

土 木 研 究 所 資 料

共同溝耐震設計要領 (案)

Manual of Seismic Resistant Design of
Multi-purpose Underground Duct(Draft)

昭和59年10月

建設省土木研究所
地震防災部 耐震研究室

Copyright © 1984 by P. W. R. I.

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

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複写は土木研究所長の承認を得ずしてこれを行なってはならない。

共同溝耐震設計要領（案）

地震防災部

要 旨

本報告は、建設省関東地方建設局、中部地方建設局、近畿地方建設局の委託により（財）国土開発技術研究センター内に設けられた「共同溝耐震性調査研究会」において審議検討された「共同溝の耐震性に関する調査」の中から、建設省道路局及び3地方建設局の許可を得て「共同溝耐震設計要領（案）」を抜粋してとりまとめたものである。

キーワード 共同溝、耐震設計、応答変位法、液状化

目 次

まえがき

共同溝耐震性調査研究会名簿	1
共同溝耐震設計要領（案）	3
付 属 資 料	
Ⅰ 地盤条件急変部における応答変位法による耐震計算法の詳細	67
Ⅱ 耐震計算例	75
Ⅲ 液状化対策工例	111
Ⅳ 可とう性継手の適用の考え方と類似構造物での実施例	119

まえがき

我が国の大都市における道路空間の有効利用の趨勢は、年々高まりつつある。特に、道路地下部分は、地下鉄等の都市交通施設のほか、近代生活、都市活動に欠くことの出来ない電気、電話、ガス、上・下水道等のいわゆるライフライン施設の収容空間として、極めて重要な役割をもっている。このような都市の公益供給処理施設を収容するための共同溝については、整備が順次進展しているが、今後の整備延伸に伴い必ずしも地盤条件の良好な地点のみに共同溝が敷設されとは限らず、地盤条件急変部や地震時に液状化の発生する恐れのある場所等における共同溝の地震時安全性の確保が極めて重要な課題となってきた。

このような背景のもとに、建設省関東地方建設局、中部地方建設局、近畿地方建設局の3地方建設局では、昭和56年度より58年度までの3カ年にわたり、(財)国土開発技術研究センターへ共同溝の耐震性に関する調査委託を行い、共同溝の耐震設計要領を作成してきた。調査を進めるにあたっては、同センター内に共同溝耐震性調査研究会(主査:片山恒雄東京大学教授、副主査:栗林栄一豊橋技術科学大学教授)が設けられた。当土木研究所の関係研究部も共同溝の耐震性確保の重要性を考慮し、同研究会の委員あるいは、幹事として、この調査に全面的に協力した。このようにしてとりまとめられた「共同溝耐震設計要領(案)」は、(財)国土開発技術研究センターから上記3地方建設局に昭和59年3月報告書の一部として提示された。

本資料は、この要領(案)の建設省内における利用の便を考慮し、建設省道路局、上記3地方建設局、(財)国土開発技術研究センターの了解を得て、土木研究所資料として刊行したものである。本資料が適切に利用され、今後の共同溝及び類似の地中構造物の建設にあたって貢献することを期待するものである。

なお、「共同溝耐震設計要領(案)」の作成にあたり、熱心な指導助言を賜った、研究会の片山主査、栗林副主査を始めとする委員、幹事、建設省道路局および上記3地方建設局、ならびに(財)国土開発技術研究センターの関係諸賢の方々に深甚の謝意を表する次第である。

昭和59年10月

建設省土木研究所
地震防災部長
岩崎敏男

共同溝耐震性調査研究会名簿

注1. 順不同。なお役職名は昭和58年度現在のもの
である。

注2. ※印は昭和56年度～57年度の委員、幹事で、
役職名は当時のものである。

研究会

主 査	片山 恒雄	東京大学生産技術研究所教授
副主査	栗林 栄一	豊橋技術科学大学教授
委 員	佐藤 和夫	建設省土木研究所地震防災部長
"	岩崎 敏男	" " 耐震研究室長
"	佐々木 康	" " 動土質研究室長
"	荒川 直士	" " 振動研究室長
"	矢野 善章	" 道路局国道第一課長補佐
"	谷内 禧夫	" 関東地方建設局道路管理課長
"	加賀田晋成	" " 東京国道工事事務所長
"	山田 滋	" 中部地方建設局道路管理課長
"	廣田 文弘	" " 名古屋国道工事事務所長
"	福田 収	" 近畿地方建設局道路管理課長
"	和栗 良成	" " 大阪国道工事事務所長
"	山村 和也	(財)国土開発技術研究センター理事
※	船越 洋一	(建設省道路局国道第一課長補佐)
※	田中 源六	(" 関東地方建設局道路管理課長)
※	野村 和正	(" " 東京国道工事事務所長)
※	神取 和男	(" 中部地方建設局道路管理課長)
※	宇井 光司	(" ")
※	白村 晋	(" " 名古屋国道工事事務所長)
※	吉居 英夫	(" 近畿地方建設局道路管理課長)
※	宮村 善保	(" " 大阪国道工事事務所長)

作業部会

主 査	岩崎 敏男	建設省土木研究所耐震研究室長
幹 事	川島 一彦	“ “ 振動研究室主任研究員
“	谷口 栄一	“ “ 動土質研究室主任研究員
“	大日方尚巳	“ “ 耐震研究室研究員
“	深沢 淳志	“ 道路局国道第一課係長
“	長田 庄二	“ 関東地方建設局道路管理課長補佐
“	原 忠二	“ “ 東京国道工事事務所共同溝課長
“	沢島 緑郎	“ 中部地方建設局道路管理課長補佐
“	西田 豊	“ “ 名古屋国道工事事務所共同溝課長
“	末田 彰助	“ 近畿地方建設局道路管理課長補佐
“	山内 重一	“ “ 大阪国道工事事務所共同溝課長
“	佐伯 光昭	日本技術開発（株）土木本部地震防災室課長
“	結城 康雄	（財）国土開発技術研究センター調査第二部長
“	江坂 久義	“ “ 参事
“	佐藤 直樹	“ “ 副参事
※	古賀 康之	（建設省土木研究所動土質研究室主任研究員）
※	中島 威夫	（ “ “ 耐震研究室主任研究員）
※	菅原 信二	（ “ 道路局国道第一課係長）
※	田中 軍司	（ “ 近畿地方建設局大阪国道工事事務所共同溝課長）
※	倉島 収	（（財）国土開発技術研究センター調査第二部長）
※	中川 恒男	（ “ “ 参事）
※	中林 正司	（ “ “ 副参事）

共同溝耐震設計要領（案）

昭和59年3月

目 次

1 総 則	7
1.1 適用の範囲	7
1.2 用語の定義	8
2 耐震設計の基本方針	10
2.1 基本方針	10
2.2 耐震設計の手順	12
3 耐震設計に必要な地盤調査	14
3.1 一 般	14
3.2 地盤調査の内容および方法	16
4 耐震設計上考慮すべき荷重および設計条件	20
4.1 耐震設計上考慮すべき荷重	20
4.2 地震の影響	20
4.3 耐震設計上の地盤種別	20
4.4 設計地震入力	22
4.4.1 地盤振動の変位振幅	22
4.4.2 地盤振動の波長	27
4.5 安全性の照査	28
4.5.1 コンクリートおよび鉄筋の許容応力度	28
4.5.2 継手の許容変位量	29
4.5.3 浮上りに対する安全率	30
5 周辺地盤の液状化の判定および対策	31
5.1 一 般	31
5.2 液状化の判定を行う必要がある土層	33
5.3 液状化の判定および発生の可能性の評価	34
5.4 浮上りに対する検討	37
5.5 液状化の詳細判定	41
5.6 液状化対策	42

6	耐震計算	44
6.1	一般	44
6.2	一般部の応答変位法による耐震計算	45
6.2.1	一様地盤部	45
6.2.2	地盤急変部	53
6.3	特殊部の耐震計算	60
6.4	構造変化部の対処	61
6.5	動的解析	61
7	耐震設計における構造細目	63
7.1	一般	63
7.2	継手構造	64
7.2.1	一般	64
7.2.2	可とう性継手の構造および性能	64
7.2.3	可とう性継手の設置位置	65
付属資料		
I	地盤条件急変部の応答位法による耐震計算法の詳細	67
II	耐震計算例	75
III	液状化対策工例	111
IV	可とう性継手の適用の考え方と類似構造物での実施例	119

1. 総 則

1.1 適用の範囲

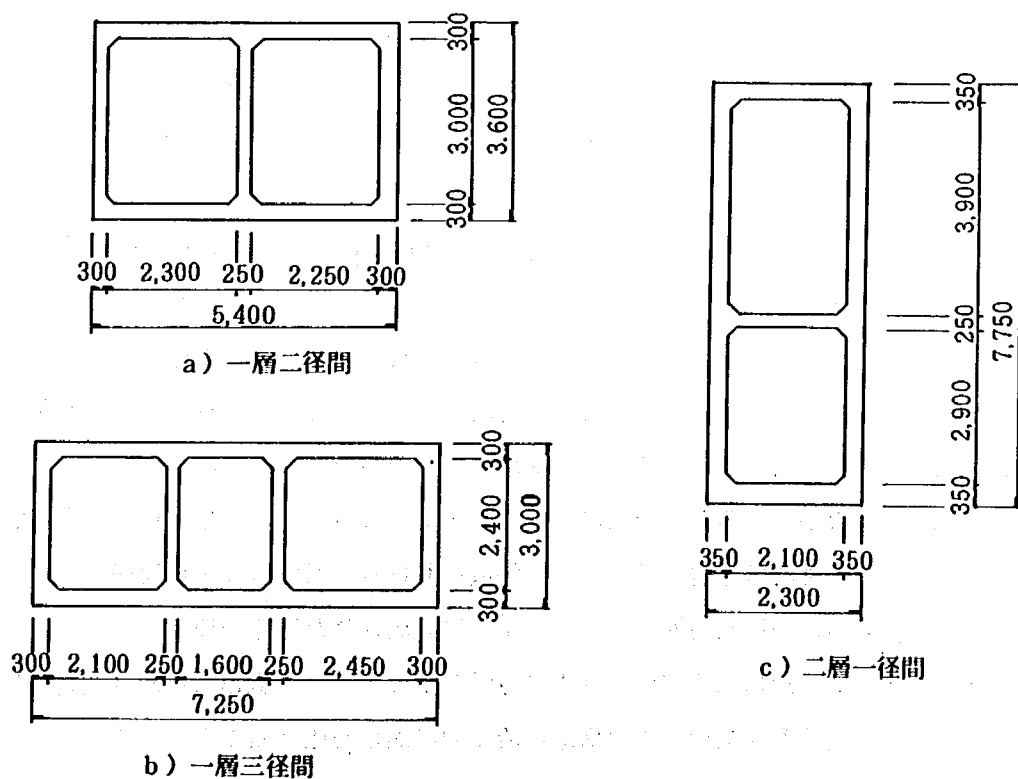
- (1) この要領は開削工法により鉄筋コンクリートで構築される共同溝の耐震設計に適用する。
- (2) この要領に規定していない事項や、特殊な工法および構造を用いる場合には関連する基準などによるものとする。

【解 説】

- (1) 共同溝耐震設計要領（以下、要領という）は、建設省関東地方建設局、中部地方建設局および近畿地方建設局制定の共同溝設計指針（案）（昭和55年4月）における適用範囲と同様に、土留め工法あるいは締切り工法により地下に構築される鉄筋コンクリートの共同溝の耐震設計に適用する。

構造的には既往の施工実績より図一解 1.1.1 に示すような一層二径間、一層三径間、二層一径間などの標準的な断面構成で、かつ共同溝設計指針（案）の 5.4 に規定された継手間隔 30 m を標準とする共同溝を、この要領の主たる適用対象としている。

なお、供給管共同溝などの断面の小さなものや、極めて横長、縦長などの標準的ではない複雑な断



図一解 1.1.1 標準的な共同溝の断面構成

面をもつ共同溝についても、この要領の規定、考え方を準用して設計することができる。

- (2) 特殊な工法・構造とは、シールド工法、プレキャスト製品を用いる工法、高架橋の基礎などの他の構造物との一体構造、地下連続壁を構造本体に用いる構造、橋梁形式の構造などをいう。

これらの工法・構造については関連する基準などに準拠するものとし、関連する基準に明確な耐震規定がない場合などについては、その工法構造の条件に応じて、この要領の規定あるいは考え方を準用することができる。

関連する基準とは、次に示すものなどをいう。

道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編	昭和 5 5 年 5 月	(社) 日本道路協会
建設省新耐震設計法 (案)	昭和 5 2 年 3 月	建設省
水道施設の耐震工法指針・同解説	1979 年版	(社) 日本水道協会
トンネル耐震継手技術基準 (案)	昭和 5 4 年 3 月	(財) 国土開発技術研究センター

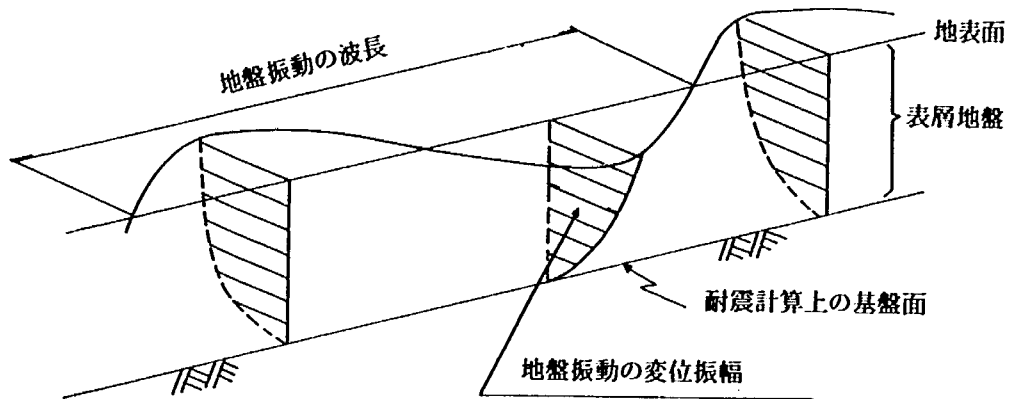
1.2 用語の定義

この要領に用いる用語の意味は次のとおりとする。

- (1) 耐震設計法：構造物などを耐震的に設計するための諸過程の総称
- (2) 耐震計算法：耐震設計法の主要な部分をなす設計計算過程であって、構造物の諸元の設定は主としてこの過程で行われる。
- (3) 地震の影響：耐震計算において用いる慣性力、土圧、地盤の変位、変形などの地震動によって構造物に及ぼす工学的に評価された影響の総称
- (4) 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わす指標
- (5) 耐震計算上の基盤面：せん断弾性波速度が 300 m/s 程度以上、もしくはこれに相当する N 値 50 以上の砂質土層、 N 値 25 以上の粘性土層で、対象地点に共通するひろがりをもつ、それ以深の地層の構成ならびに力学的特質の変化が小さく、地震動の特性に大きな変化が生じないと見なしうる地層の上面
- (6) 表層地盤：地表面から耐震計算上の基盤面までの間の地盤の総称
- (7) 地盤の特性値：微小ひずみ振幅領域における表層地盤の最低次の（最も長い）固有周期
- (8) 地盤の固有周期：地震時の地盤のひずみ振幅領域における表層地盤の固有周期
- (9) 耐震設計上の地盤種別：地盤の振動特性に応じて工学的に評価された地盤の種別
- (10) 液状化：地震動による間げき水圧の急激な上昇により、飽和した砂質土層がせん断強度を失い、土の構造に流動的な破壊を生じること
- (11) 過剰間げき水圧：地震動によって静水圧を超えて発生する土中の間げき水圧の増加分
- (12) 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耐震計算法

- (13) 動的解析法：構造物，地盤を動力学的にモデル化し，解析する耐震計算法
- (14) 地盤振動の波長：応答変位法による耐震計算において，地震時に表層地盤内に生じる変位分布の位置的相違を正弦波状の波動として見なしたときの波長（図－ 1.2.1 参照）



図－ 1.2.1 地盤振動の波長および変位振幅

- (15) 地盤振動の変位：応答変位法による耐震計算において用いる地盤振動の鉛直方向および水平方向の変位振幅の分布（図－ 1.2.1 参照）
- (16) 地盤の剛性係数：応答変位法において共同溝と周辺地盤との間の相互作用を考慮して定める地盤の剛性を表わす係数
- (17) 地盤急変部：共同溝縦断方向沿いの表層地盤の固有周期が著しく変化する箇所
- (18) 構造変化部：共同溝の標準的な断面部分（一般部）から特殊部（断面変化，分岐等）に変化する部分
- (19) 可とう性継手：温度変化，コンクリートの乾燥収縮，不等沈下および地震の影響に対応するために，伸縮可とう性を有する継手

2. 耐震設計の基本方針

2.1 基本方針

共同溝の耐震設計にあたっては、周辺の地形・地質条件、共同溝の構造特性機能および類似構造物の既往の震害事例を考慮して、この要領の規定により、安全性の照査など、次の事項について検討するものとする。

(1) 周辺地盤の安定性の検討

共同溝の耐震安全性を確保するため、地盤の液状化などに対して、地震時における周辺地盤の安定性を検討するものとする。

(2) 耐震計算による安全性の照査

軟弱な地盤あるいは地盤急変部に設置される共同溝については、耐震計算を行うものとする。

この耐震計算は原則として応答変位法によるものとし、許容応力度、許容変位、安全率、またはこれらの組合せによって安全性を照査するものとする。

(3) 動的解析による安全性の確認

共同溝が設置される地盤の地形・地質が著しく変化している場合、構造が複雑な場合などについては、動的解析によりその安全性を確認するのがよい。

(4) 耐震的な構造の検討

共同溝が地震に対してより安全となるように耐震計算によるほかに、構造的な検討を行うものとする。

とくに、軟弱な地盤、地盤急変部、液状化発生のおそれのある地盤に設置される共同溝、他の構造物と一体となるような共同溝および構造変化部には、原則として可とう性継手を用いるものとする。

【解 説】

耐震設計は、地震の影響に対する共同溝の安全性の確保を目的としており、条文では設計にあたって考慮すべき要因を列挙したものである。

この要領に示す耐震設計法は、共同溝の建設が始められてから日が浅く、震害経験がないことを踏まえ、共同溝に類似した線状の地中構造物の既往震害事例、耐震対策に関する経験と知識をとりまとめ、さらに共同溝に要求される機能を勘案して条文として規定したものである。

なお、共同溝はその内部に、都市供給処理施設 — ガス管、上・下水道、電気ケーブル、電話ケーブルなど — を収容するものであり、共同溝本体の耐震安全性だけでなくこれら収容施設の機能を

損わしめることがないように配慮するとともに、収容施設の耐震性に重要な影響を与える事項については、収容施設の管理者とも調整を図るものとする。

- (1) 共同溝はその全体を周辺地盤に支持されており、地震時の安全性を確保するためには周辺地盤の安全性についての検討が必要である。ここで、周辺地盤とは、共同溝に影響を及ぼすと考えられる範囲内の原地盤あるいは埋戻し土などである。

安定を検討する項目としては、共同溝の耐震安全性に重大な影響を与える砂質地盤の液状化およびその発生に起因する地盤の流動が対象となる。盛土などの偏土圧による影響については、常時の設計段階において考慮されるものとし、この要領では地震時に問題となる地盤の液状化についてその判定の方法、対策などを規定している。

周辺地盤の安定性の検討の結果、その確保が図りがたい場合には、地盤変動が共同溝に及ぼす影響の程度により、構造物の補強、地盤の変動を吸収するような可とう性継手の採用、変動するおそれのある周辺地盤の改良などの措置をとらなければならない。

- (2) 1) 共同溝に類似した線状の地中構造物の既往の震害事例では被害は軟弱な地盤や地盤急変部に発生しやすく、地形・地質が一様とみなされる地盤では比較的少ない。また、断面が変化する箇所、異種構造物と接続する箇所などの構造変化部に多くの被害がみられる。

このような震害の特徴を踏まえて、耐震計算を行うべき要件を条文のように規定した。

また、地形・地質が比較的一様で、良好な地盤（4.3に規定する1～3種の地盤）に設置される共同溝については、耐震計算の必要がなく、常時の設計および構造細目の規定によるものとする。

なお、耐震計算は縦断方向について実施し、横断方向については一般にその必要がない（6.1参照）。

- 2) 現在、土木構造物の耐震設計に用いられている耐震計算法は

- a. 震度法：慣性力を構造物に静的に作用させて計算する耐震計算法
- b. 修正震度法：構造物および地盤の地震応答を考慮して慣性力を静的に作用させて計算する耐震計算法
- c. 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
- d. 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

の4種類がある。

地中に埋設されている構造物は一般にみかけの重量が周辺地盤に比べて小さく、地上構造物のように慣性力によって振動性状が支配されず、地震時に自己振動を励起することはないものと考えられる。言い換えれば周辺地盤の変形によってその挙動が支配されるものと考えられることから、共同溝の耐震計算にあたっては、a～dの4つの計算法のうち、応答変位法を用いることとした。

- 3) 耐震設計における共同溝の安全性の照査方法として、この要領に規定する許容応力度、許容変位、安全率またはこれらの組合せにより安全性を照査する旨を明示したものである。

- (3) (2)項で規定した耐震計算法のみでは共同溝の安全性を十分に評価しがたい場合には、動的解析によ

り耐震性の検討を行って安全性を照査するのが望ましい。

この動的解析を適用することが考えられる状況は、類似構造物の震害事例から共同溝路線沿いの地形・地質の変化の程度が著しい箇所および構造が複雑に変化する箇所である。

- (4) 共同溝に類似した線状の地中構造物の既往の震害の特徴に鑑み、耐震上問題となる箇所に設置される共同溝には、可とう性継手を積極的に採用して耐震的な構造とすることが有効であると考えられる。

なお、可とう性継手を用いる場合には止水性、変形性能のほか、継手部分が常時の状態をも含めて共同溝全体の構造上の弱点とならないよう配慮する必要がある。

2.2 耐震設計の手順

共同溝の耐震設計は、次の手順により行うものとする。

- (1) 耐震設計に必要な地盤調査
- (2) 地域特性を考慮した地震動強度の設定
- (3) 周辺地盤の液状化判定と対策の検討
- (4) 構造条件、地盤条件に応じた共同溝の耐震計算と構造諸元の設定

【解 説】

本項は共同溝の耐震設計の基本的な内容項目とその手順を示したものである。

条文に示された項目を含めてこの要領に規定した耐震設計の手順を図－解 2.2.1 に示す。

3. 耐震設計に必要な地盤調査

3.1 一般

- (1) 共同溝の耐震設計を合理的に行うために必要な地盤調査を実施するものとする。
- (2) 耐震設計に必要な地盤調査により、次の事項について把握する。
 - a. 共同溝路線沿いの耐震計算上の基盤面
 - b. 耐震計算上の地盤種別
 - c. 液状化判定および耐震計算に必要な土質定数
- (3) 地盤調査は予備調査、本調査、補足調査に分けて行うものとする。

【解説】

- (1) ここでいう地盤調査とは地形、地質、地盤および土質に関する調査を総称したものである。

既往の地中構造物の震害事例から、良好な地盤すなわち堅硬で様な地盤では一般に耐震上問題なく耐震設計を特に行う必要はないと考えてよい。これまで供用されてきている共同溝の大部分は良好な地盤に位置しているが、今後は計画の延伸に伴い、耐震上問題となる地盤での建設の機会が増加することと考えられる。

耐震上問題となる地盤とは、次のような状況に大別される。

- ① 軟弱地盤でしかもその層厚、土質が場所により不均一に変化する箇所
- ② 埋立地などで常時での地盤変動が発生しやすい箇所
- ③ 沖積層と洪積層の境界などの地層構成の変化が著しい箇所
- ④ 地震時に液状化の可能性の高い地盤が分布している箇所

このうち、①～③については地盤の変形が大きいとか、複雑な挙動を示すとか、不等沈下が生じるなどの共同溝に好ましくない影響を与え、④については液状化が生じた場合に共同溝の浮上り、その後の沈下といった変状を生じさせるものである。

したがって、耐震設計を合理的に行うためには地盤条件を的確に評価することが必要であり、そのため地盤調査を実施し、共同溝路線沿いの地盤沿いの地盤の状態を正しく把握することが不可欠である。

- (2) 共同溝の耐震設計にあたり地盤調査によって明らかにすべき必要項目を示したものである。共同溝路線沿いの耐震計算上の基盤面については地盤振動の変位振幅の算定および耐震計算上の地盤種別の設定に際して用いられるものである。次に耐震計算上の地盤種別は基盤面での設計水平震度および液状化判定に用いる地表面での水平震度の算定に際して用いられる。また、液状化判定および耐震計算に必要な土質定数については3.2の【解説】(2)に示した。

- (3) 共同溝の耐震設計に必要な地盤調査を効果的に進めるために、予備調査、本調査、補足調査に分け

て実施することとしたものである。

表－解 3.1.1 に各調査の内容，調査項目，方法などを示す。

表－解 3.1.1 耐震設計に必要な地盤調査の種類，目的，内容，方法と調査事項との関連

調査の種類	調査の目的	調査の内容	調査事項	調査の方法	備考
予備調査	耐震設計の必要性の判断，および必要とされた場合の本調査の計画立案のため	計画路線沿いの概略の地形・地質条件の把握 ⅰ 軟弱地盤の分布や埋立地の存在 ⅱ 地形，地盤の急変の状況 ⅲ 液状化の可能性のある沖積砂層の分布	地形分類 地層形成，耐震計算上の基盤相当と考える地層の位置，地下水位，沖積層厚，洪積層厚，地層の工学的性質（N値，せん断弾性波速度など） 過去の地震，震害などの記録	既往関連資料の収集整理 a. 地形図 b. 地形分類図 c. 地盤図 d. 既往土質調査資料 e. その他関連資料	
本調査	耐震設計に必要な条件の設定のため	ⅰ 計画路線沿いの耐震計算上の基盤面の把握 ⅱ 耐震設計上の地盤種別の判定のための土質定数の設定 ⅲ 液状化判定および耐震計算に必要な土質定数の設定	地層構成 —————→ N値 —————→ N値 —————→ D ₅₀ ，均等係数 U _c —————→ 単位体積重量 γ_t —————→ 地下水位 —————→	ボーリング ^{注)} 標準貫入試験 標準貫入試験 サンプリング(乱した)粒度試験 サンプリング(乱さない)単位体積重量試験 ボーリング 孔内水位	ボーリング深さ：地盤図などから判定して，基盤に相当するN値を目安にする。 ボーリング間隔（縦断方向） 一様部 100～250 m 急変部 50～100 m 注) 浅層地盤の弾性波探査に代替することができる。
補足調査	地盤急変の度合いが著しい場合，液状化の詳細判定を実施する場合，および耐震計算に動的解析を用いる場合などの詳細条件把握のため	本調査と同様	地層構成 —————→ N値 —————→ 液状化強度比 R_L —————→ せん断弾性波速度 V_s —————→	ボーリング 標準貫入試験 サンドサンプラーによる乱さない試料採取とそれを用いたくり返しせん断試験 ^{注)} S波検層	注) 単位体積重量，粒度試験，最大および最小密度試験も含む。

3.2 地盤調査の内容および方法

- (1) 予備調査では耐震設計の必要性の判断および必要とされた場合の本調査の計画立案に資するため、既存の関連資料の収集整理を行うことにより計画路線沿いの地盤条件の概略について把握する。
- (2) 本調査では予備調査の結果にもとづいて耐震設計が必要と判断された場合、その実施に必要な設計条件の設定のため、計画路線沿いにボーリングなどを行うとともに、採取試料を用いた土質試験を実施する。
- (3) 補足調査では予備調査および本調査の結果にもとづいて液状化の可能性が高いものと判断され詳細に検討を要する場合、計画路線沿いの地盤状況の変化が著しい場合、もしくは動的解析を適用する場合に実施する。

【解 説】

- (1) 共同溝の耐震設計に必要な地盤調査の中で、予備調査は共同溝の建設地点を含む広範囲の地形、地質状況を把握し、耐震設計の必要性に関する大局的な判断を下すために行うものである。

予備調査の内容、調査項目、方法は表－解 3.1.1 に示したとおりである。

表－解 3.1.1 に示した既往関連資料の利用にあたっては次の事項に留意する必要がある。

1) 地形図

共同溝が建設される道路は都市内にあって人工改変地域にある。このため原地形情報を把握することを目的に、可能な限り古い地形図を収集し、原地形の状況を把握するのがよい。

2) 地形分類図

建設省の各地方建設局が作成している治水地形分類図、もしくは国土庁が刊行している土地分類図を用いて共同溝路線沿いの地形分類を行うことができ、共同溝の耐震上問題となる箇所分布状況を把握することができる。

3) 地盤図

地盤図は、既存のボーリング資料（柱状図）を多数収集・整理し統一した地質層序や工学的性質にもとづいて地盤状況を図示したもので、表－解 3.2.1 に示すようにこれまで大都市や臨海工業地帯について作成されている。

地盤図からは軟弱地盤の分布・規模、耐震計算上の基盤と見なしうる地層の分布状況、液状化発生の可能性の高い沖積の砂質土層の分布などを把握することができる。

4) 既往土質調査資料

計画路線沿いの道路、鉄道および構造物などの工事に際して計画路線周辺沿いに工事実績を有している機関（建設省、都道府県、市区町村、国鉄、電電公社、電力会社など）で実施された土質調

表-解 3.2.1 これまでに発行されている主な地盤図

編 集 製 作 所	発行年	書 名	発 行 所
東京地盤調査研究所	1959	東京地盤図	技報堂
竹原平一・森下晶・糸魚川淳二	'62	名古屋港の地盤	名古屋港管理組合
建設省 愛知県・三重県	'62	伊勢湾北部臨海地帯の地盤	大蔵省印刷局
建設省 三重県	'62	伊勢湾南部臨海地帯の地盤	大蔵省印刷局
建設省 愛知県	'63	愛知県東三河地区の地盤	大蔵省印刷局
建設省 富山県	'63	富山県射水地区の地盤	大蔵省印刷局
建設省 茨城県	'64	茨城県鹿島地区の地盤	大蔵省印刷局
千葉県葛南開発工事事務所	'64	京葉港の地盤	千葉県葛南開発工事事務所
建設省 広島県	'64	広島市広島地区の地盤	大蔵省印刷局
建設省 徳島県	'64	徳島臨海地帯の地盤	大蔵省印刷局
建設省 宮城県	'65	仙台湾臨海地帯の地盤	大蔵省印刷局
建設省 愛知県	'65	愛知県一宮地区の地盤	大蔵省印刷局
建設省 愛知県	'65	愛知県衣浦地区の地盤	大蔵省印刷局
建設省 愛媛県	'65	愛媛県東予地区の地盤	大蔵省印刷局
建設省 福島県	'66	福島県常盤地区の地盤	大蔵省印刷局
名古屋地盤研究会	'66	名古屋とその周辺の地盤の研究報告	名古屋地盤調査会
日本建築学会近畿支部・土質工学会関西支部	'66	大阪地盤図	コロナ社
建設省 山口県	'66	山口県周南地区の地盤	大蔵省印刷局
建設省 新潟県	'67	新潟地区の地盤	大蔵省印刷局
建設省 鳥取県・島根県	'67	中海臨海地帯の地盤	大蔵省印刷局
建設省 宮崎県	'67	宮崎県日向・延岡地区の地盤	大蔵省印刷局
建設省 北九州市	'68	北九州市地区の地盤	大蔵省印刷局
建設省 茨城県	'69	茨城県水戸・日立地区の地盤	大蔵省印刷局
千葉県開発局	'69	京葉工業地帯の地盤	大蔵省印刷局
建設省 東京湾総合開発協議会	'69	東京湾周辺地帯の地盤	大蔵省印刷局
名古屋港管理組合	'69	名古屋港臨海工業地帯の地盤	名古屋港管理組合
名古屋地盤調査研究会	'69	名古屋地盤図	コロナ社
建設省 鹿児島県	'69	鹿児島・姶良地区の地盤	大蔵省印刷局
東京都土木技術研究所	'69	東京都地盤地質図(23区内)	東京都土木技術研究所
建設省 青森県	'70	青森県八戸・三沢地区の地盤	大蔵省印刷局
大田区役所土木部	'70	大田区地盤地質、地下水調査報告	大田区
飯塚市地盤図作成委員会	'71	飯塚市地盤図	飯塚市地盤図作成委員会
日本建築学会九州支部熊本支所熊本地盤図編集委員会	'71	熊本地盤図	日本建築学会九州支部・熊本支所熊本地盤図編集委員会
長野県建築士会	'73	長野市地盤図	カシヨ印刷
山口県立山口博物館	'75	山口県の地質	大村印刷(株)
東京都	'76	東京都地盤地質図(三多摩地区)	都防災会議地震部会
東京都土木技術研究所	'77	東京都総合地盤図-1	技報堂
建設省中部地方建設局名古屋技術事務所	'78	濃尾平野の地盤資料	建設省中部地方建設局名古屋技術事務所
建設省北陸地方建設局北陸技術事務所	'79	富山県平野郡の地盤図集	北陸建設弘済会
宮崎市	'79	宮崎市地盤図	宮崎市
神戸市企画局	'80	神戸の地盤	神戸市企画局
東北農政局計画部	'80	宮城県および岩手県水文地質図集	東北農政局計画部
日本鉄道建設公団新潟新幹線建設局	'80	上越新幹線(水上・新潟間)地質図	日本鉄道建設公団新潟新幹線建設局
建設省北陸地方建設局北陸技術事務所	'81	新潟県平野郡の地盤図集(新潟・柏崎・高田平野)	北陸建設弘済会
川崎市	'81	川崎市環境地質調査報告書	川崎市公害局水質課
技術研究開発委員会	'81	中部電力管内地盤調査報告書(濃尾地区、伊勢地区)	中部電力
九州地質調査業協会福岡市地盤図編集委員会	'81	福岡市地盤図	

査報告書を対象として収集、整理する。

5) その他関連資料

建設省土木研究所の既往液状化発生記録などの震害に関する資料および地震防災関連の調査研究成果、都道府県防災会議の地震防災関連資料などがある。

これら 1)～5) の収集資料にもとづいて、共同溝路線沿いの地質構成、各地層の土質工学的特性および耐震計算上の基盤面の分布を推定・把握するとともに、耐震上問題となる箇所の存在について調査し、耐震設計に関する調査・検討を行う必要性の有無について判断する。

(2) 本調査の実施の考え方と方法を述べたものである。

具体的な調査の内容、調査項目、方法は表-解 3.1.1 に示したとおりである。

ボーリングの実施間隔は共同溝設計指針（案）6.1 の解説にあるように 100 m～250 m 程度としてよいが、予備調査の結果、埋没谷などの地盤急変部の存在が明らかにされた場合には必要に応じて間隔を密にすることが望ましい。

なお、表層地盤のせん断弾性波速度（S 波速度）、耐震計算上の基盤面の把握のために表層地盤の

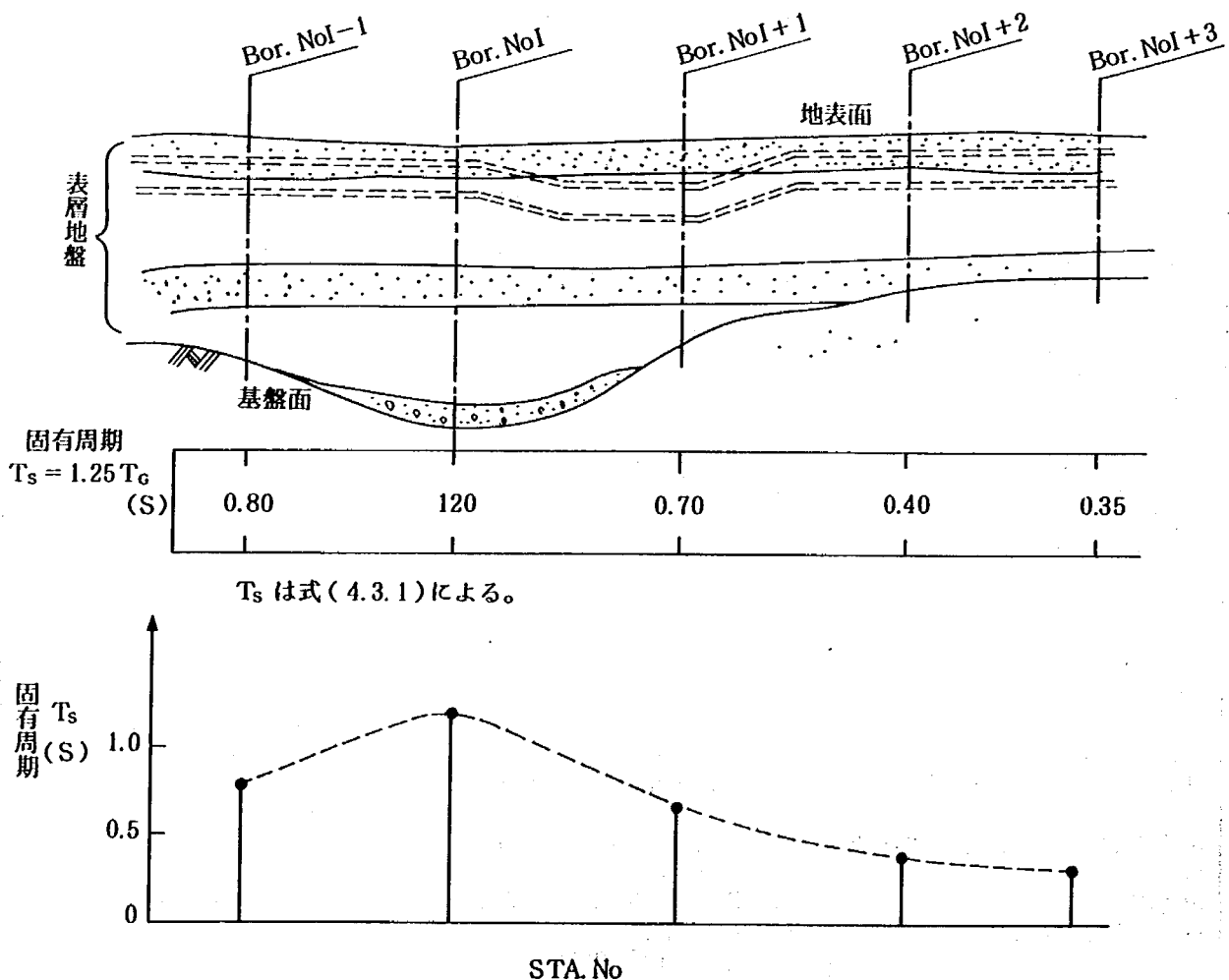


図-解 3.2.1 共同溝の縦断方向沿いの固有周期 T_s の分布状況図の例

弾性波探査をボーリングの代替調査として行うことができる。

この他に、共同溝縦断方向に沿って盛土などが並行して位置し、地震時に滑動の安定について検討が必要と考えられる場合には横断方向にも地盤調査を実施して必要な条件を把握することが望ましい。

本調査の結果は通常の整理に加えて、地盤急変の程度を把握するために 4.4.1 に規定される式（4.4.3）により各ボーリング地点での固有周期 T_s を求め、図－解 3.2.1 に示すように路線沿いの T_s の分布図としてとりまとめておくのがよい。

(3) 補足調査を実施する場合の判断基準を示したものである。

液状化の詳細判定のための調査項目として次の事項が考えられる。

- 1) せん断弾性波速度測定のための S 波検層
- 2) 液状化対象土層からのサンドサンプラーによる不かく乱試料の採取
- 3) 2) の試料を用いたくり返しせん断試験などの液状化強度試験

これらの実施にあたっては土質工学会編・土質調査法、同・土質試験法を参考にするのがよい。

地盤急変部の補足調査ではボーリングにより耐震計算上の基盤面の位置を確認し動的解析を実施する場合の補足調査では、S 波検層を実施しておくことが望ましい。

4. 耐震設計上考慮すべき荷重および設計条件

4.1 耐震設計上考慮すべき荷重

耐震設計にあたっては、死荷重、土圧、水圧、浮力、地盤変動の影響および地震の影響を考慮するものとする。

【解 説】

耐震設計において考慮すべき荷重を列挙したものである。死荷重については収容施設の重量を考慮し、活荷重については考慮しないものとする。

また、土圧および水圧については共同溝設計指針（案）3.1.5および3.1.6の規定によるものとする。

耐震上問題があると考えられる箇所は、3.1の解説に示したように常時においても地盤沈下などの地盤変動の影響を受ける可能性が大きいので、耐震設計にあたってはこれを考慮する必要がある。

4.2 地震の影響

耐震設計における地震の影響としては、地震時の周辺地盤の変位もしくは変形、および過剰間げき水圧を考慮するものとする。

【解 説】

共同溝に適用する耐震計算法は応答変位法を原則とすることから、地震の影響としては周辺地盤の変位もしくは変形を取りあげるとともに、周辺地盤の液状化発生時に共同溝に作用する過剰間げき水圧を対象としたものである。

4.3 耐震設計上の地盤種別

耐震設計上の地盤種別は、原則として地盤の特性値 T_G により区別し、表-4.3.1によるものとする。

地盤の特性値 T_G は、式(4.3.1)によって算出するものとする。

$$T_G = \sum_{i=1}^n \frac{4 \cdot H_i}{V_{si}} \dots\dots\dots (4.3.1)$$

ここに,

T_G : 地盤の特性値(s)

H_i : i 番目の地層の厚さ(m)

V_{si} : i 番目の地層の平均せん断弾性波速度 (m/s)

値は式(4.3.2)によるものとする。

粘性土層の場合

$$V_{si} = 100 N_i^{\frac{1}{3}} \quad (1 \leq N_i \leq 25)$$

砂質土層の場合

$$V_{si} = 80 N_i^{\frac{1}{3}} \quad (1 \leq N_i \leq 50)$$

..... (4.3.2)

N_i : 標準貫入試験による i 番目の地層の平均N値

i : 当該地盤が地表面から基盤面まで n 層に区分されるとき、地表面から i 番目の地層の番号

ここでの基盤面とは、粘性土層の場合はN値が25以上、砂質土層の場合はN値が50以上の地層の上面、もしくはせん断弾性波速度が300m/s程度以上の地層の上面をいう。

なお、地表面が基盤面と一致する場合は1種地盤とする。

表-4.3.1 耐震設計上の地盤種別

地盤種別	地盤の特性値 T_G (s)
1 種	$T_G < 0.2$
2 種	$0.2 \leq T_G < 0.4$
3 種	$0.4 \leq T_G < 0.6$
4 種	$0.6 \leq T_G$

【解 説】

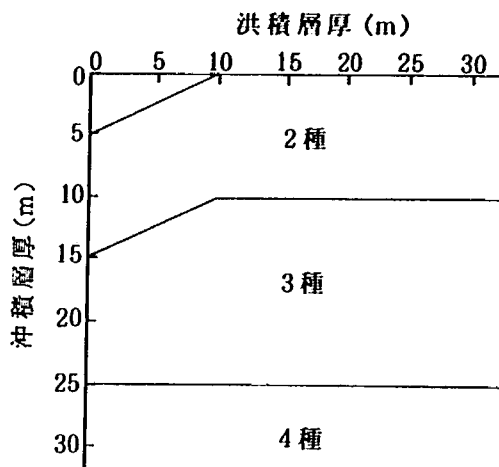
道路橋示方書V耐震設計編3.6の規定に準拠したものである。地盤種別の概略の目安として、1種地盤は岩盤、2種地盤は洪積地盤、3種地盤は沖積地盤（ただし軟弱地盤は除く）、4種地盤は沖積地盤のうち軟弱地盤と考えてよい。

