	0.85 (k=0.2)		2)
港湾護岸 (切土 水深 7m)	苫小牧港 石油基地		0.218 g	空欄港	11m	1:1.5 1:2 (小段あり)		$\phi=35^\circ$ ~ 40°	N=20 ~50				のり面崩壊	1.09 ~1.33	円弧すべり	0.59 ~0.71 (k=0.2)	円弧すべり	3)
鉄道盛土	北上線 陸中川尻 岩手湯田	秋田県 南東郡 1970.10.16 M=6.2	0.15g ~0.29	付近の 観測記録	8.4m	1:1.6	粘土 砂質ローム 混在	$C=1.0 \sim 1.1 \frac{1}{m}$ $\phi=10^\circ$					堤体破壊	1.25	円弧すべり	0.86 (k=0.15)	円弧すべり	5)
鉄道盛土	東海道線 掛川 ～袋井	東南海 1944.12.7 M=8.3			5.0m	1:1.5				粘 土	$C=1.81 \frac{1}{m}$	室内試験	沈下	1.33	円弧すべり	0.891 (k=0.2) 1.01 (k=0.2) (盛土のみ強度を考慮)	円弧すべり	6)

△: 少なくとも近くで流動化した。

② 有限要素法による地盤 — 土構造物系の安全解析

土構造物の規模が大きくなると、全体としての安全性の他に、各々の個所の相対的安全性を知ることが必要になる場合が生ずる。全体としての安定性の解析としては、通常のすべり線を仮定する安定計算法が通常用いられている。この計算法では、たとえば円弧すべり計算法では限界すべり円弧上で発揮されているせん断抵抗応力とせん断強度の比が一律と仮定されている。しかし、実際には、限界すべり円弧上での（発揮されているせん断抵抗応力）と（せん断強度）の比は一定ではない。この比は、変形を考慮した解析手法によって求めることができる。土の応力～歪の関係を考慮した有限要素法では、土構造物内の応力の分布を一応計算できる。現在、土の応力～歪関係に適合した有限要素手法は十分発揮していないのが現状であり、今後の発展が待たれる分野である。

図-5・38の計算フローチャートに従って、有限要素法による、各々の場所での、次式による点安全率 $S F$ と通常の円弧すべり法における安全率 F_s との関係を調査した例がある。¹⁾

$$\text{点安全率 } S F = \frac{\text{せん断強度}}{\text{発揮されているせん断応力度}}$$

1) 岩崎敏男、龍岡文夫「地震応答解析に基づく人工島（海中盛土）の耐震安定性解析」

土木研究所資料第1058号、昭51.10

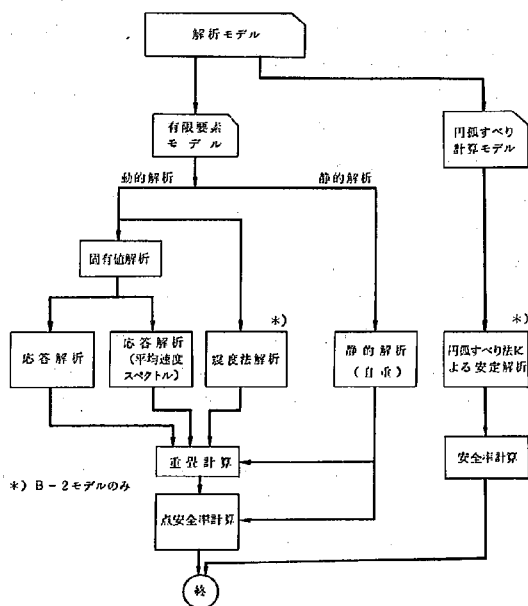


図-5・38 計算のフローチャート

c) 砂層中の杭の動的挙動に関する模型振動実験

i) 序

現行の道路協会道路橋耐震設計指針では流動化(液状化ともいう)する砂質土層の取扱いは、「耐震計算上支持力を無視する」ことになっている。すなわち、流動化(液状化)する層は横抵抗力もなにかわりに基礎に対して動土圧も作用させないと考えている。更に、道路橋の下部構造設計指針における杭基礎、ケーソン基礎の耐震設計計算は、上部工にある一定の水平震度をかける震度法で行っており、① 基礎に発生する応力変、② 杭頭及びケーソン上端での水平変位量、③ ケーソンの面底、前面に働く応力度で耐震性をチェックしている。従って、一定の地盤が流動化(液状化)するかどうかの判定によって設計が大きく変わってくる。しかし、流動化する砂層を無視し、更に上部工に水平震度をかけて設計計算をする方法に対する実験的検討を行う必要があるものと思われる。まず上部砂層の完全流動化(液状化)は、地震動の主要動が終わった後に生ずるのかも知れない。更に、完全流動化(液状化)した時に主要動ができて、この時は、地震力は上方に伝播しないために地盤は振動しないから、上部工が大きく応答することがないかも知れない。その場合は、完全流動化(液状化)した層の無視と、上部工への大きな地震力を同時に考慮する方法は安全すぎる考え方となろう。しかし、砂層が完全に流動化(液状化)に至る過程において地盤と基礎との様々な相互作用が生じ、予期しない大きな地震力が基礎に作用するかも知れない。実際にどのような現象が生ずるかは、実測がないために現在の段階では予想するより方法はないものと思われる。一方、地震時には橋梁基礎が設置されることが多い現河道か、旧河道の埋立地、海岸、湖沼岸の埋立地は地震時に流動化する可能性があることが、これまでの調査によって明らかにされてきつつある。流動化する地盤内の杭基礎の合理的設計法の確立を究極の目的として、今回、振動台上の砂箱中に作製した乾燥砂層及び飽和砂層中に単杭及び群杭模型を設置し、正弦波振動による模型実験を行った。この実験の結果、これまでの実験例と同様に流動化する過程で地盤はきわめて非定常で特異な振動性状を示し、これが杭の挙動を支配することがわかった。

ii) 実験装置、模型および実験方法

図-5・39 に示された油圧式振動台に載せ、油圧式アクチュエーターで水平加振した。砂箱は砂層中の歪分布を一様にするため、振動方向の端壁の下端をヒンジ結合としてある。使用した砂は豊浦砂で初期平均相対密度 $D_r = 20 \sim 30\%$ である。飽和砂層は、あらかじめ砂箱に深さ $30 \sim 40 \text{ cm}$ に水を張り、砂箱上に取付けたホッパーから砂面が水平になるように落下させて作成した。

杭基礎模型は $\phi 20 \text{ mm}$ のアルミ棒 6 本から成り、前、背面に 3 本ずつ配置されている。杭先端は砂箱底板に固定され、杭頭は剛結されている。この模型の水中有振動数は約 10 Hz であり、空中でもほとんど水中と変わりなかった。

実験は表-5・9 に示してある 3 種行なった。入力振動数 f を 10 Hz 、 20 Hz および $2 \sim 40 \text{ Hz}$ の間で f を変化させた実験である。A、B の実験では、台加速度を $50 \sim 150 \text{ gal}$ まで増加させた。各台加速度段階の振動数は 300 で、過剰間隙水圧が完全に消散した後、段階を上げることとした。O

の実験は台加速度を100 galに保ち、入力振動数を連続的に40→10 Hz、その後2→40 Hzに変化させた。入力第1波目から所定の台加速度が生じてるように、データーレコーダを用いて調整した。

III) 実験結果

いずれの実験でも、台加速度が50 galである段階Ⅰでは、砂層は液状化せず、段階Ⅱで始めて液状化したので、このときの相対密度はほぼ初期平均相対密度23%に等しい。この実験では杭基礎の水中之での固有振動数と入力振動数がともに10 Hzである。砂層は上層から液状化し始め、次第に下層へと液状化領域が広がっていく。液状化すると砂層は絶対静止する。この実験においては不完全液状化時の共振現象は起こっていない。したがって、不完全液状化時の砂層の共振現象は一般論として成り立たないと考えられる。現在の段階では、どのような場合に不完全液状化時の砂層の共振現象が生ずるかは明らかでない。砂層の共振現象が生じなかった今回の実験では、不完全液状化時の杭基礎の応答量も小さい。しかし、上層から下層に至るまで液状化層が拡大するにつれ、杭基礎の応答量は増加し、全層完全液状化時には最大となり、それが継続する。

図-5・40に液状化過程における杭基礎の応答倍率(絶対変位)を示す。太線は水中における杭基礎の共振曲線を表わす。矢印は液状化過程での杭基礎応答倍率の変位を示したものである。実験A(入力振動数10 Hz)では図-5・40に示したように液状化が上層から下層に進行するにつれて杭基礎の応答倍率が増加し、全層完全液状化にいたっては水中の応答倍率に等しくなっている。実験B(入力振動数20 Hz)では応答倍率は液状化が進行するにつれて減少し、完全液状化時にはほとんど絶対静止の状態になる。

VD まとめ

以上示した様に、液状化過程の地盤中の杭の挙動はきわめて複雑であるが、問題を整理すると、杭の挙動は、次の様にして決まるであろう。考えるべき要因は次の3項目である。

① 地盤の振動特性

これは地盤内のG, h(減衰)、 ρ (密度)の値によって決まる。しかし、Gは液状化する過程で有効拘束力とせん断歪の変化によって大きく変化するから、完全液状化に至る前の不完全液状化の時に地盤が大きく応答し、複雑な振動モードとなることがあり得る。

② 地盤と杭の相対変位に対する拘束度(バネ係数)

これも液状化の過程で大きく変化する。しかし、不完全液状化の時は、まだこれは十分に大きな値を持っているであろうから、地盤が大きく応答すれば、これはほぼゼロになろう。

③ 杭-バネ系の振動特性

これは、杭自身の振動特性とバネ係数によって決まる。バネ係数が大きくかわれば、これも大きく変わり得る。完全に液状化している層が存在する時は、液状化した砂層部分は杭の自由突出部と考えてもよいだろう。従って、液状化している砂層が厚い程、杭-バネ系の固有振動数は小さくなり、入力振動数とこれが一致する時があれば、杭の応答は小さくはないであろう。

以上に示した様に、液状化する砂層中の挙動は、非常に複雑であり、杭の応答値は、入力振動に対

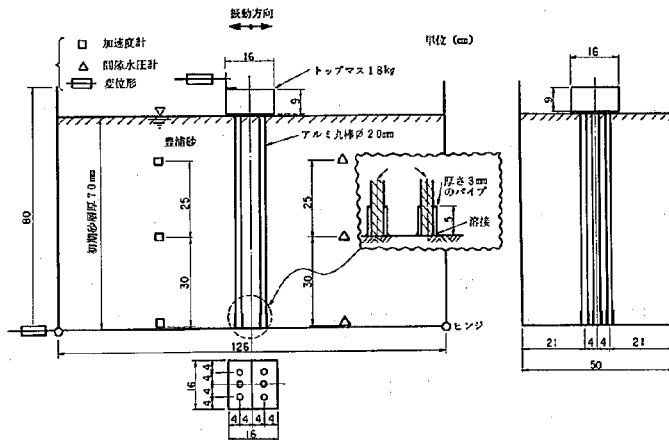


図-5・39 杭基礎模型と計器の配置

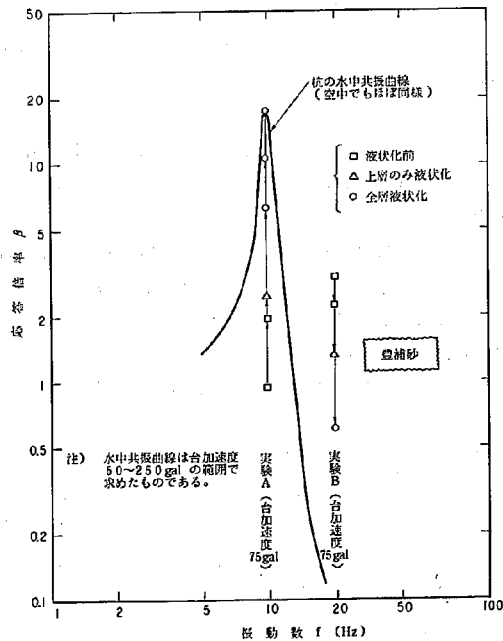


図-5・40 液状化過程における杭基礎の応答倍率

する地盤の応答特性、地盤と杭の相対的変位に対する拘束度、杭-地盤・パネ系の入力振動に対する応答特性によって決まらうから、ある地盤内のある杭のある入力振動に対する応答値がどの段階で最も大きくなるかは一概には言えない。少くとも、杭の応答を小さくするためには、上述の諸値の相対的關係を考慮する必要があるのは確かであろう。

のは確かであろう。

今後は、入力振動の周波数をかえた実験、地震動記録を用いたランダム波実験等を行っていく必要がある。

また、実際の橋脚は水平地盤にのみ設置される訳ではなく、液状化によって発生する堤防の流動的破壊、地盤の流動的水平変位も杭基礎を破壊する要因であるものと思われる。今後は、この方面での検討も必要なものと思われる。

表-5-9 実験条件

実験 ケース	砂 層 条 件		杭 の 固有周期 (Hz)	加 振 条 件			合 加 速 度 $\times \frac{1}{2}$ (gal)				
	砂層の 種 類	初期平均 相対密度 (%)		入 力 振動数 (Hz)	加 振 時 間 (秒)	振動数 各加速度 段階ごと	I	II	III	IV	V
A	飽 和 豊浦砂	23	10	10	30	300	100	150	200	100	300
B	"	23	10	20	15	300	100	150	200	100	300
C	"	28	10	2~40	—	—	200				
D	飽 和 入間砂	30	4	12	60	720	100	150	200	150	300

5) 地盤と土構造物の被害例

a) 土構造物の被害調査

i) 序

昭和50年度は盛土及び斜面についての既往被害調査報告の収集及びそれに基く基礎データ原票作成を行い、更に盛土被害と盛土諸元の関係について若干の考察を試みた。本年度はこれを受けて、調査項目を盛土構造物(道路盛土、鉄道盛土、河川堤防、橋梁取付部盛土、宅地造成盛土等)の被害に絞り、前年度に引き続きデータの集積を行うと共に更に盛土被害と震源要素、盛土被害と地盤、盛土被害と盛土諸元の関係について、解析を行った。

ii) 調査の対象とした地震

表-5・10に示す通り、最近の3回の地震調査の主たる対象とした。これらの地震について、盛土被害の内容を昨年度と同様に、発生側要因(規模、震源要素等)、地盤入力に関する要因(震央距離、震度等)、地形、地盤に関する要因(地質、土質等)、その他の要因(気象条件、津波等)にわけてデータ原票に記載した。また、参考にとり上げた伊豆半島沖、大分県中部の2つの地震は、局地的地震のデータを補足することを目的としたものである。

iii) 被害マップの作成

被害マップは20万分の1とし、盛土種別及び被害程度の区分によりあらかじめ定めておいた記号を用いて、図上の当該地区にプロットをした。更にこのプロットの結果を用いて200万分の1の地図上に震央～被害分布の関係一覧を図-5・41として示した。この図には被害地点の他に、緯度、経度、主要都市、山岳地帯とも平野部の別、更に地震に関しては、地震名、発生年度、規模、震央及び震央距離、震源の深さ等を書き入れた。この図をみると、盛土構造物の絶対数が平地部に多いといふことはあるにしても、被害の大半が平地部に集中していることがわかる。更に一見山地部と思われるものの中にも、山地と平地の境界付近で被害が発生している場合が多い。

iv) 盛土被害と震源要素

以上の被害マップから、各地震毎に盛土被害の大被害範囲及び無被害範囲を決定し、これらの範囲の大きさを最大震央距離で表現することにし、マグニチュードと被害範囲の関係を調べた。図-5・42にこの影響を示す。なお、表-5・11に盛土の被害程度の分類基準を示す。

また、参考について2つの地震いわゆる直下型地震については、巻末に示す引用文献⑩、⑬の被害マップから読み取ったもので、被害中心からの距離を採用したものもある。図中の点線はそれぞれ中～遠距離型地震、直下型地震に対する大被害、小被害の発生し得る限界曲線を今回の調査結果のみを用いて推定したものである。

図-5・43は、今回の結果に合わせて宇佐美の直下型地震に関する調査結果を併記して、これらのデータをもとに総合判断としての盛土の被害範囲を示したものである。また、本図には、土木研究所の提案になる、流動化発生の臨界距離も示している。図から明らかなように、流動化の臨界距離と小被害限界は非常に良く一致している。結局、図中の限界線によって分割された3つの領域がそれぞれ無被害、小～中程度の被害の可能性有り、大被害の可能性有りの範囲といえよう。図-5・44には

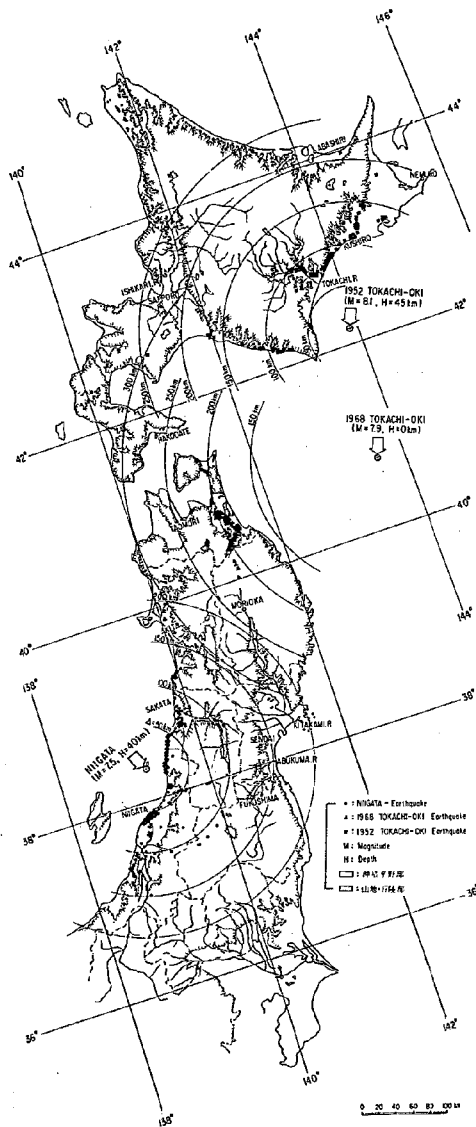
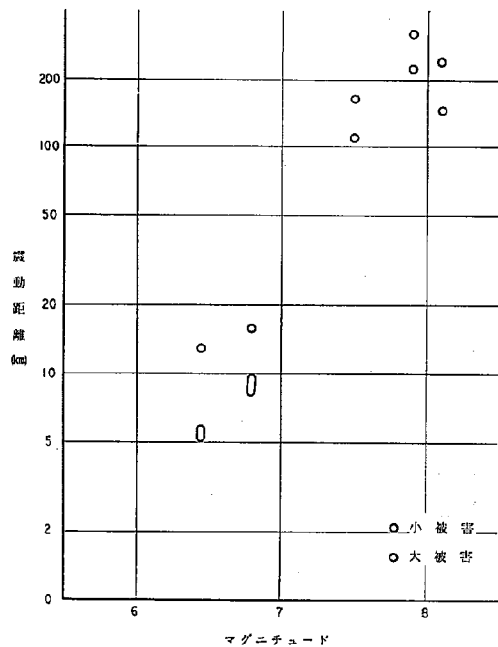


