



地下構造物の耐震設計技術の開発に 関する共同研究報告書

平成元年8月

建設省土木研究所地震防災部耐震研究室
(株) 鴻 池 組
清 水 建 設 (株)
飛 島 建 設 (株)
フ ジ タ 工 業 (株)

Copyright © (1989) by P.W.R.I.

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

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、土木研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

地下構造物の耐震設計技術の開発に 関する共同研究報告書

建設省土木研究所 地震防災部耐震研究室

室長 川島一彦

(株)鴻池組 土木本部第一技術部構造課

課長 嶋村貞夫

清水建設(株) 大崎研究室

主席研究員 竹脇尚信

飛島建設(株) 総合企画本部技術開発部

主任 滝本幸夫

フジタ工業(株) 技術研究所土質基礎研究室

室長 中村正博

(いづれも代表者のみ)

要旨：

本報告書は、「地下構造物の耐震設計技術の開発に関する共同研究」の昭和63年度の研究成果をとりまとめたものである。本研究は、大都市域の土地利用の高度化にともない、今後大規模、大深度化が予想される地下構造物の耐震設計技術を開発することを目的として実施したものであり、本年度は、土木研究所が大断面シールドトンネルの耐震性に関する研究を、土木研究所及び飛島建設(株)が水平地下構造物の耐震性に関する研究を、土木研究所及び清水建設(株)が鉛直地下構造物の耐震性に関する研究を、土木研究所及び(株)鴻池組が地下構造物の免震技術に関する研究を、また、土木研究所及びフジタ工業(株)が地震防災システムの研究をそれぞれ分担して実施した。

キーワード：地下構造物、大深度地下、耐震設計、地震防災システム

研究担当者名簿

所	属	氏 名
建設省土木研究所		
	地震防災部 耐震研究室 室長	川 島 一 彦
	耐震研究室 研究員	杉 田 秀 樹
	耐震研究室	加 納 尚 史
(株)鴻池組		
	土木本部第一技術部 部長	小 野 紘 一
	構造課 課長	嶋 村 貞 夫
	構造課	河 西 寛
	構造課	大 本 修
清水建設(株)		
	大崎研究室 主席研究員	竹 脇 尚 信
	技術研究所 主任研究員	田 蔵 隆
	技術研究所	清 水 勝 美
	大崎研究室	福 武 毅 芳
飛島建設(株)		
	総合企画本部 技術開発部 部長	増 渕 孝 二
	技術開発部 主任	滝 本 幸 夫
	技術開発部 主任	森 伸一郎
	技術開発部	戸 早 孝 幸
フジタ工業(株)		
	土質基礎研究室 室長	中 村 正 博
	土質基礎研究室 ｴﾝｼﾞﾆｱ	斉 藤 悦 郎
	土質基礎研究室	中 野 浩 之
	土質基礎研究室	岸 下 崇 裕

目 次

1 章 まえがき	1
2 章 研究計画	2
2.1 研究体制	2
2.2 全体計画	3
3 章 大断面シールドトンネルの耐震設計法（土木研究所）	5
3.1 概要	5
3.2 大断面シールドトンネルの耐震設計法	6
3.2.1 概要	6
3.2.2 既往の研究	6
3.2.3 今後の検討課題	10
3.3 シールドトンネル内地震体験者ヒアリング調査結果	15
参考文献	16
付属資料 ヒアリング調査議事録	37
4 章 幅広トンネルの耐震計算法（土木研究所）	44
4.1 概要	44
4.2 幅広トンネルの耐震解析手法の開発	45
4.2.1 解析手法の概要	45
4.2.2 表層地盤の3次元的な解析モデル化手法	46
4.2.3 幅広トンネルの直交異方性板シェル要素へのモデル化手法	48
4.3 今後の検討課題	51
参考文献	51
5 章 平面ひずみ構造物及び軸対称構造物の耐震設計法（土木研究所、清水建設㈱）	57
5.1 はじめに	57
5.2 現行の耐震設計法の整理及び問題点	58
5.2.1 調査対象指針類	58
5.2.2 各指針類の耐震設計における現状	59
5.2.3 現行諸指針の大深度地下構造物への適用性の検討	75
5.3 地震観測、数値解析及び設計法に関する文献調査	80
5.3.1 平面ひずみ構造物	81
5.3.2 軸対称構造物	89
5.4 震害事例に関する文献調査	101

5.5	今後の研究課題	104
	参考文献	106
6章	地下構造物に対する地震荷重（土木研究所、飛島建設(株)）	137
6.1	はじめに	137
6.1.1	概要	137
6.1.2	一般的な地震荷重のとらえ方	138
6.1.3	地下構造物に対する地震荷重のとらえ方	140
6.1.4	文献調査による耐震技術の動向	140
6.2	地下構造物に関する現行の耐震規定	147
6.2.1	調査対象と検討項目	147
6.2.2	各基準、指針の比較検討	148
6.2.3	幅広地下構造物の耐震設計法の現状	158
6.2.4	まとめ	160
6.3	地下構造物の震害事例（トンネルの震害事例）	161
6.3.1	日本の鉄道トンネルにおける震害事例	161
6.3.2	地震動による岩盤トンネルの震害事例	167
6.4	地中地震観測	174
6.4.1	地下構造物の地震観測	174
6.4.2	地盤のアレー地震観測	187
6.5	現行のまとめと今後の方針	192
付属資料1	・・・ 文献リスト	193
2	・・・ 文献抄録	205
7章	地下構造物の免震技術に関する研究（土木研究所、(株)鴻池組）	208
7.1	はじめに	208
7.2	地下構造物の地震時被害形態	210
7.2.1	地震時被害形態に関する文献調査	211
7.2.2	地震時に想定される被害形態	213
7.2.3	地下構造物に対する免震の意義	217
7.3	地下構造物の免震方法	218
7.3.1	地下構造物の免震・制震技術に関する文献調査	218
222	7.3.2 地下構造物の免震方法	222
7.4	地下構造物に対する免震構造の適用性の検討	229
7.4.1	地下構造物の機能と免震方法	229

7.4.2	実構造物への免震方法の適用	231
7.5	まとめ	234
8章	地下空間の地震防災方法（土木研究所、フジタ工業(株)）	236
8.1	はじめに	236
8.2	機能と抽出分類	238
8.2.1	位置付け	238
8.2.2	ブレーストローミング	239
8.2.3	機能の抽出及び分類方法	241
8.3	基本機能及び上位機能間の関連性	245
8.4	上位機能の評価	251
8.4.1	法規制・基準・組織を整備する	253
8.4.2	地下の環境特性を利用する	257
8.4.3	地上環境をまねる	260
8.4.4	非常用施設を整える	263
8.4.5	情報をコントロールする	267
8.4.6	教育・訓練をする	270
8.4.7	救出・救護体制を整える	274
8.4.8	乗り物・携帯品を改善する	276
8.4.9	地下構造物を守る	278
8.4.10	防犯・保安体制を整える	281
8.5	まとめ	282
8.6	おわりに	283
	参考文献	284
9章	まとめ及び今後の検討方法	286

第1章 まえがき

東京等の大都市圏では、地上での土地利用の厳しい制約等から、地下空間を利用した構造物、特に全く新しい利用目的及び利用形態を有した構造物の建設が予想されている。従来、地下施設は地上施設と比較すると一般に地震の影響を受けにくいと言われているが、我国は世界第一級の地震国であり、大規模な地下構造物の建設に際しては、耐震性の検討が重要と考えられている。そのためには、今後の新しい利用形態や構造特性に見合った耐震設計技術の開発を図っていく必要がある。

建設省土木研究所では、総合技術開発プロジェクト「地下空間の利用技術の開発」に関連して、昭和63年度から平成3年度までの4か年間にわたる「地下構造物の耐震設計技術に関する共同研究」を計画した。昭和63年度は、飛島建設(株)、清水建設(株)、(株)鴻池組、及び、フジタ工業(株)の参加により研究を実施した。

本共同研究は、大規模地下構造物の耐震設計技術の開発を目的として実施するものであり、63年度は、土木研究所が大断面シールドトンネルの耐震性に関する研究を、土木研究所及び飛島建設(株)が水平地下構造物の耐震性に関する研究を、土木研究所及び清水建設(株)が鉛直地下構造物の耐震性に関する研究を、土木研究所及び(株)鴻池組が地下構造物の免震技術の研究を、また、土木研究所及びフジタ工業(株)が地震防災システムの研究を分担して実施した。本共同研究報告書は、上記63年度分の研究成果をとりまとめたものである。

第2章 研究計画

2. 1 研究体制

本共同研究は、土木研究所及び民間4社によって実施するものである。研究の実施に際しては、大規模地下構造物の耐震設計技術の開発を目指して、各社が得意とする研究課題を募り、以下に示すように調整を図ることとした。

- (1) 大断面シールドトンネルの耐震性に関する研究
- (2) 水平地下構造物の耐震性に関する研究
- (3) 鉛直（軸対称）地下構造物の耐震性に関する研究
- (4) 地下構造物の免震技術の研究
- (5) 地震防災システムの研究

研究の分担、及び、研究年次計画は以下の通りである。

研究分担の概要

研 究 項 目	研 究 分 担					備 考
	土研	鴻池	清水	飛島	フジタ	
1. 大断面シールドトンネルの耐震性に関する研究	○					
2. 水平地下構造物の耐震性に関する研究	○			○		
3. 鉛直（軸対称）地下構造物の耐震性に関する研究	○		○			
4. 地下構造物の免震技術の研究	○	○				
5. 地震防災システムの研究	○				○	

2. 2 全体計画

(1) 大断面シールドトンネルの耐震性に関する研究

研 究 項 目	昭和63年度	平成元年度	2 年度	3 年度
既往の研究及び問題点の整理				
覆工剛性(軸方向)の非線形性のモデル化				
二次覆工鉄筋量の検討				
横断面の耐震解析手法の検討				
とりまとめ				

(2) 水平地下構造物の耐震性に関する研究

研 究 項 目	昭和63年度	平成元年度	2 年度	3 年度
耐震規定・震害事例・地震観測の文献調査				
構造物及び周辺地盤の振動特性の検討				
地震応答解析手法の検討				
地盤条件変化部における耐震性の検討				
とりまとめ				

(3) 鉛直(軸対称)地下構造物の耐震性に関する研究

研 究 項 目	昭和63年度	平成元年度	2 年度	3 年度
耐震規定・既往研究の文献調査				
構造物に生じる地震時応力の解析的検討				
静的手法による耐震安全性評価法の検討				
地震応答解析手法の検討				
地盤条件変化部における耐震性の検討				
とりまとめ				

(4) 地下構造物の免震技術の研究

研 究 項 目	昭和63年度	平成元年度	2 年度	3 年度
地下構造物の地震時被害形態の把握				
地震時被害の発生を防ぐ免震方法の分類				
免震構造及び使用材料の検討				
免震効果の検証				
とりまとめ				

(5) 地震防災システムの研究

研 究 項 目	昭和63年度	平成元年度	2 年度	3 年度
地震防災方法についての調査及び検討				
不安感についてのアンケート調査				
不安感についての数値化及び構造化				
地震防災時の心理的影響度の検討				
地震防災時の心理的影響度予測システムの提案				

第3章 大断面シールドトンネルの耐震設計法

3. 1 概要

都市トンネルの施工法の1つであるシールド工法は、従来、海底や河底等比較的軟弱な地盤中にトンネルを建設する場合に用いられてきた特殊工法である。シールド工法は、開削工法等他のトンネル施工法に比べて、地盤沈下など周辺地盤への影響が少なく、また施工中に地上の交通を妨げない上、既設構造物の下や地下深くにトンネルを建設する場合には経済性および安全性が優れているといった特徴を有している。元来、我が国の主要都市は軟弱な沖積層の上に発展していることもあり、シールド工法は都市トンネルの代表的施工法として定着している。

シールド工法によるトンネル（以下シールドトンネルと呼ぶ）は、上下水道、地下鉄道、自動車道路、電力・通信ケーブル用洞道など、都市機能を支える重要度の高い構造物として建設されることが多く、近年の都市部での土地利用の厳しい制約により、その需要は高まる一方である。将来の大深度地下開発においては、シールドトンネルが大きな柱となるであろうことが容易に想像される。

シールドトンネルを大深度地下に建設する場合には、建設深度がトンネルの地震時挙動に及ぼす影響について詳細な検討が要求される。しかしながら、現在までにシールドトンネルが大規模な地震を経験した事例が少なく、地震の影響に関する経験的な知見が十分でないことなどにより、シールドトンネルの耐震設計法は整備されていないのが現状である。ここでは、シールドトンネルの変形特性、破壊特性および剛性に関して、これまでに明らかにされている点を整理するとともに、シールドトンネルを大深度地下に建設する場合に検討が必要な項目についてとりまとめるものである。

3. 2 大断面シールドトンネルの耐震設計法

3.2.1 概要

線状地中構造物の耐震性を評価するための手法としては、地震時に地盤に生じるひずみを基本として、トンネルに正弦波状の地盤振動を静的に作用させる応答変位法、およびバネ～質点にモデル化した地盤に地震動を入力し、トンネルに地盤の応答を動的に作用させる動的解析法の2つが一般に用いられている。これらの解析法では、トンネルを弾性床上の梁としてモデル化するため、シールドトンネルの長手方向剛性を適切に評価することが必要となるが、多数のセグメントおよび継手で構成され、さらに二次覆工が施される場合もある覆工の剛性を算定するのは容易でなく、現行の剛性評価手法も覆工部材の力学特性に関する多くの仮定に基づいたものであることから、シールドトンネルの覆工剛性については不明な点が多い。

以上の観点から、当所では、シールドトンネルの覆工剛性および地震時挙動を明らかにすることを目的として、これまでに以下に示す検討を行っている^{1)～10)}。

1) シールドトンネル模型の載荷実験

- ① リングを組んだトンネル模型の正負交番軸力載荷実験³⁾⁵⁾⁶⁾
- ② 〃 正負交番曲げ載荷実験⁹⁾
- ③ 〃 正負交番ねじり載荷実験¹⁰⁾

2) 載荷実験に基づく、トンネル長手方向剛性の評価手法の検討¹⁾⁵⁾

3) 数値解析による、シールドトンネルの耐震性の検討

- ① 覆工剛性の非線形性がトンネルの耐震性に及ぼす影響の検討²⁾
- ② 併設されたシールドトンネルの耐震性の検討⁴⁾
- ③ 立坑との取り付け部の耐震性の検討⁷⁾
- ④ 曲線部を有するシールドトンネルの耐震性の検討⁸⁾

3.2.2 既往の研究

上述した各検討項目について、概要をとりまとめると以下の通りである。

(1) シールドトンネル模型の載荷実験

1) リングを組んだシールドトンネル模型の正負交番軸力載荷実験

写真 3 - 1 は載荷実験の状況を示したものである。実験供試体は、外径 1.8m の RC シールドトンネルを 4 リング分とし、二次覆工のないもの、およびあるものの 2 種類を作成した。供試体には、2 台のアクチュエータを用いて正負交番の軸力を載荷した。

供試体の破壊性状を示すと図 3 - 1 の通りである。また、載荷履歴と損傷の進展順序を示すと図 3 - 2 の通りである。

2) リングを組んだシールドトンネル模型の正負交番曲げ載荷実験

1) と同じ供試体および載荷装置を用いて、2 台のアクチュエータを逆位相で操作することにより、正負交番の曲げモーメントを載荷した。

供試体の破壊性状を示すと図 3 - 3 の通りである。また、載荷履歴と損傷の進展順序を示すと図 3 - 4 の通りである。

3) リングを組んだシールドトンネル模型の正負交番ねじり載荷実験

写真 3 - 2 は載荷実験の状況を示したものである。実験供試体は 1) と同じものを用いて、供試体を立てた状態で、2 台のアクチュエーターにより正負交番のねじり力を載荷した。

供試体の破壊性状を示すと図 3 - 5 の通りである。また、載荷履歴と損傷の進展順序を示すと図 3 - 6 の通りである。

(2) 載荷実験に基づく、トンネル長手方向剛性の評価手法の検討

1) に示した正負交番軸力載荷実験結果を踏まえて、シールドトンネル長手方向の剛性および耐力の評価方法を提案した。

1) 二次覆工のない場合

実験結果によれば、シールドトンネルの変形は次の 4 段階に分けて考えることができる (図 3 - 7 参照)。すなわち、

- ① リング継手金具面板がまだ降伏していない状態
- ② リング継手金具面板の両端が降伏した状態
- ③ リング継手金具面板のボルト位置でも降伏した状態
- ④ リング継手のアンカー鉄筋が降伏した状態

である。リング継手の剛性を金具面板の曲げ剛性から評価すれば、上記①～③の状態におけるシールドトンネルの剛性および耐力は、リング継手とセグメントを

直列バネとしてモデル化することにより評価できる。④の状態になると、コンクリートとアンカー鉄筋の付着切れやセグメントコンクリートのクラックが発生するため、剛性の評価は難しい。ただし、アンカー鉄筋が降伏・破断する時の耐力は、鉄筋の降伏・破断強度から評価することができる。

2) 二次覆工のある場合

1)と同様に、実験結果から、トンネルの変形を次の7段階に分けて考える(図3-8参照)。すなわち、

- ① リング接合面位置で二次覆工にクラックが発生するまでの状態
- ② リング接合面位置で二次覆工鉄筋が降伏するまでの状態
- ③ リング継手金具面板の両端が降伏するまでの状態
- ④ リング継手金具面板のボルト位置でも降伏するまでの状態
- ⑤ リング継手のアンカー鉄筋が降伏するまでの状態
- ⑥ リング継手のアンカー鉄筋が破断するまでの状態
- ⑦ 二次覆工鉄筋が破断するまでの状態

である。上記①の状態におけるトンネルの剛性および耐力は一次覆工と二次覆工を並列バネにモデル化することにより、また②～④の状態についてはトンネルリングおよびリング継手・二次覆工鉄筋を直列バネにモデル化することにより、それぞれ評価できる。⑤以降になると、鉄筋とコンクリートの付着切れや、各部に発生するクラックのために剛性を評価するのは難しい。ただし、二次覆工鉄筋が破断するときの耐力は鉄筋の破断耐力から評価することができる。

以上の手法を用いて供試体の剛性および耐力を評価し、実験により得られた載荷履歴曲線と比較すると図3-9のようになる。

(3) 数値解析による、シールドトンネルの耐震性の検討

1) 覆工剛性の非線形性がトンネルの耐震性に及ぼす影響の検討

シールドトンネルの耐震解析上の特徴は、覆工の長手方向剛性が圧縮側と引張側とで異なる点である。このため、覆工剛性の非線形性を考慮した地震応答解析を実施し、覆工剛性を線形とした解析結果との比較を行うことにより、覆工剛性の非線形性がトンネルの耐震性に及ぼす影響を検討した。

非線形解析、引張側剛性のみを用いた線形解析および圧縮側剛性のみを用いた

線形解析を行って得られた軸力の時刻歴波形を示すと図3-10の通りである。

これによれば、非線形解析における引張側と圧縮側の波形は、それぞれ引張側剛性および圧縮側剛性のみを用いた線形解析結果とよく一致している。また、引張側と圧縮側の軸力の比は約1/4となり、引張側と圧縮側の剛性の比に一致した。

2) 併設されたシールドトンネルの耐震性の検討

地盤条件が複雑に変化する箇所にシールドトンネルが併設された場合には、各々のトンネルの地震時挙動は異なり、トンネルを相互に連絡横坑で連結した場合にはトンネルに何等かの影響が生じるものと考えられる。このため、3本併設されたシールドトンネルを連絡横坑で連結したモデルを用いて地震応答解析を行い、連絡横坑の有無および連絡横坑の連結条件が本線トンネルの耐震性に及ぼす影響を検討した。

連絡横坑を設けたことにより、新たに本線トンネルに生じた曲げモーメントおよびせん断力の分布を示すと図3-11の通りである（軸方向加振時）。連絡横坑の影響は、断面力のうち特に曲げモーメントおよびせん断力に現れ、その大きさは連絡横坑がない場合に本線トンネルに生じる最大曲げモーメントおよび最大せん断力の約30%~50%である。

連絡横坑の接続部に可撓性継手を設けた場合に、本線トンネルに生じた曲げモーメントおよびせん断力の分布を示すと図3-12の通りである。可撓性継手の存在により、最大曲げモーメントおよび最大せん断力は約4%~10%に低減された。

3) 立坑との取り付け部の耐震性の検討

シールドトンネルと立坑とは地震時の挙動特性が異なるために、両者の取り付け部付近には大きな断面力が生じやすく、また両者間に可撓性継手を設けた場合には大きな相対変位が生じやすい。このため、トンネルと立坑を一体とした解析モデルを用いて地震応答解析を行い、取り付け部の耐震性を検討した。

トンネルに生じた断面力の分布を示すと図3-13の通りである。水平軸回りの曲げモーメントおよび鉛直方向のせん断力は、立坑の存在により新たに生じた。また軸力は、立坑がない場合の150%程度となった。

立坑との取り付け部に可撓性継手を設けた場合に、トンネルに生じる応答変位の分布を示すと図3-14の通りである。断面力は大きく低減する代わりに、14

・6mmの最大相対変位が、また 1.5×10^{-3} の最大相対回転角が生じた。

4) 曲線部を有するシールドトンネルの耐震性の検討

地下利用の高度化にともない、曲線部を有するシールドトンネルの建設が頻繁に行われている。トンネルの曲線部では、地震時に断面力が集中しやすく、耐震上の弱点となることが予想される。このため直線状トンネルと曲線部を有するトンネルの両方について地震応答解析を行い、曲線部がシールドトンネルの耐震性に及ぼす影響を検討した。

シールドトンネルに生じた断面力の分布を示すと図3-15の通りである。軸力は曲線部でやや小さくなっているが、曲げモーメントおよびせん断力はそれぞれ直線状トンネルに生じた値の約1.8倍、24倍に達している。

3.2.3 今後の検討課題

既往の検討を踏まえて、シールドトンネルの耐震性について、これまでに明らかにされた点を取りまとめると、以下の通りである。

(1) シールドトンネルの変形特性

1) 損傷の発生

軸力および曲げによるトンネルの損傷は、二次覆工のあるなしに関わらずリング接合面のみに生じ、これ以外の箇所には生じにくい。したがって、リング接合面における挙動の把握がトンネルの耐震設計上最も重要となる。

ねじりによるトンネルの損傷は、リング接合面にとどまらず、トンネル全体にわたって生じやすい。これは、個々のセグメントが回転変形をすることにより、ねじり変形を吸収しようとするためである。したがって、軸力や曲げとは異なり、ねじりに対する耐震性の検討はトンネル全体系で行う必要がある。

2) 損傷の進展順序

軸力および曲げによって生じる損傷は、概ね同様に進展する。進展の順序は次のようである。

- ① リング接合面の位置で二次覆工にクラックが発生
- ② リング接合面の位置で二次覆工鉄筋が降伏
- ③ リング継手金具面板が降伏
- ④ リング継手のアンカー鉄筋が降伏

⑤ リング継手のアンカー鉄筋が破断

⑥ 二次覆工鉄筋が破断

ただし、①、②および⑥は二次覆工がある場合である。また、②と③および⑤と⑥等は、材料の強度変形特性によって前後する場合がある。

ねじりによって生じる損傷は、次のように進展する。

① リング接合面で滑りが発生

② 二次覆工に螺旋状のクラックが発生

③ セグメントの回転変形

④ 供試体の外周面にクラックが発生

⑤ リング継手のアンカー鉄筋が破断

⑥ リング継ボルトが破断

ここに、①は二次覆工がない場合、②は二次覆工がある場合のみに生じる損傷であり、①～③はねじりを受けるトンネルに特有の損傷である。また、二次覆工がある場合については⑤以降までの実験を行っておらず、明らかでない。

3) 損傷の集中・分散

軸力・曲げを受けるトンネルで、二次覆工がない場合には、いずれかのリング接合面でリング継手が降伏するまでは各リング接合面は均等に変形するが、リング継手の降伏が生じるとこれ以降の損傷はただ一つのリング接合面のみに集中する。一方、二次覆工がある場合には、二次覆工に配置される長手方向鉄筋の働きにより、トンネルが完全な破壊に至るまで損傷は各リング接合面に分散して生じる。ただし、二次覆工が無筋であったり、二次覆工鉄筋量が少ない場合には、リング接合面位置で二次覆工にクラックが生じた瞬間に、当該リング接合面は二次覆工のないトンネルと同じ状態になり、そのリング接合面のみが被害を受けることになる。これを防止するためには、次のように二次覆工コンクリートの引張強度以上の配筋をしておく必要がある。

$$A_{smin} \times \sigma_s \geq A_c \times \sigma_c \quad (3.1)$$

ここに、 A_{smin} :二次覆工の長手方向最小鉄筋量

A_c :二次覆工コンクリートの断面積

σ_s :地震時割増しを考慮した鉄筋の許容応力度

σ_c :二次覆工コンクリートの許容引張応力度

ねじりを受けるトンネルでも、リング接合面の損傷の集中・分散に関しては上述した傾向が認められる。ねじりの場合には、トンネルの損傷はリング接合面に限るものではないが、最終的にはリング接合面の損傷がトンネルとしての破壊をもたらすと考えられるため、二次覆工鉄筋の設計には式(3.1)に示す配慮をしておく必要がある。

4) 二次覆工のないシールドトンネルの耐震化方策

二次覆工がないトンネルでは、リング継手金具面板が”く”の字状に変形し、定着板がボルトボックス内に折れ曲げられた結果、アンカー鉄筋が引張力と曲げを受けて破断している。したがって、ボルトボックス内にコンクリートを充填して定着板の変形を抑制することが、アンカー鉄筋の破断を遅らせ、トンネルの耐力を高める上で有効である。

(2) シールドトンネル長手方向の剛性および耐力の評価手法

3.2.2(2)ですでに示したように、シールドトンネル長手方向の剛性および耐力の評価手法を提案した。

二次覆工のないトンネルについては、リング継手金具面板の両端およびボルト位置で降伏が生じるまでは、トンネルの変形をよく表現できる。また、トンネルの最大耐力はアンカー鉄筋の破断強度から精度よく推定することができる。

二次覆工のあるトンネルについては、二次覆工鉄筋およびリング継手金具面板の両端が降伏するまでは、トンネルの変形を概ね表現できる。ただし、これ以降になると、トンネルの耐力を過小評価する傾向がある。この理由としては以下のことが考えられる。

- ① 継手金具面板の変形が、ボルトボックス内に充填された二次覆工コンクリートのために、二次覆工がないトンネルの場合とは異なる。
- ② リング継手金具面板がボルト位置で降伏した後の面板の剛性が反映されていない。

(3) シールドトンネルの挙動特性

1) 覆工剛性の非線形性がトンネルの耐震性に及ぼす影響

トンネルに生じる軸力は引張側と圧縮側とで異なり、その比は概ね引張側と圧

縮側の剛性の比に等しい。また、トンネルの引張側の挙動は、引張剛性のみを用いた線形解析を行うことにより、トンネルの圧縮側の挙動は、圧縮剛性のみを用いた線形解析を行うことにより推定することができる。

2) 併設されたシールドトンネルの耐震性

連絡横坑の設置は、本線トンネルの曲げモーメントおよびせん断力に大きな影響を及ぼす。ただし、これらの影響は、連絡横坑の連結に可撓性継手を設けることにより概ね低減できる。併設トンネルの解析は、従来のようにトンネル長手方向の地盤条件の変化を考慮するだけでなく、トンネル軸直角方向の地盤条件の変化も反映する必要がある。

3) 立坑との取り付け部の耐震性

立坑の存在は、トンネルに水平軸回りの曲げモーメントおよび鉛直方向のせん断力を新たに生ぜしめ、軸力に大きな影響を及ぼす。立坑～トンネル間に可撓性継手を設けることにより、これらの影響は低減できるが、この場合には両者間に生じる相対変位に十分注意することが必要である。

4) 曲線部を有するシールドトンネルの耐震性

トンネルの曲線部には、直線部に比べて非常に大きな曲げモーメントおよびせん断力が生じる。曲線部に生じる断面力の大きさは、地盤の3次元的な広がりを考慮した地震応答解析を行うことにより推定することができる。

(4) 既往の地震によるシールドトンネルの被害

既往の地震によるシールドトンネルの被害形態を、模式的にとりまとめると図3-16のようになる。被害の原因は、次の3つに分類される。

① 地盤変状による被害

② 地盤振動による被害

③ 断層運動による被害

トンネルが、都市部の比較的浅い地盤中に建設される場合には、①のうち特に液状化による被害についての検討が必要とされる。また、比較的大深度に建設される場合には、②による被害についての検討が重要となる。

大深度に建設されるシールドトンネルの耐震設計法の確立を図るために、今後

検討が必要と考えられる項目は次の通りである。

(1)大断面シールドトンネルの変形特性

大断面な（外径に比べて覆工厚が薄い）シールドトンネルが、軸力、曲げおよびねじりを受けた場合の変形特性を、模型載荷実験を行って検討する必要がある。

(2)大深度シールドトンネルの耐震計算法

1)大断面トンネルの等価剛性の評価

すでに提案した軸剛性の評価手法を基本として、大断面トンネルの軸、曲げおよびせん断剛性の評価手法を開発する。

2)トンネル～地盤間バネの評価

地盤の剛性をそのまま用いる方法、FEM解析を用いる方法等が一般的であるが、地中観測結果に基づいて整合性のある評価手法を開発することが必要である。

3)構造形状の変化の評価

曲線部、立坑等他構造物との取付部、連絡横坑によって連結された併設部等の地震時挙動は、前述したように詳細な地震応答解析を行えば推定できるものの、現在一般に用いられている応答変位法ではこうした構造条件の変化を反映することができない。簡単な計算により、直ちに設計に反映できるような計算法を検討する必要がある。

(3)大深度シールドトンネルの耐震設計の考え方

1)構造部材についての考え方

二次覆工の有無、一次覆工と二次覆工間の付着および二次覆工鉄筋量の大小がトンネルの耐震性に及ぼす影響を検討整理し、耐震設計上の役割を明らかにしておく必要がある。

2)トンネル全体系としての考え方

トンネルの変形・損傷が機能に及ぼす影響を踏まえた上で、どの程度の地震に対して、どの程度までの変形・損傷を許容するのかを、構造物の重要度に応じて体系的に整理する必要がある。

3. 3 シールドトンネル内地震体験者ヒアリング調査

シールドトンネルの中で地震を経験した方に集まっていただき、当時の様子についてヒアリング調査を実施した。

集まっていたのは12名で、地震遭遇時にはシールドトンネルは工事中であったものが多く、全て工事関係者である。体験地震は、伊豆大島近海地震、八丈島近海地震、宮城県沖地震、日本海中部地震および千葉県東方沖地震と多岐にわたっている。ここに、調査結果をトンネル諸元、揺れの感じおよびトンネルの挙動等についてとりまとめると表3-1の通りである。また、各シールドトンネルの位置を地図上に示すと図3-17の通りである。

表3-1によれば、揺れの感じおよびトンネルの挙動について、各々以下の点が注目される。

(1) 揺れの感じ

1) 強い揺れを感じた場合には、初めに上下方向の揺れを感じ、その後トンネル軸直角方向の横揺れを感じた場合が多い

2) ほとんど感じない程度の揺れの場合には、トンネル内のケーブルや、搬入された資機材のわずかな振動により地震とわかった場合が多い。

(2) トンネルの挙動

1) トンネルが軸直角方向に蛇行した場合が多い。蛇行にともない、トンネル両側のセグメント継手から交互に出水した例がある。

2) 揺れの程度および継続時間には個人差があるが、トンネルの蛇行は長い範囲にわたって、比較的長周期であった場合が多い。

3) トンネルの被害としては、セグメントの止水目地のクラック、二次覆工の円周方向のクラック、リング継ボルトおよびセグメント継ボルトの緩み等が生じた。

上記の調査結果によれば、シールドトンネルは概ねこれまでの実験、数値解析から想像される通りの挙動を示している。これは、これまでの実験方法および数値解析モデルの妥当性を示すものである。

本資料は、今後、シールドトンネルの耐震設計法を開発する上での基礎資料となるだけでなく、地下施設の防災システムのイメージ、開発に際しても、貴重な情報として活用できる。

参 考 文 献

- 1) 建設省土木研究所：シールドトンネルの耐震性に関する研究（その1）シールドセグメントの等価剛性の評価および応答変位法の適用、土木研究所資料第2262号、昭和60年10月
- 2) 建設省土木研究所：シールドトンネルの耐震性に関する研究（その2）覆工の軸剛性の非線形性を考慮した動的応答解析、土木研究所資料第2277号、昭和60年12月
- 3) 建設省土木研究所：シールドトンネルの耐震性に関する研究（その3）鉄筋コンクリートシールドセグメントの載荷実験、土木研究所資料第2381号、昭和61年4月
- 4) 建設省土木研究所：シールドトンネルの耐震性に関する研究（その4）トンネル軸直角方向の地盤条件の変化を考慮した併設シールドトンネルの地震応答解析、土木研究所資料第2496号、昭和62年2月
- 5) 建設省土木研究所：シールドトンネルの耐震性に関する研究（その5）軸方向正負交番荷重を受けるシールドトンネル模型の載荷実験、土木研究所資料第2649号、昭和63年7月
- 6) 建設省土木研究所：シールドトンネルの耐震性に関する研究（その6）正負交番の曲げおよびねじり荷重を受けるシールドトンネル模型の載荷実験、土木研究所資料第2786号、平成元年7月
- 7) 建設省土木研究所：シールドトンネルの耐震性に関する研究（その7）接続したRCシールドセグメントの載荷実験、土木研究所資料、作成中
- 8) 建設省土木研究所：シールドトンネルの耐震性に関する研究（その8）立杭周辺の下水道シールド管渠に生じる地震力の検討、土木研究所資料、作成中
- 9) 建設省土木研究所：シールドトンネルの耐震性に関する研究（その9）曲線部を有する下水道シールド管渠に生じる地震力の検討、土木研究所資料、作成中

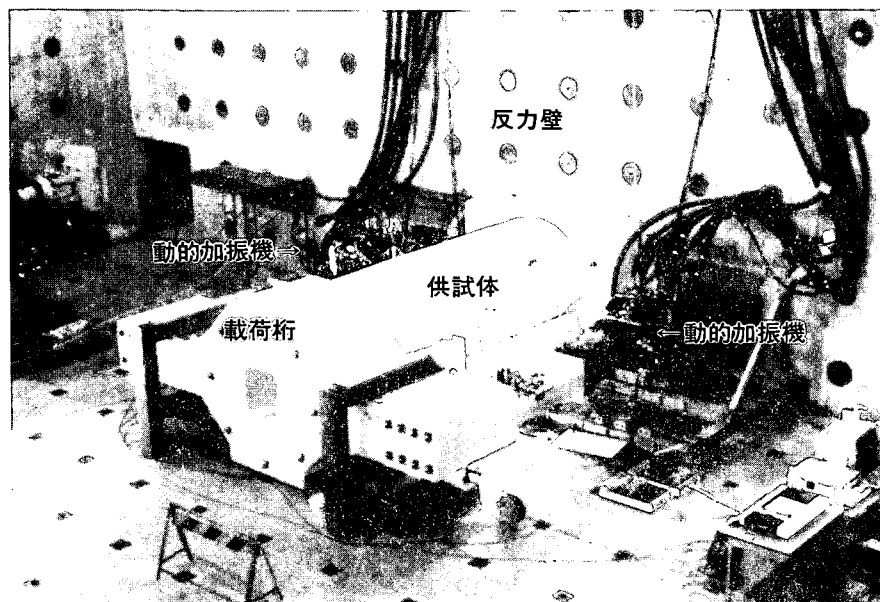


写真 3 - 1 正負交番軸力載荷実験の状況

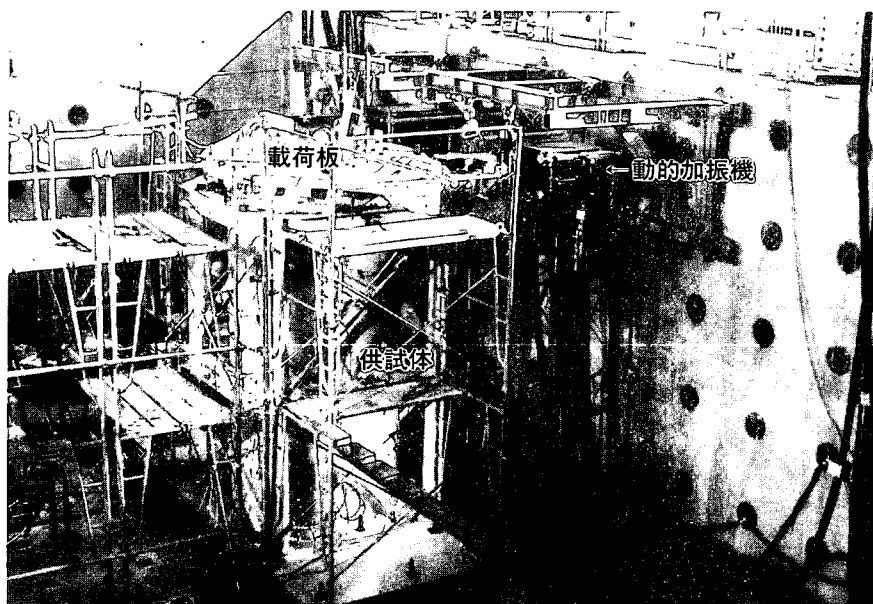
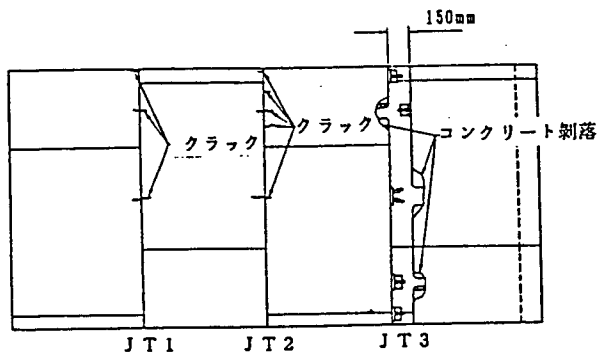
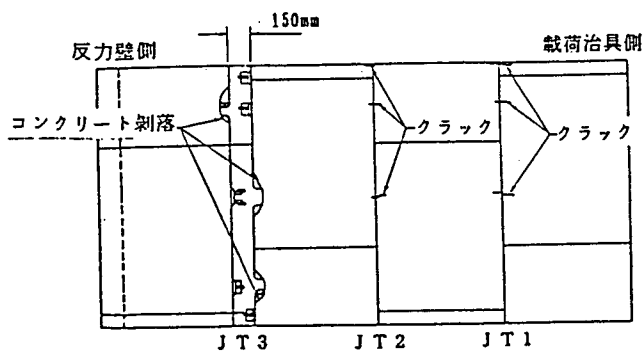
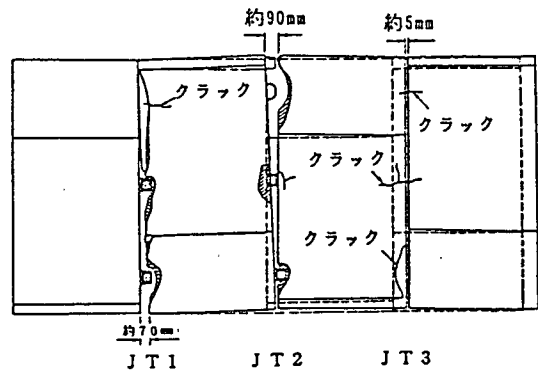
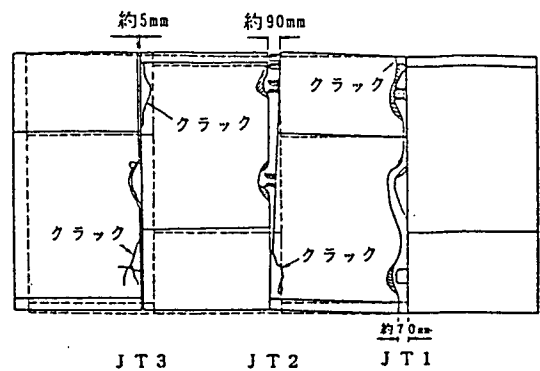


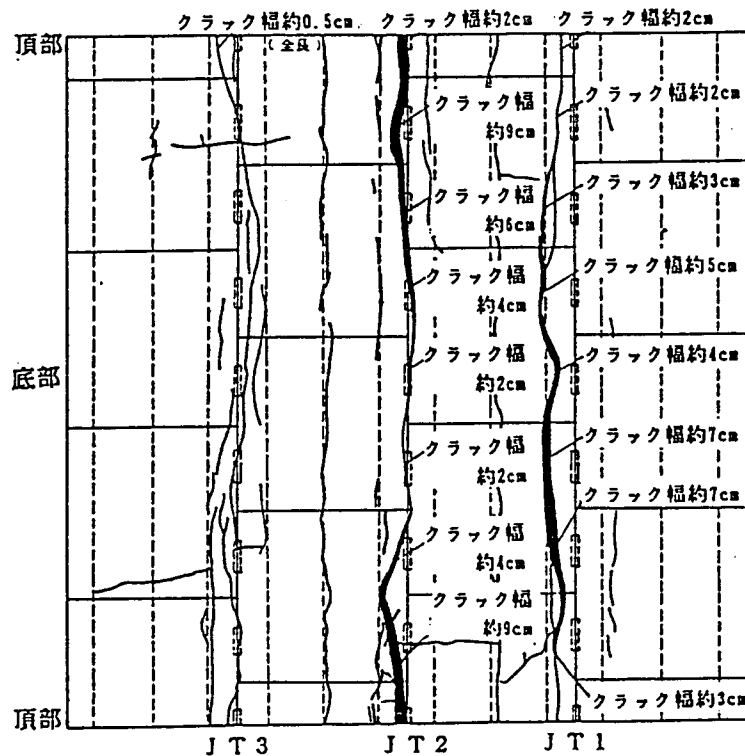
写真 3 - 2 正負交番ねじり載荷実験の状況



(a) 二次覆工がない場合



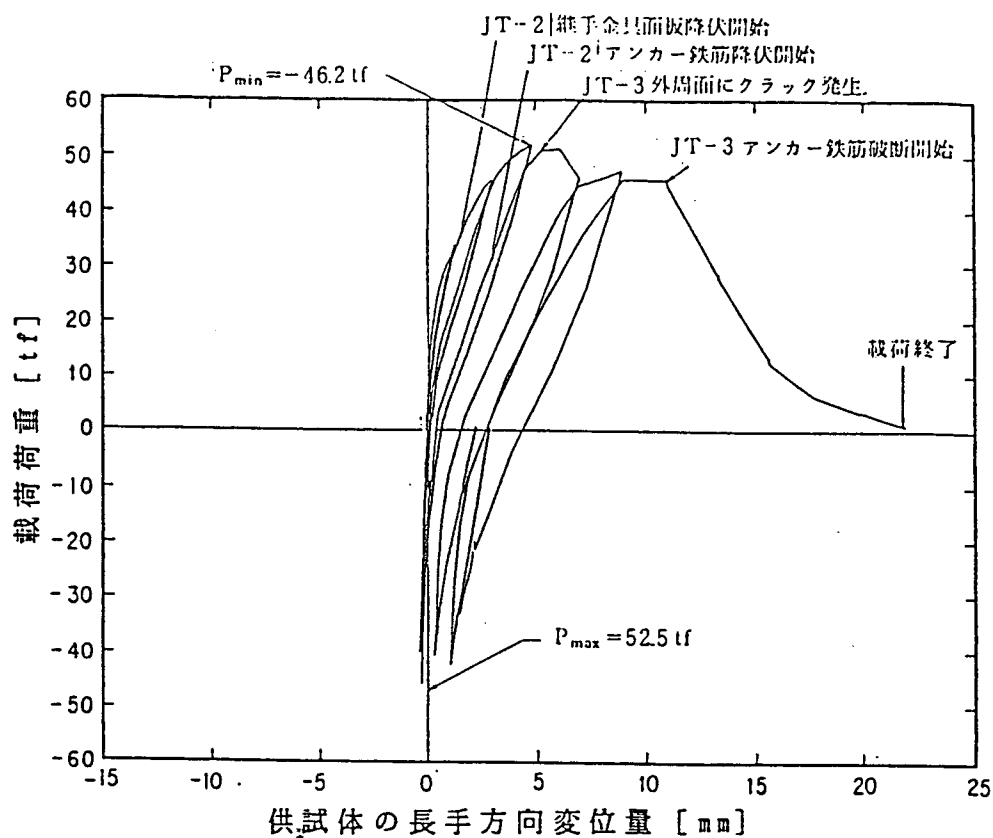
(b) 二次覆工がある場合



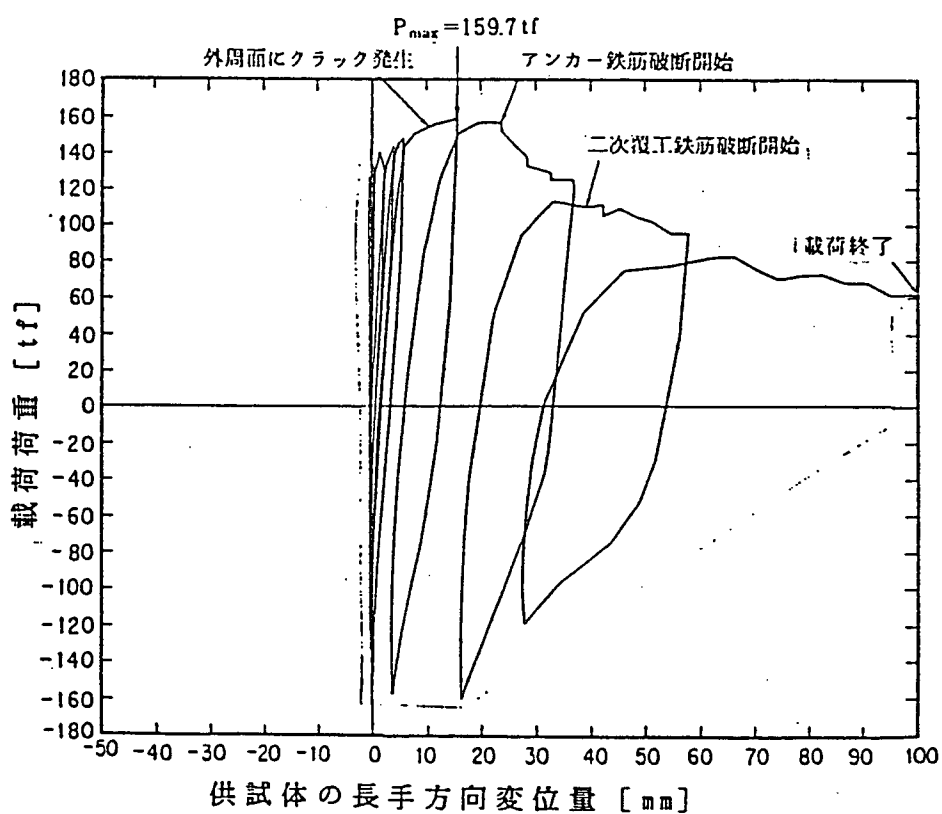
(c) 二次覆工がある場合 (二次覆工)

凡 例	
---	リング貼位置
□	リング継手

図 3 - 1 供試体の破壊性状 (軸力載荷実験)

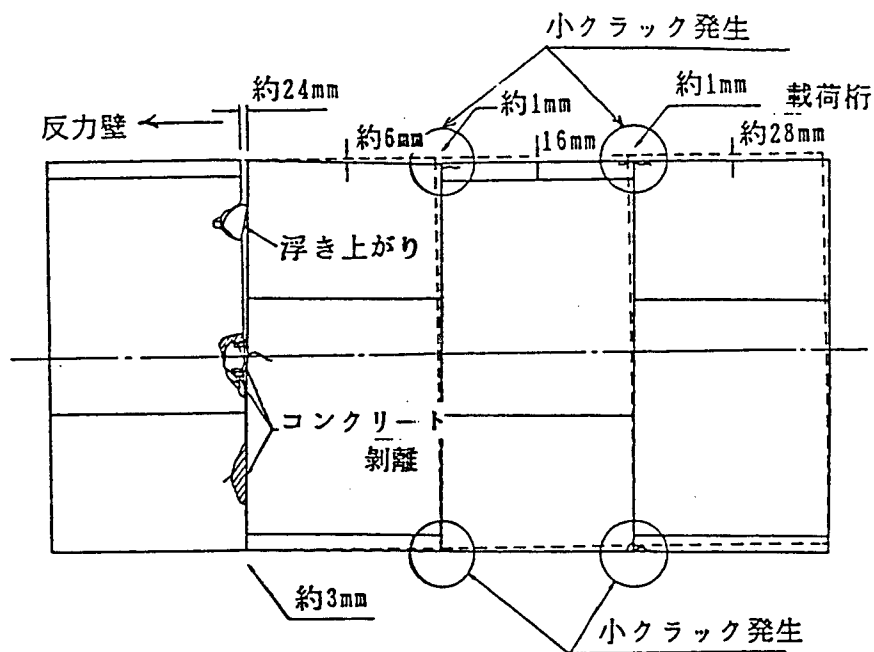


(a) 二次覆工がない場合

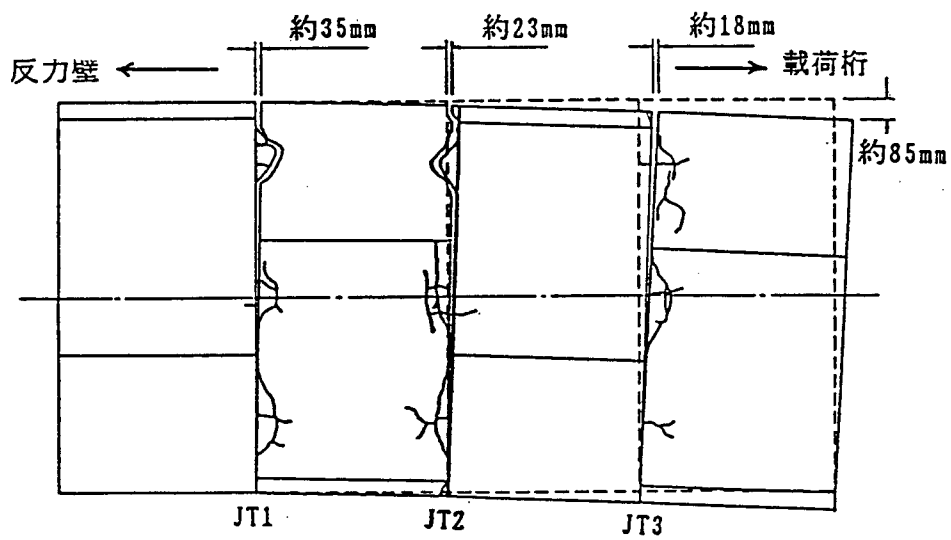


(b) 二次覆工がある場合

図 3-2 載荷履歴 (軸力載荷実験)