なお、式(4.3.2)においてN値が0の場合には $V_{si} = 50 \text{ m/s}$ としてよい。

また、基盤が極めて深く、標準貫入試験を行っても基盤が現われない場合など、 T_G を式(4.3.1)で求めがたい場合には、沖積層の厚さおよび洪積層の厚さから、図-解4.3.1により近似的に地盤種

別を区分することができる。

ここでいう沖積層には、がけ崩れなどによる新しい堆積層、表土、埋立土ならびに軟弱層を含み、洪積層には沖積層のうちの締まった砂層、砂れき層、玉石層を含む。



図一解 4.3.1 沖積層厚と洪積層厚による地盤種別

4.4 設計地震入力

4.4.1 地盤振動の変位振幅

- (1) 応答変位法による耐震計算法において地表面からの深さ z における地盤の水平方向および鉛直方向の変位振幅は、それぞれ式 (4.4.1) 及び式 (4.4.2) によるものとする。

$$U_h(z) = \frac{2}{\pi^2} S_v \cdot T_s \cdot K_h \cdot \cos \frac{\pi z}{2H} \dots\dots\dots (4.4.1)$$

$$U_v(z) = \frac{1}{2} U_h(z) \dots\dots\dots (4.4.2)$$

ここに、

$U_h(z)$: 地表面からの深さ z (m) における水平方向の変位振幅 (m)

$U_v(z)$: 地表面からの深さ z (m) における鉛直方向の変位振幅 (m)

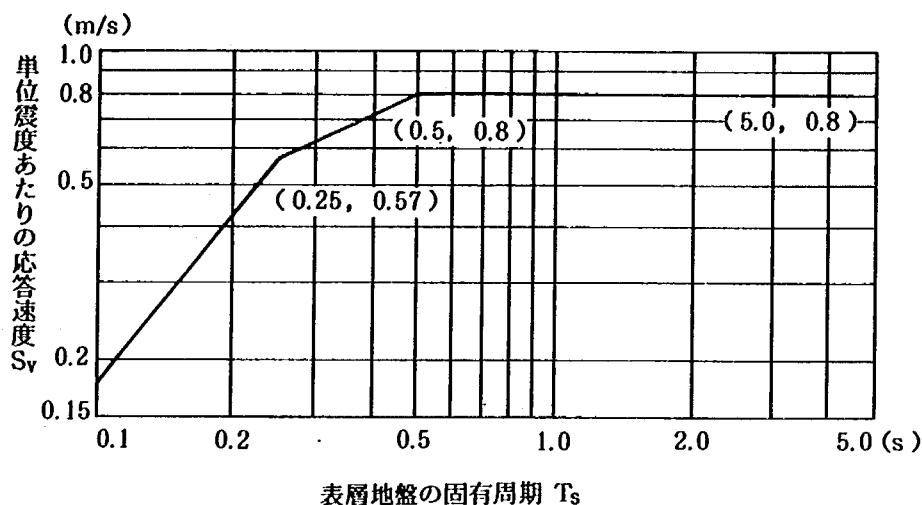
S_v : 単位震度あたりの応答速度 (m/s)

T_s : 表層地盤の固有周期 (s)

K_h : 耐震計算上の基盤面における設計水平震度

H : 表層地盤の厚さ (m)

- (2) 単位震度あたりの応答速度 S_v は、式 (4.4.3) により算出される表層地盤の固有周期に応じて図-4.4.1 によって求めるものとする。



図－4.4.1 単位震度あたりの応答速度^{注)}

- (3) 表層地盤の固有周期 T_s は、4.3に規定する地盤の特性値 T_G を基準として地震時に生じるせん断ひずみの大きさを考慮して式(4.4.3)によって算出するものとする。

$$T_s = 1.25 T_G \quad \dots\dots\dots (4.4.3)$$

- (4) 表層地盤の厚さ H は、地表面から耐震計算上の基盤面までの厚さとする。

- (5) 耐震計算上の基盤面における設計水平震度 K_h は式(4.4.4)によって算出するものとする。

$$K_h = \frac{3}{4} \nu_1 K_0 \quad \dots\dots\dots (4.4.4)$$

ここに、

ν_1 : 地域別補正係数で地域区分に応じて表－4.4.1による。

K_0 : 表層地盤の地表面での標準設計震度で、0.2とする。

表－4.4.1 地域別補正係数 ν_1

地域区分	補正係数 ν_1	対 象 地 域
A	1.0	北海道のうち釧路市、帯広市、根室市、沙流郡、新冠郡、静内郡、三石郡、浦河郡、様似郡、幌泉郡、河東郡、上川郡(十勝支庁)、河西郡、広尾郡、中川郡、足寄郡、十勝郡、釧路郡、厚岸郡、川上郡、阿寒郡、白糠郡、野付郡、標津郡、目梨郡 青森県のうち三沢市、十和田市、八戸市、上北郡、三戸郡 岩手県、宮城県

注) これは、第1種地盤表面における減衰定数20%の速度応答スペクトルを基準にしたものであるが、その後の調査で、1～4種地盤上の減衰定数10%の速度応答スペクトルを基本とし、現在の図4.4.1の2倍の S_v 値を用いることが提案されている(土木研究所)。

地域 区分	補正係数 ν_1	対 象 地 域
A	1.0	福島県のうち福島市，二本松市，相馬市，原町市，いわき市，伊達郡，相馬郡，安達郡，田村郡；双葉郡，石川郡，東白川郡 茨城県，栃木県，群馬県，埼玉県，千葉県，東京都，神奈川県，長野県，山梨県 富山県のうち富山市，高岡市，氷見市，小矢部市，砺波市，新湊市，中新川郡，上新川郡，射水郡，婦負郡，東砺波郡，西砺波郡 石川県のうち金沢市，小松市，七尾市，羽咋市，松任市，加賀市，鹿島郡，羽咋郡，河北郡，能美郡，石川郡，江沼郡 静岡県，愛知県，岐阜県，三重県，福井県，滋賀県，京都府，大阪府，奈良県，和歌山県，兵庫県 鳥取県のうち鳥取市，岩美郡，八頭郡，気高郡 徳島県のうち徳島市，鳴門市，小松島市，阿南市，板野郡，阿波郡，麻植郡，名西郡，名東郡，那賀郡，勝浦郡，海部郡 香川県のうち大川郡，木田郡 鹿児島県のうち名瀬市，大島郡
B	0.85	北海道のうち札幌市，函館市，小樽市，室蘭市，北見市，夕張市，岩見沢市，網走市，苫小牧市，美唄市，芦別市，江別市，赤平市，三笠市，千歳市，滝川市，砂川市，歌志内市，深川市，富良野市，登別市，恵庭市，伊達市，札幌郡，石狩郡，厚田郡，浜益郡，松前郡，上磯郡，亀田郡，茅部郡，山越郡，桧山郡，爾志郡，久遠郡，奥尻郡，瀬棚郡，島牧郡，寿都郡，磯谷郡，虻田郡，岩内郡，古宇郡，積丹郡，古平郡，余市郡，空知郡，夕張郡，樺戸郡，雨竜郡，上川郡（上川支庁）のうち東神楽町，上川町，東川町および美瑛町，勇払郡，網走郡，斜里郡，常呂郡，有珠郡，白老郡 青森県のうち青森市，弘前市，黒石市，五所川原市，むつ市，東津軽郡，西津軽郡，下北郡 秋田県，山形県 福島県のうち会津若松市，郡山市，白河市，須賀川市，喜多方市，岩瀬郡，南会津郡，北会津郡，耶麻郡，河沼郡，大沼郡，西白河郡 新潟県 富山県のうち魚津市，滑川市，黒部市，下新川郡 石川県のうち輪島市，珠洲市，鳳至郡，珠洲郡 鳥取県のうち米子市，倉吉市，境港市，東伯郡，西伯郡，日野郡 島根県，岡山県，広島県 徳島県のうち美馬郡，三好郡 香川県のうち高松市，丸亀市，坂出市，善通寺市，観音寺市，小豆郡，香川郡，綾歌郡，仲多度郡，三豊郡 愛媛県，高知県

地域区分	補正係数 ν_1	対象地域
B	0.85	熊本県のうち熊本市, 菊池市, 人吉市, 阿蘇郡, 菊池郡, 上益城郡, 下益城郡, 八代郡, 球磨郡, 大分県のうち大分市, 別府市, 臼杵市, 津久見市, 佐伯市, 竹田市, 日田郡, 玖珠郡, 大分郡, 直入郡, 北海部郡, 南海部郡 宮崎県
C	0.7	北海道のうち旭川市, 留萌市, 稚内市, 紋別市, 士別市, 名寄市, 上川郡(上川支庁)のうち鷹栖町, 当麻町, 愛別町, 和寒町, 剣淵町, 朝日町, 風連町および下川町, 中川郡(上川支庁), 増毛郡, 留萌郡, 苫前郡, 天塩郡, 宗谷郡, 枝幸郡, 礼文郡, 利尻郡, 紋別郡 山口県, 福岡県, 佐賀県, 長崎県 熊本県のうち八代市, 荒尾市, 水俣市, 玉名市, 本渡市, 山鹿市, 牛深市, 宇土市, 飽託郡, 宇土郡, 玉名郡, 鹿本郡, 芦北郡, 天草郡 大分県のうち中津市, 日田市, 豊後高田市, 杵築市, 宇佐市, 西国東郡, 東国東郡, 速見郡, 下毛郡, 宇佐郡 鹿児島県(名瀬市および大島郡を除く) 沖縄県

【解説】

- (1) 地盤の水平方向の変位振幅 $U_h(z)$ を求める式 (4.4.1) は, 図-解 4.4.1 に示すように表層地盤を均質なせん断振動系と仮定して得られたものである。

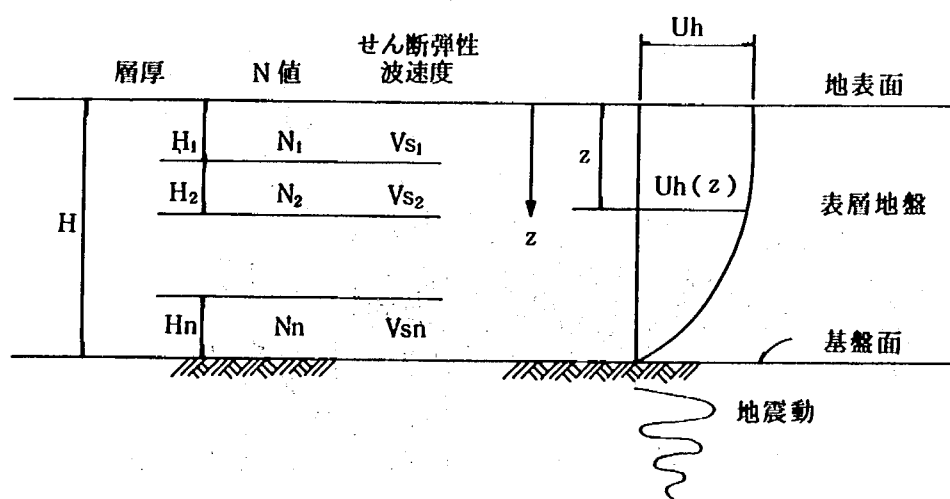


図-解 4.4.1 表層地盤の変位振幅

(2) S_v は地震動の速度応答スペクトルと呼ばれるものであり、固有周期 T_s 、減衰定数 h_s の1自由度系に表層地盤をモデル化し、種々の地震動記録を地盤に作用させて計算により求められたものである。ただし、図-4.4.1は基盤面に単位($=1.0$)の震度を与えた場合の表層地盤の地表面での応答速度を与えている。

(3) 地盤の特性値 T_G は微小ひずみ振幅領域(10^{-6} 程度)における表層地盤の固有周期である。一方、式(4.4.3)で与えられる表層地盤の固有周期 T_s は、地震時に地盤に生じるひずみ振幅の大きさ(10^{-3} 程度)を考慮したものである。

多数の地盤に対する動的解析結果から、 T_G と T_s の間には平均的に式(4.4.3)のような関係があることが認められている。

(4) 式(4.4.4)は建設省新耐震設計法(案)第Ⅱ編(土木構造物関係)1-3-4「応答変位法に用いる振幅等」により設定したものである。

これまでの地中地震観測の結果によれば、一般に地中における地震加速度は、地表面の値よりも小さいことが確認されており、基盤面における加速度を地表面の加速度の $3/4$ とした。

また、設計水平震度 K_h の低減に対する地域区分は建築基準法施行令第88条第5項等の規定に基づく「多雪区域、風の速度圧及び地盤が著しく軟弱な区域を特定行政庁が定める基準並びに水平震度の数値を減らす基準」(昭和27年7月25日建設省告示第1074号)の第4項(水平震度の数値を減

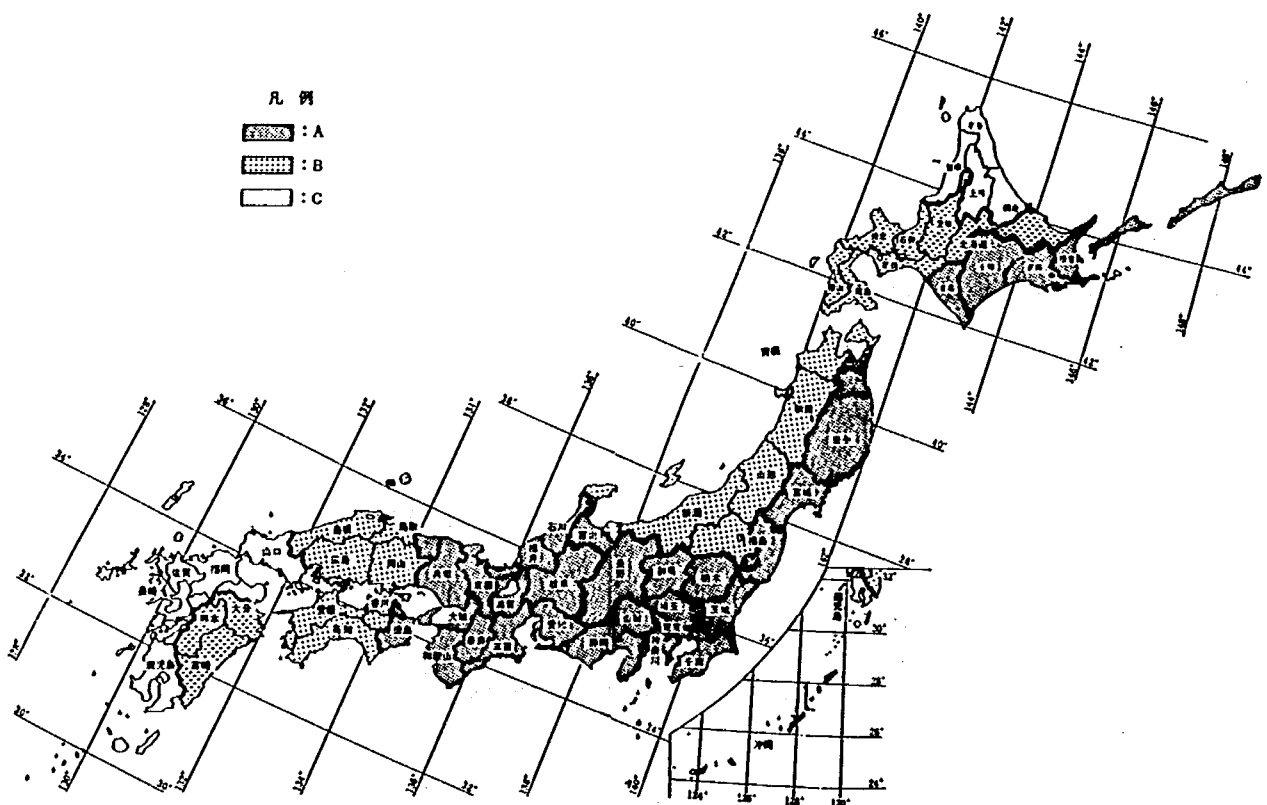


図-解 4.4.2 地域区分

らず基準)第2表に基づいている。昭和53年10月20日に改正告示(建設省告示第1621号)されたこの地域区分は、昭和52年3月にまとめられた建設省の新耐震設計法(案)における地震動強度の地域区分に、行政区分を勘案して多少の修正を施したものであり、条文はこの地域区分に従って規定した。

表-4.4.1に従って作成した地域区分図を図-解4.4.2に示す。

地域区分A, B, Cに対応する補正係数は、道路橋示方書V耐震設計編に従って、A地域1.0, B地域0.85, C地域0.7とした。

4.4.2 地盤振動の波長

応答変位法に適用する地盤振動の波長は式(4.4.5)によって算出するものとする。

$$\left. \begin{aligned} L &= \frac{2 L_1 \cdot L_2}{L_1 + L_2} \\ L_1 &= V_{DS} \cdot T_s = 4 H \\ L_2 &= V_{BS} \cdot T_s \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (4.4.5)$$

ここに、

V_{DS} : 表層地盤のせん断弾性波速度 (m/s)

V_{BS} : 基盤のせん断弾性波速度 (m/s)

T_s : 表層地盤の固有周期 (s)

H : 表層地盤の厚さ (m)

【解 説】

応答変位法に用いる地盤振動の波長については、現在までに次のような提案がなされている。

- ① 地震波動の重複反射により表層地盤が最も大きく振動するときの波長
- ② 表層地盤の固有振動の一周期の間に耐震計算上の基盤を伝播する波動が進む距離
- ③ ①, ②の調和平均の波長
- ④ 表層地盤を伝播する地震波動のみかけの速度と表層地盤の固有周期の積で表わされる波長

この要領では、地盤が軟弱になるに従って地盤に生じる地震時せん断ひずみが大きくなること、および算定される地盤の地震時せん断ひずみが実測のひずみと概ね同程度と見なしうる条件に着目して、石油パイプラインの耐震設計に用いられている③の方式を用いることとした。

表層地盤のせん断弾性波速度 V_{DS} は式(4.4.5)および式(4.4.3)から

$$V_{Ds} = \frac{4H}{T_s} = \frac{4H}{1.25 T_G} = 0.8 \times \frac{4H}{T_G}$$

と表わされ、式(4.3.1)および式(4.3.2)を用いてN値から求めることができる。ただし、原位置におけるせん断弾性波速度の実測値を用いる場合には、地震時に生じるせん断ひずみの大きさを考慮して、実測値に0.8を乗じたものを用いるものとする。

また、基盤のせん断弾性波速度 V_{Bs} については式(4.3.2)を用いてN値から求めてよい。なお、基盤のN値が明確に把握できない場合には、粘性土層でN値25以上、砂質土層でN値50以上であることを既往資料などから確認のうえ、 $V_{Bs} = 300 \text{ m/s}$ とすることができる。

4.5 安全性の照査

4.5.1 コンクリートおよび鉄筋の許容応力度

- (1) コンクリートおよび鉄筋の応力度は(2)項に規定する許容応力度を超えてはならない。
- (2) コンクリートおよび鉄筋の地震時許容応力度は表-4.5.1に示す値とする。

表-4.5.1 コンクリートおよび鉄筋の許容応力度

材 料	応 力 度 の 種 類		許容応力度 (kg/cm ²)	
			常 時	地 震 時
コンクリート (設計基準強度 $\sigma_{ck} = 210 \text{ kg/cm}^2$)	曲げ圧縮応力度		70	105
	軸圧縮応力度		55	82.5
	せん断応力度	コンクリートのみ でせん断力を負担	3.6	5.4
		斜め引張鉄筋と協 同して負担	16	24
	付着応力度 (直径32mm以下の 異形棒鋼)		14	21
鉄筋 (SD30)	引張応力度		1,600	2,700

【解 説】

- (2) コンクリートの地震時許容応力度は、共同溝設計指針(案)の3.2に規定される常時の許容応力度に対して、道路橋示方書Ⅳ下部構造編3.2.6の規定にもとづき、割増し係数1.5を乗じたものである。

なお、許容せん断応力度については、現在（昭和59年3月）、日本道路協会の土工委員会において、カルバートに対する値が審議中であり、表-4.5.1中の値はその審議途中の値を示したものである（実際に用いる場合には、その値を確認する。）。

また、支圧応力度を照査する場合には、道路橋示方書IV下部構造編3.2.2により式（解4.5.1）から算出される値とする。

$$\left. \begin{array}{l} \text{常時} \quad \sigma_{cb} = \left(0.25 + \frac{A_c}{A_b} \right) \sigma_{ck} \\ \text{ただし, } \sigma_{cb} \leq 0.50 \sigma_{ck} \\ \text{地震時} \quad \sigma_{cbE} = 1.5 \times \sigma_{cb} \end{array} \right\} \dots\dots\dots \text{(解 4.5.1)}$$

ここに、

σ_{cb} : コンクリートの常時の許容支圧応力度 (kg/m²)

σ_{cbE} : コンクリートの地震時許容支圧応力度 (kg/m²)

σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (kg/m²)

A_c : 局部載荷の場合のコンクリート面の全面積 (cm²)

A_b : 局部載荷の場合の支圧を受けるコンクリート面の面積 (cm²)

鉄筋の許容応力度については、常時において地下水位以下として1,600 kg/cm²、地震時には基本値となる1,800 kg/cm²に対して割増し係数を乗じて定めた。

4.5.2 継手の許容変位量

- (1) 継手の変位は、許容変位量を超えてはならない。
- (2) 継手の許容変位量は、継手の伸縮可能量のほか、止水性なども考慮して設定するものとする。

【解 説】

- (2) 地中構造物の変位、変形は一般には周辺地盤に生じた変位もしくは変形の一部が伝えられて生じる。

このため、共同溝の変位をある値に抑えるためには、周辺地盤の条件によっては地盤の改良、共同溝の構造変更などの対策が必要となり、不合理な面が生じることから、具体的な基準値はとくに設けず、用いる継手の伸縮可能量から許容変位量を設定することとした。すなわち、継手部に生じる相対変位量を十分に吸収できる継手構造とすることが重要である。

なお、許容変位量は継手の変形性能に対して余裕のあるものとし、かつ、収容施設に極力支障が生じないように設定する必要がある。

4.5.3 浮上りに対する安全率

液状化発生の可能性の高い土層に設置される共同溝の浮上りに対する安全率は、5.4の規定により算出し、その値は1.0以上でなければならない。

【解 説】

液状化発生の可能性の高い土層（5.3 および 5.4 参照）に設置される共同溝は、浮上りに対する検討が必要であり、その際の安全率を規定したものである。

安全率は、5.4に規定するように、液状化に対する抵抗率 F_L が1.0以下の層についてはその値の大小によらず、共同溝上載土のせん断抵抗あるいは共同溝側壁の摩擦抵抗を全く考慮しないこと、および浮上りに対する安全率の算定が共同溝奥行1 mあたりの諸力を対象としており、共同溝縦断方向の地盤には必ずしも均等な揚圧力が発生するものとは考えがたいことなどから、1.0以上としたものである。

5. 周辺地盤の液状化の判定および対策

5.1 一般

共同溝周辺地盤の液状化の判定および対策の検討は次に示す手順により行うものとする。

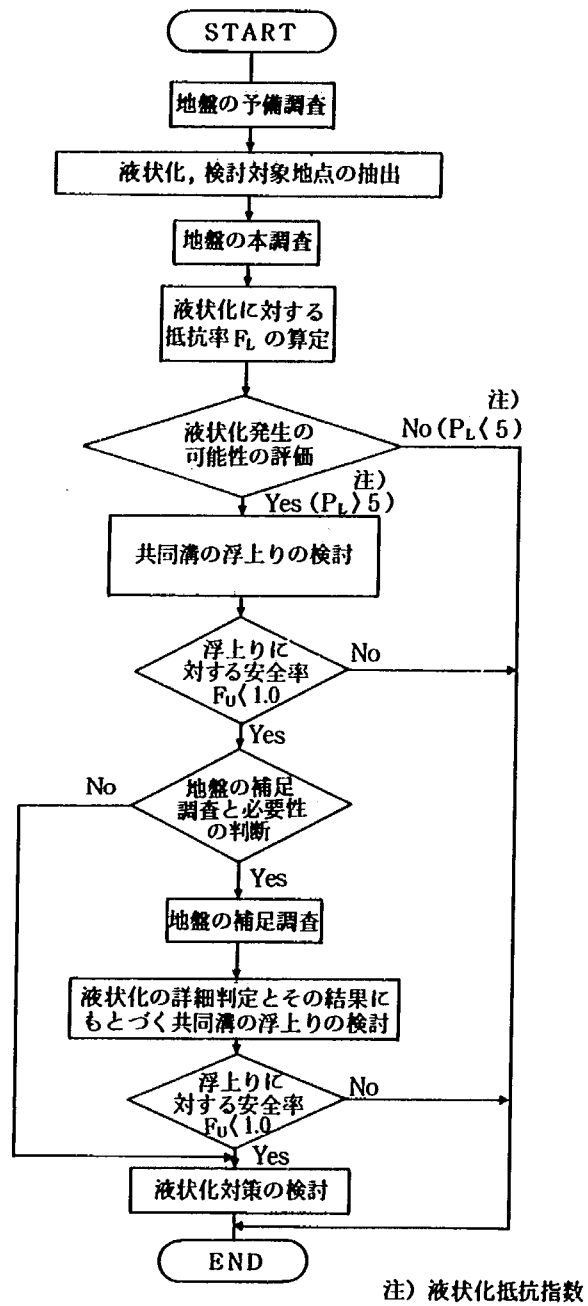
- (1) 液状化検討対象地点の抽出
- (2) 液状化の判定と共同溝の浮上りの検討
- (3) 地盤の補足調査の実施とそれにもとづく液状化の詳細判定および共同溝の浮上りの検討
- (4) 液状化対策の検討

【解 説】

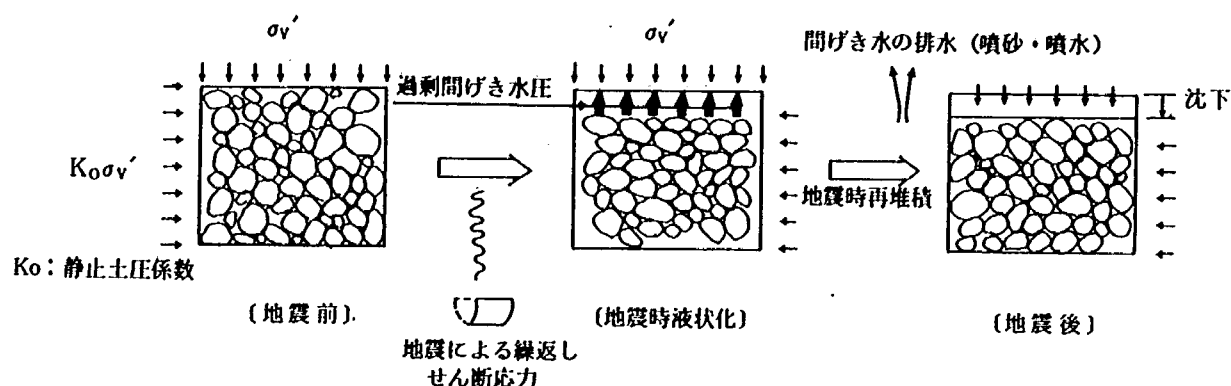
共同溝に類似の地中構造物の震害の特徴のひとつとして、周辺地盤の液状化の発生に伴う浮上りなどの変状があげられる。特に昭和39年の新潟地震や昭和58年の日本海中部地震においては、液状化発生による顕著な被害が発生した。

条文は共同溝周辺地盤の液状化の判定および対策の一般的な手順を示したもので、図一解 5.1.1 に概略のフローチャートを示す。

図一解 5.1.2 に液状化発生メカニズムの概要を示す。



図一解 5. 1. 1 液状化判定および対策検討の手順



土粒子と間げき水の状態	土粒子間に間げき水が存在	間げき水中に土粒子が浮いている状態	土粒子間に間げき水が存在
せん断強度	静的強度としてあり	消 失	回 復
σ_v' を支持するもの	土粒子間接触応力	間げき水の圧力	土粒子間接触応力
過剰間げき水圧	な し	σ_v' の値まで上昇	消 散

図一解 5.1.2 液状化のメカニズム

5.2 液状化の判定を行う必要がある土層

地下水位面が現地盤面から10m以内にある沖積層で、かつ現地盤面から20m以内の範囲における平均粒径 D_{50} が0.02 mm以上2.0 mm以下である飽和砂質土層は地震時に液状化の可能性があるため、5.3の規定によって、液状化の判定を行うものとする。

【解 説】

道路橋示方書Ⅴ耐震設計編 3.7.1の(1)項の規定を準用したものである。

また、既往の液状化地点の調査結果によれば、液状化発生と微地形分類に比較密接な関係があることが明らかになっている。表一解 5.2.1に簡易な判定方法としての微地形分類にもとづく液状化発生の判断基準を示す。しかしながら、微地形分類は主に地表面における地盤条件を示したものであり、地質条件の差異による液状化発生の可能性の高低や液状化の規模（深さ、範囲）を予測するためには、条文に規定したように地盤の構成条件を考慮した判定が必要である。

表一解 5.2.1 微地形分類に基づく液状化発生の判断基準

区 分	地 盤
(A) 液状化する可能性が高い地域	現河道, 旧河道, 旧水面上の盛土地, 埋立地
(B) 液状化する可能性がある地域	(A), (C)に属しない沖積低地
(C) 液状化する可能性が低い地域	台地, 丘陵, 山地

5.3 液状化の判定および発生の可能性の評価

(1) 液状化の判定を行う必要のある土層に対しては, 式 (3.5.1) で定義される液状化に対する抵抗率 F_L を求め, この値が 1.0 以下の土層については液状化の可能性のあるものとする。

$$F_L = R / L \quad (5.3.1)$$

$$R = R_1 + R_2 \quad (5.3.2)$$

$$L = r_d \cdot k_s \cdot \frac{\sigma_v}{\sigma_v'} \quad (5.3.3)$$

$$r_d = 1.0 - 0.015 z \quad (5.3.4)$$

$$k_s = \nu_1 \cdot \nu_2 \cdot \nu_3 \cdot k_{s0} \quad (5.3.5)$$

$$\sigma_v = \{ r_{t1} \cdot z_w + r_{t2} (z - z_w) \} / 10 \quad (5.3.6)$$

$$\sigma_v' = \{ r_{t1} \cdot z_w + r_{t3} (z - z_w) \} / 10 \quad (5.3.7)$$

ここに,

F_L : 液状化に対する抵抗率

R : 動的せん断強度比

L : 地震時せん断応力比

r_d : 地震時せん断応力比の深さ方向の低減係数

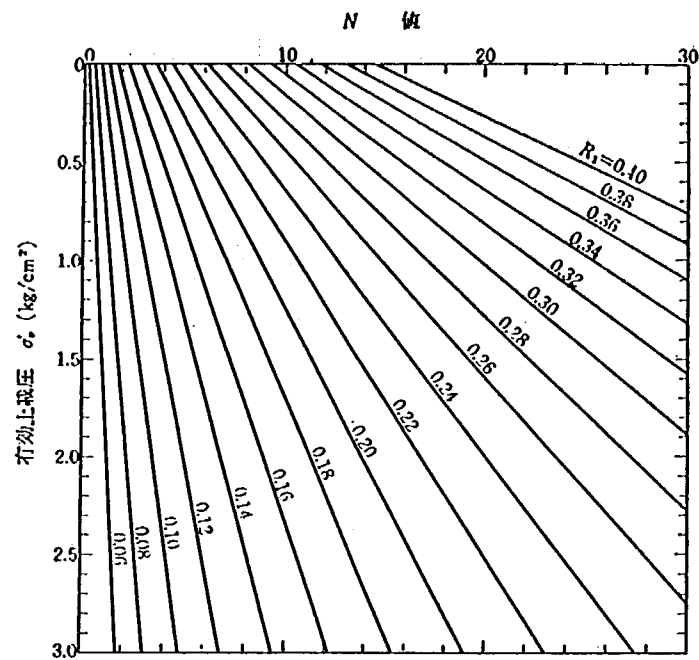
k_s : 液状化の判定に用いる地表面での水平震度

σ_v : 全上載圧 (kg/cm^2)

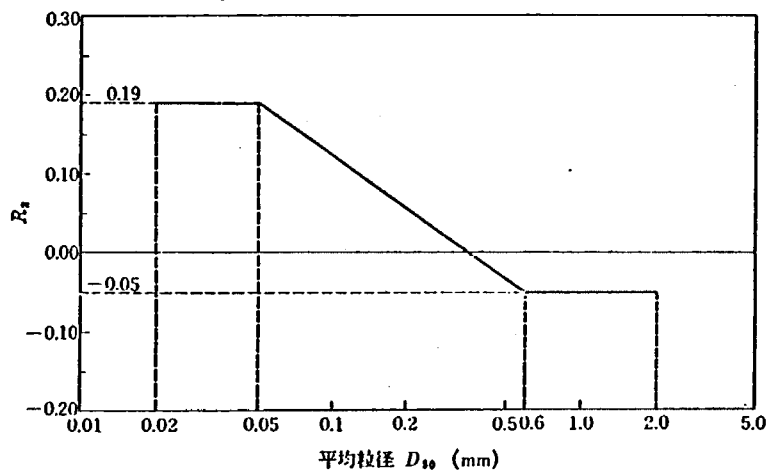
σ_v' : 有効上載圧 (kg/cm^2)

R_1 : N 値と有効上載圧 σ_v' の関数で表される動的せん断強度比の第 1 項であり, 図一 5.3.1 によるものとする。

R_2 : 平均粒径 D_{50} の関数で表わされる動的せん断強度比の第 2 項であり, 図一 5.3.2 によるものとする。



図—5.3.1 N値，有効上載圧 σ_v' と動的せん断強度比の第1項 R_1 の関係



図—5.3.2 平均粒径 D_{50} と動的せん断強度比の第2項 R_2 の関係

z : 地表面からの深さ (m)

ν_1 : 表—4.4.1 に示す地域別補正係数

ν_2 : 表—5.3.1 に示す地盤別補正係数

ν_3 : 重要度別補正係数，通常の地合 1.0 とする

k_{s0} : 液状化の判定に用いる標準設計水平震度 (0.16 とする)

γ_{t1} : 地下水位面より浅い位置での土の単位重量 (t/m^3)

砂質地盤の場合は、おおよそ $1.6 \sim 1.8 \text{ t/m}^3$ である。

r_{t3} : 地下水位面より深い位置での土の有効単位重量 (t/m^3)

砂質地盤の場合は、おおよそ $0.8 \sim 1.0 \text{ t/m}^3$ である。

z_w : 地表面から地下水位面までの深さ (m)

表—5.3.1 地盤別補正係数 ν_2

地盤種別	1 種	2 種	3 種	4 種
補正係数 ν_2	0.9	1.0	1.1	1.2

(2) 液状化発生の可能性は、式 (5.3.8) で定義される液状化抵抗指数 P_L を求め、表—5.3.2 により評価するものとする。

表—5.3.2 P_L による液状化発生の可能性の評価

ランク	P_L の値	液状化発生の可能性
I	$P_L = 0$	かなり低い
II	$0 < P_L \leq 5$	低 い
III	$5 < P_L \leq 15$	高 い
IV	$15 < P_L$	極めて高い

$$P_L = \int_0^{20} FW(z) dz \quad \dots\dots\dots (5.3.8)$$

ここに、 $F = 1 - F_L$; ($F_L \leq 1.0$)

$= 0$ ($F_L > 1.0$)

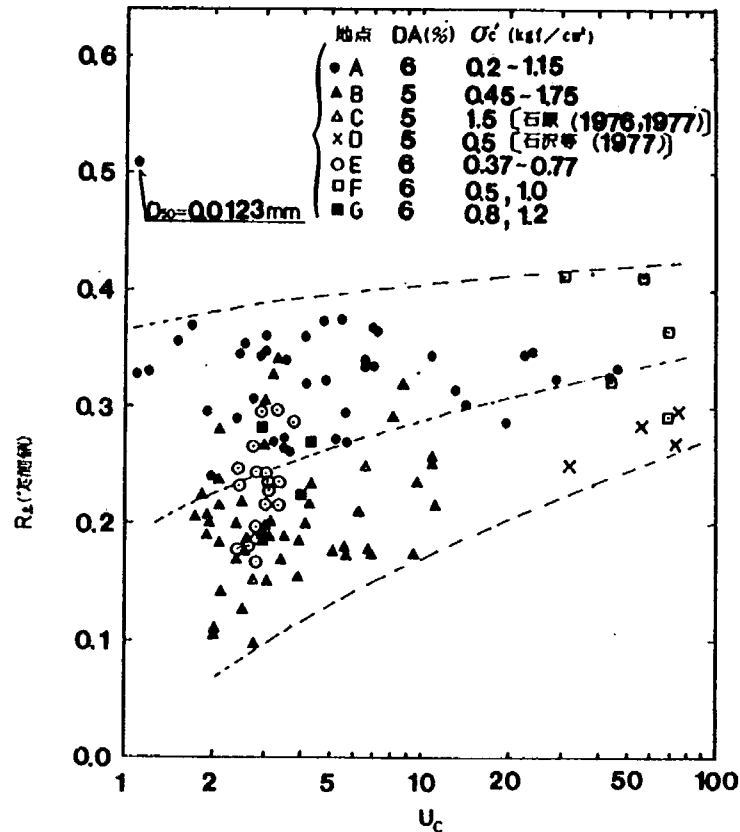
$W(z) = 10 - 0.5 z$

z : 地表面からの深さ (m)

【解 説】

(1) 道路橋示方書 V 耐震設計編 3.7.1 の(2)項の規定を準用したものである。

なお、平均粒径 D_{50} が 0.05 mm 以下の細粒分を多く含む土の動的せん断強度比 R の算定にあたっては、図—解 5.3.1 に示す実測動的せん断強度比 R_t と均等係数 U_c との関係を用いて設定することができる。



図一解 5.3.1 実測動的せん断強度比と均等係数の関係
(土研資料 1729 号)

(2) 液状化に対する抵抗率 F_L による判定では地盤の深さ方向の分布性状が明らかになるが、地盤が液状化することによって構造物がうける被害は地盤としての、あるいは土層としての液状化の程度が総合されたものに左右されると考えられる。

そこで、建設省土木研究所での調査研究の成果にもとづいて、液状化発生の可能性を液状化抵抗指数 P_L により評価することとしたものである。

5.4 浮上りに対する検討

(1) 浮上りに対する検討は、共同溝底面が 5.2 に規定する液状化の判定を行う必要のある土層に位置する場合、もしくはその土層以深の粘性土層への共同溝の根入れが不十分な場合で、式 (5.3.8) により算出される液状化抵抗指数 P_L の値が 5 を超える地盤に設置される共同溝を対象に行うものとする。

(2) 浮上りに対する安全率 F_u は式 (5.4.1) により算出するものとする。

$$F_u = \frac{W_s + W_B + Q_s + Q_B}{U_s + U_d} \dots\dots\dots (5.4.1)$$

ここに、

W_s : 上載土の荷重 (水の重量を含む) (t/m)

W_B : 共同溝の自重 (収容施設の重量を含む) (t/m)

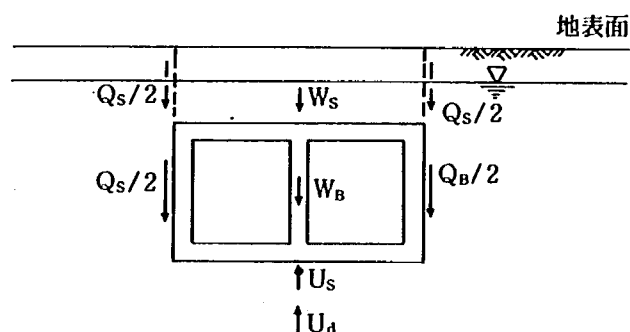
Q_s : 上載土のせん断抵抗 (t/m)

Q_B : 共同溝側面の摩擦抵抗 (t/m)

U_s : 共同溝底面に作用する静水圧による揚圧力 (t/m)

U_d : 共同溝底面に作用する過剰間げき水圧による揚圧力 (t/m) で、(3)項の規定による。

ただし、液状化に対する抵抗率 F_L が 1.0 以下の土層における Q_s 、 Q_B は考慮してはならない。なおここで、共同溝に作用する力は共同溝縦断方向の単位長さあたりの値である。



図一5.4.1 液状化時における共同溝の力の作用状態

(3) 共同溝底面に作用する過剰間げき水圧による揚圧力は式 (5.4.2) により算出するものとする。

$$U_d = d_u \cdot B = L_u \cdot \sigma_v' \cdot B \quad \dots\dots\dots (5.4.2)$$

ここに、

B : 共同溝の幅 (m)

σ_v' : 静水圧状態における共同溝底面位置での有効上載圧 (t/m^2)

L_u : 過剰間げき水圧比で、 $L_u = \frac{d_u}{\sigma_v'}$

d_u : 過剰間げき水圧 (t/m^2)

なお、過剰間げき水圧比 L_u の値については既往の液状化に関する実験結果などを参考に定めてよい。

【解 説】

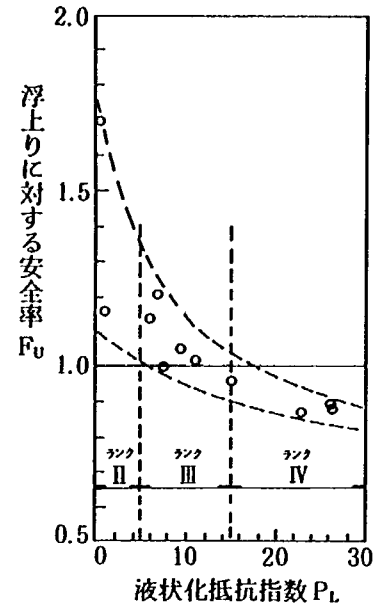
- (1) 周辺地盤が液状化した際の共同溝の浮上りに対する検討を実施する基準としての液状化抵抗指数 $P_L = 5$ の値については、表一5.3.2で液状化発生の可能性が極めて高い、および高いとされる範囲の下限值としたものである。

種々の地盤を対象に液状化抵抗指数 P_L と共同溝の浮上りに対する安全率 F_u を試算すると図一解5.4.1に示すようになり、図から F_u の値は P_L の増加とともに明らかに減少することがわかる。

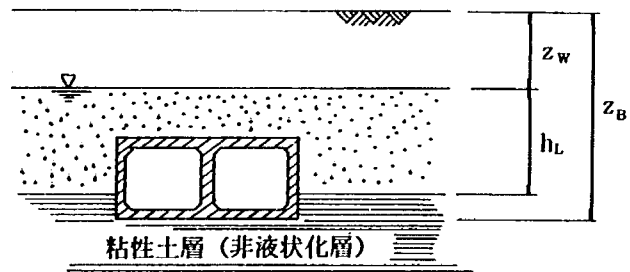
また、粘性土層への共同溝の根入れが不十分な場合、すなわち図一解5.4.2に示すように $z_w + h_L \leq z_B$ で、 $z_B - (h_L + z_w) \leq 1.0$ m の場合（粘性土層への根入れが1 m以下）には、安全側の配慮から式（5.4.2）により算出される過剰間げき水圧 U_d を共同溝底面に作用させ、浮上りの検討を行うこととする。ただし、式（5.4.2）中の σ_v' は深さ $z_w + h_L$ の位置での値としてよい。