図-5・41 盛土の被害調査 震央と被害分布図



地名		OHITA	IZU	NIIGATA	1968 TOKACHI	1952 TOKACHI
項目						
マグニチュード		6.4	6.8	7.5	7.9	8.1
震害の程度						
小被害	13	16	164	318	237	
大被害	5~6	8~10	111	224	144	

図-5・42 盛土の震害とマグニチュード・震央距離

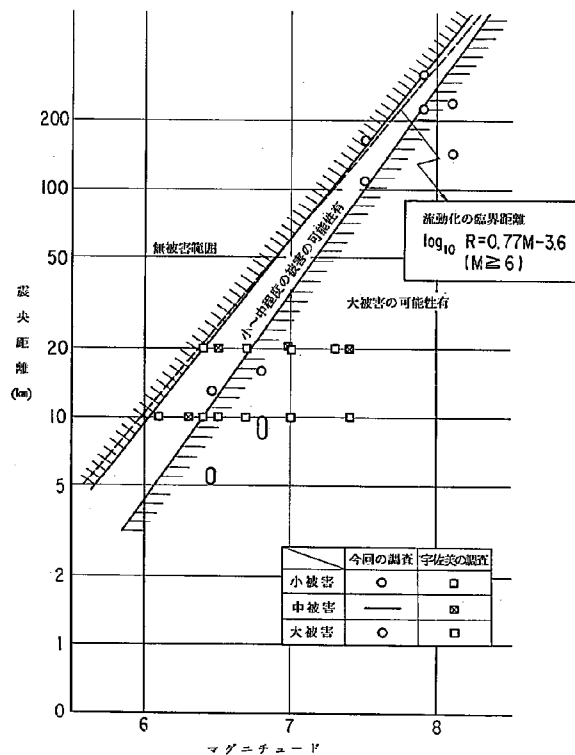


図-5・43 盛土の震害とマグニチュード・震央距離

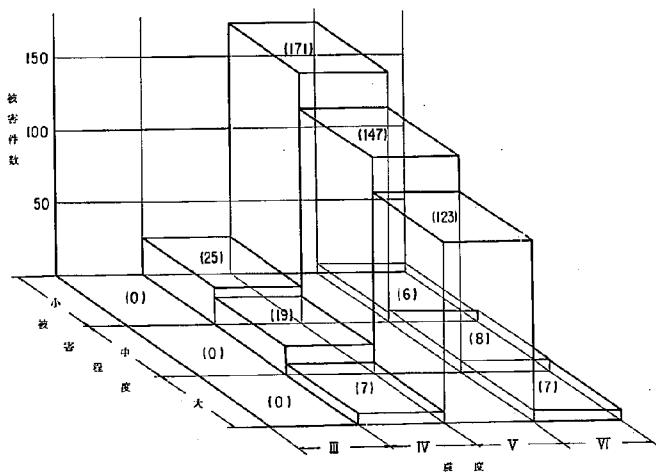


図-5・44 震度階・被害程度と被害件数

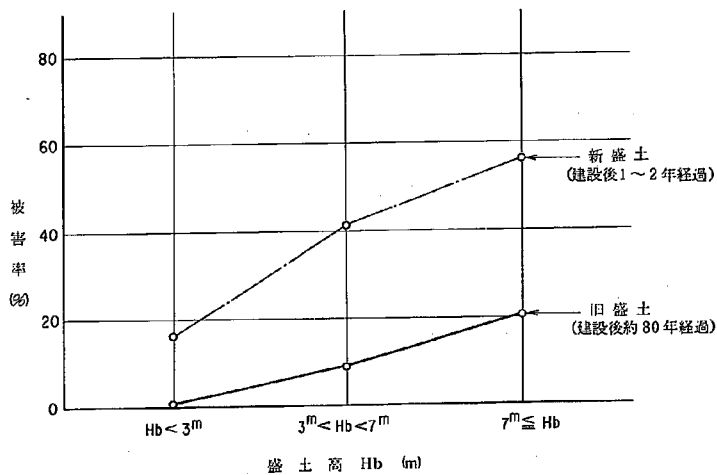


図-5・45 盛土高～新盛土、旧盛土の被害率

被害件数と震度の関係を示した。この図をみると盛土被害は震度Ⅲの範囲では全く起こらず、震度Ⅳで始めての多少の被害が起こり始めること、更に震度Ⅴで大きく被害が増加することがわかる。震度Ⅶの区域で見出し被害が少くなるように見えるが、これは震度Ⅶの区域自体が少いことによるものである。

V) 盛土被害と地盤

表-5・12に盛土被害と地盤の関係を示す。この表は、個々の被害例から分類した被害地盤の形式を大きく4種類に分けて示し、その具体例とともにその被害件数、発生率をも合せて示したものである。盛土の被害の大部分は、軟弱粘性土地盤、沖積砂質土地盤及び異種地盤の境界付近に集中しており、その他の地盤例えば洪積平地のような箇所には発生しにくいということがわかる。

VI) 盛土被害と盛土諸元

次に盛土の被害と盛土の高さ、経年数との関連をみるため、1968年十勝沖地震での鉄道盛土被害について、国鉄の詳細なデータの分析結果をもとにして、盛土の新旧別に、盛土高さと被害率の関係を示したのが、図-5・45である。ここでいう被害率とは被害区間長を総区間長で除したもので、盛土高さは3m以下、3~7m、7m以上の3種に区分している。図をみると被害率は新旧の別を問わず盛土高さに対して直線的に増加していること、被害率は新盛土の方が大きいこと、旧盛土でかつ高さの小さいものは殆んど被害のないこと等が注目される。すなわち、結論として盛土高さが高い程また盛土建設年代が新しい程、盛土は地震に対しての危険度が増すといえよう。

引用文献

- ① 新潟地震被害調査報告、土木学会（昭和39年） S.39.6
- ② 新潟地震調査報告、土木研究所報告第125号 S.40.6
- ③ 新潟地震調査報告、鉄道技術研究報告、No.448 S.39.11
- ④ 新潟地震調査報告、北陸地方建設局 S.39.11
- ⑤ 十勝沖地震調査報告、鉄道技術研究報告、No.650 1968.8
- ⑥ 1968年十勝沖地震による青森県下の災害調査、㈱応用地質調査事務所 S.43.9
- ⑦ 十勝沖地震総合報告書、十勝沖地震編集委員会編 1971
- ⑧ 土と基礎、VOL.16 No.1、社団法人、土質工学会
- ⑨ 1952年十勝沖地震調査報告、十勝沖地震調査委員会編 S.29.9
- ⑩ 日本の科学と技術9、1976 VOL.17 No.181 特集地震
- ⑪ 1968年十勝沖地震災害調査報告、土木研究所報告第141号
- ⑫ 大分県中部地震の被害状況 ㈱応用地質調査事務所 S.50.4
- ⑬ 1974年伊豆半島沖地震による南伊豆町付近の被害調査報告、㈱応用地質調査事務所 S.49.6

- ⑭ 八郎潟の堤防と基礎、土質工事ライブラリー 5
 ⑮ 明治以降後の本邦の地盤液状化履歴、土木研究所彙報 30 号
 ⑯ 東北本線十勝沖地震調査に関する研究報告書、日本鉄道施設協会（昭和 44 年 3 月）
 ⑰ 宇佐美

表-5-10 震害調査地震一覧表

	地震名	発生 年月日	震央位置		マグニ チュー ド	深 さ (km)	調査した文献資料	被害マップ
			緯度	経度				
主 調 査	1952年 十勝沖地震	1952 3.4	44.2°N	143.9°E	8.1	45	広く公刊された調査 報告（別紙記載）	○ 20 万分の 1 （新規コンパイル） ○ 200 万分の 1
	新潟地震	1964 6.16	38.4°N	139.2°E	7.5	40	広く公刊された調査 報告（別紙記載）	○ 20 万分の 1 （新規コンパイル） ○ 200 万分の 1
	1968年 十勝沖地震	1968 5.16	40.7°N	143.6°E	7.9	0	広く公刊された調査 報告（別紙記載）	○ 20 万分の 1 （新規コンパイル） ○ 200 万分の 1
参 考	伊豆半島沖 地震	1974 5.9	34.6°N	138.8°E	6.9	10	㈱応用地質調査事務 所、調査報告	○ 4 万分の 1 レポート附図
	大分県中部 地震	1975 4.21	33.1°N	131.3°E	6.4	0	㈱応用地質調査事務 所、調査報告	○ 5 万分の 1 レポート附図

表-5-11 被害程度の分類基準

項目 被害程度	復旧所要日数	沈下量 (cm)	被害延長 (m)
小	即日	20 以下	50 以内
中	1 ~ 2 日	20 ~ 80	50 ~ 200
大	3 日以上	80 以上	200 以上

表-5-12 盛土の震害と地盤種別

分類	分類内容	地形・地質	被害件数				総計	総計に対する比率(%)
			小	中	大	計		
A	軟弱性粘土で 剪断強度の弱いもの	平地軟弱粘性土	10	19	27	56	74	37.6
		谷部軟弱粘性土	0	3	7	10		
		火山性堆積物(火山灰、ローム)	0	3	5	8		
B	沖積の比較的緩い砂質土で液状化、抵抗力の弱いもの	沖積砂	4	1	15	20	83	42.1
		砂丘周辺	1	4	4	9		
		旧河川跡、河川敷	3	21	30	54		
C	異種地盤の境界 附近と思われるもの	薄い軟弱層のある谷	2	6	6	14	35	17.8
		山地・丘陵と平地の境	0	5	4	9		
		片切・片盛区間	0	7	5	12		
D	その他	洪積地盤又は岩盤	3	2	0	5	5	2.5
合 計			23	71	103	197	197	100

b) 流動化発生日点の地盤特性

i) 序

最近100年間の震害記録から、全国での流動化が生じた地点が調査されている。⁶⁾ 昨年度の本委員会の研究では、その調査を更に進め、埼玉県東部地区について、流動化と地形・地質要因との関連を調べた。その結果、流動化は旧河道沿いに集中している事や、扇状地帯でも流動化している事などが明らかにされた。今年度においては、昨年度と同様な方法で濃尾平野での流動化地点と地形・地質要因との関連を調査した。

ii) 地形と流動化地点の関連

図-5・46に地形、旧河道位置と流動化地点との関連を示す。地形区分は山地・丘陵・台地・段丘とチュウ積低地とまず大きく分けて示す。そしてチュウ積低地をさらに扇状地帯、自然堤防地帯、三角州地帯、干拓地帯に区分けて示す。

図-5・46によると埼玉県東部地区の場合と同様に、チュウ積低地全域にわたって流動化している事がまずわかる。その中でも最も流動化地点の多いのは木曾川、長良川、掛斐川に囲まれた地域である。この一帯はいわゆる輪中地帯と呼ばれる所であり、三河川がかつて合流したり離れたりして、大洪水もよく起こしてきた所である。なお、この地域では濃尾地震で流動化が生じた後、江濃地震でも再び流動化が生じている。

iii) 地質と流動化地点の関連

扇状地帯、自然堤防地帯、三角州地帯、干拓地帯それぞれで典型的な場所のボーリング柱状図を図-5・47に、また地層断面図を図-5・48に示す。これらの位置は図-5・46の中に示してある。図-5・47および5・48などをもとに次の事がわかる。

(i) 扇状地帯では最上部に砂レキ層が厚く堆積している。この層が流動化すると考えられるが、N値は30程度以上もある。これはレキ混入のためにN値が大きくなったものと思われ、実際はゆるい状態である事が予想される。

(ii) 自然堤防地帯のうち木曾川より西側では最上部に上部粘土層が堆積している。特に大垣付近では10m位の厚さとなっている。この層にはN値が5~10の砂層が厚さ1m位に挟まれている。この地域ではこの上部粘土層、あるいはすぐ下に堆積しているN値が10程度の上部砂層が流動化したものと考えられる。

(iii) 自然堤防地帯のうち木曾川より東側では上部粘土層は表面を薄く覆うだけであり、N値が5~20程度の上部砂層が5~15mの厚さで広く分布している。この砂層が流動化したものと考えられる。

(iv) 三角州地帯も最上部にはN値が5~20の上部砂層が10~15mの厚さで堆積している。この砂層が流動化したものと考えられる。

(v) 干拓地帯ではチュウ積砂層の厚さは10~5mとなり、細粒分を含んでくる。N値はほとんど10以下を示し、この層が流動化したと考えられる。

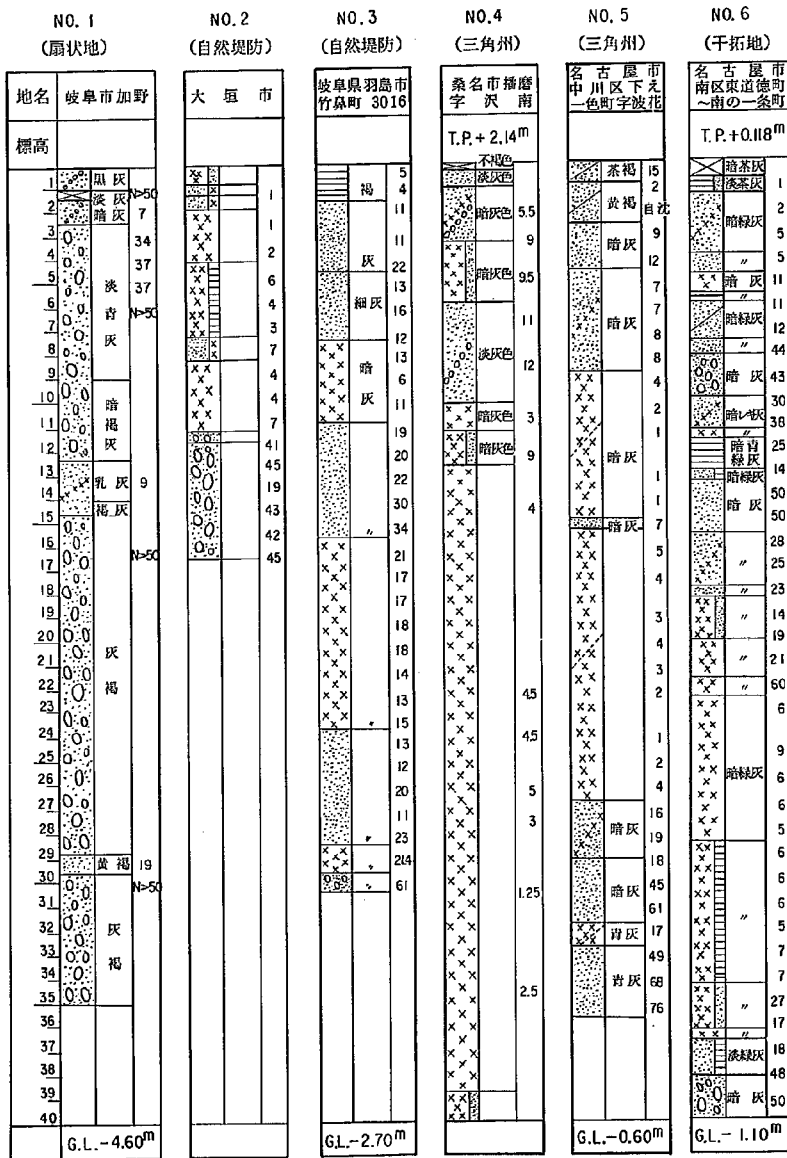
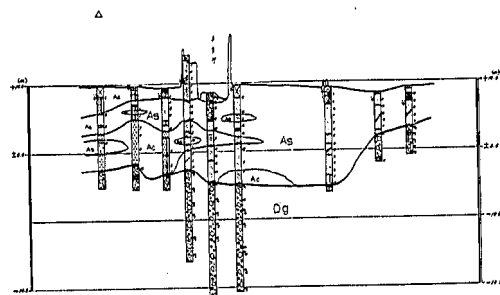
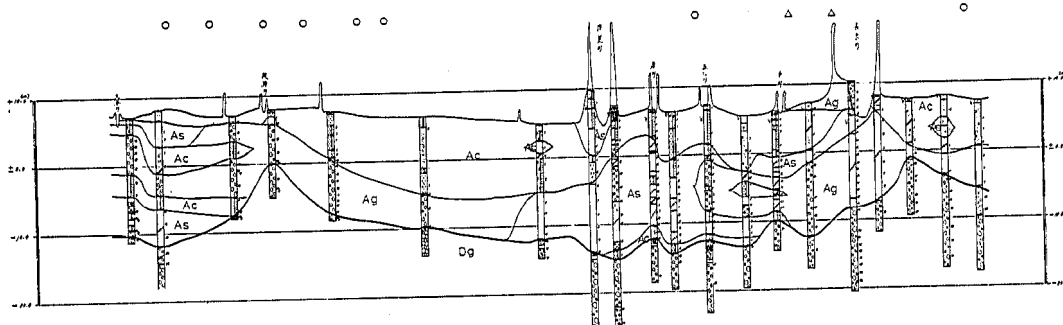


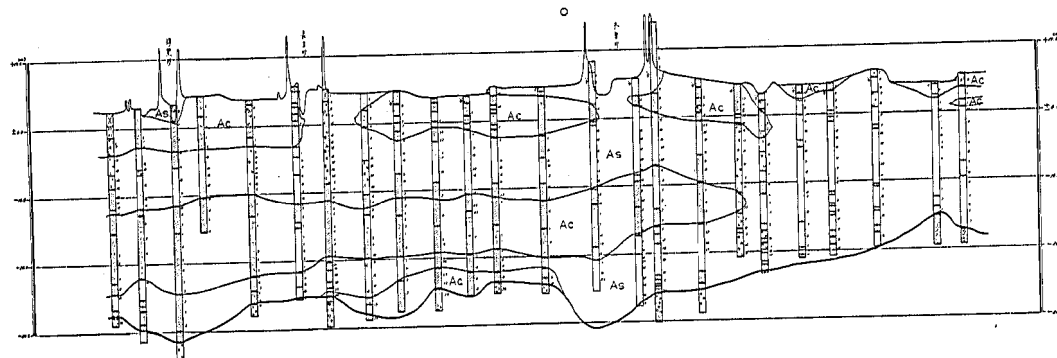
図-5・47 流動化履歴地点の地盤柱状図例



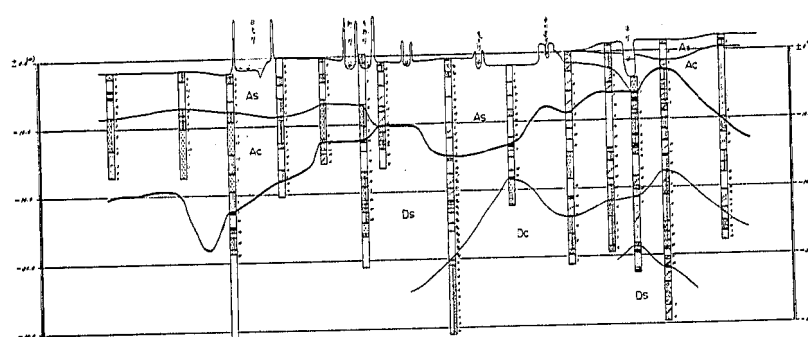
断面 A-A'



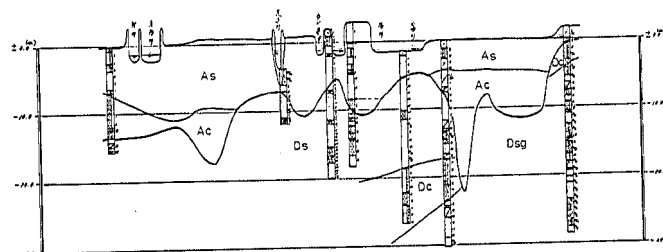
断面 B-B'