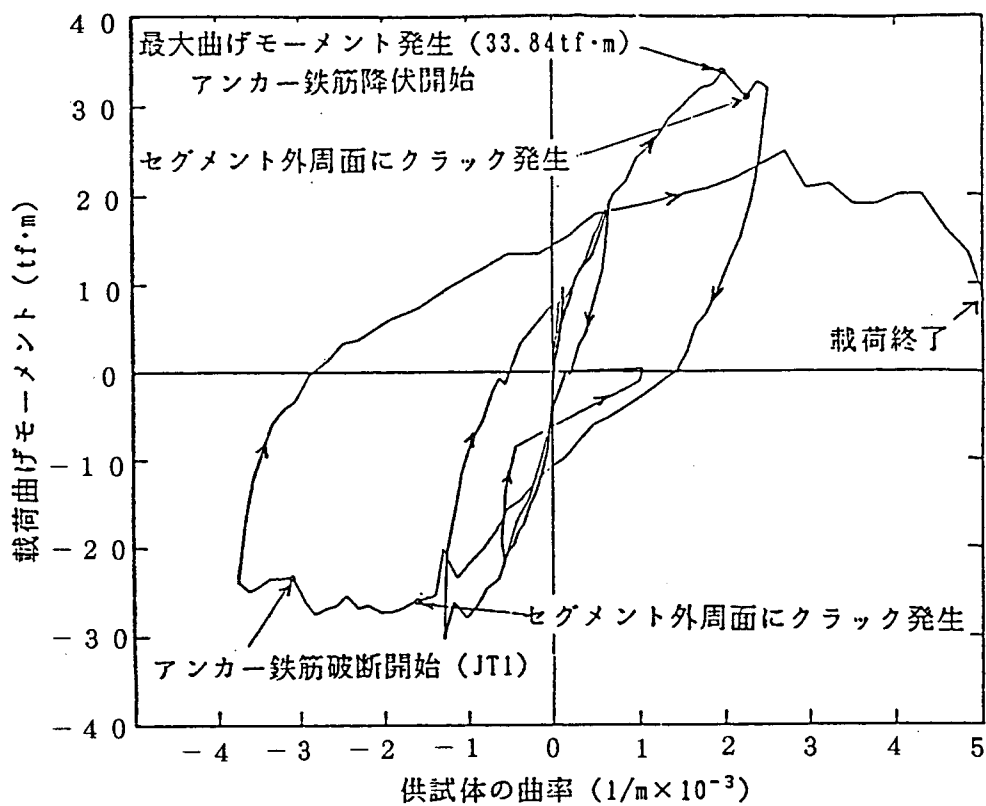


(a) 二次覆工がない場合

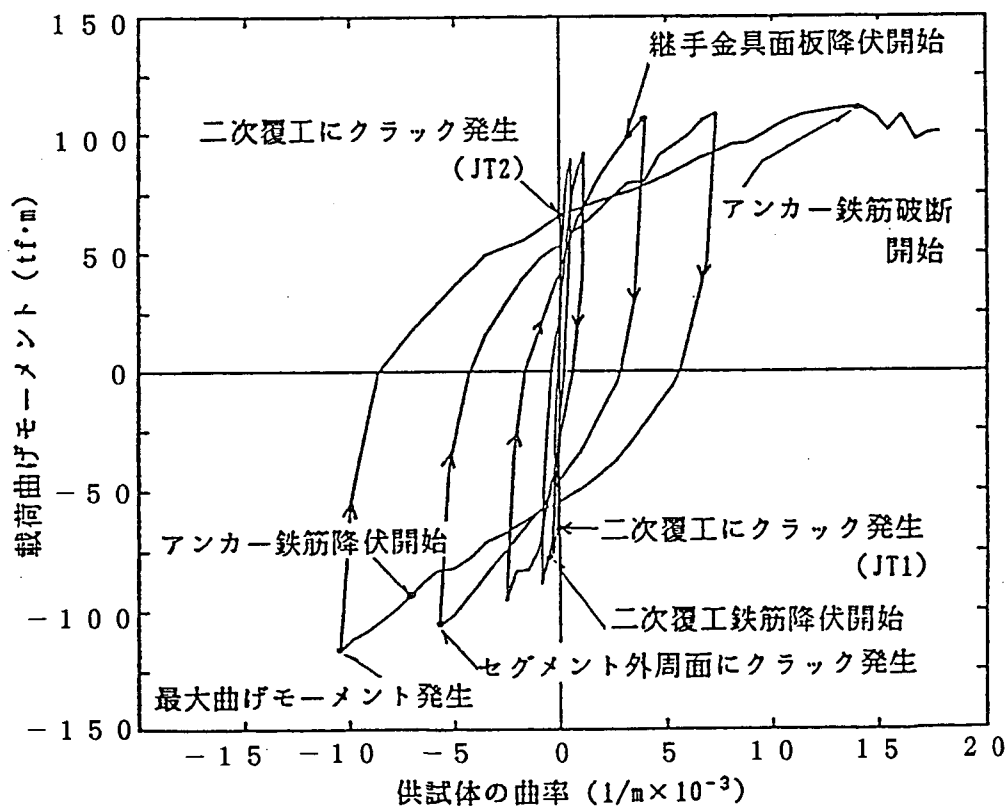


(b) 二次覆工がある場合

図3-3 供試体の破壊性状（曲げ載荷実験）

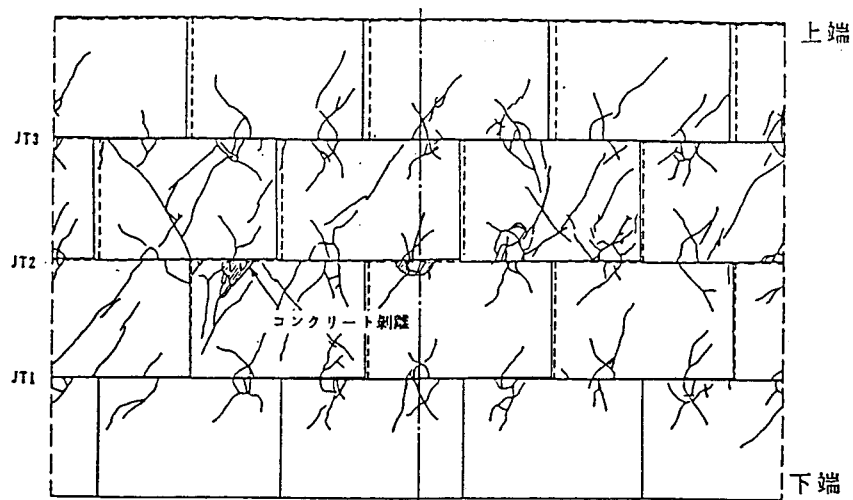


(a) 二次覆工がない場合

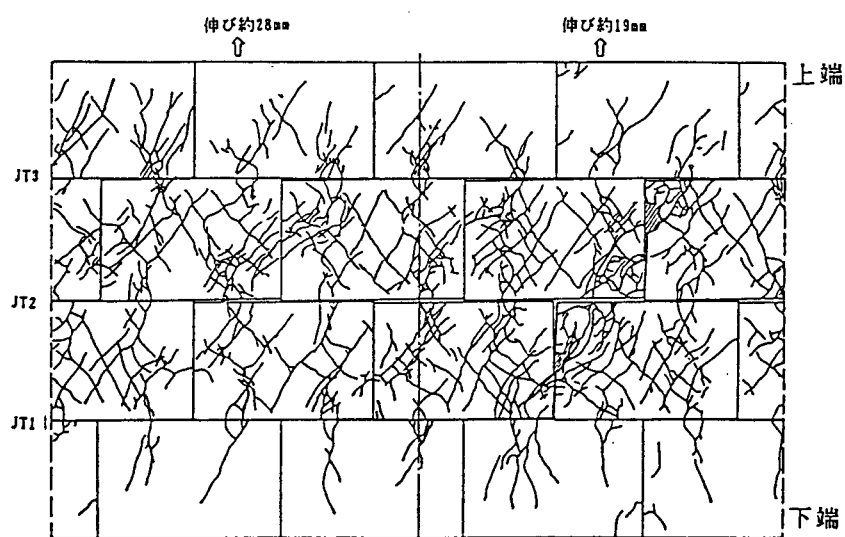


(b) 二次覆工がある場合

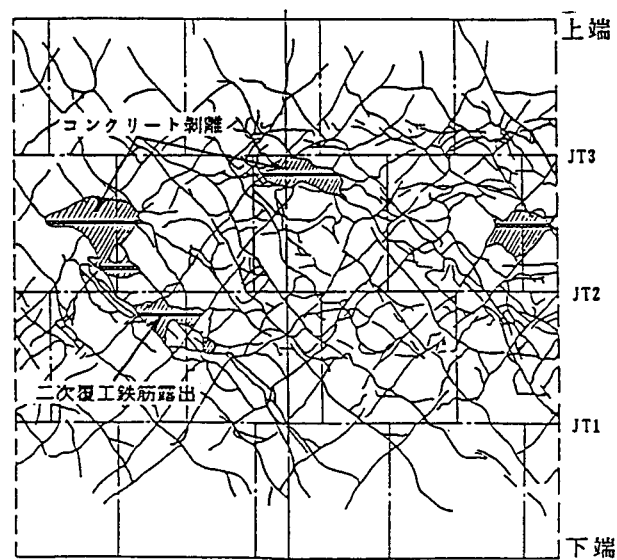
図 3-4 載荷履歴 (曲げ載荷実験)



(a) 二次覆工がない場合

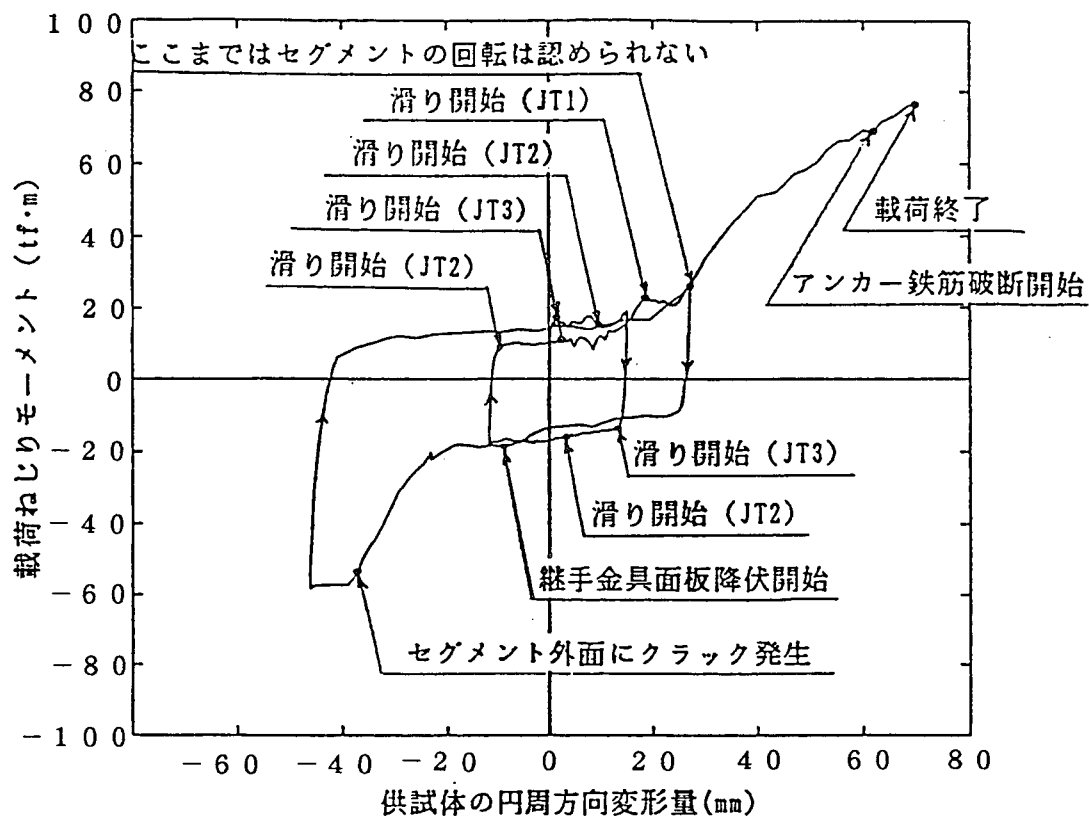


(b) 二次覆工がある場合

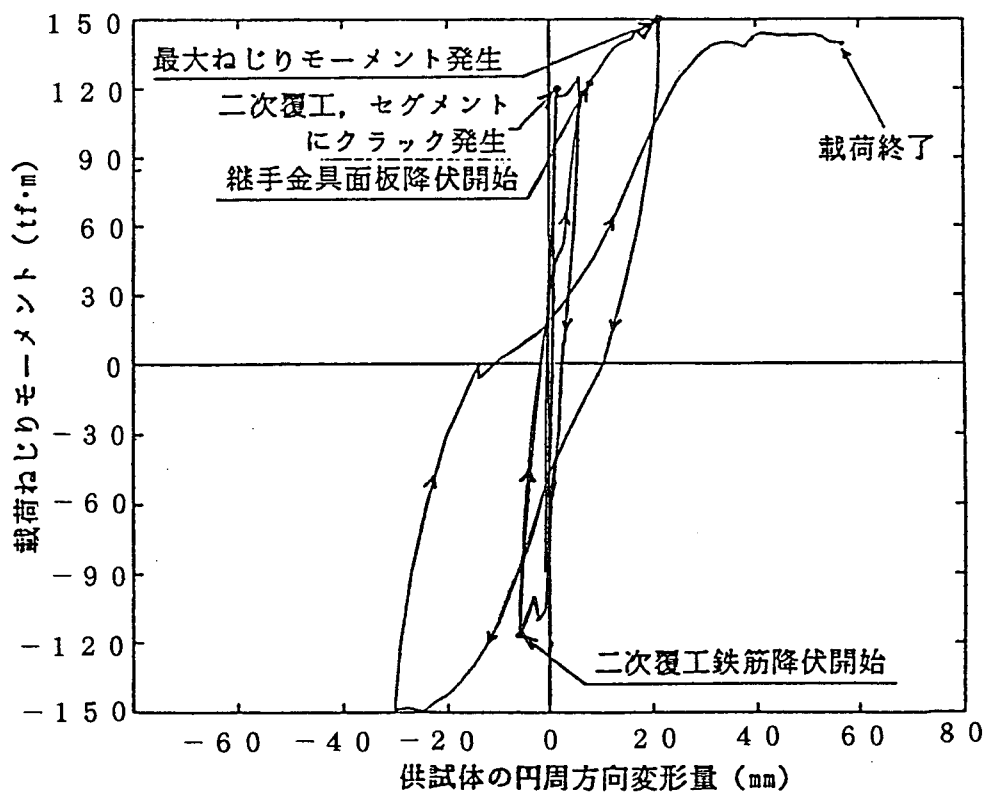


(c) 二次覆工がある場合 (二次覆工)

図3-5 供試体の破壊性状 (ねじり載荷実験)



(a) 二次覆工がない場合



(b) 二次覆工がある場合

図 3-6 載荷履歴 (ねじり載荷実験)

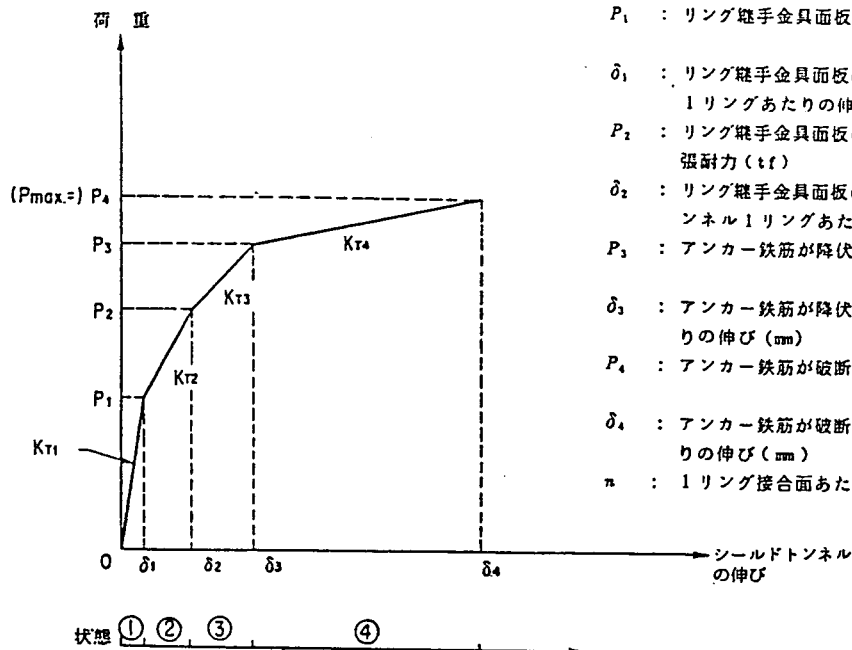


図 3-7 二次覆工がないシールドトンネルの変形ステップ

- K_T : シールドトンネル1リングあたりの引張剛性 (tf/mm)
- P_1 : リング継手金具面板の両端が降伏する時の引張耐力 (tf)
- δ_1 : リング継手金具面板の両端が降伏する時のトンネル1リングあたりの伸び (mm)
- P_2 : リング継手金具面板のボルト位置が降伏する時の引張耐力 (tf)
- δ_2 : リング継手金具面板のボルト位置が降伏する時のトンネル1リングあたりの伸び (mm)
- P_3 : アンカー鉄筋が降伏する時の引張耐力 (tf)
- δ_3 : アンカー鉄筋が降伏する時のトンネル1リングあたりの伸び (mm)
- P_4 : アンカー鉄筋が破断する時の引張耐力 (tf)
- δ_4 : アンカー鉄筋が破断する時のトンネル1リングあたりの伸び (mm)
- n : 1リング接合面あたりのリング継手の数

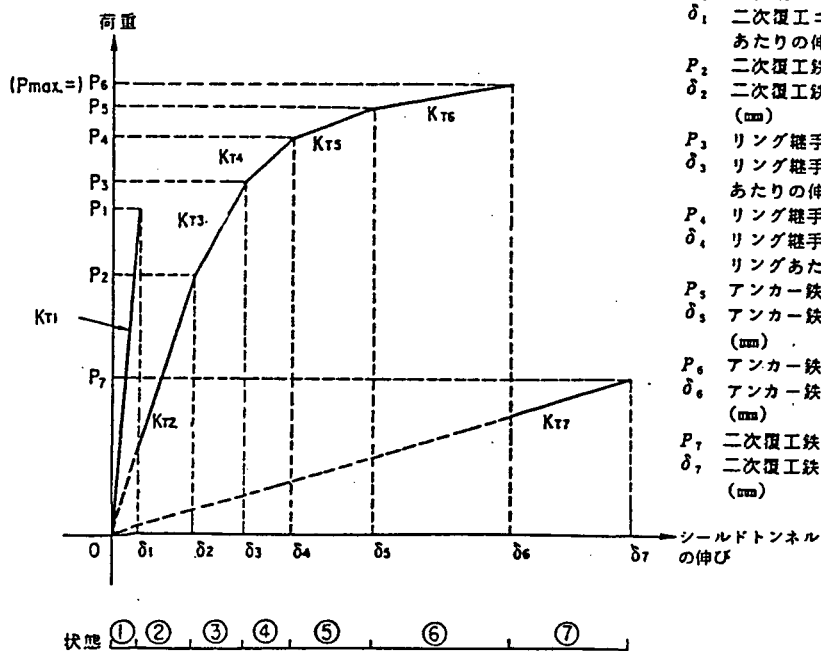
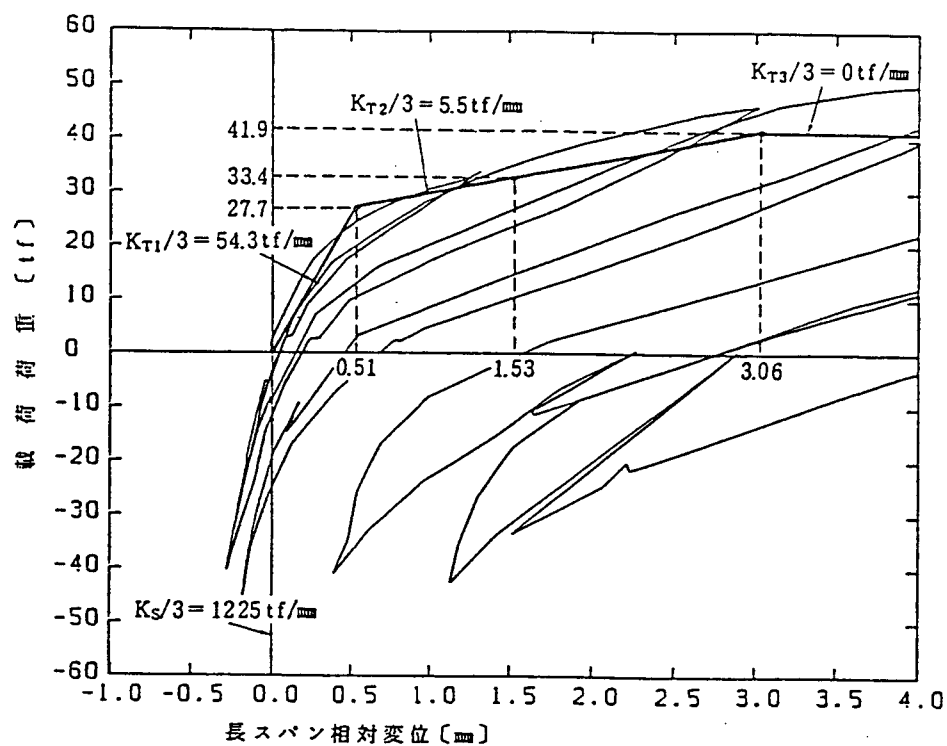
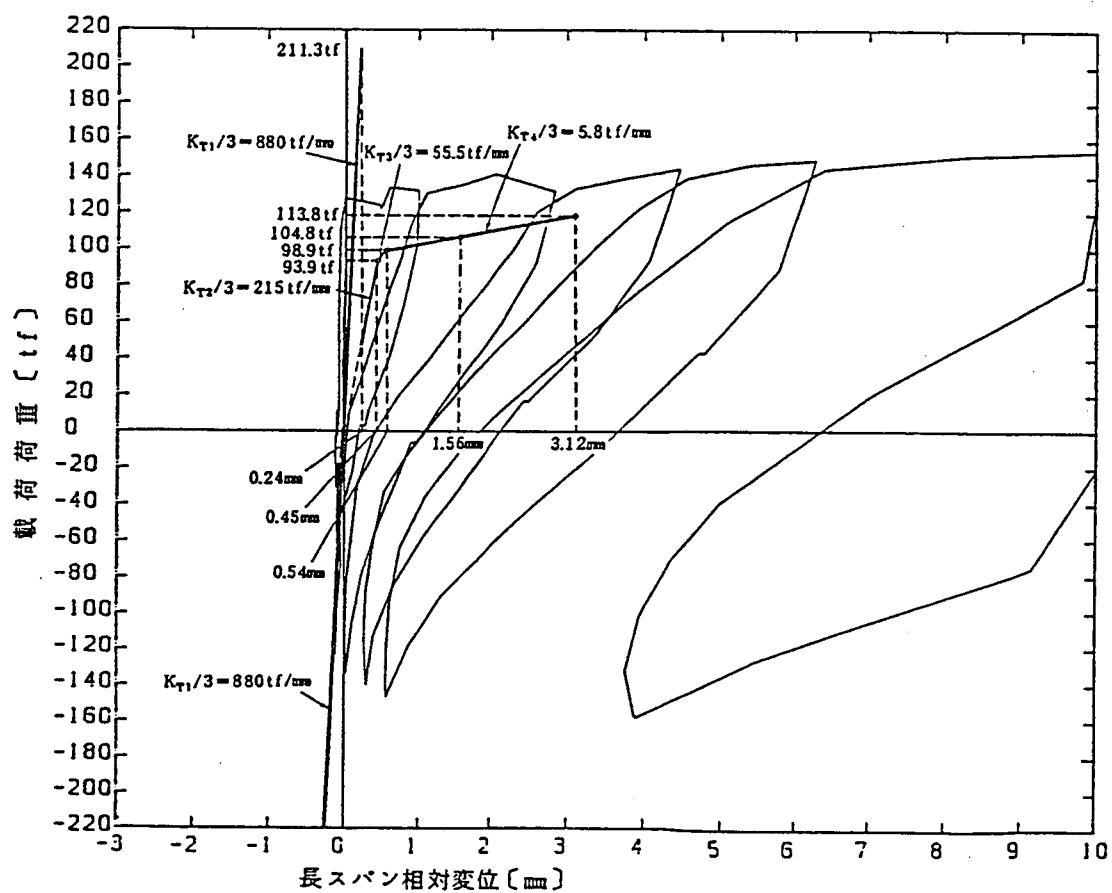


図 3-8 二次覆工があるシールドトンネルの変形ステップ

- K_T : シールドトンネル1リングあたりの引張剛性 (tf/mm)
- P_1 : 二次覆工コンクリートにクラックが生じる時の引張耐力 (tf)
- δ_1 : 二次覆工コンクリートにクラックが生じる時のトンネル1リングあたりの伸び (mm)
- P_2 : 二次覆工鉄筋が降伏する時の引張耐力 (tf)
- δ_2 : 二次覆工鉄筋が降伏する時のトンネル1リングあたりの伸び (mm)
- P_3 : リング継手金具面板の両端が降伏する時の引張耐力 (tf)
- δ_3 : リング継手金具面板の両端が降伏する時のトンネル1リングあたりの伸び (mm)
- P_4 : リング継手金具面板のボルト位置が降伏する時の引張耐力 (tf)
- δ_4 : リング継手金具面板のボルト位置が降伏する時のトンネル1リングあたりの伸び (mm)
- P_5 : アンカー鉄筋が降伏する時の引張耐力 (tf)
- δ_5 : アンカー鉄筋が降伏する時のトンネル1リングあたりの伸び (mm)
- P_6 : アンカー鉄筋が破断する時の引張耐力 (tf)
- δ_6 : アンカー鉄筋が破断する時のトンネル1リングあたりの伸び (mm)
- P_7 : 二次覆工鉄筋が破断する時の引張耐力 (tf)
- δ_7 : 二次覆工鉄筋が破断する時のトンネル1リングあたりの伸び (mm)

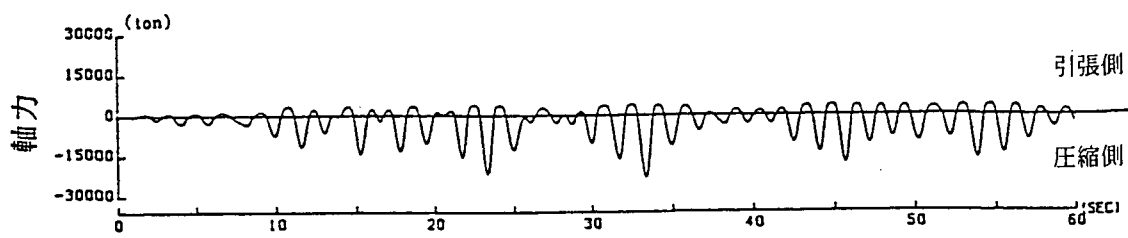


(a) 二次覆工がない場合

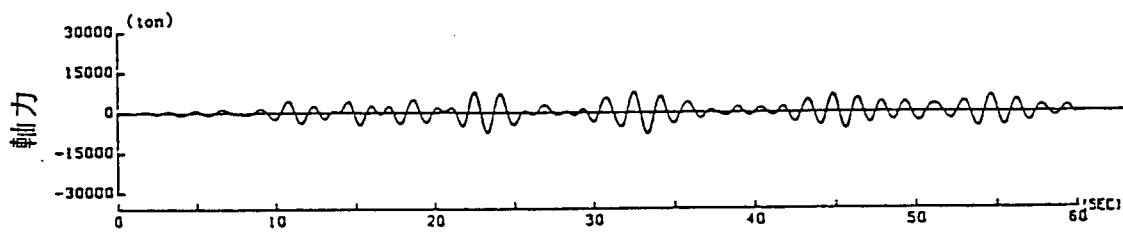


(b) 二次覆工がある場合

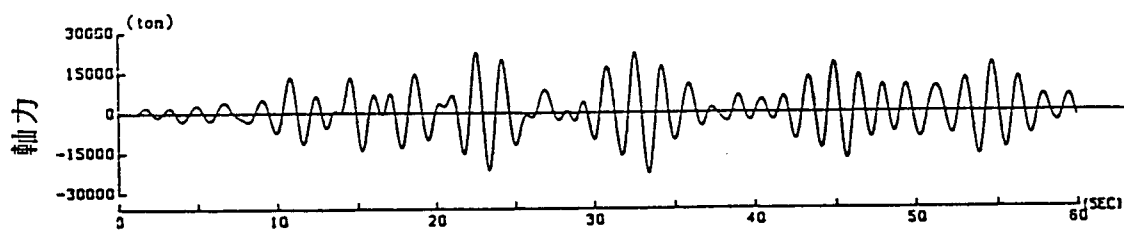
図 3 - 9 剛性評価値と実験値との比較



(a) 非線形解析

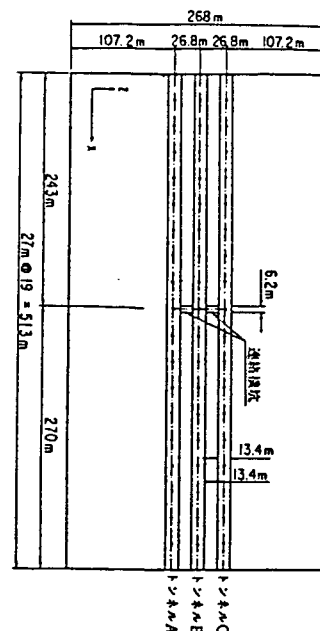


(b) 引張側の剛性だけを用いた線形解析



(c) 圧縮側の剛性だけを用いた線形解析

図 3-10 軸力の時刻歴波形



連絡横坑位置
(a)最大曲げモーメント

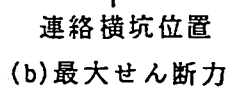


図 3-11 連絡横坑の影響により新たに生じた断面力

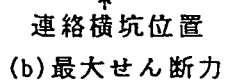
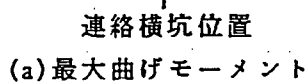


図 3-12 可撓性継手を設けた場合の断面力の低下

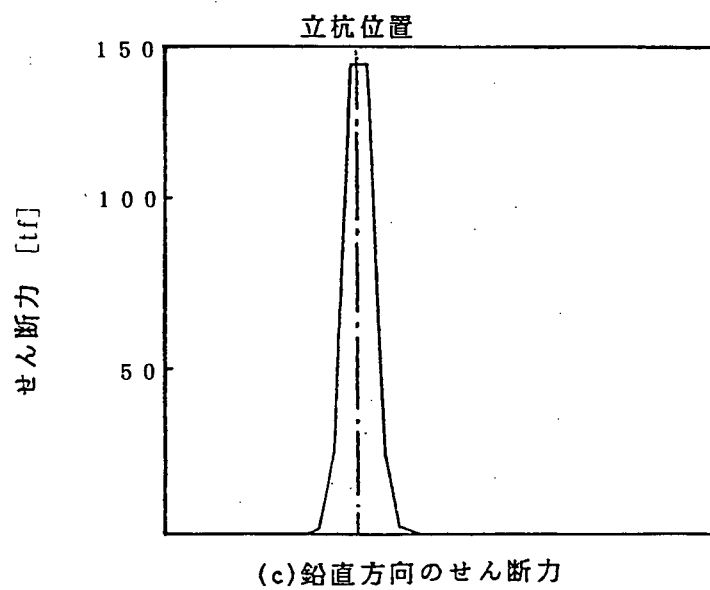
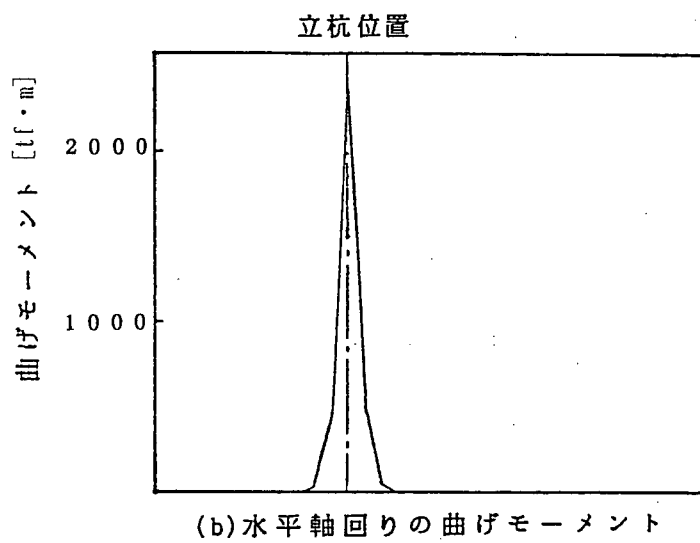
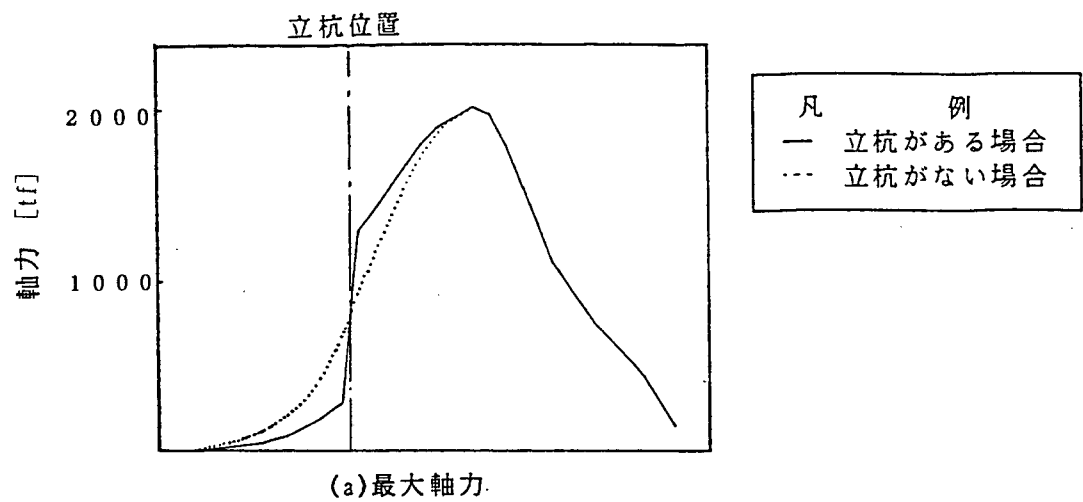
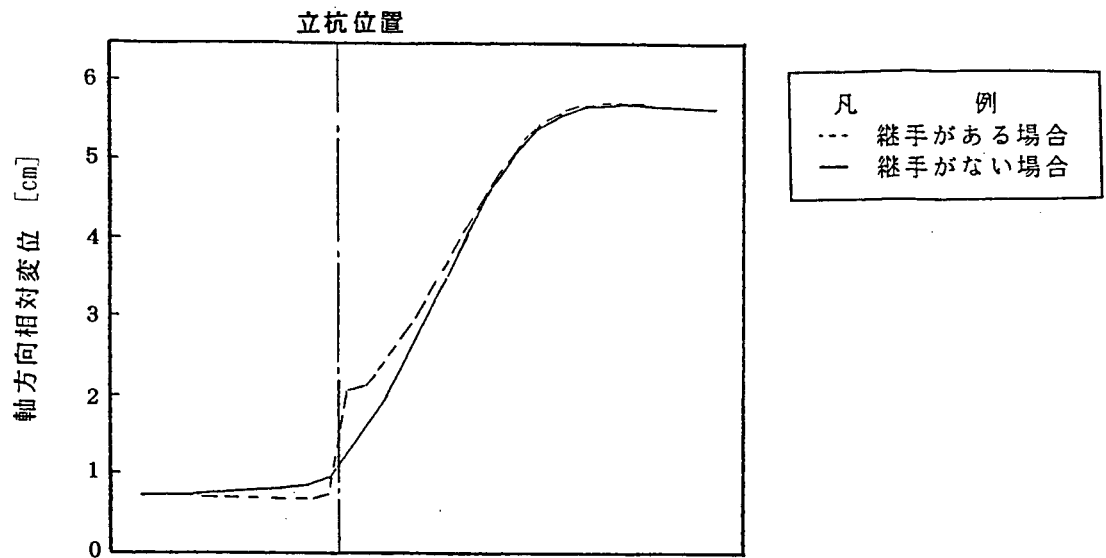
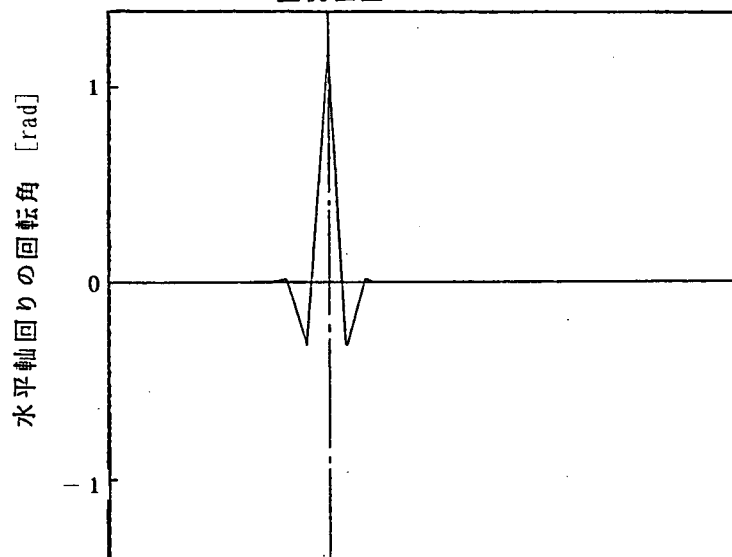


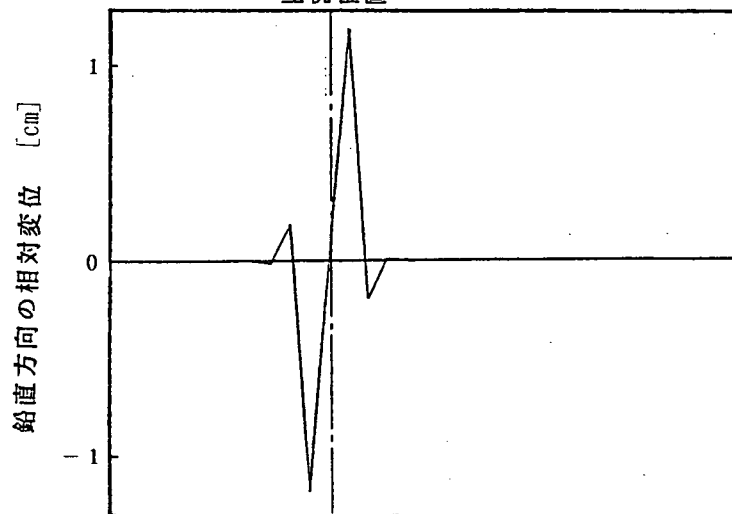
図 3-13 最大断面力の分布



(a) トンネル軸方向の最大相対変位
立杭位置

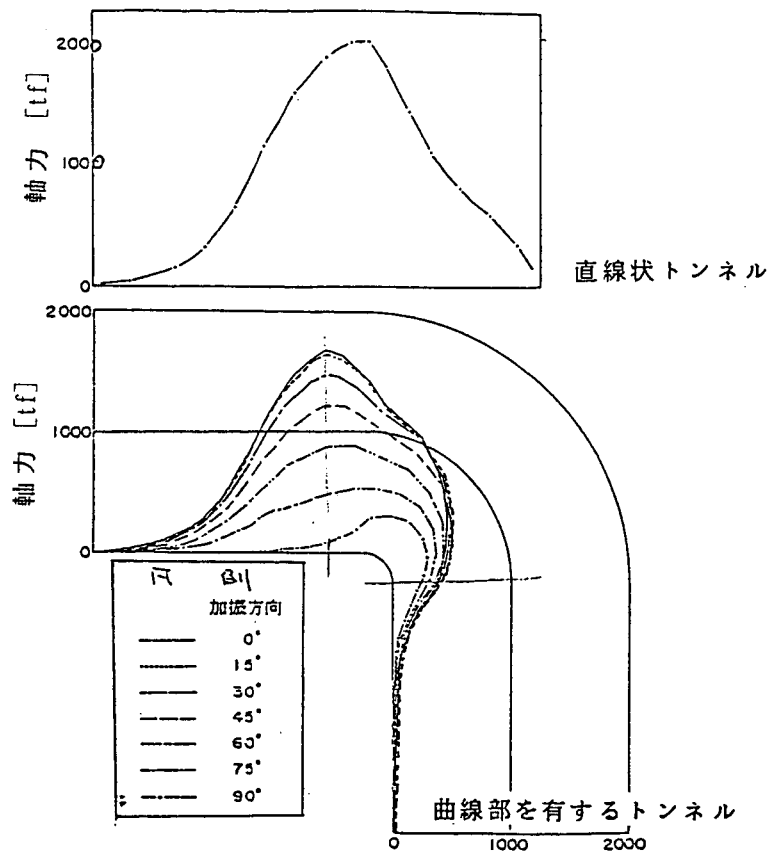


(b) 水平軸回りの最大回転角
立杭位置

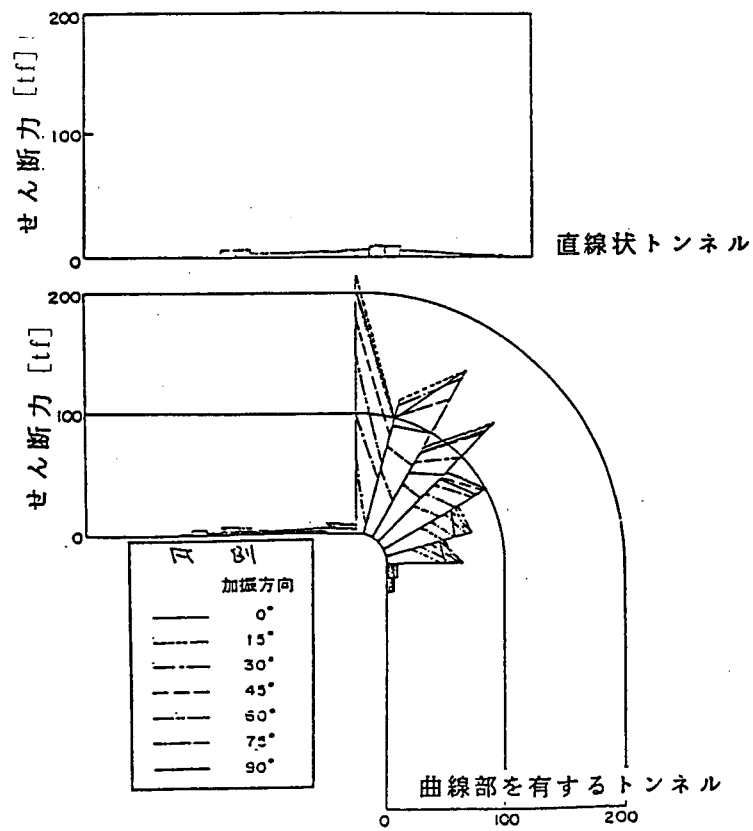


(c) 鉛直方向の最大相対変位

図 3-14 可撓性継手を設けた場合の応答変位



(a) 最大軸力



(b) 最大せん断力

図3-15 最大断面力の分布

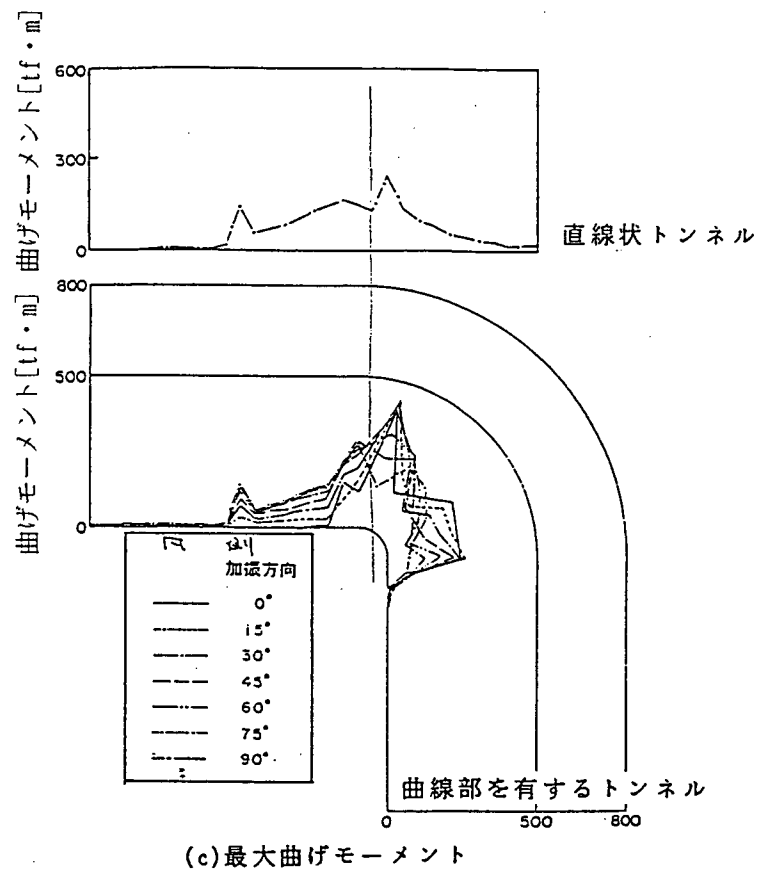


図 3 - 15 最大断面力の分布

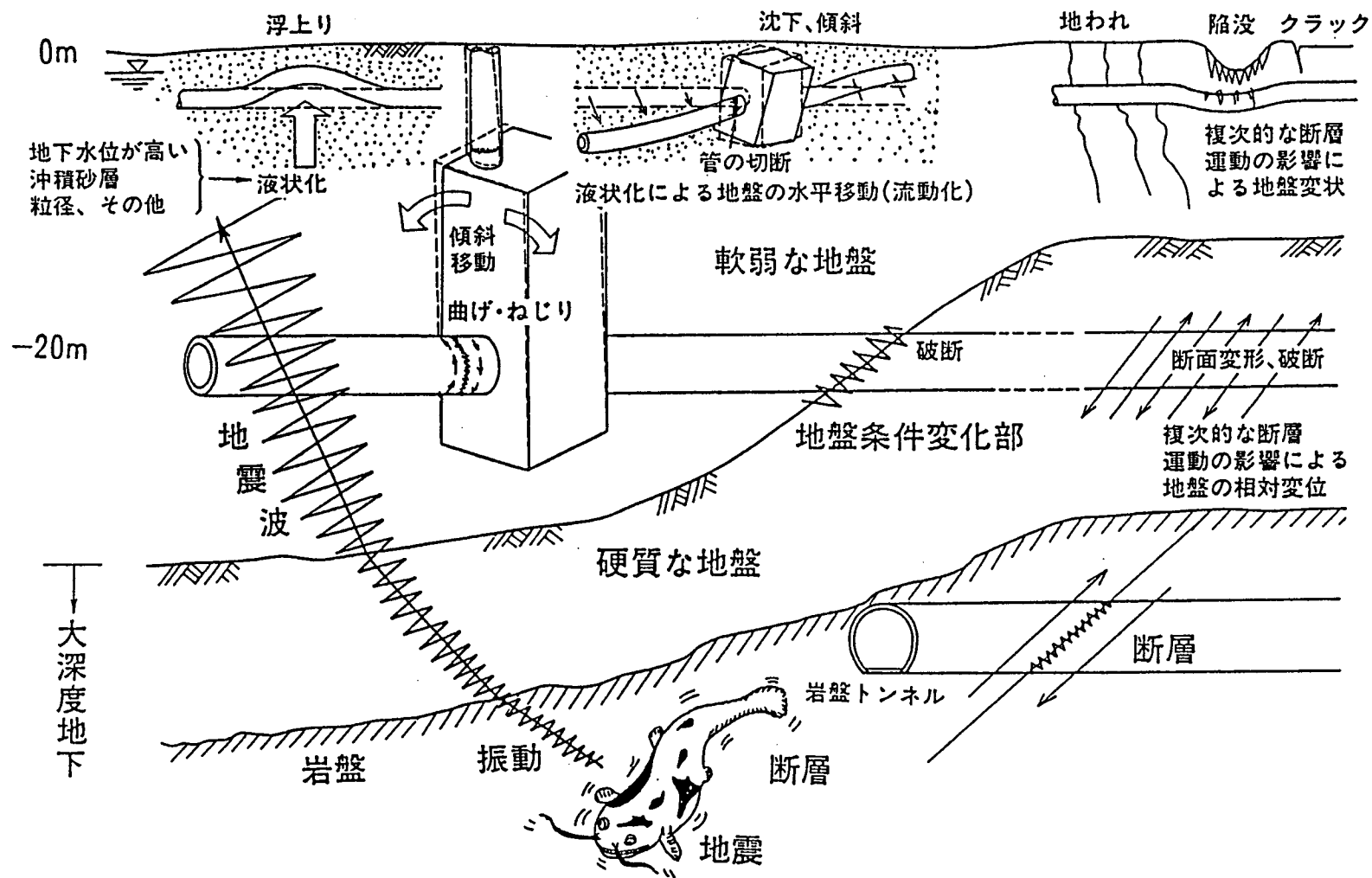
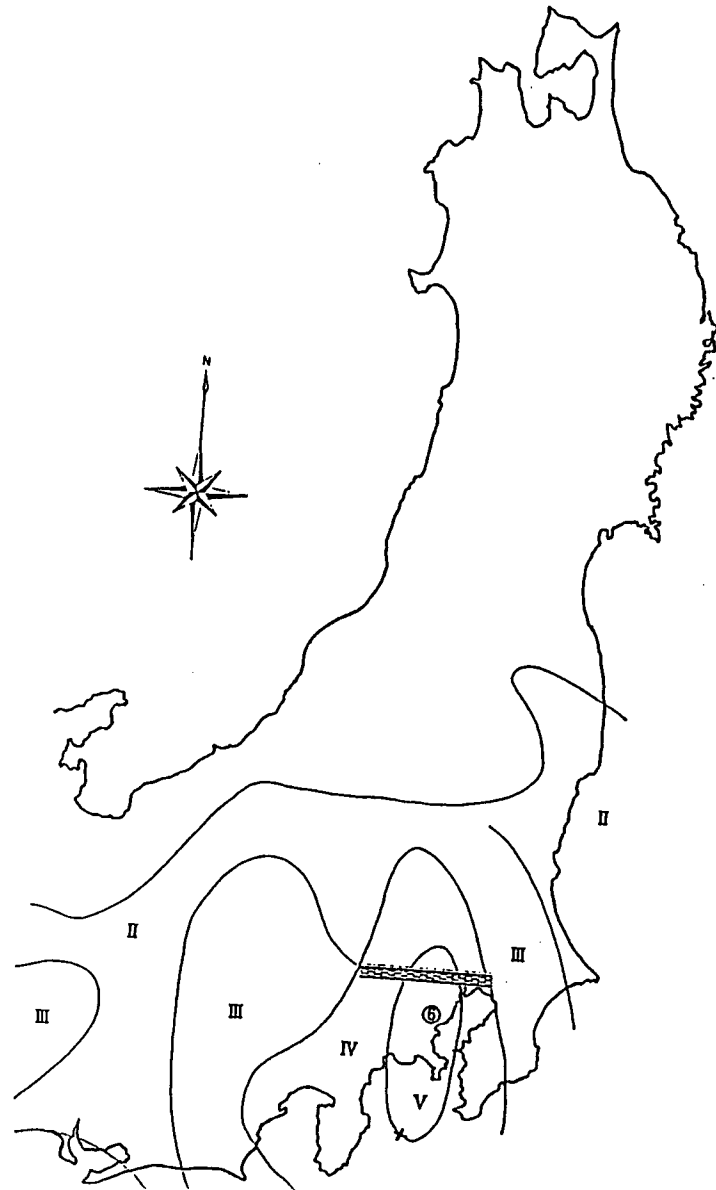