なお、粘性土層への根入れが1 mを超える場合には浮上りの検討の対象外とするが、この場合には共同溝底面に過剰間げき水圧が作用しないよう、セメント処理などの対策を行わなければならない。

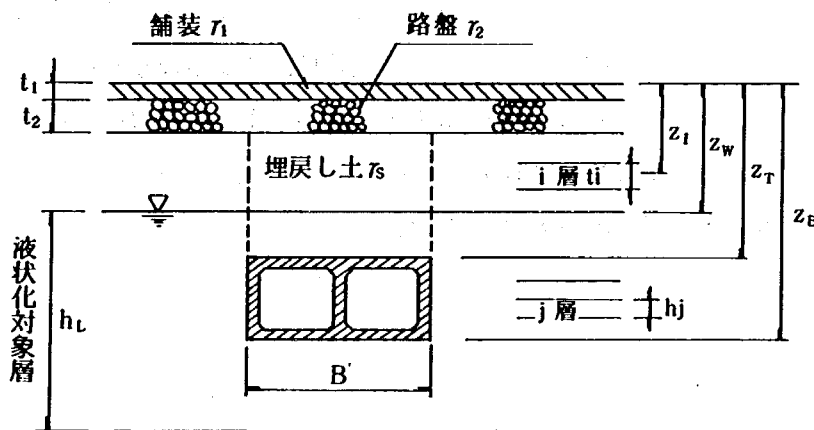
- (2) 式（5.4.1）に示される共同溝に作用する上載土の荷重 W_s 、上載土のせん断抵抗 Q_s 、共同溝側面の摩擦抵抗 Q_B および静水圧による揚圧力 U_s は図一解5.4.3を参照して次のように求めることができる（参考資料Ⅲ-3参照）



図一解5.4.1 液状化抵抗指数 P_L と浮上りに対する安全率 F_u の関係（昭和57年度、報告書4.3参照）



図一解5.4.2 共同溝底面までの深さ z_B と液状化対象層との関連



図一解5.4.3 液状化時の浮上りに対する安全率の算定に用いる地盤の状態

$$W_s = B \cdot \{ r_1 \cdot t_1 + r_2 \cdot t_2 + r_s \{ z_T - (t_1 + t_2) \} \} \quad (t/m)$$

$$Q_s = 2 \Sigma K_o \sigma_{vi} t_i \tan \phi_{si} \quad (t/m)$$

$$Q_B = 2 \Sigma K_o \sigma'_{vj} h_j \tan \phi_{Bj} \quad (t/m)$$

$$U_s = r_w (z_B - z_w) B \quad (t/m)$$

ここに、

r_1 : 舗装の単位重量 (t/m^3)

r_2 : 路盤の単位重量 (t/m^3)

r_s : 上載土の湿潤単位重量 (t/m^3)

r_w : 水の単位重量 (t/m^3)

t_1 : 舗装の厚さ (m)

t_2 : 路盤の厚さ (m)

t_i : 上載土第 i 層の厚さ (m)

h_j : 共同溝側面の第 j 層の厚さ (m)

z_T : 共同溝天端までの深さ (m)

z_B : 共同溝底面までの深さ (m)

z_w : 地下水面までの深さ (m)

K_o : 静止土圧係数で、0.5 としてよい。

$\tan \phi_{si}$: 埋戻し土と原地盤との摩擦係数で、原地盤が液状化に対する抵抗率 $F_L \leq 1.0$ の場合は $\tan \phi_{si} = 0$ 、 $F_L > 1.0$ の場合は $\tan \phi_{si} = \tan \phi_i$ とする。

ここで、 ϕ_i は原地盤の土のせん断抵抗角である。

$\tan \phi_{Bj}$: 共同溝と共同溝側面の原地盤との摩擦係数で、原地盤が $F_L \leq 1.0$ の場合は $\tan \phi_{Bj} = 0$ 、 $F_L > 1.0$ の場合は $\tan \phi_{Bj} = \tan \frac{2}{3} \phi_j$ とする。

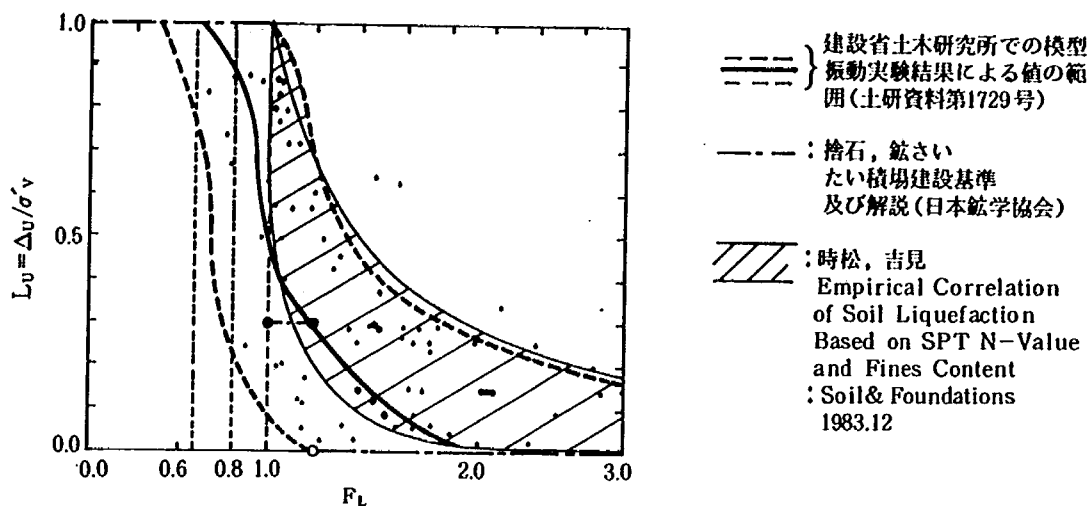
ここで、 ϕ_j は原地盤の土のせん断抵抗角である。

σ'_{vi} : 上載土第 i 層中央での有効上載圧 (t/m^2)

σ'_{vj} : 共同溝側面第 j 層中央での有効上載圧 (t/m^2)

なお、碎石置換などの地盤改良による液状化対策を施工した場合の浮上りに対する安全率の算出にあたっては、式 (5.4.1) 中の U_d などの値について別途検討するものとする。

(3) 過剰間げき水圧比 L_d の値については、図一解 5.4.4. に示すように液状化に対する抵抗率 F_L との関連に着目して、実験にもとづく各種の提案がこれまでなされてきているが、この要領では建設省土木研究所での調査・研究による同図中の実線を用いてよい。



図一解 5.4.4. 液状化に対する抵抗率 F_L と過剰間げき水圧比 L_u の関係
(模型振動実験結果)

5.5 液状化の詳細判定

- (1) 5.4 に規定する浮上りに対する安全率が 1.0 未満の場合には液状化の詳細判定を行うのがよい。
- (2) 液状化の詳細判定は地盤の補足調査にもとづく液状化強度を用いて行うこととする。

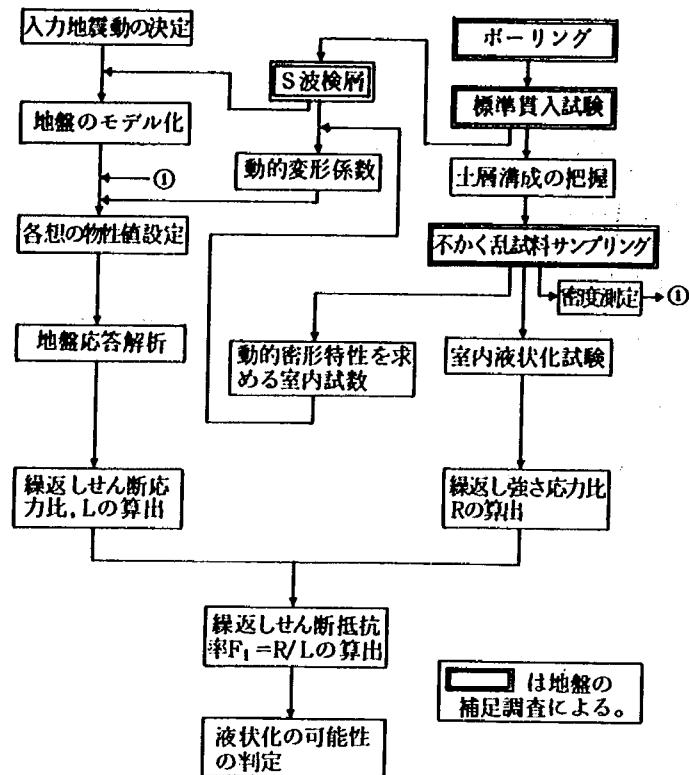
【解 説】

- (1) 液状化の詳細判定を行う目安として 5.4 に規定する浮上りに対する安全率 F_u が 1.0 未満としたものである。

なお、液状化発生の可能性が明らかに高く、液状化時に共同溝に変状が生じると予測され、液状化対策を講じる場合には地盤の補足調査を行う必要はない。

- (2) 液状化の詳細判定の方法の基本的な考え方を提示したもので、図一解 5.5.1 に想定される手順を示す。

なお、繰返しせん断応力比 L の算出にあたっては、高度な技術的判断が必要とされることから、建設省土木研究所における関連研究成果を参考に実施することが望ましい。



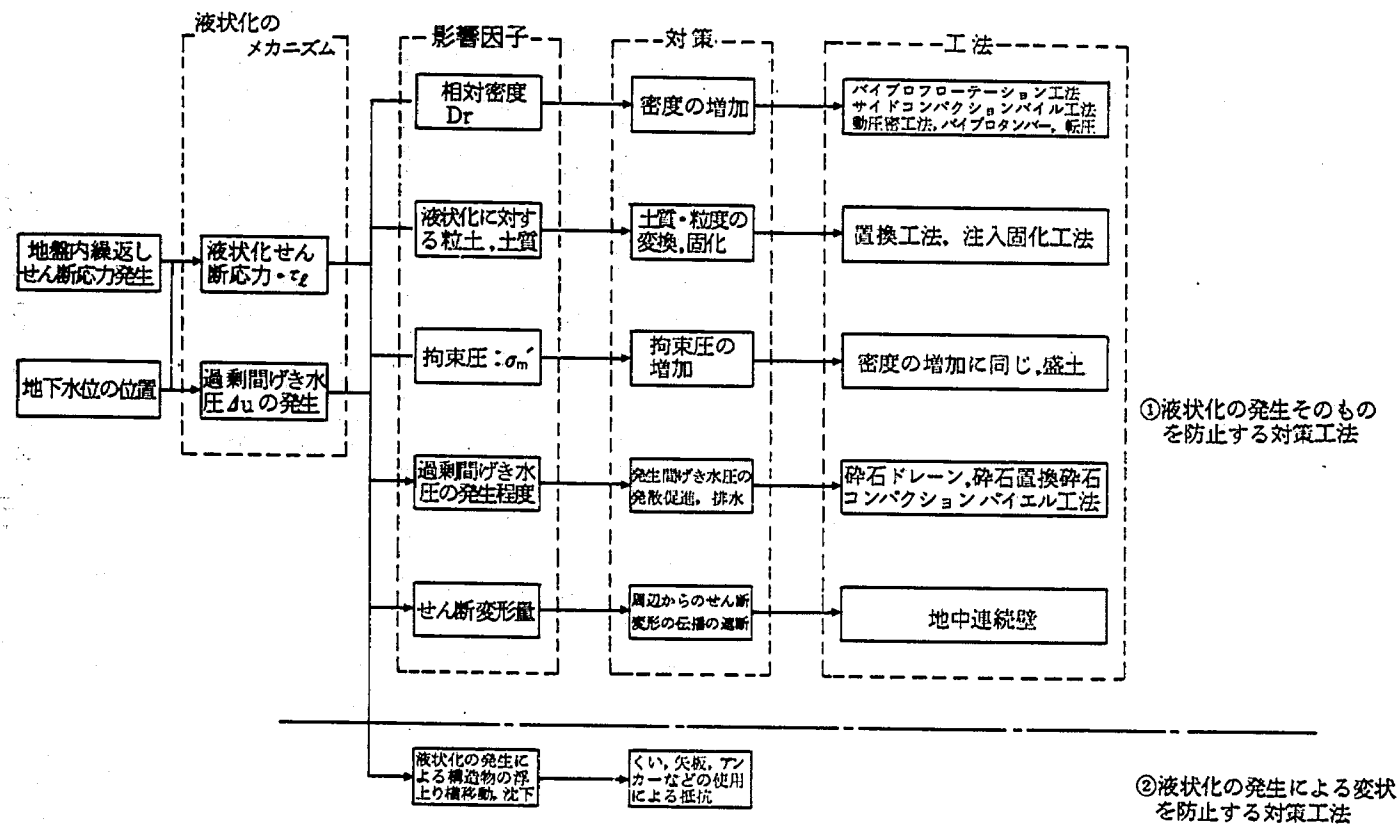
図一解 5.5.1 詳細な液状化検討を行うための一般的な手順

5.6 液状化対策

- (1) 共同溝周辺地盤の液状化発生の可能性が高く、浮上りに対する安全率が1.0未満となり、変状の発生が予測される場合には適切な対策を講じるものとする。
- (2) 液状化対策の実施にあたっては、効果の確実性、施工性、周辺環境に与える影響、経済性などに留意しなければならない。

【解説】

- (1) 液状化対策を講じる基準を述べたものである。
- (2) 液状化対策工法について図一解 5.6.1 にその原理、分類をとりまとめた。これら各種対策工法の選定にあたっては、条文に示した事項を十分考慮するとともに既往の実施例を参考にするのがよい（参考資料Ⅳ参照）。



図一解 5.6.1 液状化対策工法の原理と分類

6. 耐 震 計 算

6.1 一 般

- (1) 共同溝の耐震計算は、原則として応答変位法によるものとする。
- (2) 応答変位法による耐震計算は、一般に共同溝の縦断方向に対して行い、6.2での規定によるものとする。ただし、複雑な断面構成を有する一般部、6.3に規定する特殊部あるいは常時に偏荷重を受ける箇所などの特殊な部分については、縦断方向に加えて横断方向の応答変位法による耐震計算を行うものとする。
- (3) 複雑な地盤条件に設置される共同溝、特殊な工法および構造に対しては、応答変位法による耐震計算に加えて、必要に応じて動的解析を行って安全性の確認を行うことが望ましい。

【解 説】

- (1) 2.1【解説】(2)に述べたように、線状地中構造物としての特徴を考慮して、地震の影響を地震時の地盤振動の変位指幅および波長で考慮した応答変位法を共同溝の耐震計算に適用することを原則としたものである。
- (2) 1.1【解説】(1)に示す標準的な横断面の形状寸法を有する共同溝について応答変位法を適用し試算した結果、一般に横断方向については地震の影響が小さいことから縦断方向のみを耐震計算の対象としたものである。なお、条文に示すような特定の条件のもとで横断方向の耐震計算を実施する場合には、図一解 6.1.1に示すように表層地盤と共同溝間の相対的な変位差を地盤の剛性係数を介して荷重とし、その荷重を共同溝に作用させて地震の影響とするものとする。その場合常時の設計において用いる活荷重、衝撃を除く荷重も同時に共同溝に作用させるものとする。(参考資料Ⅲ—1—1参照)
- (3) 地盤急変部が連続するような複雑な地盤条件に設置される共同溝、あるいは大規模な伏越部などの縦断線形が大きく変化する箇所においては、応答変位法ではその地震時の挙動を必ずしも的確に把握することは難しいので、これらの部分については動的解析により耐震安全性を確認することが望ましいものとした。

$$q_H(z) = K_H \{ U_h(z) - U_h(z_B) \}$$

$$p_o = G_s \left| \frac{d U_h(z)}{dz} \right|_{z=z_T} = \frac{G_s}{\pi H} S_v T_s K_h \sin\left(\frac{\pi z_T}{2H}\right)$$

ここに、

$q_H(z)$: 地表面からの深さ z (m)における共同溝側壁に作用する荷重 (t/m)

p_o : 上床板に作用する, 地盤のひずみに伴うせん断力 (t/m^2)

$U_h(z), U_h(z_B)$: 地表面からの深さ $z(m)$ および $z_B(m)$ (共同溝底面) における地盤の変位振幅 (m) で, 式 (4.4.1) による。

G_s : 表層地盤のせん断変形係数 (t/m^2) で, 式 (6.2.5) による。

S_v : 単位震度あたりの応答速度 (m/s) で, 図-4.4.1 による。

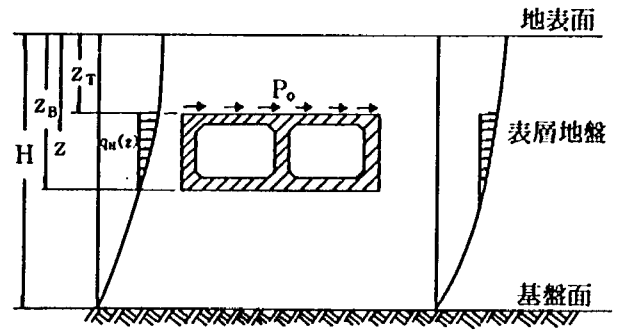
T_s : 表層地盤の同有周期(s)で, 式 (4.4.3) による。

K_h : 基盤面における設計水平震度で, 式 (4.4.4) による。

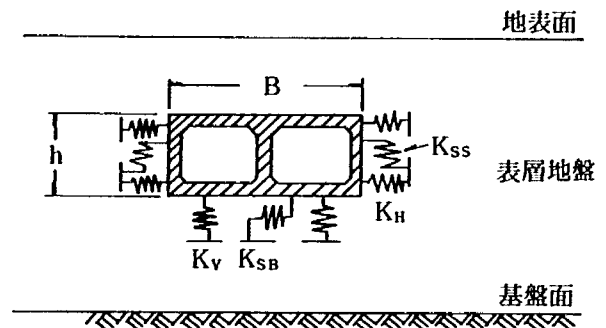
H : 表層地盤の厚さ(m)

E_s : 表層地盤の圧縮変形係数 (t/m^2) で次式により求める。

$$E_s = 2(1 + \nu) G_s \\ \approx 3G$$



(a) 荷重



(b) 剛性係数

$$K_h = \frac{E_s}{h} = 3 \frac{G_s}{h} \quad K_{ss} = \frac{G_s}{h} \\ K_v = \frac{E_s}{B} = 3 \frac{G_s}{B} \quad K_{sb} = \frac{G_s}{B}$$

図一解 6.1.1 応答変位法による横断方向の耐震計算の考え方

6.2 一般部の応答変位法による耐震計算

6.2.1 一様地盤部

一様地盤に設置される共同溝一般部の縦断方向に対しては, 4.3に規定される4種地盤内に位置するものを対象に応答変位法を適用し, 次の各項により断面力および継手変位量を算定する。

(1) 共同溝の継手近傍を除いた断面に生じる断面力および変位は, 式 (6.2.1) により算定する。

$$\left. \begin{aligned}
 P_h &= \alpha_1 \frac{\pi E A}{L} U_h \\
 P_v &= \alpha_1 \frac{\pi E A}{L} \cdot \frac{U_h + U_v}{2} \\
 M_h &= \alpha_2 \frac{4 \pi^2 E I_h}{L^2} U_h \\
 M_v &= \alpha_3 \frac{4 \pi^2 E I_v}{L^2} U_v \\
 y_1 &= \alpha_1 \cdot U_h \\
 y_2 &= \alpha_2 \cdot U_h \\
 y_3 &= \alpha_3 \cdot U_v
 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (6.2.1)$$

ここに,

P_h, P_v : 水平面内および鉛直面内の地盤振動による軸力(t)

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

y_1 : 共同溝縦断方向の変位 (m)

y_2 : 共同溝軸直角方向 (水平面内) の変位 (m)

y_3 : 共同溝軸直角方向 (鉛直面内) の変位 (m)

E : コンクリートのヤング係数 (t/m²)

A : 共同溝の断面積 (m²)

I_h, I_v : 共同溝の水平面内および鉛直面内の断面 2 次モーメント (m⁴)

U_h, U_v : 共同溝の重心位置の深さにおける地盤振動の水平方向および鉛直方向の変位振幅 (m) で, 式 (4.4.1), (4.4.2) による。

L : 4.4.2 に規定する地盤振動の波長 (m)

$\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$: 共同溝の縦断方向と, これに直交する水平面内および鉛直面内の地盤に生じたひずみの構造物に対する伝達率で, 式 (6.2.2) によって求める。

$$\left. \begin{aligned}
 \alpha_1 &= \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \pi}{\lambda_1 L}\right)^2} \\
 \alpha_2 &= \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \pi}{\lambda_2 L}\right)^4} \\
 \alpha_3 &= \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \pi}{\lambda_3 L}\right)^4}
 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (6.2.2)$$

$$\left. \begin{aligned} \lambda_1 &= \sqrt{\frac{K_1}{E A}} \quad (1/m) \\ \lambda_2 &= \sqrt[4]{\frac{K_2}{E \cdot I_h}} \quad (1/m) \\ \lambda_3 &= \sqrt[4]{\frac{K_3}{E \cdot I_v}} \quad (1/m) \\ L' &= \sqrt{2} L \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (6.2.3)$$

K_1, K_2, K_3 : 共同溝の縦断方向と、これに直交する水平面内および鉛直面内の地盤の剛性係数(t/m^2)で、式(6.2.4)によって求める。

$$\left. \begin{aligned} K_1 &= c_1 G_s \\ K_2 &= c_2 G_s \\ K_3 &= c_3 G_s \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (6.2.4)$$

ここに、

c_1, c_2, c_3 : 地盤の剛性係数 K_1, K_2, K_3 に対する定数で実験等による調査結果に基づいて定めるのが望ましい。一般には c_1, c_2 は1.0、 c_3 は3.0としてよい。

G_s : 表層地盤のせん断変形係数(t/m^2)で式(6.2.5)による。

$$G_s = \frac{r_{teq}}{g} \cdot V_{DS}^2 \dots\dots\dots (6.2.5)$$

ここに、

r_{teq} : 表層地盤の換算単位重量(t/m^3)で、式(6.2.6)による。

$$r_{teq} = \frac{\sum r_{ti} \cdot H_i}{H} \dots\dots\dots (6.2.6)$$

V_{DS} : 表層地盤のせん断弾性波速度(m/s)で、式(6.2.7)による。

$$V_{DS} = \frac{4 H}{T_s} \dots\dots\dots (6.2.7)$$

H : 表層地盤の厚さ(m)

H_i : 表層地盤の第*i*層の厚さ(m)

r_{ti} : 表層地盤の第*i*層の土の単位重量(t/m^3)

T_s : 式(4.4.2)で算出される表層地盤の固有周期(s)

g : 重力の加速度で、 $9.8 m/s^2$ とする。

(2) 軸力と曲げモーメントを受ける共同溝断面の応力度の算定には地盤振動の変位振幅を考慮する方向、位相関係を考慮して、式(6.2.1)で算出される断面力の適切な重合わせを行うものとする。

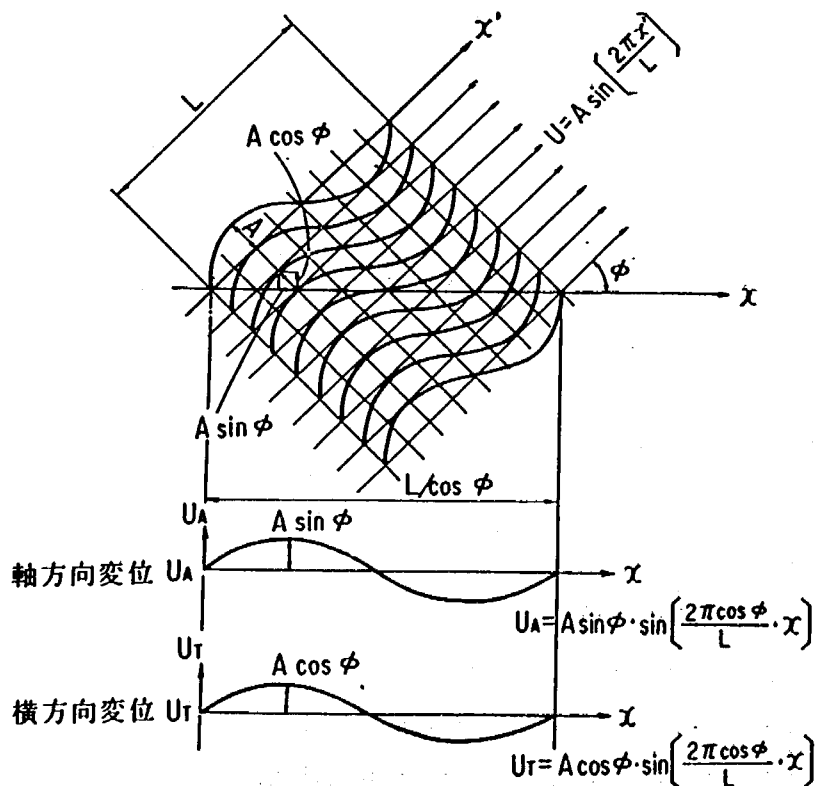
- (3) 継手を設ける場合には、継手部分における伸縮性が保持される範囲内で断面力の補正を施すほか、継手部分の相対変位量を求めるものとする。

【解 説】

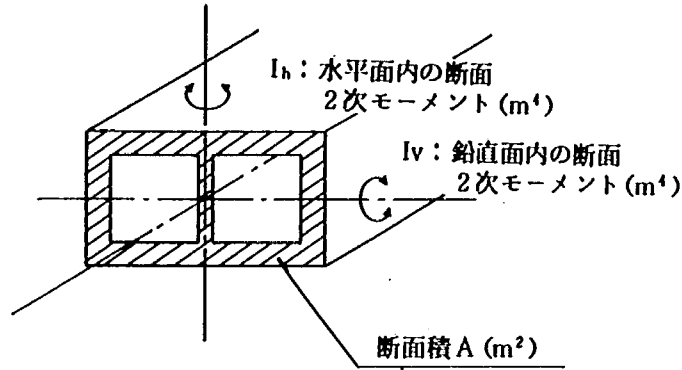
本項は、共同溝の縦断方向に沿って、地盤条件が比較的一様と見なされる場合の応答変位法による断面力の算定方法を規定したものである。この応答変位法は図一解 6.2.1 に示すように共同溝の軸方向(x 方向)と ϕ の角度をなして交わる、地震による地盤振動の正弦波状の変位振幅を基本に考えたものである。

計算の対象を 4 種地盤に限定した理由は、1.1〔解説〕に示した標準的な断面で継手間隔が 30m の共同溝を種々の地盤にあてはめてこの要領に規定する応答変位法による耐震計算を行った結果、通常の配筋量および継手を有する共同溝では、特段、耐震上問題ないことが確かめられたためである。

- (1) 式 (6.2.1) に示される共同溝の断面諸定数および断面力についてはそれぞれ図一解 6.2.2、図一解 6.2.3 に示すように考えることとする。



図一解 6.2.1 共同溝の縦断方向の応答変位法に適用する表層地盤の地震時地盤振動の変位振幅分布



図一解 6.2.2 共同縦断方向の断面諸定数

コンクリートのヤング係数 E は、設計基準強度 $\sigma_{ck} = 210 \text{ kg/cm}^2$ の場合道路橋示方書 I 共通編 3.3 により、 $2.6 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2 = 2.6 \times 10^6 \text{ t/m}^2$ とする。

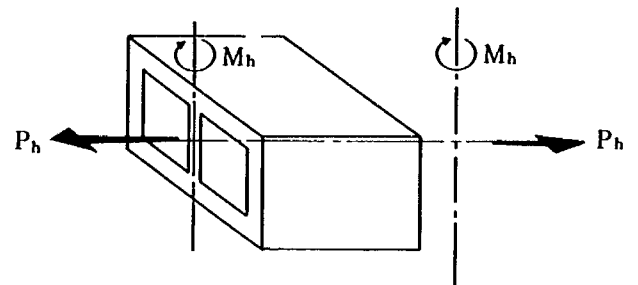
なお、せん断力については、代表的断面を有する共同溝に対してこの要領に規定した応答変位法を適用してせん断応力度を算定した結果、表一4.5.1 中の許容値に比べて極めて小さい結果が得られたため、照査対象外としたものである。

地盤の剛性係数 K_1, K_2, K_3 は、共同溝縦断方向沿いの地層構成を考慮し、ほぼ一様な表層地盤の特性を有しているものと見なしうる範囲で各ボーリング地点で式 (6.2.7) により求められる V_{DS} の平均値を求め、その値から G_s を算定し式 (6.2.4) より求めるものとする。

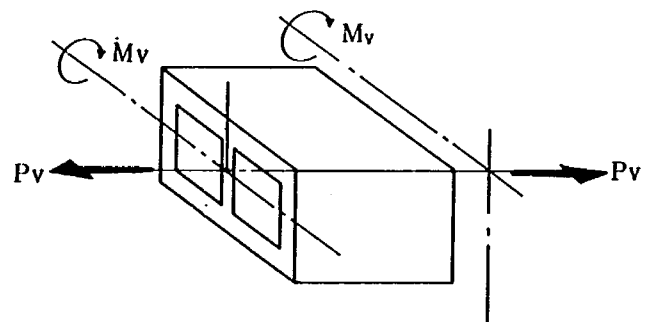
(2) 共同溝縦断方向の断面応力度の算定にあたっては、表層地盤の地盤振動の向き、位相関係などを考慮して式 (解 6.2.1) ~ (解 6.2.3) に示すように断面力を重ね合わせることとしてよい。

i 水平面内

$$\left. \begin{aligned} P_h &= x_1 \cdot P \\ M_h &= x_2 \cdot M_h \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots \text{(解 6.2.1)}$$



(a) 水平面内



(b) 鉛直面内

図一解 6.2.3 共同溝縦断方向の応答変位法で求められる断面力の概念図

ii 鉛直面内

$$\left. \begin{aligned} P_v' &= k_3 \cdot P \\ M_v' &= k_4 \cdot M_v \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (解 6.2.2)$$

ここに,

$$P = \sqrt{2P_h'^2 + 2P_v'^2} \dots\dots\dots (解 6.2.3)$$

k_1, k_2, k_3, k_4 : 断面力の重合わせの係数で次の値とする。

$$k_1 = k_2 = k_3 = k_4 = 0.707$$

(3) 継手を設ける場合の断面力の補正は式—(解 6.2.4), (解 6.2.5) により行うことができる。

i 水平面内

$$\left. \begin{aligned} P_h''(x) &= \xi_1(x) P_h' \\ M_h''(x) &= \xi_{2h}(x) M_h' \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (解 6.2.4)$$

ii 鉛直面内

$$\left. \begin{aligned} P_v''(x) &= \xi_1(x) P_v' \\ M_v''(x) &= \xi_{2v}(x) M_v' \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (解 6.2.5)$$

ここに,

$P_h'(x), M_h''(x)$: 可とう性継手から距離 x (m) の点における水平面内の軸力 (t),
曲げモーメント (t・m)

$P_v'(x), M_v''(x)$: 可とう性継手から距離 x (m) の点における鉛直面内の軸力 (t),
曲げモーメント (t・m)

$\xi_1(x)$: 可とう性継手から距離 x (m) の点における軸力の補正係数で式 (解 6.2.6) による。

$$\xi_1(x) = \frac{\sqrt{\phi_1(x)^2 + \phi_2(x)^2}}{e^{\nu' \lambda_1 L'} - e^{-\nu' \lambda_1 L'}} \dots\dots\dots (解 6.2.6)$$

$\xi_{2h}(x), \xi_{2v}(x)$: 可とう性継手から距離 x (m) の点における水平面内および鉛直面内の曲げモーメントの補正係数で式 (解 6.2.7) で表わされる。

$$\xi_2(x) = \sqrt{\phi_3(x)^2 + \phi_4(x)^2} \dots\dots\dots (解 6.2.7)$$

ここに,

$$\left. \begin{aligned} \nu &= \ell / L, \quad \nu' = \ell / L' \\ \phi_1(x) &= \left\{ \begin{aligned} &\exp(-\nu' \lambda_1 L') \\ &- \cos(2\pi \nu') \} \exp(\mu' \lambda_1 L') \\ &- \{ \exp(\nu' \lambda_1 L') \\ &- \cos(2\pi \nu') \} \exp(-\mu' \lambda_1 L') \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (解 6.2.8) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
& + 2 \sinh(\nu' \lambda_1 L') \cos(2 \pi \mu') \\
\phi_2(x) = & \left. \begin{aligned} & 2 \sinh(2 \pi \nu') \sinh(\mu' \lambda_1 L') \\ & - 2 \sin(2 \pi \mu') \sinh(\nu' \lambda_1 L') \end{aligned} \right\} \\
\phi_3(x) = & f_3 e_3 - f_1 e_2 - f_4 e_1 - \sin(2 \pi \mu) \\
\phi_4(x) = & e_4 + f_2 e_3 - f_2 e_2 - f_5 e_1 - \cos(2 \pi \mu)
\end{aligned}$$

ℓ : 継手間隔 (m)

係数 $f_1 \sim f_5$ および $e_1 \sim e_4$ は表一解 6.2.1 に示すとおりである。また $\xi_{2h}(x)$, $\xi_{2v}(x)$ の両者の区別は同表中の β_1 で考慮する。

なお、 ξ_1 , ξ_2 の最大値は $x = \ell/2$ の時の値としてよいが $\xi_1(x)$, $\xi_2(x)$ が 0.1 以下の値となる場合は計算精度の観点から 0.1 とする。図一解 6.2.4 には ξ_1 , ξ_2 の計算例を示す。

また継手部分の軸方向相対伸縮量は式一 (解 6.2.9) により求めてよい。

$$|u_j| = u_0 \bar{u}_j \quad \text{..... (解 6.2.9)}$$

ここに,

$|u_j|$: 軸方向相対伸縮量 (m)

u_0 : 無限連続はりとした場合のはりの軸方向相対変位量 (m)

$$\bar{u}_j = \frac{2 r_1 |\cosh \beta_1 - \cos r_1|}{\beta_1 \sinh \beta_1} = \frac{4 \pi |\cosh(\mu_1 \nu_1) - \cos(2 \pi \nu_1)|}{\mu_1 \sinh(\mu_1 \nu_1)} \quad \text{... (解 6.2.10)}$$

表一解 6.2.1 係 数 $f_1 \sim f_5$

f_1	$\frac{1}{4} \{ \{ C_1 (C_4 - C_1) - C_3 (C_3 + C_2) - C_1 \cos(2 \pi \nu) \} \frac{2 \pi}{\beta_1 L} + (C_3 + C_2) \sin(2 \pi \nu) \}$
f_2	$\frac{1}{4} \{ C_1 (C_3 - C_2) - C_4 (C_3 + C_2) + (C_3 + C_2) \cos(2 \pi \nu) + C_1 \frac{2 \pi}{\beta_1 L} \sin(2 \pi \nu) \}$
f_3	$\frac{1}{4} \{ \{ C_1 (C_4 + C_1) - C_2 (C_3 + C_2) - C_1 \cos(2 \pi \nu) \} \frac{2 \pi}{\beta_1 L} + (C_3 + C_2) \sin(2 \pi \nu) \}$
f_4	$\frac{1}{4} \{ \{ C_3 (C_4 + C_1) - C_2 (C_4 - C_1) + (C_2 - C_3) \cos(2 \pi \nu) \}$

	$\cdot \frac{2\pi}{\beta_1 L} - 2 C_1 \sin(2\pi\nu))$		
f_5	$\frac{1}{d}[(C_3 - C_2)^2 + 2 C_1 C_4 - 2 C_1 \cos(2\pi\nu) - (C_2 - C_3) \cdot \frac{2\pi}{\beta_1 L} \sin(2\pi\nu)]$		
d	$(C_3 + C_2) \cdot (C_3 - C_2) + 2 C_1^2$		
C_1	$\sin(\nu\beta_1 L) \sinh(\nu\beta_1 L)$	C_2	$\sin(\nu\beta_1 L) \cosh(\nu\beta_1 L)$
C_3	$\cos(\nu\beta_1 L) \sinh(\nu\beta_1 L)$	C_4	$\cos(\nu\beta_1 L) \cosh(\nu\beta_1 L)$
e_1	$\sin(\mu\beta_1 L) \sinh(\mu\beta_1 L)$	e_2	$\sin(\mu\beta_1 L) \cosh(\mu\beta_1 L)$
e_3	$\cos(\mu\beta_1 L) \sinh(\mu\beta_1 L)$	e_4	$\cos(\mu\beta_1 L) \cosh(\mu\beta_1 L)$
ν	ℓ/L	μ	x/L
β_i	水平面内 $\beta_2 = \sqrt[4]{\frac{K_2}{4EI_h}}$ 鉛直面内 $\beta_3 = \sqrt[4]{\frac{K_3}{4EI_v}}$		
		λ_i	軸方向 $\lambda_1 = \sqrt{K_1/EA}$ 水平面内 $\lambda_2 = \sqrt[4]{K_2/EI_h}, \lambda_2 = \sqrt{2\beta_2}$ 鉛直面内 $\lambda_3 = \sqrt[4]{K_3/EI_v}, \lambda_3 = \sqrt{2\beta_3}$

$$\left. \begin{aligned}
 u_0 &= \alpha_1 Ua \\
 \alpha_1 &= \frac{1}{1 + (\tau_1/\beta_1)^2} \\
 \beta_1 (= \lambda \ell) &= \sqrt{\frac{K_1}{EA}} \cdot \ell = \mu_1 \nu_1 \\
 \tau_1 &= \frac{2\pi\ell}{L'} = 2\pi\nu_1, \quad \nu_1 = \frac{\ell}{L'}
 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (\text{解 6.2.11})$$

EA : 伸び剛性 (t)

ℓ : 継手間隔 (m)

K : 共同溝方向の単位長さあたりの地盤の剛性係数 (t/m²)

L' : みかけの地盤振動の波長で $L' = \sqrt{2} L$ (m)

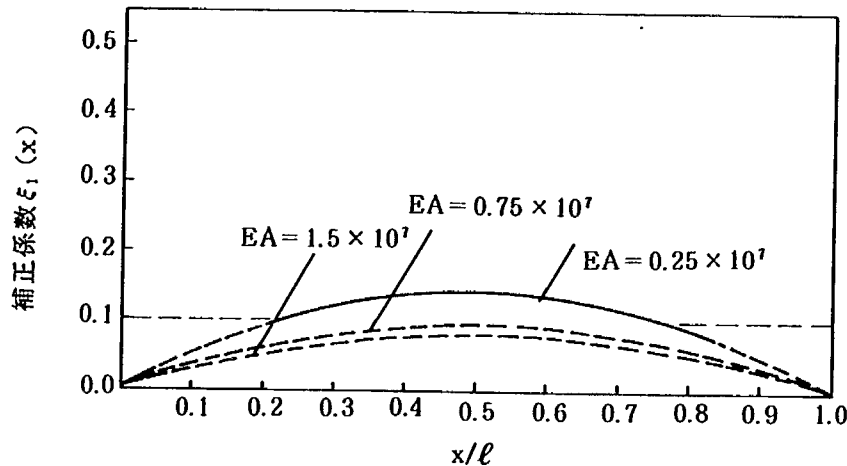
L : 4.4.2 に規定した地盤振動の波長 (m)

Ua : 地盤の共同溝縦断方向の水平変位振幅 (m)

$$U_a = \frac{1}{\sqrt{2}} U_h(z)$$

$U_h(z)$: 共同溝重心位置までの深さ z (m) における地盤の水平変位振幅 (m) で式 (4.4.1) によって求める。

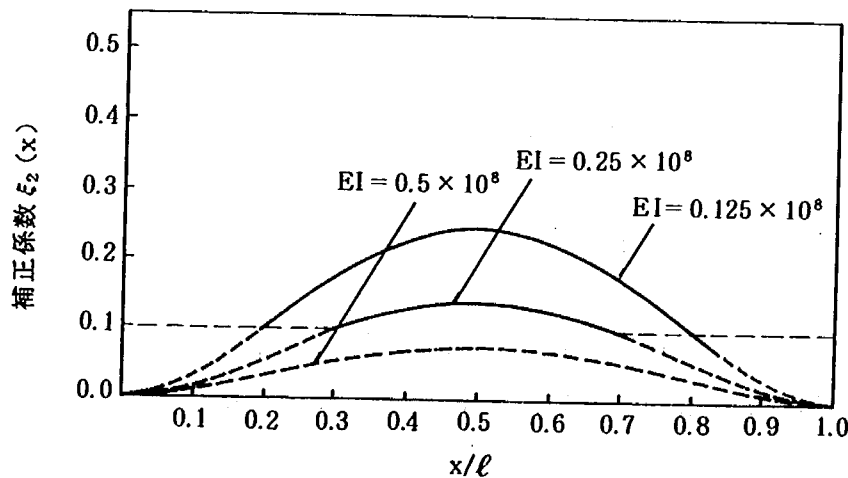
なお、継手部分に生じる相対変位のうち回転およびせん断変位については値が小さいため無視してよい。



継手間隔 $\ell = 30\text{m}$
波長 $L = 180\text{m}$
せん断弾性波速度 $V_s = 100\text{m/s}$

$$\nu' = \frac{\ell}{L} = \frac{\ell}{\sqrt{2}L} = 0.12$$

(a) 軸力の補正係数 $\xi_1(x)$



継手間隔 $\ell = 30\text{m}$
波長 $L = 180\text{m}$
せん断弾性波速度 $V_s = 100\text{m/s}$

$$\nu = \frac{\ell}{L} = 0.17$$

(b) 曲げモーメントの補正係数 $\xi_2(x)$

図一解 6.2.4 継手を設置する場合の断面力の補正係数

6.2.2 地盤急変部

地盤変部に設置される共同溝の一般部の縦断方向については、地盤振動の変位振幅の差に着目した応答変位法を適用し、次の各項により断面力および継手変位量を算定する。

(1) 継手近傍を除いた断面に生じる断面力は式(6.2.8)により算出するものとする(図一解6.2.1参照)。

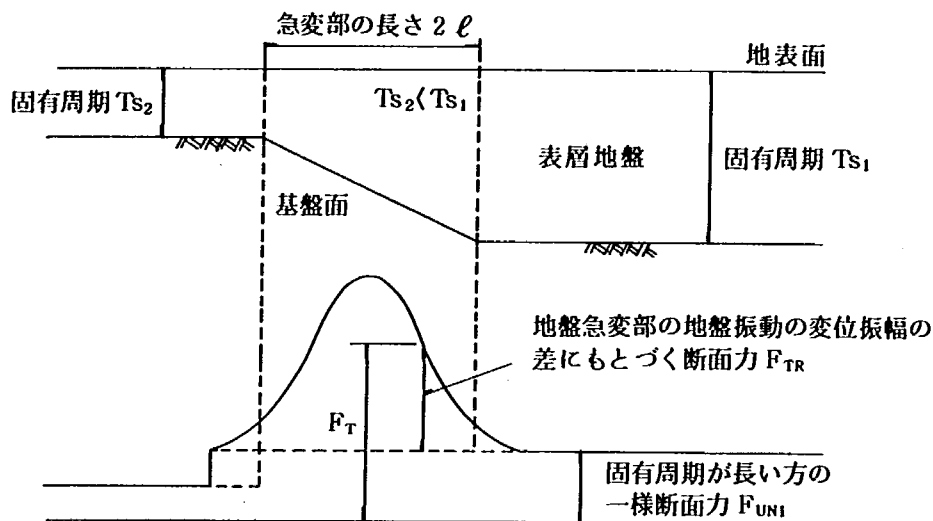
$$F_T = F_{TR} + F_{UNI} \quad \dots\dots\dots (6.2.8)$$