断面 C-C'



断面 D-D'



断面 E-E'

土質名	記号
粘土	■
砂	□
シルト	▨
粘性土	▩
シルト質砂	▧
粘土質砂	▦
シルト質粘土	▥
砂質粘土	▤
砂質シルト	▣
砂質	▢

○△▲ は流動化地点

凡 例

地層区分	土 質 名	土質記号
沖積層	砂, 砂質土	As
	砂質土, 粘性土	Ac-s
	粘 性 土	Ac
	砂 レ キ	Ag
洪積層	砂, 砂質土	Ds
	粘 性 土	Dc
	砂 レ キ	Dg
	砂, 砂レキ	Dsg

図-5・48 地層断面図

c) 地盤震害の判定手法と判定事例

現行のほとんどの設計指針における地盤流動化（液状化）の判定指針は、N値を用いて行うようになっている。しかし、N値の持つ意味を再度検討することが必要になってきている。すなわち、仮に同じ動的強度を有しているとしても、N値は、土質によって大きく変わりうる可能性があるからである。たとえば、砂層のN値は礫の混入によって、相当大きくなること、細粒土の混入によって相当減少することが知られている。そこで、なるべく直接的な方法で測定した砂質材料の動的強度とN値との関係を調べた結果について述べる。

調査は新潟市と東京都で行われた、動的強度は振動三軸試験で行った。試料は、サンドサンプラーによって採取した不攪乱試料である。動的強度として、20回のくり返し荷重で液状化した応力比

$$Re = \frac{\sigma_{dp}}{2\sigma_v} \quad (N_g = 20)$$

を採用した。図-5・49に、不攪乱砂質試料の振動三軸試験によって得られた動的強度ReとN値との関係を示す。

これから次の事が分かる。

- ① 同一の土質（たとえば細粒含有率、 D_{50} が同一）の場合は、N値が大きい程Reは大きい。
- ② しかし、同一のReに対して、
 - ④ 細粒含有率が大きい程、N値は小さい。
 - ⑤ 平均粒径 D_{50} が大きい程、N値は大きい。

このことから、N値の評価は、土質によって変えなければならない事がわかる。すなわち、 $N=10$ でも、細粒含有率が大きく、平均粒径が大きい場合は、動的強度はそれほど大きくない可能性があり逆に、細粒含有率が大きく、平均粒径が小さい場合は、動的強度はかなり大きい可能性がある。従って、あるReを得るのに必要なN値（＝液状化限界N値）を、土質によって変える必要がある。

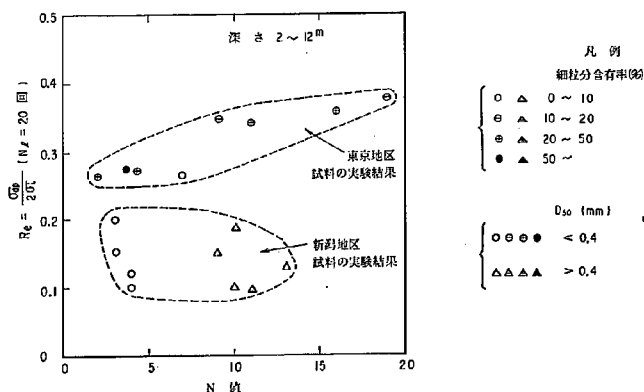


図-5・49 不攪乱試料の動的強度ReとN値との関係

5・3 総合的研究成果

昭和49～51年度の3カ年間にわたった地震力・地盤部会の活動の主要な成果を、前節に概述した。これらの大要は次のとおりである。

地震力に関連する研究としては、断層モデル理論、強震時の地動加速度の特性、構造物の地震応答特性、既往の地震発生状況、および地盤と構造物の動的相互作用などが解析・検討され、現時点のとりまとめを行った。これらを通して、構造物の耐震設計に考慮する地震入力および地震荷重の基礎資料が提示され、その主要部分は新耐震設計法へ反映された。

一方、地盤に関連する研究としては、原位置調査および室内試験による地盤の動的性質、地盤の地震応答特性、地盤・土構造物系の地震時安定計算法、既往の地震による地盤・土構造物の震害様相、地盤改良工法などが実験的あるいは解析的に検討された。これらの調査・研究から、地盤および土構造物の地震時安定性を検討するための調査試験法ならびに評価法が提示され、その主要部分は新耐震設計法へ反映された。

上述の各種の調査研究は、今回の地震力・地盤部会の活動により、かなりの進展が認められたが、必ずしも究明されたというのではなく、いずれの課題についても、今後の研究を必要とする分野が残されている。今後とも、重要視される研究課題としては、(1)地震発生空白域（サイスミックギャップ）に関する調査とこの調査結果を考慮した耐震設計概念の確立、(2)耐震設計のための地盤分類法の合理化、(3)地盤と構造物の動的相互作用を考慮した耐震設計法の確立、(4)地盤震害が予想される地域における構造物の耐震設計法の合理化などがあげられる。

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・地盤部会の審議経過

回 次	年 月 日	主 要 課 題
第1回 地震力地盤部会	昭和51年 9月30日	1) 昭和50年度成果の概要報告 2) 昭和51年度研究方針の審議
第2回 地震力地盤部会	昭和51年 12月17日	1) 幹事会経過報告 2) 新耐震設計法・共通耐震設計指針の概要の報告 3) 地盤と構造物の動的相互作用の解析 4) 地盤と土構造物の耐震性
第3回 地震力地盤部会	昭和52年 2月22日	1) 昭和51年度報告書 2) 新耐震設計法の報告
第1回 地震力 グループ幹事会	昭和51年 10月14日	1) 共通耐震設計指針(地震力関係)第1次案の検討 2) 地盤と構造物の動的相互作用の解析
第1回 地盤 グループ幹事会	昭和51年 10月15日	1) 土の動的性状委員会の報告 2) 砂の動的変形特性について 3) 共通耐震設計指針(地震関係)第1次案の検討
第2回 地震力 グループ幹事会	昭和51年 11月18日	1) 地盤と構造物の動的相互作用の解析の報告 2) 加速度記録を用いた応答スペクトルの統計解析 3) 地盤と構造物の動的相互作用の解析 4) 指針案の検討
第2回 地盤 グループ幹事会	昭和51年 11月19日	1) 地盤の地震応答解析 2) 砂層中の杭の動的挙動に関する模型振動実験 3) 土構造物の設計震度について 4) 指針案の検討
第3回 地震力 グループ幹事会	昭和52年 1月27日	1) 加速度記録の整理 2) 応答スペクトルの統計解析 3) 地盤と構造物の動的相互作用の解析(新葛飾橋の調査と解析) 4) 昭和51年度報告書執筆方針について
第3回 地盤 グループ幹事会	昭和52年 1月28日	1) 信濃川水門締切堤における液状化試験 2) 東京湾岸道路の曙橋および新辰巳橋における地盤耐震性調査 3) 地震応答解析に基づく人工島(海中盛土)の耐震安定性解析 4) 昭和51年度報告書執筆方針について

付 5・2 資 料 目 録

地震力・地盤部会および幹事会に提示された資料は次のとおりである。

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年度耐震技術に関する研究開発報告書 - 地盤と構造物の動的相互作用の解析例の調査業務報告書(51.3) - 昭和51年度耐震技術開発研究委員会、研究開発計画 - 地震力・地盤部会の研究の進め方(案)	幹 事 " " "
部 会	2	- 新耐震設計法・共通耐震設計指針の概要(第一次案) - 新耐震設計法・共通耐震設計指針の目次 - 新葛飾橋の振動実験および観測結果の概要 - 新葛飾橋橋脚振動試験 - 新葛飾橋振動試験 - 地盤と構造物の動的相互作用の解析方針 - 地震時のすべり安定計算における安全率について(案) - 土構造物に対する地震時の安定性	幹 事 " " " " 佐伯、友沢 石原 沢田、古賀
部 会	3	- 昭和51年度地震力・地盤部会報告書(案) - 新耐震設計法(案)－Ⅰ編、Ⅱ編、Ⅲ編	各委員 幹 事
地震力 グループ幹事会	1	共通耐震設計指針(地震力関係)第1次原案	幹 事
地盤 グループ幹事会	1	- 共通耐震設計指針(地盤関係)第1次原案 - 広範囲な歪領域での砂の動的変形特性－低周波動的セン断試験装置の開発－ - 室内試験による砂の動的変形特性の歪依存性 - 土の動的性状委員会の活動状況説明資料	幹 事 龍 岡 " 伊 藤
地震力 グループ幹事会	2	「地盤と構造物の動的相互作用の解析」に関する打合せメモ - Statistical Analysis of Strong-Motion Earthquake Response Spectra - 新葛飾橋に対する振動実験および地震観測結果の概要 - 新耐震設計法・共通耐震設計指針(案)	幹 事 岩崎、片山 岩崎、常田 幹 事
地盤 グループ幹事会	2	- 地中地震記録に基づく地盤の地震応答解析 - 砂層中の杭の動的挙動に関する模型振動実験 - 土構造物の設計震度について - 新耐震設計法・共通耐震設計指針(地盤関係)目次案	龍 岡 " 沢田、古賀 幹 事

種 別	回 次	資 料 名	提 出 者
地震力 グループ幹事会	3	○ 加速度記録の整理結果 ○ 応答スペクトルの統計解析 ○ 新葛飾橋の地盤調査と解析 ○ 集中質量法による動的解析 ○ 地下逸散減衰を考慮したケーソン基礎の動的挙動 ○ 弾性波理論による橋梁基礎の振動解析 ○ 昭和51年度報告書執筆方針	佐 伯 " 田 常 佐 伯 友 沢 土 岐 幹 事
地盤 グループ幹事会	3	○ 信濃川水門締切堤における液状化試験報告書 ○ 東京湾岸道路の曙橋および新辰巳橋における地盤耐震性調査 ○ 地震応答解析に基づく人工島（海中盛土）の耐震安定解析 ○ 昭和51年度報告書執筆方針	石 原 龍 岡 " 幹 事

6.耐震設計専門部会の研究成果の概要

6.1 概 説

耐震設計専門部会は、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技術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、昭和50年度に設置されたものである。本部会では、構造物および施設を機能、用途種別、経済性、新設既設の別等によって系統的に分類整理し、一貫した考え方に基づき地震力に対して諸施設の地震時の安全性を評価する共通の尺度を求めようと図ってきた。本部会の研究成果の多くは「建設省新耐震設計法案」に盛り込まれることとなった。なお、土木、建築の両分野にわたる協議事項については、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された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）において審議した。

6.2 研究内容および研究成果

6.2.1 昭和50年度

- (1) 内外の各種構造物および施設の耐震規定を收集整理し、特に設計震度の相違についての吟味を行った。
- (2) 耐震設計法の適用区分を整理した。
- (3) 地震に対する耐用年限、特に既存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) 別途国土開発技術センターにおいて実施した重要度に関するアンケート調査を審議し、耐震設計においては構造物の具備する条件に応じた安全性の重みづけが必要であることを確認した。

6.2.2 昭和51年度

土木、建築の両分野における耐震設計の共通化を図るべく新耐震設計法の整備方針を検討し、この結果に基づいた建設省の起案になる新耐震設計法（案）概要（昭和51年11月）および本文・解説（昭和52年2月）を検討し、同法（案）において改善が望まれる点を示した。改善が望まれる諸点については次節に示す。

6.3 総合的研究成果

耐震設計専門部会においては、土木、建築の両分野における耐震設計の共通化を図るべく、2章から5章にわたって詳述されている各部会の研究成果および内外の各種構造物、施設の耐震規定の調査結果等の本部会の研究成果に基づいて建設省が策定した新耐震設計法案の成案化に努めた。

新耐震設計法案に関し、本専門部会等が出された意見は以下の通りである。

- (1) 新耐震設計法案の対象がすべての土木、建築構造物に及ぶかどうかがいまいではないか。

(2) 耐震計算の基本的手順、耐震計算法の種類およびその選択が示されているが、土木および建築の両分野における現行の設計法を包含するために、それぞれがかなり大きな幅を持っている。したがって、同様の運用にあたってはできるだけその幅を小さくすることが望まれる。

(3) 最新の地域区分図を得、地震動特性をより一層明らかにした点は一応評価できる。しかしながら、地震発生空白地域（サイズミック・ギャップ）を考慮した地域区分についても今後関心を払っていく必要があろう。

(4) 発生確率において、地震現象が水象、気象と比較しうようにならないものか。

(5) 土木、建築の地盤種別係数の相異は説明を要するのではないか。

(6) 修正震度法における Δ_s （構造特性別補正係数）の意味がはっきりしないのではないか。

(7) 剛体構造物の定義があいまいではないか。

(8) 地震力の直交する水平二成分を個々に考えて耐震計算すると云う点があいまいではないか。

(9) 地盤の地震時安定性を評価する調査試験方法が提示されたことは評価できるが、設計への適用については運用面で充分配慮する必要がある。

(10) 土橋造物の安定計算に当っては、間隙水圧の影響を考慮した土の有効応力を基準として行うことを、本文中に注意喚起してはどうか。

(11) 鉄筋コンクリート構造物の耐震設計法においては、斬新な手法が取り入れられているが、土木の分野における限界状態設計法と建築の分野における2次設計は同じ内容ではないか。統一化を図ることはできないか。

(12) 薄肉鋼構造部材の耐震上の構造特性に関して新しい知見が得られている。こうした点に注意を払って本設計法案を運用するのがよい。

(13) 同種の構造材料を用いる構造物については、より一層の共通化を図ることが必要と思われる。

(14) 塑性変形の許容値を提示すべきではないか。

(15) 矢板式基礎については研究が進んだので、指針としてより具体性をもたせるよう図ってはどうか。

(16) 基礎構造の定義がはっきりしていないのではないか。

(17) 橋梁（鋼製橋脚）の耐震計算にあたって、終局限界状態に対する照査および使用限界状態に対する照査は同一の震度について行なうのかどうかに関し、思想を明確にできないか。また、解析方法の内容、考慮する地震の影響、断面力の算定については鉄筋コンクリート橋脚と同じであり、3.3.1によって行なうとあるが、コンクリート橋脚と鋼製橋脚とは材料特性も挙動も異なるので、3.3.1と同じにはならないのではないか。

(18) ダムに対しては動的解析を実施することが望ましいとすべきではないのか。

(19) 応答変位法による地中構造物の耐震設計法が提示されたことは一応の成果と評価できるが、具体性に欠ける事項があるので運用にあたっては注意を要する。

(20) 構造物の耐用年限および構造物の重要度に関しては思考、吟味したあとが伺えるが、より一層、理念の明確化を図り、体系づけることが必要であらう。

(21) 既存構造物の点検、補修システムについては、構造物の余命耐力を評価して行なう耐力の向上、すなわち安全度の均等化を図る考え方が提示されている。この考え方の適用に際しては、より具体性のある調査が必要であると思われる。

(22) 本耐震設計法案は公刊されるのか。公刊されるとすればどのような形となるのか。

(23) さらに用語の定義に加えた方がよいと思われる用語がある（流動化など）。

(24) 明らかにミスプリントと思われるものがあるので、注意して見直しを図られたい。

(25) 同案には文献類を明示するのがよいのではないか。

上述の指摘事項に留意して、新耐震設計法案を可能な限り修正し、受入れがたい事項については運用に際して充分注意を払うことが望まれる。

付 6.1 昭和51年度耐震設計専門部会審議経過

(1) 部 会

回次	開催年月日・場所	出席者・主要議事
第2回	51.12.3(金) 農林年金会館	出席者：久保部会長 他22名 議 事：51年度研究開発計画 共通耐震設計指針の概要
第3回	52. 2.24(木) 日本都市センター	出席者：久保部会長 他24名 議 事：新耐震設計法について
第4回	52. 3.24(木) 農林年金会館	出席者：久保部会長 他21名 議 事：新耐震設計法について

(2) 幹 事 会

回次	開催年月日	場 所
第1回	51. 9.13	国土開発技術研究センター
第2回	51. 9.30	国土開発技術研究センター
第3回	51.11. 1	国土開発技術研究センター
第4回	51.11.29	国土開発技術研究センター
第5回	51.12.24	日本海運倶楽部
第6回	52. 1.20	国土開発技術研究センター

付6.2 資料目録

回 次	資料番号	資 料 名	提出者
第2回部会	2 - 1	第1回議事録	幹 事
	2 - 2	昭和50年度耐震技術に関する研究開発報告書	"
	2 - 3	開催経過と今後の予定	"
	2 - 4	昭和51年度研究開発計画(案)	"
	2 - 5	共通耐震設計指針の概要(第1次案)	"
第3回部会	3 - 1	第2回議事録	幹 事
	3 - 2	新耐震設計法 I 編(案)	"
	3 - 3	新耐震設計法 II 編(案)	"
	3 - 4	新耐震設計法 III 編(案)	"
第4回部会	4 - 1	第3回議事録	幹 事
	4 - 2	新耐震設計法(案)	"
	4 - 3	昭和51年度研究開発総合報告書	"

付 6.3 新耐震設計法(案)

総プロ「新耐震設計法の開発」研究報告

新耐震設計法(案)

昭和52年 3 月 15 日

建 設 省

目 次

序 論	219
第 I 編 (基本事項関係)	221
1. 対 象 の 範 囲	221
2. 用 語 の 定 義	221
3. 耐震設計の基本方針	222
3-1 耐震設計の基本手順	222
3-2 耐 震 計 算 法	223
3-2-1 耐震計算法の種類	223
3-2-2 耐震計算法の選択	223
3-2-3 耐震計算上の注意事項	223
3-3 安全性の照査	223
4. 標準設計地震入力および地震荷重	223
4-1 既 往 の 地 震	223
4-2 地震動の工学的特性	223
4-2-1 地震動の工学的特性の設定	223
4-2-2 地震動強度の地域特性	224
4-2-3 建設地点における工学的な地震動強度	224
4-3 設計に考慮する地震荷重	224
4-3-1 概 説	224
4-3-2 震度法に用いる設計震度	224
4-3-3 修正震度法に用いる設計震度	224
4-3-4 応答変位法に用いる振幅	224
4-3-5 動的解析に用いる地震入力	224
5. 地盤調査および地盤の耐震性	225
5-1 総 説	225
5-2 土 質 調 査	225
5-2-1 概 説	225
5-2-2 動的土質定数を求める試験	225
5-3 地 盤 調 査	225
5-3-1 概 説	225