図 3-16 既往の地震によるシールドトンネルの被害

表3-1 シールドトンネル内地震体験者ヒアリング調査結果

整理番号	氏名	体験地盤	トンネル諸元					揺れの感じ	トンネルの挙動	体験場所	摘要
			外径	延長	何用	二次覆工	工事過程				
1	協和電設 渡辺(通)	宮城県沖	5.7	650 ST	電話	なし	発達立坑施工完了	初めに尻もちをつく程度の縦揺れが2回。続いて大きな横揺れ。縦揺れ時にはシートが転倒するような音がした。	横揺れに伴い、立坑の切羽が交差するように大きく動いた。シートが100tの鋼台(100t)が10cm動き、仮設材の締めが全て剥がれ落ちた。出水はなし。	立坑中	マシン発達準備 地上に出た
2	協和電設 牧野	千葉県東方沖	4.5	398 一部ST	電話	なし	地下鉄の30m手前を掘進中	初めに縦揺れを感じてシートが上下に動いた。あとは方向はわからないが、20秒位揺れが続いた。	縦揺れに伴い、シートが上下に動いた。漏水及び出水はなし。	切羽付近	
3	鴻池組 轟木	千葉県東方沖	2.28	1442 ST	下水道	あり	坑内整備中	坑内では立ていらる程度の横揺れで縦揺れは感じない。地上では側面から打っているような縦揺れを感じた。10秒位続いた。	坑内ではシートが左右に蛇行して見えた。RC部分では、既に止水を終えていた目地の全てに水が生じた。ST部分の目地には異常はなし。	地上 (坑内員の話)	
4	西松建設 中山	八丈島近海	2.55	1020 ST	下水道	なし	掘進中200m	水の気泡及びシート内の水の揺れから地震とわかった。揺れはほとんど感じなかった。	作業を終えていたため、シートがきしむ音がわかった。音は30秒位続いた。	坑内	測量中
5	間組 萩原	千葉県東方沖	8.05	1400 RC, ST	下水道	あり	一次覆工完了、二次覆工500m	電気台車が前後に動き、シート上にしゃがみこんだ。左右に20~30cm程度揺れたように感じた。揺れは20秒位続いた。	シートは蛇行するのではなく、左右に全体が動いていた。漏水及び出水等異常はなし。	坑内	シート移動中
6	大林組 山口	伊豆大島近海	3.35	771 ST	上水道	なし	掘進中	左右上下に波を打つような揺れを感じて、シートにしがみついた。上下の方が強く感じた。	遠くの方が、かなり長い周期でうねるように見えた。漏水、出水はなかったが、これは地盤条件が良かったためと思われる。	坑内	測量中 10分程かけて 地上に出た
7	間組 園田	宮城県沖	2.95	990 RC	下水道	あり	一次覆工完了、二次覆工打設中	急に型枠が揺れて、型枠にしがみついた。シート内の電線の揺れ方の違いから、蛇行しているような感じを受けた。	シートの両側のシート継手から交互に出水した。10秒位の周期で5~6回程度。 地上では、門型レールと盛土の段差、新幹線と客のずれ等が生じた。	坑内	二次覆工打設中
8	飛鳥建設 竹沢	千葉県東方沖	10.4	1053 RC, ST	地下鉄	あり	一次覆工完了、二次覆工500m	方向はわからないが、急に激しい揺れを感じてすりにつかまった。激しい揺れは20秒位続いた。	シートが全体に動いて下の部分が緩んだ。到達部の止水箇所から出水が生じた。二次覆工の一部にシート円周方向の水が生じた(地震の影響か否かは不明)。	坑内	二次覆工打設中
9	日本国土 開発 石田	千葉県東方沖	3.35	966 RC, ST	下水道	なし	掘進中300m	初めに強く小刻みに、続いてゆっくりと横揺れを感じた。立ていられてすりにつかまった。	シートは全体に左右に揺れた。シート間及びシート間の継ぎ目が何箇所か緩んだ。	坑内	坑口から200m
10	フジタ 工業 森	日本海中部	2.55	660 ST	下水道	なし	一次覆工完了、二次覆工未着手	初めに緩い横揺れ。切羽が揺れたので地震とわかった。地上に出るために作業通路を上るのが困難な状態。揺れは1分ほど続いた。	方向はわからないが、シートが波うっていた。それまで漏水があった箇所では止まり、なかった箇所に漏水が生じた。 地上ではシートと平行して地割れが生じた。	切羽	マシン解体中
11	フジタ 工業 河部	千葉県東方沖	2.55	780 ST	下水道	あり	一次覆工完了、二次覆工480m	激しい横揺れを感じた。ドラム缶から激しく水がこぼれた。門型レールが転倒する危険を感じた。	二次覆工の打設幅の中央にシート円周方向の大きな水が生じた(3箇所)。止水材が何箇所か剥落して漏水が生じた。	立坑上	立坑内配管作業中
12	日本通信 建設 岩沢	千葉県東方沖	3.15	1540 RC	電話	なし	掘進中650m	急に左右の揺れを感じて歩いていられなくなった。坑内の電線、音板が揺れたので地震とわかった。縦揺れはほとんど感じなかった。緩い揺れは20秒位続いた。	異常は特になし。	坑内	切羽に接近中

伊豆大島近海地震



日本海中部地震

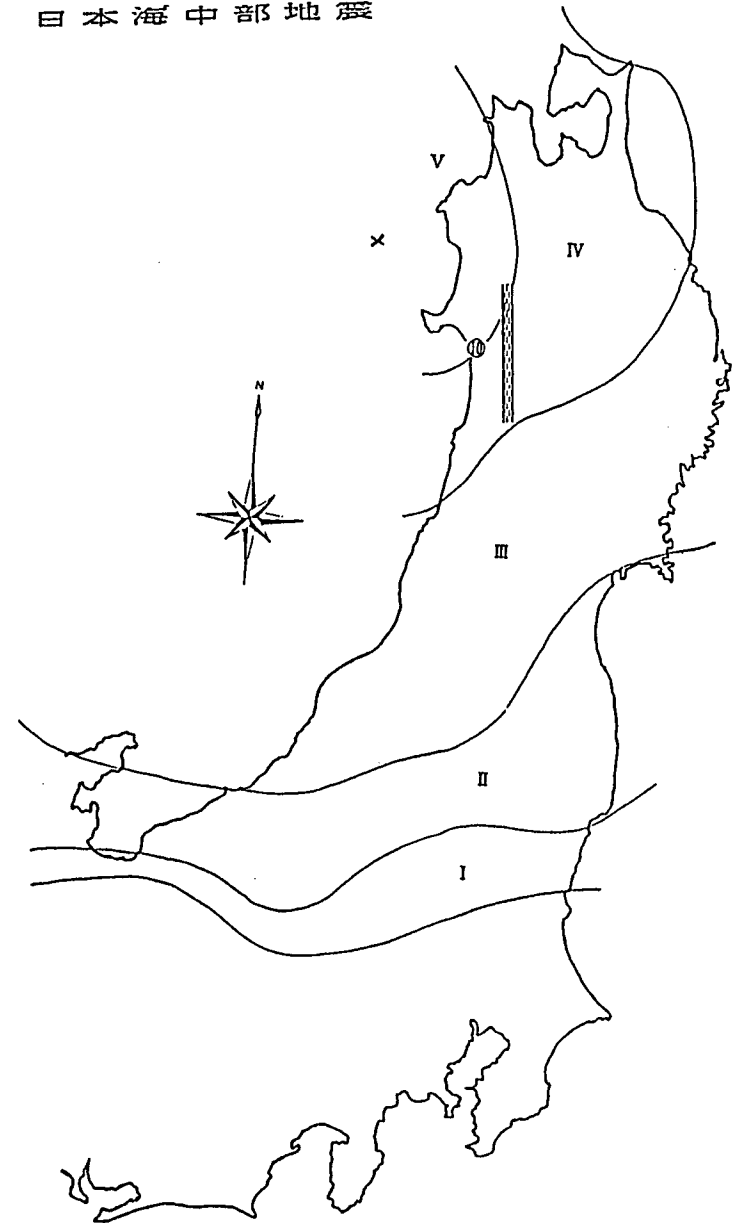


図3-17 シールドトンネルの位置（震度を併せて示す）

八丈島近海地震

千葉県 方沖地震

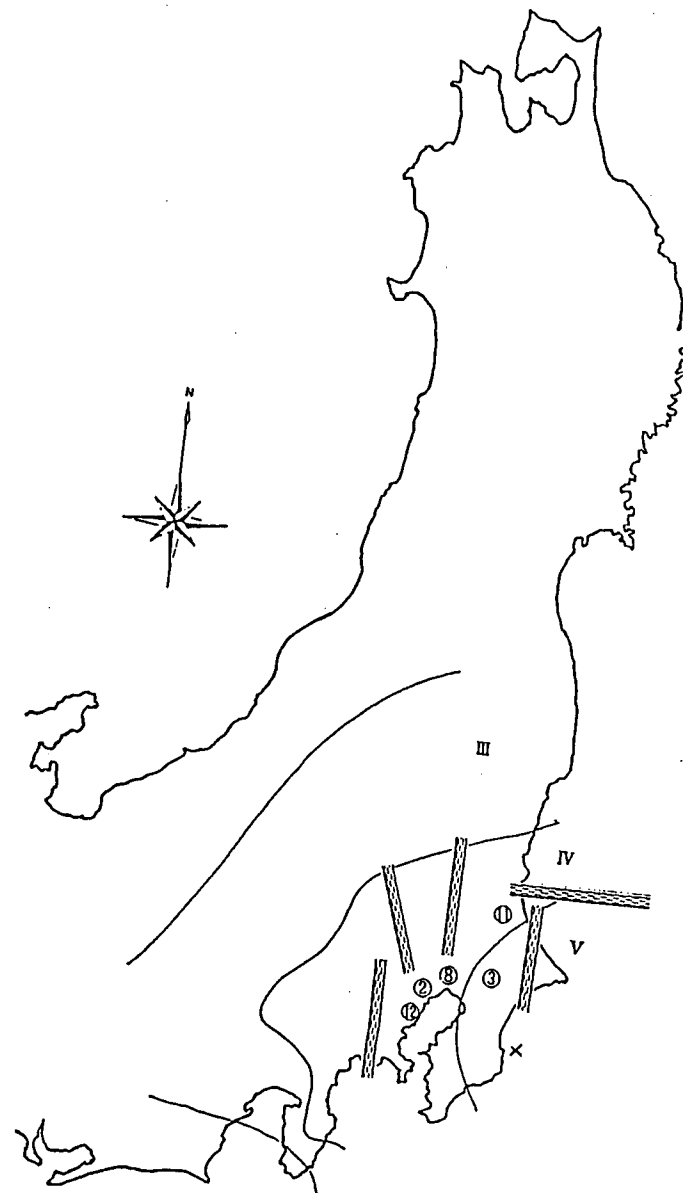
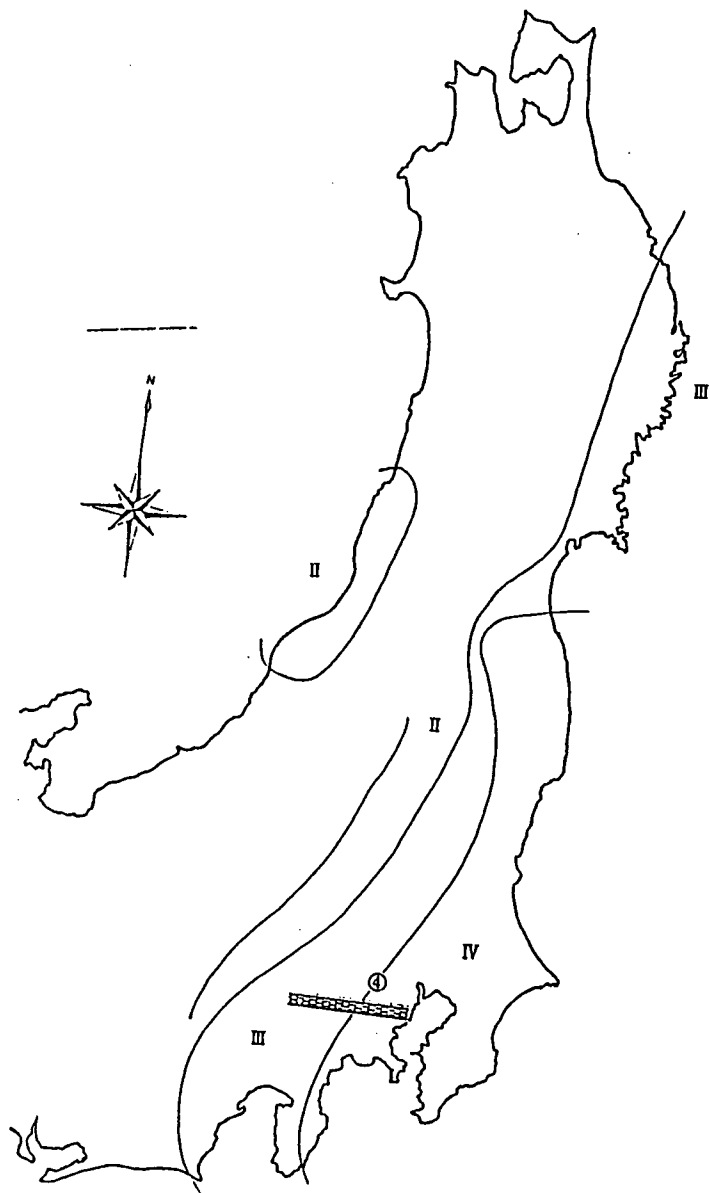


図3-17 シールドトンネルの位置（震度を併せて示す）

宮城県沖地震

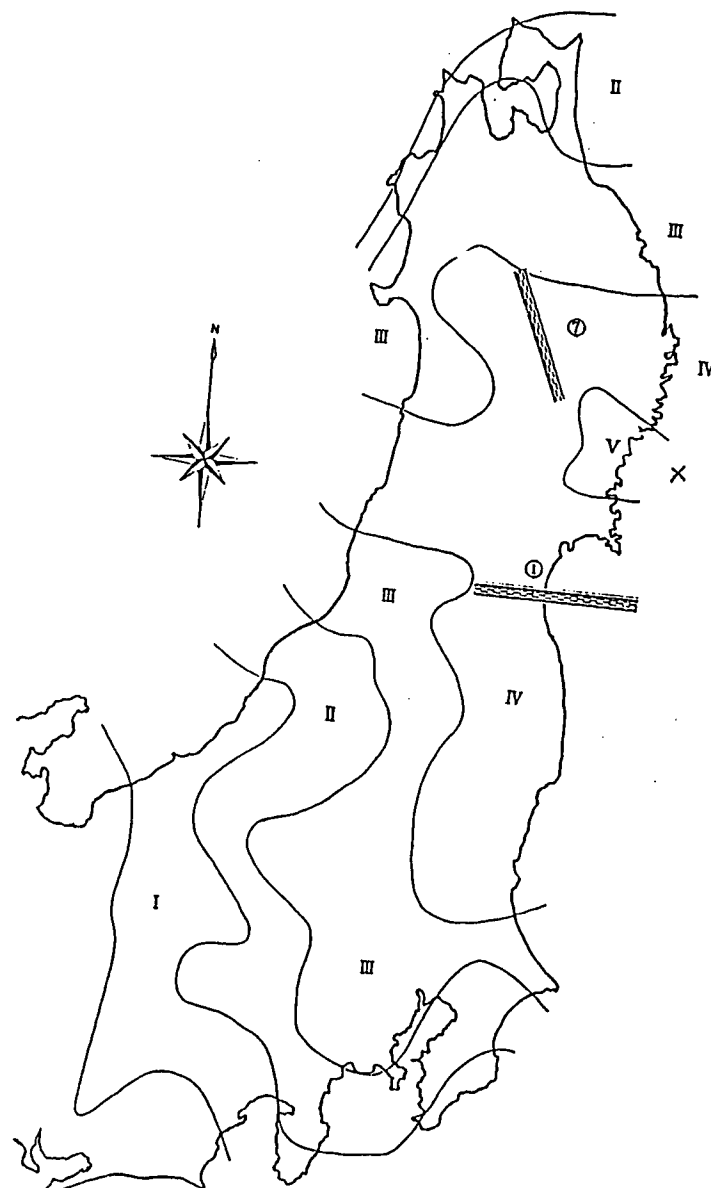


図3-17 シールドトンネルの位置（震度を併せて示す）

付属資料 ヒアリング調査議事録

杉田	・まず、以前に記入して頂いたアンケート表に基づいて、時期およびトンネルの構造について確認したいと思います。まず協和電設の渡辺さんからお願いします。	フジタ工業 森	・柿木の代理で来ました。体験したのは昭和58年日本海中部地震でした。全てスチール製のセグメントで、下水道用のシールドトンネルです。一次覆工の貫通が5月14日でしたので、マシンの解体作業を切羽で行なっていました。二次覆工はまだ打っていません。
協和電設 渡辺（進）	・地震は昭和58年の宮城県沖地震です。トンネルは掘進の手前でマシンの投入直後でした。ですから、立坑上で体験したことになります。電話用のシールドトンネルでした。	フジタ工業 阿部	・地震は2つありまして、1つは千葉県東方沖地震、もう1つは昭和62年9月24日です。千葉県沖の時は、一次覆工が完了してしまっていて、二次覆工を約480m（全長の約2/3）まで打っていたときでした。私は立坑の上におりました。9月24日の時は、一次覆工のみの時でした。
協和電設 牧野	・昭和62年12月17日の千葉県東方沖地震でした。土圧式シールドでマシンの外径が4630mmです。電話線用のシールドトンネルです。トンネル切羽付近のベルトコンベアにつかまっていた。	日本通信建設 岩沢 杉田	・千葉県東方沖地震でした。この時は全長1500mのうち650mまで推進していました。セグメントは全てRC製です。
鴻池組 森木	・同じく千葉県東方沖地震でした。スチール製のセグメントで、トンネル内径は2000mmです。地盤の悪いところが一部ありまして、その部分はRC製のセグメントを使っています。一次覆工は完了（1=1441m）してしまっていて、発震時にはマシンの解体等を行なっていました。私は実際坑内にはおらずに、外に出ていました。その時に坑内にいた作業員から聞いたことをアンケートに書きました。	大林組 山口	・以上、地震、施工の状況等について確認しました。次にシールドトンネルがどのように動いていたか、それをどのように感じたかについてお聞きしたいのですが。まず大林組の山口さんからお願いします。地震としてはかなり大きく感じられたと思いますが、いかがでしたでしょうか。
西松建設 中山	・昭和47年2月29日の八丈島近海地震でした。セグメントは全てスチール製で、下水道用のトンネルです。地震は私が坑内で実際に体験したものです。		・あまりよく記憶がないんですけど…。アンケート中で“トランシットが倒れる程度”と書きましたが、正しくはトランシットにしがみついて体のバランスをとっていたという感じだったと思います。揺れは左右上下めっちゃめっちゃに波を打つような感じでした。上下の波打ちの方が大きかったと思います。たしか延長770mのうち500mくらいにブラインドをやっていて、それより先の切羽側にいたのですが、圧気をかけて作業をしていたのです。で、地震ということで、出るまでに多少時間がかかったんですね。で、地上に出たときに、場所は横浜駅前の公園の所だったのですが、まだ公園にあった水銀灯が揺れていたのを覚えてます。
間組 萩原	・昭和62年の千葉県東方沖地震だったと思います。下水道用のシールドで、セグメントは直線部にはRC、2箇所急曲部（R=50m）にはスチールを使いました。二次覆工用の型枠を移動している最中に地震を感じました。	杉田 山口 杉田 山口	・時間にしてどれくらいでしたか。
大林組 山口	・昭和53年の伊豆大島近海地震だったと思う。一次覆工の施工報告書からみて間違いないと思う。全てスチール製のセグメントで、上水道用のシールドです。		・出るまでに10分以上、20分くらいかかったと思う。減圧してですか。
間組 園田	・昭和53年6月13日の宮城県沖地震でした。M=7.4です。セグメントはRC製で、一次覆工の完了した状態でした。第一回目の二次覆工コンクリート打設後で、未だコンクリートが固まらない頃に地震に遭いました。	杉田 山口	・“波打っている”というのはどのような様子なんでしょうか。
飛島建設 竹沢	・昭和62年12月17日の千葉県沖だと思うのですが。セグメントにはRCとダクタイルを用いていました。ダクタイルはアンケート表の図中にあります。N0460付近の南八幡の駅の所、ポイント関係と電線関係の拡張部で使用しました。ダクの延長は、スパン30mで2箇所、計60mになります。	杉田 山口	・かなり長い周期で、大きく遠方の方が揺れているという感じでした。ただ自分の足元も揺れますので、どっちがどっちかわかりませんが。
日本国土開発 石田	・昭和62年12月17日の千葉県東方沖地震だと思います。下水道用のシールドトンネルで、セグメントはRC製ですが、一部流入部にはスチール製のセグメントを使っています。体験したときには、抗口から200m付近にいました。施工は約300m終わっていました。二次覆工は全くない状態です。	杉田	・あと音なんかはどうでしたか。かなりギシギシと聞こえたのでしょうか。
			・音はなかったと思います。ボルトがとんだということもなかった。あと、圧気ですのでロックをして、空気漏れのないようにパテをロックのまわりにしていたのですが、地震の後に空気量が増えたというようなこともなかったです。揺れた割には、構造自体がフレキシブルですから、振動を吸収してくれたかと思っていますが。
			・水なんかは出ませんでしたか。

山口
加納
山口
加納

山口

杉田

協和電設
渡辺

杉田

渡辺
杉田
渡辺
杉田
渡辺
杉田
鴻池組
轟木

・水の出るような地盤ではなかったので、それはありませんでした。
・自分で感じた振動と、目で見た振動とでは違いがありましたか。
・それは分かりません。
・トランシットにしがみついていたのは、トランシットが倒れそうだったからです。
・いえ、自分が倒れそうだったので、何かにつかまらなければと思ったからではないかと…。
・どうもありがとうございました。続きまして、協和電設の渡辺さんお願いします。坑内の揺れはどうだったでしょうか。
・まず現場の状況からお話しますが、ちょうどマシンの投入が終わりまして、発進の準備をしていました。まだカガミ(?)は破っていないんですけど、路上では薬注用の削杭を行っていたわけですが、最初地震がきたときは、私は立坑の20m下にいたんですが、まずドスンと鈍い音が2回したんですね。で、私は削孔用のマシンが倒れたかと思ったんですが、たまたま2人立坑中にいたのですが、2人ともしりもちをついてしまいました。立ち上がって上を見たら、横揺れが始まった。上を見ると立坑の構築はまだ終わってなくて、仮設の状態だったのですが、切り梁が何というか、碁盤の目がずれるような、交差するような感じに見えたわけです。それで10年も経ったのですが、今でも縦揺れに関してかなり記憶に残っています。すごい揺れだったですね。
・音がでたということですが、これはどこの音だったか分かりましたか。
・音は“ダンダン”という音で、何か共鳴したような音なんですよ。
・時間にしてどのくらいでしたか。
・立ち上がって上を見るまではせいぜい4〜5秒でしたわ。
・出水はありませんでしたか。
・ありませんでした。
・それでは続きまして、鴻池組の轟木さんお願いします。
・まず現場ですが、一次覆工を打ち終わりました、マシンの解体中だったわけです。マシンは相手側の人孔に先端を突っ込んでいた状態です。中で、かじやが2人先端にいたんですが、別に何もつかまらなければならぬというほどでもないという話でした。それで後ろを見ると、出来上がったシールドトンネルが、蛇が動くように横に動いていたということでした。縦揺れは感じなかったということでした。私は外(地上)にいたんですが、その時外では縦揺れを感じたんですね。すぐそばでパイプロを打ってるような感じでした。トンネル延長は1440mあるんですが、その中間に300mほどRCセグメント部があるんですが、そこで止水ヤが漏水箇所(にじむ程度)、300mのうち4割くらいで止水を完了していたんですが、その箇所全部にクラックが入った

杉田
轟木
杉田
間組
萩原

杉田
萩原

杉田

萩原

杉田
萩原
杉田
萩原
杉田
萩原
杉田
園田

んです。スチールセグメント部でも漏水箇所があって、止水をやっていたんですが、そこには変化はありませんでした。止水目地にクラックが入ったんです。
・時間はどれくらいでしたか。
・10秒位だったと思います。
・続いて、間組の萩原さんお願いします。
・現場の状況としては、一次覆工を完全に完了しまして、二次巻きが約半分完了したところでして、セントルを移動している最中に、ちょうど私300Hのレール上に立って作業の管理をしていた時に、突然縦揺れか横揺れか記憶は定かでないんですが、突然揺れ出しまして、ちょうど電気台車が私のそばにありまして、3+3m位のもんですが、突然ガタガタと動きだしたんです。この電気台車の動きで地震と感じたようなものでした。で、バタバタバタバタと前後にかなり動くんですね。私も立っていられなくなって、おもうレールにつかまってしゃがみ込んでしまったような状態でした。約20秒位でしたか、かなり大きな横揺れでした。トンネルの方ですが、目でみて蛇行するというような動きはなかったと思います。
・揺れの感じは、こうゆっくり揺れる…。
・ええ、もうトンネル全体が横に動いているのが分かるような揺れでした。
・トンネルの中にいて、トンネルがゆっくり動くと、揺れを感じにくいと思うんですが、どうですか。
・ええ、もう完全に揺れているというのは、つかまっていなくて…。
・イメージ的には、どのくらいの揺れ量でしたか。
・20〜30cmかなあ。
・上下の揺れはどうでしたか。
・最初ガタガタきてびっくりしたんで、記憶にないんです。
・あとで漏水等ありましたか。
・被害は特に認められませんでした。
・続きまして、間組の園田さんお願いします。
・現場は盛岡の先の所でした。一次覆工が完了し、二次覆工コンクリートを打ち始めまして、私はちょうど型枠のそばにいたんですが、急に型枠がドーンと揺れたもんですから、型枠につかまったわけです。それで、コンクリートを打設するときに型枠がコンクリート圧で壊れることがよくあるんですが、それじゃないかと思って、後ろを見たらトンネルが蛇みたくに蛇行していた。で、何でわかったかというと、トンネルの壁に沿って蛍光灯や電線を両側に設置していたわけですが、それらが揺れてるんですが、それらの揺れが違うということで、蛇行しているような感じを受けました。

杉田
園田

・横方向の蛇行だったのですか。

・縦か横かよく覚えていないんですが、要するに自分も揺れていますがね。だから、感じとしては縦の方が強かったような、要するにうねるような感じでした。

杉田
園田

・そのうねっている時には、トンネル断面の変形はわかりましたか。
・それは直接わからなかったですが、感じたのは、セグメント間のジョイントから水が飛び出してくるんですね。ビッピッと。

杉田
園田

・それは上の方の…
・いや、特定な箇所からですね、ポツとでたりやんだり、でたりやんだりするわけです。

杉田
園田

・両側から交互に？
・そうですね。ですからそれから考えるに、恐らく変形しているのかなど。水が間欠的に吹き出したものですから。

杉田
園田

・リング間の方は出水はなかったのですか。

杉田
園田

・リング間の方は気がつかなかったですね。

杉田
園田

・出水の量はどのくらいでしたか。

・ま、遠くの方は見えなかったんですが、2〜3リングの間で、出たり出なかったりでした。

杉田
園田

・周期的には、何秒くらいの間隔だったでしょうか。

・ちょっとわかりませんが…、10秒というくらい長くはなかったでした。それを見たのは、回数にしてせいぜい5〜6回というところでした。

杉田
園田

・そうしますと、時間も全体としてはあまり長くはないのですか。

杉田
園田

・そうですね。

・このトンネルはRCですが、クラックは入ったんでしょうか。

・クラックは入らなかったですけど、ジョイントを樹脂でコーキングしていたんですが、このコーキングがはずれて、そこから水が出たということなんです。

杉田
園田

・トンネルの中には何名くらいいたのですか。

杉田

・7〜8名くらいだと思います。

・どうもありがとうございました。続きまして、飛島の竹沢さんお願いします。アンケートには横揺れはあって、縦揺れはなかったとありますが。

飛島
竹沢

・横揺れは結構ひどかったんですが、ちょうど二次復工のコンクリートを打設中で、全体80mあるんですが、その約1/3程度打ちまして、私自身セントルの上部でコンクリ打設を見ていたんで、ま、初め静けさを感じるといって、地震がくる前のそんな感じを受けて、それから一気にダウンと来まして、で、一次復工と二次復工の並行作業を行なっているもので、軌道の上をセントル動かして打設していく構造になっていますんで、横揺れに対してはすごく弱い形なんです。オー

杉田
竹沢

バーラップの部分が目開きしたということで、後から締め付けなおしたんですけど、結構な揺れで、ターンバックルとかその他が緩んだという形ですね。

・セントルのオーバーラップ部というのはどうなっているのですか。
・これは、前回打ったコンクリートにオーバーラップという形で、少しオーバーラップさせまして、次のコンクリートを打つわけですね。オーバーラップ部の型枠がけんさきみたいにおバーラップ部が出て

杉田
竹沢

いるわけで、それでジョイント部ときれいに仕上げるわけです。
・そうすると、型枠が動いたのですか。
・何か全体に動いて、緩んだという形ですね。ま、普通アーチ部だけをコンクリ打つという形なんですけど、これトラフ材というんですが、両わきに台みたいなのがあるんですが、それも同時に打設するという、セントルの構造なんです。特に下の部分のところが緩んだということでした。

杉田
竹沢

・わかりました。トンネルの蛇行などありましたか。

・蛇行しているというのはわかりません。ちょうど上部にいたもので、揺れがひどかったもので、手すりにつかまって…。その後、被害状況をプロットしようということでやりましたが、一次復工の関係は全部影響なしで、で、到達の止水工事をやっていたんですけど、その時に息をするように水が出てきたということを知りましたけど。

杉田
竹沢

・到達の所といいますと？

・ええ、もう貫通する前で、もう到達の最後の連壁の所にシールドマシンがいて、その止水工事を調査ボーリングしまして、水が出るか出ないかという、止水工事をしまして、その時息をするような水が出たということでした。今までチョロチョロと出ていたのが、ドードーッと出るようになったと。

杉田
竹沢

・かなりの水量だったのですか。

杉田
竹沢

・いや、量的には大したものではなかったんですが。

・時間にしますとどれくらいでしょうか。

・そうですね、激しい揺れは20秒位。それから揺れが止まるまで長かったですね。

杉田
竹沢

・1分か2分位？

・40秒位あったんじゃないですかね。

杉田
竹沢

・二次復工を打ったところにはクラックは入りませんでしたか。

・一部クラックが入ったところはあるんですが、これが地震のためかどうかかわからないんですが、縦方向にクラックが入ったところがあったんですが。

杉田
竹沢

・縦方向というのは、トンネル円周方向ですか。

・ええ、そうです。

杉田
竹沢
杉田
竹沢
杉田
竹沢

- ・それはリング継目部で入ったのですか。
- ・リング継目らしいですね。
- ・目開きというほどではなくて、微細なクラックという感じですか。
- ・ええ、そうです。ヘアークラックみたいなかたちで。
- ・このクラックはかなりの箇所が発生していたのですか。
- ・まだ固まらないコンクリート、4週間経っていないコンクリートの部分があったんですが、そこは結構大丈夫だったんですけど、それ以後の所で結構出たところがありましたね。地震の影響だけではないと思うんですが…。

杉田

- ・この路線は、ダクティルを併用されているということでしたが、二次覆工のクラックというのは、RC部とダクティル部で何か違いはありましたか。

竹沢

- ・この時はまだ、二次覆工をRC部にのみ打設していたものですから、ダクティル部にはありませんでした。

杉田

- ・どうもありがとうございました。次に日本国土開発の石田さんお願いします。

日本国土開発
石田

- ・初めドンときたような感じがしたんです。続いて横揺れと。立っていられなくて、その時坑内の通路の所にいたので、てすりにつかまっている状態でした。

杉田
石田

- ・初めにドーンときたのは縦ですか。
- ・ちょっと覚えていないんですが…。ちょうど掘進が終ってセグメントを組み立てるといふときで、セグメントを搬入しているところだったんです。で、すぐに電気台車を止めて。でもセグメントを積んでおりますので、それがまだ揺れているような感じでしたわ。どのくらいの時間だったか覚えてませんが。

杉田
石田

- ・横揺れというのは、激しい感じではなく、やはりゆっくりと？
- ・はい、はじめ小刻みに、そしてだんだんゆっくりと。終ってからもしばらく揺れているような感じでした。

杉田
石田
杉田
石田

- ・トンネル内部から見て曲がっていたりというのは？
- ・そのような感じはなかったと思いますけど。
- ・では一様に揺れていたと？
- ・ええ、まあクラックや水は出なかったんですけど、何ヶ所かボルトの緩んでいるところがありました。

杉田
石田
杉田
石田

- ・それはセグメント間のボルトですか。
- ・セグメント間とリング間両方でした。
- ・おもにセグメントの方でしたか。
- ・そうでしょうか。ま、増し締めして何ヶ所か緩んでいる所がありましたから。

杉田

- ・このような、ボルトの緩みというのは、他の皆さんはどうだったでしょうか。（答えなし）。園田さんいかがでしたか。

園田

杉田
石田
杉田
フジタ工業
森

杉田

森

杉田
森

杉田

森

杉田
森

杉田

フジタ工業
河部

- ・なかなか、その、もとから緩んでいたのか、地震で緩んだのかというのは分かりにくいものですから、わかりませんわね。もちろんチェックはしたんですがね。
- ・石田さん、トンネルの中には何名くらいいらしたんですか。
- ・作業員が6名、あと私です。
- ・続きまして、フジタ工業の森さん、お願いしたいのですが、
- ・私は到達立坑の中にいたので、セグメントの状況というのはよくわからないんですが、切羽の上に作業長と2人でいたんですが、このアンケートには横揺れが大きかったと書いてあるんですが（注：アンケートは柿木さんが記入、森さんは代理）、私の場合記憶に残っているのは、どうしても横揺れなんです。最初に緩い横揺れを感じて、あとで笑い話で言っているんですが、“なんで切羽が揺れるんだろう”なんて話をして、その後はもう地震だということがわかりまして、坑内にいた作業員にはガスの始末をしてすぐ逃げるように伝えて、私たちが立坑上に出ようとしたんですが、上にあがるのに作業通路を登るのが困難な状態で、やっと上にあがったような状態でした。階段を登っているときの状況は覚えていないんですが、ま、上にあがったら作業服が切れていて、それで立坑の上に登ってからは、はっきり記憶に残っているんですが、地割れがトンネルと平行方向に入っていました。
- ・若干の漏水があったとアンケートには書いてあるんですが、どのような状況でしたか。
- ・ここに書いてある通りなんですけど、いままで漏水をチェックして漏水があったところから漏水がなくなりまして、以前なかった所、止水をしてある所から漏水している状況が見られました。
- ・漏水量はどれくらいでしたでしょうか。
- ・量的にはたいしたことはないんです。漏れているなと感ずるくらい。
- ・初めに地震を感じてから、上にあがってくるまでの時間はどれくらいでしたか。
- ・ちょっとはっきりしないんですけど、1分くらいじゃないかと思うんですけど。
- ・あとトンネルの中にいらした方の話で特になにかありませんか。
- ・特に記憶にないんですが、やはり、トンネルが波を打っているような状態で揺れていたといっていました。あまり詳しくは聞いていません。
- ・はい、わかりました。続きましてフジタ工業の河部さんお願いします。
- ・私は千葉県東方沖地震の時、立坑の上について、相当揺れまして、私地震足がすくんだ程でした。作業員が5名おりまして、立坑の付近で二次覆工の段取りをほとんど終りまして、立坑で配管材をひきあげよ

うとしていた時でした。ま、かなり作業員の話では門型クレーンが相当揺れまして、切羽管から水が落ちていたということでした。また、特に、プレスクリートスクリーン(?)が効いているものですから、横揺れでひっくり返るんじゃないかと思ったといっていました。

・立坑の上での揺れはどんな感じでしたか。

・それは横揺れがすごかったなあ。ドラム缶から防火用水がバチャバチャこぼれるくらいだったから。坑内なんです、当時二次覆工コンクリートを打ってまして、53回目のコンクリートだったと思うんですが、9mスパンで打ってまして、内径が1800mmなんです、脱枠して約3時間経ったところに、クラックがスパンの中央に入っておりまして、かなりクラックとしても大きい幅でして、クラックは3箇所、3スパンに入っていました。

・3スパンの中央ごとに各1本?

・はい、そうです。1日1回打設しているんですが。あと漏水等についてはほとんど地震によって水が出たというようなことは特にありませんでした。30Rでやってる箇所がありまして、ここは二次覆工は打設してなかったんですが、そこは多少以前から漏水があったものですから、止水をちょっとやっていたんですが、その止水がはげて、カバツとはげたようなところは何ヶ所もありました。あと、立坑はシートパイルだったんですが、エントランスコンクリートが若干動いたんですかね、シートパイルとコンクリートとの間から水が漏れているようでした。到達の方は連壁だったんですが、そっちの方には特になにもなかったと思います。あと昨年の9月の頃なんです、震度2の地震があったんですが、その時は動いているなという程度のもので、ほとんど感じなかったですね。ただ震度2というよりは、ただ動いているなという感じでした。

・二次覆工の打設スパン9mの中央にクラックが出たということですが、この中央には何かあるのでしょうか。

・ま、収縮クラックなんかですと、よくスパン中央に出るんですが、これは脱枠してからすぐに入ったクラックですから、これは地震によるものだったと思います。

・音は何かしましたか。

・音はなにもなかったです。

・どうもありがとうございました。続いて日本通信建設の岩沢さんお願いします。

・私の経験も、皆さんと同じように千葉県東方沖地震震度3ですが、シールド一次覆工を650mまで推進してまして、私が切羽に向かってトンネル内を歩いていたら、急に横揺れがきたということで、ま、歩いていられない状態で、縦揺れはほとんど感じなかったですね。音も感じなかったんですけど、急に横揺れを感じまして、坑内セグメント

杉田
河部杉田
河部杉田
河部杉田
河部
杉田日本通信建設
岩沢杉田
岩沢

加納

萩原
加納
萩原

杉田

加納

杉田
轟木杉田
轟木
杉田

園田

杉田
協和電設
牧野

から蛍光灯をつけてあるんですが、あと看板等ですね、これが揺れ始めまして、"あ、地震だな"と感じたわけなんですけれど。

・揺れの感じはどうでしたか。

・ゆっくりした感じで、時間にしても皆さんの言ったように20秒位ですか、それから徐々におさまって。で、すぐおさまったものですから、切羽まで点検していきまして、切羽の方に作業員4名位いまして、作業員に聞きましたら、やはり地震を感じたということで、異常はどこにもなかったんですけど。縦揺れは感じないで、横揺れがかなり大きかったですね。

・皆さんにお聞きしたいのですが、さきほどから"横揺れ"とおっしゃっているんですが、この揺れは、トンネル軸方向にも、トンネル軸直角方向にも揺れていたのでしょうか。視覚的には蛇行していたということから、トンネル軸の直角方向に動いていたと思われる方が多いと思うんですが。萩原さんは台車が前後に動いていたとおっしゃってましたが、これはトンネルが軸方向にも動いていたことと関係があると思うのですが。

・台車は前後に動いていましたので。

・前後というのは行ったり来たりといった感じ?

・そうです。線路に平行にしがみついていたので、体は壁の方を向いていたんです。そして、体が横揺れを感じていましたので。

・トンネルの壁の方を向いて地震を体験した方はいらっしゃるでしょうか。大体皆さん、トンネルの前の方とか後方を見てらしたようですけど。

・目でみてわかるのは蛇行。つまりトンネル軸直角方向の揺れですよ。しかし、体はおそらく前後左右両方向を感じていたと思うんですよ。...やはりわからないですかね。

・轟木さんいかがですか。

・それはあったかもしれないですけどね。とにかくトンネルが蛇が動くように、ゆっくり動くということでした。

・自分も一緒に動くのでわかりにくいかもしれませんね。

・ま、目でみてわかるのが横揺れです。

・もう一つ確認したいのですが。園田さん、あの出水の話ですが、あの左側と右側の水は交互に出たんでしょうか。

・ま、間欠的に出ていたのは確かなんですが、両方から一緒に出たかどうかというのは、ちょっと...

・続きまして、協和電設の牧野さんお願いします。

・私は、12月17日だったんですが、私は最初上下(縦)を感じました。たまたま、つかまっていたのがベルトコンベアで、固定が前と後ろなんで、あと横は固定なんで、縦にボツと揺れまして、ちょうど触ってましたんで、それで縦に感じたというか。あとは、坑内電話で電話しまして、20秒位、縦に揺れたのか横に揺れたのかわかりませんけど

・はい、そうです。それで、ちょうど現場が東北新幹線と東北自動車

道の間ぐらいなんです、東北自動車道ではカルバートと盛土に30cm位の段差が出たりしまして、それから新幹線も歪がずれていたりしましたので、それからすると……。

杉田 杉田 園田 杉田 園田 杉田 萩原

・トンネルの中の方が、恐い感じはしなかったのではないかと？

・ええ、上に比べればですけど。

・実際に揺れているときは、やはり恐いですか。

・そうですね。

・はい、わかりました。萩原さんいかがでしょうか。

・私も、トンネルの現場にきて、トンネルは大丈夫、中は揺れないからと言われていましたので。実際にはこんなに揺れちゃって。かなり“あー、もうだめかなあ”とか、“セグメントが崩れて、生き埋めになるのかな”とか……。とても恐かったですね。

杉田

・皆さん、揺れている間というのは、じっとしているだけなんですよ。それとも何か行動をおこそうとしたんでしょうか。河部さん、いかがでしょうか。

河部

・私、地震嫌いなもんで。あまり機敏に動ける方じゃないんで。やっぱり回りを伺うことぐらいで。ただ、その直後に、やっぱり点検するようなことくらいは恐らく皆さん身につけていらっしゃると思うんですが。特に地震によって特別な何かが起こるというようなことは、普段予想していないものですから。地震のためのチェックリストがあるとか、そういうものが……。ま、点検といっても、山留めだとか、何かひっくり返っていないとか、そういう点検でおわっちゃうと思うんですが。ま、特別計測しているというのであれば、それを使うんですけど。地震のための何かというのは、私ども持っていないもので……。

杉田

・そういった意味相もあって、地震が益々恐いということになるんじゃないか。

河部

・ええ、やっぱり崩れてきたら恐いですからね。ただ、私水戸におりまして、ここは頻りに地震がおきる所ですから、ま、慣れてしまうというか、“あ、またか”というような感じもあります。ただ、千葉の地震の時は、相当大きかったですから、坑内も外もびっくりして、自分の身を案ずるのが先だったと思うんです。

杉田 中山

・わかりました。中山さん、いかがでしょうか。

・私は地震は恐くありませんでしたけど、さっき申しましたように、圧力が0.8kg/cm²かかってますのでね、ドアでも吹っ飛んだらイチコロだと、これが恐かったです。それだけだったですね。圧力がなかったら、恐怖感なんてあんまりなかったと思います。

杉田 渡辺

・渡辺さんはいかがでしたでしょうか。

・私は、ちょっと余談になるんですけど、地震の横揺れが終わった時か、途中なのかはよく分かりませんが、地震だと思わないで、削孔マ

シンが倒れたと思ってたんです。地上に早く上がろうとしていたんですが、相当あわてていたらしくて、2人で出たんですが、順番が途中で入れ替わってしまいました。シールドマシンは手据式で、100tf位あるんですが、架台が10cm位ずれていたということがありました。後で軌跡を調べたら分かったんですが。マシン全体が。あと、架設材の錆止めの塗料が全部はがれて、下に落ちていたような状態でした。あと感じ方ですが、最初地震とは思わずに、事故と思いましたからねえ。鈍い音がしましたので。だから地震よりも先に、まず上に上がろうという気がありましたね。

杉田

・あと、上にあがってみて、下の人と上の人の慌て方は違いましたか。

渡辺

・上にいた連中は、まあ地震慣れしているわけじゃないんでしょうけど、ある程度は慌てていたんですけど、我々が上にあがった時点では我々の感じ方と、上の感じ方ではかなり違っていました。上では、どうしても被害が一、現場がちょうど仙台市から東になるんです。その辺は古くは仙台の湿地帯（埋立地）になるんです。どうしても悪いんですよね。ですからたまたま近くに国鉄の用地があったんですが、そこではブロック壁が全壊していたんで、それに慌てて騒いでいたのが多かったですね。

杉田

・はい、わかりました。他に上と下とで感じ方が全然違ったというようなことはありませんでしたか。

三井建設 阿部

・上と下との違いというのではないんですが、今から考えまして山口さんの地震がありますよね、56.1.14。この時私は新小岩にいたんです。で、下町で、狭い道路で、シールドやってたんですけど、シールドが終わりまして地上なんですけど、ものすごく揺れたんですね、この時には。電柱なんか倒れるんじゃないかと思うくらいにね。でも、なかなかああいうものは、倒れるようで倒れないんですね。普通の木造家屋が多いわけですけど、かなり揺れていましたね。それでも地上で点検やつても、これというような被害はありませんでしたし、立抗の山留も被害ありませんでした。恐い割には、あまり被害はない。で、確かあの時は震度Ⅳだったと思うんですけど、Ⅳというのはこんなものかという印象を受けました。

杉田

・わかりました。後はいかがでしたでしょうか。

第4章 幅広トンネルの耐震設計法

4. 1 概要

近年、都市部では地上での土地利用の厳しい制約から、上下水道、地下鉄道、自動車道路、電力・通信ケーブル用洞道など、都市機能を支える構造物の地中化が進む傾向にある。このような地中構造物は、その利用目的により、規模、形状ともに多岐にわたり、地震時の振動特性も各々異なるために、耐震性の検討に際しては構造物の規模・形状を反映した方法を用いることが重要となる。

本章では、上記地中構造物のうち、地下街、地下貯水池や大容量の道路トンネルとしての建設が予想される、水平方向に長大な地中構造物（以下、幅広トンネルと呼ぶ）の耐震設計法について検討するものである。

従来、線状地中構造物の耐震性の検討に際しては、第3章で示したように、構造物を等価な剛性を有する弾性床上の梁として、また構造物に沿った地盤を2次元バネ～質点系にそれぞれモデル化して解析を行ってきた。しかしながら、幅広トンネルの検討に際しては、トンネルおよび地盤ともに、長手方向のみならず、トンネル軸直角方向の条件変化を解析に反映することが必要である。上記の観点から、ここでは構造物および地盤をそれぞれ直交異方性板平面シェルならびに3次元バネ～質点系にモデル化した幅広トンネル用地震応答解析手法を示すものである。

4. 2 幅広トンネルの地震応答解析手法の開発

4.2.1 解析手法の概要

地震応答解析の手順を図4-1に示す。解析対象トンネルの諸元、周辺地盤の諸元および入力地震動等を設定したのち、以下に示す手順でトンネルの応答解析を行う。

① 表層地盤の3次元的な解析モデルの作成

3次元的な広がりをもつ表層地盤を、地表面と基盤面を端面とする土柱に分割し、それぞれの土柱を一質点バネで置換したのち、これらの質点を伸縮バネとせん断バネを用いて相互に平面的に連結する。

② 幅広トンネルの力学モデルの作成

幅広トンネルを多数個のトンネル要素に分割し、各々のトンネル要素を、トンネル長手方向と直角方向とで剛性が異なる直交異方性板平面シェル要素に置換する。

③ 表層地盤の動的応答解析

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

④ 応答変位法によるトンネルの応答解析

③で算定された地盤の応答変位のうち、構造物要素の節点位置での応答変位を、トンネル～地盤間バネを介して、静的にトンネルに作用させる。これを時系列で行うことにより、トンネルの動的応答変位を算定する。

⑤ トンネル各部の応力、ひずみの照査

④で算定されたトンネルの応答から、構造物要素に生じる応力およびひずみを算定する。これらの値とトンネル各部の許容応力、許容ひずみとを比較し、トンネルの耐震安全性を判定する。

幅広トンネルおよび地盤の解析モデルの概要を示すと図4-2のようになる。

4.2.2 表層地盤の3次元解析モデル化手法

(1) 解析モデルおよび仮定条件

ここに示す表層地盤のモデル化手法は、田村らにより提案された3次元地盤解析法に基づいたものであり、以下の仮定を設けている。

①耐震計算上の基盤面から上に存在する表層地盤を解析対象とする。

②地盤波動（せん断波動）は、耐震計算上の基盤から鉛直上方に表層地盤に入射し、表層地盤に、トンネル長手方向、軸直角方向および鉛直方向の振動をそれぞれ独立に生じさせる。

ここで、表層地盤を基盤と地表面とを端面とした土柱に分割し、この土柱要素を一質点バネ系に置換する過程は、従来の解析モデル化と同様である。詳細は参考文献1)を参照されたい。

(2) 質点間バネの設定

質点間バネには、図4-3に示すように、せん断バネ (K_{2xy} 、 K_{2yx}) と伸縮バネ (K_{2xx} 、 K_{2yy}) の2種類がある。このバネを用いて各質点を相互に平面的に連結する。

いま、土柱要素に、図4-4に示すような変形が働いているものと考え、単位変形をさせるのに必要な外力から質点間バネ定数を定めるものとする。せん断バネ K_{2xy} 、 K_{2yx} を定めるにあたっては、図4-4(a)(b)に示すような変形状態を想定し、以下により土柱の変形を仮定する。

① K_{2yx}

$$\begin{aligned} u(x, y, z) &= 0 & , 0 \leq x \leq B \\ v(x, y, z) &= x/B \cdot \beta_1 \cdot \phi_1(z) & , 0 \leq y \leq W \\ w(x, y, z) &= 0 & , 0 \leq z \leq H \end{aligned} \quad (4.1)$$

② K_{2xy}

$$\begin{aligned} u(x, y, z) &= y/B \cdot \beta_1 \cdot \phi_1(z) & , 0 \leq x \leq B \\ v(x, y, z) &= 0 & , 0 \leq y \leq W \\ w(x, y, z) &= 0 & , 0 \leq z \leq H \end{aligned} \quad (4.2)$$

ここに、 u : トンネル長手方向 (x 軸方向) の表層地盤の相対応答変位

v : トンネル軸直角方向 (y 軸方向) の表層地盤の相対応答変位

w :鉛直方向 (z 軸方向) の表層地盤の相対応答変位

β_1 :各土柱要素の1次の刺激係数

$\phi_1(z)$:各土柱要素の1次の振動モード関数

同様に、伸縮バネ K_{2xx} 、 K_{2yy} を定めるにあたっては、図4-4(c)(d)に示すような変形状態を想定し、以下により土柱の変形を仮定する。

③ K_{2xx}

$$\begin{aligned} u(x, y, z) &= x/B \cdot \beta_1 \cdot \phi_1(z) & , 0 \leq x \leq B \\ v(x, y, z) &= 0 & , 0 \leq y \leq W \\ w(x, y, z) &= w^*(z) & , 0 \leq z \leq H \end{aligned} \quad (4.3)$$

④ K_{2yy}

$$\begin{aligned} u(x, y, z) &= 0 & , 0 \leq x \leq B \\ v(x, y, z) &= y/W \cdot \beta_1 \cdot \phi_1(z) & , 0 \leq y \leq W \\ w(x, y, z) &= w^*(z) & , 0 \leq z \leq H \end{aligned} \quad (4.4)$$

ここに、 $w^*(z)$: x 方向および y 方向の質点間の伸縮変形にともなう z 方向の変形
上記の土柱の変形と、3次元弾性体の応力～ひずみの関係から、せん断バネおよび伸縮バネは次のように算定される。詳細は参考文献2)を参照されたい。

$$K_{2yx} = \int_0^H \int_0^W \tau_{xy} dy \cdot dz = W \cdot \beta_1 / B \cdot \int_0^H G(Z) \cdot \phi_1(z) \cdot dz \quad (4.5)$$

$$K_{2xy} = \int_0^H \int_0^B \tau_{xy} dy \cdot dz = B \cdot \beta_1 / W \cdot \int_0^H G(Z) \cdot \phi_1(z) \cdot dz \quad (4.6)$$

$$K_{2xx} = W \cdot \beta_1 / B \cdot \int_0^H E(Z) / (1 + \nu(Z)) (1 - \nu(Z)) \cdot \phi_1(z) \cdot dz \quad (4.7)$$

$$K_{2yy} = B \cdot \beta_1 / W \cdot \int_0^H E(Z) / (1 + \nu(Z)) (1 - \nu(Z)) \cdot \phi_1(z) \cdot dz \quad (4.8)$$

4.2.3 幅広トンネルの直交異方性板シェル要素へのモデル化手法

(1) 仮定条件

幅広トンネルの直交異方性板へのモデル化に際しては、以下の仮定を設けている。

- ① トンネル部分要素の横断面は、トンネル長手方向の中立軸に対して上下対称であるものとする。
- ② トンネル部分要素の横断面は、鉛直方向の中立軸に対して左右対称であるものとする。
- ③ トンネル部分要素に生じる全ての断面力 ($\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}, \tau_{yx}, \tau_{yz}, \tau_{zy}, \tau_{zx}, \tau_{xz}$) は、要素内で一定であるものとする。