ここに、

F_T : 地盤急変部における軸力、曲げモーメントなどの断面力

F_{TR} : 地盤急変部の地盤振動の変位振幅の差にもとづく軸力、曲げモーメントなどの断面力。

F_{UNI} : 表層地盤の固有周期の長い方の一様地盤における断面力で、6.2.1(1)項の規定による。



図一解 6.2.1 応答変位法による地盤急変部の設計用断面力

(2) 継手を設置する場合の断面力の補正は固有周期が長い方における一様地盤の断面力の補正係数を用いて6.2.1(3)項の規定により断面力を補正するものとする。

(3) 継手の共同溝縦断方向の相対伸縮量の算定は6.2.1(3)項の規定により算出される固有周期が長い方の一様地盤の相対伸縮量に加えて、地盤急変部の地盤振動の変位振幅の差による変位量を考慮して求めるものとする。

【解説】

線状地中構造物の既往の震害事例では、地盤条件が変化する箇所での被害が多い。地震時における地盤振動の特性の相違がこのような部分での被害を発生させるものと考えられ、各種の実験、解析および地震観測結果もこの事実を裏付けている。要領では、このような事例を考慮して地盤急変部に適用する耐震計算法を算定したものである。

(1) 地盤急変部の地盤振動の変位振幅の差にもとづく軸力、断面力の算出は表一解6.2.2により行うと

表一解 6.2.2 地盤急変部の変位振幅の差にもとづく共同溝の断面力の算定式

	I	II	III
軸力	$\frac{\beta}{2\lambda_A} \left[\frac{1}{s} (-F_{x-\ell} - r_A \cdot F_x) + F_{x-\ell} \right]$	$\frac{\beta}{2\lambda_A} \left[\frac{1}{s} (2r_A \cdot \cos \frac{\pi}{2\ell} x - F_{\ell-x} - r_A \cdot F_x) + F_{\ell-x} \right]$	$-\frac{\beta}{2\lambda_A} \left[\frac{1}{s} (F_{x+\ell} - r_A \cdot F_x) - F_{x+\ell} \right]$
曲げモーメント	$-\frac{\beta}{8\lambda_H^2} \left[\frac{1}{2R} (4B_{x-\ell} + 2r_H A_x - 2r_H^2 D_{x-\ell} - r_H^3 C_x) - 2B_{x-\ell} \right]$	$-\frac{\beta}{8\lambda_H^2} \left[\frac{1}{2R} (-4r_H^2 \sin \frac{\pi}{2\ell} x - 4B_{\ell-x} + 2r_H A_x + 2r_H^2 D_{\ell-x} - r_H^3 C_x) + 2B_{\ell-x} \right]$	$-\frac{\beta}{8\lambda_H^2} \left[\frac{1}{2R} (-4B_{x+\ell} + 2r_H A_x + 2r_H^2 D_{x+\ell} - r_H^3 C_x) + 2B_{x+\ell} \right]$

ここで、

$$A_x = e^{-\lambda x} (\cos \lambda x + \sin \lambda x)$$

$$B_x = e^{-\lambda x} \sin \lambda x$$

$$C_x = e^{-\lambda x} (\cos \lambda x - \sin \lambda x)$$

$$D_x = e^{-\lambda x} \cos \lambda x$$

$$F_x = e^{-\lambda x}$$

$$R = 1 + \frac{1}{4} r_T^4 \quad s = 1 + r_A^2$$

$$r_T = \frac{\pi}{2\ell} \cdot \frac{1}{\lambda_T} \quad r_A = \frac{\pi}{2\ell} \cdot \frac{1}{\lambda_A}$$

$$\lambda_H = \lambda_i = \sqrt[4]{\frac{K_i}{4EI}} \quad \lambda_A = \lambda_1 = \sqrt{\frac{K_1}{EA}}$$

$$\alpha = \frac{4U}{2} \quad B = k \cdot 4U$$

K : 地盤の剛性係数 (添字 i = 2 : 水平面内, i = 3 : 鉛直面内)

E : コンクリートのヤング係数 (t/m²)

EI : 共同溝の断面剛性 (t・m²) (水平面内 I = I_h, 鉛直面内 I = I_v とする)

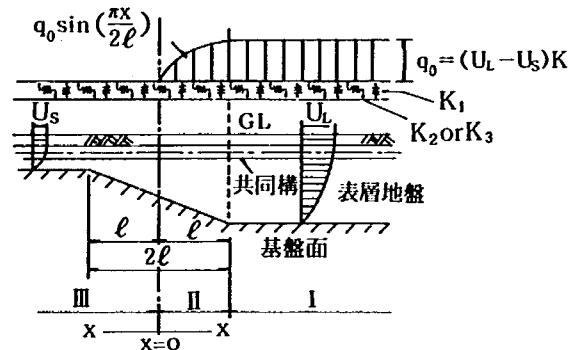
: 共同溝の断面積 (m²)

4U : 共同溝断面重心位置での相対水平変位で次式による

$$4U = U_L - U_S$$

ここに, U_L, U_S は 4.4.1 の規定により求めた共同溝断面重心位置での固有周期の長い方の一様地盤および固有周期の短い方の一様地盤としての水平変位振幅 (m)

* III の区間では x = 0 から左側に正をとる。



とができる(参考資料Ⅱ参照)。同表に示された式は地盤の固有周期 T_{S1} 、 T_{S2} および急変部の長さ 2ℓ をパラメータにしたモデル地盤に対して動的解析を実施した結果と、比較的精度よく近似できる弾性床上のはりとしての解析モデルを適用することにより得られたものである。この場合の荷重は、同表中の図に示すように、地盤の剛性係数 K に固有周期の長い方と短い方の一様地盤の共同溝重心位置における水平変位の差 $4U$ を乗じたものを固有周期の長い方の一様地盤に載荷し、急変部の中央から、正弦波の $1/4$ 波長で一様地盤の荷重にすりつけた分布とした。

地盤急変部の設計断面力としては、この地盤急変部の地盤振動の変位振幅の差にもとづくものに加えて固有周期の長い方の一様地盤での地盤振動の変位振幅を想定した応答変位法による断面力を考慮することとした。

図一解 6.2.5 には、継手間隔が30mで配筋量がD13—ctc300とした場合の標準的な断面を有する共同溝に対して地盤急変部として設計しなければならない条件—D13—ctc300の配筋量で地震時許容応力度を超える—を示したものである。同図から一様地盤の固有周期 T_{S1} 、 T_{S2} および表層地盤の V_{DS} がわかれば、地盤急変部として設計するか、否かについて概略把握することができる。

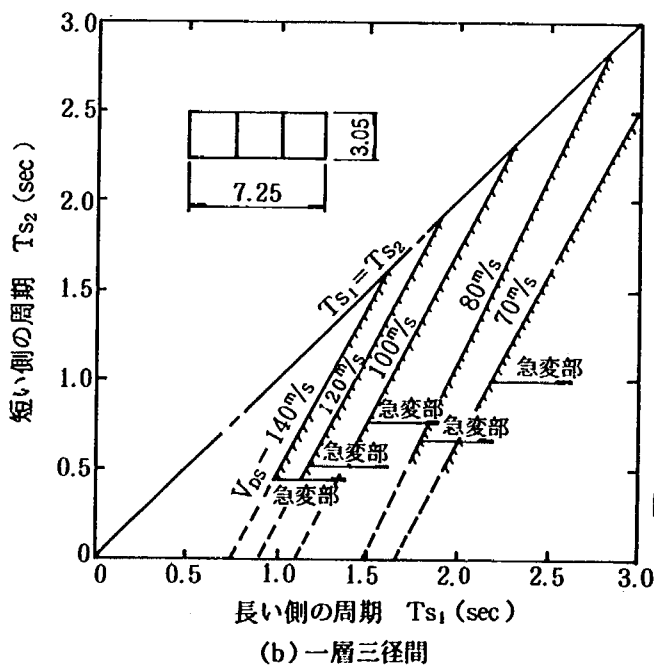
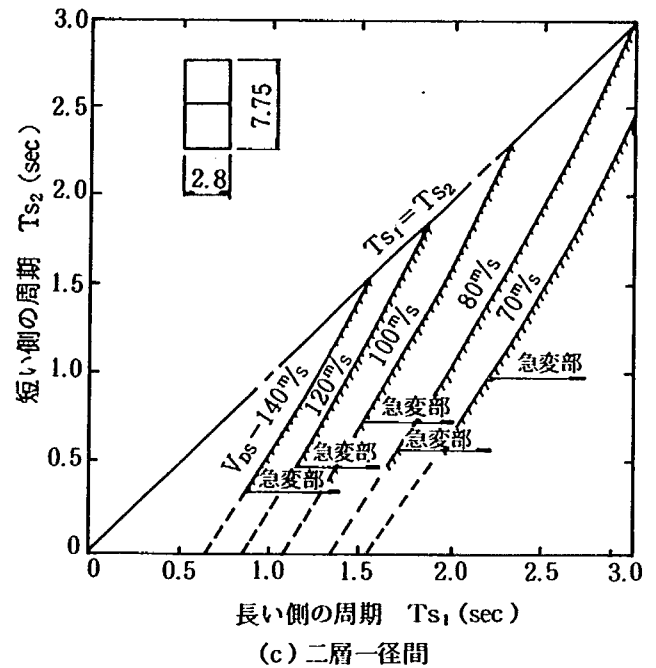
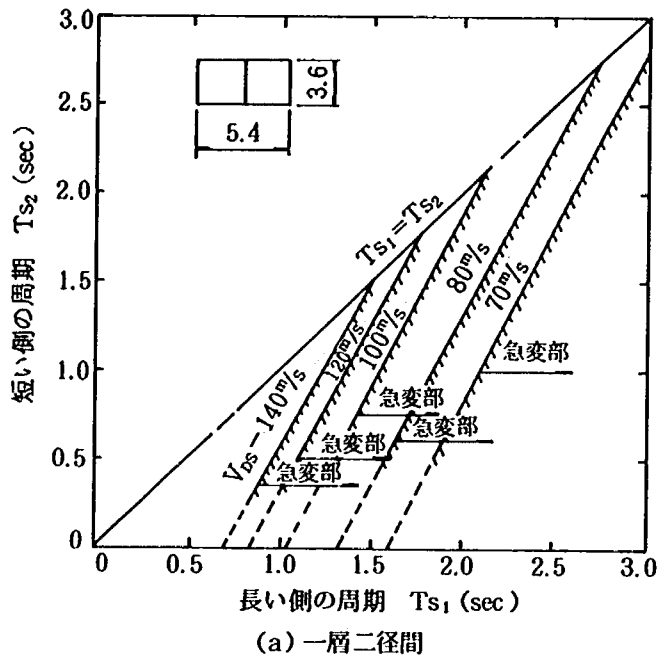
共同溝の縦断方向に沿った地盤急変部の地盤振動の変位振幅の差にもとづく断面力の分布は、表一解 6.2.2 の計算式により求めることができるが、参考までに断面力の最大値について試算した結果を図一解 6.2.6 に示す。同図から、剛比係数 λ と急変部の長さの $1/2$ の値から断面力の最大値を荷重項 β で除した特性値の関係が求まり、地盤の剛性係数 K 、共同溝の断面剛性 EA 、 EI 、一様地盤部での水平変位振幅の差がわかれば、概略の断面力の最大値を把握することができる。また図一解 6.2.7 には共同溝縦断方向の軸力および曲げモーメントの特性値の分布状況を示す。

また、図一解 6.2.8 に示すように共同溝縦断方向沿いの表層地盤の層厚がほとんど変化せず、地震時に生じるひずみの大きさを考慮したせん断弾性波速度 V_{DS} が大幅に変化している場合については表一解 6.2.2 中の図に示した急変部の長さの $1/2$ ($=\ell$)を微小な値にすることにより同表中の式を用いて地盤急変部における地盤振動の変位振幅の差にもとづく断面力 F_{TR} を算出することができる。

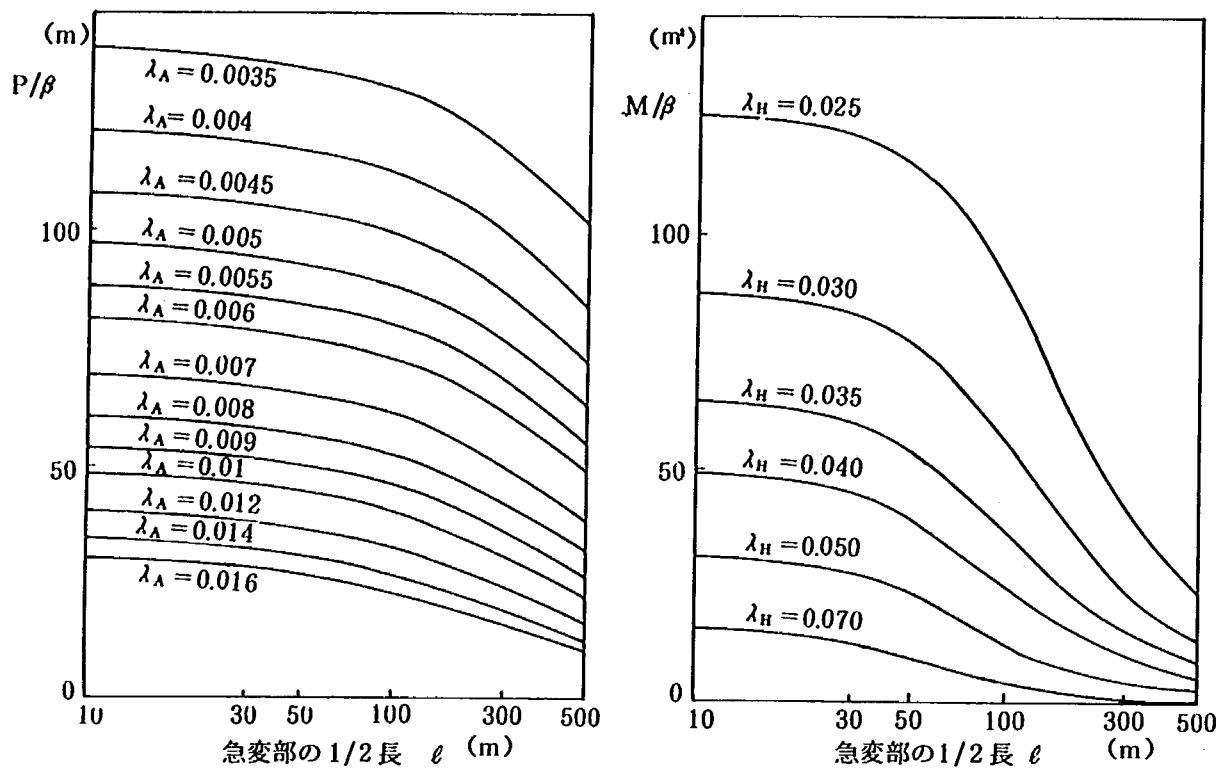
この場合地盤の剛性係数 K は、 V_{DS1} と V_{DS2} との平均値とから求めてよい。また、一様地盤としての断面力 F_{UNI} の算出についても同様として扱ってよい。

なお、縦断方向の配筋量を 6.2.1 および本項に示した方法により代表的な断面および地盤条件に対して別途系統的な試算を行なって明らかにする場合には、必要配筋量を設定した構造規定により対処することができる。

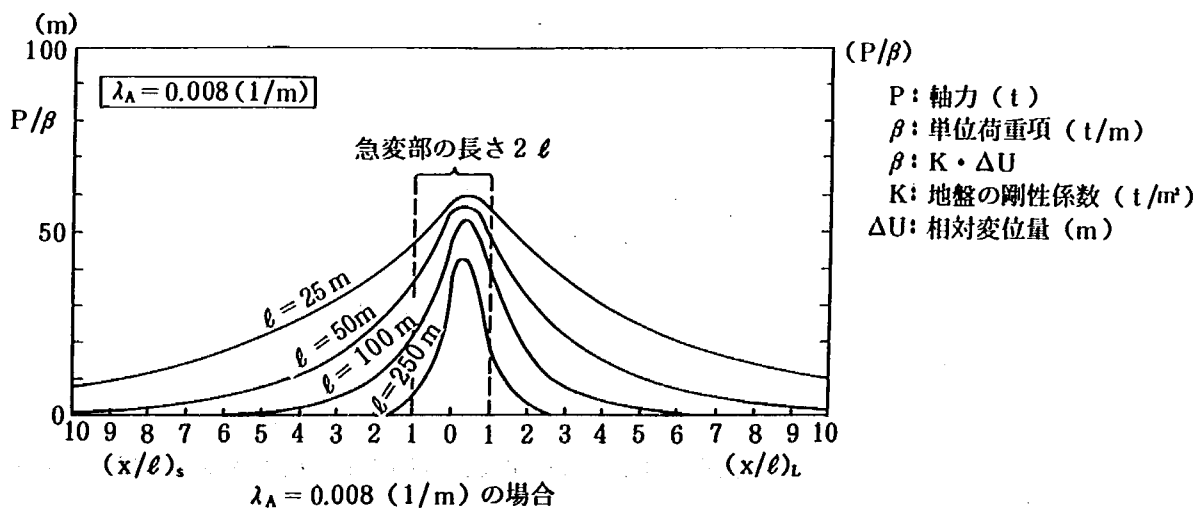
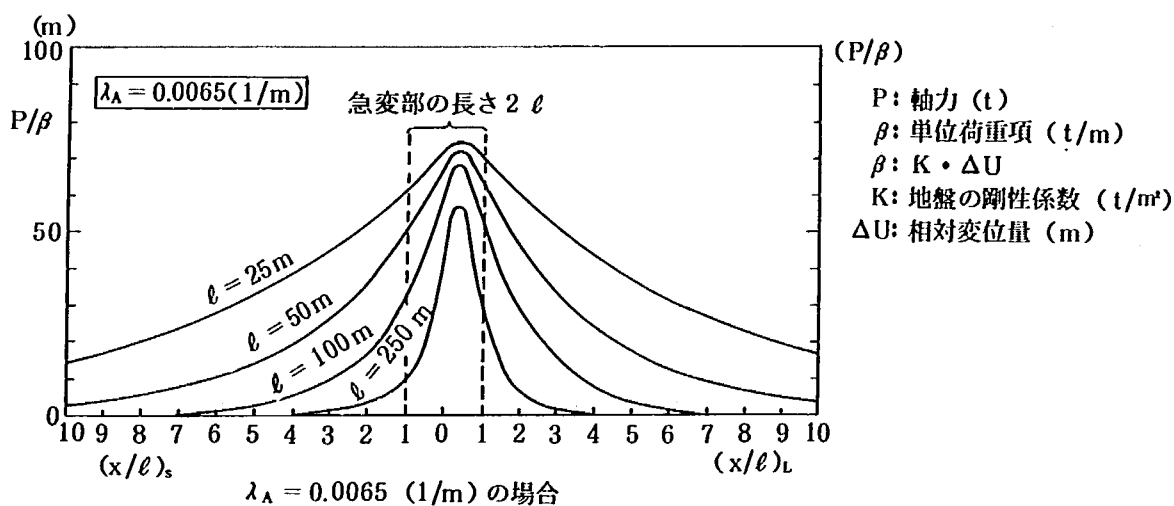
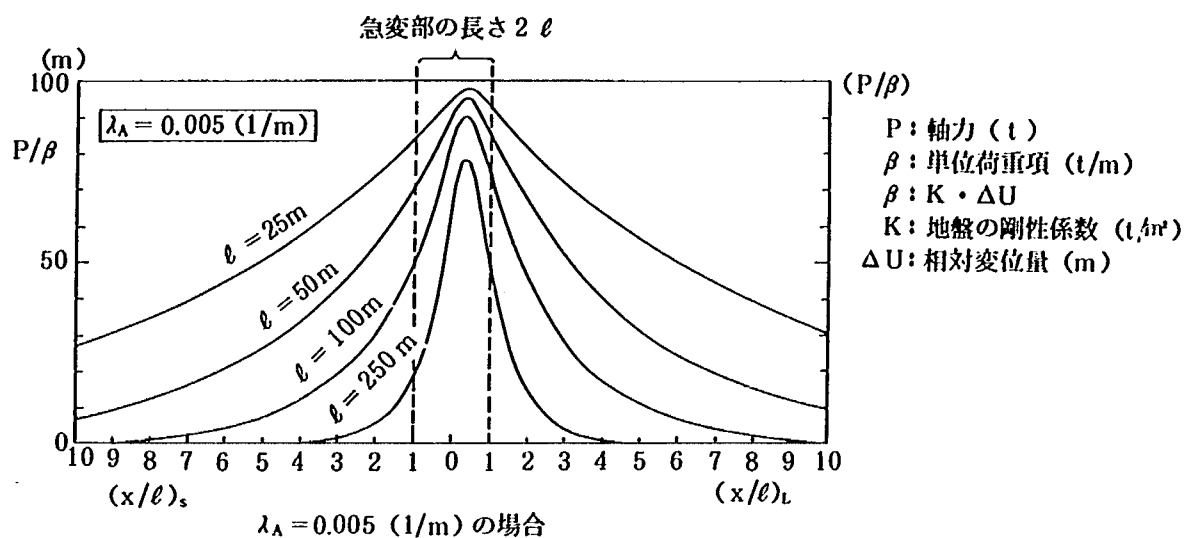
- (3) 地盤急変部の継手部に生じる相対伸縮量については(2)で述べた地盤振動の変位振幅の差に着目した断面力の算定用解析モデルを用いた一連の試算の結果にもとづき、固有周期が長い側の一様地盤の相対伸縮量の1.5倍と考えるよい。



図一解 6.2 5. 地盤急変部として設計する, T_{S1} , T_{S2} および V_{DS} の関係
急変部の長さ $2\ell = 50\text{m}$ としたとき, せん断弾性波速度 V_{DS} をパラメータとして通常の配筋鉄筋量 (SD 30, D13-ctc 300) で鉄筋の地震時許容応力度を超える範囲

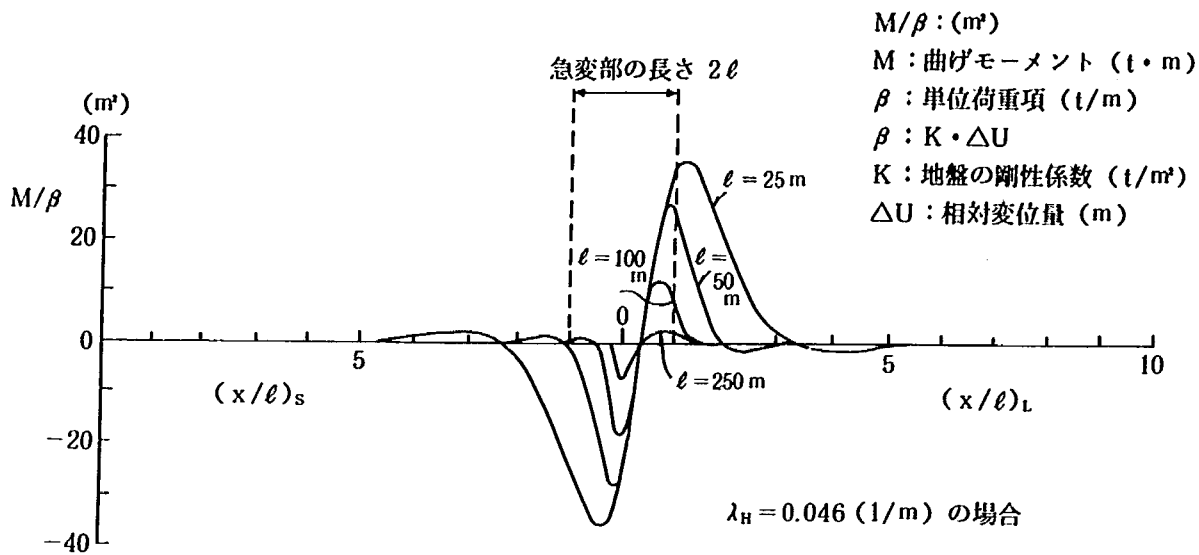


図一解 6.2.6 急変部の 1/2 の長さ l と軸力と曲げモーメントの
特性値 P/β , M/β (最大値) との関係



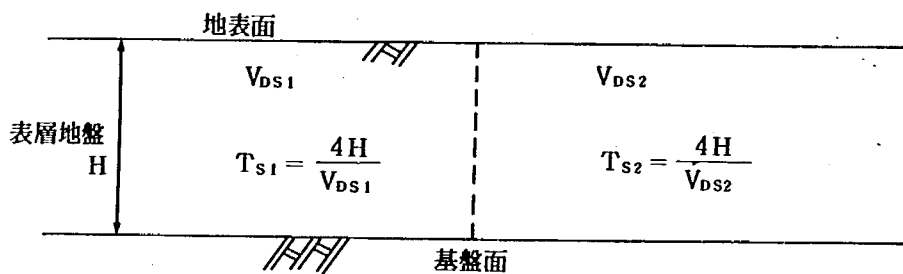
急変部の長さの $1/2 (= \ell)$ をパラメータにした地盤急変部における共同溝の縦断方向の軸力の特性値 P/β の分布状況

図一解 6.2.7 (a) 軸 力



急変部の長さの $1/2 (= \ell)$ をパラメータにした地盤急変部における共同溝の縦断方向の曲げモーメントの特性値 M/β の分布状況

図一解 6.2.7 (b) 曲げモーメント



図一解 6.2.8 表層地盤の層厚に大きな変化がなく固有周期が変化する状況の概念図

6.3 特殊部の耐震計算

一般部に比較して断面が拡幅される特殊部については、原則として横断方向、縦断方向それぞれについて応答変位法による耐振計算を行うものとする。

【解 説】

特殊部とは、支線の分岐箇所、ケーブルのジョイントホール、敷設部品の導入用人孔および搬入口などをいい、一般には断面が拡幅されることから耐震計算を行うこととした。

特殊部に対して適用する応答変位法は、横断方向に対しては、6.1【解説】(2)に示した考え方を適用することができ、また縦断方向に対しては、6.2.1に規定した方法を適用する。

また、特殊部の前後には可とう性継手を設けるものとする。

6.4 構造変化部の対処

- (1) 共同溝縦断方向に沿ってその断面諸元が大きく変化するか、あるいは縦断線形が大きく変化する箇所には、原則としてその構造変化部近傍に可とう性継手を設置することにより耐震性を確保するものとする。
- (2) 共同溝本体と換気口、出入口などとの接続部近傍の配力筋（長手方向の鉄筋）は、原則として鉄筋間隔を一般部より密にすることとし、じん性を高めることにより耐震性の向上を図るものとする。

【解 説】

本項は2.1の規定を踏まえ、構造変化部における耐震性向上のための構造規定を定めたものである。

- (1) 構造変化部に用いる可とう性の継手に生ずる相対伸縮変位量は、6.2.1【解説】(3)項に示した一般部一様地盤における値の1.5倍としてよい。
- (2) 換気口、出入口などとの接続部近傍では、応力集中の問題があり、じん性を高めるために配力筋の鉄筋間隔を一般部の1/2とするのがよい。

6.5 動的解析

6.1(3)項に規定する動的解析は、地盤の補足調査を実施して必要な土質定数を定めた上で、周辺地盤および共同溝を適切な力学系モデルに置換し、共同溝建設地点周辺の地震危険度を考慮した入力地震動を用いて実施するものとする。

【解 説】

共同溝の耐震計算に動的解析を用いて、安全性の確保を行う場合の留意事項を述べたものである。動的解析のモデルおよび周辺地盤の動的土質特性の設定にあたっては、沈埋トンネルなどの既往の解析事

例を参考にするとともに、入力地震動の設定方法とも合わせて建設省土木研究所における関連の調査・研究の成果に準拠することが望ましい。（解析例：参考資料Ⅲ－2参照）

7. 耐震設計における構造細目

7.1 一般

耐震設計にあたっては、耐震計算によるほか共同溝全体の構造系が耐震的になるよう構造的な検討と配慮をしなければならない。

【解説】

この要領に規定した耐震設計法は、共同溝に類似した線状の地中構造物の既往の震害事例と現在までの知識と経験に基づいた設計法であり、応答変位法では材料特性が複雑な土からなる地盤を均質で一様な地盤と仮定して計算を単純化している。このため、設計計算で得られる結果は、地震時の地盤の挙動およびそれに支配される共同溝の挙動をすべて反映しているわけではない。したがって応答変位法あるいは動的解析による耐震計算によって安全性の照査、確認を行うほかに、共同溝全体が地震に対してより安全となるよう構造的な検討を加え、地震時において共同溝の機能が確保されるよう配慮する必要がある。

地中構造物の既往の震害事例から、構造上とくに留意すべき事項は次のとおりである。

(1) 軟弱な地盤に設置される共同溝

軟弱な地盤に設置された地中構造物の震害事例には、地盤変動により構造物本体の破損、継手部の破損・離脱が多く見られる。埋設管路、シールドトンネル、沈埋トンネルなどと異なり、共同溝では継手部において十分な離脱防止構造は備えておらず、軟弱な地盤に設けられる共同溝では、可とう継手の採用に加えてカラー継手による補強を行うなど構造的な配慮を加えることが必要である。

(2) 複雑な地盤条件の箇所に設置される共同溝

共同溝設置地点において、基盤面の急変部や表層地盤の地質の急変部が存在すると、地盤の振動性状は複雑となり、周辺地盤に支持される共同溝の挙動もこの編で規定した耐震計算法で得られるものとは異なってくると予測される。このような場合には、その挙動を細かく把握できるわけではなく、構造的な配慮によってより耐震的にする必要がある。

(3) 構造変化部、立坑などの異種構造物との接合部

共同溝の標準的な断面部分の一般部から支線の分岐、ケーブルのジョイントホール、敷設物件の搬入口などの特殊部へ構造が変化する箇所、あるいは地下鉄などの一体構造となる箇所、すなわち共同溝自身の剛度が急変する箇所や異種構造物との接合部などでは、地震時の変位や応答が急変すると

もに、応力の集中をうけやすく構造の耐震上の弱点部となることが避けがたい。

このような箇所の構造は設計上十分な配慮を行うとともに、施工性などを勘案して決定する必要がある。

7.2 継手構造

7.2.1 一般

- (1) 地形・地質が一樣で、良好な地盤に設置される共同溝の継手は伸縮継手を用いてよい。
- (2) 軟弱な地盤、地盤急変部、液状化発生のおそれのある地盤に設置される共同溝、他の構造物と一体となるような共同溝および構造変化部には原則として可とう性継手を用いるものとする。

【解説】

- (1) 地形・地質が一樣で、良好な地盤に設置される共同溝では、共同溝に生じる相対変位量が最大約1 cm 程度と算定されることから、共同溝設計指針（案）5.4に規定される伸縮継手を用いてもよいものとした。

なお、伸縮継手の止水板は伸び性能の良いゴム系止水板を用いるものとする。

- (2) 4.3に規定する地盤種別4種に属する軟弱な地盤に設置される共同溝や構造変化部などでは、相対変位量が大きくなり、あるいは地盤が複雑な挙動を示すと予想されることから、可とう性継手を用いることとした。

7.2.2 可とう性継手の構造および性能

共同溝に用いる可とう性継手は共同溝の安全性および機能を確保するため、次のような構造、性能を有しなければならない。

- 1) 地震時に生じる変形を吸収しうる可とう性を備えていること。
- 2) 止水性が確実な構造であること。
- 3) 共同溝の構造上、弱点とならないよう必要な強度を有すること。

【解説】

共同溝の耐震設計で考慮する可とう性継手の具備すべき性能について、列挙したものである。

可とう性継手の設計変位量は、共同溝周辺地盤の地震時に生ずるひずみ振幅の大きさを考慮したせん

断弾性波速度 V_{Ds} の値に応じ、6.2.1、6.2.2および6.4の各解説で規定する継手部に生ずる相対変位量の算定値に適切な余裕係数を乗じたものとする。こと、および可とう性継手の構造は設置する箇所——一様地盤部、地盤急変部、構造変化部——により、目地間隔、止水板の取り付け方を適切に定めることが望ましい。(参考資料V参照)

なお、継手の変形性能としては地震時の変形のほかに、常時における不等沈下などの地盤変動の影響も考慮する必要がある。

また、耐久性のある材料を使用し施工が確実、容易で、収容施設や維持管理に影響を与えないよう、確実な止水性が確保されるものでなくてはならない。

さらに、継手の各部材の設計において、地震の影響に対し十分な強度が必要であり、さらに地震の影響以外の荷重に対しても構造上の弱点とならないよう考慮するものとする。

可とう性継手の使用にあたっては、既製の継手によっては使用実績、経過、メーカーでの実験結果を調査するなど、これらの性能の確認を行うことが望ましい。

なお、可とう性継手には、地盤の変形による残留変形や材料の経年変化が考えられるため、設計で定められた性能を常時および地震時に維持しうよう、適切な保守点検を実施することが望ましい。

7.2.3 可とう性継手の設置位置

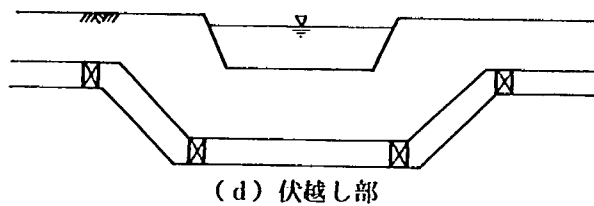
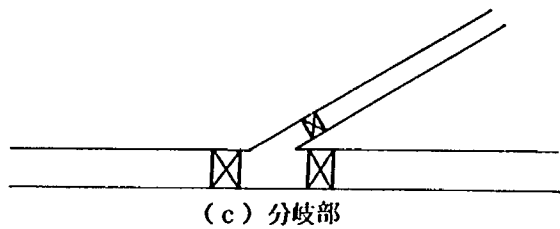
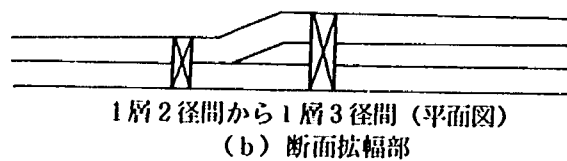
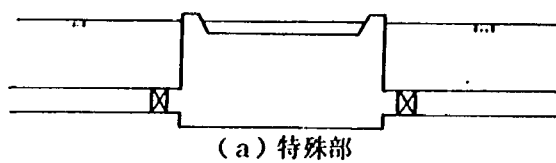
可とう性継手の設置位置は、常時における設計および施工性に配慮するとともに、耐震性を検討したうえで決定するものとする。

【 解 説 】

可とう性継手を設置する共同溝は、7.2.1で示した耐震上問題となる地盤や箇所の共同溝であるが、その位置は耐震性にとって重要な要素であるため、十分な検討の上決定するのがよい。

構造変化部における可とう性継手の配置の例を図一解 7.2.1 に示す。

また、地盤急変部における可とう性継手の配置は図一 6.2.1 の急変部の長さ 2ℓ の範囲内とし原則として斜面の中央付近から両側に30mの間隔で設けられるものとする。なお、固有周期長い側の一様地盤が4種地盤に相当する場合にも7.2.1(2)項に規定により可とう性継手を配置する。



⊗: 可とう性継手

図一解 7.2.1 構造変化部および可とう性継手配置の例

付 属 資 料 I

地盤条件急変部における応答変位法による 耐震計算法の詳細

目 次

I-1 軸 直 角 方 向

I-2 軸 方 向

1. 作 業 要 領

本作業の目的は、以下のとおりである。

1. 作業の目的を明確にする。

2. 作 業 手 順

作業の手順は、以下のとおりである。

1. 作業の目的を明確にする。

I 急変部の応答変位法による耐震計算法の詳細

地盤急変部を右図のように3領域に分けてそれぞれ試算式を誘導する。

I-1 軸直角方向

急変部での方程式は

$$P(x) = q_0 \cdot \sin \frac{\pi}{2\ell} (a - x)$$

C点での変位は

$$y_c = \frac{P(x) \lambda}{2k} e^{-\lambda x} (\cos \lambda x + \sin \lambda x)$$

で表わせる。

(1) 領域①における解

1) 変位

変位は次式で表わされる。

$$\begin{aligned} y_c &= \frac{q_0 \cdot \lambda}{2k} \int_b^a \sin \frac{\pi}{2\ell} (a - x) \cdot e^{-\lambda x} (\cos \lambda x + \sin \lambda x) dx \\ &+ \frac{q_0 \cdot \lambda}{2k} \left\{ \int_0^b e^{-\lambda x} (\cos \lambda x + \sin \lambda x) dx + \int_0^\infty e^{-\lambda x} (\cos \lambda x + \sin \lambda x) dx \right\} \\ &= \frac{q_0}{2k} \left[\frac{1}{4R} \left\{ 4 \cdot D_{x-\ell} + 2 \cdot r \cdot C_x + 2 \cdot r^2 \cdot B_{x-\ell} + r^3 \cdot A_x \right\} + 2 \cdot D_{x-\ell} \right] \dots\dots (1.1) \end{aligned}$$

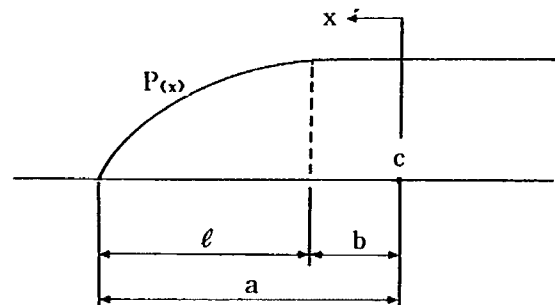
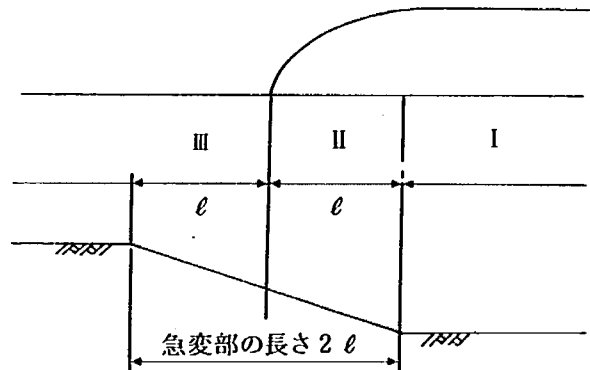
2) 曲げモーメント

C点での曲げモーメントは、次式で求められる。

$$M = -EI y''$$

また、式(1.1)より y'' を求めると

$$y'' = \frac{q_0 \cdot \lambda^2}{2k} \left[\frac{1}{2R} \left\{ 4 \cdot B_{x-\ell} + 2r \cdot A_x - 2r^2 D_{x-\ell} - r^3 \cdot C_x \right\} - 2 B_{x-\ell} \right] \dots\dots (1.2)$$



である。したがって、曲げモーメントは

$$M = -\frac{q_0 \cdot \lambda^2 \cdot EI}{2k} \left\{ \frac{1}{2R} \left\{ 4 B_{x-\ell} + 2r A_x - 2r^2 D_{x-\ell} - r^3 C_x \right\} - 2 B_{x-\ell} \right\}$$

となる。

3) せん断力

C点でのせん断力は、次式で求められる。

$$Q = -EI \cdot y'''$$

また、式(1.2)より y''' を求めると

$$y''' = \frac{q_0 \cdot \lambda^3}{2k} \left\{ \frac{1}{R} \left\{ 2 C_{x-\ell} - 2r B_x + r^2 B_x + r^2 A_{x-\ell} + r^3 D_x \right\} - 2 C_{x-\ell} \right\}$$

である。したがって、せん断力は

$$Q = -\frac{q_0 \cdot \lambda^3 \cdot EI}{2k} \left\{ \frac{1}{R} \left\{ 2 C_{x-\ell} - 2r B_x + r^2 A_{x-\ell} + r^3 D_x \right\} - 2 C \right\}$$

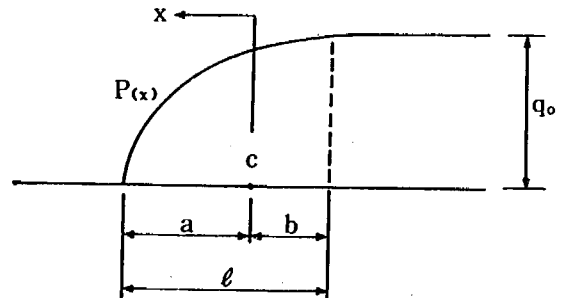
となる。

(2) 領域Ⅱにおける解

領域Ⅰと同様に求める。

1) 変位

$$\begin{aligned} y_c &= \frac{q_0 \cdot \lambda}{2k} \int_0^a \sin \frac{\pi}{2\ell} (a-x) \cdot e^{-\lambda x} (\cos \lambda x + \sin \lambda x) dx \\ &\quad + \frac{q_0 \cdot \lambda}{2k} \int_0^b \sin \frac{\pi}{2\ell} (a+x) \cdot e^{-\lambda x} (\cos \lambda x + \sin \lambda x) dx \\ &\quad + \frac{q_0 \cdot \lambda}{2k} \int_b^\infty e^{-\lambda x} (\cos \lambda x + \sin \lambda x) dx \\ &= \frac{q_0}{2k} \left\{ \frac{1}{4R} \left\{ 8 \sin \frac{\pi}{2\ell} x - 4 D_{\ell-x} + 2r C_x - 2r^2 B_{\ell-x} + r^3 A_x \right\} + D_{\ell-x} \right\} \end{aligned}$$



2) 曲げモーメント

$$y'' = \frac{q_0 \lambda^2}{2k} \left[\frac{1}{2R} \left\{ -4r^2 \sin \frac{\pi}{2\ell} x - 4B_{\ell-x} + 2rA_x + 2r^2 D_{\ell-x} - r^3 C_x \right\} + 2B_{\ell-x} \right]$$

上式を $M = -EI y''$ に代入して

$$M = -\frac{q_0 \lambda^2 EI}{2k} \left[\frac{1}{2R} \left\{ -4r^2 \sin \frac{\pi}{2\ell} x - 4B_{\ell-x} + 2rA_x + 2r^2 D_{\ell-x} - r^3 C_x \right\} + 2B_{\ell-x} \right]$$

3) せん断力

$$y''' = \frac{q_0 \lambda^3}{2k} \left[\frac{1}{R} \left\{ -2r^3 \cos \frac{\pi}{2\ell} x + 2C_{\ell-x} - 2rB_x + r^2 A_{\ell-x} + r^3 D_x \right\} - 2C_{\ell-x} \right]$$

上式を $Q = -EI y'''$ に代入して

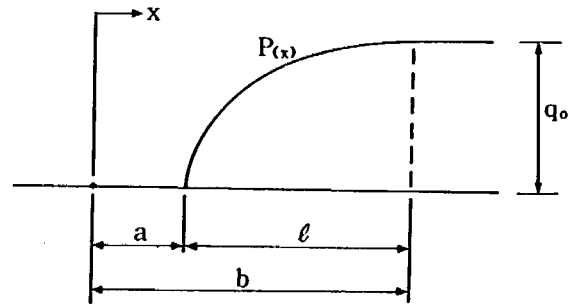
$$Q = -\frac{q_0 \lambda^3 EI}{2k} \left[\frac{1}{R} \left\{ -2r^3 \cos \frac{\pi}{2\ell} x + 2C_{\ell-x} - 2rB_x + r^2 A_{\ell-x} + r^3 D_x \right\} - 2C_{\ell-x} \right]$$