5-3-2	地盤の動的特性の調査	225
5-3-3	地盤の動的解析	226
5-3-4	地盤種別の調査	226
5-4	地盤の地震時安定性	226
5-4-1	概 説	226
5-4-2	砂質地盤の安定性の調査	226
5-4-3	粘性土地盤の安定性の調査	226
6	コンクリート部材の耐震性能	226
6-1	コンクリートおよび鋼材の材料特性	226
6-1-1	コンクリート	226
6-1-2	鉄筋およびP O鋼材	226
6-2	鉄筋コンクリート土木構造部材の耐震性能	226
6-2-1	概 説	226
6-2-2	設計上配慮すべき基本事項	227
6-2-3	耐力および変形性能	227
6-3	鉄筋コンクリート建築構造部材の耐震性能	227
6-3-1	概 説	227
6-3-2	設計上配慮すべき基本事項	227
6-3-3	耐力および変形性能	227
6-4	鉄骨鉄筋コンクリート建築構造部材の耐震性能	227
6-4-1	概 説	227
6-4-2	設計上配慮すべき基本事項	228
6-4-3	耐力および変形性能	228
6-5	プレストレストコンクリート建築構造部材の耐震性能	228
6-5-1	概 説	228
6-5-2	設計上配慮すべき基本事項	228
6-5-3	耐力および変形性能	228
7	鋼部材の耐震性能	229
7-1	鋼材の材料特性	229
7-2	鋼土木構造部材の耐震性能	229
7-2-1	概 説	229
7-2-2	設計上配慮すべき基本事項	229
7-2-3	耐力および変形性能	229
7-3	鋼建築構造部材の耐震性能	229

7-3-1 概 説	229
7-3-2 設計上配慮すべき基本事項	229
7-3-3 耐力および変形性能	230
8. その他の構造部材等の耐震性能	230
8-1 総 説	230
8-2 在来工法木造建築構造部材の耐震性能	230
8-2-1 概 説	230
8-2-2 設計上配慮すべき基本事項	230
8-2-3 耐力および変形性能	230
8-3 建築非構造部材の耐震性能	231
8-3-1 概 説	231
8-3-2 設計上配慮すべき基本事項	231
8-3-3 耐力および変形性能	231
8-4 埋設管の耐震性能	231
第Ⅱ編 (土木構造物関係)	232
1. 総 論	232
1-1 総 説	232
1-2 耐震設計における構造物の用途・種別	232
1-3 耐震設計に用いる各種の係数等	232
1-3-1 概 説	232
1-3-2 震度法に用いる係数等	232
1-3-3 修正震度法に用いる係数等	234
1-3-4 応答変位法に用いる振幅等	235
1-3-5 動的解析法に用いる地震入力	236
1-4 建設時における地震の影響	236
2. 基礎の耐震設計法	236
2-1 総 説	236
2-2 地 震 の 影 響	236
2-3 支持地盤および許容支持力	237
2-4 応力、変位および安定計算法	237
2-4-1 概 説	237
2-4-2 直接基礎	237
2-4-3 ケーソン基礎	237

2-4-4	くい基礎	237
2-4-5	矢板式基礎	237
2-4-6	多柱式基礎	238
3	コンクリート構造物および鋼構造物の耐震設計法	238
3-1	総説	238
3-2	地震の影響	238
3-3	応力および変位の計算法	238
3-3-1	橋梁(鉄筋コンクリート橋脚、橋台)	238
3-3-2	橋梁(鋼製橋脚)	239
3-3-3	コンクリートダム(コンクリート重力ダム、中空重力ダムおよびアーチダム)	239
3-3-4	槽類	240
3-3-5	その他	240
4	土構造物の耐震設計法	240
4-1	地震の影響	240
4-2	安定計算法	240
4-2-1	概説	240
4-2-2	フィルタイプ構造物	240
4-2-3	人工島	241
4-2-4	造成地盤	241
4-2-5	切取斜面	241
4-3	地盤改良	241
4-4	安全度	241
5	地中構造物の耐震設計法	241
5-1	地震の影響	241
5-2	周辺地盤の安定	241
5-3	応力および変位の計算法	241
5-3-1	概説	241
5-3-2	地下埋設管	242
5-3-3	水底トンネル、共同溝	242
5-3-4	地下構造物	242
5-4	安全度	242
6	既存構造物の耐震安全度	242
6-1	耐震性評価システム	242
6-2	耐震補強システム	242

7. 構造細目	242
7-1 基礎	242
7-2 下部構造および落橋防止構造	242
7-2-1 鉄筋コンクリート橋脚、橋合	242
7-2-2 落橋防止構造	243
7-3 土構造物	243
7-4 地中構造物	243
7-4-1 概 説	243
7-4-2 継手構造	244
第Ⅲ編 (建築物関係)	
1. 総 論	
1-1 対象の範囲	
1-2 耐震設計の目標	
1-3 耐震設計の基本手順	
1-4 耐震設計区分	
1-4-1 耐震設計区分の種類	
1-4-2 耐震設計区分の選定	
1-5 耐震設計の方法	
1-5-1 区分Ⅰ-Aによる耐震設計	
1-5-2 区分Ⅰ-Bによる耐震設計	
1-5-3 区分Ⅱ-Aによる耐震設計	
1-5-4 区分Ⅱ-Bによる耐震設計	
1-5-5 区分Ⅲ-Aによる耐震設計	
1-5-6 区分Ⅲ-Bによる耐震設計	
1-6 耐震設計に用いる各種の係数等	
1-6-1 地域係数	
1-6-2 標準ベースシャ係数	
1-6-3 地盤種別	
1-6-4 1次固有周期の算定	
1-6-5 水平力分布	
1-6-6 用途係数	
1-6-7 構造特性の分布の不均一度の許容値	
1-6-8 変形制限	

1-6-9	構造特性係数	
1-6-10	保有耐力の算定	
1-6-11	許容応力度および許容断面力	
2.	鉄筋コンクリート造建築物の耐震設計法	
2-1	総 説	
2-2	設計区分	
2-3	構造特性係数	
2-4	保有層せん断力の算定	
2-5	部材設計および構造規定	
3.	鉄骨鉄筋コンクリート造建築物の耐震設計法	
3-1	総 説	
3-2	設計区分	
3-3	構造特性係数	
3-4	保有層せん断力の算定	
3-5	部材設計および構造規定	
4.	鋼構造建築物の耐震設計法	
4-1	総 説	
4-2	設計区分	
4-3	構造特性係数	
4-4	保有層せん断力の算定	
4-5	部材設計および構造規定	
4-6	変形制限	
5.	プレストレストコンクリート造建築物の耐震設計法	
5-1	総 説	
5-2	設計区分	
5-3	構造特性係数	
5-4	保有層せん断力の算定	
5-5	部材設計および構造規定	
6.	在来工法木造建築物の耐震設計法	
6-1	総 説	
6-2	設計区分	
6-3	構造特性係数	
6-4	保有層せん断力の算定	
6-5	部材設計および構造規定	

7. 建築非構造部材の耐震設計法	
7-1 総 説	
7-2 耐震上配慮を要する非構造部材	
7-3 荷重および層間変位	
7-4 構法の選択および部材の設計	
8. 基礎および擁壁の耐震設計法	
8-1 総 説	
8-2 基礎の設計	
8-3 擁壁の設計	
9. 既存建築物の耐震安全度	
9-1 耐震性評価システム	
9-2 耐震補強システム	

序

論

この耐震設計法は、建設省で実施している総合技術開発プロジェクトの一つである「新耐震設計法の開発」における6課題20数テーマにおよぶ研究成果にもとずき、また、学界、研究所、民間団体等の既存の研究成果をも併せて参考にし、構造物のより合理的な耐震設計法の開発を目標として研究開発されたものである。

本設計法は3編からなり、第I編においては、土木構造物および建築物の耐震設計に共通な基本事項が示されており、第II編および第III編においては、第I編の基本事項をうけて、それぞれ土木構造物および建築物の具体的な耐震設計法が示されている。

本設計法の作成方針はつぎのとおりである。

(1) 基本事項の共通化

耐震設計法は個々の構造物の過去の地震による被害状況、強震観測網の充実に伴う工学的地震動の解明、構造物の種類と特性に応じた耐震計算法の発達などにより長い歴史のなかで徐々に形成されたものである。従って、構造物の耐震設計法はその構造種別、用途等によって異っているものが多く、構造物の種類の多様化に伴い耐震設計法も複雑化してきている。

このような状況に対処するため、個々の構造物についてなされている現行の耐震設計法を一覧し、土木部門と建築部門の基本的な部分について共通化を図り基本事項として整理した。

(2) 設計手順の明確化

従来の耐震設計法では、計算技法の手順が慣行として個々の構造物設計に定着しているため、ややもすると耐震設計の基本的手順に対する認識が不足する恐れがあった。

本設計法では地震力特性、構造諸特性、安全度の照査などの手順を常に念頭におき、いたずらに慣行的技法を盲目的に行なうのではなく、適切な耐震設計を行なうよう設計手順の明確化を図った。

(3) 設計作業の合理化

耐震設計の設計作業は地盤特性、構造諸特性に応じた適切な内容であることが望ましい。本設計法は耐震計算法の種類の選択に関する方針を示し、いたずらに複雑な計算法にとらわれることなく、最新の技術的知見にもとづいた適確な計算法が選択できるように、設計作業の合理化を図れるようにした。

第Ⅰ編 （基本事項関係）

1. 対象の範囲

本耐震設計法は、土木構造物および建築物を対象とする。

2. 用語の定義

本耐震設計法に用いる用語を、つぎのように定義する。

(1) 耐震設計法

構造物等を耐震的に設計するための、整合性のある設計諸過程の総称。

(2) 耐震計算法

耐震設計法の主要な部分をなす設計過程であって、構造物等の諸元の決定は主としてこの過程で行なわれる。また安全性の照査も、通常この過程に含まれる。

(3) 地盤の特性

構造物の耐震性に影響のある地盤の力学的特性。

(4) 構造物系

構造物本体およびその支持地盤の総称。

(5) 地震応答

地震動に起因した構造物系の挙動。

(6) 地震荷重

耐震計算法において用いられる工学的に評価された地震力。

(7) 震度法

地震荷重を構造物に静的に作用させて計算する耐震計算法。

(8) 修正震度法

構造物および地盤の地震応答を考慮し、地震荷重を定めて行なう耐震計算法。

(9) 応答変位法

構造物の地震時における挙動を、周辺地盤の変位によって主として支配されるものとして解析する計算法。

(10) 動的解析法

構造物、地盤を動力学的にモデル化し、解析する計算法。

(11) 構造規定

構造物の性能を確保するために定められた構造細目、構造細則などの総称。

(12) 構造規定による設計

構造規定の定めるところに従って構造物の諸元、材料等を決定する設計。

(13) 地震動強度

地震時の地震動の強さの総称で、加速度、速度および変位の大きさを表す指標。

(14) 設計水平震度

耐震計算に用いられる水平震度。ここで水平震度とは、構造物の任意の高さの水平面に作用する水平方向の地震荷重をその高さの水平面に集中していると仮定する構造物の重量で除した値をいう。

(15) 標準設計水平震度

耐震計算に用いる水平震度の標準値。

(16) ベースシヤ係数

構造物の地表面より上の水平面に作用する地震荷重の総和を地表面より上の構造物の重量で除した値。

(17) 地盤種別

地盤の特性に応じて、工学的に評価された地盤の種別。

(18) 地震活動

ある地域での地震発生頻度および地震動強度。

(19) 強震記録

工学的あるいは理学的強震計で得られた地震動記録。

(20) 模擬地震波

建設地点の地盤の特性、地震活動度、建設しようとする構造物の構造特性などを勘案して人工的に作られた地震波。

(21) 部材の保有耐力

部材の有する終局耐力。

(22) 流動化（または液状化）

飽和した砂質地盤が、地震動による間隙水圧の急激な上昇により、せん断強度を失ない、土の構造の流動的な破壊が生ずること。

3. 耐震設計の基本方針

構造物の耐震設計にあたっては、当該構造物の構造諸特性、用途、種別、規模、立地条件、類似構造物および地盤の震害経験等を考慮し、本耐震設計法に示す耐震計算法を用いて安全性の照査を行う。

3-1 耐震設計の基本手順

耐震設計は原則として以下の手順に従って行う。

- 1) 地域特性を考慮した工学的地震強度の設定
- 2) 建設地点の地盤特性、および構造物系の地震応答を考慮した地震荷重の設定。
- 3) 構造物の諸元の決定
- 4) 安全性の照査

上記手順のうち必要な段階において、当該構造物の用途、種別、規模、立地条件、類似構造物および地盤の震害経験等を勘案する。

3-2 耐震計算法

3-2-1 耐震計算法の種類

本耐震設計法において用いる耐震計算法は、原則として次のいずれか、あるいはこれらを組合せたものとする。

- i) 震度法
- ii) 修正震度法
- iii) 応答変位法
- iv) 動的解析法
 - a) 応答スペクトル法
 - b) 時刻歴応答解析法

3-2-2 耐震計算法の選択

構造物の設計にあたっては、当該構造物の用途、種別、規模、立地条件、類似構造物および地盤の震害経験、構造諸特性の解明の度合、構造規定の整備状況、施工精度等を勘案して、3-2-1に示す耐震計算法を選定する。ただし、構造規定のみによって所要の耐震性を確保しうることが明らかなものは構造規定による。

3-2-3 耐震計算上の注意事項

耐震計算にあたっては、当該計算法の規定のほか次の事項を配慮する。

- i) 当該構造物の構造形式上の特殊性
- ii) 当該構造物の変形性能
- iii) 地震荷重の作用方向

3-3 安全性の照査

安全性の照査は3-2に示した耐震計算法の計算過程において、許容応力、許容変位、終局耐力、終局変位などを用いて行う。ただし、構造規定によって所要の耐震性を確保しうることが明らかなものはそれによる。

4. 標準設計地震入力および地震荷重

4-1 既往の地震

構造物の建設地点付近における地震動強度の設定に際しては、既往の地震発生状況を、必要に応じて考慮する。

4-2 地震動の工学的特性

4-2-1 地震動の工学的特性の設定

地震動の工学的特性は、強震記録等を勘案して設定する。

4-2-2 地震動強度の地域特性

工学的な地震動強度の地域特性は、比較的広範囲の地域を対象とした地震活動を考慮して、地域係数によって表わす。

4-2-3 建設地点における工学的な地震動強度

構造物の建設地点における工学的な地震動強度の設定にあたっては、4-2-2にいう地域係数のほか、原則として当該地点およびその周辺地盤の特性を考慮する。

4-3 設計に考慮する地震荷重

4-3-1 概 説

構造物の設計に考慮する地震荷重は、耐震計算法の種類に応じ、本節に示す方法によって算定する。

4-3-2 震度法に用いる設計震度

震度法に用いる設計震度は次式による。

$$K_H = d_1 \cdot d_2 \cdot d_3 \cdot K_0 \quad (4-3-1)$$

ここに、

K_H : 設計水平震度

K_0 : 標準設計水平震度

d_1 : 4-2-2にいう地域係数

d_2 : 地盤の特性による補正係数

d_3 : その他の補正係数

4-3-3 修正震度法に用いる設計震度

修正震度法に用いる設計震度は次式による。

$$K = d_1 \cdot d_2 \cdot d_4 \cdot d_5 \cdot d_6 \cdot K_0 \quad (4-3-2)$$

ここに、

K : 設計水平震度、またはベースシヤ係数

K_0 : 標準設計水平震度、または標準ベースシヤ係数

d_1 : 4-2-2にいう地域係数

d_2 : 地盤の特性による補正係数

d_4 : 地盤の特性ごとに定まる構造物の応答特性に応じた補正係数

d_5 : 構造特性別補正係数

d_6 : その他の補正係数

4-3-4 応答変位法に用いる振幅

応答変位法による計算に用いる振幅は、地震時の地盤の変位を基準として設定する。

4-3-5 動的解析に用いる地震入力

i) 動的解析に用いる地震入力は4-2に基づいて設定する。

ii) 応答スペクトル法に用いる設計震度は、当該構造物の地震応答を支配する主要な次数の固有振動に

ついて、その固有振動数、固有関数、刺激係数、ならびに各次固有振動数に対応する応答スペクトルの値等から算出する。

- iii) 時刻歴応答解析法に用いる入力地震波は、建設地点の地盤条件に適した過去の強震記録、またはそれらを修正したもの、あるいは適切な模擬地震波のうちのいくつかとする。ただし、用いられた地震波による当該構造物の弾性応答の下限値は、各種構造物ごとに定められた最低値がある場合は、これを下まわってはならない。

5. 地盤調査および地盤の耐震性

5-1 概 説

- i) 構造物の耐震設計にあたっては、地盤の動的性質および耐震性に関する既往の成果を参照し、必要に応じて、当該地盤の特性および地盤や構造物を構成する土の特性に関する調査を実施し、これらの結果にもとづいて地震荷重を設定し、耐震計算を行う。
- ii) 構造物を支持する地盤は、常時荷重を安全に支持し、かつ地震時においても構造物の安定が確保できる地盤とする。

5-2 土 質 調 査

5-2-1 概 説

構造物の建設地点の地盤を構成する土および土構造物を構成する土に関して、通常の土質調査、土質試験の他に、必要に応じて土の動的特性を求める調査、試験を行なう。耐震設計に用いる動的土質定数は、調査、試験の結果を総合的に検討して適切に定める。

5-2-2 動的土質定数を求める試験

動的土質定数を求める試験は、既往の研究成果を参照し、試験結果の利用法、土質条件、現場条件等を勘案して適切な方法を用いて行う。

5-3 地 盤 調 査

5-3-1 概 説

構造物の耐震性を検討するために、当該地盤に関して、通常の地盤調査の他、必要に応じて、地盤の動的特性の調査を行う。

5-3-2 地盤の動的特性の調査

地盤の動的特性の調査は、原則として次のものから、適切な項目を選んで実施する。

- i) 既往資料による予備調査
- ii) 一般の地表調査およびボーリング調査
- iii) 地表およびボーリング孔内での動的調査
- iv) サンプリング
- v) 流動化判定のための原位置試験
- vi) その他の調査、試験

5-3-3 地盤の動的解析

地盤の動的解析は、特に必要となる場合に実施するが、このさい、4-3-5に示す地震入力进行考慮し、想定する地盤の地震時の挙動を適切に把握できる方法で行う。

5-3-4 地盤種別の調査

地盤種別の調査は、本節に示す地盤調査によるのを原則とする。このさい、地質構成、せん断波速度、地盤の周期特性等の地盤の特性を考慮し、これらを総合的に検討して判別する。

5-4 地盤の地震時安定性

5-4-1 概 説

地震時にせん断抵抗を大幅に失う土層に関しては、耐震設計においては一般にその支持抵抗を期待しない。

さらに、地震時にすべり変位等が発生する可能性のある場合は、その影響も考慮して構造物の安全性の照査を行う。

5-4-2 砂質地盤の安定性の調査

砂質地盤の安定性の調査は、原則として次の流動化に関する調査法から適切な方法を選んで行う。

i) 流動化の簡易調査法

ii) 流動化の詳細調査法

5-4-3 粘性土地盤の安定性の調査

粘性土地盤の安定性の調査は、適切な調査、試験によって行う。

6. コンクリート部材の耐震性能

6-1 コンクリートおよび鋼材の材料特性

6-1-1 コンクリート

コンクリートは、所要の強度と耐久性を有するものとする。

設計計算に用いるコンクリートの応力～ひずみ関係、弾性定数等は、コンクリートの品質および耐震計算の目的に応じて定める。

6-1-2 鉄筋およびPC鋼材

鉄筋およびPC鋼材は、所要の引張強さ、降伏点および変形性能（伸び、曲げ等）を有するものとする。

設計計算に用いる鉄筋およびPC鋼材の応力～ひずみ関係、弾性定数等は鉄筋およびPC鋼材の品質に応じ、かつ耐震計算の目的に応じて定める。

6-2 鉄筋コンクリート土木構造部材の耐震性能

6-2-1 概 説

鉄筋コンクリート土木構造部材の設計にあたっては、一般に常時作用する荷重に対して必要な強度と機能を満足し、かつ地震に対して必要な強度と機能をそなえるように配慮する。