(2) トンネル部分要素の直交異方性板シェル要素へのモデル化

トンネルの一部を切り出した部分要素 (I型要素) を直交異方性板シェル要素にモデル化する手順を示すと以下の通りである。

1) トンネル部分要素に作用する断面力

トンネル部分要素および直交異方性板シェル要素の応力状態は図4-5のようになる。幅S、長さSのトンネル部分要素に作用する断面力は次のようになる。

$$\begin{aligned}
 N_x &= \int_{-H/2-h/2}^{H/2+h/2} \sigma_x \cdot S dz + \int_{-H/2-h/2}^{H/2+h/2} \sigma_x \cdot S dz \\
 N_y &= \int_{-H/2-h/2}^{H/2+h/2} \sigma_y \cdot S dz + \int_{-H/2-h/2}^{-H/2+h/2} \sigma_y \cdot S dz \\
 &\quad + \int_{-H/2+h/2}^{H/2+h/2} \sigma_y \cdot t dz \\
 N_{xy} &= \int_{-H/2-h/2}^{H/2+h/2} \tau_{xy} \cdot S dz + \int_{-H/2-h/2}^{-H/2+h/2} \tau_{xy} \cdot S dz = N_{yx} \quad (4.9) \\
 M_x &= \int_{-H/2-h/2}^{H/2+h/2} \sigma_x \cdot z \cdot S dz + \int_{-H/2-h/2}^{-H/2+h/2} \sigma_x \cdot z \cdot S dz \\
 M_y &= \int_{-H/2-h/2}^{H/2+h/2} \sigma_y \cdot z \cdot S dz + \int_{-H/2-h/2}^{-H/2+h/2} \sigma_y \cdot z \cdot S dz \\
 &\quad + \int_{-H/2+h/2}^{H/2+h/2} \sigma_y \cdot z \cdot t dz \\
 M_{xy} &= \int_{-H/2-h/2}^{H/2+h/2} \tau_{xy} \cdot z \cdot S dz + \int_{-H/2-h/2}^{-H/2+h/2} \tau_{xy} \cdot z \cdot S dz
 \end{aligned}$$

ここに、H: フランジ中央から図心までの距離、h: フランジ厚である。

2) 直交異方性板の応力～変位の関係

直交異方性板の変位～ひずみ関係式、および応力～ひずみ関係式を連立することにより、応力～変位の関係式は次のようになる。

$$\begin{aligned}
\sigma_x &= \frac{E_x}{1-\nu_x \nu_y} \left\{ \left(\frac{du}{dx} + \nu_y \frac{dv}{dy} \right) - z \left(\frac{d^2 \omega}{dx^2} + \nu_y \frac{d^2 \omega}{dy^2} \right) \right\} \\
\sigma_y &= \frac{E_y}{1-\nu_x \nu_y} \left\{ \left(\frac{dv}{dy} + \nu_x \frac{du}{dx} \right) - z \left(\frac{d^2 \omega}{dy^2} + \nu_x \frac{d^2 \omega}{dx^2} \right) \right\} \\
\tau_{xy} &= G_{xy} \left\{ \left(\frac{du}{dy} + \frac{dv}{dx} \right) - 2z \frac{d^2 \omega}{dxdy} \right\}
\end{aligned} \quad (4.10)$$

ここに、 E_x :x軸方向のヤング率、 E_y :y軸方向のヤング率、 G_{xy} :せん断弾性係数、 ν_x :x軸方向のポアソン比、 ν_y :y軸方向のポアソン比である。

3) 直交異方性板シェル要素の変位～トンネル部分要素の断面力

(式4.9)および(式4.10)を連立することにより、等価な応力が生じる場合の、直交異方性板シェル要素の変位とトンネル部分要素の関係式が次に示すように与えられる。

$$\begin{aligned}
N_x &= \frac{2 \cdot E_x \cdot S \cdot h}{1-\nu_x \nu_y} \left(\frac{du}{dx} + \nu_y \frac{dv}{dy} \right) \\
N_y &= \frac{2 \cdot h \cdot S + (H-h)(1-\nu_x \nu_y)t}{1-\nu_x \nu_y} \cdot E_y \left(\frac{2 \cdot h \cdot S}{2hsS(H-h)(1-\nu_x \nu_y)t} \cdot \nu_x \frac{du}{dx} + \frac{dv}{dy} \right) \\
N_{xy} &= 2 \cdot S \cdot h \cdot G_{xy} \left(\frac{du}{dy} + \frac{dv}{dx} \right) \\
M_x &= -2 \cdot \frac{E_x \cdot S}{1-\nu_x \nu_y} \left(\frac{d^2 \omega}{dx^2} + \nu_y \frac{d^2 \omega}{dy^2} \right) \cdot I \\
M_y &= -2 \cdot \frac{E_y \cdot S}{1-\nu_x \nu_y} \left(\frac{d^2 \omega}{dy^2} + \nu_x \frac{d^2 \omega}{dx^2} \right) I - E_y \cdot t \cdot \frac{d^2 \omega}{dy^2} I_b \\
M_{xy} &= -4G_{xy}S \frac{d^2 \omega}{dxdy} I
\end{aligned} \quad (4.11)$$

ここに、 I 、 I_b はそれぞれフランジ、ウェブの単位幅あたりの断面2次モーメントで、次式で与えられる。

$$I = \int_{-h/2}^{h/2} z^2 \cdot dz + h(H/2)^2 \quad (4.12)$$

$$I_b = \int_{-H/2+h/2}^{H/2-h/2} z^2 \cdot dz \quad (4.13)$$

4) 直交異方性板シェル要素の基礎方程式

直交異方性板シェル要素の力のつりあい式¹⁾と(式2.11)を連立すれば、直交異方性板シェル要素の基礎方程式が次のように算定される。

① x軸方向基礎方程式

$$\frac{2 \cdot E \cdot h}{1-\nu^2} \frac{d^2 u}{dx^2} + \left(\frac{2 \cdot E \cdot h}{1-\nu^2} \cdot \nu + 2 \cdot h \cdot G \right) \frac{d^2 v}{dxdy} + 2hG \frac{d^2 u}{dy^2} = 0 \quad (4.14)$$

② y軸方向基礎方程式

$$2 \cdot hG \frac{d^2 v}{dx^2} + \left(2hG + \frac{2h}{1-\nu^2} E \cdot \nu \right) \frac{d^2 u}{dxdy} + \frac{2h + (H-h)(1-\nu^2)\tau/s}{1-\nu^2} E \frac{d^2 v}{dy^2} = 0 \quad (4.15)$$

③ z軸方向基礎方程式

$$2 \cdot \frac{EI}{1-\nu} \frac{d^4 \omega}{dx^4} + (4 \cdot \frac{E\nu}{1-\nu} I + 8GI) \frac{d^4 \omega}{dx^2 dy^2} + (2 \cdot \frac{EI}{1-\nu} + E \cdot I b \cdot \tau / s) \frac{d^4 \omega}{dy^4} = q \quad (4.16)$$

ここに、E:トンネル部分要素のヤング率、G:トンネル部分要素のせん断弾性係数、 ν :トンネル部分要素のポアソン比である。

5) トンネル部分要素の直交異方性板シェル要素へのモデル化条件

直交異方性板の伸び剛性 D_x 、 D_y 、および曲げ剛性 D_{xy} 、 K_{xy} は通常次式で与えられる。

$$\begin{aligned} D_x &= \frac{E_x^m \cdot B^m}{1-\nu_x^m \nu_y^m} \\ D_y &= \frac{E_y^m \cdot B^m}{1-\nu_x^m \nu_y^m} \\ K_x &= \frac{E_x^b \cdot B^3}{12(1-\nu_x^b \nu_y^b)} \\ K_y &= \frac{E_y^b \cdot B^3}{12(1-\nu_x^b \nu_y^b)} \\ D_{xy} &= G_{xy}^m \cdot B^m \\ K_{xy} &= \frac{G_{xy}^b \cdot B^3}{12} \end{aligned} \quad (4.17)$$

ここに、Bは直交異方性板の板厚である。また、添字mは面内変形、bは面外変形を表わす。

(式4.14)～(式4.16)から与えられる伸び剛性および曲げ剛性を(式4.17)と等置することにより、直交異方性板シェル要素へのモデル化条件式が算定されることになる。条件式をとりまとめて示すと表4-1のようになる。

4. 3 今後の検討課題

水平方向に長大な地中構造物（幅広トンネル）の耐震設計法の開発に際して、検討が必要と考えられる項目は以下に示す通りである。

- 1) 線状地中構造物に用いられているような、構造物側面からのせん断変形だけでなく、構造物上下面からの水平方向の入力変形を考慮した応答変位法の開発
- 2) 基盤から表層地盤といった、地盤条件の変化部での耐震性の検討
- 3) 線状地下構造物、柱状地下構造物およびブロック状地下構造物との接続部の耐震性の検討

参 考 文 献

- 1) 建設省土木研究所: 沈埋トンネルの軸線上の断面力および変位の地震応答解析法に関する研究、土木研究所資料、第1193号、昭和52年3月
- 2) 建設省土木研究所: シールドトンネルの耐震性に関する研究（その4）、土木研究所資料、第2496号、昭和62年2月
- 3) 建設省土木研究所: 偏平な沈埋トンネルの耐震性に関する研究、土木研究所資料、作成中

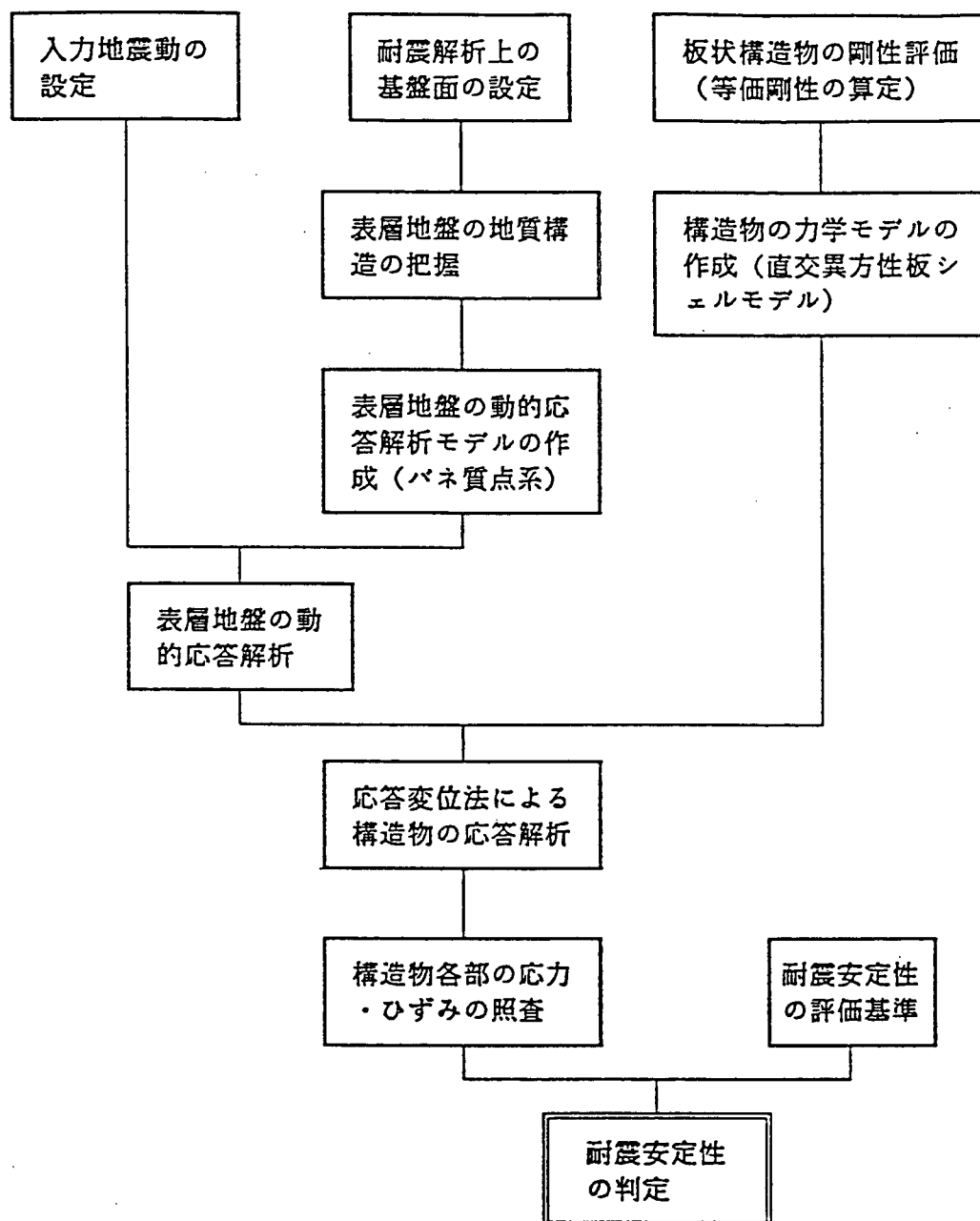


図4-1 幅広トンネルの地震応答解析のフロー

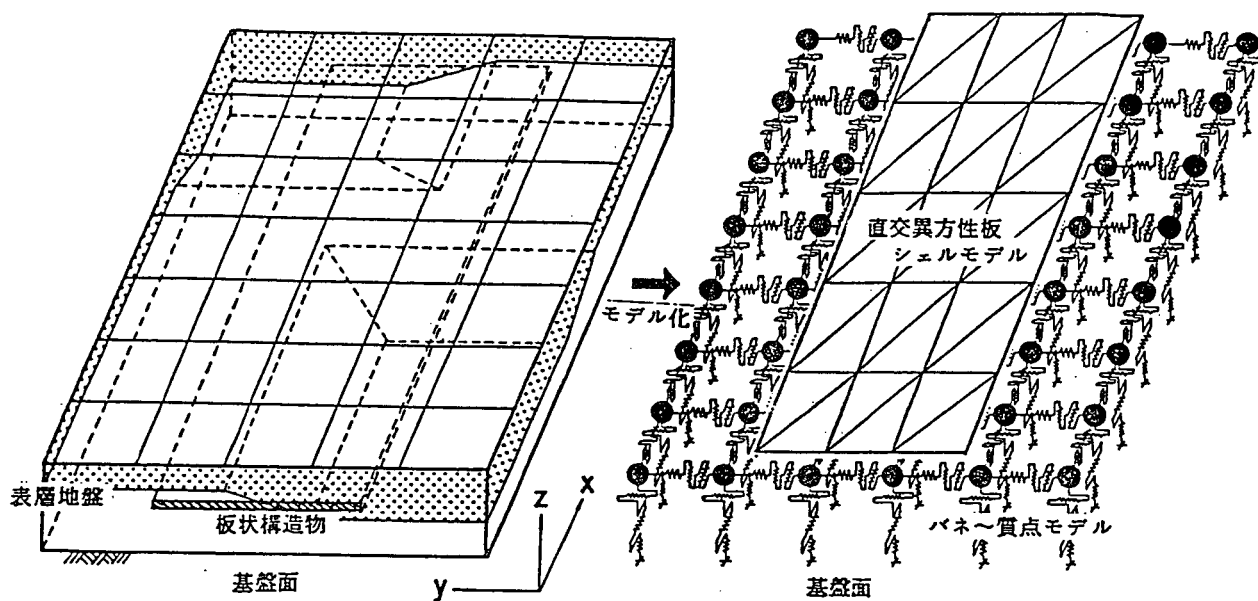


図 4 - 2 解析モデル

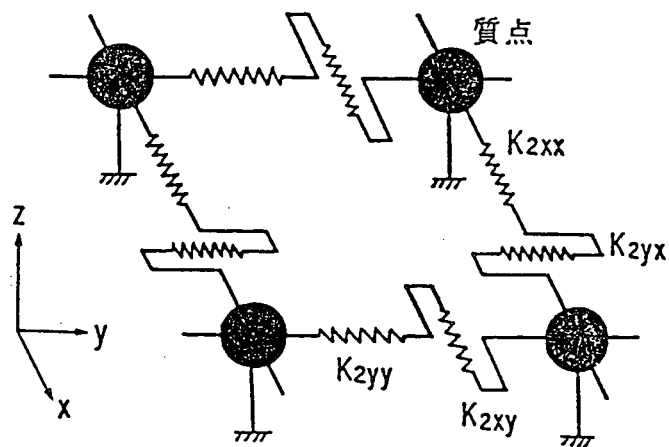
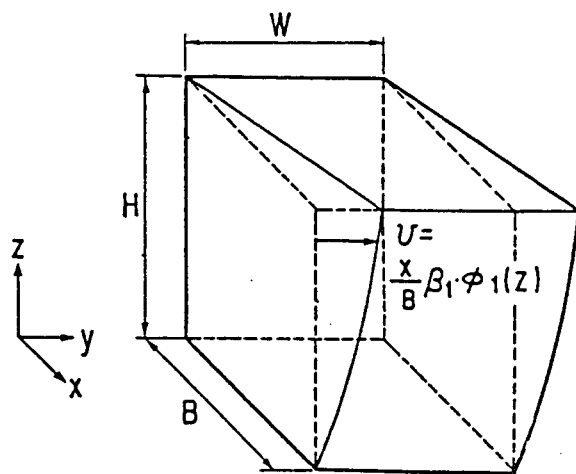
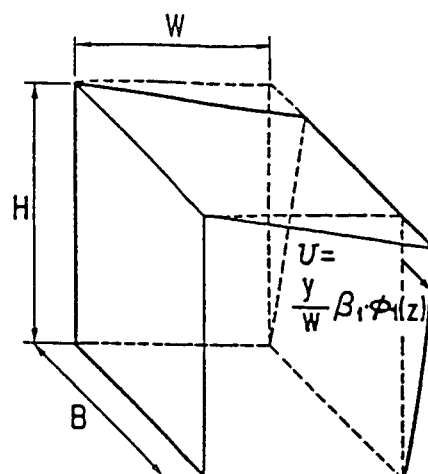


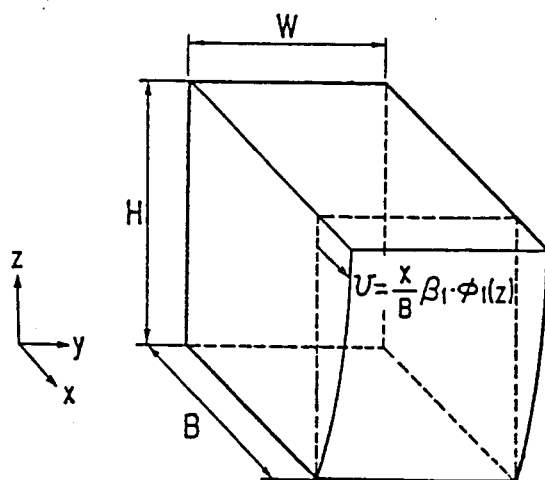
図 4 - 3 地盤質点間バネの定義



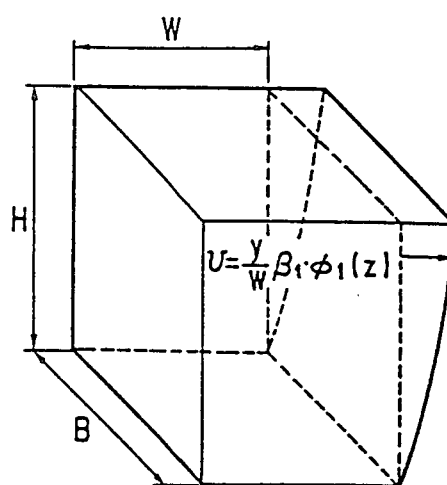
(a) せん断変形 (K_{2yx})



(b) せん断変形 (K_{2xy})



(c) 伸縮変形 (K_{2xx})



(d) 伸縮変形 (K_{2yy})

図 4-4 質点間バネを定めるために仮定した土柱要素の変形

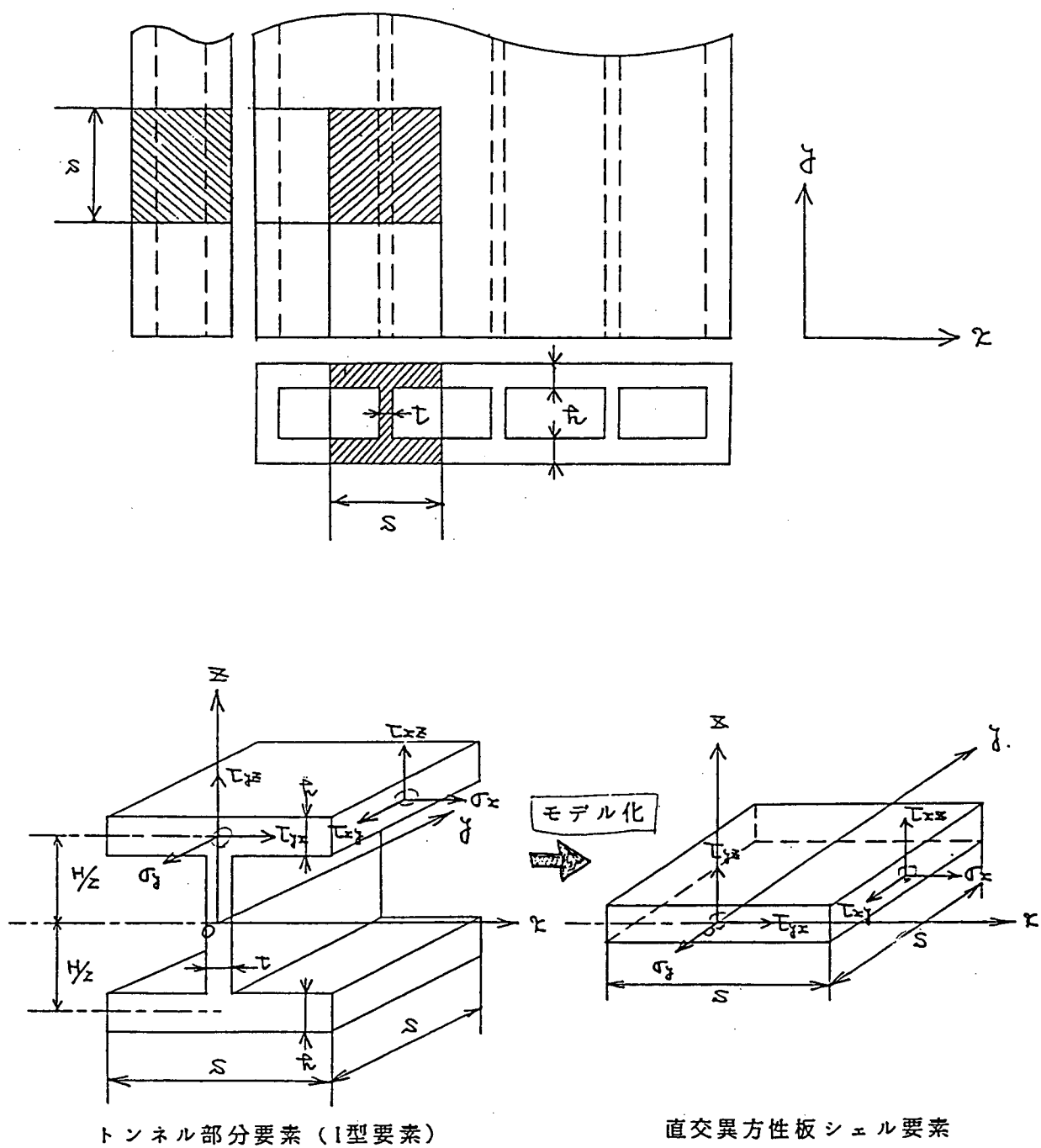


図4-5 トンネル部分要素と直交異方性板シェル要素の応力状態

表 4 - 1 直交異方性板シェル要素へのモデル化条件

	方 向	弾 性 係 数	せん断弾性係数	ポアソン比	板 厚
面内 変形	x	$E_x^m = \frac{E}{1-\nu^2} \left(1 - \frac{2h \cdot \nu^2}{2h + (H-h)(1-\nu^2) \tau/S} \right)$	_____	$\nu_x^m = \frac{2h}{2h + (H-h)(1-\nu^2) \tau/S} \cdot \nu$	$B^m = 2h$
	y	$E_y^m = \frac{2h + (H-h)(1-\nu^2) \tau/S}{1-\nu^2} \cdot \frac{E}{2h} \left(1 - \frac{2h \cdot \nu^2}{2h + (H-h)(1-\nu^2) \tau/S} \right)$	_____	$\nu_y^m = \nu$	
	せん断	_____	$G_{xy}^m = G$	_____	
面外 変形	x	$E_x^b = E$	_____	$\nu_x^b = \nu \left(1 + \frac{1b(1-\nu^2)}{2l} \tau/S \right)^{-1/2}$	$B^b = 2 \cdot 3 \sqrt{3} l$
	y	$E_y^b = E \left(1 + \frac{1b(1-\nu^2)}{2l} \tau/s \right)$	_____	$\nu_y^b = \nu \left(1 + \frac{1b(1-\nu^2)}{2l} \tau/S \right)^{1/2}$	
	せん断	_____	$G_{xy}^b = \frac{2G}{1-\nu}$	_____	

第5章 平面ひずみ構造物および軸対象構造物の耐震設計法

5.1 はじめに

この章では、将来の大深度地下構造物の耐震設計法の開発に資するため、地下構造物に関する現行指針の耐震規定、研究成果、震害事例などを調査して、耐震設計法および研究の現状を把握した。その後で、現行の耐震規定を大深度地下構造物に適用する場合の問題点を拾いだし、今後の研究課題について考察した。

地下構造物と言う場合、たとえばトンネルのような細長いものや地下タンクのような縦長の構造物など、色々のものが存在する。しかも、このような構造物はそれらの形状・寸法の違いによって地震時の挙動は異なるので、耐震設計法も細部においてはかなり異なったものになる。そこで、この章では対象とする構造物を「平面ひずみ構造物」と「軸対称構造物」の2つに限定し調査した。ここに、「平面ひずみ構造物」とは細長いトンネルの横断方向のように平面ひずみ状態にあると仮定できる構造物のことであり、「軸対称構造物」とは地下タンクあるいはケーソンのように軸対称体と仮定あるいはモデル化できる構造物のことである。

5.2 現行の耐震設計法の整理および問題点

この節では、地下構造物あるいは構造物の地下部に関する耐震設計規定のある現行指針で、平面ひずみ構造物および軸対称構造物に適用できるものについて、それらの指針の対象構造物、適用範囲、耐震設計法、設計地震などを調査した後、これらの耐震設計規定を大深度地下構造物へ適用する際の問題点をまとめた。

5.2.1 調査対象指針類

調査の対象としたのは、表5-1に示す6編である。

表5-1 調査対象とした指針類一覧表

No.	指針類の名称	編集機関	発行年月
1	地下貯油施設技術指針(案)	土木学会	1980.5
2	LNG地下式貯槽指針	日本瓦斯協会	1981.12
3	LNG地下式貯槽(土木設備)設計指針	電気事業連合会	1978.10
4	本州四国連絡橋耐震設計指針	土木学会	1967
5	道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編	日本道路協会	1980.5
6	新耐震設計法(案)	建築研究振興協会	1977.3

5.2.2 各指針類の耐震設計における現状

各指針とも、調査項目とそれに対応する現状を表の形でまとめた。表中の()内のページは指針の本文中の対応するページを示す。

(1) 地下貯油施設技術指針(案)

この指針は、石油の地下備蓄施設に関する計画・調査・設計・施工および維持・管理のための技術指針であり、軟弱地盤帯での備蓄施設と岩盤地帯での施設(ロックオイルタンク)の両方を含んでいる。

表5-2 地下貯油施設技術指針(案)

項目	現状
主な対象構造物	◦ 横型貯油槽 (p.3) ・岩盤中に築造されるトンネルタイプの貯油槽。 ◦ 縦型貯油槽 (p.3) ・各種の岩盤中に築造される円筒状または直方体状の貯油槽。 ・周囲が岩盤以外の地盤の場合は一般に鉄筋コンクリート製。
適用範囲	◦ 横型貯油槽の場合 (p.1) ・断面積300m²(高さ20m、幅15m)、長さ500m程度。 ◦ 縦型貯油槽の場合 (p.1) ・直径80~90m、深さ30~40m。
対象地盤	◦ 貯油槽施設地盤 (p.17) ・岩盤地帯から洪積・沖積地盤まで。 ◦ 建設禁止地盤 (p.17) ・地殻変動の著しい地盤。 ・不等沈下を生じたり地震によって不安定となる軟弱地盤。 ・地滑り・崩壊の可能性が高い地域の地盤。
耐震設計法	◦ 耐震設計の原則 (p.36) ・原則として静的解析とし、必要に応じて動的解析で補足する。 ◦ 横型貯油槽の場合 (p.36) ・堅固な岩盤中に建設する場合は、掘削による岩盤の安定性に問題が無ければ、耐震設計計算は省略可とする。

表 5 - 2 地下貯油施設技術指針 (案)

項目	現状
	◦ 豎型貯油槽の場合 (p36) ・堅固な岩盤中に建設する場合は、横型貯油槽の場合と同様に掘削による岩盤の安定性に問題が無ければ、耐震設計計算は省略可とする。 ・躯体は、地震時慣性力、地盤変位の影響を考慮して設計する。地震時土圧の推定には慣性力による影響と貯油槽周辺地盤からの強制変位による影響とをそれぞれ別個に考慮する。このため、周辺地盤の極限平衡状態を仮定した地震時土圧による解析と、地盤の変位応答と躯体との相互作用を仮定した解析との2方法から求めたそれぞれの応力に対して設計を行う。 ◦ 地上付属構造物 (p36) ・比較的剛な構造系で、地震時の慣性力によって生じる影響が支配的な構造は震度法による。
設計地震	◦ 震度法における設計震度 (p.37) ・設計水平震度 設計基盤を設定し、設計水平震度分布を Kh_b から Kh_g まで変化すると仮定する。 ① 設計基盤における設計水平震度 $Kh_b = 0.75 K_0 \cdot \beta_1$ ② 地表面における設計水平震度 $Kh_g = K_0 \cdot \beta_1 \cdot \beta_2$ ③ 地上構造物の設計水平震度 $Kh_s = K_0 \cdot \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \beta_3$ ここに、 K_0: 標準設計水平震度 (0.2) β_1: 地域係数 (1.0, 0.85, 0.7) β_2: 地盤係数 (0.9, 1.0, 1.1, 1.2) β_3: 構造物応答特性係数 (0.5~1.25) ・せん断波速度が350m/s以上の地層またはN値が50以上の地層で、その下方地盤にはそれらを下回らない地層が続く場合をもって設計基盤とすることが多い。 ・設計鉛直震度 K_v は基盤における設計水平震度 Kh_b の1/2とする。 ◦ 動的解析法における入力地震 (p.40) ・基盤における最大水平加速度 $a_{h_b} = a_0 \cdot \beta_1$ ここに、 a_0: 標準水平最大加速度 ・基盤入力地震の最大水平加速度を決める際の標準水平加速度は150galとする。卓越周期が比較的長い波形を入力する場合は100galまで減じてよい。 ・計算モデルに土の剛性率と減衰定数のひずみ依存性を考慮することが望ましい。 ・その地点に適した周期特性の異なる波形を少なくとも3種類は用いることが望ましい。

表 5 - 2 地下貯油施設技術指針 (案)

項目	現状
貯油槽躯体の耐震設計	◦ 一般 (p.40) ・ 躯体自身の慣性力、貯液の衝撃圧および地盤に作用する慣性力に起因する偏土圧を考慮して解析した応力と変形に対して安全であるように設計する。 ・ また、躯体自身の慣性力、貯液の衝撃圧および地盤の地震時変位に起因する強制変位を考慮して解析した応力と変形に対しても安全であるように設計する。 ・ 円周方向と縦方向の耐力を確保する。 ◦ 偏土圧入力による方法 (p.42) ・ 貯油槽躯体周辺地盤の極限平衡状態を想定し、地震時慣性力に伴う土圧の増分が貯油槽躯体に作用するものとして、躯体の変形・応力を解析する。 ◦ 変位入力による方法 (p.43) ・ せん断地震波による地盤モデルの変位応答を入力とし、その変位が地盤バネを介して貯油槽躯体に作用するものとして、躯体の変形・応力を解析する。 ◦ 安全性の判定 (p.44) ・ 原則として許容応力による。 ・ 必要に応じて変形による照査を行う。

(2) LNG地下式貯槽指針

この指針は、LNG地下式貯槽の計画・設計・建設および保守についての技術指針である。

表5-3 LNG地下式貯槽指針

項目	現状
対象構造物	◦ LNG地下式貯槽 (p.3)
耐震設計法	◦ 耐震設計の原則 (p.36) ・震度法(静的解析)を基本とし、必要に応じて動的解析(線形、等価線形)で補足する。
設計地震	◦ 震度法における設計震度 (p.37) ・地盤の水平震度 $K_H = a_1 \cdot a_2 \cdot a_3 \cdot K_0$ ここに、K_0: 基準水平震度 (0.15) a_1: 地域別補正係数 (1.0, 0.85, 0.7) a_2: 地盤種別による補正係数 (1.4, 1.6, 1.8, 2.0) a_3: 地中部分の補正係数 ・地中部分の震度分布は、地盤面と基盤の震度を基準にして深さ方向に直線分布とする。 $a_3 = 1.0 - Z \cdot (1.0 - 1/a_2)/H$ Z: 震度を求める位置の深さ ($\leq H$) H: 基盤までの深さ ・せん断波速度が350m/s以上の地層またはN値が50以上の地層で、その下方地盤にはそれらを下回らない地層が続く場合をもって設計基盤とすることが多い。 ・設計鉛直震度K_vは基盤における設計水平震度K_hの1/2とする。 ◦ 動的解析法における入力地震 (p.40) ・基盤における最大水平加速度 $A_H = a_1 \cdot A_0$ ここに、A_0: 標準水平最大加速度 (150gal) ・卓越周期が比較的長い波形を入力する場合は、A_0を100galまで減じてよい。 ・その地点に適した周期特性の異なる波形を少なくとも3種類は用いることが望ましい。

表 5 - 3 LNG地下式貯槽指針

項目	現状
貯槽躯体の耐震設計	◦ 許容応力の割増し (p.94) ・地震による影響荷重を考えた場合は1.5倍する。 ◦ 地震による影響荷重 (p.97) ・地震時土圧 地震時土圧は、地震時主働土圧から常時主働土圧を引いた値とし、常時の土圧に加算する。 地震時土圧の算定に用いる設計震度は、側壁の地震時土圧が作用する部分の地表面からの深さに応じた地中の震度とする。 躯体の自重に起因する慣性力および動液圧については、躯体の埋設部の1/2の深さにおける地中震度を用いる。 載荷方法は、側壁両側から偏土圧として載荷し側壁の変形に応じた地盤のバネ反力を考慮する。また地震時土圧の作用する深さは、地表面より底部の厚さの1/2の深さまでとする。 ・躯体の慣性力、動液圧 躯体の自重に起因する慣性力については躯体の自重に震度を乗じた値とし、また屋根の自重に起因する慣性力については計算された慣性力が側壁上部に伝達されるものとする。 この場合躯体は周辺地盤のバネによって拘束されるものとする。 地震時動液圧については、液圧の増加分が側壁に直接作用するものとし、この場合躯体は周辺地盤のバネによって拘束されるものとする。

(3) LNG地下式貯槽(土木設備)設計指針

この指針は、LNG地下貯槽のうち、主として軟弱地盤に建設されるコンクリート構造の円筒形LNG地下式貯槽の設計について、一般的かつ基本的な基準を示したものである。

表5-4 LNG地下式貯槽(土木設備)設計指針

項目	現状
対象構造物	◦ LNG地下式貯槽
耐震設計法	◦ 耐震設計の原則 (p79) ・ 震度法(静的解析)を基本とし、必要に応じて動的解析(線形、等価線形)で補足する。
設計地震	◦ 設計地震動は、建設地点の地震活動度の地域的特性、表層地盤の振動特性ならびに地震波動の特性を考慮して、加速度と変位について定める(p.65)。地震動の基準値は基盤面において定め、地下式貯槽の設置される表層地盤内の地震動強度は、地盤の地震応答を考慮して定めるものとする ・ 基準加速度あるいは基準震度 - 基盤面における加速度あるいは震度の基準値は、次の2方法(①, ②)により総合的に判断して決定する。 ① 地震動強度期待値の地域区分図を参考に次式より定める。 $k_{h0} = v \cdot K_0$ ここに、 k_{h0}: 基盤における水平震度 K_0: 基準設計震度 (0.15) v: 地域別補正係数 (1.0, 0.85, 0.7) ② 地震活動度に関して十分詳細な調査を行い、建設地点の周辺に発生する地震を高い信頼度で推定できる場合には、想定した地震をもとに当該地点の震度を推定する。地震の推定には貯槽の耐用年数も考慮し、推定式としては次式がある。 a. 金井の式 $\log \alpha = \{0.61M - (1.66 + 3.6/R)\log R + (0.167 - 1.83/R)\} - \log T$ α: 基盤における加速度 (cm²/sec) M: 想定した地震のマグニチュード R: 想定した地震の震源距離 (km) T: 表層地盤の基本固有周期 (sec) b. 岡本・村田の式 $\log (\alpha/640) = (\Delta + 40) \times (-7.604 + 1.724M - 0.1036M^2)/100$ Δ: 震央距離 (km)

表5-4 LNG地下式貯槽(土木設備)設計指針

項目	現状
	・水平震度の地盤内分布 表層地盤について応答計算を行い、その結果と地震記録等を参照して定めるのが望ましい。動的解析では、地盤モデルの基盤面に波形特性の異なる地震波を適宜選択して入力し、表層地盤各部(深さ方向)の応答を計算する。計算モデル、計算手法はつぎのものより適宜選択する。 A. 計算モデル a) 波動モデル b) せん断剛性を評価した質点系モデル c) 有限要素モデル B. 計算手法 a) 重複反射計算 b) 振動モードと応答スペクトルを用いた近似計算 c) 振動モードを用いた時刻歴応答計算 d) 直接積分による時刻歴応答計算 ・鉛直震度 基盤面での設計水平震度の1/2とする。 ・変位振幅 設計地震動として考慮する変位は水平成分のみとし、地表面における変位振幅は、① 実測による方法、② 応答計算による方法、③ 平均応答スペクトルを用いる方法、による。 ・変位の鉛直分布 ① 実測による方法、② 応答計算による方法、③ 分布を三角関数で表す方法、による。 ・地表面における変位波形 変位分布の形状は正弦波と仮定し、波長は実測値および既往の文献等を参照するか、地盤の振動特性を考慮して、表面波の伝播を解析的に検討して定める。
貯槽躯体の耐震設計	・地震による荷重 (p.65) ・貯槽躯体の自重に起因する慣性力 用いる水平震度は安全側をみて躯体部分の地盤の平均的震度とする。 ・屋根その他付属物の自重に起因する慣性力 付属構造物の影響は構造物の応答を考慮して慣性力を定め、貯槽躯体にはその反力が加わるものとする。 ・地震時土圧 震度に基づく動土圧と、周辺地盤の変形が貯槽周辺の地盤のパネを介して躯体に作用する荷重とを考慮する。震度に基づく動土圧は常時主働土圧と地震時主働土圧との差が偏圧として貯槽躯体に作用するものとする。 ・地震時動液圧 内容液の動液圧は液体の慣性力によって生じる圧力が貯槽躯体側壁に直接作用するものとする。

(4) 本州四国連絡橋耐震設計指針

この指針は、本州四国連絡橋の設計、施工に関する技術基準で、特に耐震設計基準は支間が200mを越える橋に適用され、架設地点は瀬戸内海およびその周辺に限定される。ここでは地下構造物として主にケーソン、ウエルを対象としている。

表5-5 本州四国連絡橋耐震設計指針

項目	現状
対象構造物と適用範囲	本州四国連絡橋(長大径間連絡橋、架設地点は瀬戸内海およびその周辺)(p.1)
対象地盤	信頼できる基盤に十分根入れされると予想されるので、第3紀層ないしそれより古い強固な地盤を標準地盤としてとるのが適當。(p.4)
耐震設計法	- 基本方針(p.3) - 原則として震度法、修正震度法による。基本的検討は動的解析による。 - 下部構造での荷重の組合せ(p.15) - 上部構造からの荷重+死荷重+土圧+水圧+流水圧+浮力または揚圧力+地震の影響
設計地震	- 考えるべき地震(p.2) - 近距離の地震:瀬戸内海およびその周辺地域において、100年当たり3~4回の発生を予想されるマグニチュード7前後の規模の地震。 - 比較的遠方の大規模な地震:紀伊半島沖および土佐沖において、100年当たり1~2回の発生を予想されるマグニチュード8~8.5程度の規模の地震。 - 震度法における設計(p.3) - 地震力は、構造物の重量に以下の震度を乗じて用いる。 - 設計基準水平震度は0.2とし、地域による差異はないものとする。地盤の種別(A,B,C)により補正する。 - 鉛直震度は水平震度の1/2とする。

表5-5 本州四国連絡橋耐震設計指針

項目	現状
	- 修正震度法における設計 (p.8) - 地震力は設計震度に構造物の重量を乗じて算出する。 - 水平方向の基本応答震度K_Rは構造物の固有振動周期によって変わるものとする。 - 鉛直震度は水平震度の1/2とする。 - 応答を考慮した設計震度K_Dは、応答が最も卓越する周期に相当する基本応答震度に以下の補正を行って定める。 $K_D = \mu_1 \cdot \mu_2 \cdot \mu_3 \cdot \mu_4 \cdot \mu_5 \cdot K_R$ ここに、K_R：基本応答震度 μ_1：地震の最大加速度が200galでないときの補正係数 μ_2：高次モードの影響による補正係数 μ_3：等分布震度に換算するための補正係数 μ_4：地震の作用方向と構造主系部材の運動の方向が直行している場合の補正係数 μ_5：経験的事実に基づく補正係数
下部構造の耐震設計	- 構造物の振動および応力に及ぼす地盤反力の影響の算定にあたっては、地盤反力は構造物と地盤の相対変位に地盤のばね定数を乗じたものとする。(p.11) - 比較的剛性の大きな構造物が表層地盤を貫いて堅固な地盤に基礎を置く場合、構造物の地中部分に周囲の表層地盤から作用する地震時土圧p_{ex}は次式により計算する。(p.4) $p_{ex} = K_h \cdot (\delta_x - y) \quad (t/m^2)$ ここに、K_h：周囲の地盤の水平方向ばね定数 (t/m^3) δ_x：地表面から深さxmにおける地盤の地震時水平変位量 (m) y：地表面から深さxmにおける構造物の地震時水平変位量 (m) - 動的解析 (p.12) - 地震の応答速度スペクトル値をもとにして、応答の最大値を計算する。 - 構造物に地震動が作用するとき、その構造物の応答を計算する。用いる地震動は基礎地盤上において次の2種類の地震記録を最大加速度200galに縮小または拡大したものを用いる。 - 架橋記録付近で記録された地震記録のうち代表的なもの。 1940年 El Centroにおける強震記録 - 下部構造に対する動的解析を行うときは、地盤各層ごとにその周囲の土の重量、ばね作用および減衰作用を考慮するものとする。

表 5 - 5 本州四国連絡橋耐震設計指針

項目	現状
	◦ 構造物の安定 (p.15) ・許容支持力:地震時における地盤の許容支持力は常時の許容支持力の50%増とする。ただし、地盤の地震時降伏支持力の3/4以下で、かつそのとき生ずる地盤の変位による構造物の変位は許容範囲内でなければならない。 ・許容偏心量:基礎底面における合力の作用位置は、基礎外縁から基礎幅の1/6より内側にならない。 ・滑動安全率:滑動に対する安全率は1.5以上。 ◦ 地震時の上部構造および下部構造の変位・変形に対しては、橋梁全体として変形に対し支障のないことを確認する。(p.16) ◦ 動的解析結果に対する安全度の評価は責任技術者の判断による。(p.16)

(5) 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編

この指針は、高速自動車国道など道路法に規定する道路における支間が200m以下の橋の設計に関する示方書である。

表 5 - 6 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編

項目	現状
対象構造物	道路橋
適用範囲	支間200m以下 (p.1)
対象地盤	- 地盤種別は、地盤の特性値T_Gにより区別 (p.14) 1種 ($T_G < 0.2$, 岩盤) 2種 ($0.2 \leq T_G < 0.4$, 洪積地盤) 3種 ($0.4 \leq T_G < 0.6$, 沖積地盤) 4種 ($0.6 \leq T_G$, 軟弱地盤)
耐震設計法	- 基本方針 (p.3) ・地形・地質などの条件、橋の構造特性および規模、橋および地盤の既往の震害経験、橋の重要度および立地条件などを考慮し、耐震計算法を用いて安全性を照査する。 ・原則として震度法、修正震度法による。 ・許容応力度、許容支持力、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。 - 考慮すべき荷重 (p.6) ・構造物自身の重量に起因する慣性力 (構造物の重量に設計震度を乗じたもの) ・負載重量に起因する慣性力 (負載重量に設計震度を乗じたもの) ・地震時土圧 ・地震時動水圧 - 流動化する場合はF_L値に応じて耐震設計上土質定数を低減させる (p.20) - 耐震設計上の地盤面は、常時の設計における設計地盤面とする。ただし、耐震設計上土質定数を零とする土層がある場合は、耐震設計上の地盤面をその層の下面に設定する。 (p.22)
設計地震	- 震度法における設計震度 (p.24) ・耐震設計上の地盤面より下部構造天端までの高さが15m以下の橋に適用。 設計水平震度: $k_h = v_1 \cdot v_2 \cdot v_3 \cdot k_0$ ここに、 k_0: 標準設計水平震度 (0.2) v_1: 地域別補正係数 (1.0, 0.85, 0.7) v_2: 地盤別補正係数 (0.9, 1.0, 1.1, 1.2) v_3: 重要度別補正係数 (1.0, 0.8)

表 5 - 6 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編

項目	現状
	◦ 修正震度法における設計震度 (p.35) ・耐震設計上の地盤面より下部構造天端までの高さが15m以上の橋に適用。 - 設計水平震度: $k_{hm} = \beta \cdot k_h$ - ここに、k_h: 震度法における設計震度 β: 橋の固有周期による設計水平震度の補正係数 (0.5~1.25) ・設計鉛直震度は支承部を除き考慮しない。 ・耐震設計上の地盤面より下方の構造部分、土および水に対しては、設計水平震度は考慮しないものとする。 ◦ 地震時変形性能の照査に用いる設計震度 (p.44) ・設計水平震度 k_h $k_{hd} = v_1 \cdot v_2 \cdot v_3 \cdot v_4 \cdot k_0$ - または $= \beta \cdot v_1 \cdot v_2 \cdot v_3 \cdot v_4 \cdot k_0$ - ここに、k_0: 標準設計水平震度 (0.2) v_4: 構造特性格別補正係数 (1.3以上) ◦ 動的解析に用いる設計地震入力 (p.45) ・震度法、修正震度法の照査のために行う。 ・応答スペクトル法に用いる設計地震入力は、架橋地点の地盤条件に適した過去の強震記録から算出した応答スペクトルもしくは複数の応答スペクトルを平均して算出した平均応答スペクトルとする。 ・時刻歴応答解析法に用いる設計地震入力は、架橋地点の地盤条件に適した過去の強震記録の中から、橋の特性および地震動の特性を考慮して選定する。

(6) 新耐震設計法(案)

この指針の主な内容は、土木構造物と建築物に関する耐震設計法である。

表 5 - 7 新耐震設計法(案)

項目	現状
対象構造物 対象地盤	- 土木構造物、建築物 - 構造物を支持する地盤は、常時荷重を安全に支持し、かつ地震時においても構造物の安定が確保できる地盤。(p.5)
耐震設計法	- 基本方針 (p.2) - 当該構造物の構造諸特性、用途、種別、規模、立地条件、類似構造物および地盤の震害経験等を考慮し、安全性の照査を行う。 - 耐震計算法の種類:耐震計算法は原則として、①震度法、②修正震度法、③応答変位法、④動的解析、のいずれか、あるいはこれらを組合せたものとする。 - 耐震計算法の選択:当該構造物の用途、種別、規模、立地条件、類似構造物および地盤の震害経験、構造諸特性の解明の度合、構造規定の整備状況、施工精度等を勘案して、上記の耐震設計法を選定する。ただし、構造規定のみによって所要の耐震性を確保しうることが明らかなものは構造規定による。 - 注意事項 - 当該構造物の構造形式上の特殊性 - 当該構造物の変形性能 - 地震荷重の作用方向(原則として水平2方向と必要に応じて鉛直方向)
設計地震	- 震度法に用いる設計震度 (p.4, 15) - 設計水平震度: $K_H = \Delta_1 \cdot \Delta_2 \cdot \Delta_3 \cdot K_0$ - ここに、K_0:標準設計水平震度 0.2 Δ_1:地域係数(3種の地域区分による、1.0, 0.85, 0.7) Δ_2:地盤の特性による補正係数(0.9, 1.0, 1.1, 1.2) Δ_3:その他の補正係数(構造物の用途、種別等によるが、考慮する必要のないときは1.0とする(1.0, 0.5))。

表 5 - 7 新耐震設計法 (案)

項目	現状
	◦ 修正震度法における設計震度 (p.4, 17, 86) 設計水平震度またはベースシア係数 K $K = \Delta_1 \cdot \Delta_2 \cdot \Delta_4 \cdot \Delta_5 \cdot \Delta_6 \cdot K_0$ ここに、 K_0: 標準設計水平震度、標準ベースシア係数 (0.2) Δ_4: 地盤の特性ごとに定まる構造物の応答特性に応じた補正係数 (0.5~1.25) Δ_5: 構造特性格別補正係数 (許容応力度法による設計を行う場合には 1.0 とするが、保有耐力を推算する場合には期待される塑性後のじん性の程度に応じて定める) Δ_6: その他の補正係数 (構造物の用途、種別等によるが、考慮する必要のないときは 1.0 とする) ◦ K をベースシア係数として扱う場合には、ベースシアを適当な分布形によって構造物各部に配布し、これを地震荷重とする。地震荷重の分布形は構造物の長さ・スパン長等を指標として、その構造物の各次振動モードおよびその増幅特性を考慮して定める。 ◦ 応答変位法に用いる振幅 (p.4, 17, 87) ・地震時の地盤の変位を基準として設定。 ・地表面から深さ x における水平方向の振幅 $U_h(x) = (2/\pi^2) S_V T K'_H \cos \pi x / 2H \quad (\text{cm})$ ここに、 S_V: 単位応答震度あたりの応答速度 (cm/s) T: 表層地盤の基本固有周期 (s) K'_H: 表層地盤に作用させる設計水平震度 H: 表層地盤の厚さ (cm) ・ S_V は、表層地盤の基本固有周期に応じて求める。 ・ T は、構造物の建設地点におけるせん断弾性波速度の実測結果を基準として、地震時に生ずるせん断ひずみの大きさを考慮して算定する。 ・ $K'_H = (1/B_c) \cdot (K_H/\Delta_2)$, ここに、 B_c は表層地盤の増幅係数 (4/3~2) である。 ・ H は、地表面から設計上仮定する基盤面までの厚さとする。 ・ 設計計算に必要な波長は、建設地点の状況に応じて定める。 ・ 地盤の鉛直方向の変位振幅 U_v を考慮する場合は、 $U_v = U_h/2$ とする。

表5-7 新耐震設計法(案)