(3) 領域 Ⅲ) における解

領域 Ⅰ) Ⅱ) と同様に求める。

1) 変位

$$\begin{aligned} y_c &= \frac{q_0 \lambda}{2k} \int_a^b \sin \frac{\pi}{2\ell} (x-a) e^{-\lambda x} (\cos \lambda x + \sin \lambda x) dx \\ &\quad + \frac{q_0 \lambda}{2k} \int_b^\infty e^{-\lambda x} (\cos \lambda x + \sin \lambda x) dx \\ &= \frac{q_0}{2k} \left[\frac{1}{4R} \left\{ -4D_{x+\ell} + 2rC_x - 2r^2 B_{x+\ell} + r^3 A_x \right\} + D_{x+\ell} \right] \end{aligned}$$



2) 曲げモーメント

$$y'' = \frac{q_0 \lambda^2}{2k} \left[\frac{1}{2R} \left\{ -4B_{x+\ell} + 2rA_x + 2r^2 D_{x+\ell} - r^3 C_x \right\} + 2B_{x+\ell} \right]$$

上式を $M = -EI y''$ に代入して

$$M = -\frac{q_0 \lambda^2 EI}{2k} \left[\frac{1}{2R} \left\{ -4B_{x+\ell} + 2rA_x + 2r^2 D_{x+\ell} - r^3 C_x \right\} + 2B_{x+\ell} \right]$$

3) せん断力

$$y''' = \frac{q_0 \lambda^3}{2k} \left\{ \frac{1}{R} \left\{ -2C_{x+\ell} - 2rB_x - r^2 A_{x+\ell} + r^3 D_x \right\} + 2C_{x+\ell} \right\}$$

上式を $Q = EI y'''$ に代入して

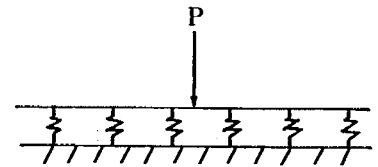
$$Q = \frac{q_0 \lambda^3 EI}{2k} \left\{ \frac{1}{R} \left\{ -2C_{x+\ell} - 2rB_x - r^2 A_{x+\ell} + r^3 D_x \right\} + 2C_{x+\ell} \right\}$$

I-2 軸 方 向

軸方向のモデルを右図に示す。

微分方程式は

$$EA y'' - ky = P \quad \dots\dots\dots (2.1)$$



で表わされる。

ここに EA : 伸び剛性

k : ばね係数

式 (2.1) の一般解は

$$y = C_1 e^{\lambda x} + C_2 e^{-\lambda x}$$

である。

境界条件より

i) $x = 0$ のとき $y = 0$

$$\therefore C_1 = 0$$

ii) 反力=荷重より

$$2 \int_0^{\infty} k \cdot y \cdot dx = P$$

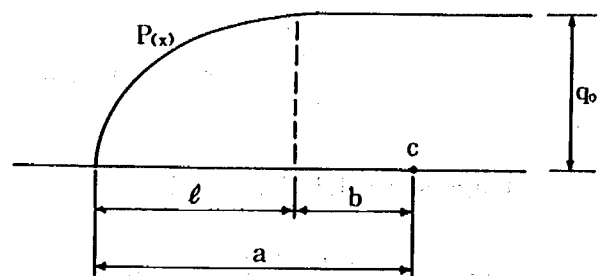
$$\therefore C_2 = \frac{\lambda_A P}{2k}$$

以上より

$$y = \frac{\lambda_A P}{2k} e^{-\lambda x}$$

(I) 領域 ① における解

1) 変位



$$y_c = \frac{q_0 \lambda_A}{2k} \int_b^a \sin \frac{\pi}{2\ell} (a-x) e^{-\lambda x} dx + \frac{q_0 \lambda_A}{2k} \left\{ \int_0^b e^{-\lambda x} dx + \int_0^\infty e^{-\lambda x} dx \right\}$$

$$= \frac{q_0}{2k} \left[\frac{1}{S} \left\{ F_{x-\ell} + r F_x \right\} - F_{x-\ell} + 2 \right] \dots\dots\dots (2.2)$$

2) 軸 力

C点での軸力は次式で求められる。

$$N = EA y'$$

また、式(2.2)より y' を求めると

$$y' = \frac{q_0 \lambda_A}{2k} \left[\frac{1}{S} \left\{ -F_{x-\ell} - r F_x \right\} + F_{x-\ell} \right]$$

したがって、軸力は

$$N = \frac{q_0 \lambda_A EA}{2k} \left[\frac{1}{S} \left\{ -F_{x-\ell} - r F_x \right\} + F_{x-\ell} \right]$$

(2) 領域 ② における解

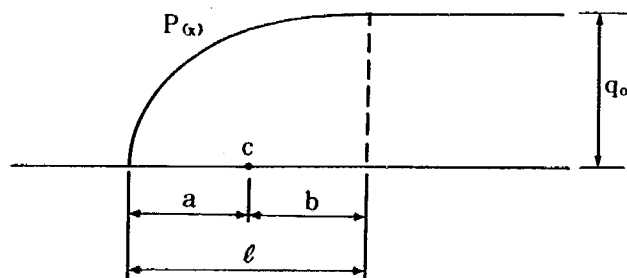
1) 変位

$$y_c = \frac{q_0 \lambda_A}{2k} \int_0^a \sin \frac{\pi}{2\ell} (a-x) e^{-\lambda x} dx$$

$$+ \frac{q_0 \lambda_A}{2k} \int_0^b \sin \frac{\pi}{2\ell} (a+x) e^{-\lambda x} dx$$

$$+ \frac{q_0 \lambda_A}{2k} \int_b^\infty e^{-\lambda x} dx$$

$$= \frac{q_0}{2k} \left[\frac{1}{S} \left\{ 2 \sin \frac{\pi}{2\ell} x - F_{\ell-x} + r F_x \right\} + F_{\ell-x} \right]$$



2) 軸力

$$y' = \frac{q_0 \lambda_A}{2k} \left[\frac{1}{S} \left\{ 2r \cos \frac{\pi}{2\ell} x - F_{\ell-x} - r F_x \right\} + F_{\ell-x} \right]$$

上式を $N = EA y'$ に代入して

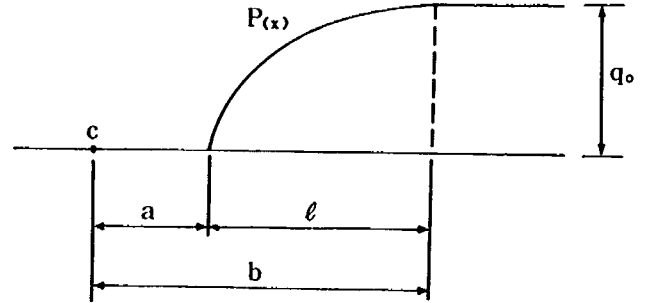
$$N = \frac{q_0 \lambda_A EA}{2k} \left[\frac{1}{S} \left\{ 2r \cos \frac{\pi}{2\ell} x - F_{\ell-x} - r F_x \right\} + F_{\ell-x} \right]$$

(3) 領域Ⅲにおける解

1) 変位

$$y_c = \frac{q_0 \lambda_A}{2k} \int_a^b \sin \frac{\pi}{2\ell} (x-a) e^{-\lambda x} dx$$

$$+ \frac{q_0 \lambda_A}{2k} \int_b^\infty e^{-\lambda x} dx$$



$$= \frac{q_0}{2k} \left[\frac{1}{S} \left\{ -F_{x+\ell} + r F_x \right\} + F_{x+\ell} \right]$$

2) 軸力

$$y' = \frac{q_0 \lambda_A}{2k} \left[\frac{1}{S} \left\{ F_{x+\ell} - r F_x \right\} - F_{x+\ell} \right]$$

上式を $N = EA \cdot (-y')$ に代入して

$$N = - \frac{q_0 \lambda_A EA}{2k} \left[\frac{1}{S} \left\{ F_{x+\ell} - r F_x \right\} - F_{x+\ell} \right]$$

以上の略号および関数を次に示す。

$$R = 1 + \frac{1}{4} r^4, \quad S = 1 + r^2$$

$$r = \frac{\pi}{2\ell \cdot \lambda}$$

$$\lambda_A = \sqrt{\frac{k_A}{EA}}, \quad \lambda = \sqrt[4]{\frac{k_v}{4EI}}$$

$$A_x = e^{-\lambda x} (\cos \lambda x + \sin \lambda x), \quad B_x = e^{-\lambda x} \cdot \sin \lambda x$$

$$C_x = e^{-\lambda x} (\cos \lambda x - \sin \lambda x), \quad D_x = e^{-\lambda x} \cos \lambda x$$

$$F_x = e^{-\lambda x}$$

付 属 資 料 Ⅱ

耐 震 計 算 例

目 次

Ⅱ－１ 共同溝本体の応答変位法による計算例

Ⅱ－１.１ 一般部 構断方向

Ⅱ－１.２ 一般部 縦断方向 一様地盤部

Ⅱ－１.３ 一般部 縦断方向 地盤急変部

Ⅱ－１.４ 継手の軸方向相対伸縮量の計算例

Ⅱ－２ 共同溝本体の動的解析例

Ⅱ－３ 周辺地盤の液状化判定および浮上りに対する 安全率の算定例

世界經濟學

第一章 總論

第一節 經濟學之定義

經濟學之定義，有廣狹二義。廣義之經濟學，指一切人類生活之經濟活動而言。狹義之經濟學，指人類生活之物質生產與分配而言。經濟學之研究對象，為人類生活之經濟活動。經濟學之研究目的，在於瞭解人類生活之經濟活動之規律，並尋求改善人類生活之經濟活動之方法。

第二節 經濟學之分類

經濟學之分類，有理論經濟學與實證經濟學二種。理論經濟學，指以抽象之概念與邏輯之推理，研究人類生活之經濟活動之規律而言。實證經濟學，指以具體之事實與數據，研究人類生活之經濟活動之規律而言。

Ⅱ-1 共同溝本体の応答変位法による計算例

Ⅱ-1.1 一般部 横断方向

(1) 地盤のモデル化, 地盤定数

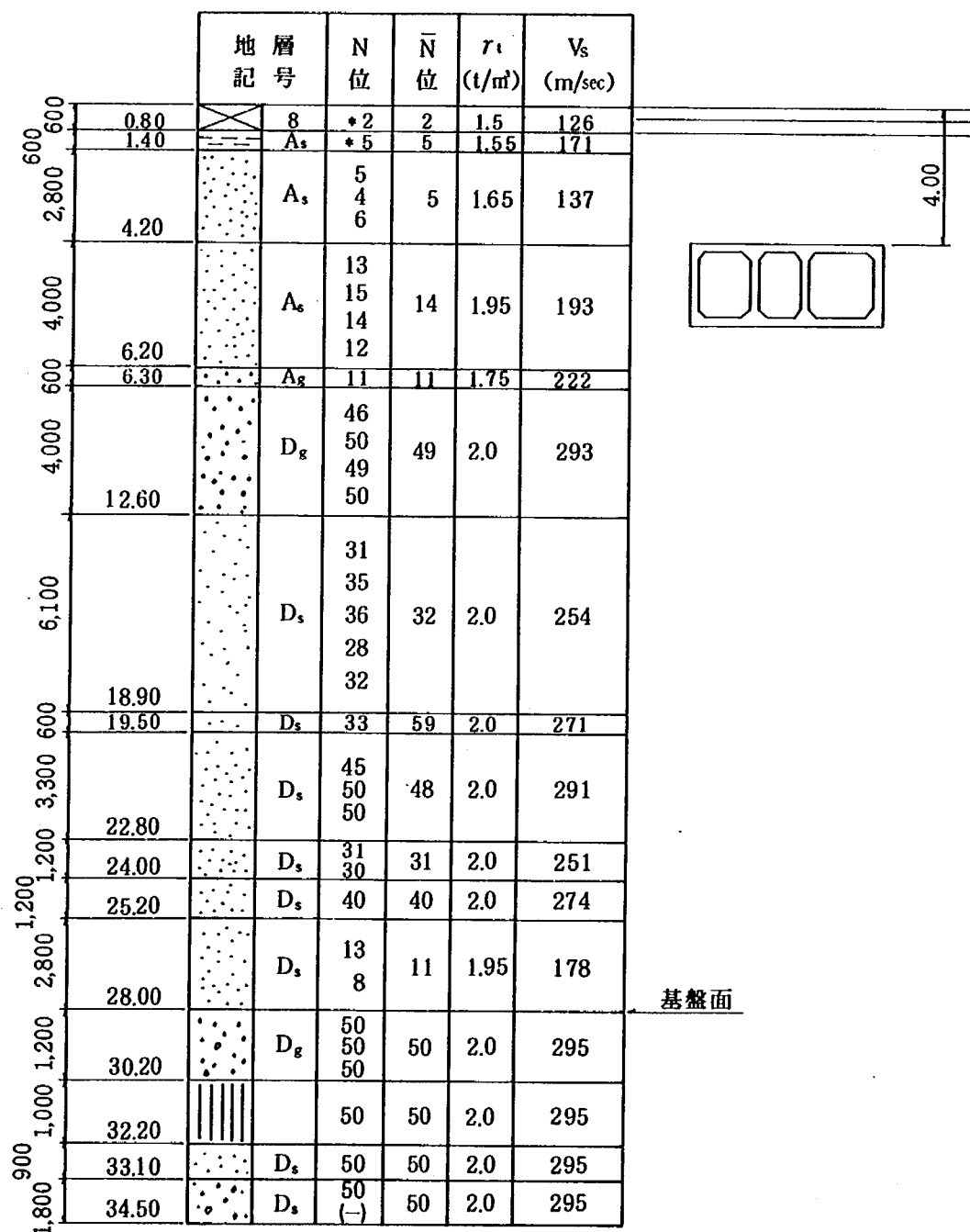


図-Ⅱ-1.1 地盤条件

(2) 地盤のモデル化

地盤を一層系に換算する。

1) 表層地盤の厚さ H

図-Ⅱ-1.1の地盤条件より $GL-28.0m$ 以深の N 値 50 の層を基盤面とする。

表層地盤の厚さ $H = 28.0 m$

2) 土の単位体積重量 r_t

表層地盤の加重平均とする。

$$r_{teq} = \frac{\sum_{i=1}^n r_{ti} H_i}{\sum_{i=1}^n H_i}$$

$$= 1.92 \text{ t/m}^3$$

3) 地盤の固有周期 T_s

要領(案)の式(4.4.3)より求める

$$T_s = 1.25 T_G$$

ここに,

T_G : 地盤の特性値 (s) (要領(案) 4.3 より)

$$T_G = \sum_{i=1}^n \frac{4 H_i}{V_{si}}$$

$$= 0.52 \text{ sec}$$

よって,

$$T_s = 1.25 \times 0.52$$

$$= 0.65 \text{ sec}$$

4) せん断弾性波速度 V_{DS}

要領(案) 4.4.2 解説より,

$$V_{DS} = \frac{4H}{T_s} = \frac{4 \times 28.0}{0.65}$$

$$= 172 \text{ m/s}$$

5) せん断変形係数 G_s

要領(案) 6.2.1 より

$$G_s = \frac{r_{teq}}{g} V_{DS}^2 = \frac{1.92}{9.8} \times 172^2$$

$$= 5800 \text{ t/m}^2$$

6) 単位震度あたりの応答速度 S_v

要領(案) 4.4.1 より

$$S_v = 0.8 \text{ m/sec} \quad (\because T_s = 0.65 \text{ sec})$$

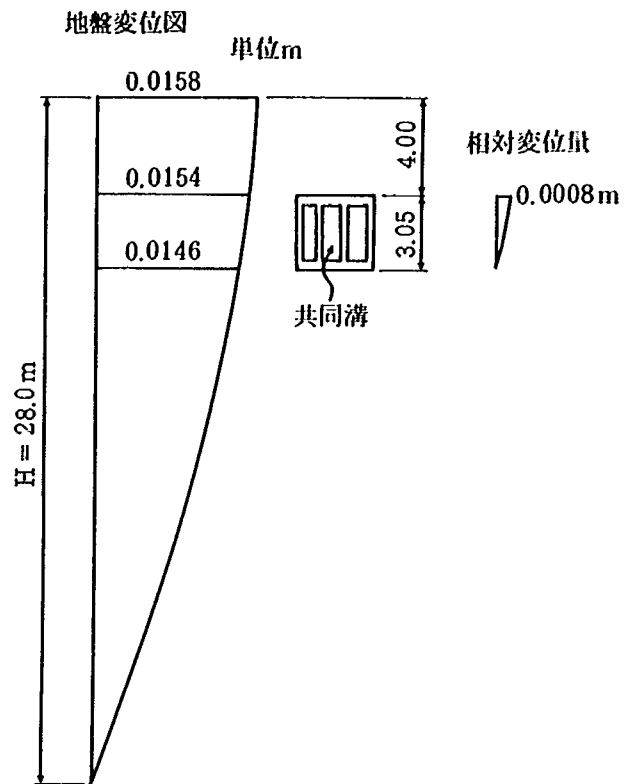
(3) 表層地盤の変位量の算定 $U_h(z)$

要領(案) 4.4.1 より次式で求められる。

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

$$\begin{aligned} U_h(4.0) &= \frac{2}{\pi^2} \times 0.8 \times 0.65 \times 0.15 \\ &\quad \times \cos \frac{\pi \times 4.0}{2 \times 28} \\ &= 0.0154 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} U_h(7.05) &= \frac{2}{\pi^2} \times 0.8 \times 0.65 \times 0.15 \\ &\quad \times \cos \frac{\pi \times 7.05}{2 \times 28} \\ &= 0.0146 \text{ m} \end{aligned}$$



図一Ⅱ-1.2 表層地盤の変位図

(4) 地盤の剛性係数

$$K_H = \frac{E_s}{h} = 3 \frac{G_s}{h} \quad K_{ss} = \frac{G_s}{h}$$

$$K_v = \frac{E_s}{B} = 3 \frac{G_s}{B} \quad K_{ss} = \frac{G_s}{B}$$

ここに,

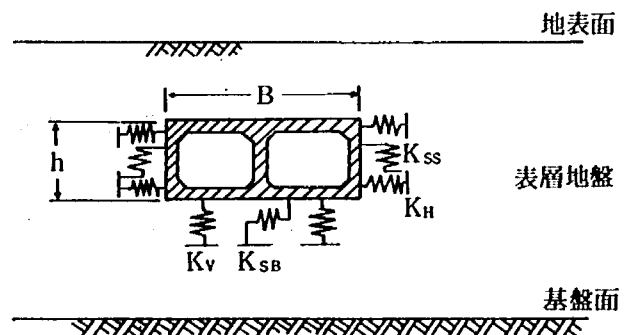
G_s : 表層地盤のせん断変形係数 (t/m^2)

E_s : 表層地盤の圧縮変形係数 (t/m^2)

$$E_s = 2(1 + \nu) G_s = 3 G_s$$

ν : 土のポアソン比で 0.5 とする。

$$K_H = 3 \frac{G_s}{h} = \frac{3 \times 5800}{3.05} = 5700 \text{ t/m}^2$$



図一Ⅱ-1.3 剛性係数

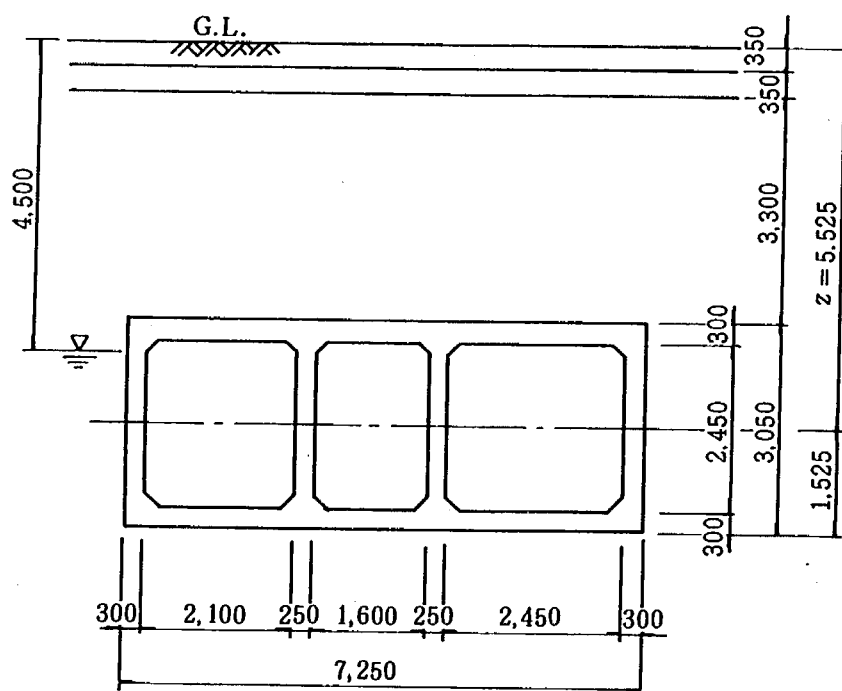
$$K_{SS} = \frac{G_s}{h} = \frac{5800}{3.05} = 1900 \text{ t/m}^2$$

$$K_V = 3 \frac{G_s}{B} = \frac{3 \times 5800}{7.25} = 2400 \text{ "}$$

$$K_{SB} = \frac{G_s}{B} = \frac{5800}{7.25} = 800 \text{ "}$$

(5) 荷重の算定

1) 常 時



図一Ⅱ-1.4 一般図

土の単位体積重量 埋戻し土 $\gamma = 1.9 \text{ t/m}^3$

側圧土 $\gamma = 1.95 \text{ "}$

土の水中単位体積重量 側圧土 $\gamma = 0.95 \text{ "}$

舗 装 $\gamma = 2.3 \text{ "}$

路 盤 $\gamma = 2.1 \text{ "}$

a) 上床版

	r	h	
アスファルト	$2.3 \times 0.35 =$	0.81	t/m^2
路盤	$2.1 \times 0.35 =$	0.74	"
上載土荷重	$1.9 \times 3.30 =$	6.27	"
上床版自重	$2.5 \times 0.30 =$	0.75	"
計		8.57	t/m^2

b) 側壁に作用する土圧および水圧

土 圧

$$P_{a1} = K_0 r h$$

$$= 0.4 \times (2.3 \times 0.35 + 2.1 \times 0.35 + 1.9 \times 3.45) = 3.24 \text{ t/m}^2$$

$$P_{a2} = 0.4 \times (\quad \quad \quad + 1.9 \times 0.35 + 0.9 \times 2.40) = 4.37 \text{ t/m}^2$$

水 圧

$$P_{w1} = r_w h$$

$$= 1.0 \times 2.4 = 2.40 \text{ t/m}^2$$

c) 側壁および中壁に作用する荷重

$$P_L = 0.30 \times 2.5 = 0.75 \text{ t/m}^2 \quad (\text{側壁左側})$$

$$P_m = 0.25 \times 2.5 = 0.625 \text{ " } (\text{中壁})$$

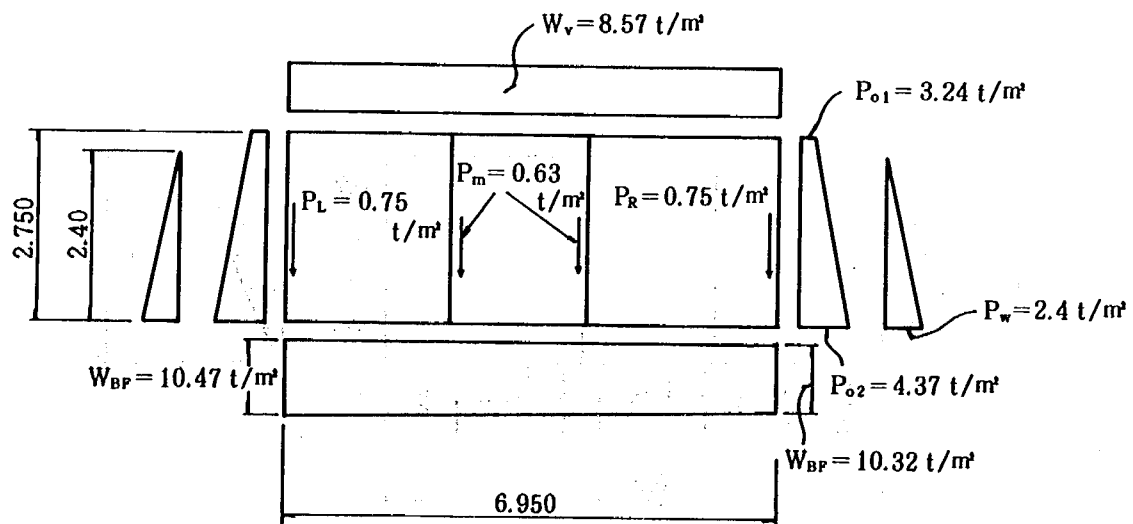
$$P_R = 0.30 \times 2.5 = 0.75 \text{ " } (\text{側壁右側})$$

d) 地盤反力

$$q = \frac{V}{B} \pm \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right)$$

$$= 10.47 \text{ t/m}^2 \quad \text{or} \quad 10.32 \text{ t/m}^2$$

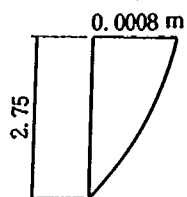
e) 作用荷重のまとめ



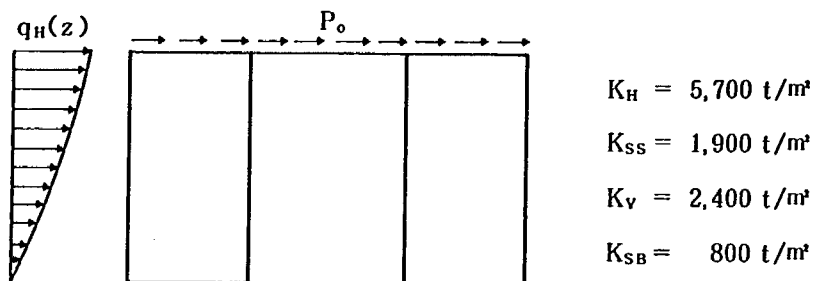
図一Ⅱ-1.5 常時の荷重図

2) 地震時

a) 相対変位量の計算



b) 地震時の荷重



$$q_H(z) = K_H \{ U_h(z) - U_h(z_B) \}$$

$$= 5700 \times 0.0008 = 4.56 \text{ t/m}$$

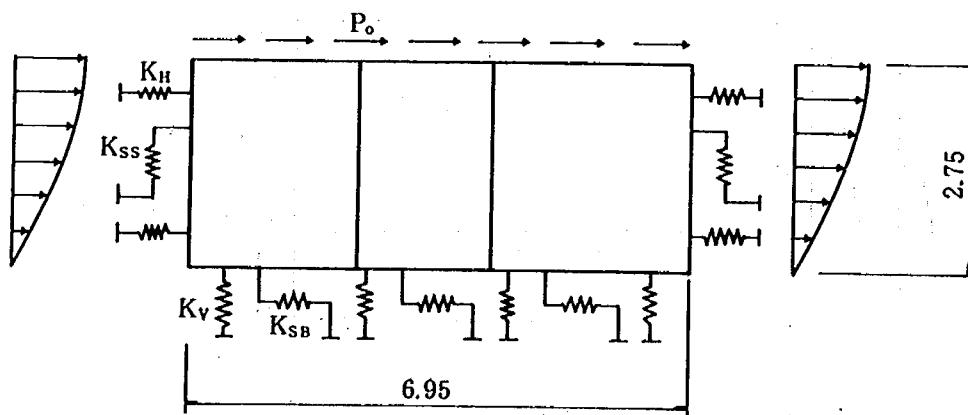
$$P_0 = G_s \left| \frac{dU_h(z)}{dz} \right|_{z=z_T}$$

$$= \frac{G_s}{\pi H} S_v T_s K_h \sin \left(\frac{\pi z_T}{2H} \right)$$

$$= \frac{5800}{\pi \times 28.0} \times 0.8 \times 0.65 \times 0.15 \times \sin \left(\frac{\pi \times 40}{2 \times 28} \right)$$

$$= 1.15 \text{ t/m}^2$$

c) 地震時の地盤の剛性係数及び荷重のまとめ

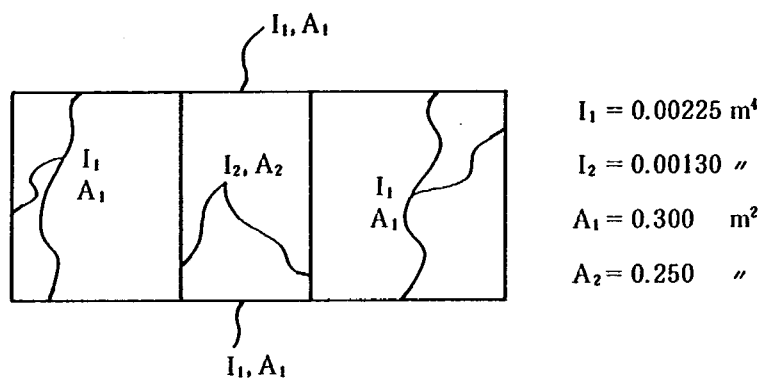


図一Ⅱ-1.6 地震時の荷重

表一Ⅱー1.1 剛性係数及び荷重 (t/m²)

K_H	K_{SS}	K_V	K_{SB}	P_0
5 700	1 900	2 400	800	1.15

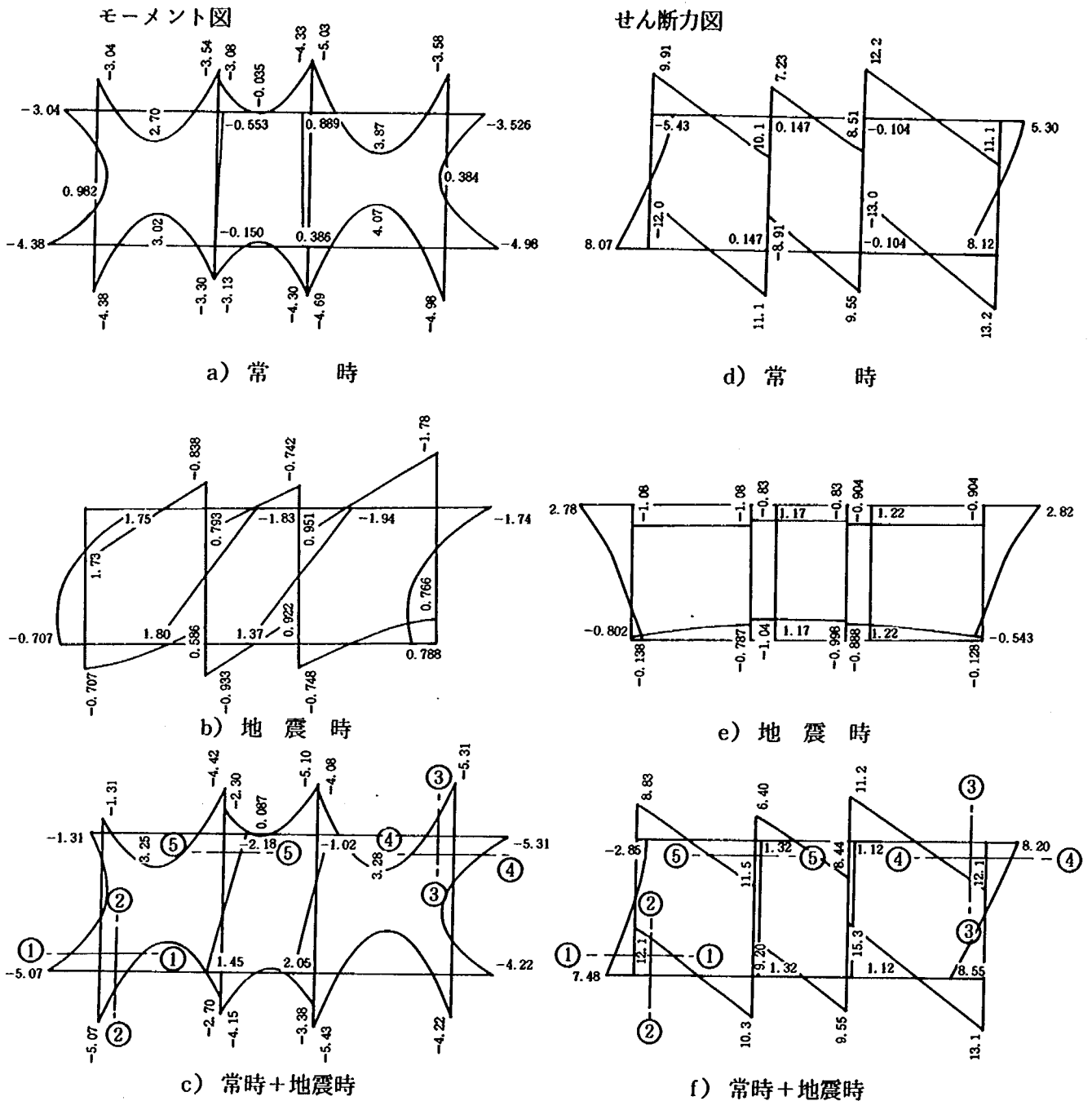
(6) 部材断面剛性の算定



コンクリートのヤング係数 $E_c = 2.55 \times 10^6 \text{ t/m}^2$

(7) 断面力の算定

断面力は常時の荷重と地震時の荷重を重ね合わせて求める。



図一Ⅱ-1.7 モーメント図及びせん断力図

(8) 応力度の検討

応力度の検討は通常の鉄筋コンクリートの応力度と同様なので結果だけを記す。

表-Ⅱ-1.2 応力度のまとめ

部材名	σ_c (kg/cm ²)	σ_s (kg/cm ²)	備 考
①	50.9	1 357	
②	51.2	1 581	
③	49.3	1 304	
④	49.3	1 146	
⑤	38.6	460	

Ⅱ-1.2 一般部 縦断方向 一様地盤部

(1) 計算モデルの設定

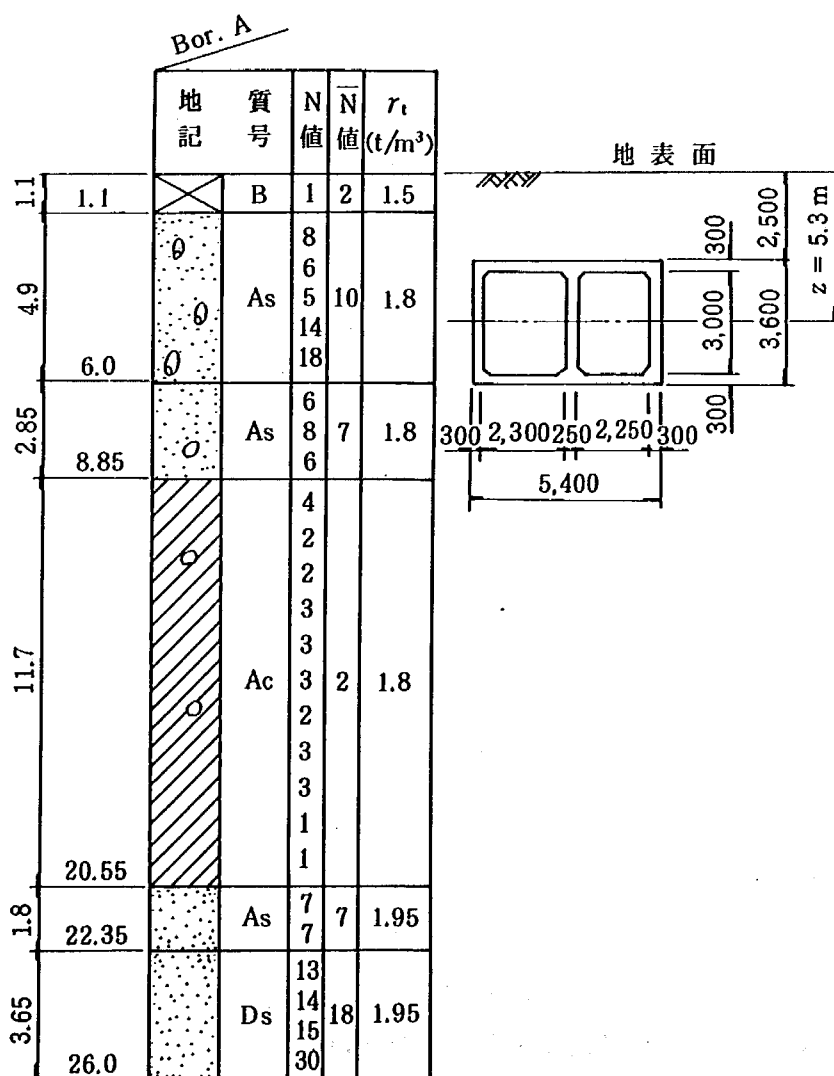
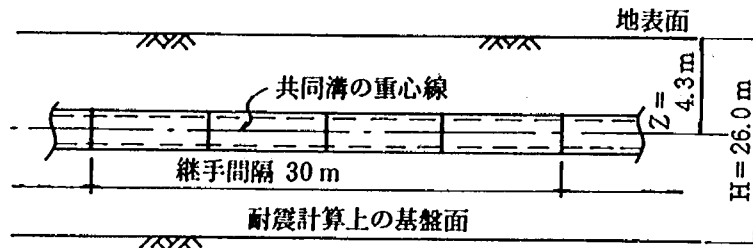


図-Ⅱ-1.8 共同溝および土質一般図



図一Ⅱ－1.9 縦断図

(2) 地盤条件と地盤定数の設定

ボーリング柱状図，物理試験結果より図一Ⅱ－1.8に示すような層区分，層厚および単位体積重量が求められる。物理試験を行わなかった場合の土の単位体積重量は道路指示方書・同解説Ⅴ耐震設計編を参考にして推定する。図一Ⅱ－1.8には表層地盤のみを記しているが，その下位にはN値50以上，せん断弾性波速度 300 m/s 以上の基盤が埋積している。

応答変位法を用いて耐震設計を行うにはさらに，せん断変形係数 G_s ，表層地盤のせん断弾性波速度 V_s を求める必要がある。せん断弾性波速度 V_s はなるべく実測により求めるのが望ましいが，本例では要領（案）4.3に示されるN値との関係を用いて求める。

1) 表層地盤の一層系への置き替え

(a) 各地層の平均N値 $\bar{N}$ の算定

(b) 表層地盤の土の平均単位体積重量 r_{teq} の算定加重平均とする。

$$r_{teq} = \frac{\sum_{i=1}^n r_{ti} H_i}{H}$$

ここに， r_{ti} ：i番目の単位体積重量（t/m³）

H_i ：i番目の地層の厚さ（m）

H ：表層地盤の厚さ（m）

(c) 表層地盤の特性値 T_G の算定

要領（案）4.3より次式で求める。

$$T_G = \sum_{i=1}^n \frac{4H_i}{V_{si}}$$

ここに， H_i ：i番目の地層の厚さ（m）

V_{si} ：i番目のせん断弾性波速度（m/s）

V_{si} の値は次式による。

粘性土層の場合

$$V_{si} = 100 N_i^{\frac{1}{3}} \quad (1 \leq N_i \leq 25)$$

砂質土層の場合

$$V_{si} = 80 N_i^{\frac{1}{3}} \quad (1 \leq N_i \leq 50)$$

N_i : 標準貫入試験による i 番目の地層の平均 N 値

表一Ⅱ-1.3 セン断弾性係数および地盤の特性値

層区分	層厚 H (m)	単位体積重量 γ_t (t/m ³)	平均 N 値	せん断弾性波速度 V_s (m/s)	特性値 $T_G \frac{4H}{V_{si}}$
① B	1.1	1.5	2	101	0.044
② A_s	4.9	1.8	10	172	0.114
③ A_s	2.85	1.8	7	153	0.075
④ A_c	11.7	1.8	2	126	0.371
⑤ A_s	1.8	1.95	7	153	0.047
⑥ A_c	3.65	1.95	18	210	0.070

$$\Sigma T_G = 0.72 \text{ sec}$$

(d) 表層地盤の固有周期 T_s の算定

要領(案) 4.4.1 より

$$\begin{aligned} T_s &= 1.25 T_G \\ &= 1.25 \times 0.72 = 0.9 \text{ sec} \end{aligned}$$

(e) 換算せん断弾性波速度 V_{seq} の算定

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{4 \Sigma H_i}{T_s} \\ &= \frac{4 \times 26.0}{0.90} = 116 \text{ m/s} \end{aligned}$$

(f) セン断変移係数 G_s の算定

$$G_s = \frac{\gamma_{teq}}{g} \cdot V_{DS}^2$$

ここに, γ_{teq} : 表層地盤の土の平均単位体積重量 (t/m³)

g' : 重力の加速度 ($= 9.8 \text{ m/s}^2$)

V_{seq} : 表層地盤の換算せん断弾性波速度 (m/s)

$$G_s = \frac{1.82}{9.8} \times 116^2$$

$$= 2500 \text{ t/m}^2$$

(g) 地盤の剛性係数 K の算定

軸方向および軸直角水平方向

$$K_1 = K_2 = 1.0 \times G_s = 2500 \text{ t/m}^2$$

軸直角鉛直方向

$$K_3 = 3.0 \cdot G_s = 7500 \text{ t/m}^2$$

(h) 単位震度あたりの応答速度 S_v

表層地盤の固有周期 T_s との関係から要領 (案) 表-4.4.1 より求める。

以上の結果をまとめて表-II-1.4 に示す。

表-II-1.4 表層地盤を一層系にした場合の諸定数値

	項	目	数 値
表 層 地 盤	層 厚	H (m)	26
	土の平均単位体積重量	γ_{teq} (t/m^3)	1.82
	特 性 値	T_G (s)	0.72
	固 有 周 期	T_s (s)	0.90
	せん断弾性波速度	V_{DS} (m/s)	116
	せん断変形係数	G_s (t/m^2)	2500
	地 盤 の 剛 性 係 数 (軸方向)	K_1 (t/m^2)	2500
	” (軸直角方向)	K_2 (t/m^2)	2500
	” (鉛直方向)	K_3 (t/m^2)	7500
	単位震度あたりの応答速度	S_v (m/s)	0.8
	地表面から共同溝重心位置までの深さ	z (m)	4.3

(3) 共同溝断面の諸定数

1) 使用材料

コンクリート $\sigma_{ck} = 210 \text{ kg/cm}^2$

鉄筋 SD30

2) ヤング係数

コンクリート $E_c = 2.6 \times 10^6 \text{ t/m}^2$

道路橋示方書Ⅰ共通編3.3より設定する。

3) 断面積および断面2次モーメント

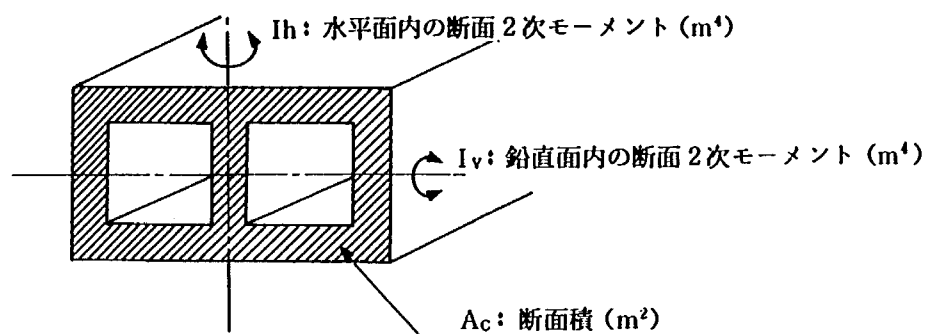


図-Ⅱ-1.10 断面の諸定数

以上の諸定数をまとめて表-Ⅱ-1.5に示す。

表-Ⅱ-1.5 共同溝断面の諸定数

断 面 の 諸 定 数		数 値
断 面 積	$A \text{ (m}^2\text{)}$	5.79
断面2次モーメント (水平面内)	$I_h \text{ (m}^4\text{)}$	19.60
" (鉛直面内)	$I_v \text{ (m}^4\text{)}$	10.76
ヤ ン グ 係 数	$E \text{ (t/m}^2\text{)}$	2.6×10^6
軸 方 向 伸 び 剛 性	$E \cdot A \text{ (t)}$	1.51×10^7
曲 げ 剛 性 (水平面内)	$E \cdot I_h \text{ (t} \cdot \text{m}^2\text{)}$	5.10×10^7
" (鉛直面内)	$E \cdot I_v \text{ (t} \cdot \text{m}^2\text{)}$	2.80×10^7