ただし、構造規定によって所要の耐震性を確保しうることが明らかなものはそれによつてよい。

6-2-2 設計上配慮すべき基本事項

鉄筋コンクリート土木構造部材の設計にあたっては、次の事項について配慮する。

- i) 地震時における部材各部の応力度が所定の値をこえないこと。
- ii) 曲げ耐力に比して十分なせん断耐力を付与すること。
- iii) できるだけ、振りを受けにくい構造とすること。
- iv) 地震の影響により有害なひびわれや、残留変形を生じないようにすること。
- v) 基礎地盤の影響を無視できないときは、それを適正に考慮すること。

6-2-3 耐力および変形性能

鉄筋コンクリート土木構造部材の設計においては、4-3に示す地震荷重に対して、部材の安全性を照査し、かつ部材の諸元、配筋等の決定にあたっては、その保有耐力を発揮するまでに、ぜい性破壊を生じないようなじん性をもたせるよう考慮する。

6-3 鉄筋コンクリート建築構造部材の耐震性能

6-3-1 概 説

鉄筋コンクリート建築構造部材は、常時作用する荷重に対して必要な強度と機能を有し、かつ、地震荷重に対して必要な強度と変形性能を保有するものとする。

6-3-2 設計上配慮すべき基本事項

鉄筋コンクリート建築構造部材の設計においては、次の事項について配慮する。

- i) 柱およびはり部材は、それらの曲げ破壊以前にせん断破壊ならびに付着破壊が生じないこと。
- ii) 柱・はり接合部は、それに接続する柱またははり材が曲げ終局状態に達する時に、十分な余力をもつものとする。
- iii) 柱、はりならびにその接合部は所要の変形量の範囲内において、その耐力を保持しうる変形性能を保有すること。
- iv) 耐震壁は、それが含まれる構面等の挙動を考慮して決定される耐力下において、せん断破壊をせずに必要な変形性能を保有すること。
- v) 床を構成する部材ならびにその接合部は、地震時に生じる床面内の力に対して、十分な剛性と強度を保有すること。

6-3-3 耐力および変形性能

鉄筋コンクリート建築構造部材の設計においては、4-3に示す地震荷重に対して部材の安全性を照査し、かつ部材の諸元、配筋等の決定にあたっては、その保有耐力を発揮するまでに、ぜい性破壊を生じないようなじん性をもたせるよう考慮する。

6-4 鉄骨鉄筋コンクリート建築構造部材の耐震性能

6-4-1 概 説

鉄骨鉄筋コンクリート建築構造部材は、常時作用する荷重に対して必要な強度と機能を有し、かつ地震荷

重に対して必要な強度と変形性能を保有するものとする。

6-4-2 設計上配慮すべき基本事項

鉄骨鉄筋コンクリート建築構造部材の設計においては、次の事項について配慮する。

- i) 柱およびはり材は、それらの曲げ強度以前においてせん断破壊ならびにせん断付着破壊が生じないこと。
- ii) 柱・はり接合部は、それに接続する柱またははり材が曲げ終局状態に達するときに、十分な余力をもつものとする。
- iii) 柱、はり材ならびにその接合部は、所要の変形量の範囲内においてその耐力を保持しうる変形性能を保有すること。
- iv) 耐震壁は、それが含まれる構面等の挙動を考慮して決定される耐力時において、必要な変形性能を保有すること。
- v) 床を構成する部材ならびにその接合部は、地震時に生じる床面内の力に対して十分な剛性と強度を保有すること。

6-4-3 耐力および変形性能

鉄骨鉄筋コンクリート建築構造部材の設計においては、4-3に示す地震荷重に対して、部材の安全性を調査し、かつ部材の諸元、鋼材の配置等の決定にあたっては、その保有耐力を発揮するまでに、ぜい性破壊を生じないようなじん性をもたせるよう考慮する。

6-5 プレストレスコンクリート建築構造部材の耐震性能

6-5-1 概 説

プレストレストコンクリート建築構造部材は、常時作用する荷重に対して必要な強度と機能を有し、かつ、地震荷重に対して必要な強度と変形性能を保有するものとする。

6-5-2 設計上配慮すべき基本事項

プレストレストコンクリート建築構造部材の設計においては、次の事項について配慮する。

- i) 柱およびはり部材は、それらの曲げ破壊以前にせん断破壊等のぜい性破壊が生じないこと。
- ii) 柱・はり接合部は、それに接続する柱またははり材が曲げ終局状態に達するときに、十分な余力をもつものとする。
- iii) 柱、はりならびにその接合部は、所要の変形量の範囲内においてその耐力を保持し得る変形性能を保有すること。
- iv) 耐震壁は、それが含まれる構面等の挙動を考慮して決定される耐力時においてせん断破壊を生ぜずに、必要な変形性能を保有すること。
- v) 床を構成する部材ならびにその接合部は、地震時に生じる床面内の力に対して、十分な剛性と強度を保有すること。

6-5-3 耐力および変形性能

プレストレストコンクリート建築構造部材の設計においては、4-3に示す地震荷重に対して部材の安全

性を照査し、かつ部材の諸元、配筋等の決定にあたっては、その保有耐力を発揮するまでに、ぜい性破壊を生じないようなじん性をもたせるよう考慮する。

7. 鋼部材の耐震性能

7-1 鋼材の材料特性

耐震設計を行なう鋼構造物に使用する鋼材は、所要の降伏点、引張強度、ぜい性強さ、疲れ強さ、変形性能等の機械的性質を満足するものとする。

7-2 鋼土木構造部材の耐震性能

7-2-1 概 説

鋼土木構造部材の耐震設計においては、地震荷重に対して必要な強度と機能をそなえるように配慮する。

7-2-2 設計上配慮すべき基本事項

鋼土木構造部材の耐震設計においては、一般に使用限界状態と終局限界状態の2つの限界状態を満足しなければならない。この場合、部材および構造系の特性に十分留意することが望ましい。

7-2-3 耐力および変形性能

- i) 鋼土木構造部材の使用限界状態は、原則として構造物が弾性挙動する領域に設定する。
この場合、使用限界状態の照査は、構造物が弾性挙動すると仮定して求める。
- ii) 鋼土木構造部材の終局限界状態は、原則として、降伏点もしくは座屈強度をとる。また、構造系としての変形量が特に問題となる場合は、さらに変位を終局限界状態にとることができる。以上の終局限界状態の照査は、構造物が弾性挙動すると仮定して行なう。
- iii) ii)において、主要部材に厚肉構造を用いた構造物もしくは不静定次数の高い構造物に対しては、次に示すa)~c)のすべての条件を満たす場合にかぎり通常の土木鋼構造物に対して適用する地震時安全率を低減し、もしくは、終局限界状態を塑性域にとることができる。
 - a) 主要部材が降伏後もしくは座屈後も安定した耐力および変形性能を保有する場合
 - b) 降伏もしくは座屈による部材剛度の低下が、構造物全体の耐力および安定性に有害な影響を及ぼさない場合
 - c) 構造物の添接部、支承部など構造物の弱点となりやすい部分が、部材の降伏もしくは座屈後においても安定した機能を保持する場合。

7-3 鋼建築構造部材の耐震性能

7-3-1 概 説

鋼建築構造部材は、常時作用する荷重に対して必要な強度と機能を有し、かつ、地震荷重に対して必要な強度と変形性能を保有するものとする。

7-3-2 設計上配慮すべき基本事項

鋼建築構造部材の設計においては、次の事項について配慮する。

- i) 柱、はりおよびブレース材は、所要の強度および変形性能を保有すること。
- ii) 柱・はり接合部は、それに接続する柱またははり材が曲げ降伏状態に達するときに、十分な余力をもつものとする。
- iii) 部材接合部は、応力の伝達に無理がなく、かつ十分な変形能力を有すること。
- iv) 床を構成する部材ならびにその接合部は、地震時に生じる床面内の力に対して十分な剛性と強度を有すること。
- v) 柱脚については、構造計算上仮定した支持条件を満足するような設計を行うとともに、アンカーボルトやベースプレートの強度、変形ならびに基礎コンクリートの強度等を検討すること。

7-3-3 耐力および変形性能

- i) はり材の耐力は、原則として構成断面要素の局部座屈または横座屈が発生するときの荷重から算出する。
- ii) 柱材の耐力は
 - a) 構成断面要素の局部座屈、曲げ座屈、曲げ振れ座屈等の座屈発生時の荷重
 - b) 柱の横たわみと軸圧縮力によってもたらされる付加曲げ効果により荷重-変形曲線が極値に達する時の荷重のうち小さい方の荷重から算定する。
- iii) 鋼建築構造部材ならびにその接合部の変形能力は、その材質およびその幾何学的寸法諸元に応じて適切に評価する。

8. その他の構造部材等の耐震性能

8-1 総 説

本章においては、6章および7章において示した以外の各種構造部材等の耐震性能に関する原則的事項について示す。

8-2 在来工法木造建築部材の耐震性能

8-2-1 概 説

在来工法木造建築部材ならびに接合部は、常時、作用する荷重に対して必要な強度と機能を有し、かつ、地震荷重に対して必要な強度と変形性能を保有するものとする。

8-2-2 設計上配慮すべき基本事項

在来工法木造建築部材の設計においては、次の事項について配慮する。

- i) 土台、柱、はり、筋かい、方づえ、控柱、床組材および小屋組材は、その部分の応力に対し、安全かつ有効に抵抗し得ること。
- ii) 部材接合部は十分な強度を有するとともに、必要な剛性とじん性をもつこと。

8-2-3 耐力および変形性能

在来工法木造建築部材の設計においては、4-3に示す地震荷重に対して部材の安全性を照査し、かつ部材の諸元、接合部の詳細等の決定にあたっては、その保有耐力を発揮するまでに、急激な破壊を生じ

ないようなじん性をもたせるよう考慮する。

8-3 建築非構造部材の耐震性能

8-3-1 概 説

建築非構造部材はそれぞれに要求される本来の機能を備えるとともに、建築物が保持すべき諸機能のうち地震時に要求される最低限度の機能の確保に支障がないように設計する。

8-3-2 設計上配慮すべき基本事項

非構造部材の設計においては、次の事項について配慮する。

- i) 急激な力学的破壊の防止
- ii) 主体構造の動的挙動に基づき震度、層間変位
- iii) 適切な構法の選択

8-3-3 耐力および変形性能

建築非構造部材の耐力および変形性能は、構造計算によるほか、じん性の確保を目的に定めた構造規定による。

8-4 埋設管の耐震性能

埋設管の耐力および変形性能は原則として関連する規格により、必要に応じて試験を行い、これを確認するのがよい。

第Ⅱ編 （土木構造物関係）

1. 総 論

1-1 総 説

種々の土木構造物に用いられている現行の耐震規定は、それぞれの構造物の過去の地震による被害の経験ならびに耐震設計に関する調査研究の成果をもとに逐次整備されてきたものである。土木構造物の耐震設計法はⅠ編の耐震設計に関する基本事項をうけて、個々の土木構造物の現行の耐震規定を尊重しながら、とりまとめられたものである。しかしながら構造物の特殊性によっては本設計法を選択的に利用することが可能としている。

1-2 耐震設計における構造物の用途、種別

土木構造物の耐震設計にあたっては、構造物の地震による直接被害および間接被害の大きさの尺度である用途、種別を考慮し、用途、種別に応じた設計上の配慮をする。

1-3 耐震設計に用いる各種の係数等

1-3-1 概 説

Ⅰ編 4-3 に示す地震荷重を求める際の各種の係数等は、次に示すそれぞれの値を下まわらない値をとる。

1-3-2 震度法に用いる係数等

- i) 標準設計水平震度 (K_0) は 0.2 とする。
- ii) 地域係数 (d_1) は、図 1-3-1 の地域区分に従い、表 1-3-1 の値を用いる。

表 1-3-1 地域係数 (d_1)

地 域 区 分	地域係数 d_1
A	1.0
B	0.85
C	0.7

iii) 地盤の特性による補正係数 (d_2) は、表 1-3-2 の値を用いる。

iv) その他の補正係数 (d_3) は、構造物の用途、種別等を考慮して設定する。構造物の種別による補正係数は、表 1-3-3 の値を用いる。

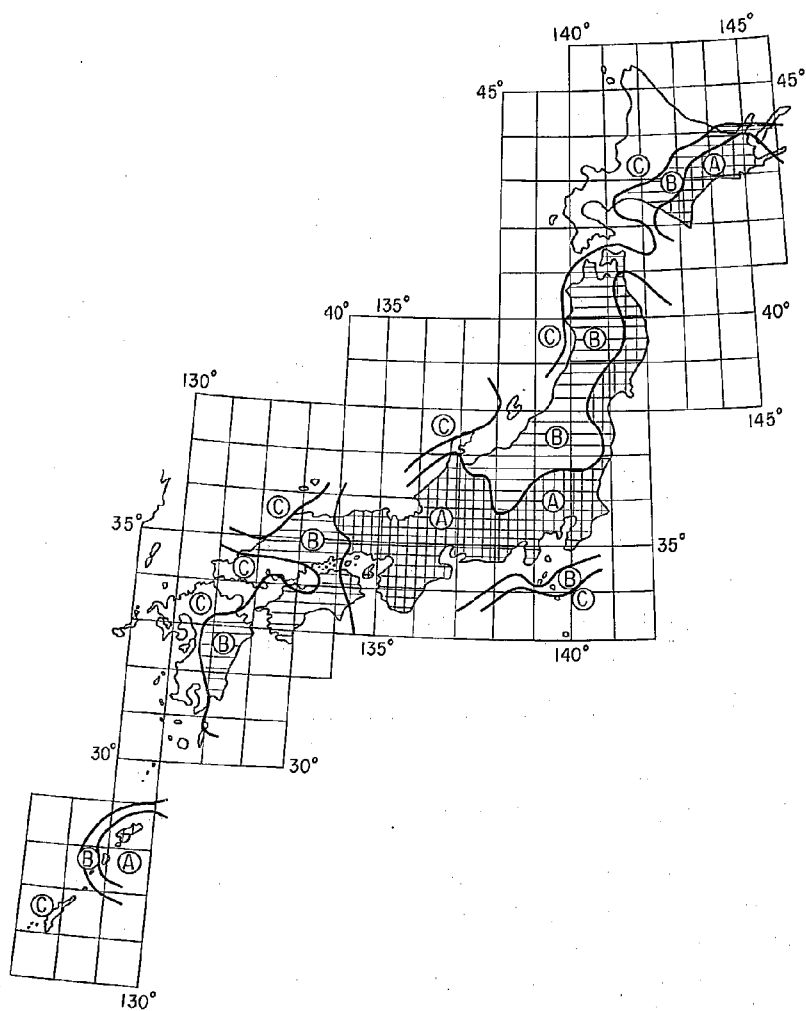


图1-3-1 地域区分

表 1-3-2 地盤の種類による補正係数 (d_2)

区 分	地 盤 種 別 ¹⁾	係 数
1 種	(1) 第三紀以前の地盤 (以下岩盤と称する)。 (2) 岩盤までの洪積層 ²⁾ の厚さが 10 m 未満	0.9
2 種	(1) 岩盤までの洪積層の厚さが 10 m 以上 (2) 岩盤までの沖積層 ³⁾ の厚さが 10 m 未満	1.0
3 種	沖積層の厚さが 25 m 未満でかつ軟弱層の厚さが 5 m 未満	1.1
4 種	上記以外の地盤	1.2

注) 1) 地盤種別は一応の目安を示したものであるから、建設地点の状況に応じて係数を判断する。

2) 沖積層の締った砂層、砂れき層、玉石層をふくむ。

3) がけくずれなどによる新しい堆積層をふくむ。

表 1-3-3 構造物の種類による補正係数

種 別	係 数
鋼 構 造 物 コンクリート構造物 鉄骨鉄筋コンクリート構造物	1.0
巨大な剛体状の構造物 土 構 造 物	0.5

1-3-3 修正震度法に用いる係数等

- i) 標準設計水平震度 (K_0)、地域係数 (d_1) および地盤の特性による補正係数 (d_2) は 1-3-2 による。
- ii) 地盤の特性ごとに定まる構造物の応答特性に応じた補正係数 (d_3) は図 1-3-2 による。ただし、固有周期 T が 0.5 秒未満の場合には d_3 は 1.0 とする。
- iii) 構造特性別補正係数 (d_5) は許容応力度法による設計を行う場合には d_5 を 1.0 とするが、保有耐力を推算する場合には期待される塑性後のじん性の程度に応じて定める。
- iv) その他の補正係数 (d_6) は構造物の用途、種別等を考慮して設定する。特に考慮する必要がない場合には d_6 を 1.0 とする。

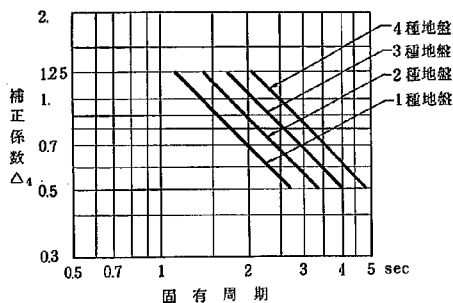


図 1-3-2 補正係数 Δ_4

1-3-4 応答変位法に用いる振幅等

応答変位法における地盤の変位振幅は、次によって求めることができる。

i) 地表面からの深さ x における水平方向の変位振幅は次式による。

$$u_h(x) = \frac{2}{\pi^2} S_v T K'_H \cos \frac{\pi x}{2H} \quad (1-3-1)$$

ここに、

$u_h(x)$: 地表面からの深さ x (cm) における水平方向の変位振幅 (cm)

S_v : 単位震度あたりの応答速度 (cm/sec)

T : 表層地盤の基本固有周期 (sec)

K'_H : 表層地盤に作用させる設計水平震度

H : 表層地盤の厚さ (cm)

ii) 単位震度あたりの応答速度 (S_v) は表層地盤の基本固有周期に応じて図 1-3-3 によって求める。

iii) 表層地盤の基本固有周期 (T) は、構造物の建設地点におけるせん断弾性波速度の実測結果を基準として、地震時に生ずるせん断ひずみの大きさを考慮して算定する。

iv) 表層地盤に作用させる設計水平震度 (K'_H) は次式により求める。

$$K'_H = \frac{1}{\beta_0} \cdot \frac{K_H}{d_2} \quad (1-3-2)$$

ここに K_H および d_2 は I 編 4-3-2 に示すところによる。 β_0 は表層地盤の増幅係数であり、一般に $4/3$ から 2 の範囲の値とする。

v) 表層地盤の厚さ (H) は地表面から設計上仮定する基礎面までの厚さとする。

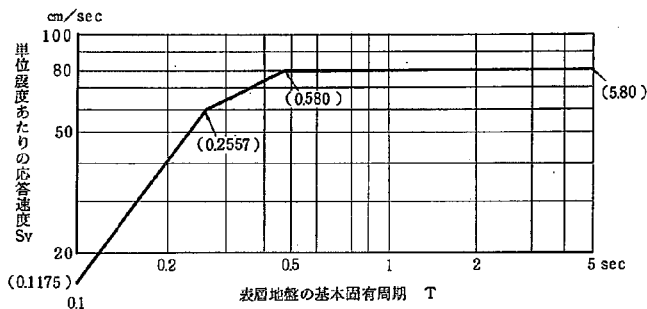


図 1-3-3 単位震度あたりの応答速度 S_v

vi) 設計計算に要する波長は建設地点の状況に応じて定めるのがよい。

vii) 地盤の鉛直方向の変位振幅 u_v を考慮する場合は、 $u_v = u_h/2$ とする。

1-3-5 動的解析法に用いる地震入力

i) 動的解析法に用いる地震入力はい編 4-2 に基づいて設定するのを原則とするが、表層地盤の影響を考慮して解析する場合の地震入力の強度は 1-3-4、vi) に示す K_H を用いることができる。

ii) 応答スペクトル法に用いる地震応答スペクトル曲線はい編 4-2-1 による。

iii) 時刻歴応答解析法に用いる入力地震波はい編 4-2-1 によって選定し、少なくとも 3 種の波形とする。

1-4 建設時における地震の影響

建設時の構造物に対する地震の影響は必要に応じて考慮する。

2. 基礎の耐震設計法

2-1 総 説

基礎の耐震設計は、一般に震度法によって行なうがよい。しかし、高い橋脚などをもつ基礎を設計する場合には、橋脚を含めた構造系に対して、動的な検討を行って基礎寸法を定める。