項目	現状
	・動的解析に用いる地震入力 (p.4, 18) ・動的解析に用いる地震入力は、地震動の工学的特性の設定、地震動強度の地域特性、建設地点における工学的な地震動強度に基づいて設定する。ただし、表層地盤の影響(動的相互作用等の影響)を考慮して解析する場合の地震入力の強度はK'_Hを用いることができる。 ・応答スペクトル法に用いる設計震度は、当該構造物の地震応答を支配する主要な次数の固有振動について、その固有振動数、固有関数、刺激係数、ならびに各次固有振動数に対応する応答スペクトルの値等から算出する。 ・時刻歴応答解析法に用いる入力地震波は、建設地点の地盤条件に適した過去の強震記録、またはそれらを修正したもの、あるいは適切な模擬地震波のうちのいくつかとする。ただし用いられた地震波による当該構造物の弾性応答の下限値は、各種構造物ごとに定められた最低値がある場合はそれを下回ってはならない。 ・少なくともマグニチュードが6, 7, 8前後の3種の波形を用いる。
下部構造の耐震設計	・安全性の照査 (p.3, 56) ・安全性の照査は耐震計算法の計算仮定において、許容応力、許容変位、終局耐力、終局変位などを用いて行う。ただし、構造規定によって所要の耐震性を確保しうることが明らかなものはそれによる。 ・構造物の用途種別等によって、社会的要因を、荷重または構造物の力学的性能もしくはその両者に加重してよい。 ・考慮すべき荷重 (p.19, 23) ・構造物の自重に起因する慣性力 ・地震時土圧 ・地震時動水圧 ・負荷荷重に起因する慣性力 ・地震時の地盤の変位もしくは変形(地中構造物の場合) - 慣性力は構造物およびその周辺の土塊の重量に設計震度を乗じて算定し、地震時動土圧は物部・岡部の土圧公式等にしたがって算定する。(p.216) ・基礎の耐震設計は、一般に震度法によって行ってよい。しかし、高い橋脚などをもつ基礎を設計する場合には、橋脚を含めた構造系に対して、動的な検討を行って基礎寸法を定める。(p.18, 160) ・耐震設計上の地盤面より下方にある躯体に対しては設計震度は考慮しない。

表 5 - 7 新耐震設計法 (案)

項目	現状
	◦ 支持地盤および許容支持力 (p.19) ・基礎の支持地盤は、常時の状態だけでなく、地震時にも十分な支持力を有し、気象・水象などの影響を受けない安定した地盤であることが望ましい。 ・基礎の許容支持力は、地盤強度から決まる値、躯体応力度から制限される値、構造物の許容変位から制限される値のうち、最も不利な状態における値とする。 ・基礎の応力、変位および安定計算を行う際には、躯体の曲げ剛性と地盤の弾性的性質から設計上の基礎種別を分類して行う。 ・ケーソン基礎の応力、変位および安定計算は、ケーソン躯体を剛体とし、ケーソンに作用する外力は底面の鉛直反力、せん断抵抗ならびに前面の水平反力と釣り合っているとして計算する。 ◦ 地中構造物の耐震設計法 (p.23) ・構造物周辺地盤の地震時安定性を検討する。 ◦ 応力および変位の算定法 (p.24, 224) ・地中構造物の耐震計算は、当該構造物の形状、寸法、重量、検討の項目に応じて応答変位法および震度法による。 ・水底トンネルおよび共同溝の耐震計算は応答変位法によるが、構造物の横断面方向の断面設計および滑動の安定の検討は震度法によることができる。 ・応答変位法により横断面の耐震計算をする場合には表層地盤の変位振幅を構造物横断面に静的に作用させ、構造物に生じる断面力を算定する。この際、地盤と構造物の間の相対的な変位の差を設計計算に取り入れる。 ・密度が大きくマッシブな地下構造物の耐震計算は原則として震度法によるが、構造物のみかけの単位重量が周辺の地盤の単位重量よりも小さい場合は応答変位法による。 ・地中構造物の耐震安全度は、応力および変形状態、構造物周辺地盤の地震時の安定性、構造物の動的特性、耐震計算法等を総合して判定する。

5.2.3 現行諸指針の大深度地下構造物への適用性の検討

前節の調査から地下構造物に関する現行諸指針の耐震規定の現状が分かった。ここでは、調査した現行の耐震設計法を大深度地下構造物へ適用する場合、どのような問題が発生し、どのような研究が必要かを考えた。

(1) 概要

調査した6編とも、耐震設計は原則として震度法や応答変位法の静的手法によって行うものとしているが、必要に応じて動的応答解析を用いることにしている指針は地下貯油施設技術指針(案)など4編であり、本州四国連絡橋耐震設計指針だけは耐震設計の基本は動的手法に置いているが動的応答解析も義務づけている。したがって、このような現状ならびに動的応答解析を義務づけている指針は特に大型構造物に関するものであることを考えると、大深度地下構造物の耐震設計は静的手法によるのを原則として、地層の変化が著しい場合など必要に応じて動的応答解析を用いる設計法で十分と思われる。

静的手法による耐震設計には震度法による場合と応答変位法による場合の2通りの方法がある。前者はすべての指針が採用しているが、後者を採用しているのは地下貯油施設技術指針(案)など3編である。応答変位法を採り入れている指針が少ないのはこの方法の歴史が浅いためと考えられる。しかし、最近の地下タンクや沈埋トンネルなどの研究では、地下構造物の地震時挙動は周辺地盤の動きに支配されるとの報告が多い。したがって、大深度地下構造物の耐震設計は、従来からよく用いられ実績も多い震度法によると同時に、応答変位法による検討も必要になると思われる。このような理由から、震度法による場合の問題点ならびに今後の研究課題と同時に、応答変位法による場合についてもまとめることとした。

(2) 静的手法による耐震設計上の問題点と今後の研究課題

大深度地下構造物の耐震設計を静的手法によって行う場合、考慮すべき地震力で主なものは、以下の二つである。

(a) 構造物本体に作用する地震時慣性力(本体慣性力)

(b) 周辺地盤が構造物におよぼす地震時土圧

(b)の地震時土圧はさらに以下の二つに分けられる。

- ・周辺地盤に作用する慣性力に起因する土圧 (極限平衡土圧)
- ・構造物と周辺地盤の相対変位にもとづく土圧 (相互作用土圧)

したがって、耐震設計に震度法と応答変位法を併用する場合は、地震外力として前者は本体慣性力と極限平衡土圧を、後者は本体慣性力と相互作用土圧を考慮し、いづれに対しても安全であるように設計することになる。

はじめに震度法によって耐震設計を行う場合の問題点と今後の研究課題について考えてみる。本体慣性力にしる極限平衡土圧にしる、これらの算定には設計震度が必要となる。そこで、現行の地下構造物に関する諸指針で設計水平震度の値がどうなっているか調べてみると、表5-8に示すような値であり、基盤で0.15~0.20、地表面で0.24~0.30とLNG地下式貯槽(土木設備)設計指針以外は確定している。また、LNG地下式貯槽(土木設備)設計指針の場合も地盤の動的応答解析を行えば地表面での水平震度は求まることになるから、大深度地下構造物の震度算定をいづれの指針に準拠しても、基盤および地表面での値は決定できる。しかし、大深度地下構造物の場合は基盤面の位置が構造物の底面より上にあることが考えられるが、現行の指針では基盤内の震度の取り方は一定していない。文献調査や地盤の動的応答解析などにより検討する必要がある。

表 5-8 現行諸指針での設計水平震度

指 針 名	基盤での 水平震度	地表面での 水平震度	基盤内の 水平震度
地下貯油施設技術指針 (案)	$0.75K_0\alpha_1=0.15$	$K_0\alpha_1\alpha_2=0.24$	0.15
LNG地下式貯槽指針	$K_0\alpha_1=0.15$	$K_0\alpha_1\alpha_2=0.30$	0.15
LNG地下式貯槽(土木設備)設計指針	$K_0\alpha_1=0.15$	応答計算で定める	規定なし
本州四国連絡橋耐震設計指針	$K_0=0.20$	規定なし	規定なし
道路橋示方書・同解説	$K_0\alpha_1=0.20$	$K_0\alpha_1\alpha_2=0.24$	0.0
新耐震設計法 (案)	$K_0\alpha_1=0.20$	$K_0\alpha_1\alpha_2=0.24$	規定なし

(注) K_0 : 標準設計水平震度

α_1 : 地域別補正係数で、ここでは東京地方を考え、 $\alpha_1=1.0$ とした。

α_2 : 地盤別補正係数で第4種地盤の値を用いた。

設計震度が定まれば、本体慣性力は構造物自重に設計震度をかければ求まるから全く問題はない。しかし、本体慣性力によって発生する応力の算定にあたっては、周辺地盤をどのようにモデル化するかよく検討する必要がある。つまり、周辺地盤を全く無視して地上構造物と同様なモデル化を行えば、構造物に発生する断面力はともかく、構造物の底面付近には大きなせん断力が作用することになり、この部分の設計が困難になる恐れがある。しかし、LNG地下式貯槽指針などで採用しているような周辺地盤をバネで置き換える方法を用いると、周辺地盤を無視する方法にくらべて断面力は小さくなり、底面付近の応力集中も少なくなると考えられるが、今度はバネの取付範囲やバネ定数の決定などの問題が発生する。したがって、大深度地下構造物の形状・寸法と地盤条件を特定して上に述べたモデル化を行い、モデル化の違い、バネの取付範囲の違い、バネ定数の算定方法の違いなどによって、断面力にどの程度の差が出るかを数値解析的に検討する必要がある。

震度法を用いる場合のつぎの問題は極限平衡土圧の算定であるが、この算定式としてはほとんどの指針が物部・岡部の公式をあげている。この式はクーロンの土圧公式に震度の概念を導入して地震時土圧が求められるように工夫したものであり、構造物の周辺地盤のすべり破壊(極限平衡状態)を前提条件にしている。したがって、重力式擁壁のような構造物に対しては合理的で実績も多いが、深く根入れされる大深度地下構造物への適用は過大になる恐れがある。そこでたとえば、公式誘導の前提条件である地盤のすべり破壊の起きる可能性ならびにその範囲を円弧すべり法や動的応答解析などで推定し、すべり破壊を起こす可能性のある範囲にだけ極限平衡土圧を作用させるなどの対応が必要と思われる。

最後に応答変位法を用いる設計、つまり相互作用土圧を地震外力とする場合の問題点と今後の対応について考える。この方法は、大深度地下構造物の耐震設計に適していると思われる。

応答変位法では、地下構造物の地震時挙動は周辺地盤の動きに支配されるとの考えにもとづいて、震度法の場合の慣性力のかわりに、構造物とその周辺地盤の変位に着目する。そして、構造物の影響を受けない遠方地盤(自然地盤)の変位が、地盤バネを介して構造物に作用するとして断面力を算定する。それゆえ、応答変

位法によって耐震設計を行う場合、設計に用いる地盤変位の値とその分布形、地盤のバネ定数及び応力解析用のモデルを決定しなければならない。

地震時地盤変位としては、実体波によるものと表面波による変位の2種類がある。しかし、先の現行諸指針の調査から分かったように、応答変位法を採用している指針のほとんどが、実体波のみを耐震設計の対象にしている。その大きな理由は表面波に関する実測資料が少なく、実体波ほど実状が分かっていないことであろう。東京の場合、表面波の伝播に関係の深い地下2Km程度までの地層構成はある程度分かっており、また、表面波の卓越周期も数秒のオーダーと言われている。これらのデータを参考にすれば、表面波の波長はかなり長く、変位分布の深さへの変化も少ないと予想されるので、大深度地下構造物の耐震性にとって、表面波が実体波以上の影響を及ぼすとは考えにくい。このような理由から、大深度地下構造物の場合も実体波のみを耐震設計の対象にしても一応の耐震性は確保されると思われる。

実体波による地盤変位の推定方法としては、

- 実測による方法
- 応答スペクトルを用いる方法
- 動的応答解析による方法

などが上げられるが、地下タンクの場合は動的応答解析によることが多い。この場合、地盤条件ならびに非線形特性などを考慮できる反面、解析に用いる地震波など入力条件に解析結果が左右されるので、上に述べた3つの方法により総合的に判断すべきであろう。

地盤のバネ定数は応答変位法のみならず震度法の場合も必要で、通常は道路橋示方書・同解説などの指針に出ている公式や有限要素法を用いて決定される。しかし、その結果には大きな開きがあるのが通例で、したがって、バネ定数の決定法の違いによる結果の相違およびバネ定数の値の構造物断面力への影響度を事前に検討しておく必要がある。

最後は応力解析用のモデルの問題である。応答変位法では地盤変位が地盤バネを介して構造物に作用すると考えるから、応力解析用のモデルは地盤変位の作用方法に関連して変化する。

地下タンクの設計では変位の作用方法として、両側圧縮、片側圧縮片側引張、片側圧縮片側自由の3つの状態を想定している。したがって、大深度地下構造物の耐震設計においても、基本的にはこの3形態を採用すれば十分と思われるが、地下深部においては片側圧縮片側自由の状態が発生するとは考えられない。動的応答解析などから大深度地下構造物の地震時挙動を把握して載荷パターンを決定し、それに対応して解析モデルを決定すべきである。

5.3 地震観測、数値解析および設計法に関する文献調査

ここでは、表5-9~10の文献リストに示す地下構造物の地震時挙動あるいは耐震性を取り扱った研究論文について調査し、現段階における研究成果を取りまとめた。対象とした地下構造物は、指針調査の場合と同様に、平面ひずみ構造物と軸対称構造物であり、地震観測・数値解析・設計法・模型振動実験などに着目した。調査の対象とした論文は以下のものに限定し、期間は1975~1988年とした。

- 土木学会論文報告集
- 日本地震工学シンポジウム講演集
- 地震工学研究発表会講演集
- Proceedings of World Conference on Earthquake Engineering
- 土と基礎

ただし、必要に応じて他の論文も調査した。なお、ページ86~88, 98~100には文献抄録の例を示す。

5.3.1 平面ひずみ構造物

平面ひずみ構造物の耐震問題に関する文献収集において、構造物の長手方向の問題を扱った研究論文については除外した。収集した論文は16編であり、これらの研究対象としている構造物の種類は、山岳トンネル、地下発電所、地下埋設構造物などである。特に、山岳トンネルおよび地下発電所は土被りが50～250 mであり、地盤条件が岩盤ではあるが大深度地下構造物を扱ったものと言えよう。

研究の方法としては、地震観測と数値解析によるものがほとんどである。地震観測においては加速度計およびひずみ計を高密度に配置したアレー観測で得られた地震記録に基づく検討を行い、また、数値解析では有限要素法や境界要素法あるいは解析解などの手法により検討を行い、地下構造物の地震時挙動について考察している。

研究の着目点は、周辺地盤と平面ひずみ構造物の挙動の差異、構造物(=空洞)の変形モード、構造物の側壁と天端の地震時ひずみの差異、構造物の地震時ひずみに及ぼす周辺地盤の地震動の影響要因(加速度、速度、ひずみ等)の検討などである。

平面ひずみ構造物に対する地震観測により、下記の有用な知見が得られている。

- (1) 大深度地下の水平加速度は地表と比較して $1/3 \sim 1$ と小さく(多くは $1/2$ 程度)、地表の構造物より耐震安全性が高い。これより、大深度地下の内部に設置される施設の設計用入力地震動は、地上施設の場合と比較して、ある程度低減することが可能であると考えられる。
- (2) 地下構造物の地震時挙動と周辺地盤の挙動に大きな差異は見られないことから、構造物は周辺地盤の挙動に大きく支配されていることが分かる。また、これより地下空洞の存在が周辺地盤の震動に及ぼす影響は小さいと考えることもできる。
- (3) 地下空洞の円周方向の地震時ひずみは、通常アーチ部(斜め上方)の方が側壁部より大きくなるが、これはアーチ部のひずみは実体波により大きく発生し、側壁のひずみは表面波成分で大きくなるためである。
- (4) 地下空洞の平面線形に曲線部がある場合には、曲線部の円周方向の地震時ひずみは直線部より大きく、ひずみの集中が発生する。
- (5) 地下空洞の円周方向の地震時ひずみは、地盤の最大加速度よりも最大速度あるいはスペクトル強度SIの方が相関性が高い。これより、地盤の最大速度を的確に定めることにより、地下空洞の耐震安全性を検討することが可能であると考えられる。

数値解析において、有限要素法および境界要素法を用いて検討する場合、地下構造物(空洞)・地盤を実状に近い形でモデル化できるため、解析結果と実測結果との対応は比較的良い。これより、地下構造物の耐震性をある程度詳細に検討する場合には、このような数値解析法に頼らざるを得ないと考えられる。

また、地下空洞を解析的に検討する方法では、空洞の形状、入力波(定常波)の波長・入射方向、地盤の剛性などを任意に設定できることから、地下空洞の定性的な地震時挙動特性を把握できる。しかし、現状で対象としている地下空洞は単設で、入力波も定常波を扱っているため、これを実際の問題に適用するためには複数の空洞に対するランダム波応答にまで理論を拡張する必要がある。

一方、地下構造物の設計法に関しては、検討対象構造物がまだ多くないことから研究論文の数は少ない。その中で、応答変位法の考え方に基づいて、地盤の地震時ひずみあるいは地盤変位を構造物系の側方に作用させる方法が実用的な方法として提案されている。この場合、側方地盤のひずみ分布あるいは変位分布をどのように設定するかが問題となるが、一方法として地盤の(非線形)地震応答解析を行って得られた結果が用いられている。また、一般に地下構造物の地震時挙動は地上構造物よりも小さいという事実から、入力地震動の低減に関する方法が検討されている。この種の研究は地下構造物の地震時安全性の検討に直接的な影響を及ぼすものであり、十分な吟味が必要であると思われる。

ところで、地震観測で得られた地下空洞の地震時挙動に関する結論は、地盤条件が岩盤を対象としたものが多く、観測記録も強震動による記録が少ないため、主として弾性挙動を表したものと考えられる。また、数値解析においてもほとんどが地盤と構造物を弾性条件で検討したものである。強震時においては、一般に地盤が軟質なほど非線形性は増大し、さらに地下構造物の地震時挙動は周辺地盤の挙動に支配されることから、設計面に地盤の非線形性を何らかの形で考慮することは極めて重要であると考えられる。

また、地下空洞の断面形状および断面性能に関して、通常アーチ部(斜め上方)の地震時ひずみが側壁より大きいという事実があり、さらに入力地震波の種類(実体波か表面波か)によって空洞断面の変形およびひずみが異なるということから、最適な断面形状あるいは断面の補強方法について検討する必要があると考えられる。

表5-9 平面ひずみ構造物に関する文献リスト

No.	論文名	内容	著者	出典	年	ページ	抄録
1	積分方程式法による埋設物周辺の過渡応力の解析	数値解析	丹波 義次 小林 昭一 福井 卓雄 東 憲昭	土木学会論文報告集 No. 248	1976	41~53	有
2	トンネルの地震観測	地震観測	田村 重四郎 岡本 舜三 加藤 勝行	第5回日本地震工学 シンポジウム	1978	953~ 960	有
3	SEISMIC ANALYSIS OF BURIED TUNNELS	数値解析	I. V. Constantopoulos J. R. Cole-Baker A. P. Michalopoulos	SEVENTH WORLD CONFERENCE on EARTHQUAKE ENGINEERING	1980	193~ 200	
4	地下発電所空洞周辺における地震観測	地震観測	駒田 広也 林 正夫 堀田 光	第16回地震工学 研究発表会	1981	57~60	
5	地下空洞の地震時挙動観測例 - その2 -	地震観測	市川 芳忠 有賀 義明 青木 信也	第16回地震工学 研究発表会	1981	61~ 64	
6	地下発電所空洞における地震観測	地震観測	駒田 広也 林 正夫 堀田 光	土木学会論文報告集 No. 309	1981	91~ 101	

注) 抄録欄の「-」はその文献の抄録が無いことを示すが、()内の数字は参考となる文献番号を示す。

表5-9 平面ひずみ構造物に関する文献リスト

No.	論文名	内容	著者	出典	年	ページ	抄録
7	地下発電所空洞の地震観測とその解析	地震観測 数値解析	林 正夫 駒田 広也	第6回日本地震工学 シンポジウム	1982	1873~ 1880	
8	岩盤内空洞の地震時挙動と耐震設計について	地震観測 設計法	浜田 政則 泉 博允 志波 由紀夫 岩野 政浩	第6回日本地震工学 シンポジウム	1982	1881~ 1888	
9	EXPLICIT INTEGRATION OF BOUNDARY INTEGRAL EQUATIONS AND SCATTERING OF SEISMIC WAVES BY UNDERGROUND STRUCTURES	数値解析	A. Askar X. Zeng S. Altay	EIGHTH WORLD CONFERENCE on EARTHQUAKE ENGINEERING	1984	657~ 664	
10	埋設構造物の地震時に於ける動的挙動	地震観測	小牧 昭三 中野 浩之 大竹 健司	第18回地震工学 研究発表会	1985	209~ 212	
11	地震応答解析のための土の動的性質 3.7 地下構造物(地下駅)の地震応答解析	設計法	海野 隆哉	土と基礎 Vol. 34, No. 8	1986	55~60	有
12	粘性を考慮した境界積分方程式法による岩盤空洞の 地震応答解析	数値解析	村西 佳美 安藤 知明 北原 道弘	第7回日本地震工学 シンポジウム	1986	943~ 948	
13	山岳トンネルにおける空洞および周辺岩盤の地震時挙動 — 空洞のひずみと周辺岩盤の挙動の関係について —	地震観測	山口 靖紀 辻田 満 脇田 和試	第7回日本地震工学 シンポジウム	1986	1849~ 1854	

注) 抄録欄の「—」はその文献の抄録が無いことを示すが、()内の数字は参考となる文献番号を示す。

表5-9 平面ひずみ構造物に関する文献リスト

No.	論文名	内容	著者	出典	年	ページ	抄録
14	石油地下備蓄施設における地震観測と解析	地震観測 数値解析	竹脇 尚信 吉村 隆 青木 謙治 花村 哲也 田島 幸也	第7回日本地震工学 シンポジウム	1986	1879~ 1884	
15	EARTHQUAKE OBSERVATION AND RESPONSE ANALYSIS OF SHIELD TUNNEL	地震観測	T. Suzuki C. Tamura H. Maeda	第7回日本地震工学 シンポジウム	1986	1903~ 1908	
16	数値解析による地下の応答スペクトル低減特性の検討	数値解析	有賀 義明 多賀 宗紀	第19回地震工学 研究発表会	1987	141~ 144	

注) 抄録欄の「-」はその文献の抄録が無いことを示すが、()内の数字は参考となる文献番号を示す。

論文名	積分方程式法による埋設物周辺の過渡応力の解析
著者 (所属)	丹羽義次、小林昭一、福井卓雄 (京都大学) 東 憲昭 (日本国有鉄道)
出典	土木学会論文報告集 No.248, PP.41~53, 1976年4月
キーワード	数値解析、地下空洞、埋設物、平面ひずみ、積分方程式、モード合成法、平面波 単位階段波、定常応力、過渡応力
要旨	

地下構造物・基盤系を線形弾性体中の空洞あるいは埋設物としてモデル化し、進行波の入射によって発生する構造物周辺の過渡応力を解析している。過渡応力状態の解析法はモード合成法とし、この場合必要となる調和解は、ヘルムホルツの方程式を積分方程式に変換し、境界条件を満足するようにして求めている。

図14は地下空洞周辺の過渡応力状態を示したものである。入力波形は単位階段波である。図14において、 σ_θ は空洞壁面上の接線方向応力、 σ_0 は平面変位波によって生じる最大応力である。また、破線は波頭が空洞中心に、一点鎖線は波頭が空洞端部に、実線は波頭が空洞遠方に、それぞれある状態の応力分布を示している。この図より、最大応力は波頭が通過して後、しばらくして発生することが分かる。

図15aは、最大応力が発生すると予想される点 $\theta = \pi/2$ の応力の時間経過を調べたものである。 c_1 は弾性波速度、 t は時刻、 a は空洞の半径である。図15より、空洞壁面応力は $c_1 t/a$ が約7で最大となり、 $\sigma_\theta/\sigma_0 = 2.98$ である。静的な場合には、 $\sigma_\theta/\sigma_0 = 2.67$ であり、動的な応力集中は静的値より約12%増加している。この地点の応力は、時間経過とともに増大する傾向にあることが分かる。

図15bは、 $\theta = \pi$ での接線方向応力の時間経過を示したもので、引張応力の最大値は $c_1 t/a \approx 3$ で生じ、 $\sigma_\theta/\sigma_0 = -0.22$ である。この値は $\theta = \pi/2$ の地点の応力と比較して、かなり小さいことが分かる。また、 $c_1 t/a = 3$ 以降の時間経過に対しては、応力が減少する傾向にある。

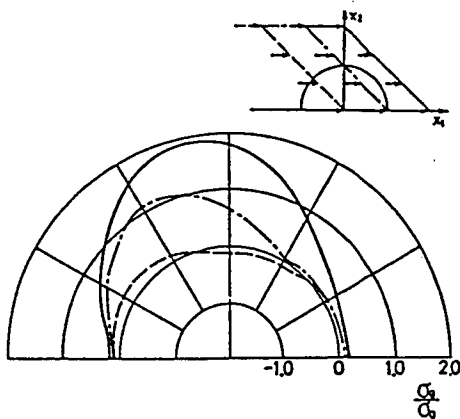


Fig. 14 Transient circumferential stresses on the boundary of the circular cavity.

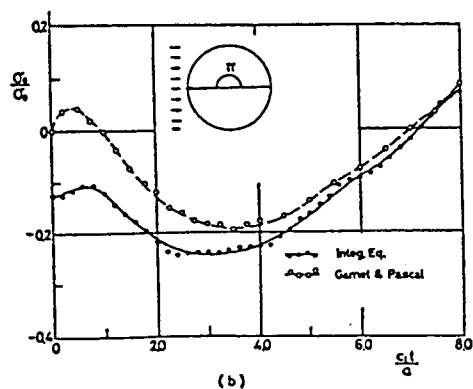
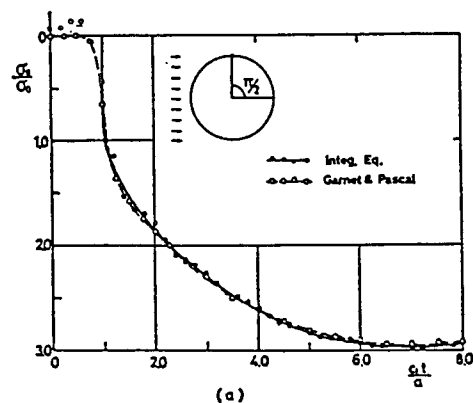
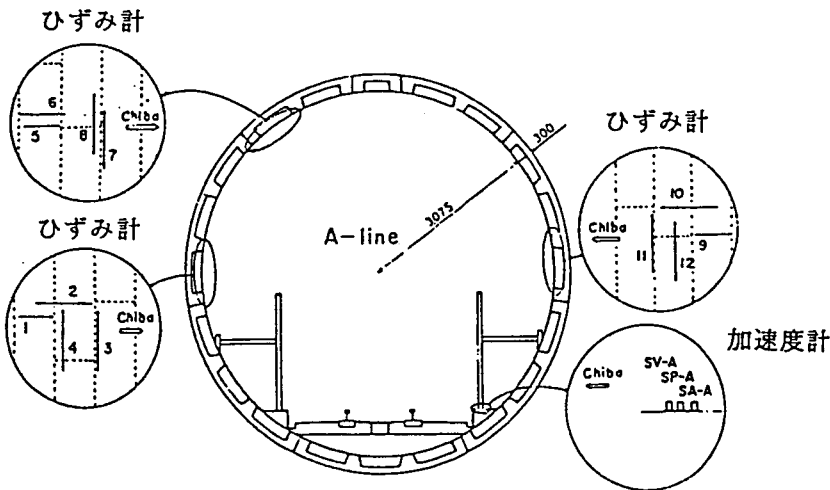


Fig. 15 Circumferential stress-time histories at points (a) $\theta = \pi/2$, and (b) $\theta = \pi$ on the boundary of the circular cavity.

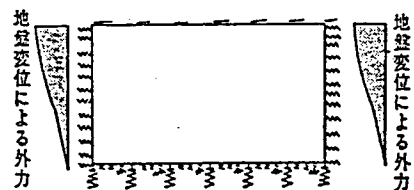
表5-9 平面ひずみ構造物に関する文献抄録

No.	2
論文名	トンネルの地震観測
著者 (所属)	田村重四郎(東京大学生産技術研究所)、岡本舜三(埼玉大学) 加藤勝行(東京大学生産技術研究所)
出典	第5回日本地震工学シンポジウム、PP.953~960、1978年11月
キーワード	地震観測、数値解析、沈埋トンネル、シールドトンネル、軟質地盤、軸方向ひずみ 断面内ひずみ
要旨	京葉線多摩川トンネル(沈埋トンネル)および東京都江東区のシールドトンネルにおいて、ひずみ計を設置して地震観測を実施している。前者はトンネル軸方向ひずみ、後者は主としてトンネル断面内ひずみに着目した検討を行っている。ここでは、後者の地震観測結果について示す。 図2は地震観測における計器配置を示したもので、加速度計3台、ひずみ計12台設置している。ひずみ計番号の3、4、7、8、11、12の計6台は、トンネル断面円周方向の地震時ひずみを計測ためのものである。 1976年12月29日の地震($M=5.8$、$\Delta=140\text{km}$)による観測記録から、以下のことが分かった。 (1) トンネル断面内のひずみ波形においても、トンネル軸方向のひずみ波形と同様に、地盤の卓越振動に対応する振動が卓越している。ただし、軸方向のひずみ波形と比較して、より高い振動数の成分を含んでいる場合が多い。 (2) トンネル断面内のひずみの最大値については、側壁では軸方向のひずみと同程度の大きさである。斜め上方の点(ひずみ計番号7、8)の円周方向ひずみは、他の点の円周方向ひずみおよび軸方向ひずみより大きく、2~5倍の値となっている。 (3) 対象とするトンネル・地盤系に対する線形地震応答解析の結果、地盤震動と異なるようなトンネル自体の振動は生じないことが分かった。また、観測されたひずみの範囲では、応答解析より算定されたトンネルのひずみと観測ひずみの値はよく一致した。
	 図2 シールドトンネルに対する地震計配置

論文名	講座：地震応答解析のための土の動的性質 3.7 地下構造物（地下駅）の地震応答解析
著者 （所属）	海野隆哉（国鉄構造物設計事務所）
出典	土と基礎 Vol.34, No.8, 1986年8月
キーワード	設計法、地下駅、静的耐震設計法、動的解析法、等価線形解析法、土の動的性質 軟質地盤、函体モーメント
要旨	

動的解析法の適用による地下駅の耐震設計について手順を示し、地下鉄戸塚駅の耐震解析例を紹介している。動的解析法の手順を以下に示す。

- ① 応答変位法の考え方に基づき、図-3.7.1に示すような地下駅（函体）の解析モデルに対して検討を行う。まず、等価線形解析法（プログラムSHAKEを使用）によって地盤の地震応答解析を行い、函体の上床版位置と下床版位置の間の地盤相対変位が最大の時の地盤変形を定める。
- ② 函体の側方から地盤ばねを介して、①で定めた地盤変形を作用させ、函体の変形と断面力を求める。
- ③ 基盤での入力最大加速度は、(1) 地表面の最大加速度が設計水平震度とほぼ等しくする方法、(2) 地表面の最大応答変位が設計地震時変位とほぼ等しくする方法、(3) 他の解析例を考慮して決める方法、がある。
- ④ 入力地震波は複数の地震波から選定する。



(d) 地震時土圧(當時+応答変位法)+地盤ばね+慣性力
【図は當時土圧を省略している】

図-3.7.1 地下鉄函体への水平力载荷の方法

図-3.7.4および図-3.7.6は、地下鉄戸塚駅の耐震解析で得られた地盤変形と函体に発生する曲げモーメントである。入力最大加速度150ガルに対して、地表面の最大応答変位は5.1cm、最大加速度は240ガルであった。函体の曲げモーメントに関しては、曲げ剛性EIを全断面有効とした場合の他、曲げ剛性を低減しても十分安全側であるとの仮定から2/3EIに対する結果についても示している。

この耐震解析では、実施設計ということで、土質定数、入力地震動、函体の剛性などを比較的安全側の値を用いている。

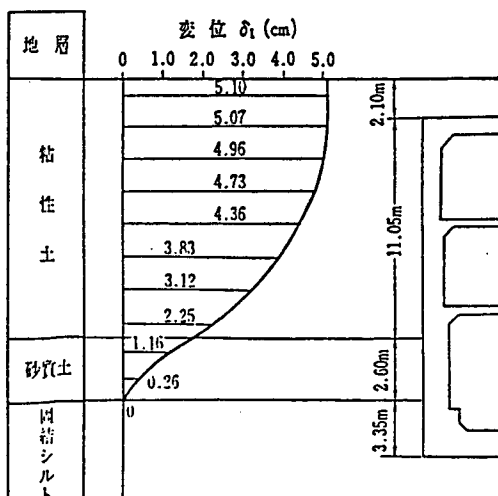
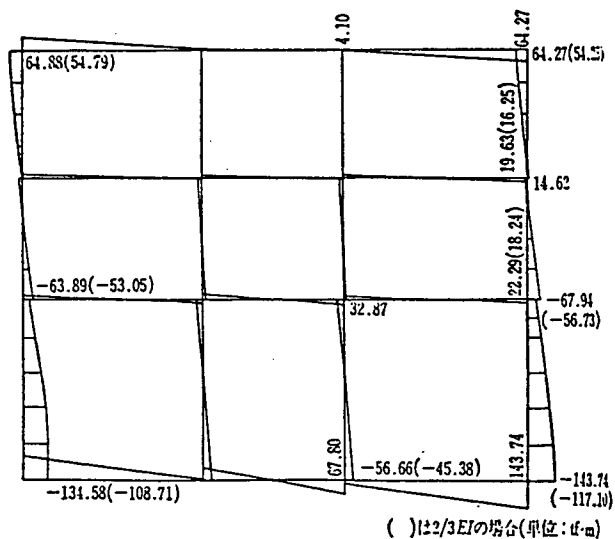


図-3.7.4 表層地盤の相対変位 (T=12.3 sec)



()は2/3EIの場合(単位:kN-m)

図-3.7.6 地震時地盤変位による曲げモーメント

5.3.2 軸対称構造物

収集した論文は全部で45編である。研究対象としている構造物の種類としては、地下タンク、ケーソン、埋込み構造物等であり、地下タンクの研究が最も多い。深さ30m程度の構造物を対象としている論文が7編程度みられるが、40m以深の構造物や新しい型式の構造物の研究はほとんど無いため、今後この方面の研究が望まれる。

研究の手法としては、地震観測、数値解析、模型振動実験、設計法との比較などである。着目点としては、地盤や構造物の加速度、構造物の応力やひずみ、地震時土圧、変形モード、地盤の非線形性(等価線形化法)、構造物と周辺地盤の相互作用などである。

地震観測や模型振動実験の結果あるいは解析結果によれば、一般的に以下のことがいえる。

- (1) 地下構造物の地震時挙動については、地震波の性質によらず周辺地盤の動きに支配され構造物は周辺地盤とほぼ一体となって振動する。特に地盤の1次振動モードや表層地盤の影響が強い。
- (2) 埋込み深さが増すにつれ、変位振幅や応力振幅の減少即ち減衰の増大が見られ、相互作用効果も小さくなる。すなわち、地下構造物は、周辺地盤の制震効果により応答が低減し、地上構造物に比べ耐震設計上有利となる。
- (3) 地下タンクが群設された場合の効果としては、タンク間距離がかなり近ければ相互干渉の影響を受けて大きな断面力が生じる可能性があるが、基本的には地盤と一体となって振動するようである。しかし、大型化・大深度化した場合の検討結果はなく、今後の研究に期待するところが大きい。
- (4) 軟弱地盤では、大地震時には地盤の軟化による非線形性が顕著に現れる場合が多く、この非線形性の影響により地下構造物の応答がかなり変化し、卓越振動数の変化や応答の非定常性が認められる。
- (5) 地震時土圧は釣鐘形の分布形状を示し、三角形分布となる物部・岡部の地震時土圧に比べかなり小さくなっている。

(6) 地下タンクの変形モードは、円形断面が相似的に変形する0次のフーリエモードと円形断面のまま横に変形する1次のフーリエモードおよび断面が楕円形に変形する2次のフーリエモードとが見られるが、1次モードが多くの論文で指摘されている。また、変位応答に関する表面波の影響が大きく無視できないとしている論文もある。

数値解析は、地下タンクでは有限要素法が主流であるが、他の構造物では集中質点系モデル(S-Rモデル)、Novakのモデル、田治見のモデル(振動アドミッタンス理論)、およびこれらの組合せや修正モデルも用いられている。地下構造物-地盤連成系の動的応答解析は、現状の設計レベルではチェックとして用いられることが多いが、大型で新形式の地下構造物を考えた場合、解析による検討が必要と思われる。ただし、有限要素法による水平方向の応答は実験結果や観測結果と良く対応しているが、鉛直方向についてはまだ検討の余地は残る。また、有限要素法などによる解析結果は、震度法の結果よりも応答変位法の結果と良く対応するようである。また、弾性波動論に基づくモデルは、解析上の仮定や適用限界に注意する必要がある。

いずれの手法でも解析結果は、解析モデルの違いに加え、入力地震波の設定によっても支配されるので、入力波の選定には十分な注意が必要である。

表5-10 軸対称構造物に関する文献リスト

No.	論文名	内容	著者	出典	年	ページ	抄録
1	地盤中の剛体の強制加振実験	模型実験	政尾 亨 鈴木 敏夫	第4回日本地震工学 シンポジウム	1975	543~ 550	有
2	長方形に近い断面を持つ埋設剛構造物の振動特性について	数値解析	三浦 賢治 寺田 貞一 田治米辰雄	第4回日本地震工学 シンポジウム	1975	551~ 558	有
3	BEHAVIOR OF UNDERGROUND TANKS DURING EARTHQUAKES	数値解析 地震観測	M. Hamada H. Izumi S. Sato	第4回日本地震工学 シンポジウム	1975	583~ 590	— (4)
4	地下タンクの地震観測と数値解析	数値解析 地震観測	浜田 政則 泉 博允 横山 正義	第14回地震工学 研究発表会	1976	121~ 124	有
5	鋼管矢板井筒の有限要素振動解析と野外実験結果との比較	数値解析 振動実験	長岡 弘明 吉田 映 榊 信昭	土木学会論文報告集 No. 254	1976	61~ 72	—
6	地震記録に基づいたケーソン・橋脚の地震応答特性	地震観測	佐武 正雄 浅野 照雄	第5回日本地震工学 シンポジウム	1978	385~ 392	有
7	DYNAMIC (COMPLEX) STIFFNESS AND VIBRATION OF EMBEDDED CYLINDRICAL RIGID FOUNDATION	数値解析	T. Harada K. Kubo	第5回日本地震工学 シンポジウム	1978	401~ 408	— (29)

注) 抄録欄の「—」はその文献の抄録が無いことを示すが、()内の数字は参考となる文献番号を示す。

表5-10 軸対称構造物に関する文献リスト

No.	論文名	内容	著者	出典	年	ページ	抄録
8	深い基礎の振動特性に関する実験的研究	模型実験 数値解析	政尾 亨 平澤 光春 高崎 芳夫 岡嶋 正直 山本 鎮男 河田 毅治 桑折 能彦 落合 茂 清水 信行	第5回日本地震工学 シンポジウム	1978	409～ 416	有
9	堅型円筒形地下式タンクのRC製大型模型振動実験	模型実験 地震観測	中村 正博 後藤 哲雄 斎藤 悦郎 和泉 四郎	第5回日本地震工学 シンポジウム	1978	945～ 952	有
10	地震観測と数値解析による地下タンクの挙動の研究	地震観測 数値解析	浜田 政則 横山 正義 杉原 豊	第5回日本地震工学 シンポジウム	1978	961～ 968	— (14)
11	地下タンクの耐震性の検討	模型実験 数値解析	岩楯 敏広 国生 剛治 大阿久 聡	第5回日本地震工学 シンポジウム	1978	969～ 976	有
12	沖積地盤における群地下タンクの地震応答特性	地震観測	後藤 洋三 白砂 健	第5回日本地震工学 シンポジウム	1978	977～ 984	— (30)
13	地下タンクの地震応答解析と地震観測	数値解析 地震観測	竹脇 尚信 倉林 君夫 中檜 新 石井 清	第5回日本地震工学 シンポジウム	1978	985～ 992	有

注) 抄録欄の「—」はその文献の抄録が無いことを示すが、()内の数字は参考となる文献番号を示す。

表5-10 軸対称構造物に関する文献リスト

No.	論文名	内容	著者	出典	年	ページ	抄録
14	大型地下タンクの地震時挙動の観測と解析	地震観測 数値解析	浜田 政則	土木学会論文報告集 No. 273	1978	1~ 14	有
15	沖積地盤における群地下タンクの地震応答特性について	地震観測 数値解析	後藤 洋三 白砂 健	第15回地震工学 研究発表会	1979	229~ 232	— (30)
16	井筒基礎の地震応答解析に関する研究	数値解析 模型実験 地震観測	土岐 憲三 小松 昭雄	土木学会論文報告集 No. 281	1979	29~40	有
17	強震記録を用いた道路橋井筒ケーソン橋脚の地震応答解析	地震観測 数値解析	岩崎 敏男 川島 一彦 高木 義和	土木学会論文報告集 No. 293	1980	35~ 47	有
18	LNG地下タンクの地震時挙動観測について	地震観測	鈴木 英世 宮本 幸始	第16回地震工学 研究発表会	1981	65~ 68	— (23)
19	3次元有限要素法を用いた群設地下タンクの動的挙動について	数値解析	斎藤 悦郎	第16回地震工学 研究発表会	1981	261~ 264	有
20	LNG地下タンクの耐震設計	設計法 数値解析	武川 恵之助 中沢 亨 井畔 瑞人 池上 盛容	土と基礎 Vol. 29, No.9	1981	53~ 57	有
21	地中構造物の実測ひずみに基づく地震時地盤ひずみの定量的解析	地震観測	中村 正博	第6回日本地震工学 シンポジウム	1982	1817~ 1824	有

注) 抄録欄の「—」はその文献の抄録が無いことを示すが、()内の数字は参考となる文献番号を示す。

表 5-10 軸対称構造物に関する文献リスト

No.	論文名	内容	著者	出典	年	ページ	抄録
22	LNG地下式貯槽の振動性状に及ぼすタンクの埋設深度と底版の結合方式の影響について	数値解析 模型実験 設計法	星谷 勝 山口 靖紀 辻田 満 三原 正哉	第6回日本地震工学 シンポジウム	1982	1825~ 1832	有
23	実体波と表面波を考慮したLNG地下タンクの地震時挙動の考察	数値解析 地震観測	鈴木 英世 橋本 哲 丸川 隆	第6回日本地震工学 シンポジウム	1982	1833~ 1840	有
24	地震観測記録にもとづく大型地下タンクの挙動解析	地震観測 数値解析	後藤 洋二 白砂 健	第6回日本地震工学 シンポジウム	1982	1865~ 1872	— (32)
25	地震観測記録にもとづく大型地下タンクの挙動解析	地震観測 数値解析	後藤 洋二 白砂 健	第17回地震工学 研究発表会	1983	155~ 158	— (32)
26	LNG地下貯槽の地震時挙動の観測と数値シミュレーション	地震観測 数値解析	岩楯 敏広	第17回地震工学 研究発表会	1983	159~ 162	有
27	地中埋設基礎の動的復元力の予測式と実測例によるその検討	数値解析	原田 隆典 久保 慶三郎 片山 恒男	第17回地震工学 研究発表会	1983	255~ 258	— (29)
28	埋設構造物の耐震解析	数値解析	竹宮 宏和 横山 勝彦 福井 智 大石 博 赤本 弘文	第17回地震工学 研究発表会	1983	347~ 350	有

注) 抄録欄の「—」はその文献の抄録が無いことを示すが、()内の数字は参考となる文献番号を示す。

表5-10 軸対称構造物に関する文献リスト

No.	論文名	内容	著者	出典	年	ページ	抄録
29	地中円筒剛体基礎の動的ばね係数と減衰係数	数値解析	原田 隆典 久保 慶三郎 片山 恒雄 廣瀬 利光	土木学会論文報告集 No. 339	1983	79~ 88	有
30	軟質地盤における群地下タンクのSH波入力地震応答に関する研究	模型実験 数値解析 設計法	後藤 洋三 白砂 健	土木学会論文報告集 No. 340	1983	1~ 10	有
31	STUDIES ON EARTHQUAKE-RESISTANT DESIGN OF GROUPED UNDERGROUND TANKS IN SOFT GROUND	地震観測 数値解析	Y. Goto T. Shirasuna	EIGHTH WORLD CONFERENCE on EARTHQUAKE ENGINEERING	1984	405~ 412	— (30)
32	RESPONSE BEHAVIOR OF LARGE-SCALE UNDERGROUND TANK DURING EARTHQUAKE	地震観測 数値解析	T. Shirasuna Y. Goto	EIGHTH WORLD CONFERENCE on EARTHQUAKE ENGINEERING	1984	413~ 420	有
33	円筒地下タンクの非線形動的相互作用に関する実験的研究	模型実験	吉川 正昭 家村 浩和	土木学会論文報告集 No. 350 I -2	1984	243~ 252	有
34	地下式貯槽の地震観測ひずみ	地震観測 数値解析	榊 信昭 小山 和夫 渡辺 修	第18回地震工学 研究発表会	1985	469~ 472	— (45)
35	ケーソン基礎に作用する地震時抵抗土圧についての一考察	模型実験	大原 資生 松田 博 山本 哲朗	土と基礎 Vol. 33, No.4	1985	33~ 38	有

注) 抄録欄の「—」はその文献の抄録が無いことを示すが、()内の数字は参考となる文献番号を示す。

表5-10 軸対称構造物に関する文献リスト

No.	論文名	内容	著者	出典	年	ページ	抄録
36	近距離強地震観測による岩盤内半地下発電所の地震時挙動	地震観測	駒田 広也 日比野 敏 江川 顕一郎	土木学会論文報告集 No. 358Ⅲ-3	1985	85～ 92	有
37	地下円筒構造物の動的解析と振動実験および地震観測との比較	数値解析 模型実験 地震観測	神 信昭 長岡 弘明 横山 幸満 岡本 隆	土質工学会論文報告 集 Vol.25, No.3	1985	167～ 177	有
38	建物の最大応答加速度と最大動土圧分布の相関について	模型実験	原 昭夫 清田 芳治 内藤 幸雄 鈴木 康嗣	第7回日本地震工学 シンポジウム	1986	799～ 804	—
39	深く根入れされた高速実験炉「常陽」の地震応答特性 その(1) 建屋加振時動特性と地盤の動的抵抗係数の評価	数値解析 起振実験	上島 照幸 岩楯 敏広 花田 和史 澤田 誠	第7回日本地震工学 シンポジウム	1986	805～ 810	有
40	深く根入れされた高速実験炉「常陽」の地震応答特性 その(2) 地震観測結果と埋設効果の評価	地震観測 数値解析	澤田 義博 矢島 浩 澤田 誠	第7回日本地震工学 シンポジウム	1986	865～ 870	有
41	連壁剛体基礎橋脚の地震時挙動について	地震観測 数値解析	海野 隆哉 菊地 敏男	第7回日本地震工学 シンポジウム	1986	919～ 924	有
42	LNG地下式貯槽の地震時挙動の観測と解析	地震観測 数値解析	桑原 洋 海津 信廣	第7回日本地震工学 シンポジウム	1986	1873～ 1878	有

注) 抄録欄の「—」はその文献の抄録が無いことを示すが、()内の数字は参考となる文献番号を示す。

表5-10 軸対称構造物に関する文献リスト

No.	論文名	内容	著者	出典	年	ページ	抄録
43	地震観測記録に基づく地下式貯槽のひずみ挙動の考察	地震観測	榑 信昭 鈴木 操 小山 和夫 渡辺 修	第7回日本地震工学 シンポジウム	1986	1855~ 1860	— (45)
44	乾燥砂または砂利層内の立坑に作用する土圧の解析	数値解析 模型実験	小野 一良 山田 幹雄	土木学会論文報告集 No.376Ⅲ-6	1986	93~ 100	—
45	地震観測記録に基づく地下式円筒貯槽のひずみ応答特性	地震観測 数値解析	榑 信昭 鈴木 操 長岡 弘明 小山 和夫	土木学会論文報告集 No. 398 I -10	1988	367~ 376	有

注) 抄録欄の「—」はその文献の抄録が無いことを示すが、()内の数字は参考となる文献番号を示す。

論文名	LNG地下タンクの耐震設計
著 者(所属)	武川 恵之助、中沢 亨、井畔 瑞人、池上 盛容 (清水建設)
出 典	土と基礎 Vol. 29, No. 9, pp.53～57 (1981)
キーワード	地下タンク、耐震設計、応答変位法、動的相互作用ばね、厚肉円環公式、物部-岡部土圧式、有限要素法
要 旨	LNG地下タンクの耐震設計にポイントを置き、側壁の設計概略について述べたものである。 荷重としては、ここでは主に周辺地盤から受ける地震力として以下の2つに注目している。 ① 地盤加速度によるもの: 物部-岡部土圧式より求まる地震時土圧 (静的震度法) ② 地盤変位によるもの: 地盤の貯槽の相対変位を動的解析より求め、地盤のばねを介して入力するもの (応答変位法) 耐震計算においてはまず、地盤のみの地震応答解析によって以下の事を把握する。 (1) タンク-地盤間の相対変位分布の推定する。相対変位分布より静的な側壁構造解析を行う。 (2) 土中のせん断ひずみ分布を求め、これより地震時の剛性低下率を推定する。 (3) 土中の加速度分布を求め、地震時土圧計算時等の静的震度の評価に用いる。 地盤のばね定数は、弾性論に基づく解析解(厚肉円環公式)などを用いて算定する。次にこのばね定数とタンク-地盤間の相対変位分布を用いて、応答変位法による解析を実施する。相対変位の入力パターンは、①片押し、②両押しの2種類である。現段階のLNG地下タンク耐震解析手法は、応答変位法で確立されつつある。また、連成系の応答解析は、耐震性のバックチェックとして用いられる。 図-8には設計例の概略を示す。

	周辺地盤による地震力		
	地震時土圧(ガス指針)		応 答 変 位 法
荷 重		強制変位 ΔU (cm) 	
	入力法: 十層等 (八戸) EV 基準G.L.-114で最大入力加速度 Z ₀ =150gal		
負荷パターン		両押し	片押し
境界条件			
解析結果(変位分布)			

図-8 耐震設計例

図-8 耐震設計例

論文名	地下円筒構造物の動的解析と振動実験および地震観測との比較
著 者(所属)	榊 信昭、長岡弘明、横山 幸満、岡本 隆 (日本鋼管)
出 典	土質工学会論文報告集 Vol.25, No.3 pp.167~177 (1985)
キーワード	地下円筒構造物、有限要素法、模型実験、地震観測、等価線形体 定常振動応答解、非線形性
要 旨	地下円筒構造物-地盤系の動的有限要素法を用いて、深い基礎を持つ構造物の解析を行い、解析精度の検討を行ったものである。地盤モデルとして定常振動状態で定義される等価線形体を用いている。解析手法は、まず時刻歴地震波をフーリエ変換し、これを入力して地盤-構造物系の定常振動応答解を求め、次にこれをフーリエ逆変換して時刻歴応答解を求めている。 1) 模型振動実験による解析精度の検討 模型振動実験は、模型円筒基礎(高さ2.05m, 外径2.93m)を砂地盤中に設置したものを、基礎上部の起振機により加振するもので、地盤の非線形性が現れているようである。ひずみに依存したせん断係数Gおよび減衰定数hを用いて解析した場合、模型基礎頂板上の加速度の水平成分の解析値は実験値と良く一致している。しかし、基礎のロッキング応答の解析値は実験値より大きな値となっている。 2) 地震観測結果を用いた解析精度の検討 用いた地震観測結果は、1987年伊豆大島近海地震時に、LNG地下貯槽(外径68.7m, 高さ35.8m)で得られた加速度波形である。貯槽に発生する最大加速度については、図-13に示すように解析値と観測値は良く一致している。また、貯槽の加速度波形やパワースペクトルについては、水平成分の解析値は観測値と一致しているが、鉛直成分についてはあまり一致していない。 結論としては、ここで用いた解析手法は、耐震設計上最も重要な水平方向の応答については十分な精度を持っているが、鉛直方向の精度については今後の検討が必要としている。

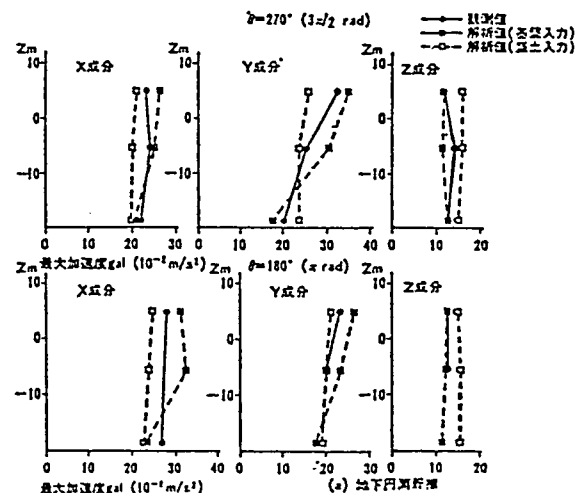


図-13 最大加速度分布

論文名	LNG地下式貯槽の地震時挙動の観測と解析
著者(所属)	桑原 洋、海津 信廣 (東京電力)
出典	第7回日本地震工学シンポジウム, pp.1805173~1878, (1986)
キーワード	地下式貯槽、地震観測、地震時土圧、変位、震度法、応答変位法、有限要素法
要旨	2地点のLNG地下式貯槽(深さ20~25m, 直径55~70m)の地震観測結果をもとに、地震時土圧について考察している。地表最大加速度は45.4gal, 62.4galである。観測結果によれば、 (1) 地震時土圧の最大値はタンクと周辺地盤との相対変位や速度・加速度の最大値と良い相関がある(Fig. 8, 9)。 (2) 主要動における地震時土圧分布は、片押し・片引の載荷パターンとなる。 などが指摘されている。 さらに震度法、応答変位法、有限要素法により地震時土圧のシミュレーションを行い、各手法とも観測値と良い対応を示しているが、有限要素法が最も良い結果となっている(Fig. 12)。

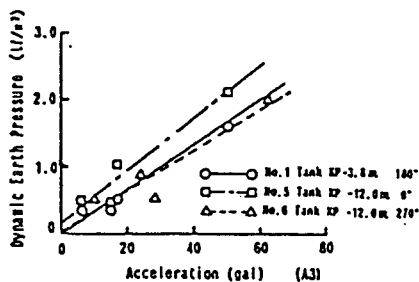


Fig.8 Relations between Dynamic Earth Pressure and Acceleration (Higashi Ohgishima Site)

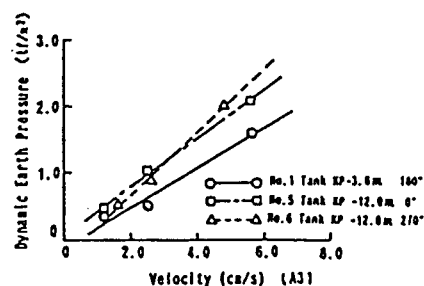


Fig.9 Relations between Dynamic Earth Pressure and Velocity (Higashi Ohgishima Site)

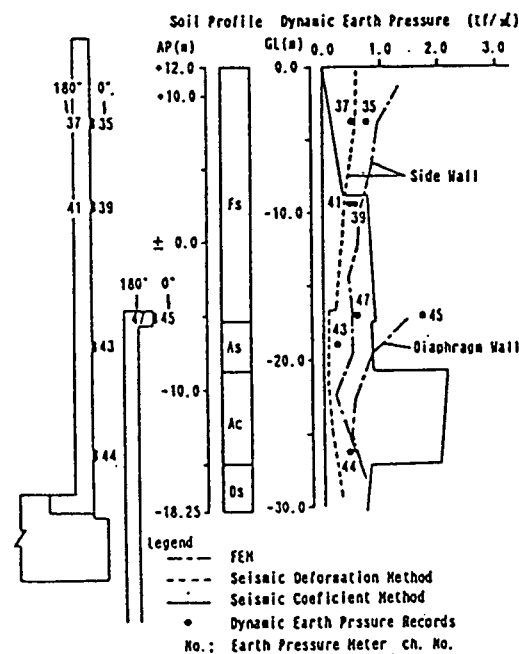


Fig.12 Comparison between Record and Calculated Dynamic Earth Pressure (Futsu Site No.3 Tank X-Direction)

5.4 震害事例に関する文献調査

地下空洞が地震被害を受けた事例は少なく、そのため地下空洞の地震被害に関する文献・資料も極めて少ない^{1)~4)}。その中でC.H. Dowdingは¹⁾²⁾、地震を受けた71本のトンネルの被害状況を調査し、地震被害の有無ならびに地表の最大加速度および最大速度と被害との関連などについて検討を行っており、地下空間の耐震安全性を検討する上での貴重な資料を提供している。一方、1976年7月28日唐山地震($M=7.8$)による地下施設の被害状況に関する報告³⁾では、地上構造物の80~90%が崩壊したにも拘らず、直下の地下構造物には深度・規模の違いによらず大きな被害は発生していない。

本節では、Dowdingの研究論文¹⁾²⁾の中で、特に重要と思われる研究成果について述べる。

図5-1は地下空洞(岩盤内空洞)の一般的な建設状況を示したものである。地下空洞の被害において、耐震設計上考慮すべき被害モードは図5-2に示すような5種類のモードが考えられるが、(a)、(b)はトンネル建設地点固有の節理・断層に依存するようなモードであり除外されている。

調査対象とした地震の総数は13であり、内訳はアメリカ7地震(カリフォルニア州5、アラスカ州1)、日本6地震である。また、地震のマグニチュード M の範囲は $M=5.8\sim 8.3$ 、震源深さ D の範囲は $D=13\sim 40\text{km}$ であり、 $D=15\sim 20\text{km}$ が最も多い。

地震を受けた71本のトンネルの内、41本のトンネル(鉄道トンネル、導水路トンネル)がクラックなどの小規模被害からトンネル閉鎖の大規模被害が発生した。被害を受けたトンネルの内径は3~6mが最も多く、内径2mの小さいトンネルは2本だけであった。トンネル周辺の地質状況は、岩盤が12本、風化岩・破壊岩が11本、岩以外の土質が3本の計26本が判明している。残りの45本は判明していないが、シルトなどの軟質地盤ではない。

トンネルの被害状況と地表の最大加速度および最大速度との関係を整理すると、表5-11のようになる。なお、地表の最大加速度および最大速度はMcGuireのアテニュエーション式(1974)から求めている。図5-3は各トンネルの被害状況、被害ゾーン、地表の最大加速度および最大速度と日本気象庁の震度階との対応関係を示したものである。

図5-3の結果より、地上構造物に大きな被害を与えるような震度階V~VIIにおいても、トンネルの被害は『Minor Zone』に入ることが分かる。

1) C.H. Dowding: Seismic Stability of Underground Openings, The First International Symposium on Storage in Excavated Rock Caverns, ROCK STORE 77, 1977.