(4) 断面力の算定

断面力の算定は表-Ⅱ-1.6にしたがって行う。

表-Ⅱ-1.6 応答変位法による耐震計算

耐 震 計 算 項 目	方 向			摘 要
	軸 方 向	水平面内	鉛 直 面 内	
断面剛性 EA, EI_h, EI_v	1.51×10^7	5.10×10^7	2.80×10^7	表-Ⅲ-1.5 参照
継手間隔 $EL \text{ (m)}$	30	30	30	指針(案) 5.4
地盤の剛性係数 $K \text{ (t/m}^2\text{)}$	2 500	2 500	7 500	要領(案) 6.2.1

耐 震 計 算 項 目		方 向			摘 要
		軸 方 向	水 平 面 内	鉛 直 面 内	
波 長	L (m)	150	150	150	要領(案) 4.4.2 注1
地盤の変位振幅	U (m)	0.015	0.021	0.011	要領(案) 4.4.1 注2
伝 達 率	α_1	0.159	0.941	0.989	要領(案) 6.2.1
剛 比 係 数	λ_1	0.0129	0.0837	0.128	"
断 面 力	軸 力 P (t)	1 330	—	—	" 注3
	曲げモーメント M (t m)	—	1 260	363	" 注4
継手による 断面力の 補正係数	軸 力 ξ_1	0.114	—	—	"
	曲げモーメント ξ_2	—	0.100	0.387	"
補正後の	軸 力 P (t)	—	151	151	" 注5
断 面 力	曲げモーメント M (t m)	—	126	140	" 注6

注 1

波長は要領(案) 4.4.2 より

$$L = \frac{2 L_1 L_2}{L_1 + L_2}$$

$$L_1 = V_{DS} T_s = 116 \times 0.9 = 104 \text{ m}$$

$$L_2 = V_{BS} T_s = 300 \times 0.9 = 270 \text{ m}$$

$$L = \frac{2 \times 104 \times 270}{104 + 270} = 150 \text{ m}$$

注 2

要領(案) 4.4.1 より

$$\begin{aligned}
 U_h(z) &= \frac{2}{\pi^2} S_v \cdot T_s \cdot K_h \cos \frac{\pi z}{2H} \\
 &= \frac{2}{\pi^2} \times 0.8 \times 0.9 \times 0.15 \times \cos \frac{\pi \times 4.3}{2 \times 26} \\
 &= 0.021 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$U_v(z) = \frac{1}{2} U_h(z)$$

$$= 0.011 \text{ m}$$

注 3

要領 (案) 6.2.1 より

軸力は次式のように合成する。

$$P = \sqrt{2 P_h^2 + 2 P_v^2}$$

ここに,

P_h, P_v : 水平面内, 鉛直面内の軸力

$$\begin{aligned} P_h &= \alpha_1 \frac{\pi E A}{L} U_h \\ &= 0.159 \times \frac{\pi \times 1.51 \times 10^7}{150} \times 0.021 \\ &= 1060 \text{ t} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_v &= \alpha_1 \frac{\pi E A}{L} \cdot \frac{U_h + U_v}{2} \\ &= 0.159 \times \frac{\pi \times 1.51 \times 10^7}{150} \times \frac{0.021 + 0.011}{2} \\ &= 805 \text{ t} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P &= \sqrt{2 P_h^2 + 2 P_v^2} \\ &= \sqrt{2 \times 1060^2 + 2 \times 805^2} \\ &= 1880 \text{ t} \end{aligned}$$

応力度算定用の軸力は重ね合わせを考慮して次式で求める。

$$\begin{aligned} P' &= K_1 P \\ &= 0.707 \times 1880 \\ &= 1330 \text{ t} \end{aligned}$$

注 4

曲げモーメントは要領 (案) 6.2.1 より

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

$$= 0.941 \times \frac{4 \pi^2 \times 5.1 \times 10^7}{150^2} \times 0.021$$

$$= 1780 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$M_v = \alpha_3 \frac{4 \pi^2 E I_v}{L^2} U_v$$

$$= 0.989 \times \frac{4 \pi^2 \times 2.8 \times 10^7}{150^2} \times 0.011$$

$$= 513 \text{ t} \cdot \text{m}$$

断面力の重ね合わせを考慮して

$$M'_k = K_2 M_h$$

$$= 0.707 \times 1780 = 1260 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$M'_v = K_4 M_v$$

$$= 0.707 \times 513 = 363 \text{ t} \cdot \text{m}$$

注 5, 6

継手による補正で要領(案) 6.2.1 による。

$$P'' = \xi_1 P'$$

$$= 0.114 \times 1330 = 151 \text{ t}$$

$$M''_h = \xi_{2h} M'_h$$

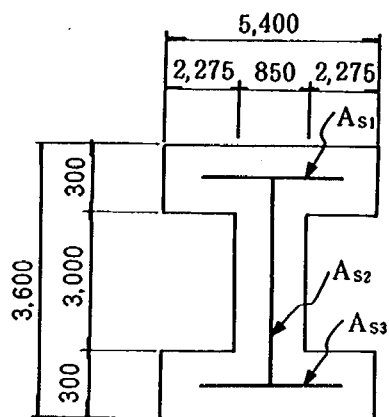
$$= 0.100 \times 1260 = 126 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$M''_v = \xi_{2v} M'_v$$

$$= 0.387 \times 363 = 140 \text{ t} \cdot \text{m}$$

(5) 応力度の計算

応力度の計算は簡単のため共同溝断面を図一Ⅱ-1.11に示すように I 形断面に換算して行った。



図一Ⅱ－1.11 (a) 鉛直面内

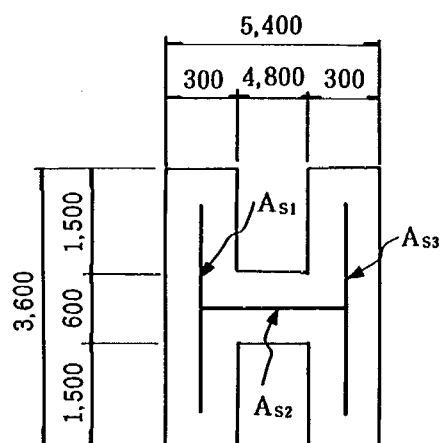
鉄筋量 D 13 - ctc 300

$$D 13 = 1.267 \text{ cm}^2$$

$$A_{s1} = 40 - D 13 = 50.68 \text{ cm}^2$$

$$A_{s2} = 60 - D 13 = 76.02 \text{ ''}$$

$$A_{s3} = 40 - D 13 = 50.68 \text{ ''}$$



図一Ⅱ－1.11 (b) 水平面内

鉄筋量 D 13 - ctc 300

$$D 13 = 1.267 \text{ cm}^2$$

$$A_{s1} = 26 - D 13 = 32.94 \text{ cm}^2$$

$$A_{s2} = 68 - D 13 = 86.16 \text{ ''}$$

$$A_{s3} = 26 - D 13 = 32.94 \text{ ''}$$

表一Ⅱ－1.6の断面力と図一Ⅱ－1.11の断面を用いて応力度の検討を行う。計算方法は通常の鉄筋コンクリートと同様であるので結果のみを簡単に記す。

1) 軸方向圧縮応力度

水平面内 $\sigma_c'_{\max} = 4.53 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{ca}' = 105 \text{ kg/cm}^2$

鉛直面内 $\sigma_c'_{\max} = 4.73 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{ca}' = 105 \text{ kg/cm}^2$

2) 軸方向引張応力度

水平面内 $\sigma_s'_{\max} = 1560 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{sa}' = 2700 \text{ kg/cm}^2$

鉛直面内 $\sigma_s'_{\max} = 1560 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{sa}' = 2700 \text{ kg/cm}^2$

よって、水平面内、鉛直面内とも安全である。

Ⅱ－1.3 縦断方向の計算例 地盤急変部

(1) 計算モデルの設定

前記一様地盤部で使用したボーリング柱状図の地点より 50 m 離れた地点で地盤調査した結果が図一Ⅱ－1.12 であるという設定で急変部の検討を行う。

Bor. B

	地 記	質 号	N 値	$\bar{N}$ 値	r_t (t/m ³)	V_{s1} (m/s)	$T_G = \frac{4H_i}{V_{s1}}$ (s)
4.90		B	4	4	1.5	127	0.028
2.50		A _s	9	7	1.8	153	0.042
4.85		A _s	7	8	1.8	160	0.059
5.75		A _s	17	17	1.8	206	0.017
6.25		A _c	5	5	1.8	171	0.012
500			19				
			6				
			8				
			10				
			19				
			12				
			24				
16.250		D _s	29	20	1.95	217	0.300
			28				
			23				
			25				
			24				
			25				
22.50							

$\Sigma T_G = 0.458^s$

図一Ⅱ－1.12 計算対象地盤条件

以下一様地盤部と同様に求める。

1) 表層地盤の平均単位体積重量 r_{teq} の算定

$$r_{teq} = \frac{\sum_{i=1}^n r_{ti} H_i}{H}$$

$$= 1.90 \text{ t/m}^3$$

2) 表層地盤の固有周期 T_s

$$\begin{aligned}
 T_s &= 1.25 T_0 \\
 &= 1.25 \times 0.458 = 0.57 \text{ (sec)}
 \end{aligned}$$

3) 換算せん断弾性波速度 V_{seq} の算定

$$V_{seq} = \frac{4 \times 22.50}{0.57} = 158 \text{ m/s}$$

4) せん断変形係数 G_s の算定

$$G_s = \frac{1.9}{9.8} \times 158^2 = 4840 \text{ t/m}$$

5) 単位あたりの応答速度 S_v

$$S_v = 0.8 \text{ m/s} \quad (T_s > 0.5 \text{ sec})$$

(2) 重心位置での水平面内変位 $U_{hs}(z)$ の算定

$$\begin{aligned}
 U_{hs}(z) &= \frac{2}{\pi^2} S_v \cdot T_s k_{oh} \cos \frac{\pi z}{2H} \\
 &= \frac{2}{\pi^2} \times 0.8 \times 0.57 \times 0.15 \times \cos \cdot \frac{\pi \times 4.3}{2 \times 22.5} \\
 &= 0.013 \text{ m}
 \end{aligned}$$

(3) 変位差の算定

$$\begin{aligned}
 \Delta U &= U_{hL} - U_{hs} \\
 &= 0.021 - 0.013 = 0.008 \text{ m}
 \end{aligned}$$

(4) 地盤の剛性係数 K の算定

地盤の剛性係数は表層地盤の固有周期の長い側と短い側のせん断変形係数 G_s の平均値として求める。

$$\begin{aligned}
 G_s &= \frac{1}{g} \cdot \frac{\gamma_{tL} + \gamma_{ts}}{2} \cdot \left(\frac{V_{sL} + V_{ss}}{2} \right)^2 \\
 &= \frac{1}{9.8} \times \frac{1.82 + 1.90}{2} \times \left(\frac{116 + 158}{2} \right)^2 = 3560 \text{ t/m}^2
 \end{aligned}$$

よって、地盤の剛性係数 K は

$$\begin{aligned}
 K_1 &= C_1 \cdot G_s \\
 &= 1.0 \times 3560 = 3560 \text{ t/m}^2 \quad (= K_2)
 \end{aligned}$$

(5) 荷重項 β の算定

荷重項は変位差と地盤の剛性係数より次式で求められる。

$$\begin{aligned}\beta &= K \cdot \Delta U \\ &= 3560 \times 0.008 = 28.48 \text{ t/m}\end{aligned}$$

(6) 地盤急変部の影響による断面力の算定

地盤急変部の影響による断面力は要領（案）6.2.2より求める。計算は電算機を使用して結果のみを記す。

$$P/\beta = 30.14 \text{ m} , \quad M/\beta = 0.86 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned}P_C &= (P/\beta) \cdot \beta \\ &= 30.14 \times 28.48 = 858 \text{ t}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_C &= (M/\beta) \cdot \beta \\ &= 0.86 \times 28.48 = 24.5 \text{ t} \cdot \text{m}\end{aligned}$$

(7) 地盤急変部の断面力

表層地盤の固有周期の長い側を一様地盤とした断面力へ地盤急変部による影響で求めた断面力を重ね合わせて求める。継手の補正係数は表層地盤の固有周期の長い側の値を用いる。

$$P = \xi_1 (P_{\text{UNI}} + P_{\text{TR}})$$

$$M = \xi_2 (M_{\text{UNI}} + M_{\text{TR}})$$

ここに、 P : 地盤急変部の軸力 (t)

ξ_1 : 固有周期の長い側の継手の補正係数

P_{UNI} : 固有周期の長い側を一様地盤と考えた時の軸力 (t)

P_{TR} : 地盤急変部の影響による軸力 (t)

M : 地盤急変部の曲げモーメント (t・m)

ξ_2 : 固有周期の長い側の継手の補正係数

M_{UNI} : 固有周期の長い側を一様地盤と考えた時の曲げモーメント (t・m)

M_{TR} : 地盤急変部の影響による曲げモーメント (t・m)

$$\begin{aligned}P &= \xi_1 (P_{\text{UNI}} + P_{\text{TR}}) \\ &= 0.114 \times (1330 + 858)\end{aligned}$$

$$= 249 \text{ t}$$

$$\begin{aligned}
M &= \xi_2 (M_{\text{UNI}} + M_{\text{TR}}) \\
&= 0.100 \times (1260 + 24.5) \\
&= 128 \text{ t} \cdot \text{m}
\end{aligned}$$

(8) 地盤急変部の応力度

応力度の検討は一樣地盤部と同様に上記の地盤急変部の断面力を用いて検討すればよい。

$$\sigma'_s = 2210 \text{ kg/cm}^2 < \sigma'_{sa} = 2700 \text{ kg/cm}^2$$

よって安全である。

II-1.4 継手の軸方向相対伸縮量の計算例

継手の軸方向相対伸縮量は要領（案）解説 6.2.1 によって求められる。検討モデルは II-1.2 で使用した断面形状、継手間隔とする。記号、値については表 II-1.4、表 II-1.5 を参照のこと。

$$\begin{aligned}
\beta_1 &= \sqrt{\frac{K_1}{EA}} \cdot \ell \\
&= \sqrt{\frac{2500}{1.51 \times 10^7}} \times 30 = 0.386
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
r_1 &= \frac{2\pi\ell}{L'} \\
&= \frac{2\pi \times 30}{150 \times \sqrt{2}} = 0.889
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\alpha_1 &= \frac{1}{1 + \left(\frac{r_1}{\beta_1}\right)^2} \\
&= \frac{1}{1 + \left(\frac{0.889}{0.386}\right)^2} = 0.159
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
U_a &= \frac{1}{\sqrt{2}} U_h(z) \\
&= \frac{1}{\sqrt{2}} \times 0.021 = 0.0148 \text{ m}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
u_o &= \alpha_1 U_a \\
&= 0.159 \times 0.0148 = 0.00235 \text{ m}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\bar{u}_j &= \frac{2 r_1 \left| \cos h \beta_1 - \cos r_1 \right|}{\beta_1 \sin h \beta_1} \\ &= \frac{2 \times 0.889 \left| \cos h 0.386 - \cos 0.889 \right|}{0.386 \times \sin h 0.386} = 5.183\end{aligned}$$

∴ 軸方向相対伸縮量

$$\left| \bar{u}_j \right| = u_0 \bar{u}_j = 0.00235 \times 5.183 = 0.0122 \text{ m}$$

II-2 共同溝本体の動的解析例

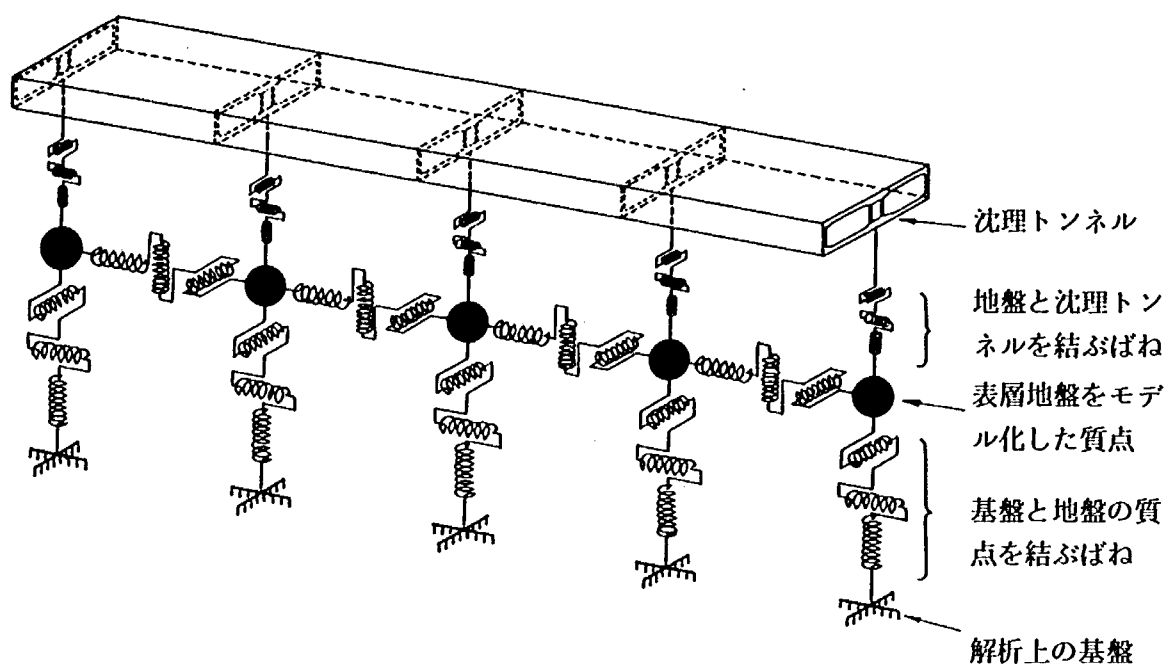
実共同溝路線に対して動的解析を実施した。動的解析の力学系モデルの概念図を図一II-2.1に示す。地盤入力、図一II-2.2に示した開北橋記録（最大値を150 galに修正したもの）を用いた。地盤反力係数は沈埋トンネル方式を用い、 $T_s = 1.25 T_G$ で地震時の地盤の固有周期を算定する。

また、図一II-2.3に解析モデルを示す。同図に示すように、この区間では基盤がうねるように変化し、さらに部分的に洪積層によりおぼれ谷が形成されている。図一II-2.4には共同溝の断面諸元を示す。

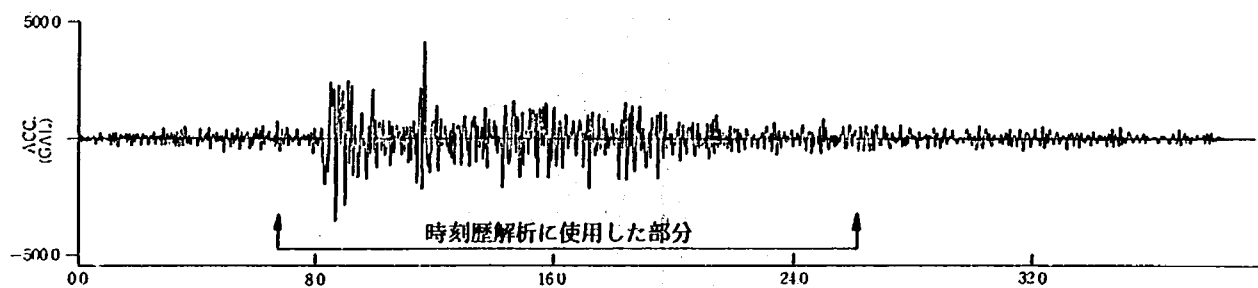
軸方向、軸直角方向の各層の変位モードを図一II-2.5に示す。表層の沖積層が厚いほど振れやすいことがわかる。

表一II-2.4は、変位、断面力、継手変位の最大値分布をまとめたものである。また、図一II-2.6では、軸力およびモーメントが最大となる時刻での変位、断面力の分布を示す。地盤および共同溝の変位はやはり沖積層の厚いところで大きくなる。断面力についても同様の傾向があるが、地盤が変化する区間で他の区間よりも大きな断面力がでている。断面力の最大値分布の顕著な凹凸の状況は継手の効果による。表一II-2.1最下段は継手の変化量を示すが、やはり地盤が急変する箇所で比較的大きな変位が現われる。このことは、逆に継手の効果を如実に示しており、地盤急変部では耐震性を考慮した継手を設置することが望ましい。

図一II-2.7に急変区間（I，II）についてのみ鉄筋の応力度を算定した結果を示す。区間Iでは、 $\sigma_s = 2500 \text{ kg/cm}^2$ 程度の応力度がでている。動的解析結果は地盤が変化していることによる影響のみを反映しているのに注意しなければならない。



図一Ⅱ-2.1 動的解析力学系モデルの概念図



図一Ⅱ-2.2 入力地震動の波形

開北橋T_r補正記録(最大値を150 galにしたものを用いている)

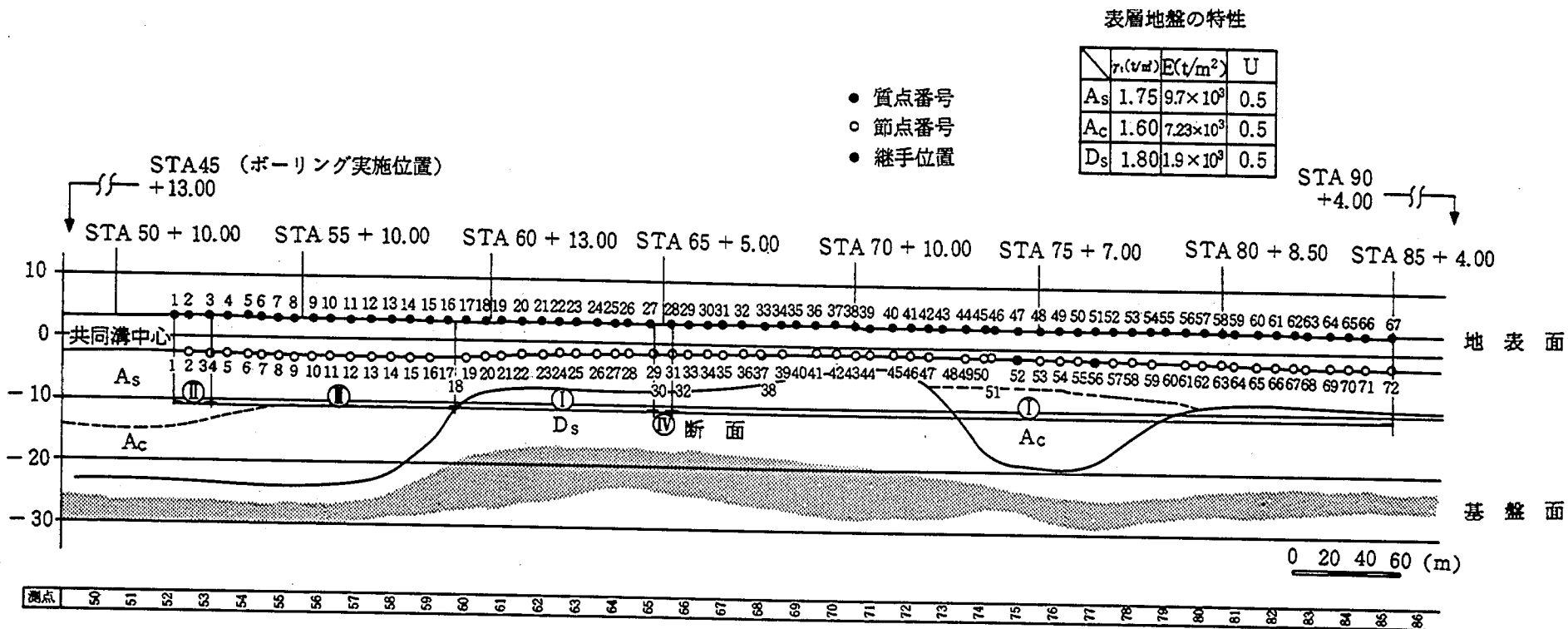
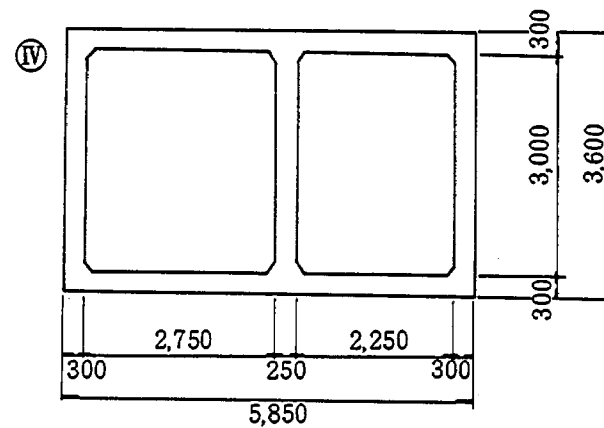
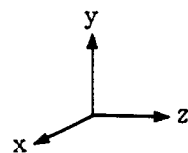
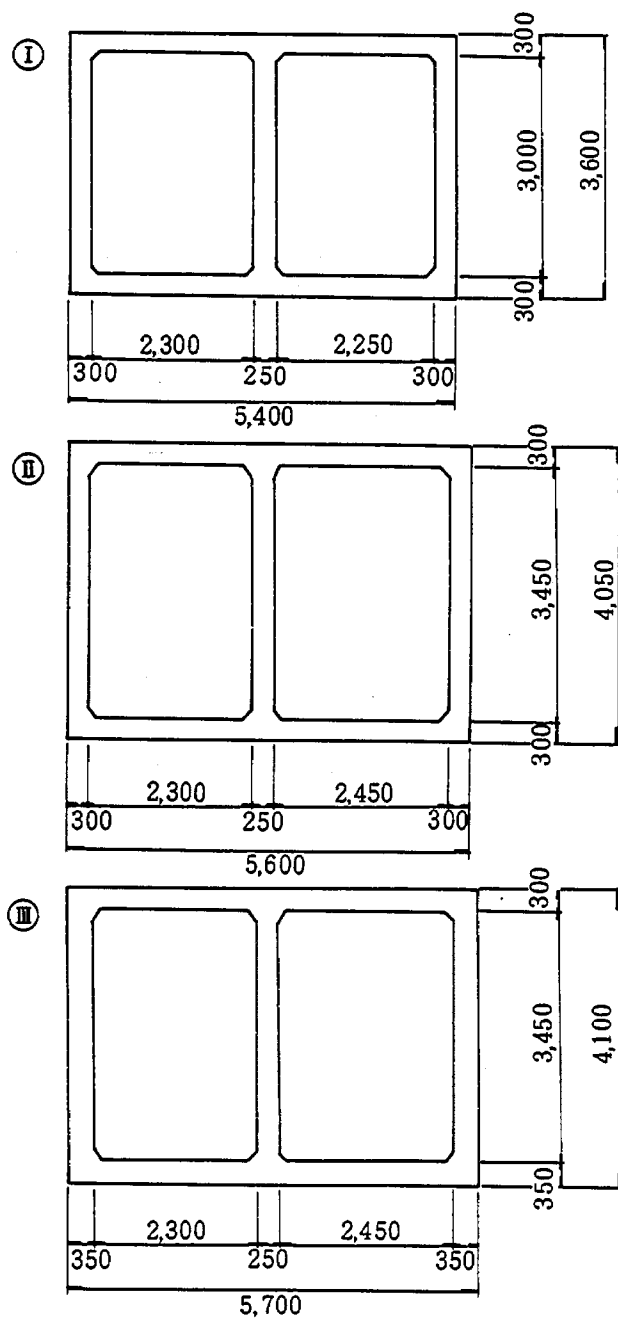


図-V-2.3 動的解析モデル図



断面 諸元	A (m ²)	J _x (m ⁴)	I _y (m ⁴)	I _z (m ⁴)
①	5.79	20.38	19.60	10.76
②	6.29	26.35	23.34	14.75
③	6.98	29.75	27.36	16.47
④	6.06	22.90	23.96	11.49

図一Ⅱ-2.4 実路線での動的応答解析使用
断面形状及び諸元

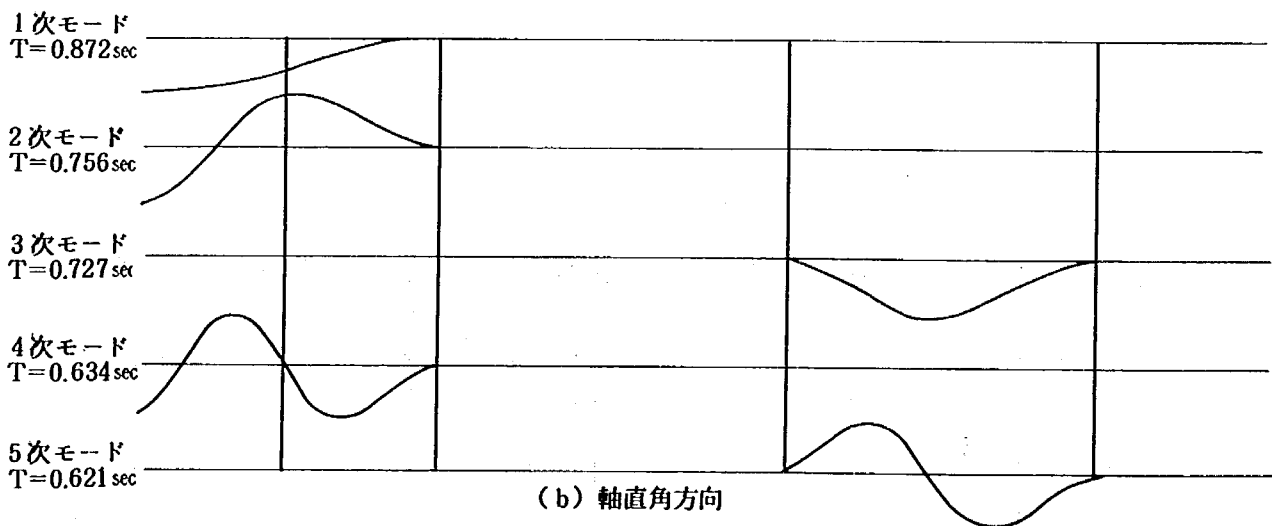
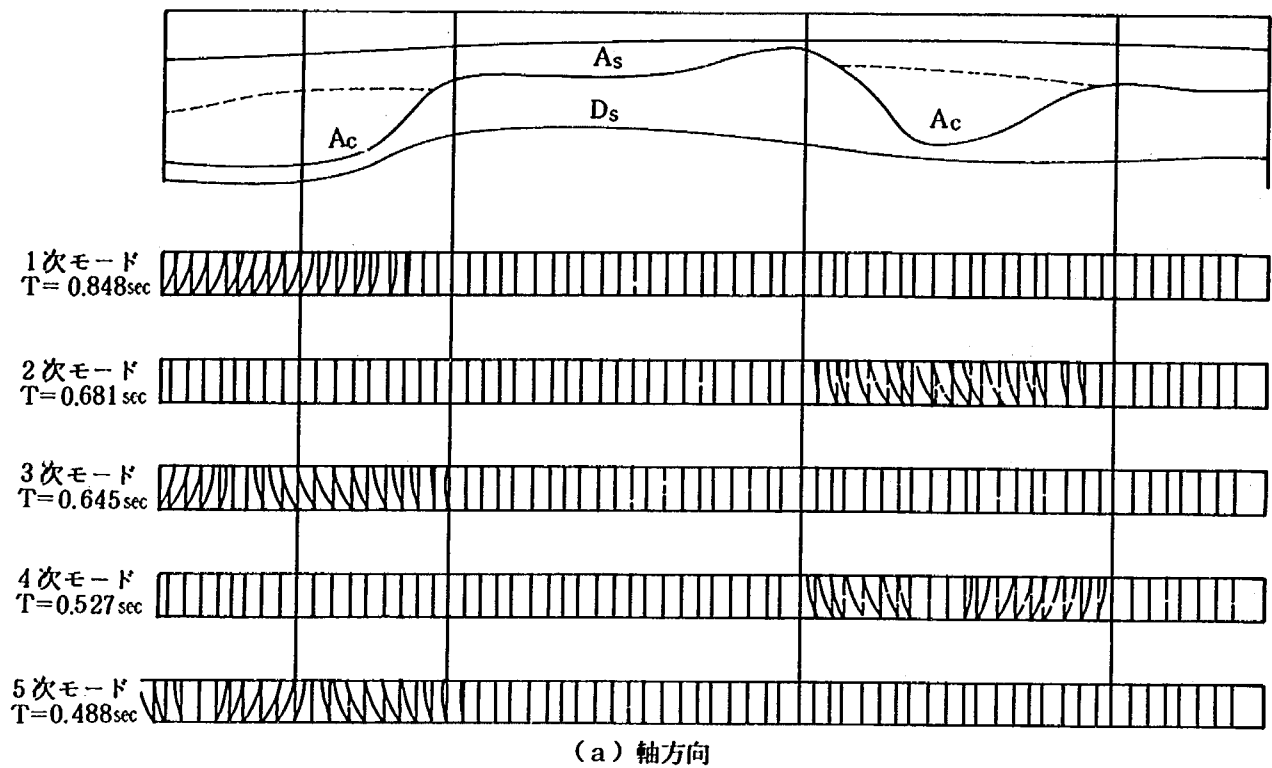
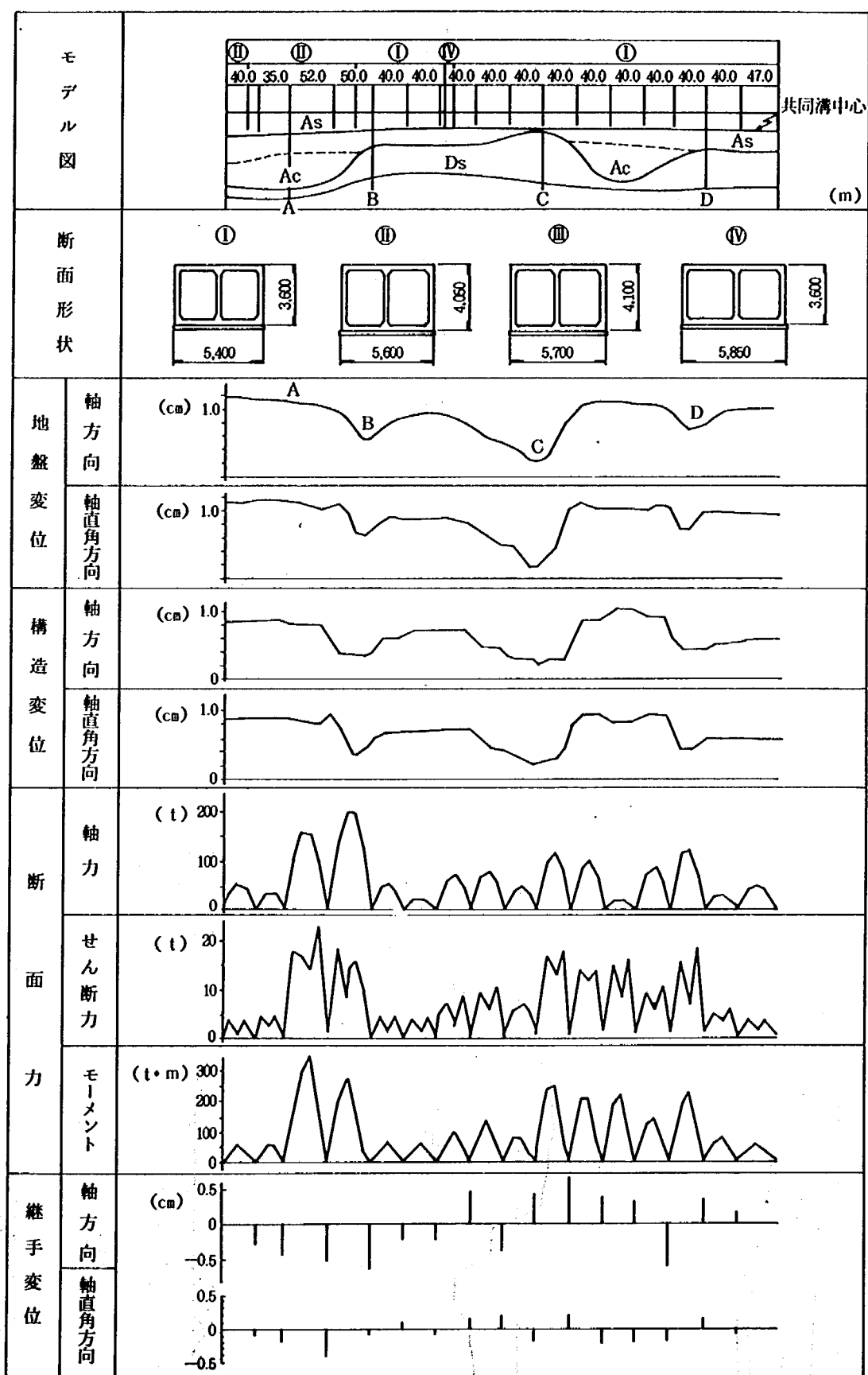
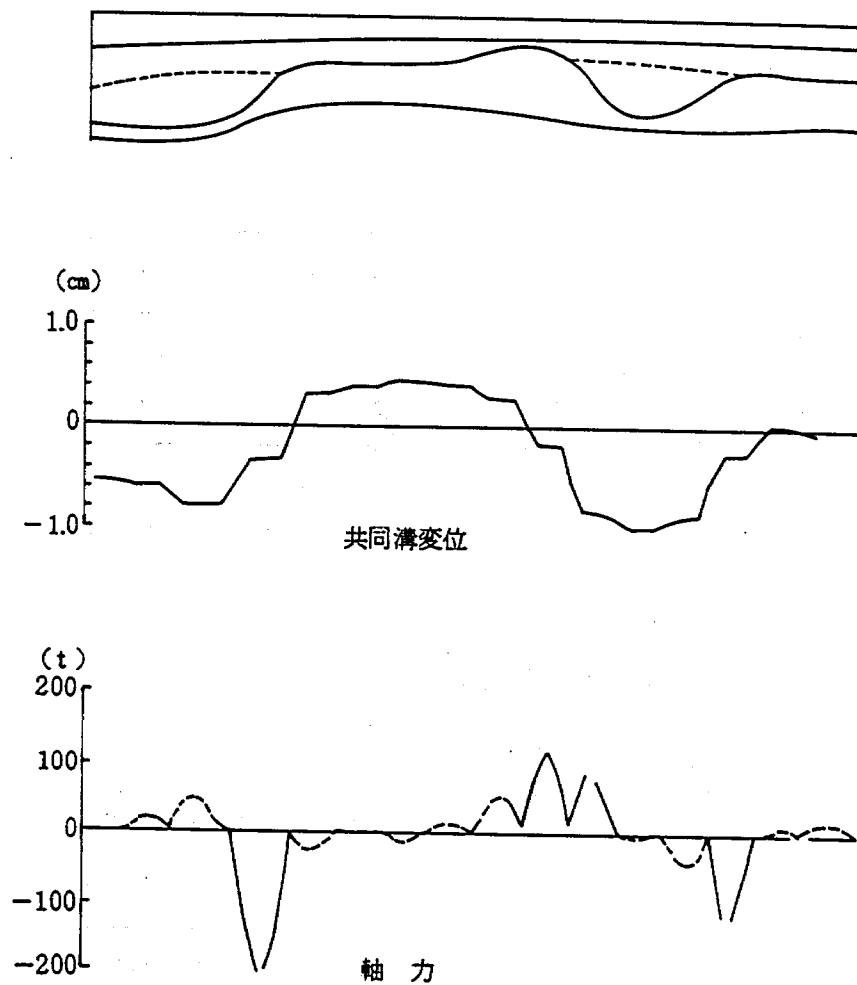