2-2 地震の影響

地震の影響としては、一般に次の地震力を考慮する。

- i) 構造物の自重に起因する慣性力
- ii) 負荷荷重に起因する慣性力
- iii) 地震時動水圧
- iv) 地震時土圧

2-3 支持地盤および許容支持力

基礎の支持地盤は、常時の状態だけでなく、地震時にも十分な支持力を有し、気象、水象などの影響を受けない安定した地盤であることが望ましい。

また、基礎の許容支持力は、地盤強度から決まる値、躯体応力度から制限される値、構造物の許容変位から制限される値のうち、最も不利な状態における値とする。

2-4 応力、変位および安定計算法

2-4-1 概 説

基礎の応力、変位および安定計算を行う際には、躯体の曲げ剛度と地盤の弾性的性質から設計上の基礎種別を分類して計算を行う。

2-4-2 直接基礎

直接基礎の支持力、転倒、滑動に対する安定計算ならびに変位量の計算は、それを剛体として行う。

2-4-3 ケーソン基礎

ケーソン基礎の応力、変位、および安定計算は、ケーソン躯体を剛体とし、ケーソンに作用する外力は底面の鉛直反力、せん断抵抗ならびに前面の水平反力と釣り合っているとして計算する。

2-4-4 く い 基 礎

くい基礎の応力、変位、および安定計算は、くい基礎に作用する外力をくい頭の水平バネ、鉛直バネ、回転バネ全体で支持させることによって計算する。

2-4-5 矢板式基礎

i) 設計の基本条件

- a) 矢板式基礎の井筒部底面における最大地盤反力度とその位置における地盤の許容支持力を比較して照査する。
- b) 矢板式基礎の井筒部底面におけるせん断抵抗力と井筒部底面と地盤との間に働く許容せん断力を比較して照査する。
- c) 矢板式基礎の井筒部前面における最大地盤反力度とその位置における地盤の許容支持力度を比較して照査する。
- d) 矢板式基礎の変位については、上部構造との関連から決まる許容変位量を考慮し検討する。
- e) 矢板式基礎各部の応力度と、許容応力度を比較して照査する。
- f) 矢板式基礎の水平抵抗は、各矢板相互間のせん断ずれ変形を考慮した弾性床上の梁として計算する。その場合、継手部のせん断応力度と許容せん断応力度を比較して照査する。

ii) 計算上の条件

- a) 矢板式基礎の規模等によって、井筒内部の地盤抵抗を考慮する。
- b) 矢板間の継手のせん断抵抗を考慮する。
- c) 井筒内部の土の地震時の慣性力を必要に応じて考慮する。
- d) 矢板式基礎の規模等によって、井筒壁の断面変形を考慮する。

e) 井筒内部に隔壁を設ける場合、その水平抵抗を考慮し、かつ井筒壁の断面変形を一般に無視する。

f) 仮構切兼用工法として使用する場合、一般に施工時に受ける矢板壁の残留変形、残留応力を考慮する。

iii) 頂版の設計

頂版と矢板の接合部は剛結となるように設計する。

2-4-6 多柱式基礎

i) 設計の基本条件

一般に、多柱式基礎の設計は、くい基礎の設計法に準じて行う。

ii) 計算法

a) 多柱式基礎の震度分布は、その動的な振動性状を考慮して決める。

b) 設計上考慮する荷重は、一般に、くい基礎の場合に準じて求める。

c) 耐震設計法としては、多柱式基礎の規模、構造特性等を考慮して選択する。

iii) 頂版の設計の基本条件

一般には頂版を剛体とみなして設計する。

3. コンクリート構造物および鋼構造物の耐震設計法

3-1 総説

コンクリート構造物および鋼構造物の耐震計算は、構造物の種類に応じて、3-3-1 から 3-3-5 に示す方法によって行う。

3-2 地震の影響

地震の影響としては、つぎの地震力を考慮する。

i) 構造物の自重に起因する慣性力

ii) 負載重量に起因する慣性力

iii) 地震時土圧

iv) 地震時動水圧

3-3 応力および変位の計算法

3-3-1 橋梁(鉄筋コンクリート橋脚、橋台)

i) 一般

鉄筋コンクリート橋脚、橋台の耐震計算は、その構造系、規模等に応じて a) のいずれか適当な方法による耐力の検討およびじん性の検討の組合せによって行う。

a) 耐力の検討

① 震度法

② 修正震度法

③ 動的解析法

b) じん性の検討

ii) 震 度 法

3-2 に示す地震力を考慮した場合の部材の応力度が許容応力度を越えないように部材断面を定める。ただし、震度法に用いる設計震度は 1-3-2 による。

iii) 修正震度法

3-2 に示す地震力を考慮した場合の部材の応力度が許容応力度を越えないように部材断面を定める。ただし、修正震度法に用いる設計震度は 1-3-3 による。

iv) 動的解析法

動的解析は、対象とする構造物について適切なモデルを設定し、適切な解析法によって行う。

動的解析に用いる地震動は、I 編の 4-3-5 および II 編 1-3-5 による。

動的解析の結果得られる部材の応力度が許容応力度を越えないように断面を定める。

v) じん性を考慮した安全の検討

震度法、修正震度法、動的解析法によって応力度の検討を行なったのち原則としてじん性を考慮した安全の検討を行なう。

3-3-2 橋 梁 (鋼製橋脚)

i) 一 般

鋼製橋脚の耐震設計は、その構造特性に応じて、つぎのうちいずれかもしくはそれらの組合せによって行う。

1) 震 度 法

2) 修正震度法

3) 動的解析法

ii) 耐震計算法

震度法、修正震度法および動的解析法により鋼製橋脚の耐震設計を行なう場合の耐震計算法は、それぞれ 3-3-1 (ii)、(iii)、(iv) に準じて行う。限界状態は、I 編 7-2-3 によることを原則とする。

3-3-3 コンクリートダム

(コンクリート重力ダム、中空重力ダムおよびアーチダム)

i) 一 般

コンクリートダムの耐震設計は、原則として震度法による。

ii) 震 度 法

a) 設計の基本条件

耐震計算に用いる基本条件は原則として調査試験の結果によるものとし、既往の研究成果を考慮して定める。

b) 耐 震 設 計

ダムの耐震設計は地震の影響を考慮し、ダムが安全であるように行う。震度法における地震荷重

は①地震時慣性力、②地震時動水圧、③地震時波浪による影響としダムおよびダム建設地点の実状に応じて定める。動泥圧は一般に考慮しない。

iii) 動的解析法

局地的な地震の特性を考慮して動的解析を行う場合には、設計の基本条件は 3-3-3 ii) に準拠し、地震入力はい編 4-3-5 による。

3-3-4 槽 類

i) 一 般

槽類の耐震計算は槽内の液体が静止している状態および液体の揺動が生じた状態の両者に対して行ない、安全度の照査を行なう。

ii) 応力および変位の計算法

内容液の揺動が生じない場合の槽類の耐震計算は構造物に作用する慣性力、地震時土圧、地震時動水圧等を考慮して震度法により行なう。

iii) 液体揺動の影響

内容液の揺動により、構造物に作用する液圧の増加、衝撃圧により構造物が安全であるようその構造および強度等を配慮するとともに、滑動、転倒、地盤の支持力等に対する安全度を検討する。

3-3-5 そ の 他

i) 擁 壁

擁壁について耐震性を検討する場合は、3-3-1 に準ずる。

ii) 水 門

水門の支柱について耐震性を検討する場合は、3-3-1 に準ずる。

4. 土構造物の耐震設計法

4-1 地 震 の 影 響

土構造物に対する地震の影響としては、構造物の自重に起因する慣性力および間けき水の影響を考慮する。

4-2 安 定 計 算 法

4-2-1 概 説

土構造物の地震時の安全は、間隙水の影響を考慮した安定計算によって確かめる。ただし、慣例的な構造規定によって経験的に安全性が確かめられているものはそれぞれの構造規定による。

4-2-2 フィルタイプ構造物

i) 一 級

フィルタイプ構造物の耐震計算は原則として震度法により行う。

ii) 震 度 法

フィルタイプ構造物の安全性の検討は、地震による影響を考慮した安定計算により堤体および基礎

が安定であるように断面を定める。

設計震度は1-3-2を考慮し、構造物およびその建設地点の実状に応じて定める。

iii) 動的解析法

局地的な地震の特性を考慮する構造物、またはとくに大規模なフィルダムなどではI編4-3-5により地震入力を定め、材料の特性を考慮した動的解析を行なって検討するのが望ましい。

4-2-3 人 工 島

水域に設けられる土を主たる材料とする人工島については、地震力を考慮した震度法による安定計算を行う。

4-2-4 造 成 地 盤

造成地盤は必要に応じて、下記項目について検討し耐震性の向上をはかる。

i) 盛土斜面の安定性

ii) 切土面の安定性

iii) 造成地盤の安定性

iv) そ の 他

4-2-5 切 取 斜 面

切取斜面の地震時の安定性については、必要に応じて耐震性の向上をはかる。

4-3 地 盤 改 良

地盤の耐震強度を増すことが必要な場合には、地震改良工法により所要の強度の確保に努める。

4-4 安 全 度

土構造物の地震時の安全度は、用いた設計計算法、設計震度、設計諸定数などを考慮して総合的に判断する。

5. 地中構造物の耐震設計法

5-1 地 震 の 影 響

地震の影響としては、次の地震力を考慮する。

(i) 地震時の地盤の変位もしくは変形

(ii) 構造物の自重に起因する慣性力

(iii) 地震時土圧

(iv) 地震時動水圧

5-2 周辺地盤の安定

地中構造物の耐震設計に際しては、構造物周辺地盤の地震時の安定性を検討する。

5-3 応力および変位の計算法

5-3-1 概 説

地中構造物の耐震計算は、当該構造物の形状・寸法・重量等検討の項目に応じて応答変位法または震

度法による。

5-3-2 地下埋設管

地下埋設管の耐震計算は応答変位法による。

5-3-3 水底トンネル・共同溝

水底トンネルおよび共同溝の耐震計算は応答変位法によるが、構造物の横断面方向の断面設計および滑動の安定の検討は震度法によることができる。

5-3-4 地下構造物

地下構造物の耐震計算は原則として震度法によるが、構造物のみかけの単位重量が周辺の地盤の単位重量よりも小さい場合は応答変位法による。

5-4 安全度

地中構造物の耐震安全度は、応力および変形状態、構造物周辺地盤の地震時の安定性、構造物の動的特性、耐震計算法等を総合して判定する。

6. 既存構造物の耐震安全度

6-1 耐震性評価システム

既存構造物の耐震性は、構造物の工学的性質および社会経済上の観点によって評価する。

6-2 耐震補強システム

補強を必要とする構造物については、原則として本耐震設計法による。

7. 構造細目

7-1 基礎

基礎の構造細目には、地震時応力に対して安全であるとともに、施工性などを配慮する。

7-2 下部構造および落橋防止構造

7-2-1 鉄筋コンクリート橋脚・橋台

i) 鉄筋の定着

- a) 躯体の軸方向鉄筋のフーチング内への定着は、鉄筋の十分な定着効果を得ることはもちろん、躯体およびフーチング両部材の連結機能を発揮しうよう配慮する。
- b) 躯体中間部における軸方向鉄筋の定着は、応力度が小さくなる点まで延長して行うとともに、必要に応じて横方向鉄筋による補強を行う。

ii) 鉄筋の継手

軸方向鉄筋の重ね継手は、所定の重ね長さを確保したうえ、地震時繰返し荷重に対するじん性を確保するため継手部には横方向鉄筋を配置して補強する。

iii) 独立柱橋脚躯体の配筋

- a) 軸方向鉄筋は、地震時曲げモーメントに対して躯体全長にわたり、できるだけ均等な抵抗力をも

つように配置する。

- b) 軸方向鉄筋は、横方向鉄筋（帯鉄筋、つなぎ鉄筋）で補強する。とくに、フーチングとの接合部近傍など曲げ降伏が先行する部分は、横方向鉄筋の間隔を密にして所要のじん性を確保する。

iv) ラーメン橋脚の配筋

- a) 柱部の軸方向鉄筋には、部材のせん断ぜい性破壊を曲げ破壊に先行させないのに必要な横方向鉄筋を配置して補強する。とくに材端部近傍は横方向鉄筋間隔を密にして所要のじん性を確保する。
- b) はり部の引張鉄筋比は、部材に曲げじん性を付与しうよう配慮して定める。主鉄筋には、部材のせん断破壊を先行させないのに必要な腹鉄筋を配置して補強する。とくに、材端部近傍はスタールアップ間隔を密にして所要のじん性を確保する。
- c) 柱・はり接合部は、柱の抵抗曲げモーメントがはりのそれを下まわらないように配筋し、かつ横方向鉄筋で補強する。

v) 橋脚頭部

- a) 躯体頭部の桁座近傍は、地震時水平力に対してせん断抵抗を有するように鉄筋で補強する。
- b) 可動支承部には移動制限装置を設け、桁端部は支承縁端から躯体天端の縁端まで所定の距離を設けるか、または桁間連結装置を用いるかして、落橋防止の処置を講ずる。

7-2-2 落橋防止構造

可動支承部には落橋防止構造として地震時に上谿が下谿から逸脱しないように移動制限装置を設けるのを原則とする。

けた端部においては上記の処置のほか、つぎに示すもののうちいずれかを併用する。

- i) 下部構造頂部において橋軸方向の支承縁端から下部構造頂部縁端までの距離を十分にとって、けたが異常に移動しても頂部より逸脱しないようにする。
- ii) 同一の下部構造頂部にある2連のけたのうち、一方のけたが頂部より逸脱してもそのけたが落下しないように隣接けた間を連結する。

7-3 土 構 造 物

土構造物については、次の事項について配慮する。

- i) 土 羽 工
- ii) のり面保護工
- iii) 排 水 工
- iv) 構造物周辺の盛土

7-4 地 中 構 造 物

7-4-1 概 説

地中構造物の細部設計においては、細部の構造が全体の構造系に及ぼす影響を検討し、細部のみならず、構造物全体が耐震的となるよう配慮する。とくに、地形、地質および構造の急変部では、地震時に構造物に大きな変位あるいは変形の発生が予測されるので、その近傍の細部設計は入念に行うことがの

ぞましい。

7-4-2 継手構造

地中構造物に継手構造を設ける場合には、その構造形式、配置間隔等を検討し、継手部が地震時に構造上の弱点とならないように注意する。

7. 耐震技術開発研究委員会研究成果

本研究委員会の下部機構として設置した5部門の部会においては2章から6章にわたって詳述したように、それぞれ一応の研究成果を得た。その主なる成果はつぎのとおりである。

i) 基礎工部会

矢板式基礎の構造特性を耐震性の面から実験および解析によって総合的に検討し、その耐震設計法を研究開発し、よって耐力と変形性能を評価する手法を提案した。さらに他の形式の基礎の耐震設計法についても検討を加え、各種の基礎構造物の耐震設計法を一貫して提示した。

ii) コンクリート部会

内外のコンクリート構造物の耐震設計法、構造細目等に関する資料および研究結果を収集分析すると共に特に耐震性に関する動的解析と細目に関する実験を実施した。これらの成果から靱性を考慮した耐震設計法を新たに研究開発し、鉄筋コンクリート構造物の耐力と変形性能を評価する手法を提示した。

iii) 鋼構造部会

鋼構造物の耐震設計法を中心とする内外の設計手法に関する資料および研究結果を収集分析すると共に、特に薄肉鋼構造物の構造特性を耐震性の面から実験および解析によって検討し、耐震性の評価に際して注意すべき点を明らかにし、耐震設計法の改善を図った。

iv) 地震力・地盤部会

地震力および地震応答：既往の地震発生状況を調査検討すると共に地震発生空白地域（サイズミックギャップ）についても若干の検討を加え、さらに地盤別地震動特性および構造物と地盤の動的相互作用について実測と解析を行ない、過去の被害の経験を考慮して耐震設計に用いる地震動入力を提示した。

地盤の地震時安定性：既往の地震による地盤の災害を調査解析し、地盤および土の動的試験を行ない、さらに地盤改良工法を調査し、地盤の地震時安定性を検討するための調査・試験法および評価法を提示した。

v) 耐震設計専門部会

耐震設計法および設計用地震力について国内外の動向を調査すると共に現況を把握し、設計法については許容応力度法から限界状態を想定する信頼性に基づく設計法に将来は移行する趨勢にあることを確認すると共に地震力・安全率等については用途・種別によって区分する重要度を付与することの必要を確認し、設計体系の整備方針を検討した。さらに各部会の研究成果等に基づいて建設省が策定した新耐震設計法案について検討し、同案の内容に対して改善することが望ましいと思われる点について意見を提示した。

また本研究委員会は、新耐震設計法案が近い将来、実施に移され、法令規準等の耐震規定が共通化されていくことを期待するものであるが、同案において未だ共通化が図られていない共通事項が散見される点からは、今後も事実の解明を進め、理念の明確化を図り、向上改善に努めることを求めたい。

付属資料

(共通耐震設計指針策定特別幹事会関係)

1 概 説

共通耐震設計指針策定特別幹事会は、建設行政に関連する耐震技術の総合的な開発研究ならびに地震防災計画手法の開発研究の推進を目的として昭和50年度に設置された。本幹事会は、土木および建築の実務家レベルによって構成され、主として新耐震設計法を作成する際の土木・建築両分野に共通した問題点の検討、両分野の間の意見の調整を行なった。具体的にはつぎに示す3項目を当初検討課題として設定した。

- (1) 地震・地震動・地盤などに関連する耐震上の問題
- (2) 設計・材料・施工などに関連する耐震上の問題
- (3) 地震防災対策の計画手法に関連する耐震上の問題

上記の各項目については、新耐震設計法の作成作業の過程において検討が行なわれ、新耐震設計法に反映された。

さらに本幹事会においては、構造物の用途・種別と耐震設計上の重要度についての関係についての学識経験者の意見を集約するため、昭和50、51年度に各々1回ずつ重要度に関するアンケート調査を実施した。

2 耐震設計における重要度に関するアンケート調査

2.1 第1回アンケート調査(昭和50年度実施)