2) C.H. Dowding: Earthquake Response of Caverns: Empirical Correlations and Numerical Modeling, 1985 Rapid Excavation Tunnel Conference Vol.1, 1985.

3) J.M. Wang: The Distribution of Earthquake Damage to Underground Facilities During the 1976 Tang-Shan Earthquake, Earthquake Spectra, Vol.1, No.4, 1985.

4) R.L. Loofbourov: Effects of Seismic Movement on Underground Space, with Special Reference to Kansas City, Missouri, Underground Space, Vol.9, 1985.

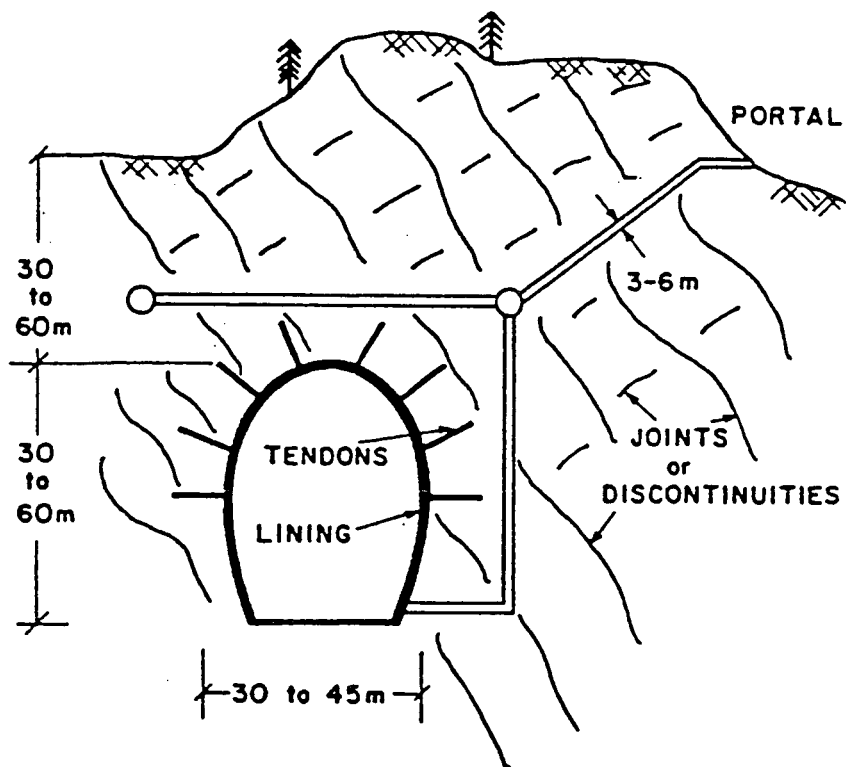


図 5 - 1 地下空洞の一般的な建設状況

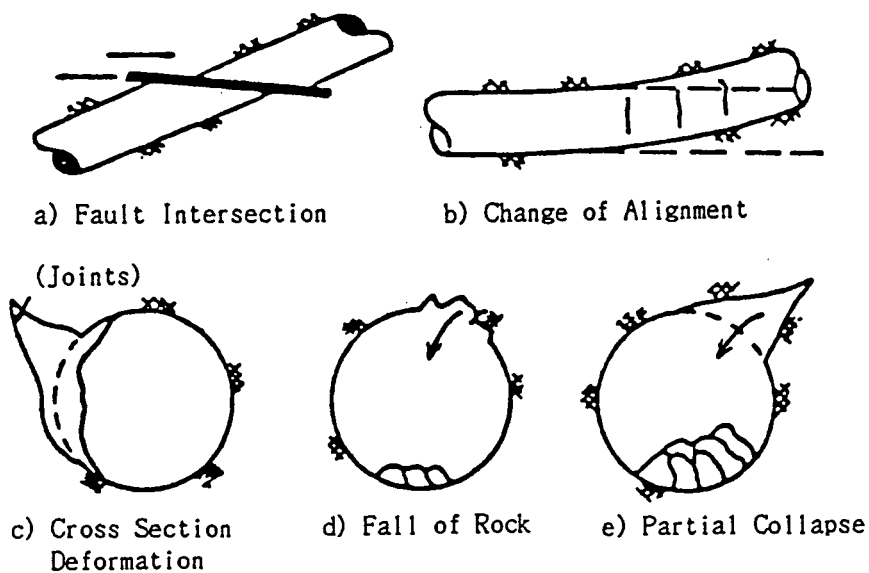


図 5 - 2 地震被害モード

表5-11 トンネルの被害状況と地表の最大加速度および最大速度との関係

地 表 最大 加速度	地 表 最大 速度	トンネルの被害状況	被害分類	分 類 の 定 義
0 ~0.19g	0~20kine	落石やひび割れの被害は全く見受けられなかった。	No Damage Zone	新しいクラックや落石の発生がない。
0.19 ~0.25g	20~40kine	コンクリートで被覆ネルに小さなクラックが発生したという報告が多少ある。	Minor Damage Zone	落石や新しいクラックが観察される程度の被害の可能性がある。
0.25 ~0.52g	40~90kine	部分的な崩壊が1例報告されている(レンガ覆工のトンネル)。		
0.52g~	90~		Damage Zone	岩盤の崩落・大クラック・トンネル閉鎖などの被害の可能性がある。

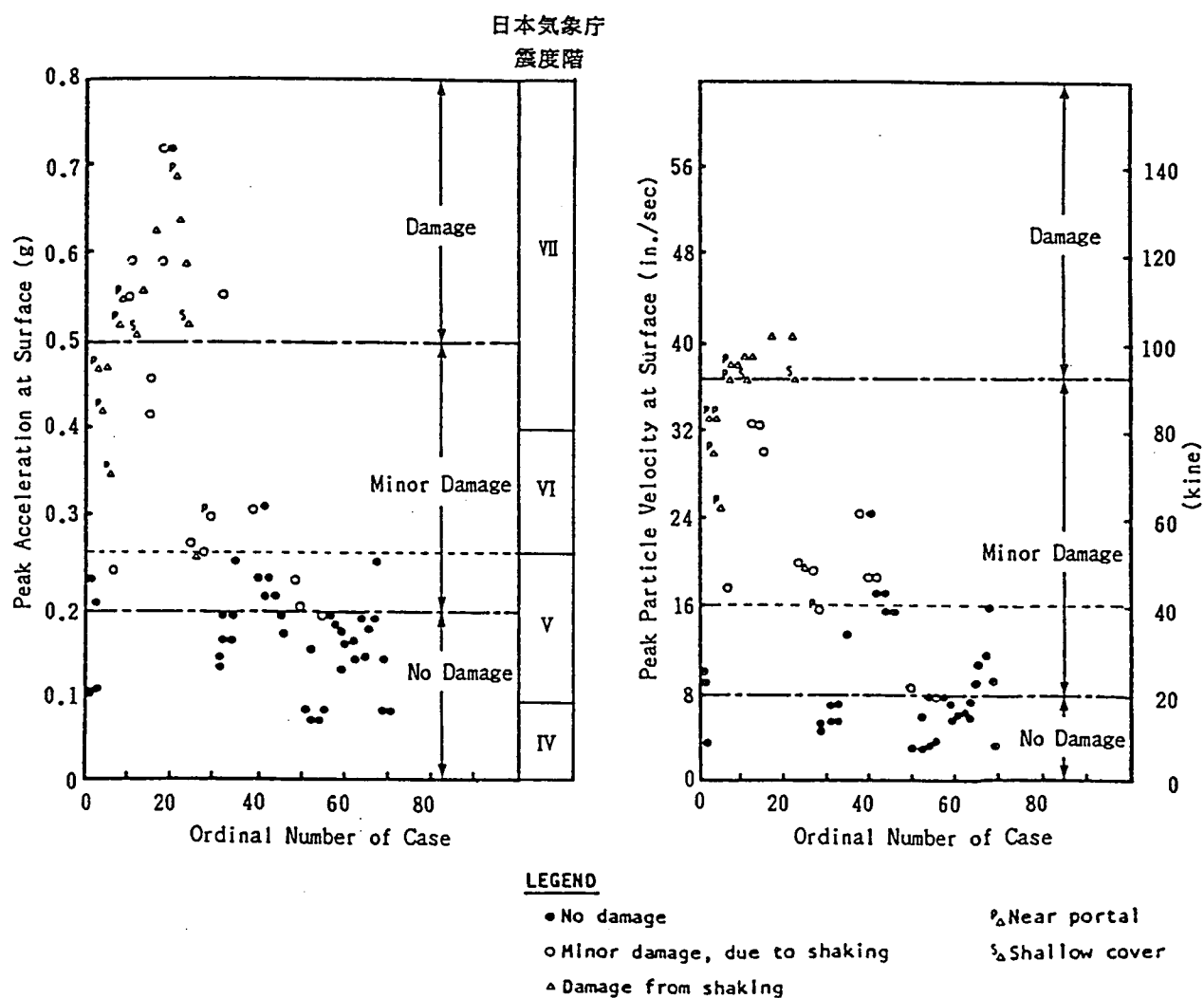


図5-3 各トンネルの被害状況と地表の最大加速度および最大速度との関係

5.5 今後の研究課題

調査した指針類や文献より、構造物の大深度化に伴う今後のおもな研究課題としては以下のようなことが考えられる。

(1) 実測データの収集

つぎのような場合は、現行の指針類の耐震規定はかなり修正が必要になると思われる。

- ① 構造物の動的特性が、震度法や修正震度法で想定した状態と著しく異なる場合
- ② 構造形式が新しい構造物や振動系の異なる複合構造物など過去の震害事例がない場合
- ③ 地盤が軟弱で変位が大きいと予想される場合
- ④ 地形地質等の地盤条件ならびに構造条件の著しく変化するような場合。
- ⑤ 構造物の終局状態を照査する場合

指針作成に当たっては、動的応答解析法などを用いて数値解析的に検討されると思われるが、実際の挙動を把握するために、早い時期から類似の構造物やその周辺地盤で地震観測を行い、実測データを収集することは重要である。

(2) 応力解析用モデルの検討

耐震設計においては地震時応力は静的な解析モデルで計算されると思われる。しかし、大深度地下構造物は従来の構造物とはかなり異なった地震時挙動を示すと考えられるので、まずそれら挙動を把握した後地震荷重の载荷パターンを決定し、モデル化の違い、バネの取付範囲の違い、バネ定数の算定方法の違いなどによって、断面力にどの程度の差が出るかを数値解析的に検討する必要がある。

(3) 地盤の非線形性

軟弱な地盤では地盤の非線形性の影響は無視しえないため、地盤の非線形特性の表し方は重要である。論文等によれば、液状化問題を除けば等価線形化手法でもってある程度評価できると言われている。したがって、せん断弾性係数や減衰定数のひずみ依存性の評価は重要であり、砂や粘土に関しては数多くの実験が行われている。しかし、大深度化に伴って砂礫に関する実験結果も必要になろう。

(4) 地盤変位の算定法 (応答変位法において)

大深度地下構造物の設計では、応答変位法が採用される可能性が大きい。変位の算定に際しては、地盤変位の値と分布形を正しく評価することが重要で、地震波は実体波のみならず表面波による変位の取扱いや鉛直成分の取り扱いについても検討する必要があるだろう。そのとき、上に述べた地盤の非線形性の影響を反映させる必要がある。

(5) 設計用入力地震動

大深度地下の内部に設置される施設の設計用入力地震動は、地上施設の場合と比較して最大加速度や周波数特性など異なることが予想されるので、(1)で述べたことと関連するが、観測を通じて実測データを収集する必要がある。

(6) 構造物の鉛直方向応力

タンク内壁の鉛直方向のひずみは、円周方向ひずみと比べ無視できない場合があり、鉛直方向応力の検討の必要性がある。とくに、地下と地上を結ぶ大深度立坑では、かなり問題となる可能性がある。

(7) 地震時土圧

極限平衡状態を仮定した物部・岡部の土圧公式を大深度地下構造物へ適用する場合、地震時土圧を過大に評価する恐れが多分にある。そこでたとえば、公式誘導の前提条件である地盤のすべり破壊の起きる可能性ならびにその範囲を円弧すべり法や動的応答解析などで推定し、すべり破壊を起こす可能性のある範囲にだけ極限平衡土圧を作用させるなどの対応が必要と思われる。

論文名	地盤中の剛体の強制加振実験
著者(所属)	政尾 亨、鈴木 敏夫(フジタ工業)
出典	第4回日本地震工学シンポジウム, pp.543~550 (1975)
キーワード	根入れを有する剛体、強制加振実験、振動土圧、変位振幅、土の非線形性、弾性体波動理論
要旨	Fig.1に示すように、地中に根入れを有する剛体(1.2m×1.2m×1.2m)を、加振機により強制加振を行って、その剛体の変位振幅や土圧を測定し、弾性体波動理論による変位振幅と比較している。 振動振幅や土圧の分布は、それらの値が小さいときは線形弾性理論で説明できるが、それらの値が大きくなると周波数応答のピークは低い方にずれてゆき、振幅の差異も大きくなっている。Fig.13, 14には側方の垂直応力・せん断応力分布を示す。土圧のピークは、地盤の1次モードの振動数であってモード形もそれに近い形となっているが、地表面では小さくなっている。また、加振方向に垂直な土圧と平行な土圧の比は約2:1となっている。

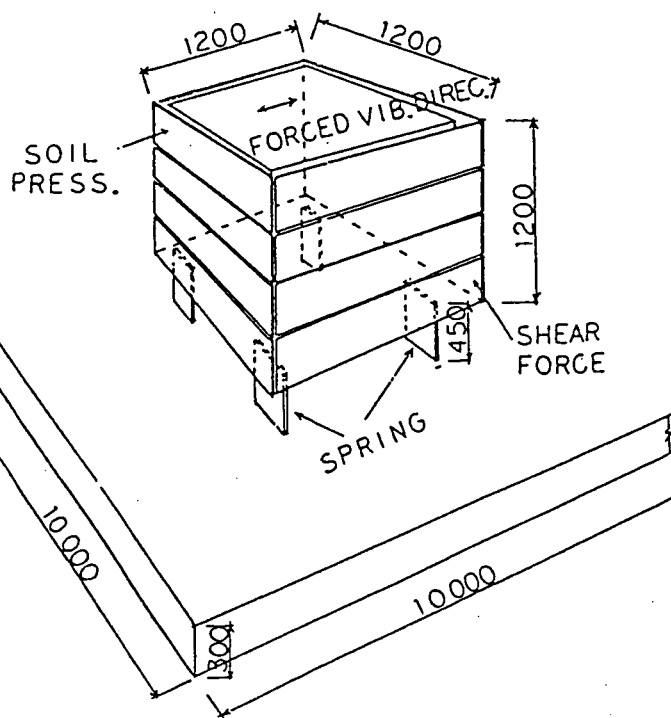


Fig.1 Testing model of rigid body and ground

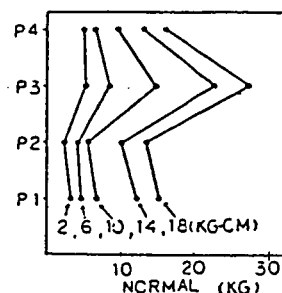


Fig.13 Total normal stress at the peak frequency by changing of depth

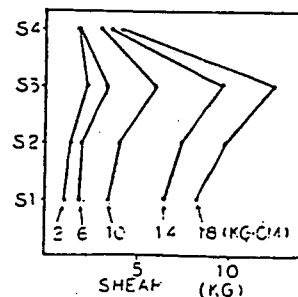


Fig.14 Total shear stress at the peak frequency by changing of depth

論文名	長方形に近い断面を持つ埋設剛構造物の振動特性について
著者(所属)	三浦 賢治、寺田 貞一、田治米辰雄 (東京都立大学)
出典	第4回日本地震工学シンポジウム, pp.551~558 (1975)
キーワード	埋設剛構造物、近似的解析法、相互作用、地中応力、震動土圧、ロッキングモーメント、田治見の解、等価円半径
要旨	

Fig.1に示すように、隅を半径 r_0 の四分円で置換した長方形に近い断面を持つ埋設剛構造物の振動特性の近似的解析法と、それに関連した数値計算例について述べている。ただし、構造物は粘弾性表層地盤を貫いて基盤上に支持されている。また、表層の上下方向の変位は無視しており、構造物は底面 y 軸回りにロッキング震動のみをする、などの仮定を設けている。

Fig.4は構造物側壁での地中応力 x - y 平面での分布を表わすフーリエ係数だが、円形断面の場合と異なり、隅($\theta=45^\circ$)で応力が集中している。また、正方断面埋設剛構造物は、半無限弾性地盤上にある正方断面剛基礎の場合と同様に等価円半径の概念の導入が可能であり、その値は約 $1.22L_x$ であるとしている。

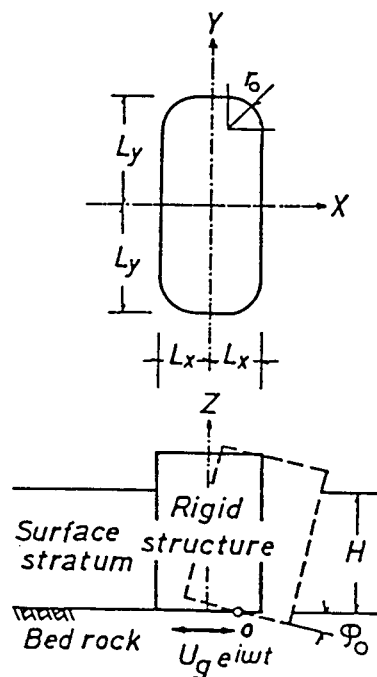


Fig. 1 Embedded rigid structure-ground interaction system

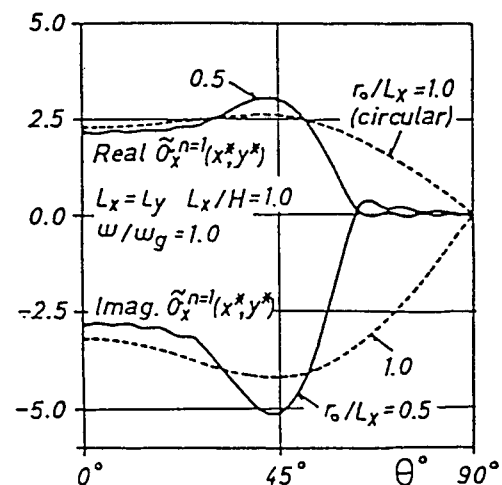


Fig. 4-1 Distribution of dimensionless normal stress in x -direction;
 $\tilde{\sigma}_x^{n=1}(x^*, y^*)$, $C_L / C_T = 3.0$, $h_g = 0.1$

論文名	地下タンクの地震観測と数値解析
著者(所属)	浜田 政則、泉 博允、横山 正義(大成建設)
出典	第14回地震工学研究発表会, pp.121~124 (1976)
キーワード	地下タンク、地震観測、地盤変位、埋立て地盤、三次元有限要素法、地盤反力係数
要旨	図-2に示す地下タンクでの地震観測の結果をとりまとめ、さらに解析結果と比較することにより、解析法の妥当性について検討している。観測結果より以下のことを指摘している。 (1) タンクと周辺地盤はほぼ一体となって振動しており、タンク自体の慣性力に基づくタンクの固有振動は見られない。 (2) 地震時にタンクは楕円形に変形する。 (3) タンク内壁の鉛直方向のひずみは、円周方向ひずみとほぼ同じ大きさもしくは大きく、鉛直方向応力の検討の必要性を示している。 さらに、タンクの存在の影響を無視し、タンク周辺の地盤変位を地盤ばねを介して強制変位として与えるなどの仮定を設けて、地震応答解析を行っている。解析によるひずみの時刻歴は、短周期成分を除くとおおむね実測値と一致している。ただし鉛直方向のひずみ波形に関しては、解析値は実測値の50%程度であり、今後の検討課題としている。

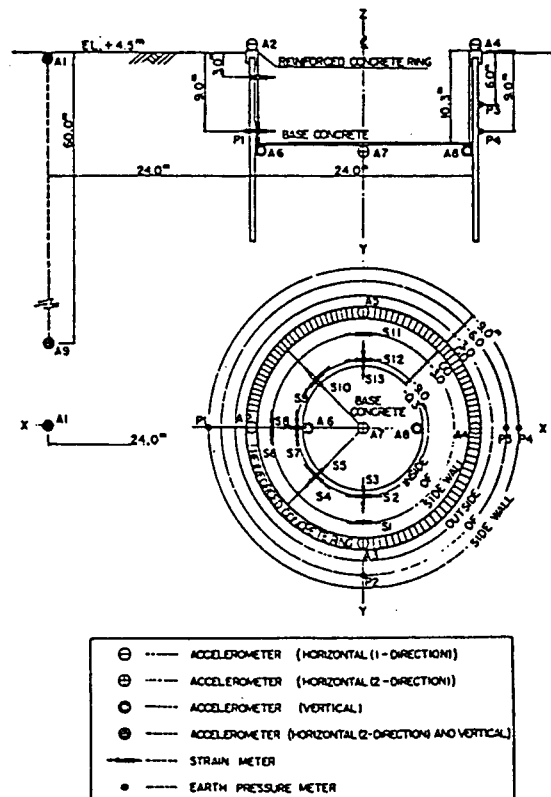
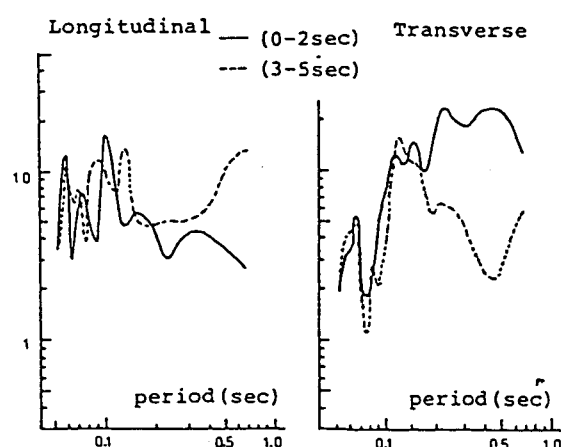


図-2 地下タンク構造図・計器設置図

論文名	地震記録に基づいたケーソン・橋脚の地震応答特性
著者(所属)	佐武 正雄、浅野 照雄(東北大学)
出典	第5回日本地震工学シンポジウム, pp.385~392(1978)
キーワード	ケーソン・橋脚、地震記録、上部構造、支承条件、震央距離、相互相関係数
要旨	2つの橋梁における地震観測から、下部構造としてのケーソン・橋脚の地震応答特性について述べ、地盤や上部構造の振動特性との相関性について考察している。 ケーソンは地中深さ25~30m程度である。Fig.8にはケーソン・橋脚のスペクトル比を示すが、この図より、主要動の後半になると橋軸直角方向は橋脚に上部構の影響が強く現れ、逆に橋軸方向ではその影響が減少している。 結論として、ケーソン・橋脚の地震時の応答特性は、地盤と橋桁の影響をうけ、特に橋軸直角方向で著しいとしている。また、軟弱地盤における下部構ではロッキング振動が卓越しやすいとしている。

Iinogawa Bridge



Hirosegawa Aqueduct Bridge

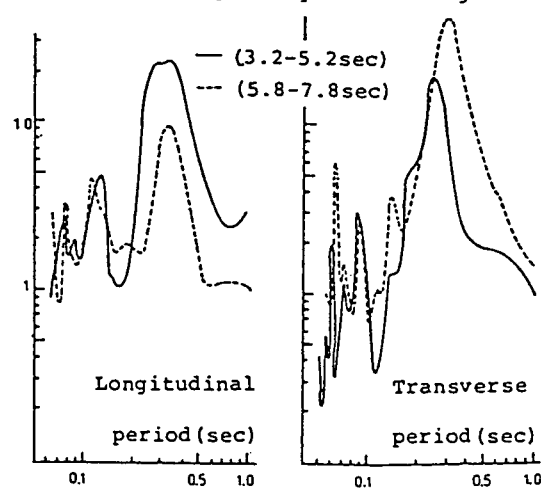


Fig.-8 Variation of Spectral Ratio

論文名	深い基礎の振動特性に関する実験的研究
著 者 (所属)	政尾 亨、平澤 光春、高崎 芳夫、岡嶋 正直(フジタ工業) 山本 鎮男、河田 叡治、桑折 能彦、落合 茂、清水 信行(千代田化工建設)
出 典	第5回日本地震工学シンポジウム, pp.409~416 (1978)
キーワード	模型実験、深い基礎、相互作用、埋込み深さ、剛性効果、逸散減衰、土圧、集中質点系モデル、有限要素法
要 旨	地盤-構造物の相互作用の問題を研明するため、Fig.3に示す実地盤に設置した試験体を対象として上部加振実験や地震観測および解析を行っている。着目点は、① 埋込み深さの相違による剛性効果と逸散減衰の変化および土圧分布の変化、② 地震時の応答特性、③ 解析方法の適用性の検討、などである。埋め戻しは4段階に分けて行っている。実験結果より以下のことが指摘されている。 (1) 埋込み深さが増すにつれ、① 変位振幅や応力振幅の減少即ち減衰定数の増大(Fig.20)や ② 共振振動数の増大(Fig.19)が見られる。 (2) 土圧は、Fig.12に示すように埋込み深さが増すにつれて小さくなる。 解析は、集中質点系モデルと有限要素法(拡張モデルと伝達モデル)を仮定を設けて用いている。Fig.19, 20には、共振振動数と減衰定数の比較を示すが、集中質点系モデルが最も良く合っている。 さらに、質量比が小さいので相互作用が小さく地盤の1次固有振動数にピークがあることも指摘している。

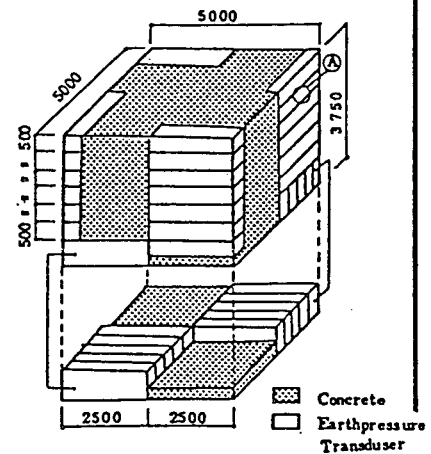


Fig. 3 Outside view of model.

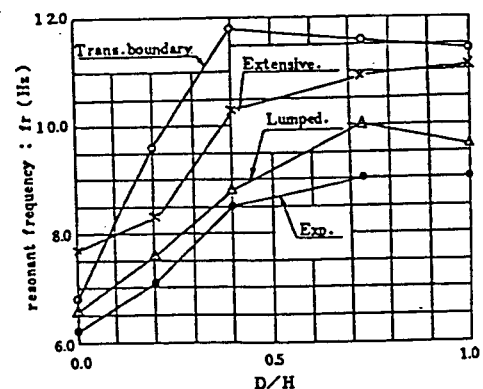


Fig. 19 Comparison of resonant frequencies

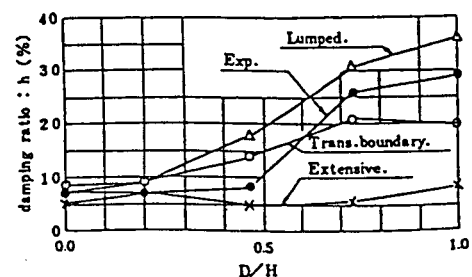


Fig. 20 Comparison of damping ratios

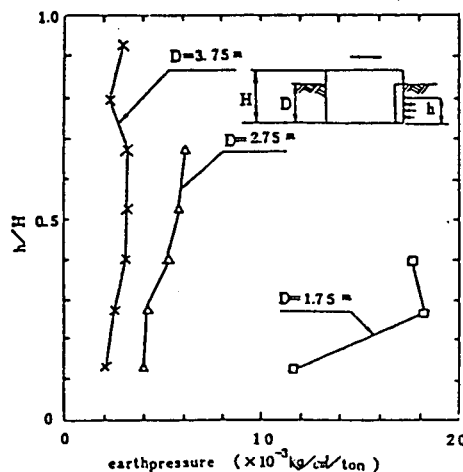


Fig. 12 Distribution of normal earthpressures at side wall.

論文名	堅型円筒形地下式タンクのRC製大型模型振動実験
著者(所属)	中村 正博、後藤 哲雄、斎藤 悦郎、和泉 四郎(フジタ工業)
出典	第5回日本地震工学シンポジウム, pp.945~952(1978)
キーワード	地上式・半地下式・地下式タンク、常時微動測定、起振機実験、発破振動実験、地震観測、埋戻し効果、模型振動実験
要旨	

Fig.2に示すように6万klの地下タンクの縮尺1/10モデルとして、内径6m、深さ3mの模型タンクを実地盤上に構築し、地上式・半地下式・地下式タンクの場合を想定した3段階の埋戻し状態において各種の振動実験を行っている。実験は、常時微動測定・起振機実験・発破振動実験・地震観測である。さらに、地盤材料としてゼラチンゲルを用いた模型振動実験を行い、タンクに生じるひずみについて考察している。実験結果より以下のことを指摘している。

- (1) 地震観測等より、タンク自体の慣性力の影響は小さく、タンクは地盤と同様に振動する。
- (2) 発破振動実験と地震観測結果のひずみより、タンクはオーバリング振動をする。
- (3) タンク底板に設置した起振機による振動実験では、埋戻し土による応答への影響は大きく、側壁に生ずるひずみは振動方向に向かい合う点で異符号を示し、発破振動実験や地震観測結果と異なる。Fig.9には、起振機振動実験における地表面ひずみ分布を示す。

また、集中系等価モデルと3次元FEMによる振動解析を行い、FEM解析では地盤の非線形性や波動伝播の考慮が必要であるとしている。

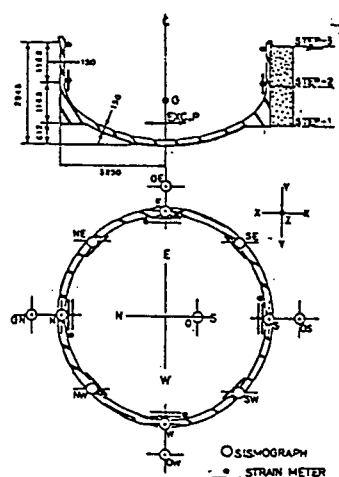


Fig. 2 Arrangement of instruments

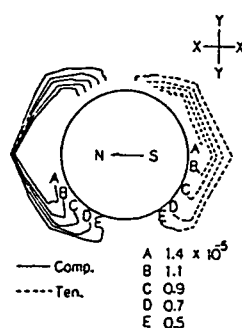


Fig. 9(a) Strain of Ground Surface (ϵ_x)

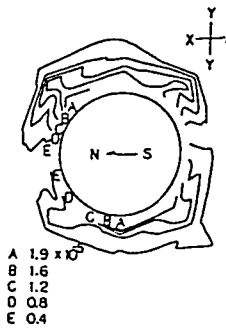


Fig. 9(b) Strain of Ground Surface (r_{xy})

論文名	地下タンクの耐震性の検討
著者 (所属)	岩楯 敏広、国生 剛治 (電力中央研究所) 大阿久 聡 (日本科学技術研修所)
出典	第5回日本地震工学シンポジウム, pp.969~976 (1978)
キーワード	地下タンク、模型振動実験、複素応答解析、地盤の非線形、 等価線形化法、動土圧
要旨	地下タンクの耐震性を検討するため、振動台上のモデル地盤中に直径30cm, 高さ100cmの地下タンク模型を作成し、各種振動実験を行っている。さらに、複素応答解析プログラムを作成し等価線形化法により地盤の非線形性を模擬した解析を行っている。実験結果および解析結果より以下のことを指摘している。 (1) タンクと周辺地盤の加速度振幅や振動モードは良く一致する (Fig.3-2)。 (2) 地盤は小さなひずみレベルから強い非線形性を示し、その非線形特性はタンクの加速度や応力の応答に大きく影響する。 (3) タンクを薄肉円筒シェル要素、地盤を軸対称回転体要素で近似し、実験結果を制度よく模擬した (Fig.5-4)。

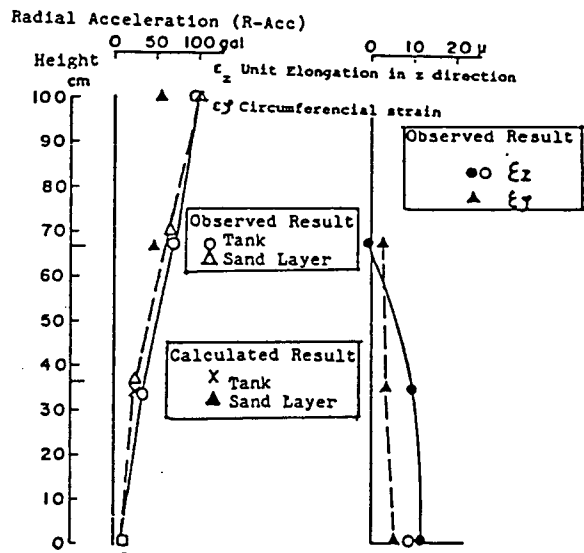


FIG.3-2 Dynamic Behavior of Embedded Model Tank at Resonant Frequency ($f=16.0$ Hz)

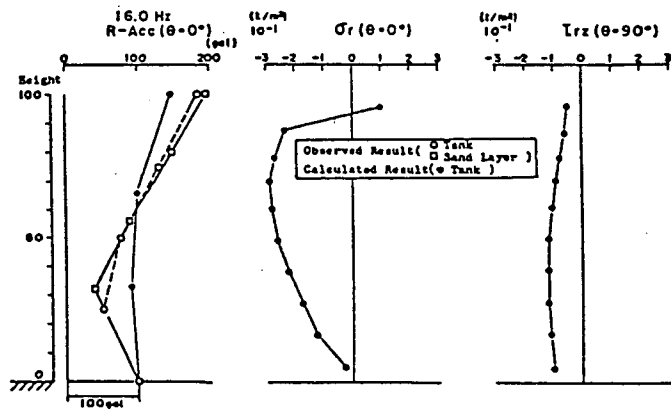


FIG.5-4 Acceleration and Stress Responses of Tank (CASE1-1) (Input Acceleration 100 gal, $f=16$ Hz)

論文名	地下タンクの地震応答解析と地震観測
著者 (所属)	竹脇 尚信、中檜 新、石井 清(清水建設) 倉林 君夫(東京瓦斯)
出典	第5回日本地震工学シンポジウム, 985~992(1978)
キーワード	地下タンク、地震観測、地震応答解析、フーリエ級数の展開次数、半無限要素
要旨	Fig.2に示すLNG地下タンク(内径64m, 深さ20m)で地震観測を実施し、解析結果と比較して解析手法の検証を行うと同時に、地下タンクとその周辺地盤の地震時の挙動について検討している。解析では、変位等の円周方向への変化をフーリエ級数で展開する際、フーリエ展開次数nを1としており、逆対称モードのみを考慮して対称モードは無視している。Fig.12には変形モードを示すが、タンク-地盤系の1次モードは自然地盤の1次モードに相当し、タンクはほぼ剛体変形をしている。 観測結果より以下のことを指摘している。 (1) 2Hz以下の周波数領域ではタンクとその周辺地盤とは一体となって動く。 (2) それ以上の周波数領域では、タンクはほぼ周辺地盤の動きによって変形するが、3Hz前後ではタンク固有の動きが卓越する。 観測結果と解析結果と比較して以下のことを指摘している。 (1) 変位等の円周方向への変化をフーリエ級数($n=1$)で展開する手法は、地下タンクの応答解析手法としては有効である。 (2) 自然地盤の挙動は半無限要素でもってよく表せる。

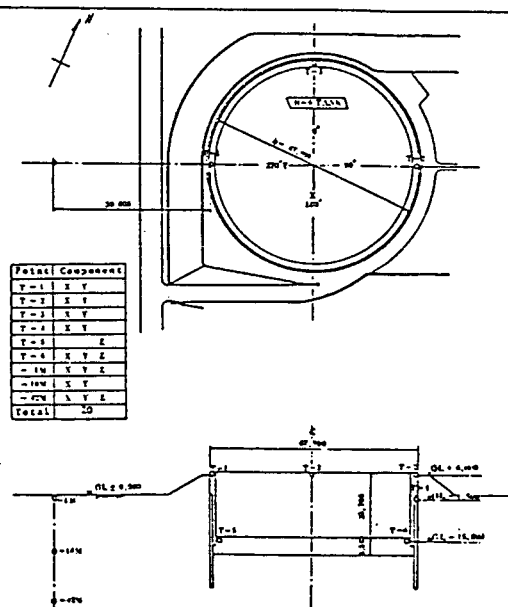


Fig. - 2 Location of Accelerometer

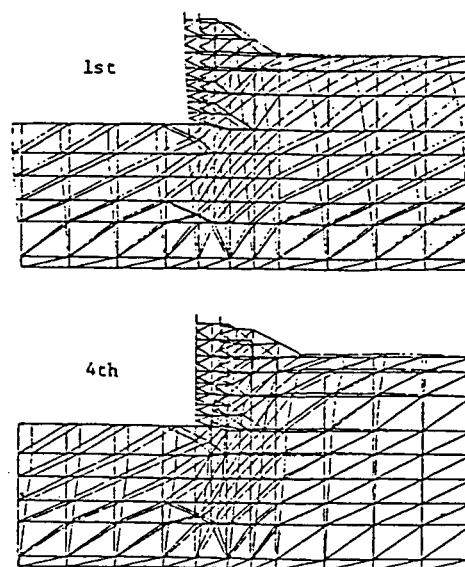


Fig. - 12 Vibration Mode

論文名	大型地下タンクの地震時挙動の観測と解析
著者(所属)	浜田正則(大成建設)
出典	土木学会論文報告集 第273号, pp.1~14(1978)
キーワード	地下タンク、地震観測、軟弱地盤、地震時ひずみ、円形はりモデル
要旨	軟弱地盤中の貯槽(内径24m, 深さ10.3m)の地震観測を行っており、タンク側壁の地震時ひずみと周辺地盤の地震時挙動の関連性について検討し、以下の結論を得ている。 (1) 加速度波形より、タンクは地盤の振動周期で剛体的に振動している。 (2) ひずみ波形より、タンクが楕円形に変形(曲げ変形が卓越)し、地震時変形は周辺地盤の変形に支配される。また、円周方向ひずみは深さ方向にほぼ一様で、鉛直ひずみは小さい。 以上の観測結果に基づき、周辺地盤の水平面内での地震時ひずみに着目した解析を行っている。軟弱層の厚さに比較し浅くかつ底板と側壁が分離されている地下タンクを対象としているため、解析モデルは円形はりモデルを用いている。周辺地盤をばねに置換し地盤変位を強制変位としてタンクに与えると仮定し、水平面内の地盤のひずみによるタンクの変形応力度を解析している。そして、水平面内の地盤のひずみが地下タンクのひずみに支配的影響を持ち、 応力分布・変位分布とも楕円形状が支配的となり、観測結果とほぼ一致することを示している。さらに側壁の円周方向ひずみの大きさと、これに影響を与える諸要因について検討している。図には実測値の解析例を示す。 観測および解析結果より、地下タンクの地震時応力度は、周辺地盤の相対変位(ひずみ)に支配されるとしている。

図-22 地盤のひずみとタンクの変形

論文名	井筒基礎の地震応答解析に関する研究
著者(所属)	土岐 憲三(京都大学)、小松 昭雄(建設省)
出典	土木学会論文報告集, No. 281, pp.29~40 (1979)
キーワード	井筒基礎、弾性波動論、動的相互作用、複素剛性、逸散減衰、質量効果、等価粘性減衰定数、震動圧、動的倍率、インピーダンス比、模型振動実験、地震観測
要旨	

表層地盤のみならず基盤をも弾性体として取扱い、幾つかの基本仮定を設けて基盤内への表層地盤からの波動逸散減衰をも同時に考慮した解析手法を示している。その解析手法に基づいて、表層地盤中にある円筒形の基礎構造物(図-1)の地震応答解析を行っている。その結果を模型振動実験結果や地震観測結果と比較している。特に、地盤の質量効果や逸散減衰に関して検討し、複素剛性の特性、震動圧の振動数特性、井筒の周波数応答に影響する因子、等価粘性減衰定数、などについても考察している。

解析より得られた主な結論としては以下のことが挙げられる。

- (1) 震動圧は表層地盤と基盤とのインピーダンス比 β に強く影響を受ける(図-4)。
- (2) 井筒の周波数応答に強く影響を及ぼす因子は、根入れ深さ、井筒底面での接地半径、表層地盤と基盤とのインピーダンス比などである。また、根入れ深さが浅ければ、逸散減衰が減少する(図-6, 7)。

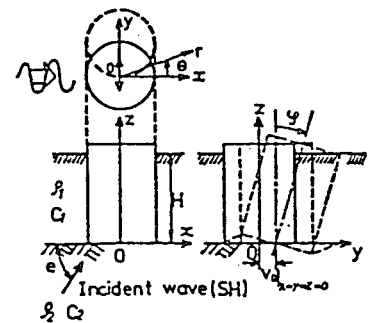


図-1 解析モデルと座標系

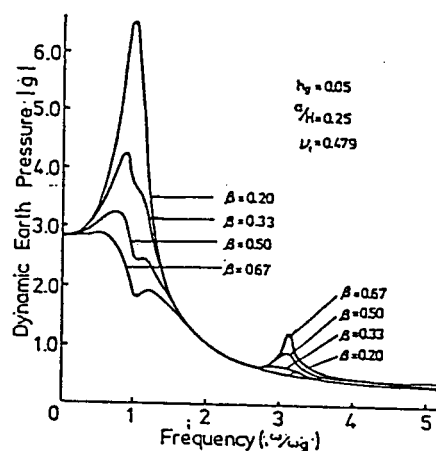


図-4 震動圧に及ぼすインピーダンス比の影響

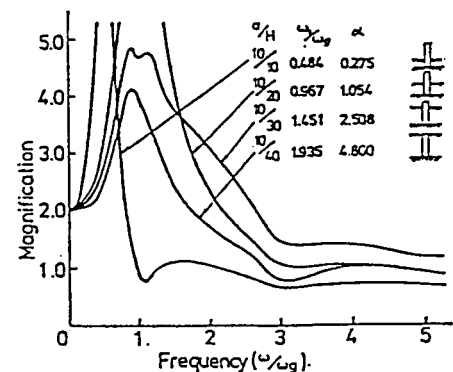


図-6 動的倍率に及ぼす表層厚の影響

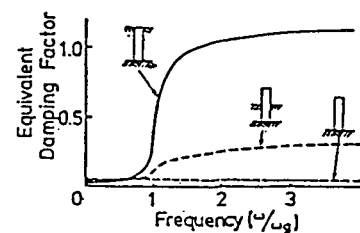


図-7 等価粘性減衰定数に及ぼす表層厚の影響

また、深さ2mの模型振動実験と弾性波動論とによる複素剛性は定性的には一致している(図-13, 16)。さらに、井筒基礎をもつ実橋での地震観測結果と解析結果とは良い対応を示しており、表層地盤と井筒状構造物との動的相互作用の問題の解析における弾性波動理論の有用性を確認している。さらに以下の結論を述べている。

- (3) 表層地盤に対する井筒・橋脚・上部構造の相対変位は小さく、構造系全体の応答値は表層地盤の地震時挙動に支配される。
- (4) 複素剛性から算出した等価粘性減衰定数は、1自由度の動揺運動を仮定した模型実験結果と理論解析結果とにおいて良い対応を示している(図-17)。

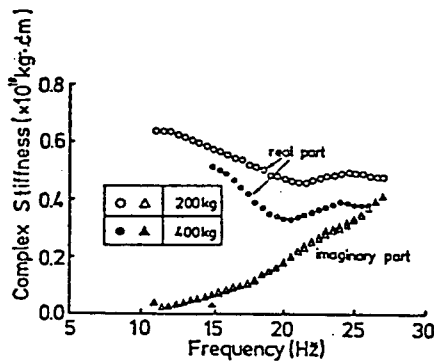


図-13 1 自由度モデルによる動揺振動の複素剛性

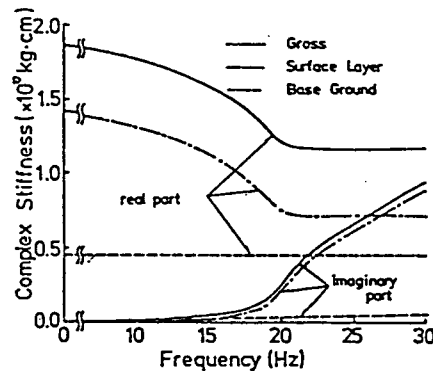


図-16 表層地盤と基盤とによる複素剛性

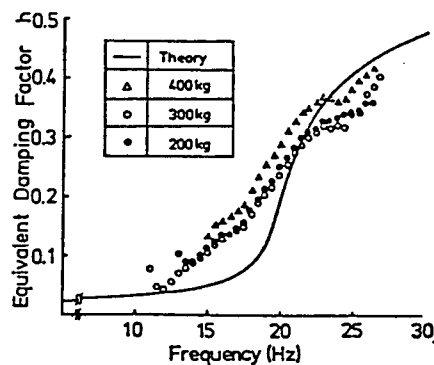


図-17 等価粘性減衰定数の比較

論文名	強震記録を用いた道路橋井筒ケーソン橋脚の地震応答解析
著者(所属)	岩崎 敏男、川島 一彦、高木 義和 (建設省)
出典	土木学会論文報告集, No. 293, pp.35~47 (1980)
キーワード	井筒ケーソン橋脚、強震記録、地震応答解析、非定常性、等価線形
要旨	強震記録を用いて、図-16(a)に示す地盤中に18m根入れされたケーソン橋脚の地震応答と周辺地盤の動特性について検討している。観測記録より以下のことを指摘している。 (1) 用いた3種類の地震において、ケーソン橋脚は常に同じような振動数で振動している。すなわち、地盤の固有振動数と橋脚天端の卓越振動数は、3種類の地震においておおむね一致している。よって、ケーソン橋脚は周辺地盤の運動におおむね従って運動しているといえる。 (2) ケーソン橋脚が一種のローパスフィルターとしての機能をはたしている。 (3) 土の剛性のひずみ依存性により地盤の卓越振動数が時間とともに変化する様子や、橋脚天端の応答の非定常性が橋脚周辺の表層地盤そのものの剛性の低下に伴い生じることが、ランニングスペクトル等より分かる。 さらに、図-16(b)に示すように、ランプドマスでモデル化し、地盤に等価線形化手法を用いて解析している。Fig.18には橋脚天端の絶対加速度を示すが、解析値は実測値とよく一致している。また、地震時の地盤の運動を正しく評価することの重要性を指摘している