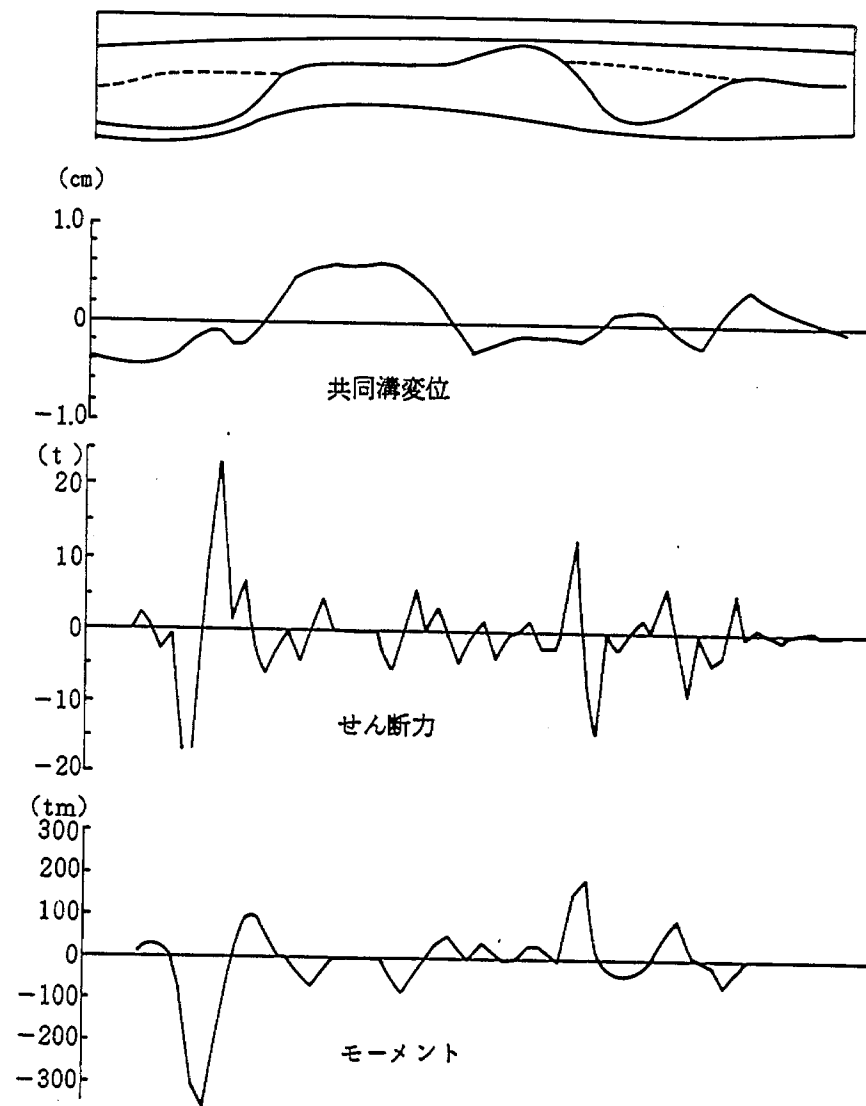
図-Ⅱ-2.5 変位モードおよび周期

表一Ⅱ-2.1 応答最大値の分布

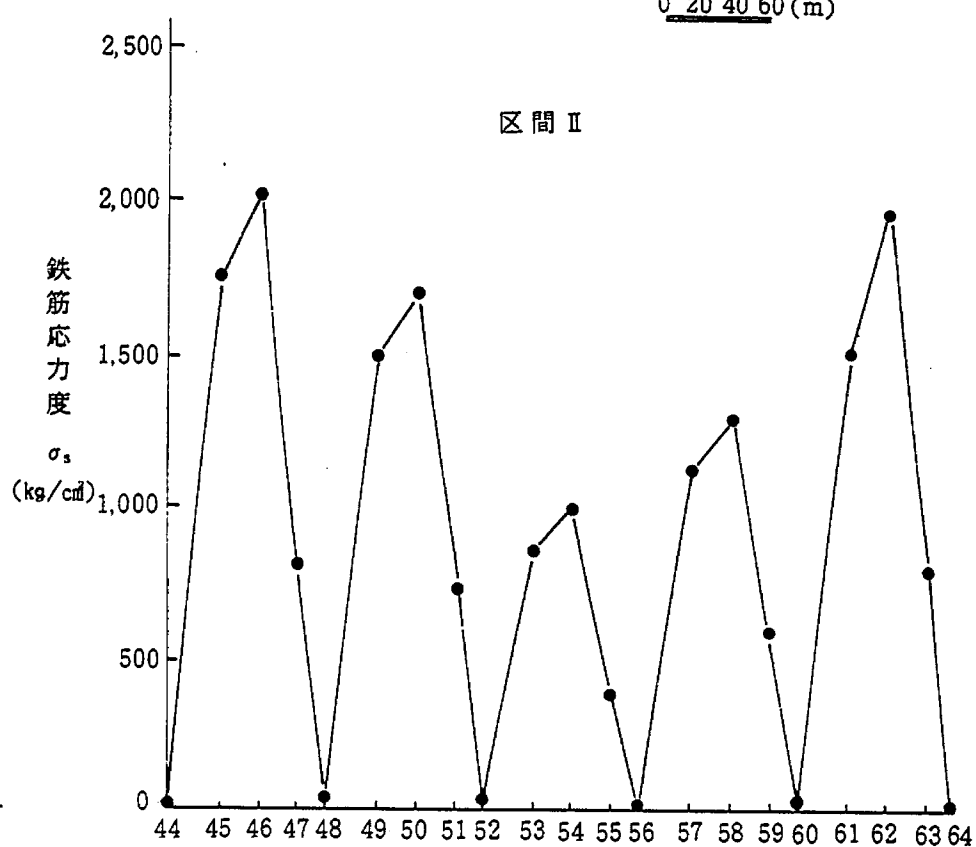
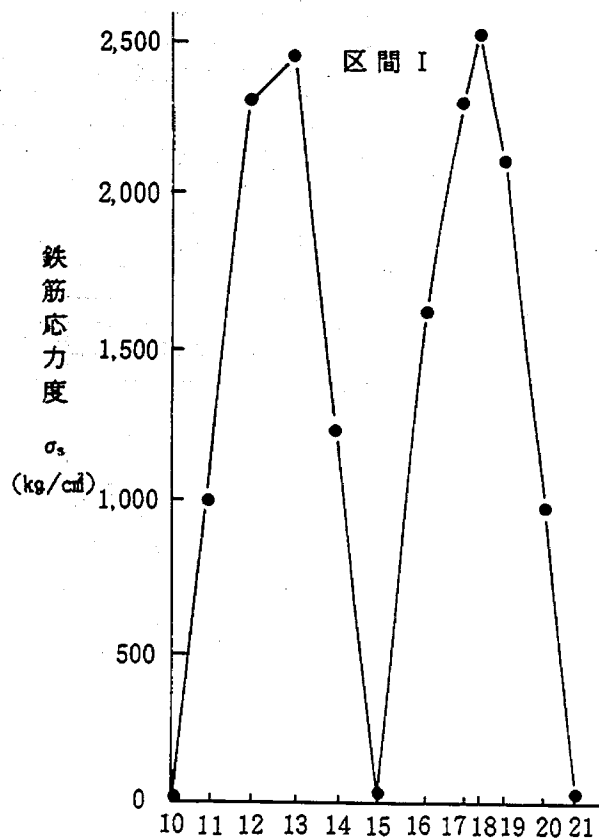
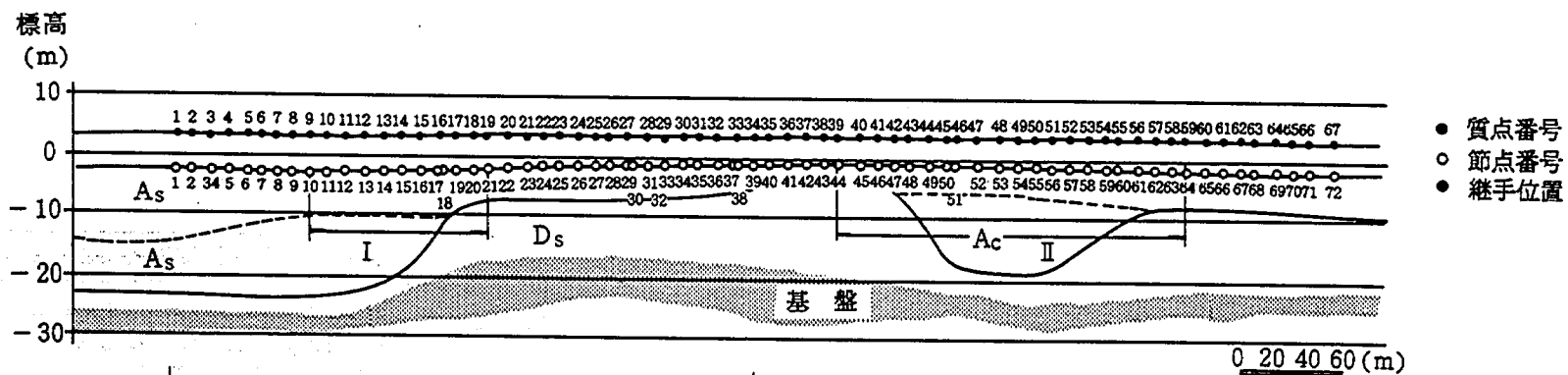




図一Ⅱ-2.6(a) 軸力最大値発生時刻(8.8 sec)
における応答値の分布



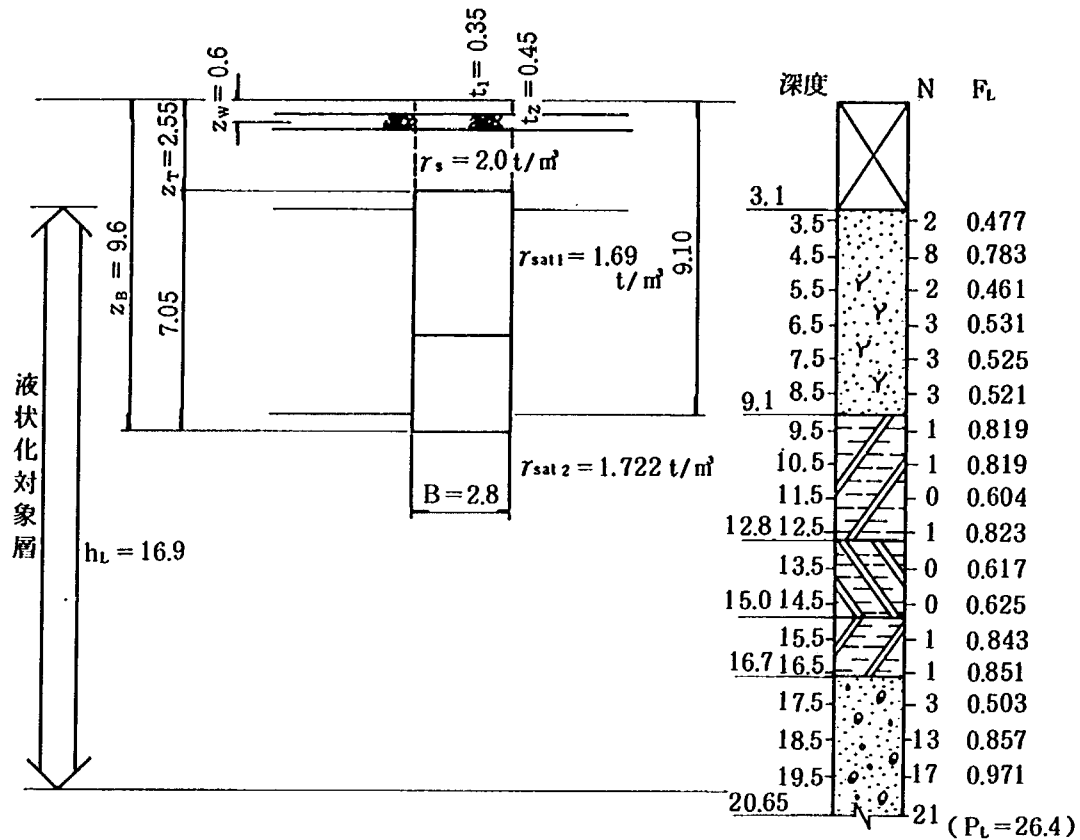
図一Ⅱ-2.6(b) せん断力モーメント最大値発生時刻(9.8 sec)
における応答値の分布



図一Ⅱ-2.7 地盤急変区間における鉄筋応力度照査結果

II-3.2 浮上りに対する安全率 F_u の算定式

検討断面



1) 平均液状化抵抗率 $\bar{F}_L$

$$\begin{aligned}
 \bar{F}_L = & \{ (4.0 - 3.1) \times 0.477 + 0.783 + 0.461 + 0.531 + 0.525 \\
 & + (9.1 - 8.0) \times 0.521 + (10.0 - 9.1) \times 0.819 + 0.819 \\
 & + 0.604 + (12.8 - 12.0) \times 0.823 + (14.0 - 12.8) \times 0.617 \\
 & + (15.0 - 14.0) \times 0.625 + (16.0 - 15.0) \times 0.843 \\
 & + (16.7 - 16.0) \times 0.851 + (18 - 16.7) \times 0.503 + 0.857 \\
 & + (20.0 - 19.0) \times 0.971 \} / (20.0 - 3.1) \\
 = & 0.675
 \end{aligned}$$

2) 浮上りに対する安全率の計算

(a) 自重 $w'_B = 6.825 \times 2.5 = 17.06 \text{ t/m}^2$

(b) 共同溝上載土重量

$$\begin{aligned}
 w'_s = & 2.3 \times 0.35 \quad (\text{舗装}) \\
 & + 2.1 \times 0.25 + 1.1 \times 0.2 \quad (\text{砕石})
 \end{aligned}$$

$$+ 1.0 \times 1.75 \quad (\text{埋戻し土})$$

$$= 3.3 \text{ t/m}^2$$

$$w_s = w'_s + U_s$$

$$= \{ 3.3 + (2.55 - 0.6) \} \times 2.8 = 14.70 \text{ t/m}$$

(c) 共同溝底面での有効上載圧

$$\sigma_{vB}' = w_B' + w_s'$$

$$= -0.96 + 3.30 = 2.34 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{vs}' = 2.30 \times 0.35 \quad (\text{舗装})$$

$$+ 2.10 \times 0.25 + 1.1 \times 0.2 \quad (\text{砕石})$$

$$+ 0.69 \times (9.1 - 0.8)$$

$$+ 0.722 \times (9.6 - 9.1)$$

$$= 7.64 \text{ t/m}^2$$

$$\tilde{\sigma}_v' = (\sigma_{vB}' + \sigma_{vs}') / 2$$

$$= (2.34 + 7.64) / 2 = 4.99 \text{ t/m}^2$$

(d) 過剰間隙水圧

$$\bar{F}_L = 0.675 \text{ より } L_u = 0.96$$

$$\Delta u = L_u \tilde{\sigma}_v'$$

$$= 0.96 \times 4.99 = 4.79 \text{ t/m}^2$$

$$U_d = \Delta u \times B = 4.79 \times 2.8 = 13.41 \text{ t/m}$$

(e) 共同溝底面での静水圧

$$U_s = (9.60 - 0.60) \times 2.8 = 25.20 \text{ t/m}$$

(f) 浮上りに対する安全率

$$F_u = \frac{w_B + w_s}{U_s + U_d}$$

$$= \frac{17.06 + 14.7}{25.2 + 13.41} = \underline{0.82}$$

(g) 土のせん断抵抗力

$\left. \begin{array}{l} 0.35 \\ 0.25 \\ 0.20 \\ 1.75 \end{array} \right\}$	$\left. \begin{array}{l} r = 2.3 \text{ t/m}^2 \\ r_1 = 2.1 \text{ t/m}^2 \\ r_2' = 1.1 \text{ t/m}^2 \end{array} \right\} \phi_{1,2} = 35^\circ$	$\sigma_{v1}' = 2.3 \times 0.35 + 2.1 \times \frac{0.25}{2} = 1.07 \text{ t/m}^2$
	$r_3' = 1.0 \text{ t/m}^2 \quad \phi_3 = 27^\circ$	$\sigma_{v2}' = \sigma_{v1} + 2.1 \times \frac{0.25}{2} + 1.1 \times \frac{0.20}{2} = 1.44 \text{ t/m}^2$
		$\sigma_{v3}' = \sigma_{v2} + 1.1 \times \frac{0.20}{2} + 1.0 \times \frac{1.75}{2} = 2.43 \text{ t/m}^2$

$$Q_s = 2 (0.5 \times 1.07 \times 0.25 \times 0.7 + 0.5 \times 1.44 \times 0.20 \\ \times 0.7 + 0.5 \times 2.43 \times 1.75 \times 0.51) = 2.56 \text{ t/m}$$

(h) 浮上りに対する安全率（上載土のせん断抵抗 Q_s 考慮）

$$^*F_u = \frac{17.06 + 14.70 + 2.56}{25.20 + 13.41} = 0.89$$

付 属 資 料 Ⅲ

液 状 化 対 策 工 の 例

目 次

Ⅲ－１ 液状化対策工の実例

Ⅲ－２ 液状化対策解析例

車 輪 鋼 材

鋼 材 工 程 技 術 規 範

第 一 章

鋼 材 工 程 技 術 規 範

鋼 材 工 程 技 術 規 範

Ⅲ 液状化対策工の例

Ⅲ-1 液状化対策工の実例

実共同溝および類似の地中構造物に対する液状化対策工例を以下に示す。

その(1) 共同溝での液状化対策工例

(広島国道工事事務所 比治山共同溝)

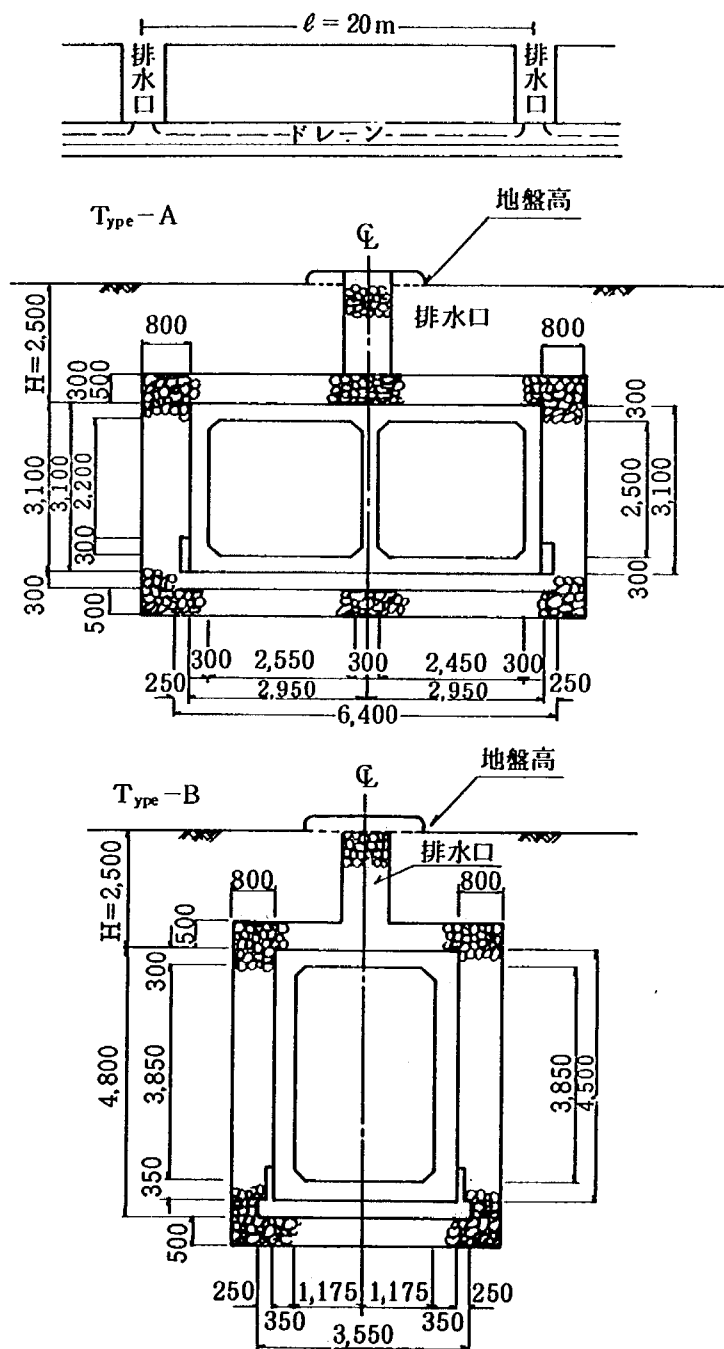
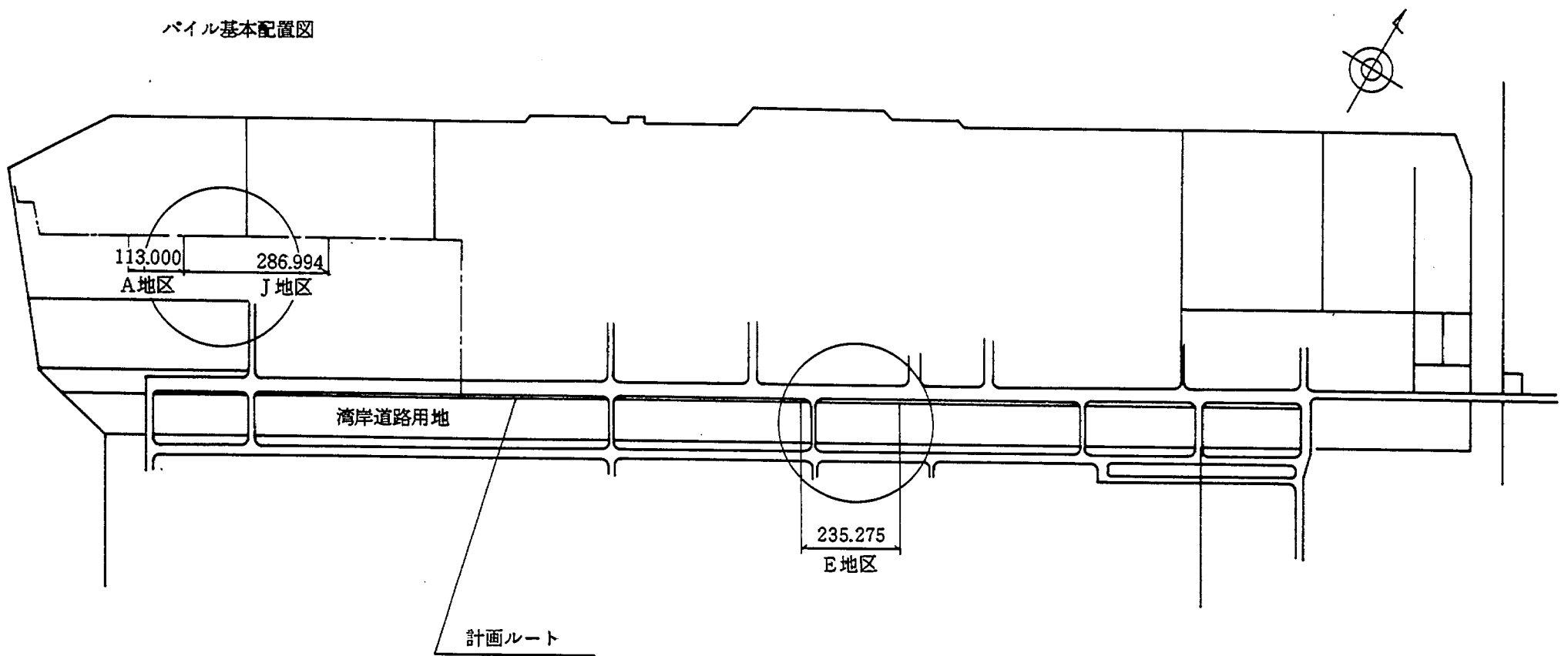


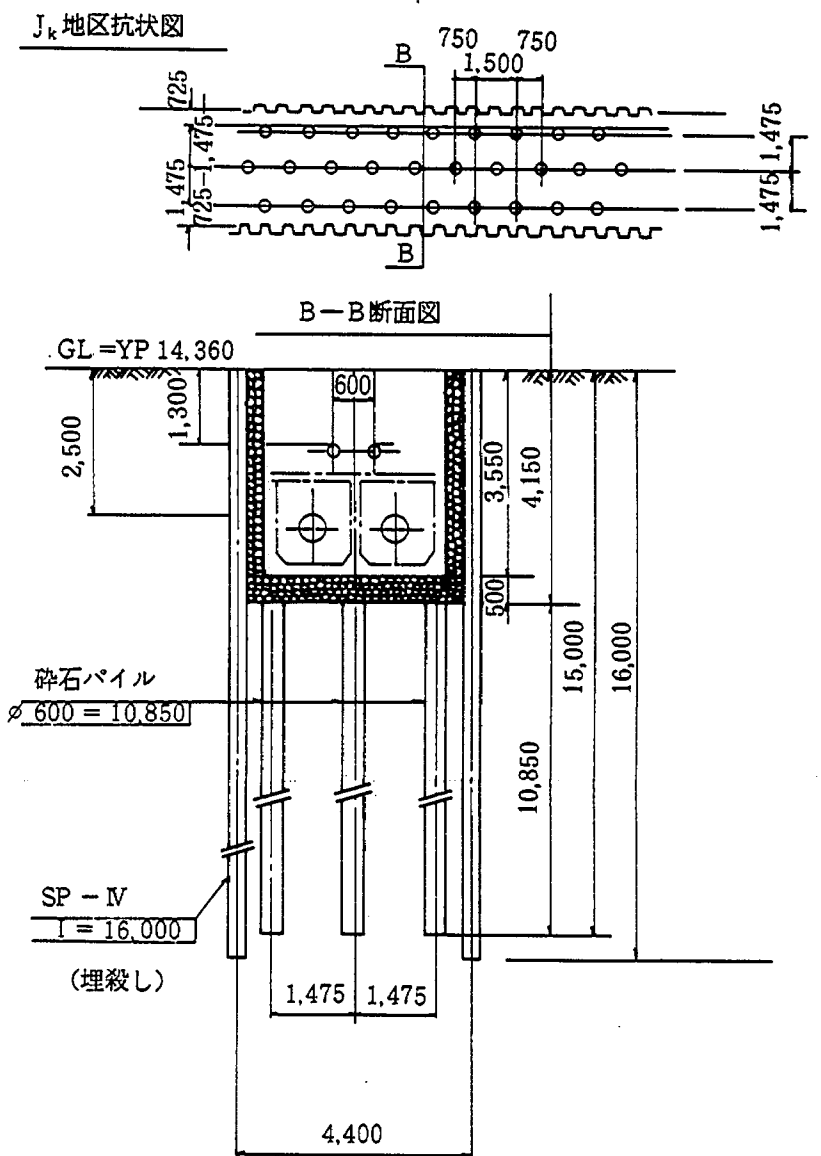
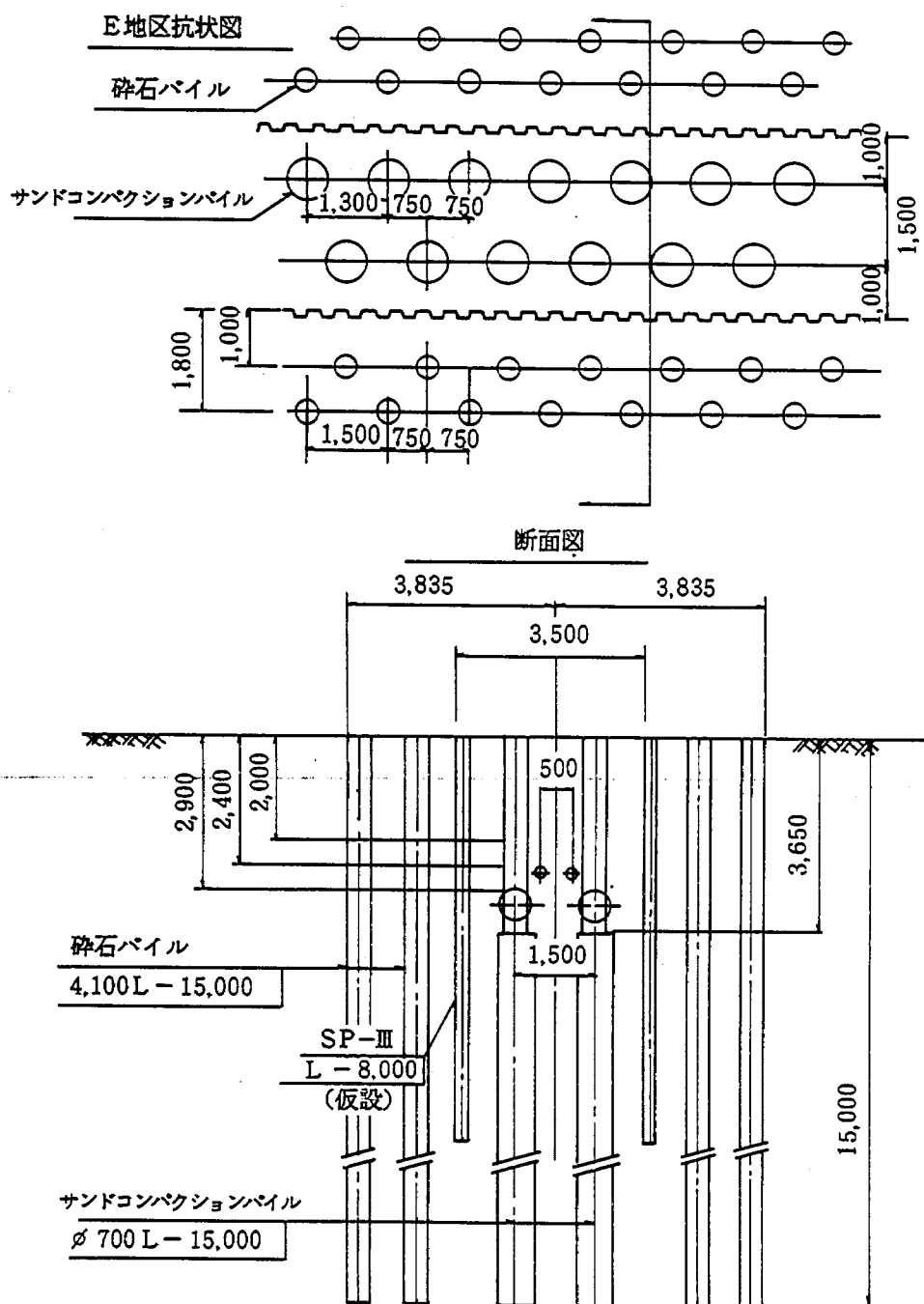
図-Ⅲ-1.1 液状化対策工法（砕石ドレーン）の概略図

その(2) LNG管路洞道での例(砕石ドレーン工法)

パイル基本配置図



※砕石抗の設計造成径は $\phi 400\text{mm}$

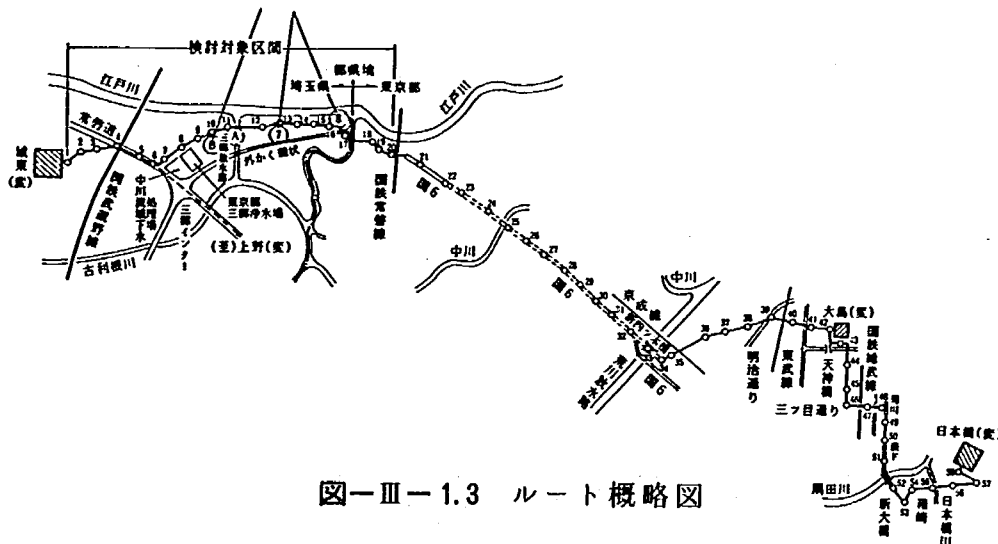


図一Ⅲ-1.2 管路洞道の液状化対策工法概略図

その(3) 地中送電線洞道での例

表一Ⅲ-1.1 液状化検討区間の設備

種 別	規 模	延 長
洞 道		4.8 km
{ シールド洞道	内径 3.5 m	1.9 km
{ 開削洞道	幅 2.1~2.5 m	2.9 km
{ POFケーブル用 洞管直埋部	高 2.7~3.75 m φ 300 mm	7.9 km
計		約 12.7 km



図一Ⅲ-1.3 ルート概略図

表一Ⅲ-1.2 城東日本橋線での液状化対策

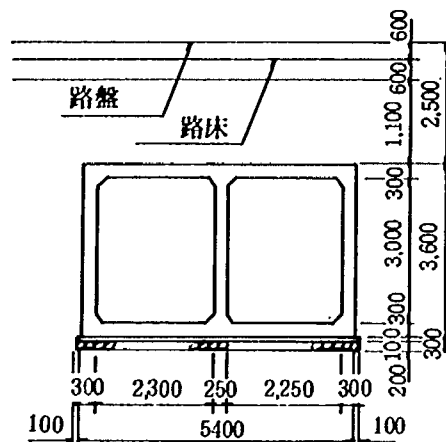
POFケーブル用鋼管直埋部	人 孔 ・ 洞 道 部	人孔・洞道の取付部
(a) (断面図) (b) (断面図) (c) (断面図) (d) (断面図) 1) (a)のように6m間隔に砂袋を置き、ベルト等にて固定する。 さらに(b)のように50m間隔で土留杭を埋設しておき、ゆとりのあるワイヤーロープで鋼管と接続する。 3) パイプの下部には作業性を考慮してコンクリートを打設する。また通水放水孔を設ける。	(A) (B) 1) 人孔部は土留杭(シートパイル)を粘性土層(シルト)に所定の深さ約2m(掘入れ4.3m)で埋設する。 3) 洞道部は現場事情により3通りの方法によって対応する。 a) 車道杭によりアップリフトに対応する。杭ピッチは2.2mとする。杭と鋼管との連絡は強固にする。 b) シートパイルの埋設によりアップリフトに対応する。シートパイルは施工区間(約60m)ごとに継ぎを切る。 c) ソイルセメント(2%混入)による埋戻土の改良を施す。 3) 洞道の掘削は60m間隔でカラー掘削をもうける。	(二重管継ぎ) 1) 取付部10m間はケーシングパイプにより鋼管に生じる応力の緩和をはかるために二重管継ぎとする。

藤波富次, 小山俊博: “地中送電設備の液状化対策について” 電力土木 No.164 pp.69~81 1980

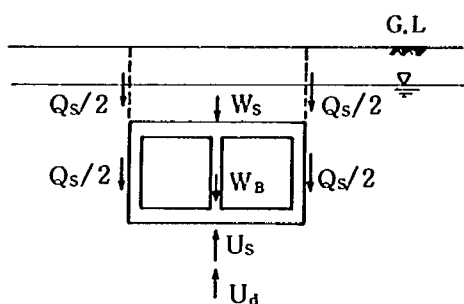
Ⅲ－２ 液状化対策解析例

図一Ⅲ－２.１に解析対象，共同溝断面形状図，図一Ⅲ－２.２には解析モデル図を示す。

解析結果として，浮上りに対する安全率 F_u の算定結果を表一Ⅲ－２.１に示す。



図一Ⅲ－２.１ 検討断面



$$\text{液状化時の浮上りに対する安全率: } F_u = \frac{W_B + W_S + Q_S + Q_B}{U_d + U_s}$$

W_B : 共同溝躯体自重

U_s : 静水圧による揚圧力

W_S : 上載土荷重

U_d : 地震時の過剰間隙水圧による揚圧力

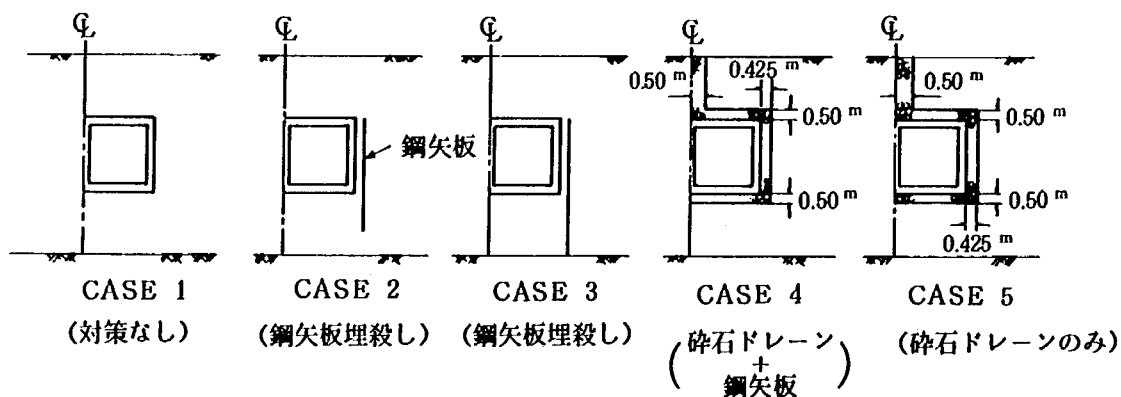
Q_S : 上載土せん断抵抗

Q_B : 共同溝側壁摩擦抵抗^{*1)}

* 1) Q_B は全ケース 0 とした

表一Ⅲ－２.１ 浮上りに対する安全率算定結果

CASE	W _B (t/m)	W _S (t/m)	Q _S (t/m)	U _s (t/m)	U _d (t/m)	F _u	
1	15.58	26.62	1.40	25.38	38.48	0.68	
2					42.74	0.64	
3					37.20	0.70	
4			4.77		3.60	1.62	
5					3.70	1.62	



図一Ⅲ－２.２ 解析モデル図

付 属 資 料 IV

可とう性継手の適用の考え方と類似 構造物での実施例

目 次

IV-1 継手部の相対変位量

IV-1.1 一般部一様地盤

IV-1.2 一般部地盤急変部

IV-1.3 構造変化部

IV-2 共同溝の耐震設計として採用する可とう 性継手について

IV-3 類似構造物における実施例

THEORY OF THE

THEORY OF THE

THEORY OF THE

THEORY OF THE

THEORY OF THE

THEORY OF THE

THEORY OF THE

THEORY OF THE

THEORY OF THE

THEORY OF THE

THEORY OF THE

IV-1 継手部の相対変位量

IV-1.1 一般部一様地盤

この要領(案) 6.2.1「一様地盤部」〔解説〕(3)の規定により求めた代表断面に対する相対変位量の算定結果を図-IV-1.1に示す。

同図から相対変位量は表層地盤の固有周期が長くなるにつれて、また、同じくせん断弾性波速度 V_{DS} が減少するにつれて増加する傾向にあることが分る。

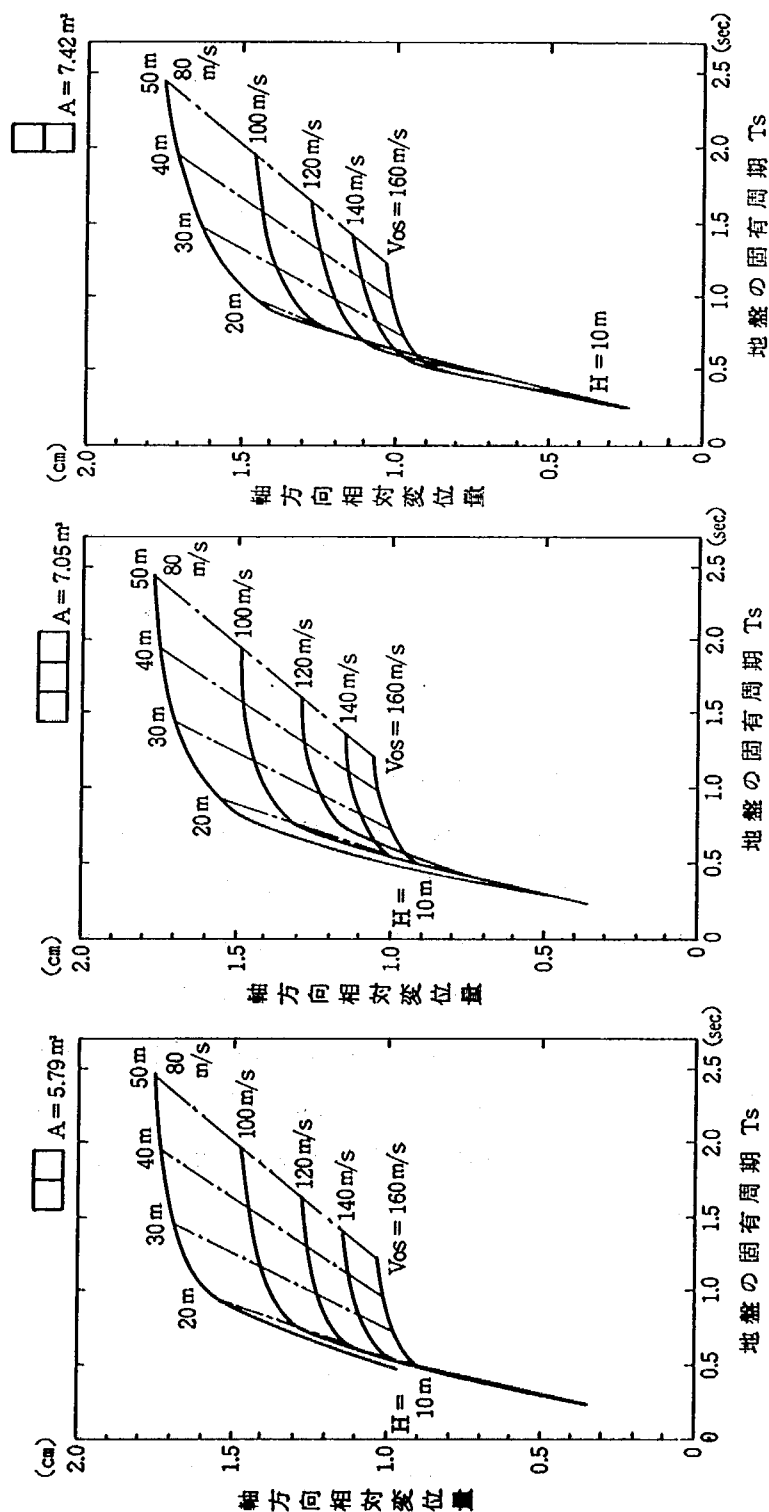


図-IV-1.1 地盤の固有周期と軸方向相対変位量の関係

IV-1.2 一般部地盤急変部

(1) 算定方法

IV-1.1に示した一般部一様地盤における継手部の相対変位量に加えて、地盤急変部の断面力の算定に用いた解析モデルに継手を設けたものとして、弾性床上的はり理論による数値計算で求められる継手部に生じる相対変位量を考慮することとする。(図-IV-1.2 参照)

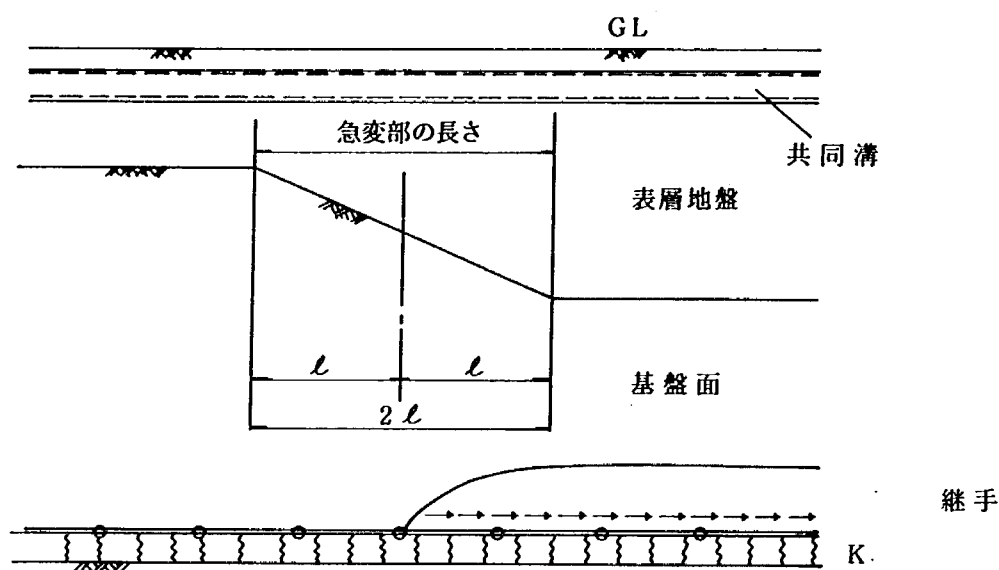


図-IV-1.2 地盤急変部における相対変位量解析モデル図

(2) 算定結果

図-IV-1.2に示した地盤急変部の相対変位差にもとづくモデルにより求められた継手部の軸方向相対変位(伸縮)量の算定結果をそれぞれ図-IV-1.3, 図-IV-1.4に示す。このうち, 図-IV-1.3は急変部の長さ $2l$ をパラメータとした一様地盤部の固有周期の差 $T_{S1} - T_{S2}$ と相対変位量との関係, 図-IV-1.4は周期差一定とした状態での $2l$ と相対変位量との関係である。

また, 図-IV-1.8には, T_{S1} , T_{S2} と相対変位量の固有周期の長い側の一様地盤の値に対する地盤急変部での値(=固有周期の長い側の一様地盤における相対変位量に図-IV-1.2に示したモデルにより求められる地盤急変部における相対変位量を加えたもの)との比を示したものである。同図によれば, 地盤急変部の継手部に生じる相対変位量は固有周期の長い側の一様地盤部での値の最大2倍程度となっていることがわかる。