2.1.1 アンケート調査の内容

アンケート調査の設問の内容を以下に示す。調査は耐震技術開発研究委員会、土木学会、日本道路協会、地震学会の各種委員会のメンバーからランダムに463名を抽出して行なった結果、回答者数は248名、回答率53.6%であった。

(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。

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被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。

- (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 必要性

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があるか。

- (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

各種構造物が災害にあい、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があるか。

- (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があるか。

- (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処すべきであり、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。

2.1.2 アンケート調査の結果

アンケート調査のデータの分析手法として多変量解析法を用いる。ここでは質的データであるアンケート調査の結果を潜在構造分析およびクラスター分析により定量化を試みた。

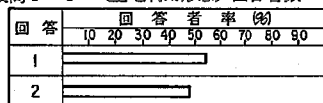
(1) 単純集計結果

アンケート調査の単純集計結果を図-1に示した。これによると設問 1-1、2-1、2-2、2-3では重要度を変えるべきであるという解答が圧倒的に多いのに対し、それ以外の設問では変えるべきであるとするものと、変えるべきでないとするものがほぼ同数である。

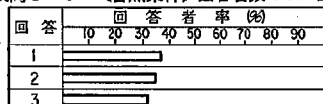
設問 1-1 【人口密度】 回答者数 340 名



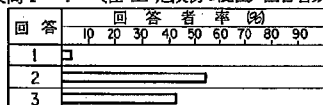
設問 1-2 【土地利用形態】 回答者数 237 名



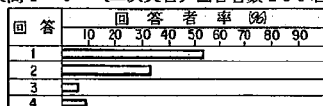
設問 1-3 【自然条件】 回答者数 237 名



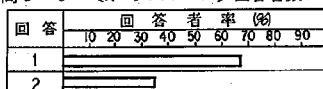
設問 1-4 【庄・工・危険物の混在】 回答者数 243 名



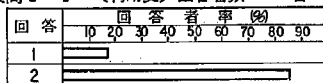
設問 1-5 【二次災害】 回答者数 230 名



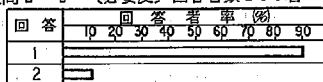
設問 1-6 【オープンスペース】 回答者数 237 名



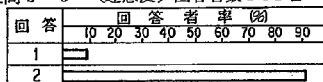
設問 2-1 【利用度】 回答者数 241 名



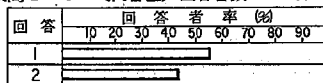
設問 2-2 【必要度】 回答者数 244 名



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



図-1 アンケート調査の単純集計結果 (第 1 回)

表-1 アンケート調査のクロス集計結果

設問 1-2 (土地利用形態) と 1-3 (自然条件)

1-3 \ 1-2	1.(変えない)	2.(変える)	0.(その他)	合計
1.(変える)	35	49	1	85
2.(変えない)	49	30	0	79
3.(どちらともいえない)	40	33	1	74
0.(そ の 他)	1	0	5	6
合 計	125	112	7	244

設問 1-2 (土地利用形態) と 1-5 (二次災害)

1-5 \ 1-2	1.(変えない)	2.(変える)	0.(その他)	合計
1.(変えない)	87	33	0	120
2.(段階的に 変える)	21	60	2	83
3.(不燃化等に 応じて変える)	2	6	0	8
4.(地盤高に 応じて変える)	10	10	0	20
0.(その他)	5	3	5	13
合 計	125	112	7	244

設問 1-2 (土地利用形態)と1-4 (住・工・危険物の混在) 設問 1-4 (住・工・危険物の混在)と1-5 (二次災害)

1-2 1-4	1.変えない	2.変える	0.(その他)	合計
1.(変えない)	4	1	0	5
2.(自己防衛の防止)	88	43	2	133
3.(高くする)	33	68	3	104
0.(その他)	0	0	2	2
合 計	125	112	7	244

1-4 1-5	1.変えない	2.(自己防衛)の防止	3.(高くする)	0.(その他)	合計
1.(変えない)	4	80	36	0	120
2.(段階的に変える)	1	27	54	1	83
3.(不燃化率に応じて変える)	0	0	8	0	8
4.(地盤等に応じて変える)	0	17	3	0	20
0.(その他)	0	9	3	1	13
合 計	5	133	104	2	244

(2) クロス集計結果

アンケート調査のクロス集計結果を表-1に示す。これをみると設問1-2と1-3、1-2と1-4、1-2と1-5、1-4と1-5は相互に相関関係がある。

(3) 潜在構造分析

潜在構造分析は解析手法上、データはYesとNoの2種類に限定されることから、設問の内容から判断して重要度を変えるべきとしているものは1、必要なしとしているものを0として表-2のようにデータを変換して用いた。

表-2 原データと潜在構造分析に用いたデータの対応

設 問	1-1			1-2			1-3			1-4			1-5		
原データ	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3
新データ	0	1	1	0	1	1	0	0	0	0	1	1	0	1	1

設 問	1-5			1-6			2-1			2-2			2-3			2-4			2-5		
原データ	4	1	2	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3
新データ	1	0	2	0	1	1	0	0	0	0	1	0	0	1	0	1	0	1	0	1	1

解析の結果を図-2に示す。ここで潜在クラスの数をもつとしたのは、これ以上クラスの数を増しても有意なクラスが抽出されなかったためである。結果をみると、全体の人数の約半数が第1グループに属し、残りの更に半分は第IIグループに属する。他の半分は第III、第IVグループに属するが、この両グループは内容的にかなり近く、一つのグループとも考えられよう。その潜在周辺値をみると第1グループは構造物の機能と密接な関係のある設問1-1、2-1、2-3に対しては重要度を変えるべきであるとしている一方、

構造物と間接的な関連を持つ設問1-2、1-3、1-4、1-5、1-6に対しては変える必要がないとしているグループと考えられる。第IIグループはすべての設問に対し重要度を変えるべきであるとしているグループである。第III、第IVグループは若干の差異はみられるが、ほとんどの設問には重要度を変える必要がないとしているグループである。以上の結果を総括すると、今回調査した集団のうち約半数は構造物に直接関係のある事項のみ重要度を変えるべきであると答えており、残りの半数は、すべての項目に重要度を

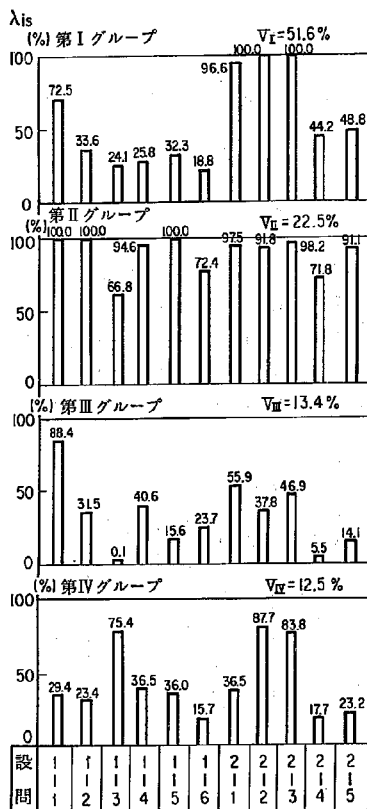


図-2 潜在構造分析による解析結果(第1回)

注) ν_1 : 調査対象のうち第Iグループに属する割合
 λ_{is} : 第Iグループの回答が設問?で重要度を変えるべきであると回答している割合

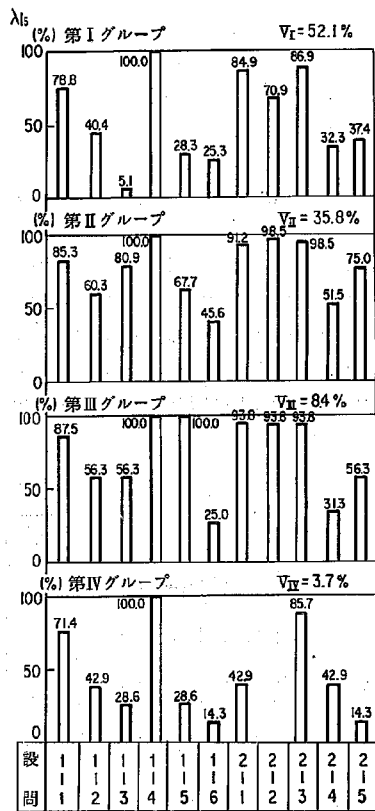


図-3 クラスター分析による解析結果(第1回)

変えるべきであるとするグループと、すべての項目に重要度を変える必要がないとしているグループによってほぼ二分されているといえる。

(4) クラスタ分析

クラスタ分析の結果を図-3に示す。各グループの特性値はおおむね潜在構造分析のものと一致しているので、潜在構造分析とクラスタ分析で求められたグループはそれぞれ対応関係があるものと考えてよいであろう。しかしながら各グループに属する人数の全体に対する割合は両方の解析結果によって異なっている。この原因としては潜在構造分析ではすべてのデータから一度に潜在クラスにグループ分けするのに対し、クラスタ分析では、すべてのデータのうちクラスタ距離の最も小さいものをグループ化するというステップを何回か行なったうえでグループができあがるという手法の相異が影響しているのではないかと考えられる。

2.2 第2回アンケート調査（昭和51年度実施）

2.2.1 アンケート調査の内容

第1回のアンケート調査により、地域特性および構造物の機能と耐震設計上の重要度の関係は、それぞれ別々に明らかにされた。しかしながら、耐震設計上の重要度は地域特性および構造物の機能の両者によって影響を受けると考えられるので、地域特性と構造物の機能の種々の組み合わせに対応する耐震設計上の重要度を把握することにより、よりその性格が明確化されると思われる。第2回アンケート調査では表-3に示される15項目の地域特性と構造物の機能の組み合わせと、耐震設計上の重要度の関係に関するアンケートを試みた。

表-3 第2回アンケート調査の調査項目

	利用度	必要度	迷惑度	代替性	機能回復 の難易
構造物・施設が存在 している地域特性	○	○	○	○	○
構 造 物 の 種 類	○	○	○	○	○
構 造 物 の 規 模	○	○	○	○	○

アンケート調査の設問の内容を以下に示す。

設問第1群 地域特性と耐震設計上の重要度

ここでは地域特性によって異なると考えられる、利用度、必要度、迷惑度、代替性、機能回復の難易によって重要度を変えるべきであるかどうかを考えて頂き、以下の各設問にお答え下さい。

設問 I-1 地域特性 — 利用度

道路における交通量、建物における収容人員等で表わされるような利用度は、地域の人口密度、経済指標等の地域特性によって変化すると考えられますが、このような地域特性の違いによる利用度の差によって重要度を異なるものとするべきであるか。

- (1) 異なるものとするべきである。
- (2) 異なるものとする必要はない。

設問 I-2 地域特性 — 必要度

地震災害時に構造物・施設が必要とされる度合いは、地域特性によって異なるとも考えられますが、このような地域特性の違いによる必要度の差によって、重要度を異なるものとするべきである。

- (1) 異なるものとするべきである。
- (2) 異なるものとする必要はない。

設問 I-3 地域特性 — 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（迷惑度）は、地域特性によって異なるとも考えられますが、このような地域特性の違いによる迷惑度の差によって重要度を異なるものとするべきであるか。

- (1) 異なるものとするべきである。
- (2) 異なるものとする必要はない。

設問 I-4 地域特性 — 代替性

各種構造物が被害にあい、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代替物の充実の度合（代替性）は、道路における道路密度等の地域特性によって異なるとも考えられますが、このような地域特性の違いによる代替性の差によって、重要度を異なるものとするべきであるか。

- (1) 異なるものとするべきである。
- (2) 異なるものとする必要はない。

設問 I-5 地域特性 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（機能回復の難易）は、復旧資材、労働力の調達、難易等地域特性によって異なるとも考えられますが、このような地域特性の違いによる機能回復の難易の差によって、重要度を異なるものとするべきであるか。

- (1) 異なるものとするべきである。
- (2) 異なるものとする必要はない。

設問第Ⅱ群 構造物、施設の種類と耐震設計上の重要度

ここでは構造物、施設の種類によって異なると考えられる、利用度、必要度、迷惑度、代替性、機能回復の難易によって重要度を変えるべきであるかどうかを考えて頂き、以下の各設問にお答え下さい。

設問Ⅱ-1 構造物、施設の種類 — 利用度

利用度は、構造物、施設の種類によって異なると考えられますが、種類の違いによる利用度の差によって、重要度を異なるものとするべきであるか。

- (1) 異なるものとするべきである。
- (2) 異なるものとする必要はない。

設問Ⅱ-2 構造物、施設の種類 — 必要度

地震災害時の必要度は、構造物、施設の種類の違いによって異なると考えられますが、種類の違いによる必要度の差によって、重要度を異なるものとするべきであるか。

- (1) 異なるものとするべきである。
- (2) 異なるものとする必要はない。

設問Ⅱ-3 構造物、施設の種類 — 迷惑度

迷惑度は、構造物、施設の種類の違いによって異なると考えられますが、構造物、施設の種類の違いによる迷惑度の差によって、重要度を異なるものとするべきであるか。

- (1) 異なるものとするべきである。
- (2) 異なるものとする必要はない。

設問Ⅱ-4 構造物、施設の種類 — 代替性

代替性は、構造物、施設の種類の違いによって異なると考えられますが、構造物、施設の種類の違いによる代替性の差によって、重要度を異なるものとするべきであるか。

- (1) 異なるものとするべきである。
- (2) 異なるものとする必要はない。

設問Ⅱ-5 構造物、施設の種類 — 機能回復の難易

機能回復の難易は、構造物、施設の種類の違いによって異なると考えられますが、種類の違いによる機能回復の難易の差によって、重要度を異なるものとするべきであるか。

- (1) 異なるものとするべきである。
- (2) 異なるものとする必要はない。

設問第Ⅲ群 構造物、施設の規模と耐震設計上の重要度

ここでは構造物、施設の規模によって異なると考えられる、利用度、必要度、迷惑度、代替性、機能回復の難易によって重要度を変えるべきであるかどうかを考えて頂き、以下の各設問にお答え下さい。

設問Ⅲ-1 構造物、施設の規模 — 利用度

利用度は、構造物、施設の規模によって異なると考えられますが、規模の違いによる利用度の差によって、重要度を異なるものとするべきであるか。

- (1) 異なるものとするべきである。
- (2) 異なるものとする必要はない。

設問Ⅲ-2 構造物、施設の規模 — 必要度

地震災害の必要度は、構造物、施設の規模によって異なると考えられますが、規模の違いによる必要度の差によって、重要度を異なるものとするべきであるか。

- (1) 異なるものとするべきである。
- (2) 異なるものとする必要はない。

設問Ⅲ-3 構造物、施設の規模 — 迷惑度

迷惑度は、構造物、施設の規模によって異なると考えられますが、構造物、施設の規模の違いによる迷惑度の差によって、重要度を異なるものとするべきであるか。

- (1) 異なるものとするべきである。
- (2) 異なるものとする必要はない。

設問Ⅲ-4 構造物、施設の規模 — 代替性

代替性は、構造物、施設の規模によって異なると考えられますが、構造物、施設の規模の違いによる代替性の差によって、重要度を異なるものとするべきであるか。

- (1) 異なるものとするべきである。
- (2) 異なるものとする必要はない。

設問Ⅲ-5 構造物、施設の規模 — 機能回復の難易

機能回復の難易は、構造物、施設の規模によって異なると考えられますが、規模の違いによる機能回復の難易の差によって、重要度を異なるものとするべきであるか。

- (1) 異なるものとするべきである。
- (2) 異なるものとする必要はない。

調査対象は、第1回調査と少数の異動によるメンバーの変更を除き同じである。調査対象506名、うち回答者数262名、回答率51.8%であった。

2.2.2 アンケート調査の結果

(1) 単純集計結果

アンケート調査の単純集計結果を表-4に示した。

表-4 アンケート調査の単純集計結果(第2回)

	利用度			必要度			迷惑度			代替性			機能回復の難易		
	1	2	回答ナシ	1	2	回答ナシ	1	2	回答ナシ	1	2	回答ナシ	1	2	回答ナシ
地域特性	I 183	77	2	I 193	66	3	I 205	54	3	I 164	92	6	I 138	119	5
	1 698	294	0.8	2 73.7	25.2	1.1	3 78.3	20.6	1.1	4 62.6	35.1	2.3	5 52.7	45.4	1.9
構造物 施設の規模	II 199	61	2	II 229	31	2	II 204	55	3	II 176	79	7	II 179	79	4
	1 76.0	23.2	0.8	2 87.4	11.8	0.8	3 77.9	21.0	1.1	4 67.2	30.2	2.6	5 68.3	30.2	1.5
構造物 施設の規模	III 164	95	3	III 152	104	6	III 187	73	2	III 144	109	9	III 154	102	6
	1 62.6	36.3	1.1	2 58.0	39.7	2.3	3 71.4	27.8	0.8	4 55.0	41.6	3.4	5 58.8	38.9	2.3

回答数 262名 回収率 51.8%

この結果によると、第1回のアンケート調査においても明らかになったように、利用度、必要度、迷惑度の高い構造物の重要度を高くとるべきであるという意見が多数を占めている。一方、代替性、機能回復の難易と重要度については、関係ありとする回答が、そうでないとする回答をやや上回っている程度である。又、若干の例外はあるが、構造物・施設の種類と重要度の関係を重視している回答が最も多く、地域特性がこれに次ぎ、構造物・施設の規模と重要度の関係を重視する回答が最も少ない。

(2) 潜在構造分析

解析の結果を図-4に示す。

今回は、アンケートの回答の結果は明確に2つに大別された。第Iグループは回答者数の約半数であり、すべての項目に重要度を考慮すべきであるとするグループである。一方第IIグループは、重要度を考慮すべきであるとする回答と、考慮すべきでないとする回答が混合したグループであり、とくに代替性、機能回復の難易については、比較的否定的な考えをもつグループである。

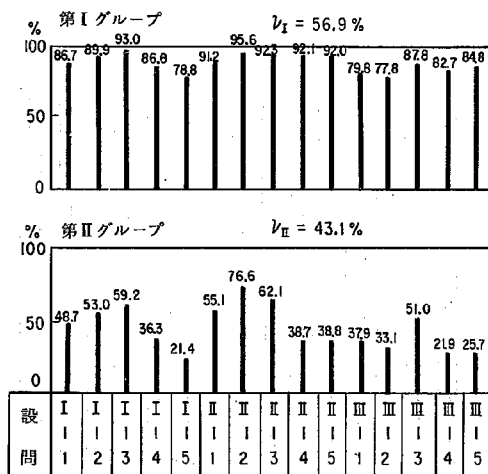


図-4 潜在構造分析による解析結果 (第2回)

(3) クラスター分析

解析の結果を図-5に示す。

解析結果から、潜在構造分析と比較して見ると、第1グループはすべての項目に重要度を考慮すべきであるとするグループで、回答者数の約半数に近く、このグループは潜在構造分析の解析結果とおおむね一致していることがわかる。又、第2、3、4のグループは、潜在構造分析の第2グループに対応していると思われるが、特性値に違いが生じている。これは前回のアンケート調査の結果と同じように解析手法の相違が影響していると思われる。