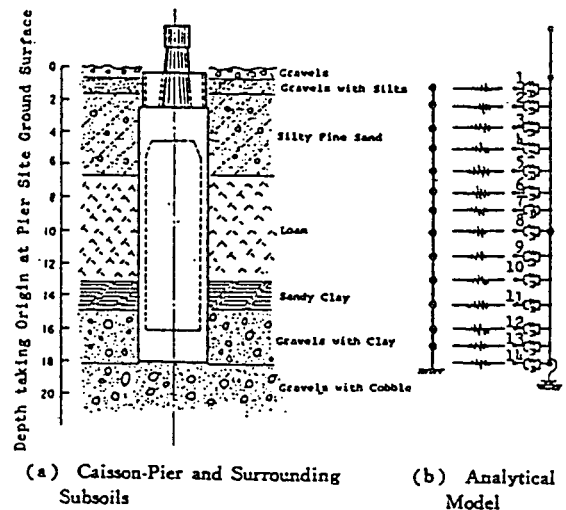


図-16 ケーソン橋脚および周辺地盤のモデル化

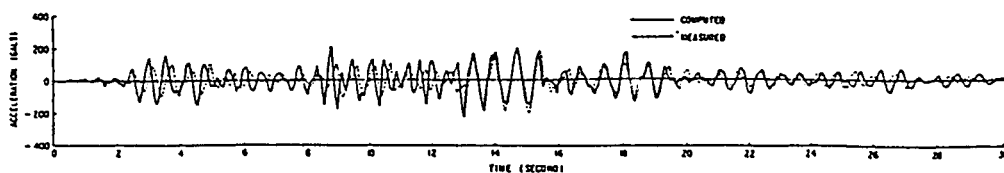
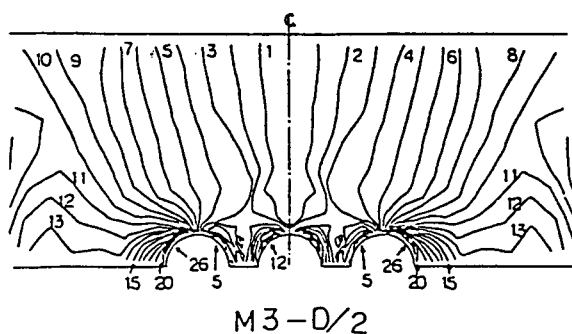
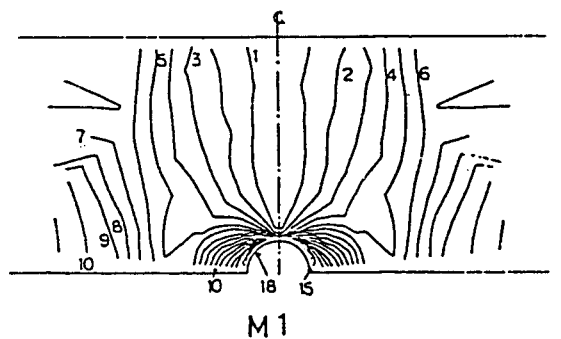
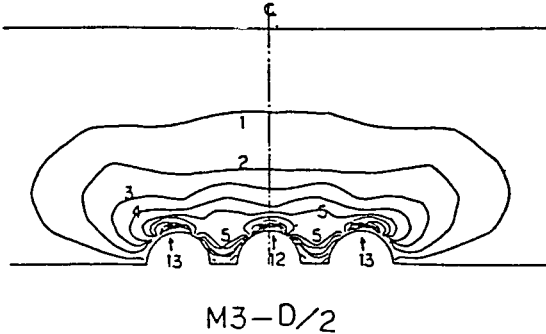
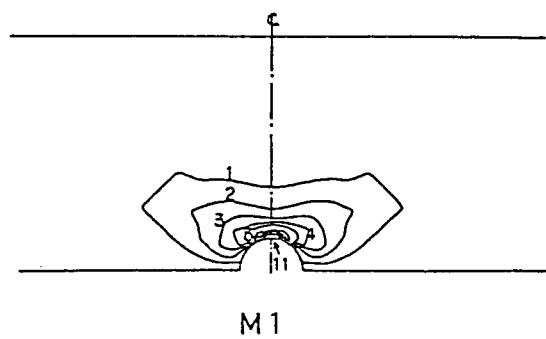


図-18 日向瀬沖地震に対する実測値と計算値の比較(橋脚天端の加速度応答、橋軸方向)

論文名	3次元有限要素法を用いた群設地下タンクの動的挙動について
著者(所属)	斎藤 悦郎(フジタ工業)
出典	第16回地震工学研究発表会, pp.261~264 (1981)
キーワード	群設地下タンク、3次元有限要素法、動的相互干渉、タンク間距離
要旨	直径60m, 深さ30mの地下タンク3基が、振動方向(直列)に群設された場合のタンク間の動的相互干渉効果について、3次元有限要素法を用いて検討している。タンク間距離や周辺地盤の剛性に着目し、タンク1基の場合と比較しながら検討している。 解析結果より以下のことを指摘している。 (1) タンク頂部の変位量や底板の変位量・回転角は、タンク間距離が近づくに従いタンク1基より小さくなり、その傾向は中央タンクにおいて顕著である。 (2) 周辺地盤の振動方向軸応力はタンク間距離にあまりよらず、同断面力の大きな変化は生じない。 (3) 周辺地盤の振動方向軸応力分布は、タンク側壁付近で応力が集中し、側壁円周方向に大きな応力差が生じ、タンク1基に対してその変化量がかなり大きくなる(図-7, 8参照)。 (4) タンク間距離が近づくに従い相互干渉の影響を受けて大きな断面力が生じるが、距離がタンクの直径程度離ればほぼ1基の場合と同じになる。

図-7 地表面振動方向軸応力(σ)分布 (t/m^2)図-8 地表面せん断応力(τ)分布 (t/m^2)

論文名	LNG地下タンクの耐震設計
著者(所属)	武川 恵之助、中沢 亨、井畔 瑞人、池上 盛容 (清水建設)
出典	土と基礎 Vol. 29, No. 9, pp.53~57 (1981)
キーワード	地下タンク、耐震設計、応答変位法、動的相互作用ばね、厚肉円環公式、物部-岡部土圧式、有限要素法
要旨	LNG地下タンクの耐震設計にポイントを置き、側壁の設計概略について述べたものである。荷重としては、ここでは主に周辺地盤から受ける地震力として以下の2つに注目している。 ① 地盤加速度によるもの: 物部-岡部土圧式より求まる地震時土圧 (静的震度法) ② 地盤変位によるもの: 地盤の貯槽の相対変位を動的解析より求め、地盤のばねを介して入力するもの (応答変位法) 耐震計算においてはまず、地盤のみの地震応答解析によって以下の事を把握する。 (1) タンク-地盤間の相対変位分布の推定する。相対変位分布より静的な側壁構造解析を行う。 (2) 土中のせん断ひずみ分布を求め、これより地震時の剛性低下率を推定する。 (3) 土中の加速度分布を求め、地震時土圧計算時等の静的震度の評価に用いる。 地盤のばね定数は、弾性論に基づく解析解(厚肉円環公式)などを用いて算定する。次にこのばね定数とタンク-地盤間の相対変位分布を用いて、応答変位法による解析を実施する。相対変位の入力パターンは、①片押し、②両押しの2種類である。現段階のLNG地下タンク耐震解析手法は、応答変位法で確立されつつある。また、連成系の応答解析は、耐震性のバックチェックとして用いられる。 図-8には設計例の概略を示す。

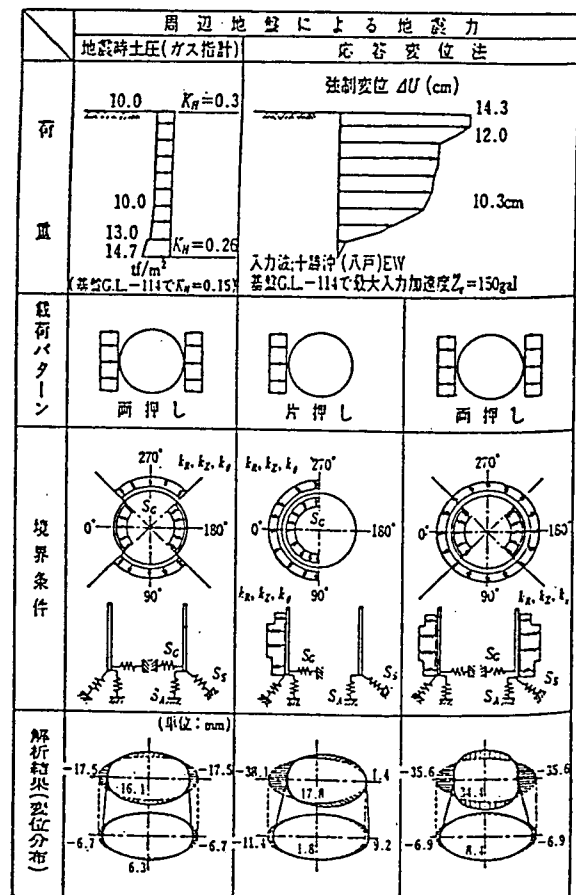


図-8 耐震設計例

論文名	地中構造物の実測ひずみに基づく地震時地盤ひずみの定量的解析
著者(所属)	中村 正博(フジタ工業)
出典	第6回日本地震工学シンポジウム, pp.1817~1824 (1982)
キーワード	実測ひずみ、埋設管、沈埋トンネル、地下タンク、岩盤トンネル、 マグニチュード、震央距離、地盤の最大加速度と最大速度、 地盤の固有周期、数量化理論Ⅰ類、
要旨	

地中構造物の地震時ひずみの測定結果を多数収集し、それらを統一的に眺めることによって、地中構造物の耐震設計に役立つ資料を作成しようとしたものである。地中構造物としては、埋設管7ヶ所、沈埋トンネル3ヶ所、地下タンク2ヶ所、岩盤トンネル1ヶ所である。

はじめに、地中構造物の構造形式の違いによる地震時ひずみの差を検討し、地震時ひずみは地下タンクが最も小さく、以下 岩盤トンネル・沈埋トンネル・埋設管の順に大きくなるとを示している(Fig.1)。

つぎに、埋設管ひずみを対象にして、マグニチュード・震央距離・周辺地盤の最大加速度・速度・地盤の固有周期などとの関係を検討している。そして埋設管ひずみは、速度との相関が最も高いことを示している。

最後に、数量化理論Ⅰ類による推定式、石油パイプライン技術基準、レーリー波伝播を想定した簡易計算式による予測値と、実測ひずみの比が対数正規分布に従うことを利用し、埋設管のひずみを確率的に予測する資料を示している。

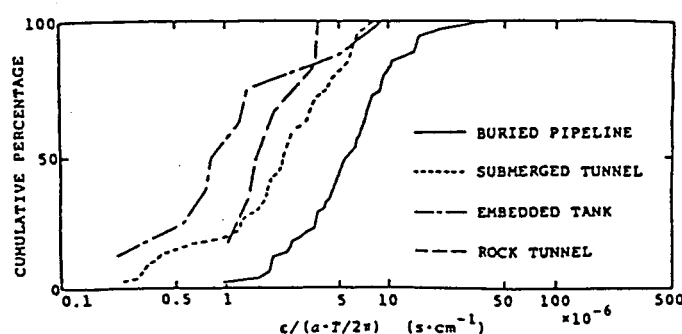


Fig.1 Cumulative Frequency Distribution Curves
for $\epsilon/(a \cdot T/2\pi)$

論文名	LNG地下式貯槽の振動性状に及ぼすタンクの埋設深度と底版の結合方式の影響について
著者 (所属)	星谷 勝(武蔵工業大学) 山口 靖紀、辻田 満、三原 正哉(間組)
出典	第6回日本地震工学シンポジウム, pp.1825~1832 (1982)
キーワード	埋設震度、底版の結合方式、LNG地下式貯槽、模型振動実験、応答変位法、震度法、有限要素法
要旨	

地下式貯槽の埋設震度や底版の結合方式の影響を検討する目的で、以下の4段階で研究を進めている。① 軟弱地盤中に建設される埋設深度27m, 42m (6~9万klクラス)の地下式貯槽を想定した模型振動実験(Fig.2)、② 軸対称FEMと3次元FEMモデルによる模型振動実験のシミュレーション、③ 埋設深度30mの実大規模の地下式貯槽の応答解析(Fig.9)、④ 解析結果の現行の耐震設計法との比較。以上のような検討より以下の結論を得ている。

- (1) タンクの振動特性は地盤の振動特性に大きく支配される。
- (2) タンク躯体の断面力に対する埋設深度や結合方式の影響はあまりなく(Fig.2, 9)、入力地震動の違いによる影響のほうが極めて大きい。
- (3) 応答変位法による断面力の分布モードは動的解析結果と対応しているが、震度法の結果とは対応していない。
- (4) 躯体の動ひずみの振動特性は、かなり周辺地盤の1次共振に支配される。

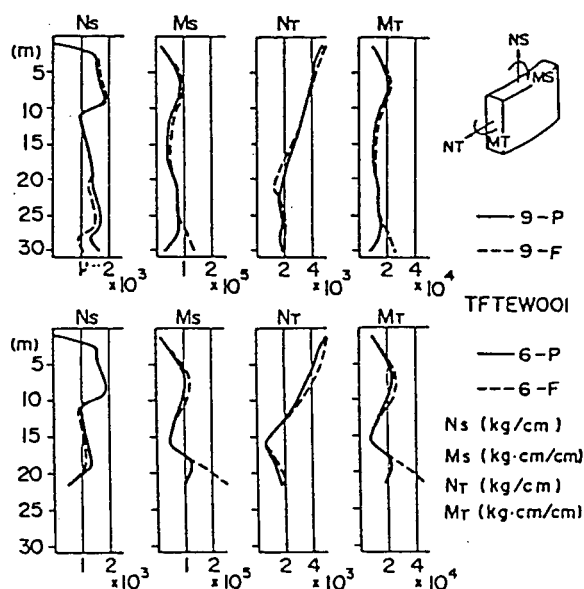
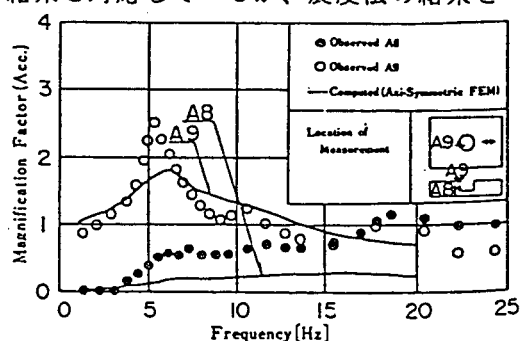
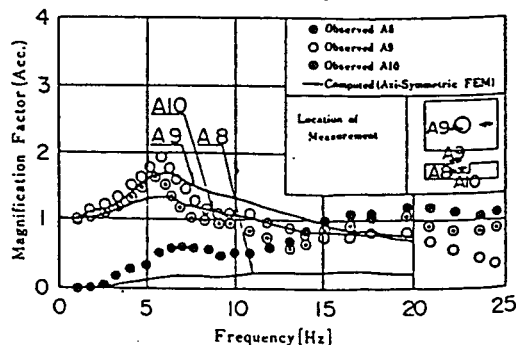


Fig.9 Vertical Distribution of Sectional Forces



(a) Base Free-Depth 14cm



(b) With Base-Depth 14cm

Fig.2 Resonance Curve(Acc.)

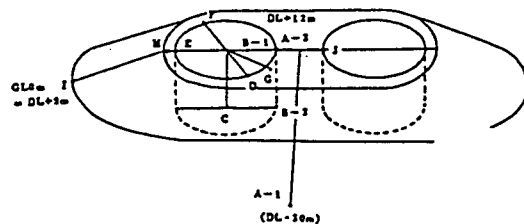
論文名	実体波と表面波を考慮したLNG地下タンクの地震時挙動の考察
著者(所属)	鈴木 英世、橋本 哲(東京電力)、丸川 隆(ニュークリアデータ)
出典	第6回日本地震工学シンポジウム, pp.1833~1840 (1982)
キーワード	地下タンク、表面波、変位応答、フレキシブルボリューム法
要旨	

Fig. 1に示すLNG地下タンクで観測された地震波を用いて数値シミュレーション解析を実施している。観測波形はその周波数特性から実体波、表面波およびこれらの混在する部分に分離し各々の波を入力地震動としている。解析では、任意の3次元波動が扱え、フレキシブルボリューム法によるサブストラクチャー法を用いたコード(SASSI)を使用し、2次元平面ひずみ問題としてモデル化している。

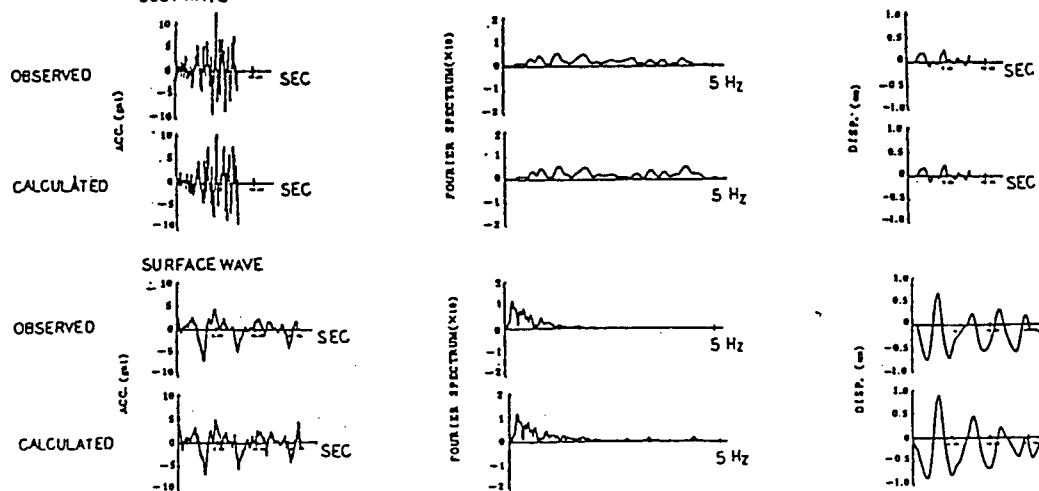
解析に用いた2種類の観測波形より、① 変位波形は加速度の主要動よりもはるかに遅れて大きな値を長く持続していること、② タンクと周辺地盤とは同位相で動いていること、③ 震央距離の近い地震ではSH波が卓越した挙動を示すのに対し、遠距離型の地震では長周波入力による応答も大きいこと、④ SH波型応答と表面波型応答をともに含む地盤-タンク系挙動の場合、それぞれの発生時刻は分離していること、などを指摘している(文献18を参照)。

解析結果より、① 解析波形は、Fig.9に示すように混在波部、表面波部でも観測波とよく一致していること、② 変位応答に関する表面波の影響が大きいこと、などを指摘している。

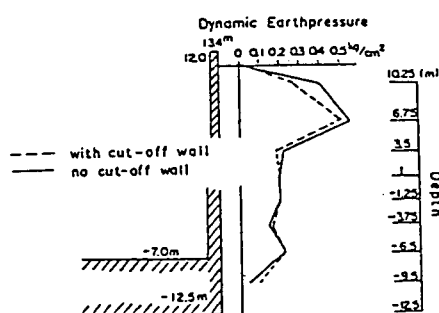
Fig. - 1 Location of Accelerometers



POINT EY Fig. - 9 Comparison of Observation and Calculation at Bottom of Tank



論文名	LNG地下貯槽の地震時挙動の観測と数値シミュレーション
著者(所属)	岩楯 敏広(電力中央研究所)
出典	第17回地震工学研究発表会, pp.159~162(1983)
キーワード	地下貯槽、地震時土圧、動的ばね定数、制震効果、設計指針、地震観測、軸対称FEM複素応答解析、
要旨	60000klのLNG地下タンクで観測された地震記録に基づいて、同タンクの地震時挙動について検討し、さらに軸対称FEM複素応答振動解析コードを用いてシミュレーションを行い、地下タンクの耐震性について検討している。 観測結果によれば、地震波の性質によらずタンクと周辺地盤は同位相で一体となって振動している。また、タンクの振動モードは深さ方向・円周方向とも1次モードに近く、オーバリングモードは生じていない。 2波の観測波(最大加速度52.3gal, 6.7gal)を計算入力としてシミュレーションを行い、以下のことを指摘している。 (1) タンクの加速度応答は実測値とよい対応を示す。 (2) 止水壁はタンク本体に制震効果をもたらすが、タンク屋根は本体に影響しない。 (3) 解析による地震時土圧は、図7に示すように現行設計法(物部・岡部式)による土圧(三角形分布)と形状が異なっており、値もかなり小さい。 (4) 解析より算定された地盤の動的ばね定数は、図9に示すように現行の設計式(道路橋示方書)による値と比較的良好一致を示す。



論文名	埋設構造物の耐震解析
著者 (所属)	竹宮 宏和、横山 勝彦、福井 智(岡山大学) 大石 博(日本鋼管)、赤本 弘文(東洋建設)
出 典	第17回地震工学研究発表会, pp.347~350 (1983)
キーワード	立坑-管路系構造物、動的サブストラクチャ法、実体波、表面波、相互作用、斜め入射
要 旨	著者らが開発した地盤-構造物系の動的耐震解析システムを用いて、図1に示す地盤-立坑-管路系の地震応答解析を試みている。地震入力としては、斜め入射の実体波および表面波を考慮し、地盤の仮想境界には応力伝達境界要素を導入している。 解析結果より以下のことが指摘される。 (1) 立坑から離れた管路の応答は、低次振動数領域ではほとんど地盤に追従している。 (2) 立坑は地盤の1次振動に大きく支配されると同時に、地盤の高次固有振動とともに剛体としてのロッキング振動が卓越してくる(図6)。 (3) 立坑の影響は管路の曲げひずみに大きく影響するが、軸ひずみにはあまり影響を与えない。また、表面波の方が実体波より大きな軸ひずみ応答を与える。

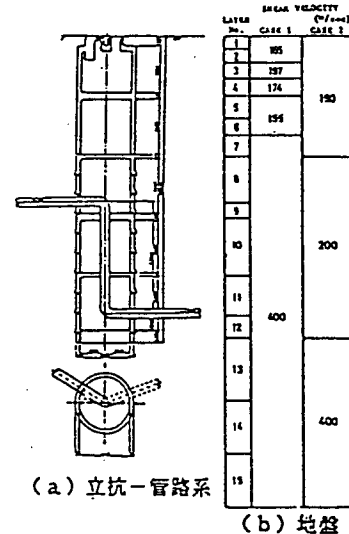
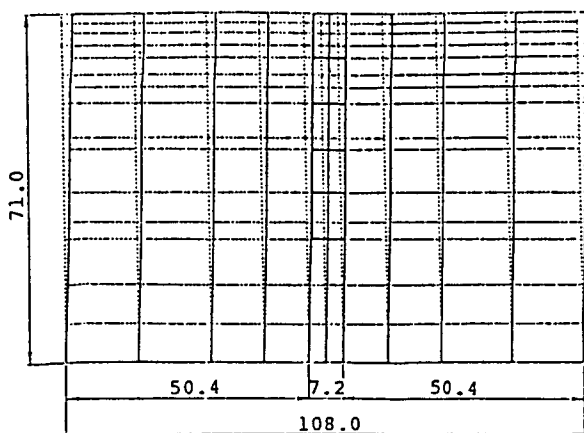
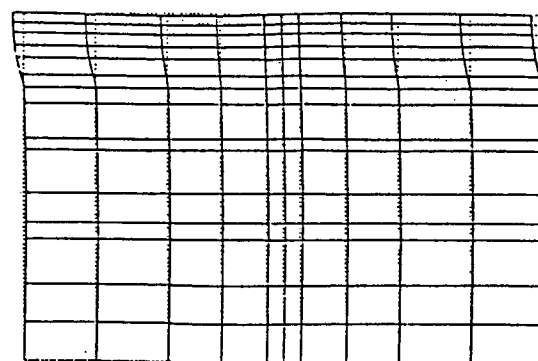


図1 地中埋設構造物



1次振動モード
固有振動数 ; 1.447 Hz
寄与率 ; 1088.3 (48.16%)



4次振動モード
固有振動数 ; 3.198 Hz
寄与率 ; 351.0 (15.54%)

図6 固有振動モード

論文名	地中円筒剛体基礎の動的ばね係数と減衰係数
著 者 (所属)	原田 隆典 (宮崎大学)、久保 慶三郎 (埼玉大学)、片山 恒雄 (東京大学)、 廣瀬 利光 (清水建設)
出 典	土木学会論文報告集 第340号, pp.79~88 (1983)
キーワード	地中円筒剛体基礎、動的ばね係数、減衰係数、無次元複素ばね係数、 Novakモデル、有限要素法、野外加振実験、剥離
要 旨	田治見やNovakらの数理モデルの長所を生かし、短所を補った簡便で応用性のある数理モデルについて述べている。対象は、表層地盤中に埋込まれた水平と回転の連成振動を伴う剛体円柱構造物である(図-1)。 いくつかの仮定に基づいて、基礎の動的ばねや減衰係数の近似的評価式を求めている。また、パラメータ解析によって、基礎側壁部の単位深さ当たりの無次元複素ばね係数s_{jk}の近似式を提案している。図-3にはs_{jk}の水平モードの特性を示す。 提案した数理モデルを、振動数依存性や地盤の不均質などに関して、有限要素法やNovakモデルによる結果と比較している。提案した数理モデルはNovakの解析解よりも有限要素法の結果と良く一致している。 提案モデルの適用性を検討するため、4つの野外加振実験と比較しており、良い一致が認められている。ただし、弾性波探査から得られる地盤定数を用い、基礎と周辺地盤の剥離などの幾何学的非線形の効果は、低減係数κによって近似的に評価している。

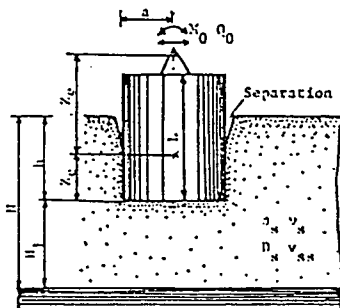


図-1 数値モデルとその記号

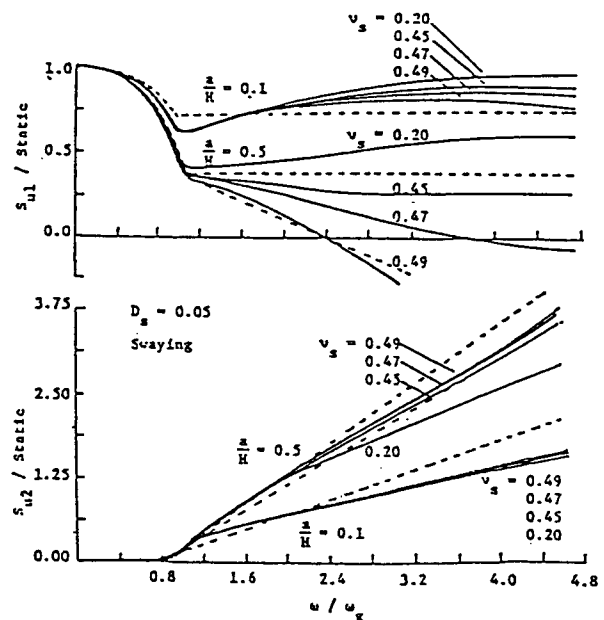


図-3 水平モードに対する無次元複素ばね係数の特性(実線)とその近似式の特性(点線)

論文名	軟質地盤における群地下タンクのSH波入力地震応答に関する研究
著者(所属)	後藤 洋三、白砂 健 (大林組)
出典	土木学会論文報告集 第340号, pp.1~10 (1983)
キーワード	群地下タンク、模型実験、側壁のひずみ、有限要素法、連成系震度法、耐震設計
要旨	基盤に水平地震動が入力する場合を対象とし、群タンク地盤連成モデルの振動実験を行い、側壁のたわみとひずみを詳細に計測して、群の影響を分析している。次に、有限要素法を使用し、地下構造物としての特性を利用した計算法によって実験結果の解析を行っている。計算法は、静的な簡易計算(連成系震度法)で、周辺地盤-群地下タンク連成系の3次元有限要素モデルに一樣一定の水平加速度を作用させて静的に応答を求めている。さらに同じ計算法によって群の影響を考慮して耐震設計を行う際の基本的考え方を提示している。そして、群地下タンクの動的応答特性に関する以下の結論を述べている。 (1) タンクの慣性力が互いに干渉しあうような共振現象は認められない。 (2) 群タンクの応答は単タンクの場合と同様周辺地盤の応答に支配される。 (3) 群設されたタンクに挟まれた地盤に独立した共振現象が現れたが、地震によるタンク側壁の応答には大きな影響を持たない。 (4) タンクが群設されるとタンク側壁に生じる応力は増加し、2次モードたわみによる曲げひずみが卓越する(図7参照)。 (5) タンク同士が接近すると曲げひずみは急激に増加する。 (6) 地盤の層構成が変化しても群の影響は大きく変わらないが、側壁の剛性が低下すると群の影響は側壁のたわみによって吸収され減少する。 (7) 偏土圧法や応答変位法は、十分大きめの側壁応力を算出し、一樣な水平地震動が入力する場合に生じる群の影響をすでに包含した計算法であるとみなせる(図25参照)。 (8) 鉛直下方から入力する地震波動の主要な波長がタンクの根入れ深さの2倍以上であれば、連成系震度法によって側壁の解析が可能である。

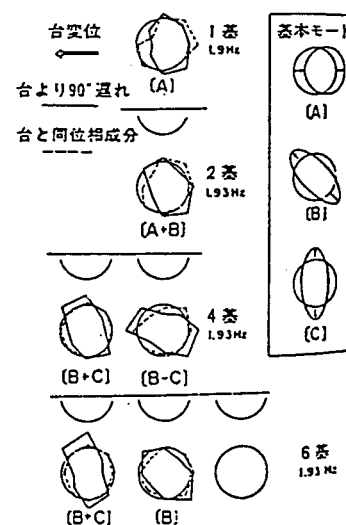


図-7 タンク数と側壁たわみ分布

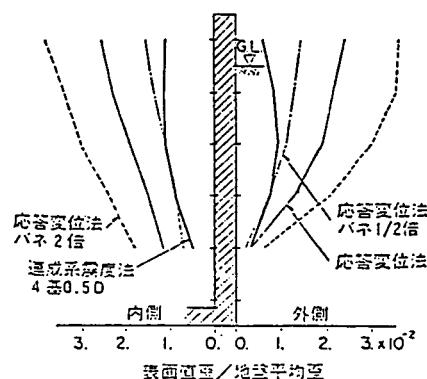


図-25 連成系震度法と応答変位法の比較

論文名	RESPONSE BEHAVIOR OF LARGE-SCALE UNDERGROUND TANK DURING EARTHQUAKE
著者 (所属)	白砂 健、後藤 洋三 (大林組)
出典	EIGHTH WORLD CONFERENCE ON EARTHQUAKE ENGINEERING p.413~420 (1984)
キーワード	大型地下タンク、地震観測、軟弱埋立地盤、変形モード、耐震計算、軸対称FEMモデル
要旨	上半分が軟弱で下半分が比較的地盤に埋め込まれた地下タンク(直径68.6m, 深さ21.1m)を対象として地震観測を行っている。ここでは地表加速度97.7galの1980年伊豆半島東方沖地震における、地下タンクの応答や変形パターンさらに耐震性について検討している。 観測結果より、地震時のタンクの変形は、円形断面を保って移動し断面の半周で円周方向軸力が圧縮となり残りの半周で引っ張りとなる変形モード(リングモード)と、円形断面が楕円形となる曲げ変形(オーバリングモード)の二種類に分類できるとしている(Fig.8参照)。また、地盤ひずみは、鉛直面内のせん断ひずみが他の成分に比べて最も大きい。さらに、側壁に沿った円周方向ひずみの最大値は、リングモードのときの値はオーバリングモードの値に比べて約2倍大きい。 偏土圧法や応答変位法による円筒壁の耐震計算と、得られた地震観測結果を拡大した測定値とを比較した結果、耐震計算では安全側の計算が行われていることを確認している。 さらに、軸対称FEMモデルによって断面の変形モードの解析を行っており、リングモードは鉛直下方からのせん断波によって起こり、オーバリングモードは周辺地盤の平面内の応答によって起こるとしている。

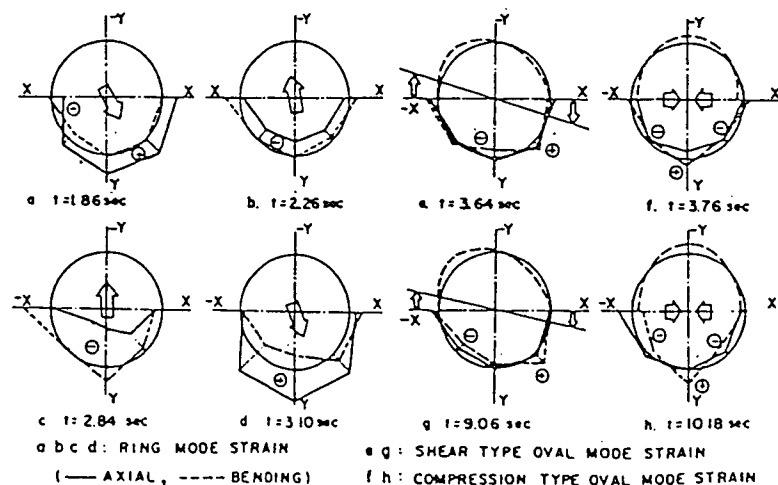


Fig. 8 Strain Distributions of Wall During Earthquake

論文名	円筒地下タンクの非線形動的相互作用に関する実験的研究
著者(所属)	吉川 正昭(奥村組)、家村 浩和(京都大学)
出典	土木学会論文報告集 No. 350 I -2, pp.243~252 (1984)
キーワード	円筒地下タンク、模型実験、非線形動的相互作用、sloshing、軟弱地盤、減衰効果、相似則
要旨	地盤の非線形性を表現できる模型地盤材料を用いて、強震時に内容液を含む地下タンクの動的挙動が、地盤の軟化現象によってどのように変化するかを調べている。 実験では、縮尺を1/300としており、深さ30m、直径60mのRC構造大型円筒地下タンクを想定している(Fig. 1)。実験ケースは、1層地盤と2層地盤でそれぞれ空液と有液(液深23m)とを想定した4ケースである。Fig. 19には4ケースの実験結果の共振振動数f_n、減衰定数h_eと入力加速度a_iとの関係を示す。実験結果を比較することにより以下のことを指摘している。 (1) 地中タンクは埋設地盤の振動特性に大きく支配される。 (2) 周辺地盤は軟化現象により減衰効果が急増するため、タンクのひずみは地震力の大きさに比例しては増加しない。 (3) 有液時のひずみは空液に比べ大きくなるので耐震設計上注意を要する。 (4) タンク底板下の支持条件がよい2層地盤の方が1層地盤より耐震設計上有利である。しかし、2次モードに卵型が現れ円周方向にひずみを生じるため、高振動すが卓越するばあいは注意を要する。 (5) タンク円筒壁から半径だけはなれた地表地中の応答はタンクの影響を受けない。

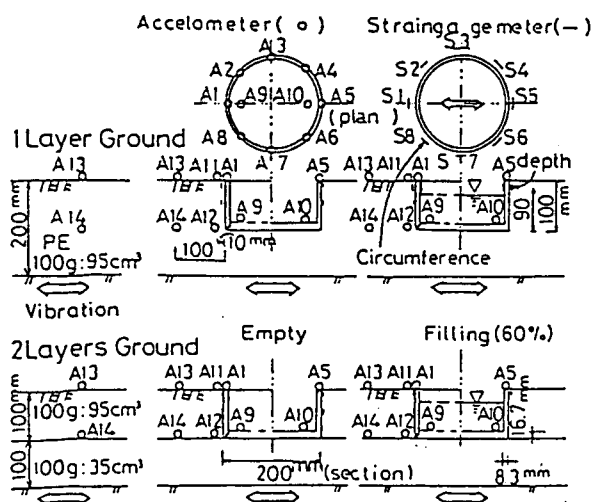


Fig. 1 Ground-tank-liquid model.

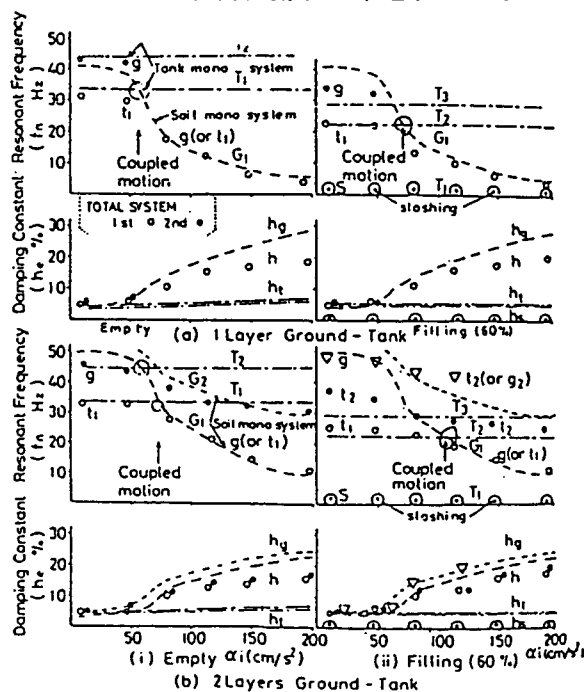


Fig. 19 Coupled vibration characteristic.

論文名	ケーソン基礎に作用する地震時抵抗土圧についての一考察
著者(所属)	大原 資生、松田 博、山本 哲朗(山口大学)
出典	土と基礎 Vol. 33, No.4, pp.33~38 (1985)
キーワード	ケーソン基礎、模型振動実験、地震時土圧、地盤反力(抵抗土圧)
要旨	

擁壁に作用する地震時土圧に関する実験において、壁の変位と地震時土圧との関係を詳細に求めている。この実験結果を応用して、従来の耐震設計法と比較しつつ定性的考察を行っている。

実験に用いた砂槽は、図-3に示すように50cm×50cmの断面と90cmの奥行きを持ち、壁は両方とも下端ヒンジの可動版となっている。実験では、3Hzで震度を0.1, 0.2, 0.3, 0.4と順次あげつつ、その振動中に可動壁を下端を回転中心として上端で±2mmの変位を静かに与えるものである。そして、壁に作用する土圧分布や土圧合力を測定し、それらと壁変位との関係を各震度ごとに求めている。実験から得られた地震時土圧の例を図-5に示す。主働側の土圧と受働側の土圧との差が抵抗土圧となり、図中の点線で示される。実験結果より以下のことを指摘している。

- (1) 抵抗土圧の分布形はほぼ2次放物線に近いと考えられるが、震度が大きいほど主働側の土圧が大きくなり抵抗土圧は小さくなる。
- (2) 抵抗土圧合力はケーソンの変位に比例して大きくなるが、その大きさは震度に反比例し、震度0.4では負となる場合もある。
- (3) (1), (2)のことで、変位が小さい範囲での抵抗土圧は震度にかかわらず負となることから、地震時の抵抗土圧を求めるには、地盤の変位と強度の低下を考慮する必要がある。

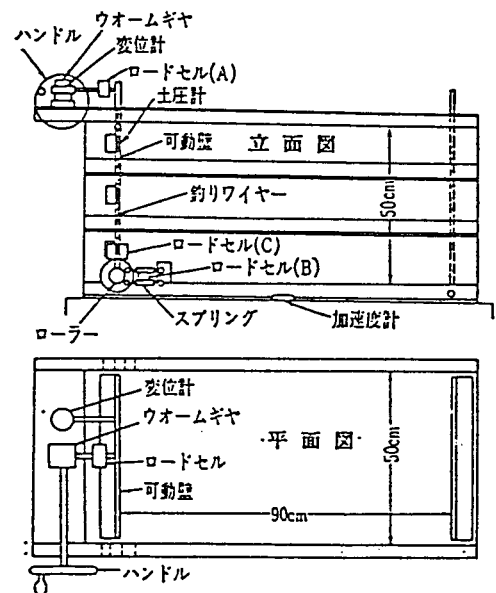


図-3 振動砂槽

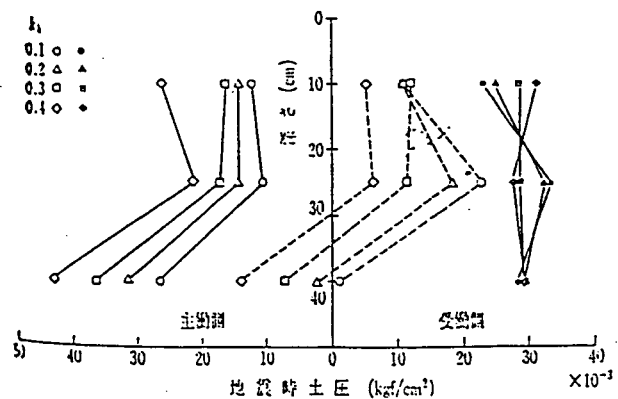


図-5 壁変位0.4mmのときの地震時土圧および抵抗土圧分布

論文名	近距離強地震観測による岩盤内半地下発電所の地震時挙動
著者 (所属)	駒田 広也、日比野 敏 (電力中央研究所)、 江川 顕一郎 (東京電力)
出典	土木学会論文報告集 No. 358III-3, pp.85~92, (1985)
キーワード	地震観測、半地下発電所、岩盤、近距離地震
要旨	

図-2に示すように、山腹斜面の中腹を地表より掘削した直径15m、深さ22mの岩盤円筒ビット型落合水力発電所で地震観測を実施している。震央距離約12km、マグニチュード6.0の本震(最大加速度は117.7gal)とその余震20個が観測されている。ここでは、これらの近距離地震としての本震・余震群の観測結果をまとめ、半地下式原子力発電所の耐震性を考察し、以下の結論を得ている。

- (1) 標高差19mでの最大加速度比 r (地下部の最大加速度/地上部の最大加速度)は、円筒ビットの底部に対して頂部の加速度は2倍程度にしか増幅していない。図-6には、F-1(地上部)とF-2(地下部)における半径方向 R と鉛直方向 Z の最大振幅の比較を示す。
- (2) 原子力発電所の地上立地に比較して地下立地の方が以下の2点で耐震設計上有利である。
 - ① 構造物基礎からの地震入力が減少する。
 - ② 発電所建屋と周辺岩盤を密着させることにより、建屋の地震応答増幅を周辺岩盤の制震効果で減少させることができる。
- (3) 短周期側では、地下のスペクトルが減衰している。
- (4) 円筒ビットの頂部と底部はほぼ同位相の振動モードで挙動する。

図-2 地震計設置位置図(鳥かん図)

図-6 地上と地下の最大振幅値の関係

論文名	地下円筒構造物の動的解析と振動実験および地震観測との比較
著 者(所属)	榊 信昭、長岡弘明、横山 幸満、岡本 隆 (日本鋼管)
出 典	土質工学会論文報告集 Vol.25, No.3 pp.167~177 (1985)
キーワード	地下円筒構造物、有限要素法、模型実験、地震観測、等価線形体 定常振動応答解、非線形性
要 旨	地下円筒構造物-地盤系の動的有限要素法を用いて、深い基礎を持つ構造物の解析を行い、解析精度の検討を行ったものである。地盤モデルとして定常振動状態で定義される等価線形体を用いている。解析手法は、まず時刻歴地震波をフーリエ変換し、これを入力して地盤-構造物系の定常振動応答解を求め、次にこれをフーリエ逆変換して時刻歴応答解を求めている。 1) 模型振動実験による解析精度の検討 模型振動実験は、模型円筒基礎(高さ2.05m, 外径2.93m)を砂地盤中に設置したものを、基礎上部の起振機により加振するもので、地盤の非線形性が現れているようである。ひずみに依存したせん断係数Gおよび減衰定数hを用いて解析した場合、模型基礎頂板上の加速度の水平成分の解析値は実験値と良く一致している。しかし、基礎のロッキング応答の解析値は実験値より大きな値となっている。 2) 地震観測結果を用いた解析精度の検討 用いた地震観測結果は、1987年伊豆大島近海地震時に、LNG地下貯槽(外径68.7m, 高さ35.8m)で得られた加速度波形である。貯槽に発生する最大加速度については、図-13に示すように解析値と観測値は良く一致している。また、貯槽の加速度波形やパワースペクトルについては、水平成分の解析値は観測値と一致しているが、鉛直成分についてはあまり一致していない。 結論としては、ここで用いた解析手法は、耐震設計上最も重要な水平方向の応答については十分な精度を持っているが、鉛直方向の精度については今後の検討が必要としている。

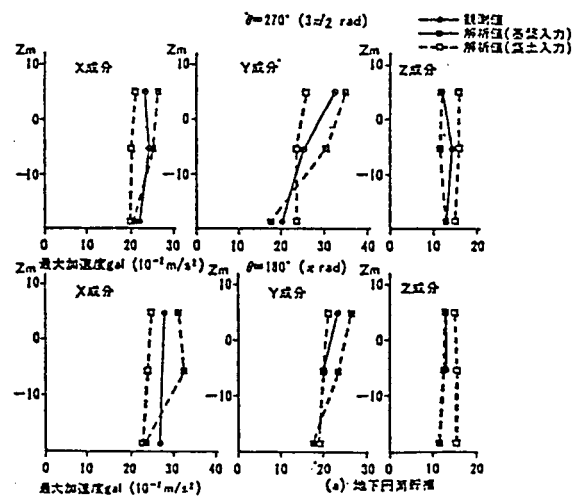


図-13 最大加速度分布

論文名	深く根入れされた高速実験炉「常陽」の地震応答特性 その(1) 建屋加振時動特性と地盤の動的抵抗係数の評価
著 者 (所属)	上島 照幸、岩楯 敏広、花田 和史(電力中央研究所) 澤田 誠(動力炉・核燃料開発事業団)
出 典	第7回日本地震工学シンポジウム, pp.805~810, (1986)
キーワード	根入れされた高速実験炉、起振実験、動的抵抗係数、砂礫地盤、 M. Novakらの方法、振動アドミタンス理論、モード減衰
要 旨	

砂礫地盤内に31.8m根入れされた高速実験炉(Fig.2)を対象に起振実験を行い、建屋の動的挙動について考察している。そして、根入れ部に働く底面、側面の動的抵抗係数の算出法とその適用性について検討し、理論解法の適用性についても検討している。

水平加振時の建屋の動特性としては、回転が主体のモードで振動し、またモード減衰が極めて大きく建屋変形率が小さい。上下加振時の動特性としては、建屋が剛体的に挙動し、モード分析から得た1次固有振動数は3.2Hzと水平加振時より低く、1次モード減衰は74%と大きい。これらの挙動は根入れが深い建屋の特徴であるとしている。

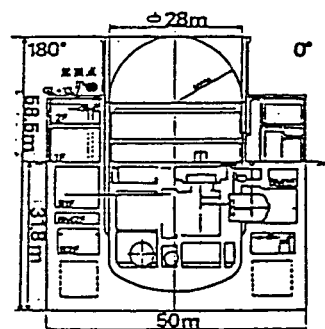


Fig.2 Rough Sketch of
Reactor Building

Fig.6に示すモデルを用いて、根入れされた建屋系での地盤の動的抵抗係数を、幾つかの仮定を設けて実験応答曲線より直接算出している。さらに、M. Novakらの方法や振動アドミッタンス理論を準用して動的抵抗係数を求めている。各手法とも実験値と良い対応を示している(例Fig.8)。

以上の検討により、側面地盤が剛性減衰の両者を高める上で大きな役割を果たすこと、また砂礫地盤内に深く根入れされた建屋では、側面地盤の効果により応答が大幅に低減することを指摘している。

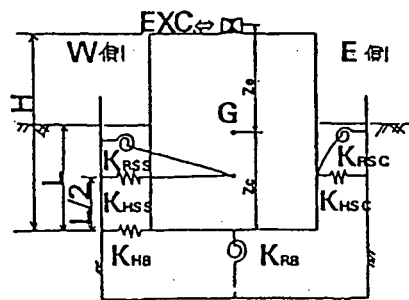


Fig.6 Model Concept and Idealization to Spring System

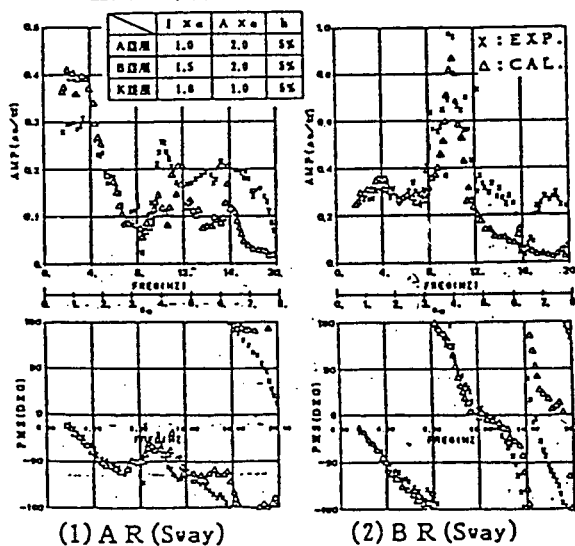


Fig.8 Comparison of Disp.Resp.Curves between

論文名	深く根入れされた高速実験炉「常陽」の地震応答特性 その(2) 地震観測結果と埋設効果の評価
著 者 (所属)	澤田 義博、矢島 浩(電力中央研究所) 澤田 誠(動力炉・核燃料開発事業団)
出 典	第7回日本地震工学シンポジウム, pp.865~870, (1986)
キーワード	地震観測、深く根入れされた基礎、S-Rモデル、入力地震動、埋設効果、側方ばね
要 旨	Fig.1に示す基礎幅50m×55m, 高さ58.5m, 根入れ深さ31.8mの高速実験炉で観測された地震観測結果を取りまとめるとともに、観測値との対比から埋設効果を簡易なS-Rモデル系で合理的に評価するためのモデル化手法と入力地震動の設定法について検討している。 観測記録によれば、地盤では基盤に対して地表付近で増幅するが、建屋の増幅はほとんど認められていない(Fig.3参照)。また、基盤と地表との伝達関数は同じ深さにおける基礎と地盤の伝達関数と似ているため、基礎の挙動は近似的に同一レベルにおける地中の挙動から推定することが可能であることを示している。 S-Rモデルと観測記録を用いて解析した結果、深く根入れされた構造物の地震応答は解析モデルの違いよりも、入力地震波の設定によってほぼ支配されるとしている。特に、側方ばねを無視した単純なモデルでも地中波入力を用いれば埋込み効果を評価できている。

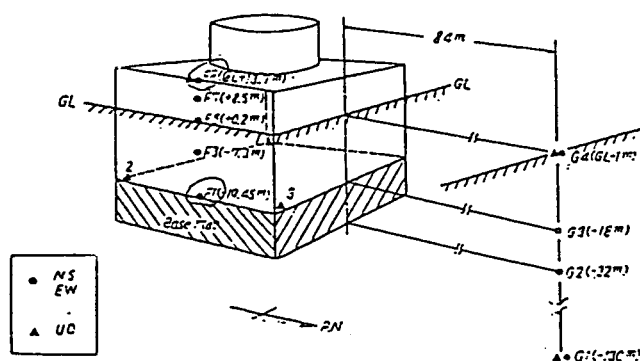


Fig.1 Arrangement of observation points

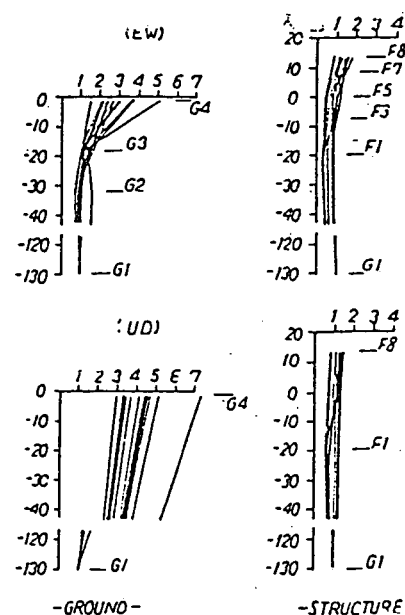


Fig.3 Distribution of amplification factor of max. acc.