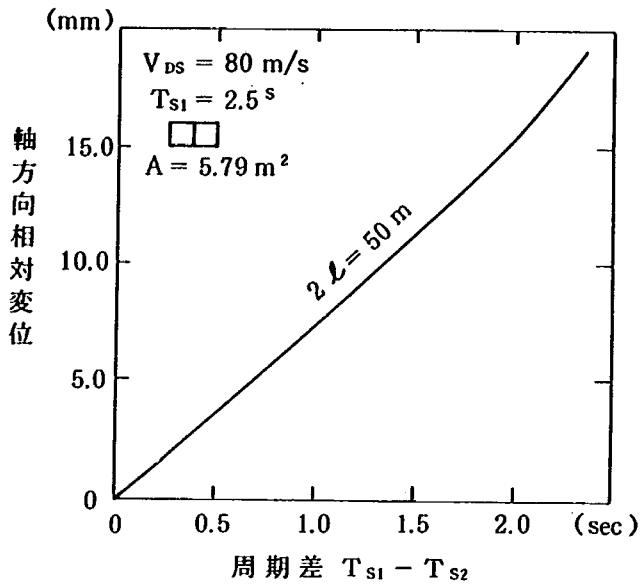


図-IV-1.3 急変部の長さ 2ℓ をパラメータとしたときの周期差と軸方向相対変位の関係

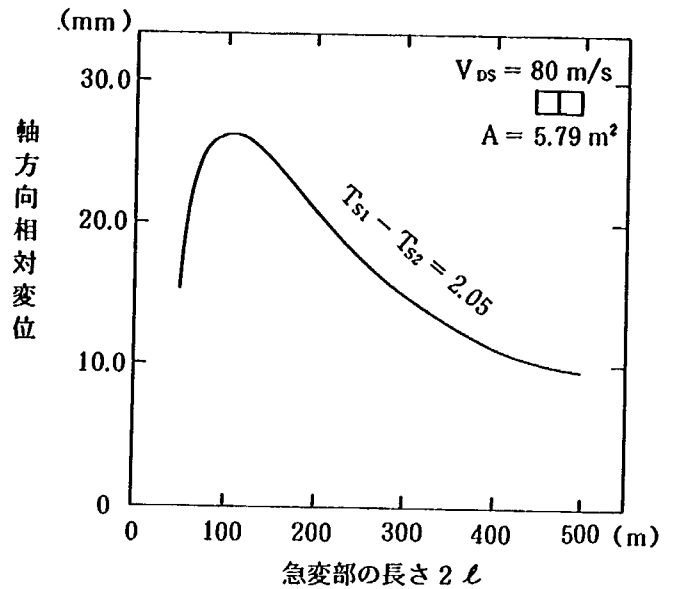
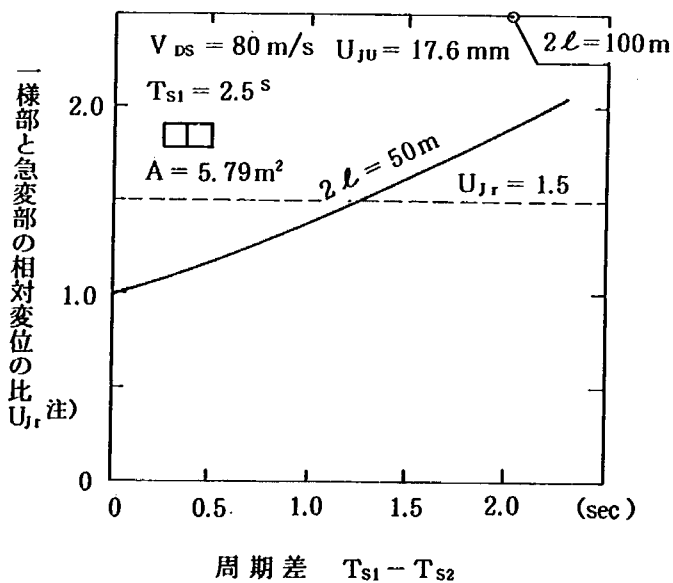


図-IV-1.4 周期差 $T_{S1} - T_{S2}$ をパラメータとしたときの急変部の長さ 2ℓ と軸方向変位の関係



注)

$$u_{Jr} = \frac{u_{Ju} + u_{JT}}{u_{Ju}}$$

ここで, u_{Ju} : 一様部の相対変位

u_{JT} : 急変部の相対変位

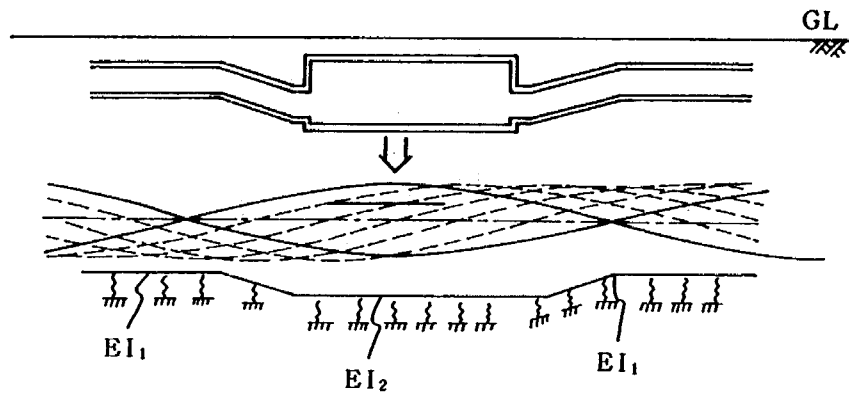
図-IV-1.5 $T_{S1} - T_{S2}$ と u_{JT} との関係

IV-1.3 構造変化部

(1) 算定方法

図-IV-1.6 に示すように, 一般部と特殊部との間の構造変化部に設けた継手部分に生じる相対変化(伸縮)量を地盤振動の変位振幅および波長を考えた応答変位法により求めることとした。

共同溝は極めて小さな値のバネでモデル化した継手で連結されたものとし, 弾性床上のはりとして取扱う。



図一IV－1.6 縦断方向に構造が変化する地合の計算モデル
(伏越部, 断面拡幅部, 特殊部)

(2) 算定結果

図一IV－1.7 に特殊部と一般部との間の構造変化部付近の継手の相対変位量の算定結果の一例を示す。この場合の共同溝の構造諸元は図一IV－1.8 に示す通りである。

					
軸方向変位 (cm) D_x					
-0.699	-0.701	-0.889	0.890	0.701	0.699
軸直角方向変位 (cm) D_z					
-0.010	-0.010	-0.054	0.056	0.010	0.010
軸直角方向回転角 ($\times 10^{-4}$ rad) R_y					
-1.562	-1.562	-1.834	-1.913	-1.561	-1.562

図一IV－1.7 特殊部モデル継手変位量

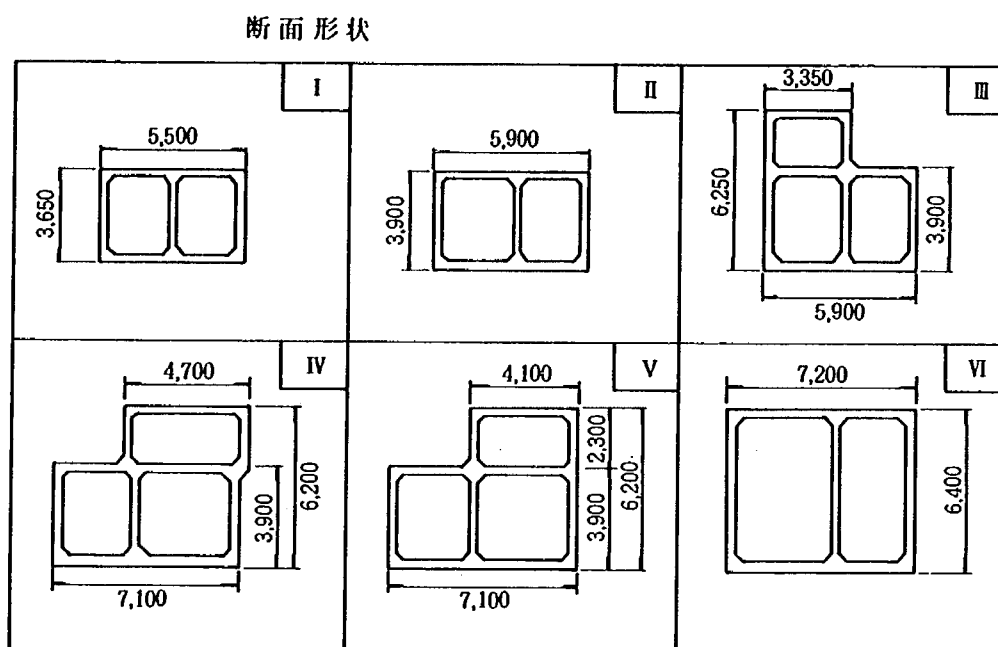
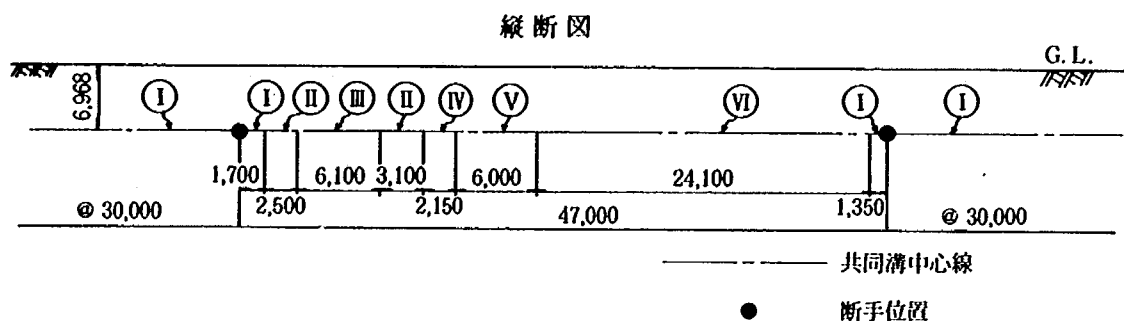


図-IV-1.8 特殊部モデル図

IV-2 耐震設計として採用する可とう性継手

本項では、前項に示した継手部における地震時相対変位量の試算結果にもとづき、共同溝の耐震設計として採用する可とう性継手の設置すべき位置、性能および考えられる構造型式について提案するものである。提案にあたっての基本的な考え方を以下に示す。

① 可とう性継手の設置すべき位置は

- a. 原則として地盤種別4種の一様地盤部
- b. 地盤急変部として耐震計算を行う範囲
- c. 構造変化部 — 地盤種別4種
- d. 液状化発生の可能性の高い沖積砂層が分布する箇所

② 可とう性継手の設計に考慮する変位は、軸方向一伸縮、ねじり一、水平方向一回転、せん断、鉛直面内一回転、せん断、の6自由度のうち、軸方向の相対伸縮量に着目することとする。

これは継手部の相対変位量に内する試算検討の結果、軸方向相対伸縮量以外の変位量は無視しうる

オーダーであることが明らかとなったためである。

- ③ 可とう性継手の性能は表層地盤の地震時のひずみ振幅を考慮したS波速度 V_{DS} により、3段階に分類し、各段階に応じ設計変位量を設定する。
- ④ 設計変位量は、相対変位量の算定式の精度や入力地震動強度のパラッキなどを勘案し、計算変位量の2倍とする。
- ⑤ 地盤急変部や構造変化部の設計変位量は、一様地盤部における値に適当な割増し係数を乗じて定めるものとする。
- ⑥ 継手部分の構造は、目地間隔と使用する止水板の取付け方式により分類することとし、目地間隔は設計変位量と等しくとる。また、止水板の取付け方式は、一様地盤と地盤急変部および構造変化部とは差をつけ、後者の方は取付け治具を設けることとし、可とう性効果に万全を期したものとする。
- ⑦ 可とう性継手は、地震時の変形、止水だけでなく、常時、施工時の沈下にも対応しうる構造とする他、耐震性、強度についても満足したものとする。

以上の諸点にもとづいて検討した可とう性継手の諸元の一覧を表Ⅳ-2.1に示す。また、同表に示した可とう性継手の代表例を図Ⅳ-2.1、図Ⅳ-2.2にそれぞれ示す。

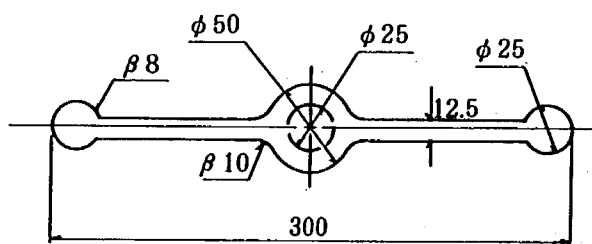
これらの図表に示した可とう性継手の構造に加えて、共同溝周辺の地盤が軟弱な場合には、従来から不等沈下対策として用いられてきているカラーを併用することが望ましい。

また、従来の例では継手部分にタイバーを設けている構造であるが、これは可とう性を低下させることになり、必ずしも耐震上は得策ではない。

スリッパについては、軸方向の伸縮は許容しうるものであり、常時おける不等沈下の量が小さい場で止水板の伸縮可とう性を保持しうる移動量を確保しておけば使用してもよい。

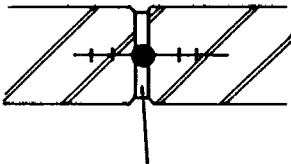
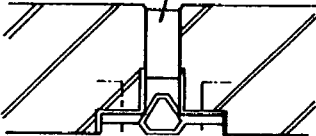
なお、地盤種別4種以外の耐震上問題とならないものと考えられる地盤に設けられる共同溝の継手についても、図Ⅳ-2.3に示すような伸縮性に富むゴム製の止水板を用いたものとすることが望ましい。

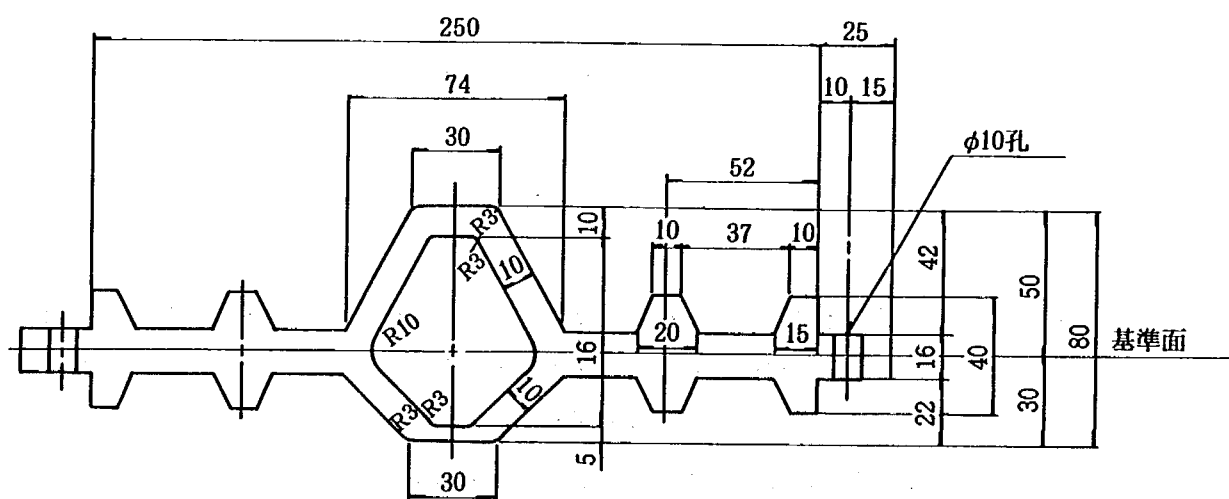
可とう性継手の性能に関するデータについては資料編Ⅲに示す。



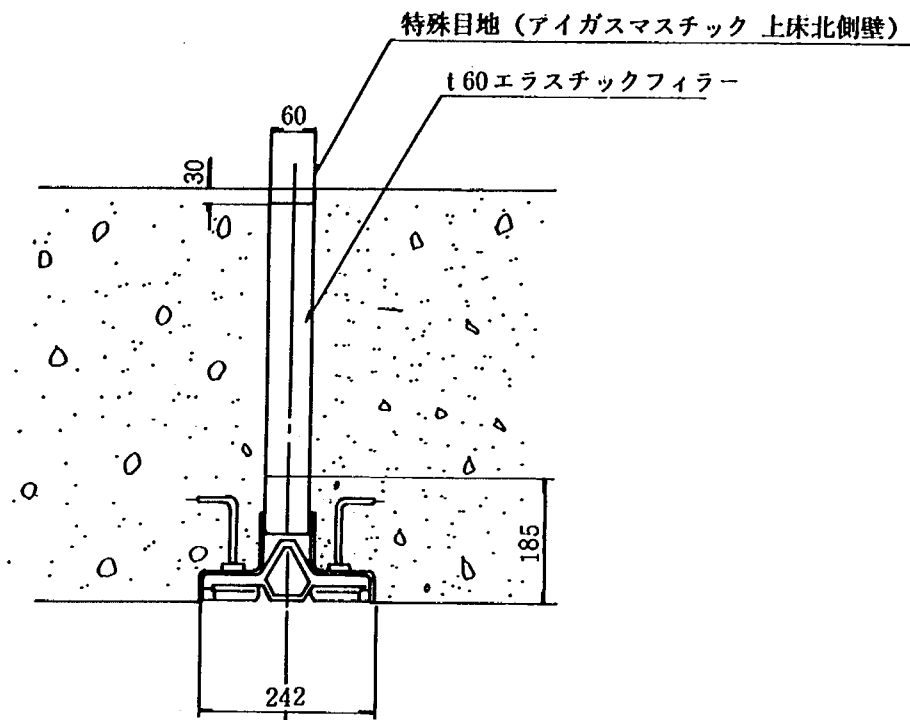
図Ⅳ-2.3 耐震上問題ないと考えられる箇所の継手に用いるゴム製の止水板の一例

表一Ⅳ－2.1 共同溝の耐震設計として採用する可とう性継手の諸元について

設計諸元 設計変位量 (cm)	可とう性継手の型式例	備 考
一様地盤部 $V_{DS} < 100$ $100 \leq V_{DS} < 130$ $130 \leq V_{DS}$	ゴム製止水板  エラストックフィラー	地盤種別 4 種
構造地盤急変部 $V_{DS} < 100$ $100 \leq V_{DS} < 130$ $130 \leq V_{DS}$	治具+ゴム製止水板 	構造変化部の 地盤種別：4 種 地盤急変部では斜面中 央付近から 30 m の間 隔で配置する。
液状化発生の可 能性の高い箇所	同 上	注) 構造変化部 } 地盤急変部 } に適用する継手のうち 最大の許容変位量を適 用する。



図一Ⅳ—2.1 地盤種別4種の一様地盤部分に用いる止水板(ゴム製)の例



図一Ⅳ－2.2 地盤急変部，構造変化部に適用する可とう性継手の例

－ 3 類似構造物における実施例

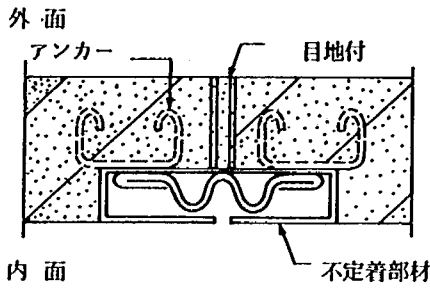
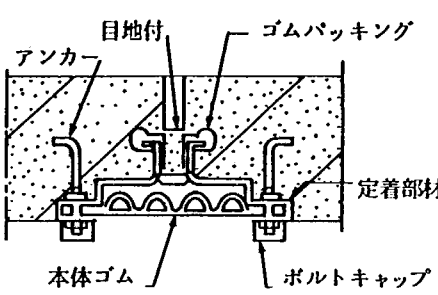
類似構造物での可とう性継手の実施例を以下に示す。

- (1) 下水道施設での例
- (2) 水道施設での例
- (3) LNG基地での例
- (4) 原子力発電所施設での例

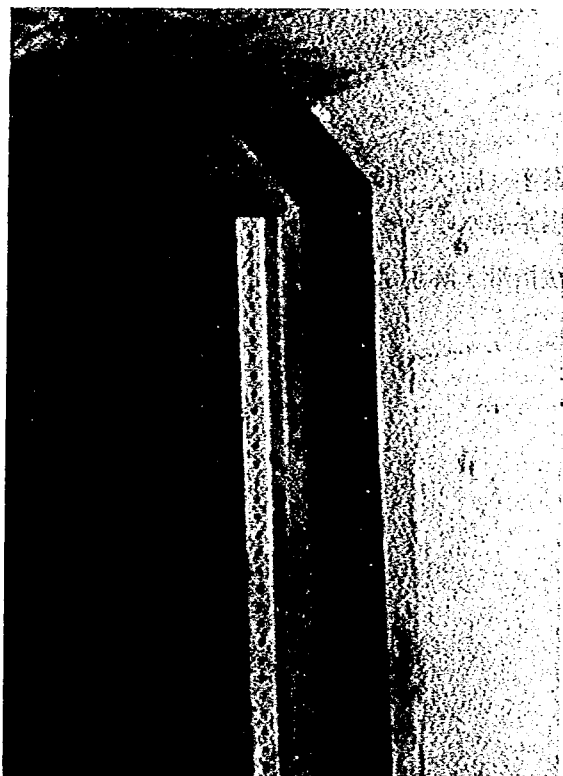
なお、(1)、(2)は主として不等沈下対策のために設置された例である。これらは、いずれもゴム製および金属製の治具からなり、耐蝕性に十分配慮することが重要である。このうち、(3)、(4)の重要施設では、一般に、地盤が良好な箇所でもこのような可とう性継手を用いており、共同溝で地盤条件が良好でない箇所に可とう性継手を用いることは、耐震性のレベルが自ずと異なることに留意すべきである。

(1) 下水道施設での可とう性継手

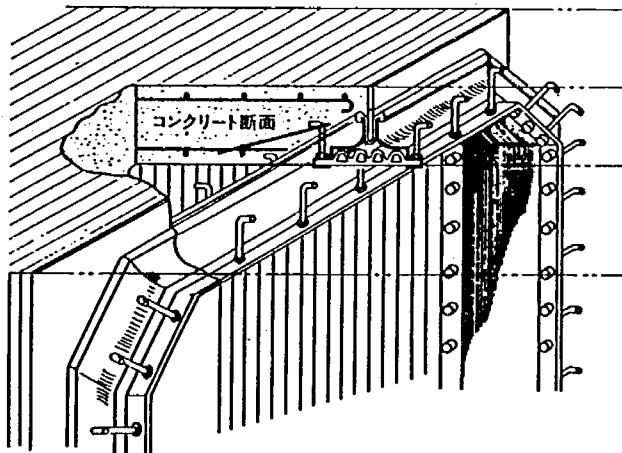
表一Ⅳー3.1 現場打ち鉄筋コンクリートきょ用可とう性伸縮継ぎ手(代表的なもの)

分 類	ゴ ム M 形	ゴ ム ベ ロ ー ズ 形
概 略 構 造		
変位主材費	M 形 ゴ ム	ゴ ム 蛇 腹
備 考	1. 工場で組立てのうえ、現場で所定の位置に取り付けられるため、比較的容易に完全な施工ができる。 2. ゴム蛇腹の特性で優れた可とう性を有し、大きな不同沈下を吸収でき、変位抵抗も小さい。	

下水道施設地震対策指針と解説より



ゴムM形ジョイント

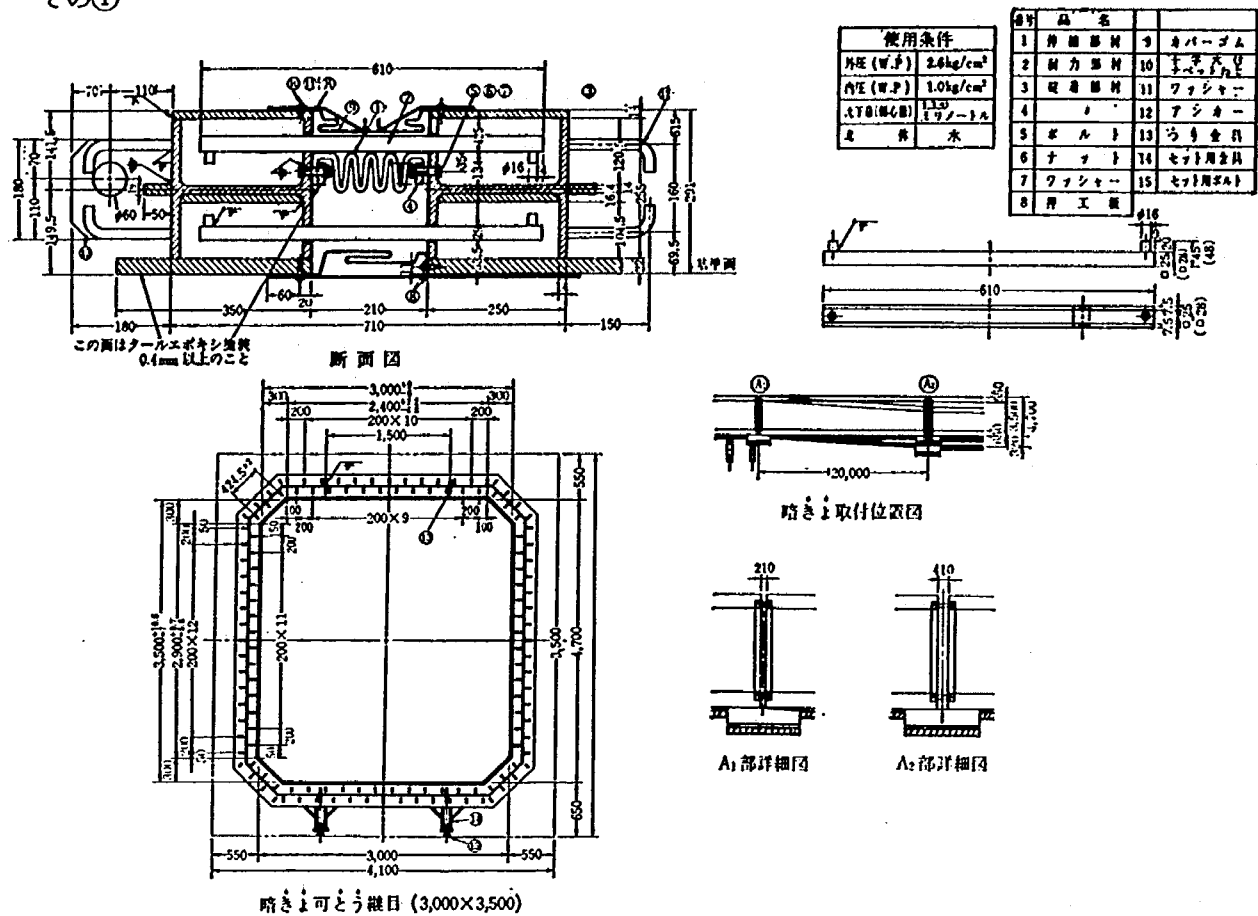


ゴムベローズ形ジョイント

図一Ⅳー3.1 可とう性継手の取付け例

(2) 水道施設での可とう性継手

その①

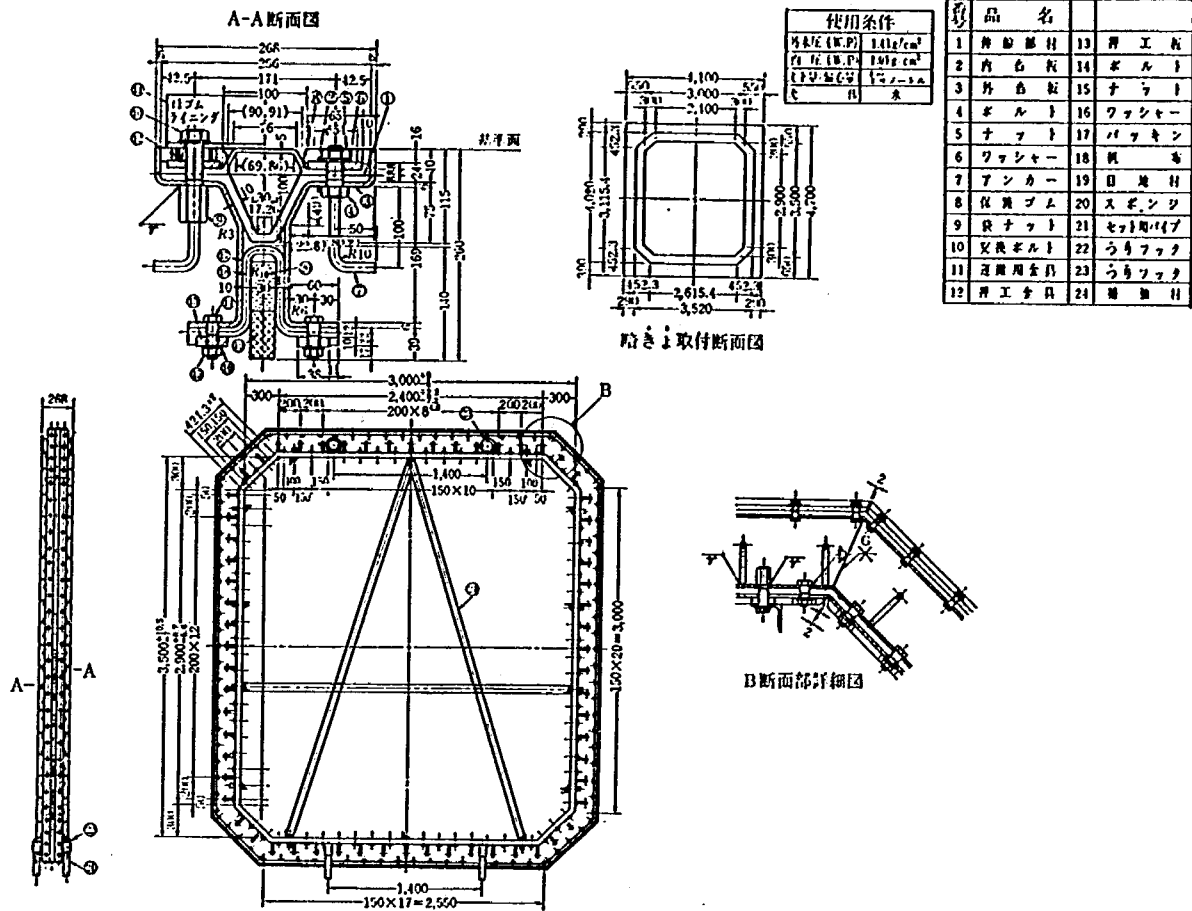


図一IV-3.2 導水暗きよ用伸縮可とう継手 (扉状変形タイプ)

(東京都三郷浄水場系導水暗きよ)

水道施設耐震工法指針・解説より

その②



(3) LNG基地洞道での可とう性継手

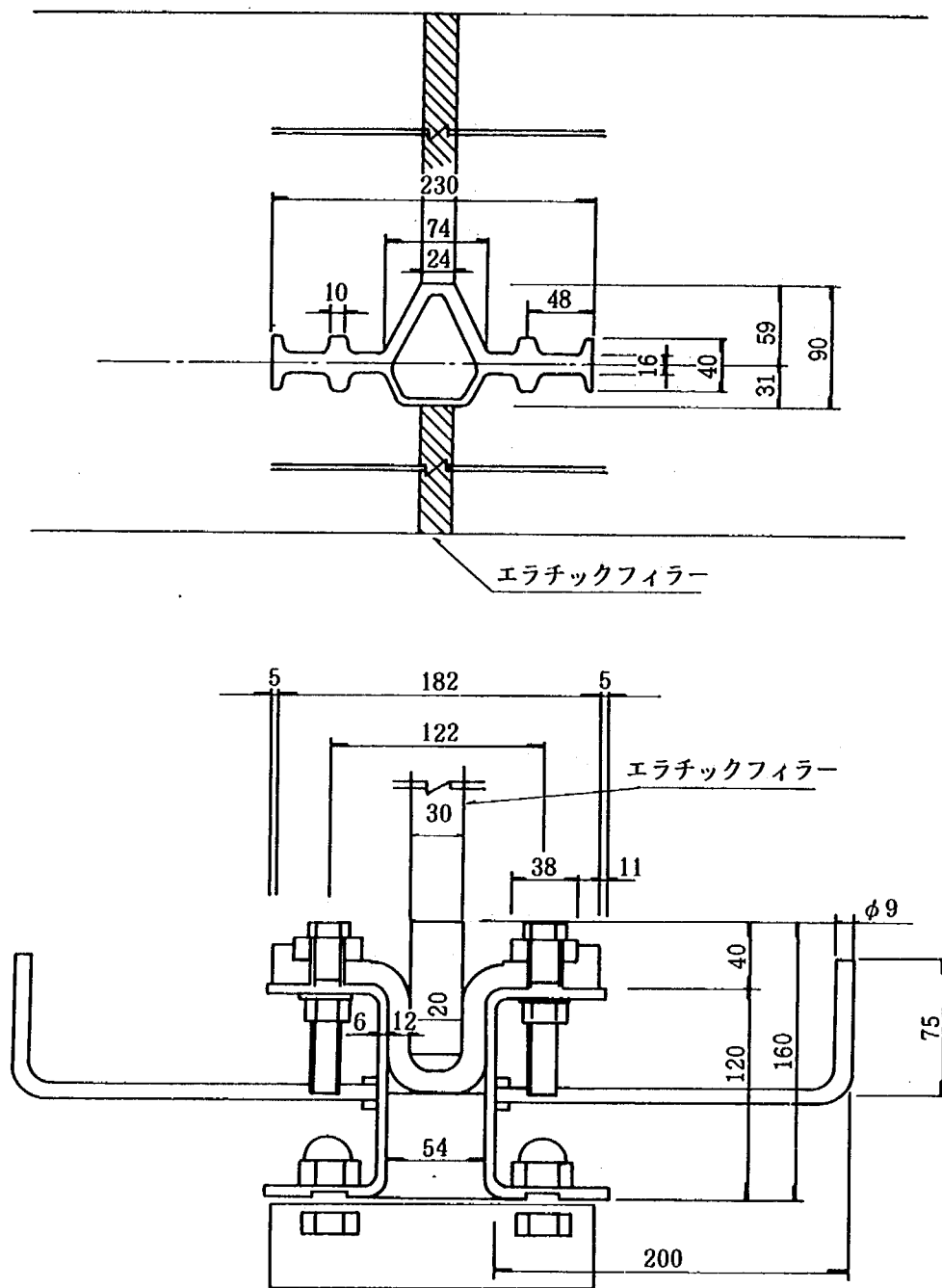
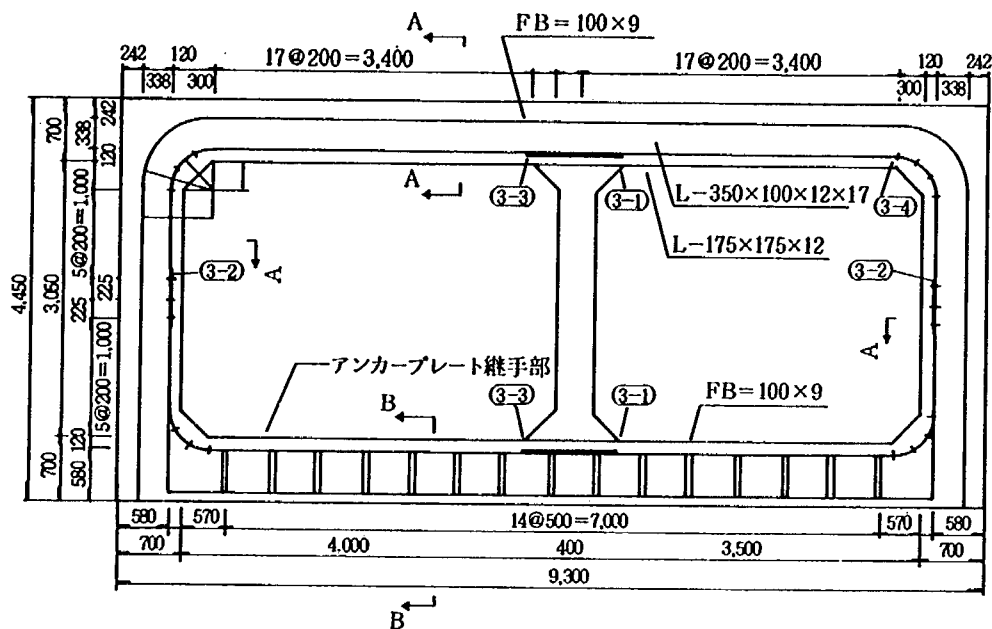


図-IV-3.4 洞道継手取付け図

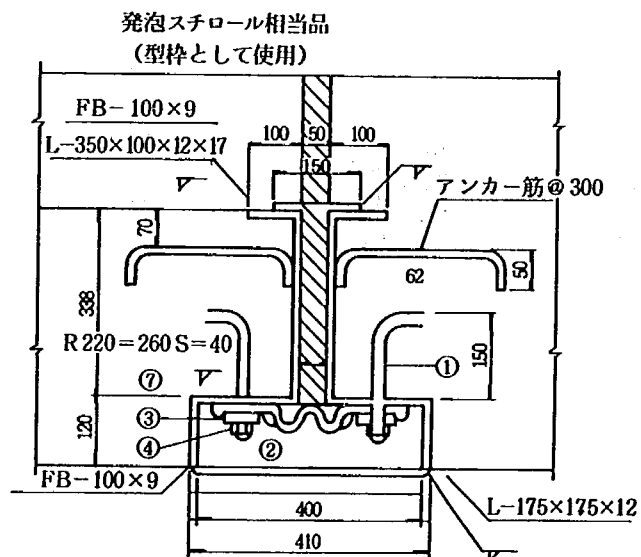
(4) 原子力発電所施設での例

その①

A系配管ダクトH/B側M型ジョイント取付部断面図 $s = 1/30$



A-A断面詳細図 $s = 1/5$



B-B断面詳細図 $s = 1/5$

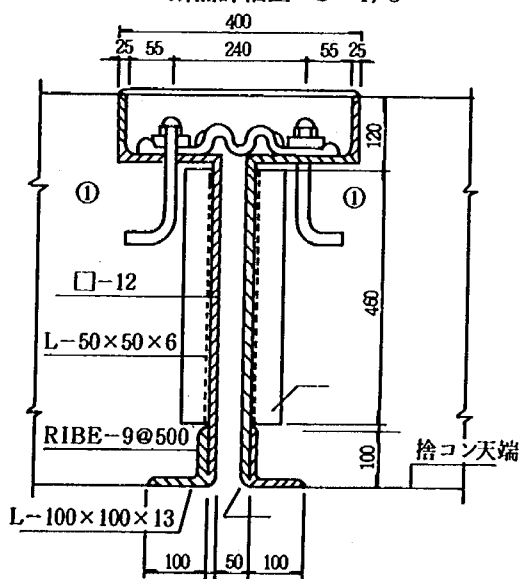
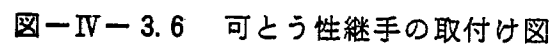


図-IV-3.5 M型耐震ジョイント取付け図

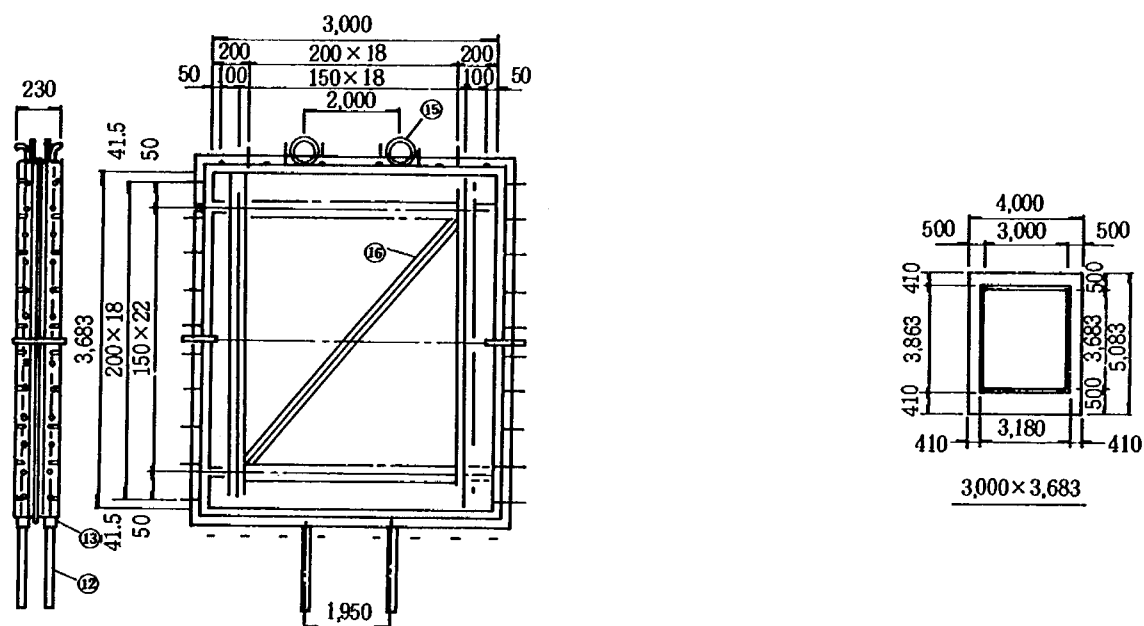


230
145
42.5
74
(65)
52
65
54
45.5
R10
10
20
8
15
9
24
39
51
90
100
50
R10

コノ面ハゴムライニングスルコト

基準面

1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11



番号	品名	材質	数量						備考
			3000×3683		3000×4660		2400×6271		
			1台		1台		1台		
1	伸縮部材	C R							
2	内当板	SS41						R 9×65	
3	外当板	"						R 9×65	
4	ボルト	SUS-304	184		212		240	M 20×50	
5	ナット	"	152		176		204	M 20 3種	
6	ワッシャー	"	184		212		240	M 20用	
7	アンカー	SS 41	140		164		180	φ13 丸鋼使用	
8	保護ゴム							② 受板上焼付	
9	袋ナット	SUS 304	32		36		36	M 20 袋長=4S	
10	交換ボルト	SS 41	32		36		36	M 20×80	
11	運搬用金具	"	16		18		18	L 65×65×6 L=200	
12	セット用パイプ	SGP	4		4		4	外保 P 48.6×t4.5 H=500	
13	平形ソケット	SS 41	4		4		4	呼びPT1½ L=55	
14	押出金具	SGP	32		36		36	外径 φ42.7×t3.5×L18	
15	吊フック	SS 41	4		4		4	φ16 丸鋼使用 内径φ100	
16	補強材	"						(100×50×5 L50×50×6	

— 135 —

共同溝耐震設計要領（案）

I S S N 0 3 8 6 - 5 8 7 8

土木研究所資料第 2144 号

昭和 59 年 10 月（1984）

建設省土木研究所

地震防災部長 岩崎敏男

キーワード 共同溝，耐震設計，応答変位法，液状化

要 旨

本報告は、建設省関東地方建設局、中部地方建設局、近畿地方建設局の委託により（財）国土開発技術研究センター内に設けられた「共同溝耐震性調査研究会」において審議検討された「共同溝の耐震性に関する調査」の中から、建設省道路局及び3地方建設局の許可を得て「共同溝耐震設計要領（案）」を抜粋してとりまとめたものである。



郵便はがき

四十円切手
をはって下
さい

3 0 5 - □ □

建設省土木研究所
耐震研究室
御中

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地

No. 195

No. 195

配布先氏名

配布先住所



土木研究所資料第2144号 部

上記のとおり受領しました。

所 属（住所）

氏 名 印