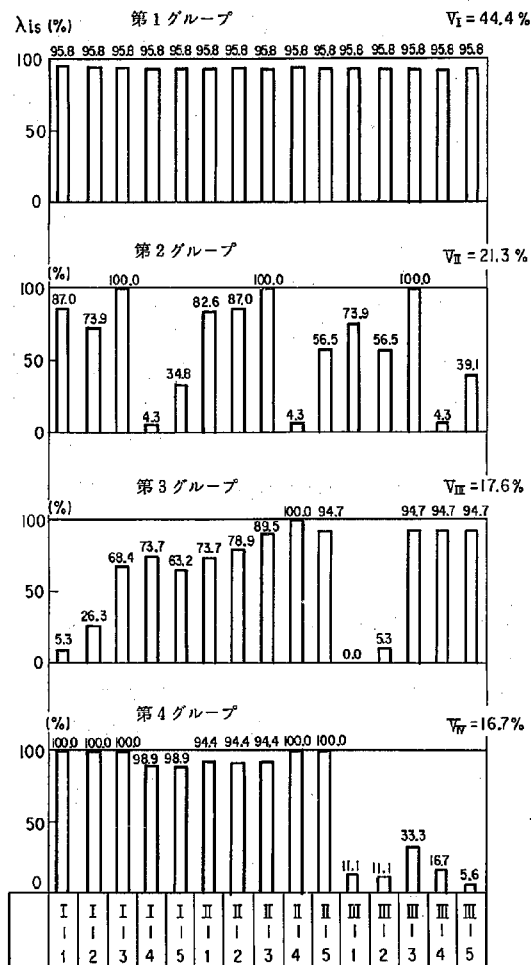


図-5 クラスター分析の解析結果(第2回)

2.3 ま と め

第1回、第2回のアンケート調査によって、耐震設計上の重要度について、つぎの点が明らかにされた。

- (1) 耐震設計上の重要度についての統一的なコンセンサスは、未だ確立されていない。種々の条件に対し、種々の変化に富んだ意見がある。
- (2) アンケート調査の回答者の約半数は、構造物の特性と機能のあらゆる組み合わせについて、すべて耐震設計上の重要度を考慮する必要があると考えている。
- (3) 代替性、機能回復の難易と重要度の関係については、これを否定する意見も相当数ある。

3 幹事会開催経過

(1) 昭和50年度

特別幹事会

回次	開催年月日	議 事
第 1 回	50.12.15	共通磁気設計指針策定方針について

小 幹 事 会

回次	開催年月日	議 事
第 1 回	50.10.33	共通磁気設計指針策定に関する初合せ
第 2 回	50.11.13	"
第 3 回	50.12.10	"
第 4 回	50.12.15	"
第 5 回	51. 3. 1	"

(2) 昭和51年度

特別幹事会

回次	開催年月日	議 事
第 1 回	51.12.20	新磁気設計法の原案について

小 幹 事 会

回次	開催年月日	議 事
第 1 回	51.11. 2	新磁気設計法の原案について
第 2 回	51.11.13	"
第 3 回	51.12. 1	"
第 4 回	52. 1.31	新磁気設計法の最終案とりまとめについて
第 5 回	52. 2.12	"
第 6 回	52. 2.13	"

原局との打合せ

回次	開催年月日	関係原局	議 事
第1回	51.11. 9	関係各原局	新磁気設計法の概要について
第2回	51.12.13	計画局・河川局	新磁気設計法の原案について
第3回	51.12.16	都市局・道路局	"
第4回	52. 2. 7	道 務 局	新磁気設計法の最終案について
第5回	52. 2.10	都市局・河川局	"

総プロ「新耐震設計法の開発」研究報告

新 耐 震 設 計 法 (案)

正 誤 表

頁	行	誤	正
目2	17	6-4鉄骨鉄筋コンクリート…………… ……………7……………105	6-4鉄骨鉄筋コンクリート…………… ……………7……………115
"	下から8	7-2-1概説……………9……………126	7-2-1概説……………8……………126
目3	下から16	1-3-4応答変位法に用いる振幅	1-3-4応答変位法に用いる振幅等
"	12	4-2-2フィルタイプ構造物	4-2-2フィルタイプ構造物
"	下から4	7-2上部構造	7-2下部構造および落橋防止構造
4	下から2	定められた最低値がある	定められた最低値があ
15	15	1-3-2震度法に用いる係数値	1-3-2震度法に用いる係数等
"	表1-3-2	表1-3-2地盤の種別による補正係数(Δ_2)	表1-3-2地盤の特性による補正係数(Δ_2)
17	2	地盤の種別による補正係数(Δ_2)	地盤の特性による補正係数(Δ_2)
20	下から15	3.コンクリート構造物および鋼構造物の耐震計算法	3.コンクリート構造物および鋼構造物の耐震設計法
20	下から13	コンクリート構造物および鋼構造物の耐震計算は、	コンクリート構造物および鋼構造物の耐震設計は、
22	下から11	4.土構造物の耐震計算法	4.土構造物の耐震設計法
24	下から15	6-2補強システム	6-2耐震補強システム
31	13	安全度	安全性
34	2	工学的地震強度	工学的地震動強度
35	3	下式	次式
"	26	当該建築物で層の	当該建築物 <i>i</i> 層の
36	17	0.75以上	0.67以上
52	下から8	基本要件は	基本条件は
55	3	対象構造である。	対象とする。
"	下から6, 5	(特に薄肉構造を主体とした部材では、塑性域における部材の局部座屈による耐力の低下)	特に薄肉構造を主体とした部材では、塑性域における部材の局部座屈による耐力の低下に留意すること。
"	下から3	(特に不静定次数の低い構造物では構造物全体の剛度の保持)	特に不静定次数の低い構造物では構造物全体の剛度の保持に留意すること。
57	12	Q_s : 応力の変動係数 ($Q_s = \sigma_s / m$)	Q_s : 応力の変動係数 ($Q_s = \sigma_s / m_s$)
"	下から12	Q_R : 強度の変動係数	Q_R : 強度の変動係数 ($Q_R = \sigma_R / m_R$)
59	10	Y. Aoki	Y. AOKI
"	14	: 建築研究報告	: 重要度係数の最適化、建築研究報告
"	下から10, 9	1926年~1976年4月の期間については、	1926年~1976年4月の期間に、6.5> $M \geq 5.5$ の地震については、

頁	行	誤	正
60	図4-1-解1(A)	図4-1-解1(A)	図4-1-解1(A) $M \geq 7.5$, 416年 ~ 1976年4月
"	"	$6.5 \leq M < 7.0$	$7.5 \leq M < 8.0$
"	"	$8.5 \leq M$	$8.0 \leq M$
"	図4-1-解1(B)	図4-1-解1(B)	図4-1-解1(C) $5.5 \leq M < 6.5$, 1961年~ 1976年4月
61	図4-1-解1(C)	図4-1-解1(C)	図4-1-解1(B) $6.5 \leq M < 7.5$, 1926年~ 1976年4月
"	"	$7.5 \leq M < 8.0$	$7.0 \leq M < 7.5$
"	図4-1-解2	図4-1-解2	図4-1-解2 $M \geq 6$, 1600年~ 1973年
"	"	138	136
"	9	後者2つは	後者の2つは
"	下から4	地盤中にごく地表面に近い地	地盤中の地表面に近い所で地
62	3、4	あるいは地中の構造物のいずれかに対 しても	および地中の構造物のいずれに対 しても
"	下から4	60km以下	60km以下
"	17	変化するものである。	変化するものである。
64	図4-2-解2	図4-2-解2	図4-2-解2 標準的な地盤におけ る水平方向の最大速度 V_{max}^h と震央距 離 d の関係
"	"	$V_{max}^h = 10^{0.607M - 1.19 \log x - 1.40}$	$V_{max}^h = 10^{0.607M - 1.19 \log d - 1.40}$
"	"	EPICENTRAL DISTANCE X(KM)	震央距離 d (km)
"	"	V_{max}^h (Kine)	V_{max}^h (cm/sec)
"	図4-2-解4A)	速度応答スペクトル S_V (Kine) (減 衰定数は 0.05) 震源距離の関係	速度応答スペクトル S_V (cm/sec 減衰定数は 0.05) と震源距離 x の関 係
"	"	S_V (Kine)	S_V (cm/sec)
"	図4-2-解4(B)	震央距離 50.0 (km) の場合	震源距離 50.0 (km) の場合
"	"	S_V (Kine)	S_V (cm/sec)
65	表4-2-解1	SI 0.1	SI 0.0
87	12	地盤種別による補正係数	地盤の特性による補正係数
"	15	短周期構造物等が一般的に	一般に短周期構造物等が
"	18	構造物および地盤種別に応じた	構造物および地盤の特性に応じた

頁	行	誤	正
88	8	地盤の鉛直方向の変位振幅 u_v を考慮 する場合は、 $u_v = \frac{u_h}{2}$ とする	地盤の鉛直方向の変位振幅 U_v を考慮 する場合は、 $U_v = \frac{U_h}{2}$ とする。
90	下から1	流動化	流動化（または液状化）
91	3	"	"
"	表5-2-解1	動的土質定数を求める試験法	動的土質定数を求める試験法
"	表5-2 2行目	$10^{-4} \sim 10^{-1}$	$5 \times 10^{-4} \sim 10^{-1}$
92	18	流動化	流動化（または液状化）
"	18	"	"
93	下から1	"	"
94	2	標準貫入試験	標準貫入試験
"	3	流動化	流動化（または液状化）
"	6	ダッチコーンによる q_c 値	ダッチコーンによる q_c 値、
"	7	流動化	流動化（または液状化）
"	10	"	"
"	11	"	"
"	13	"	"
"	17	"	"
"	18	流動する	流動化（または液状化）する
"	20	流動化	流動化（または液状化）
95	下から12	"	"
"	下から1	"	液状化
"	下から1	"	"
96	1	流動化	流動化（または液状化）
"	3	重い構造物の沈下、	重い構造物の沈下
"	5	の浮上。	の浮上
"	6	不等沈下	不同沈下
"	13	流動化	流動化（または液状化）
"	14	"	"
"	15	"	"
"	17	"	"
"	18	"（3カ所）	"（3カ所）
"	19	"	"
"	22	"	"
"	下から12	"	"

頁	行	誤	正
96	下から11	流動化	流動化（または液状化）
"	" 9	"	"
"	" 8	"	"
"	" 6	"	"
"	" 5	"	"
97	下から16	Cycli	Cyclic
"	" 7	Apparatusfor	Apparatus for
98	2	Measu ements	Measurments
"	10	土木学会編文	土木学会論文
99	1	図 6-2-解 1	図 6-2-解 2
103	表 6-2-解 2	0.54 ~ 0.77	0.54 ~ 0.97
104	下から 7	（不静定次数+1 個の塑性ヒンジが形成された状態）	（不静定次数+1 個の塑性ヒンジが形成された状態）
113	下から 8	$tp \cdot jp \cdot jc$	$tp \cdot jp \cdot jc$
114	下から 7	伝 進	伝 達
122	17	$(B=D)$	$(B=b)$
"	下から 7	文 献 (1)	文 献 (10)
123	19	$Q_w = 0.5_{wfy}(p_w - 0.002)$	$Q_w = 0.5_{wfy}(P_w - 0.002)b \cdot j$
124	下から 4	$\frac{a_s \cdot \sigma_{sy}}{b \cdot d \cdot F_c} + \frac{a_{so} \cdot \sigma_{syo}}{b \cdot d_o \cdot F_c}$	$\frac{a_s \cdot \sigma_{sy} + a_{so} \cdot \sigma_{syo}}{b \cdot d_o \cdot F_c}$
125	11	啓文室	啓文堂
"	15		10) 建設省建築研究所「建築部材接合部の耐震強度（プレストレストコンクリート建築構造物の耐震性評価方法に関する研究）」 昭和51年度総合技術開発プロジェクト ・新耐震設計法の開発報告書 昭和52年 3 月
138	表 8-2 解 1	固有周期と減衰定数の欄の XY	固有周期と減衰定数の欄の x, y
140	2	かつ、そのとり合い	かつ、そのとり合い
148	表-1-1-解2 港湾構造物の根 拠規定等の欄	○漁港構造物標準設計法	○港湾構造物設計基準

頁	行	誤	正
148	表 1-1-解 2 港湾構造物の地盤の流動化判定の規定の有無の欄	空 白	-
149	表 1-1-解 2 漁港構造物の補正係数(震度)、第三地域、重要度別の欄	出漁準備岸壁 0.00 (")	出漁準備岸壁 0.05 (" ")
149	表 1-1-解 2 漁港構造物の根拠規定等の欄	・漁港構造物設計基準法	・漁港構造物標準設計法
149	表 1-1-解 2 鉄道構造物の基礎の規定の有無の欄	有 り	-
149	表 1-1-解 2 火力発電施設の標準設計水平震度の欄	建築基準法、 建築基準構造設計基準 に準ず	建築基準法、 建築基礎構造設計基準 に準ず
150	表 1-1-解 2 沈埋トンネルの鉛直震度の欄	水平設計震度の 1/2	設計水平震度の 1/2
150	表 1-1-解 2 沈埋トンネルの根拠規定等の欄	(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。)	(比較的長周期 (0.5 ~ 2.0 秒) の構造物では設計水平震度を 1.25 倍する。)
151	下から 2	包含しており、	包含しており、
154	表 1-3-2	表 1-3-2 地盤の種別による補正係数 (Δ_2)	表 1-3-2 地盤の特性による補正係数 (Δ_2)
"	4	地盤の種別による補正係数	地盤の特性による補正係数
"	下から 8	地盤の種別による補正係数	地盤の特性による補正係数
155	4	地盤の種別による補正係数	地盤の特性による補正係数
156	下から 1	せん断弾性波 1/2 をとる。	せん断弾性波の 1/2 をとる。

頁	行	誤	正
159	18	行うことは困難で	行うことは困難で
165	9	δ : ケーソン壁面と土との間の摩擦角 (度)	δ : ケーソン壁面と土との間の摩擦角 (度) $\delta = -\frac{\phi}{6}$ としてよい。
"	12	$H_u = C_B' A' + P \tan \phi_B$	$H_u = C_B A' + P \tan \phi_B$
"	17	C_B'	C_B
171	下から 3	A : 基礎底面積 (cm)	A : 基礎底面積 (cm)
173	14	$R = K_s(h-1)\theta A$	$R = K_s(h-1)\theta A$
175	14	$P = Kwl$	$P = kwl$
177	14	任意の一点 O を原点とし、	任意の一点 O を原点とし、
"	14	O 点に作用する	O 点に作用する
"	15	O 点の座標軸方向	O 点の座標軸方向
"	17	原点 O は、	原点 O は、
"	下から 2	原点 O の	原点 O の
"	下から 1	原点 O の	原点 O の
178	1	原点 O の	原点 O の
183	6	土木研究所資料	土木研究所資料
184	1	3. コンクリート構造物および鋼構造物 の耐震計算法	3. コンクリート構造物および鋼構造物 の耐震設計法
	4	コンクリート構造物および鋼構造物の 耐震計算法は、	コンクリート構造物および鋼構造物の 耐震設計は、
186	3	橋脚に作用する水平方向の慣性力または 摩擦力	橋脚に作用する水平方向の慣性力および 摩擦力
"	下から 8	W_B により橋脚に作用する摩擦力 f	W_B により橋脚に作用する慣性力または 摩擦力 f
188	2	片面のみ	片面にのみ
"	12、13	・柱状構造物の動水圧 (図3-3-解 4 参照) 周辺を……	・柱状構造物の動水圧 (図3-3-解4参照) 周辺を……
"	下から 3	$E_s = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}$	$E_s = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$
189	下から 8	$A_i = A_c + 15A_s$	$A_i = A_c + 15A_s \text{ (cm}^2\text{)}$
191	下から 6	K_u	K_v
197	図3-3-解9	(コンクリート) $\phi \sigma_{ck}$ $\sigma_c = \phi \sigma_{ck} \left(\frac{\epsilon_c}{0.02} \right) \left(2 - \frac{\epsilon_c}{0.02} \right)$	$\alpha \sigma_{ck}$ $\sigma_c = \alpha \sigma_{ck} \left(\frac{\epsilon_c}{0.02} \right) \left(2 - \frac{\epsilon_c}{0.02} \right)$ α : コンクリートの材料強度の低減係数

頁	行	誤	正
198	2	ϵ_s, V_s	ϵ_s, V_s
202	15	堤体応答	堤体応答
205	表 3-3-解 4	33	3.3
208	1	4.土構造物の耐震計算法	4.土構造物の耐震設計法
"	14	耐震計手法	耐震計算手法
"	16	先に記した過去の経験	上記の過去の震害経験
212	下から 5	N 直	N 値
227	15	転倒	転倒
"	17	応答変位	応答変位法
228	下から 13	Tunnel	Tunnel
"	下から 2	197.9	1975.9
230	下から 12	6-2 補強システム	6-2 耐震補強システム
"	下から 3	耐用時間	耐用期間
231	下から 2	文化的価値	文化的価値
233	1	抵抗する	抵抗する
"	6	抵抗する	抵抗する
237	10	Aste: 斜めに入れた主鉄筋の断面積 (cm^2)	Aste: 有効断面積 (cm^2) A'st: 斜めに入れた主鉄筋の断面積 (cm^2)
246	8	概説	概説
247	4	橋台、橋脚の設計編	橋台、橋脚の設計篇
260	2	I 編 4-3-2	I 編 4-3-3
"	5	地盤の特性による	地盤特性による
262	3	設計震度 K は	設計震度は
"	12	i 番目の層せん断力	i 番目の層のせん断力
267	図 1-6-解 2	ニュージーランド (需要)	ニュージーランド (重要)
270	表 1-6 解 1	周囲担当	周囲相当
	第一種及び第二 種の欄		
276	20	頂部水平力	頂部集中水平力
"	22	($i = 1, 2, \dots, N$)	トル
280	式(1-6-解3)	$\sum_{j=1}^N \bar{h}_i$	$\sum_{j=1}^N \bar{h}_j$

頁	行	誤	正
281	下から 9	$c q_1$	$c q_1$
"	下から 8	"	"
"	下から 7	"	"
302	下から 12	N. W. Newmark' E.	N. W. Newmark' and E.
"	下から 10	大沢啓美	大沢 胖, 小林啓美
"	下から 9	Engineering.	Engineering
303	9	中層壁建築物	中層壁式建築物
306	10	降伏耐力を	降伏耐力は
307	10	学会報告書	学会報告書 ³⁾
308	1	全階部材 R_T	全階部材角 R_T
310	下から 1	(設計区分 I-B の	(設計区分 I-B) の
313	表 2-3 解	柱の引張鉄筋の比 P_t の上限 ^{*5}	柱の引張鉄筋比 P_t の上限 ^{*6}
314	15	保有せん断力	保有屈せん断力
316	下から 6	$K = 1.0$	$K_1 = 1.0$
338	表 5-1-解 4 降伏型部材欄	$\frac{1}{150}$	$\frac{1}{150}$
"	"	$\frac{1}{200}$	$\frac{1}{200}$
339	1	弾塑性応答	弾塑性応答
342	11	挙動にもとずいて	挙動に基づいて
344	表 6-1 解 2 欄 欄外の注	基は……地震荷重の規定	基は……耐震設計の規定
"	表 6-1 解 2 木質プレハブ構 造木造の備考欄	オープンしにくい	オープンにしにくい
353	12	ただし水平トラス	ただし水平筋かい, 水平トラス
357	下から 6	定められているものは、これによる。	定められている場合は、それによる。