論文名	連壁剛体基礎橋脚の地震時挙動について
著者(所属)	海野 隆哉(国鉄)、菊地 敏男(大林組)
出典	第7回日本地震工学シンポジウム, pp.919~924 (1986)
キーワード	連壁剛体基礎橋脚、地震観測、たわみ性、応答倍率、シミュレーション解析、非線形
要旨	地盤-基礎-橋脚連成系としての地震時挙動の把握やモデル化の検討などを目的として、地震観測を行っている。基礎橋脚は、地中壁間を剛結しbox型断面を有する基礎としたものであり、たわみ性を有する。そしてGL-40mの砂礫層に支持されており、断面は10m×12mである。GL-30m以浅は軟弱地盤である。 観測結果より次のことを指摘している。 (1) 同一深度における周辺地盤・連壁・連壁内部地盤は、加速度の最大値およびその位相が良く一致する。また、連壁内部地盤は、連壁および周辺地盤と一体となって振動する(Fig.9参照)。 (2) 最大加速度倍率および応答倍率は、Fig.7に示すように地盤中よりも橋脚や桁上で大きくなる。 (3) 連壁は、Fig.9に示すようにややたわみ性を有する変形モードを示す。 さらに、等価線形化手法による2次元応答解析プログラムを用いてシミュレーション解析を行い、コードの適用性を示している。

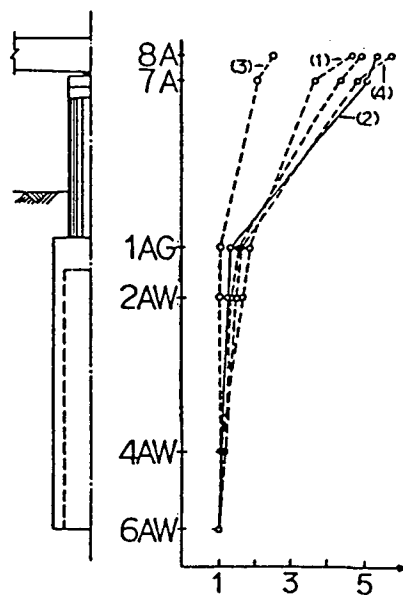
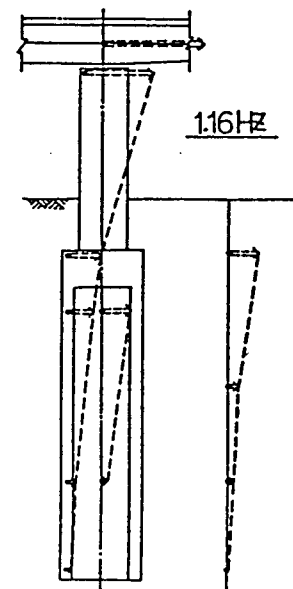


Fig.7 Max. Acc. Amp. Ratio

Fig.9 Mode Shape
at 1.1~1.2Hz

論文名	LNG地下式貯槽の地震時挙動の観測と解析
著者(所属)	桑原 洋、海津 信廣 (東京電力)
出典	第7回日本地震工学シンポジウム, pp.1805173~1878, (1986)
キーワード	地下式貯槽、地震観測、地震時土圧、変位、震度法、応答変位法、有限要素法
要旨	

2地点のLNG地下式貯槽(深さ20~25m, 直径55~70m)の地震観測結果をもとに、地震時土圧について考察している。地表最大加速度は45.4gal, 62.4galである。観測結果によれば、

(1) 地震時土圧の最大値はタンクと周辺地盤との相対変位や速度・加速度の最大値と良い相関がある(Fig. 8, 9)。

(2) 主要動における地震時土圧分布は、片押し・片引の載荷パターンとなる。

などが指摘されている。

さらに震度法、応答変位法、有限要素法により地震時土圧のシミュレーションを行い、各手法とも観測値と良い対応を示しているが、有限要素法が最も良い結果となっている(Fig. 12)。

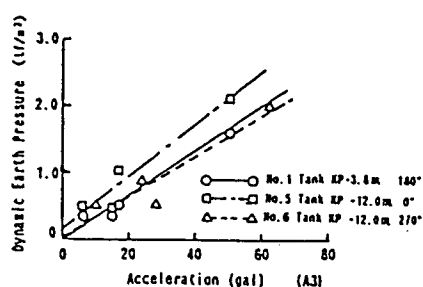


Fig. 8 Relations between Dynamic Earth Pressure and Acceleration (Higashi Ohgishima Site)

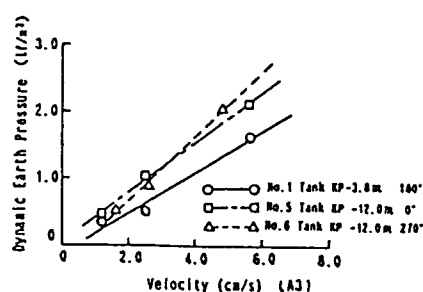


Fig. 9 Relations between Dynamic Earth Pressure and Velocity (Higashi Ohgishima Site)

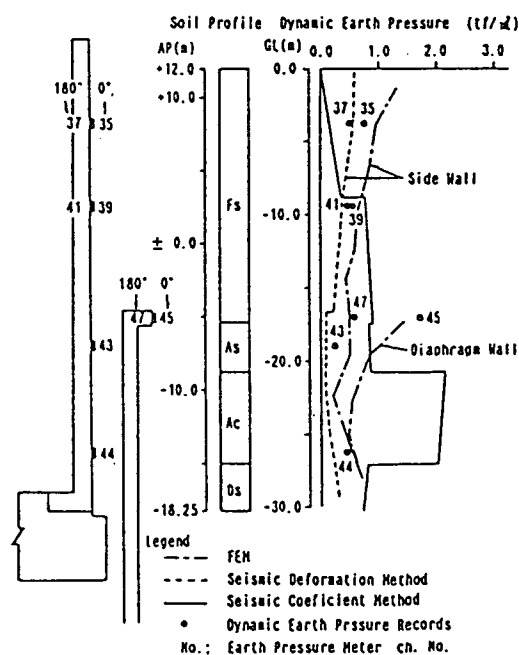
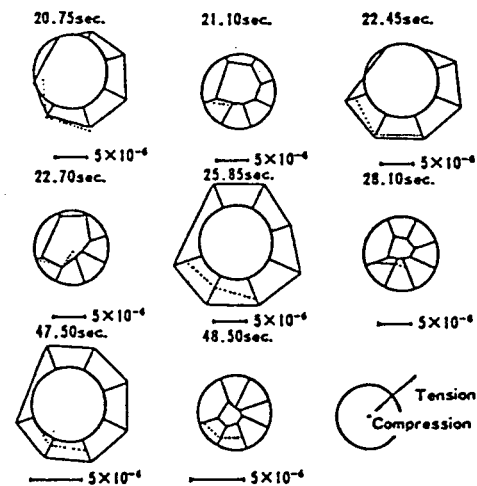
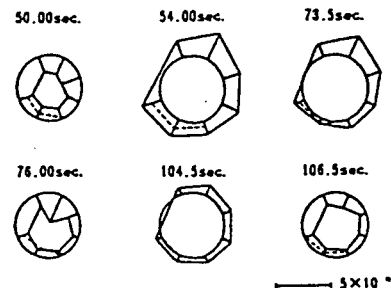


Fig. 12 Comparison between Record and Calculated Dynamic Earth Pressure (Futtsu Site No. 3 Tank X-Direction)

論文名	地震観測記録に基づく地下式円筒貯槽のひずみ応答特性
著 者 (所属)	榊 信昭、鈴木 操、長岡弘明、小山和夫 (日本鋼管)
出 典	土木学会論文報告集 第398号 I-10, pp.367~376 (1988)
キーワード	地下式円筒貯槽、地震観測、ひずみ応答特性、有限要素法、せん断波、レーリー波
要 旨	比較的硬い地盤中に設置された地下式円筒貯槽(外形68.82m, 高さ35.5m)の地震観測記録を実施し、側壁のひずみ成分に着目した応答特性について検討している。 観測結果によれば、ひずみ成分のうち円周方向の軸ひずみが卓越している。円周方向のひずみでは、Fig.10に示すように軸対称のフーリエ0次モードまたは1次モードが卓越しており、円形断面が楕円形となる2次モードは観測されていない。フーリエ1次モードが卓越するのは、伊豆大島近海沖地震であり、他の5地震では軸対称な0次モードが卓越している。 最後に、以上の観測結果を地盤・貯槽連成系の有限要素解析によってシミュレーションし、ひずみ特性の一部は鉛直下方から伝播するSH波により生じ、他の一部はレーリー波により生じるものとして解析的に評価できることを示している。



(b) KANAGAWAKEN SEIBU



(c) NAGANOKEN SEIBU

Fig. 10 Circumferential distribution of observed circumferential component strains of tank.

第6章 地下構造物に対する地震荷重

6.1 はじめに

6.1.1 本章の概要

大深度あるいは大規模地下構造物の耐震設計を考える際、地震によって構造物に作用する地震時・地震後の外力を地震荷重と呼ぶと、地震荷重のとらえ方やその大きさは解析方法と共に一つの大きな研究課題である。また、実務設計においては地震荷重の作用のさせ方や組合せ方も大きな課題として挙げらる。

ここでは今後これらを検討していくために、地震荷重に関する現状の耐震設計技術について次の3つの観点から調査検討を行った。

- ① 現状の耐震規定について調査を行いその適用性や検討課題について整理考察を加えた。
- ② 震害事例から見た場合にどのような知見が得られているかを調査し考察を加えた。
- ③ 現状の地震観測がどのようなものが行われているかも調査した。

まずはじめに、現在の地下構造物に対する既往研究の大きな動向について調べるため、地震荷重の一般的なとらえ方を整理し、日本科学技術情報センター(JICST)の文献データベースを利用して、特に各種地下構造物(トンネル、地下街、地下室、地下発電所、地下タンク、地下空洞等)に対して、耐震設計、震害、耐震実験等の耐震設計技術に関する文献数の調査を行った。調査の結果に基づいて、これまでの研究興味の対象やその数について大まかな傾向を整理した。

次に現行の耐震基準・指針より、どのような耐震規定が行われているか調査しその問題点について考察した。具体的には、12編の基準・指針より適用範囲・耐震設計法・耐震計算上の基盤面・地中の震度・入力地震動・地盤の変位に注目して、各基準・指針の比較検討を行った。その結果、支持層相当層に地下構造物を建設する場合には、適用が困難であることや幅の広い地下構造物に作用する地震荷重の設計方法に問題がありそうなことがわかった。

震害については、文献調査より、鉄道トンネルの震害について調査し、震害事例について取りまとめ、文献リストを作成した。その結果、震害の多くは断層運動かそれによる地盤変状他の特殊条件による震害が多く占めるとともに、近代的な覆工を施したトンネルの例が少ないことがわかった。さらに、震害事例の多くが岩盤トンネルであり、軟質な地盤中の地下構造物の震害事例が少なく、震害からは構造物に作用する地震時の地震荷重を推定することは困難であることがわかった。地震観測や実験あるいは地震時の工事中坑内観察者の体験談などが地震時の挙動を推定する上で重要であると考えられる。

地中の地震観測についても、文献調査より、既往の観測として埋設管路・沈埋トンネル・地下空洞等の地震観測と水平面内における地盤構造の変化による地震動特性の変化及び

地震波の伝播特性等の解明を目的とした地盤アレー観測について調査し、地震観測の現状を取りまとめ、文献リストを作成した。

6.1.2 一般的な地震荷重のとらえ方

大深度あるいは大規模地下構造物の耐震設計の地震荷重を考える上において、これまで行われた地下構造物に対する耐震設計技術を生かすため、地下構造物の耐震技術の現状を知ることが重要である。ここでは、調査検討する前に地震荷重についての一般的なとらえ方について述べる。なお、ここでは地震荷重とは地震時に地震動に起因する荷重をさす。

現在、設計で用いる一般的な地震荷重のとらえ方の分類を図6-1に示す。設計においては大きく分けて、地震荷重を静的な荷重に変換して考える方法と動的な外力に対する応答解析による方法とがある。

静的による代表的な方法は、震度法である。これは構造物が地震動を受けることによって生じる慣性力が構造物の質量に比例することを利用して、設定した設計水平震度に構造物の質量を乗じて得られる力を、構造物に静的に作用する荷重と見なして設計を行う方法である。主に、地上構造物の比較的剛な構造物に適用されている。震度法においては、構造物の動特性を無視しているが、これを考慮したのが修正震度法である。

静的によるもう一つの方法は、カリフォルニア工科大学の Housner教授が提案し、サンフランシスコのBERTトンネルに適用した応答変位法であり、沈埋トンネルやパイプラインの地中埋設構造物に対して適用されている。この方法は、地中の埋設構造物の耐震性に関与するのは、加速度による慣性力ではなく、地盤との相対変位であることに着目したものである。まず地盤の変形を求め、それを構造物に静的に作用させて構造各部の応力を求める設計法である。

動的による方法は、大別して応答スペクトル法と時刻歴応答解析法がある。応答スペクトル法は、1自由度の応答特性を強震記録の特性との関係で表現した応答スペクトルを用いて、時刻歴応答解析を経ずして多自由度系の最大応答を定めようとするものである。時刻歴応答解析は、構造物の動特性を適切に表現できるモデルを設定し、動的外力（入力地震動）を入力して構造物の応答を求める方法である。この場合、構造解析モデルの設定と入力地震動の設定が特に問題となる。

以上の方法は、各種構造物に対して、震害の調査や実験や地震観測によって、その方法の適用性の可否について検討されてきている。特に新規の重要な構造物の場合は、多くの角度からその適用性の検討が必要とされるものである。そして最新の研究成果をとり入れることによってより信頼性の高いものへの発展が期待されている。

地中埋設構造物に対して適用されつつある応答変位法的考えは、比較的に新しい耐震設計法であり、静的及び動的相互作用の解析や地震観測の成果によるものである。今後とも実験や地震観測を通じて、より高い安全性のための研究が行われるであろう。

(算 定 方 法)

(算 定 に 必 要 な 項 目)

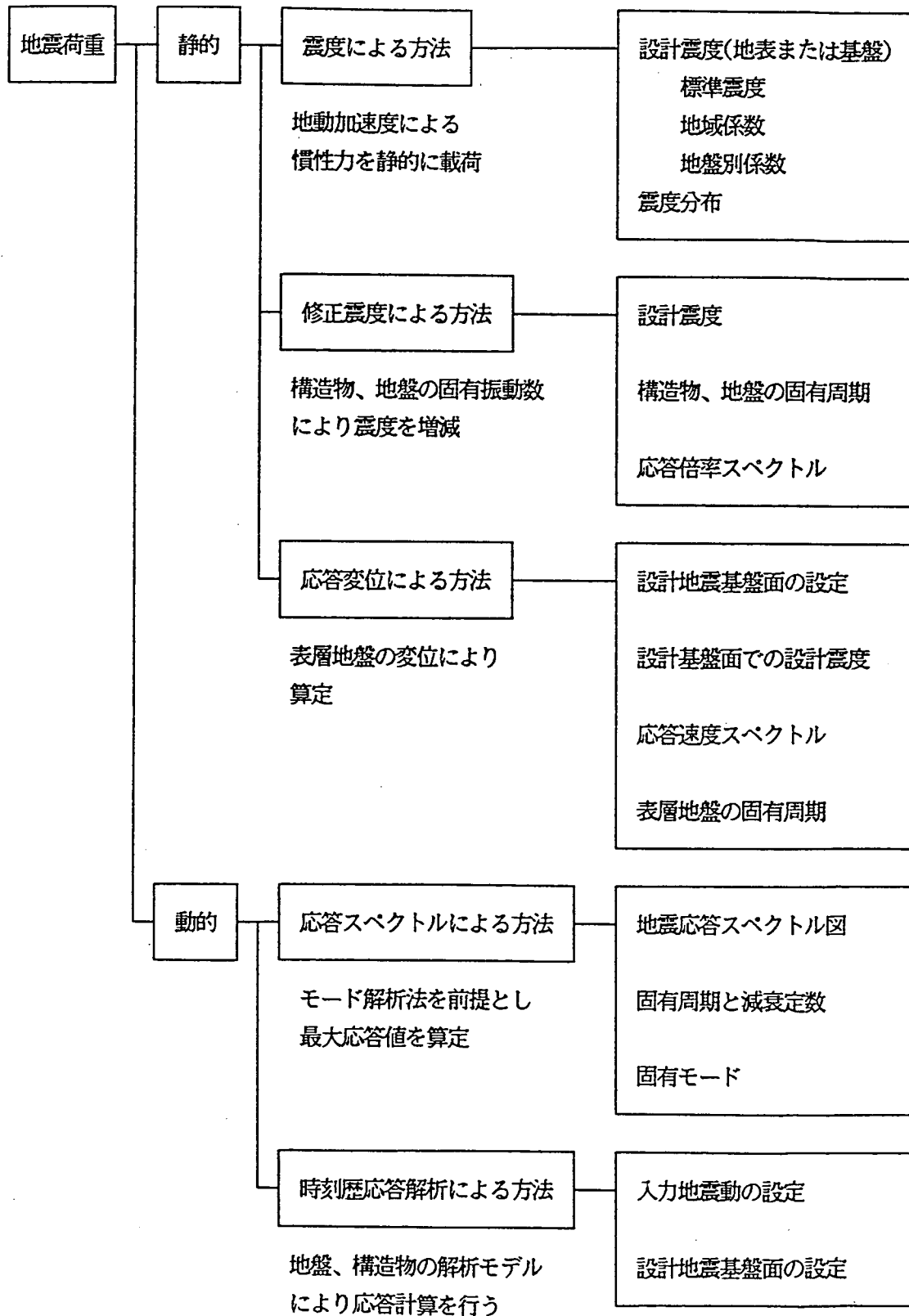


図 6 - 1 地震荷重のとりえ方

6.1.3 地下構造物に対する地震荷重のとらえ方

静的解析による耐震設計において地下構造物に考慮する地震荷重としては、大きく分けて次の2つがある。

- ① 構造物躯体の地震時慣性力（内容物、添加物によるものを含む）
- ② 周辺地盤から受ける外力

②の周辺地盤から受ける外力としては、構造部位により次の3つで考える。線状構造物（軸方向）を考えるとときには、③の側面を周面と読みかえそのみを考える。

- ① 上面
- ② 底面
- ③ 側面（周面）

①の上面には、上位にある構造物あるいは上載土の慣性力を考えることが多い。また、②の底面には、バネもしくは固定支承を考えることが多く、その際その反力が構造物にとっては抵抗要素とも外力とも考えられる。③の側面には地震時土圧が作用するが土圧に対する考え方のちがいにより、次の2つの方法が用いられている。

- ③-1 周辺地盤に作用する慣性力によって生じる極限平衡土圧→力としてモデル化
- ③-2 構造物と地盤の相対変位によって生じる相互作用土圧 →バネとしてモデル化

すなわち、③-1が震度法による土圧であり、③-2が応答変位法による土圧である。大深度地下構造物に対しては、極限平衡土圧の適用にあたっては注意を要すると思われる。また、幅の広い地下構造物に対しては、全体の挙動や安定に対しては側面から作用する荷重よりも上面や下面から作用する地震荷重の方がより支配的で重要になると考えられる。

6.1.4 文献調査による耐震技術の動向

現在の地下構造物に対する既往研究の動向を調べるため、日本科学技術情報センター（JICST）により、各種地下構造物（トンネル、地下街、地下室、地下発電所、地下タンク、地下空洞等）に対して、耐震設計技術に関する下記のキーワードをもつ1975年以降（①1975.4～1981.3、②1981.4～1984.3、③1984.4～1988.12）の文献数の調査を行った。また、参考のため構造物全般（原子力構造物、建築物等）についても文献数の調査を行った。

キーワード……震害・耐震設計・地震応答・地震荷重・地震時土圧・耐震解析・
耐震構造・耐震実験・耐震性・耐震対策・耐震補強

文献数の調査結果を表 6-1 に示す。なお、この表で一つの文献が二つ以上のキーワードをもつものもあるため、重複してカウントしている部分もある。次にこの表より、上記の 11 のキーワードのいずれかのキーワードをもつ総数をまとめたのが表 4-2 である。なお、調査対象構造物で 2 種以上の構造物のキーワードが付されているものもある（例えば、「埋設管」、「パイプライン」、「ライフライン」から 2 つあるいは 3 つ）。しかし、この重複を除くのは困難であるので、重複であるかどうかは無視した。

以上の文献数の調査より、耐震設計技術に関してこれまでの研究興味の対象やその数について大まかな傾向を知ることができる。前記 11 のキーワードのいずれかのキーワードを付された文献を『耐震』関連の文献と考えるものとする。構造物に要求される耐震性の割合を知るために図 6-2 には、各構造物に関する全文献数に対する『耐震』関連の文献数の割合のグラフを示す。地下構造物に対して地上構造物についてもまとめた。それぞれ（UG）、（OG）と略記し、各種構造物をいずれかに分類した。この分類は厳密なものではなく概略の傾向を見るためのものである。また、「ライフライン」「パイプライン」の両キーワードについては、地中埋設のものも含まれていると思われるが、全数が多く、全数に対する埋設物の割合も不明なため地下・地上のいずれにも含めていない。

この図より次の事が傾向として考えられる。

- ① 耐震関連文献の割合は、地下構造物（約 3 %）は地上構造物（約 6 %）の約半分である。
- ② 「原子力構造物」については総文献数に対する耐震関連の文献の割合は約 40 % と極めて高く、群を抜いている。耐震性が特に重要である事をうかがい知れる。
- ③ 「建築物」については、耐震関連文献の占める比率が 4.1 % と高くない。
- ④ 地下構造物でも「地中構造物」や「埋設管」については、耐震関連の占める比率が高い。
- ⑤ 「土木構造物」は「原子力構造物」に次いで高いが、これらはダムか橋梁などが主なものであると思われる。「埋設管」「地下空洞」「トンネル」「立坑」など他の多くの構造物が土木構造物であることを考えれば、土木構造物には耐震性の重要なものから、そうでないものまで多岐にわたっていると考えることができる。

表6-1 JICSTによる地下構造物の文献数調査結果一覧表-1

調査項目 (キーワード)	総数			震害			耐震設計			地震応答			地震荷重			地震時土圧			耐震解析			耐震構造			耐震実験			耐震性			耐震対策			耐震補強		
	①	②	③	①	②	③	①	②	③	①	②	③	①	②	③	①	②	③	①	②	③	①	②	③	①	②	③	①	②	③	①	②	③	①	②	③
対象総数				499	814	1483	1871	1604	2598	2361	1828	3429	387	490	1097	47	68	88	-	0	490	703	534	1208	-	0	228	318	3	601	-	0	70	-	0	72
構造物	33933	15628	28429	128	181	269	518	533	765	651	676	1085	85	153	287	7	15	21	-	0	162	193	159	351	-	0	74	36	1	148	-	0	14	-	0	21
土木構造物	165	185	408	17	16	33	16	24	13	8	8	10	2	3	1	0	1	0	-	0	1	3	1	5	-	0	0	0	0	2	-	0	1	-	0	0
原子力構造物	620	855	1182	1	1	5	101	124	246	169	196	333	28	45	103	1	1	3	-	0	94	16	37	91	-	0	25	11	1	36	-	0	4	-	0	0
特殊構造物	5790	33	102	12	0	1	210	1	3	293	0	11	47	0	0	3	0	0	-	0	1	38	0	0	-	0	0	14	0	0	-	0	0	-	0	1
海洋構造物	2350	2774	5048	1	3	3	19	23	18	25	39	72	4	19	19	1	1	1	-	0	1	2	5	8	-	0	0	0	0	5	-	0	0	-	0	0
貯蔵用構造物	914	943	1684	4	6	8	39	27	23	44	56	46	7	6	9	0	2	2	-	0	6	6	6	5	-	0	0	1	0	2	-	0	1	-	0	0
建築物	20325	4689	8442	91	132	190	249	208	224	208	167	238	39	49	65	3	2	2	-	0	17	146	91	175	-	0	30	18	0	72	-	0	5	-	0	17
地中構造物	699	776	1459	5	0	15	35	40	52	36	60	74	3	4	13	1	8	10	-	0	8	6	9	7	-	0	1	2	0	7	-	0	0	-	0	0
地中埋設物	-	137	367	-	3	2	-	7	7	-	6	12	-	0	3	-	0	0	-	0	0	-	1	0	-	0	1	-	0	1	-	0	0	-	0	0
トンネル	2986	2456	4719	12	0	19	23	21	44	15	32	40	5	0	7	0	1	3	-	0	3	3	3	14	-	0	2	0	0	6	-	0	1	-	0	1
鉄道トンネル	668	699	1165	4	2	5	3	4	5	1	3	2	0	0	0	0	0	1	-	0	0	2	0	4	-	0	0	0	0	0	-	0	1	-	0	1
道路トンネル	678	534	1169	2	1	3	3	2	6	1	3	0	0	0	0	0	0	0	-	0	0	0	0	2	-	0	0	0	0	0	-	0	0	-	0	0
下水道トンネル	-	113	251	-	0	1	-	0	0	-	0	0	-	0	0	-	0	0	-	0	0	-	0	0	-	0	0	-	0	0	-	0	0	-	0	0
沈埋トンネル	-	59	81	-	0	0	-	0	7	-	12	11	-	0	1	-	0	0	-	0	0	-	2	2	-	0	0	-	0	2	-	0	0	-	0	0
水底トンネル	294	147	422	0	0	1	12	3	10	8	3	4	0	0	1	0	0	0	-	0	2	1	0	2	-	0	0	0	0	0	-	0	1	-	0	0
水路トンネル	446	266	611	0	0	2	1	1	4	1	0	0	2	0	1	0	0	1	-	0	0	0	0	3	-	0	0	0	0	0	-	0	0	-	0	0
山岳トンネル	-	7	80	-	0	0	-	0	1	-	0	4	-	0	0	-	0	0	-	0	0	-	0	0	-	0	0	-	0	0	-	0	0	-	0	0
岩石トンネル	109	122	137	1	0	1	0	0	2	0	1	2	0	0	0	0	0	0	-	0	0	0	0	1	-	0	0	0	0	0	-	0	0	-	0	0
圧力トンネル	65	41	77	0	0	1	1	0	0	1	0	0	1	0	0	0	0	0	-	0	0	0	0	1	-	0	0	0	0	0	-	0	0	-	0	0
導坑(トンネル)	1376	67	92	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-	0	0	0	0	0	-	0	0	0	0	0	-	0	1	-	0	0
共同溝	86	101	169	0	1	1	1	0	2	0	0	1	0	0	0	0	0	0	-	0	0	0	0	1	-	0	0	0	0	1	-	0	0	-	0	0
洞道	43	42	146	0	0	3	0	1	4	0	2	4	0	0	0	0	1	0	-	0	0	0	0	3	-	0	2	0	0	1	-	0	0	-	0	0
シールド	97	72	84	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	-	0	0	0	0	0	-	0	0	0	0	0	-	0	0	-	0	0
地下鉄道	1658	1025	1508	0	1	2	1	2	3	1	2	3	0	0	0	0	0	0	-	0	0	1	0	1	-	0	0	0	0	0	-	0	0	-	0	0
地下道	129	60	97	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-	0	0	0	0	0	-	0	0	0	0	0	-	0	0	-	0	0
地下街	95	64	118	0	1	1	2	0	0	1	0	1	0	0	0	0	0	0	-	0	0	0	0	0	-	0	0	0	0	1	-	0	0	-	0	0
地下室	77	151	288	0	1	1	0	3	0	0	3	2	0	2	0	0	1	1	-	0	0	0	0	0	-	0	0	0	0	0	-	0	0	-	0	0
地下貯蔵	988	1689	2788	0	2	1	9	9	6	2	17	14	0	2	1	0	0	3	-	0	3	5	5	0	-	0	0	0	0	0	-	0	0	-	0	0
地下発電所	190	188	212	0	0	0	3	7	6	8	5	5	0	1	1	0	0	1	-	0	0	0	1	2	-	0	0	0	0	4	-	0	0	-	0	0
地下空洞	396	614	1098	0	0	4	2	11	19	1	12	27	0	1	2	0	0	0	-	0	1	0	2	5	-	0	0	0	0	6	-	0	1	-	0	0
地下ダム	9	48	75	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-	0	0	0	0	0	-	0	0	0	0	0	-	0	0	-	0	0
地下灌漑	11	17	78	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-	0	0	0	0	0	-	0	0	0	0	0	-	0	0	-	0	0
立坑	409	357	773	0	0	0	0	4	6	2	4	6	0	0	1	0	1	0	-	0	0	0	0	4	-	0	0	0	0	0	-	0	0	-	0	0
埋設管	984	949	1972	16	45	61	36	59	46	37	72	88	5	7	5	2	2	1	-	0	6	7	7	15	-	0	0	5	0	8	-	0	2	-	0	0
パイプライン	4819	3477	4591	15	32	31	37	48	30	38	36	57	5	4	9	2	0	1	-	0	4	5	8	15	-	0	0	5	0	2	-	0	2	-	0	0
ライフライン	-	2107	3903	-	53	93	-	32	12	-	4	10	-	1	1	-	1	0	-	0	2	-	14	12	-	0	0	-	0	2	-	0	6	-	0	1
地中ケーブル	356	172	445	0	0	0	0	0	2	0	0	0	0	0	1	0	0	0	-	0	0	0	0	1	-	0	1	0	0	1	-	0	0	-	0	0
地中線路	361	172	308	0	0	0	5	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	-	0	0	0	1	0	-	0	1	2	0	0	-	0	0	-	0	0
暗渠	168	173	370	1	0	1	1	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	-	0	0	0	0	0	-	0	1	0	0	1	-	0	0	-	0	0
地中連続壁	410	457	802	0	0	0	2	2	8	4	2	9	0	1	6	2	1	4	-	0	2	3	0	10	-	0	0	0	0	2	-	0	0	-	0	1
駐車場	265	379	812	0	0	0	0	1	2	0	1	8	0	0	0	0	0	0	-	0	0	0	1	2	-	0	0	0	0	0	-	0	0	-	0	0

注) ① 1975.4～1981.3の文献数 ② 1981.4～1984.3の文献数 ③ 1984.4～1988.12の文献数

表6-2 JICSTによる地下構造物の文献数調査結果一覧表-2

対 象	総 数				震害、耐震設計、地震応答、地震荷重、地震時土圧 耐震解析、耐震構造、耐震実験、耐震性、耐震対策 耐震補強のいずれかのキーワードをもつ総数			
	①	②	③	①+②+③	① 4716	② 3998	③ 7916	①+②+③
構 造 物	33933	15626	29429	78988	1178	1227	2068	4473
土 木 構 造 物	165	185	408	758	35	35	51	121
原子力構造物	620	855	1182	2657	221	280	523	1024
特 殊 構 造 物	5790	33	102	5925	436	1	13	450
海 洋 構 造 物	2350	2774	5048	10172	42	73	105	220
貯 蔵 用 構 造 物	914	943	1684	3541	71	83	75	229
建 築 物	26325	4689	8442	39456	531	439	652	1622
地 中 構 造 物	699	776	1459	2934	68	90	127	285
地 中 埋 設 物	-	137	367	504	-	12	17	29
ト ン ネ ル	2986	2456	4719	10161	47	47	104	151
鉄 道 ト ン ネ ル	868	699	1166	2733	8	7	16	31
道 路 ト ン ネ ル	678	534	1109	2321	6	5	11	22
下 水 道 ト ン ネ ル	-	113	261	374	-	0	1	1
沈 埋 ト ン ネ ル	-	58	81	139	-	16	16	32
水 底 ト ン ネ ル	294	147	422	863	17	4	15	36
水 路 ト ン ネ ル	446	266	611	1323	3	1	9	13
山 岳 ト ン ネ ル	-	7	80	87	-	0	5	5
岩 石 ト ン ネ ル	109	122	137	368	1	1	4	6
圧 力 ト ン ネ ル	65	41	77	183	3	0	2	5
導 坑 (トンネル)	1376	67	92	1535	0	0	1	1
共 同 溝	86	101	189	376	1	1	4	6
洞 道	43	42	146	231	0	2	13	15
シ ー ル ド	97	72	84	253	0	1	0	1
地 下 鉄 道	1658	1025	1508	4191	4	3	6	13
地 下 道	129	80	97	306	0	0	0	0
地 下 街	95	64	118	277	2	1	2	5
地 下 室	77	151	288	516	0	6	3	9
地 下 貯 蔵	988	1689	2788	5465	14	25	23	62
地 下 発 電 所	190	188	212	590	10	11	13	34
地 下 空 洞	396	614	1098	2108	3	19	45	67
地 下 ダ ム	9	48	75	132	0	0	0	0
地 下 灌 漑	11	17	78	106	0	0	0	0
立 坑	409	357	773	1539	2	4	14	20
埋 設 管	984	949	1972	3905	73	134	171	378
バ イ プ ラ イ ン	4819	3477	4591	12887	74	84	107	265
ラ イ フ ラ イ ン	-	2107	3903	6010	-	73	114	187
地 中 ケ ー ブ ル	356	172	445	973	0	0	3	3
地 中 線 路	361	172	308	841	6	2	2	10
暗 渠	168	173	370	711	1	1	2	4
地 中 連 続 壁	410	457	802	1669	10	4	31	45
駐 車 場	265	379	812	1456	0	2	2	4

注) ①1975.4~1981.3の文献数 ②1981.4~1984.3の文献数 ③1984.4~1988.12の文献数

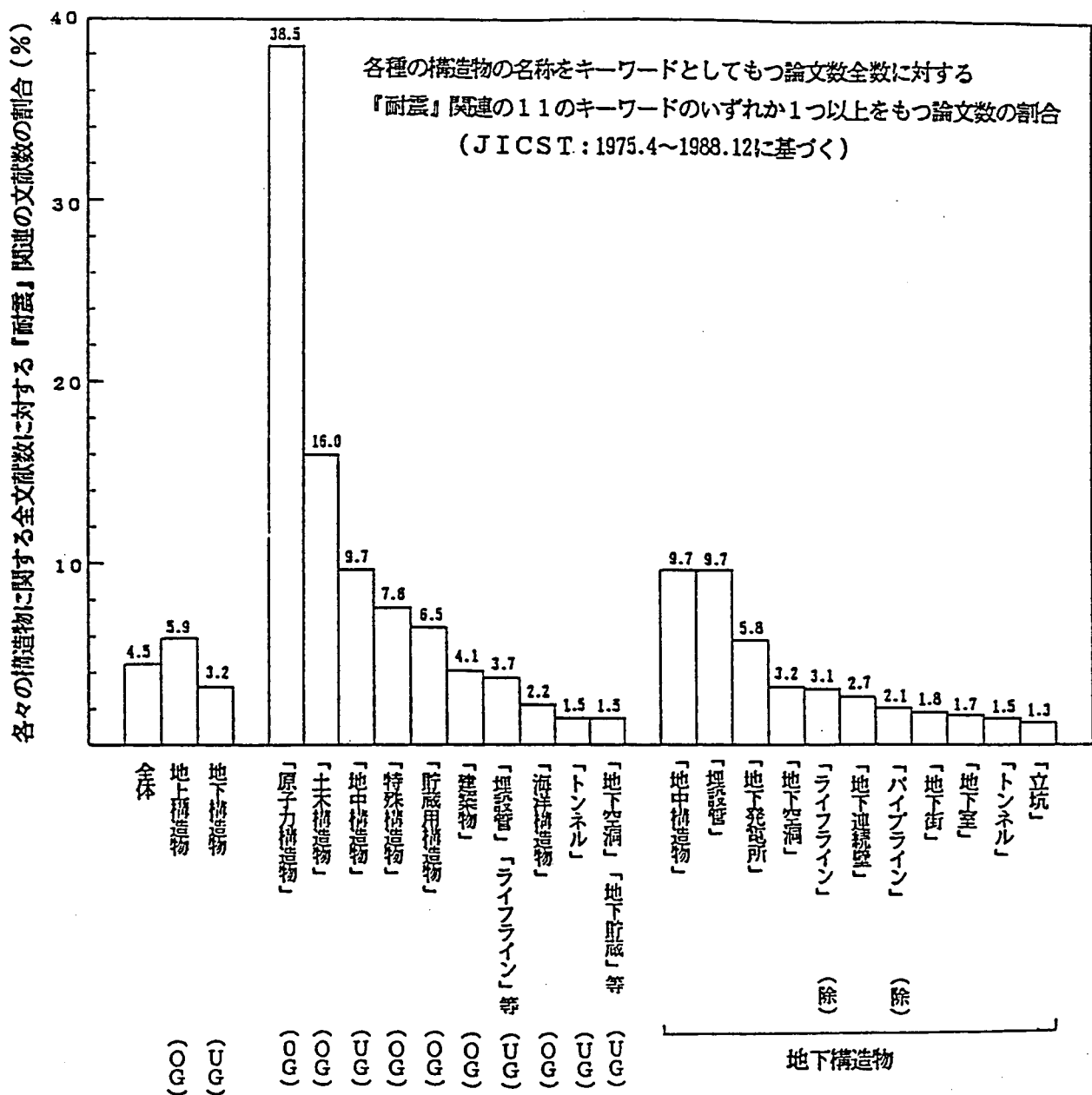


図 6 - 2 各種構造物に関する全文献数に対する『耐震』関連文献数の割合

次に、耐震関連研究への寄与度あるいは影響度を見るために耐震関連の文献総数に占める各種構造物の割合を調べた。図 6 - 3 には構造物全体に対して整理したものを、図 6 - 4 には地下構造物に対して整理したものを示す。これらの図より次の事がわかる。

- ① 地上構造物は構造物全体の約70%を占めるのに対し、地下構造物は構造物全体の約20%である。
- ② 全体文献数に対する耐震関連の文献数の割合の低かった「建築物」が全体の1/3を占める。
- ③ 「原子力」も約20%を占め、「建築物」と合わせると、この2つに関連するものは全体の半数を占める。
- ④ 地下構造物については、「埋設管」「地中構造物」「トンネル」が主で、この3つの合計は全体の3/4を占める。その構造形式は不明であるが、表層付近の細長い「埋設管」と断面寸法がせいぜい 10数mの「トンネル」が主体であることを念頭におく必要がある。

その他、各種地下構造物に関しては、特に次のことが傾向としてあげられる。

- ・地震被害で注目されているライフライン系に関する細長い構造物（埋設管、パイプライン、ライフライン等）対象とする耐震関係の文献数が特に多い（研究が多い）。
- ・幅の広い構造物（地下街、地下駐車場等）を対象とした文献数は少ない（物件、研究が少ない）。
- ・耐震対策に関するもの（耐震対策、耐震補強等）は以外に少ない。

なお、地下構造物に関する震害・地中構造物の地震観測（埋設管路、沈埋トンネル、地下空洞等）・地盤のアレー地震観測に関する文献リストを作成した（付 6. 1）。また、主な文献に関しては、文献抄録を作成した（付 6. 2）。

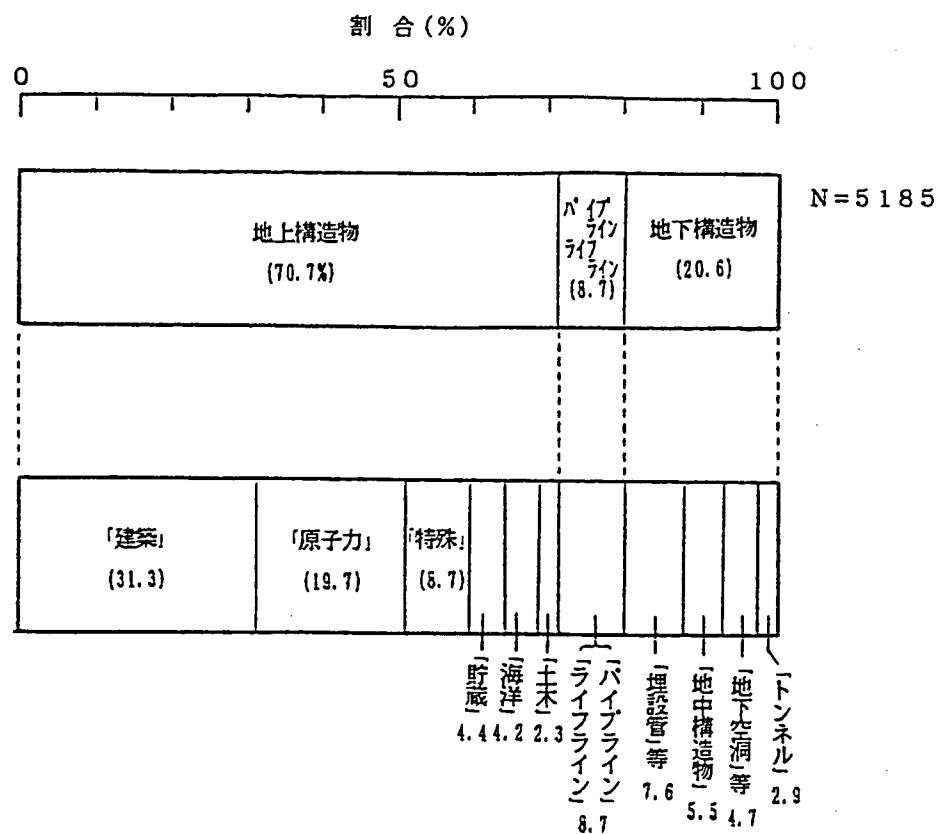


図 6-3 耐震関連のキーワードをもつ文献数の各種構造物の占める割合

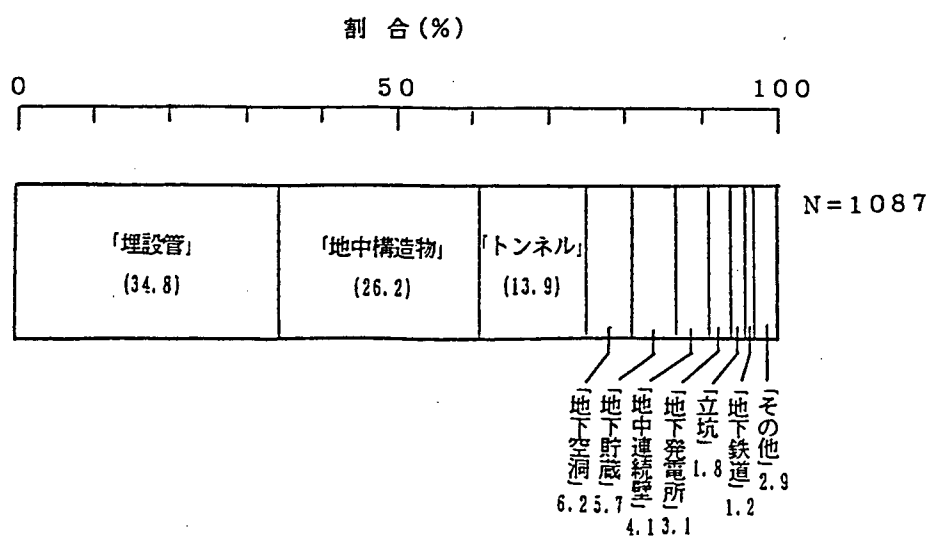


図 6 - 4 地下構造物で耐震関連のキーワードをもつ文献数の
各種構造物の占める割合

6. 2 地下構造物に関する耐震規定

6. 2. 1 調査対象と検討項目

大深度あるいは大規模地下構造物の耐震設計技術を検討するために、現行の耐震設計の基準・指針等の調査を行った。調査対象は、現在地下構造物に対して耐震規定されている主な基準・指針とし、表 6 - 3 に示す12編とした。

地下構造物の耐震性を検討する場合、地震荷重のとらえ方やその大きさは一つの大きな研究課題である。ここではこのような観点から、適用範囲・耐震設計法・耐震計算上の基盤面・地中の震度・入力地震動・地盤の変位に注目して、各基準・指針の比較検討を行った。

表 6 - 3 地下構造物の耐震設計に関する指針・基準

名 称	公表年月	機 関 名
石油パイプライン技術基準（案）	1974年 6月	日本道路協会
沈埋トンネル耐震設計指針（案）	1975年 3月	土木学会 沈埋トンネル耐震設計研究委員会
新耐震設計法（案）	1977年	建設省
L N G地下式貯槽（土木設備）設計指針	1978年10月	電気事業連合会 L N G地下タンク研究委員会
L N G地下式貯槽指針	1979年 3月	日本瓦斯協会 液化天然ガス用貯槽保安調査委員会
水道施設耐震工法指針・解説	1979年	日本水道協会
水封式燃料地下貯蔵施設技術指針	1980年 3月	電気事業連合会 燃料地下タンク研究委員会
地下貯油施設技術指針（案）	1980年 5月	土木学会
道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編	1980年 5月	日本道路協会
ガス導管耐震設計指針	1982年 3月	日本ガス協会 ガス工作物設置基準調査委員会
共同溝設計指針	1986年 3月	日本道路協会
原子力発電所耐震設計技術指針	1987年	日本電気協会 電気技術基準調査委員会

6. 2. 2 各基準・指針の比較検討

(1) 適用範囲

各基準・指針に示された適用範囲の比較表を表6-4に示す。これらは主に軟質地盤を検討対象としており、岩盤を対象としているのは、水封式燃料地下貯蔵施設技術指針と地下貯油施設技術指針（案）である。

構造形状から見ると、線状（細長）構造物に関するものが多く、その基準・指針としては、石油パイプライン技術基準（案）・沈埋トンネル耐震設計指針（案）・ガス導管耐震設計指針・共同溝設計指針があげられる。また、LNGタンクや立坑などの縦長構造物としては、LNG地下式貯槽（土木設備）設計指針・LNG地下式貯槽指針・道路橋示方書があげられる。なお、新耐震設計法（案）・水道施設耐震工法指針・解説では上記の構造物の両方含まれている。平面的に広い幅広構造物を特に対象とする基準はない。

表 6 - 4 適 用 範 囲

指針・基準等の名称	適 用 範 囲
石油パイプライン技術基準（案）	道路法による道路に設置する石油パイプライン
沈埋トンネル耐震設計指針（案）	沈埋トンネルの耐震設計
新耐震設計法（案）	土木構造物と建築物
LNG地下式貯槽（土木設備）設計指針	LNG地下式貯槽土木設備の設計 （主として軟質地盤に建設されるコンクリート構造の円筒形・矩形・LNG地下式貯槽土木設備の設計）
LNG地下式貯槽指針	LNG地下式貯槽の計画、設計、建設及び保守
水道施設耐震工法指針・解説	水道施設
水封式燃料地下貯蔵施設技術指針	水封式燃料地下貯蔵施設の設計・施工および維持管理
地下貯油施設技術指針（案）	地下貯油施設を新たに建設し、また、これを維持管理する場合。次の地下貯油槽を想定している。 堅型貯油槽：直径 80m～90m、深さ 30m～40m 横型貯油槽：断面積 300m ² （高さ 20m、幅 15m） 長さ 500m 程度
道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編	支間 200m 以下の橋の耐震設計
ガス導管耐震設計指針	ガス事業法に規定される高圧ガス導管のうち、埋設管路を新設する場合の耐震設計（高圧ガス導管耐震設計指針） ガス事業法に規定される中圧および低圧ガスの導管のうち埋設管路を新設する場合の耐震設計（一般（中・低圧）ガス導管耐震設計指針）
共同溝設計指針	地下に鉄筋コンクリートの共同溝を構築する場合
原子力発電所耐震設計技術指針	原子力発電所の耐震設計

(2) 耐震設計法

各基準・指針に示された耐震設計法の比較表を表 6-5 に示す。

現在用いられている耐震設計法は以下のものである。

- ・ 静的解析----- 震度法・修正震度法・応答変位法
- ・ 動的解析----- 時刻歴応答解析・応答スペクトル法

調査した全ての基準・指針において静的解析を基本としてとり扱っており、応答変位法を主体とするものが多い。動的解析については12編のうち10編で記述されており、必要に応じての記述が多くなされている。その条件としては地盤、構造物に関して以下のものがあげられている。

- ・ 地盤 ----- 地形・地質が著しく変化している場合
- ・ 構造物 ----- 重要度が高い
 - 複雑な場合（構造条件が大きく変化する場合も含める）
 - 新形式（形状が従来のもので大きく異なる場合も含める）

なお、沈埋トンネル耐震設計指針（案）と原子力発電所耐震設計技術指針では動的解析を義務づけている。

表 6 - 5 耐震設計法

指針・基準等の名称	静 的 解 析	動 的 解 析
石油パイプライン 技術基準（案）	地上に導管を設置するときは、地震動による慣性力及び動水圧等を考慮する。 地下に導管を設置するときは、地下に定める地震動による地盤の変位を考慮する。	
沈埋トンネル耐震 設計指針（案）	沈埋トンネル部……応答変位法（横断方向、滑動の安定の検討は震度法によることができる） 立坑・換気塔部……震度法	建設地点の地形、地質などの影響を含む全体系に対する動的解析に基づく設計を行い、地震時の安全性を確認しなければならない。
新耐震設計法（案）	地中構造物の耐震計算は、当該構造物の形状、寸法、重量、検討項目に応じて応答変位法および震度法による。 ・地下埋設管……応答変位法 ・水底トンネル、共同溝……応答変位法（横断面、滑動の安定の検討は震度法によることができる） ・地下構造物……原則として震度法	動的解析……必要に応じて行う（地中構造物） 地形、地質等の地盤条件ならびに構造条件の著しく変化するような部分もしくは全体に対しては、動的解析により詳細な解析を行い、検討を加える必要がある。
LNG地下式貯槽 （土木設備） 設計指針	原則として、静的解析による	動的解析……必要に応じて行う 全体系の地震応答の概略や隣接構造物の影響等を調べるために、必要に応じて行う
LNG地下式貯槽 指針	震度法……基本手法	動的解析……必要に応じて行う 地盤の層変化が著しい場合又は貯槽のディメンションが従来のものと大きく異なる場合等に、震度法により静的に設計された貯槽について周囲地盤を含めた全体系の変位及び加速度等について総合的に検討をする場合に行う
水道施設耐震工法 指針・解説	原則として下記のいずれかによるものとし、その選択は、対象とする構造特性を考慮して行う。 震度法・修正震度法・応答変位法 埋設管路……原則として応答変位法 暗きょ・共同溝……震度法または応答変位法	動的解析……必要に応じて行う 構造物の重要性、特殊な地盤条件や構造形式等の理由で、更に詳細な地震時挙動の解析が必要な場合
水封式燃料地下貯 蔵施設技術指針	耐震性の検討が必要と認められる場合は、地震時慣性力および地震時の地中ひずみを想定して、静的解析によるものとする。 掘削および地山自重について岩盤の安全性に十分な余裕がある場合、耐震設計計算は原則として省略してよい	動的解析……必要に応じて行う 局所的に地震活動性が高い場合、地質構造上、安全性に問題がある場合、隣接地下貯槽の影響を調べる場合など
地下貯油施設技術 指針（案）	原則として、静的解析による 震度法・応答変位法 堅固な岩盤中に建設する貯油槽については、掘削による岩盤の安定性に問題なければ耐震設計計算は省略してよい	動的解析……必要に応じて行う 静的解析では不十分と考えられる場合
道路橋示方書 ・同解説Ⅴ 耐震設計編	原則として震度法もしくは応答を考慮した修正震度法による	大規模でかつ地震時の挙動が複雑な橋、もしくは過去に地震時の挙動が観測されていない新形式の橋は動的解析を行うのが良い
ガス導管耐震設計 指針	応答変位法による	記述なし
共同溝設計指針	応答変位法による 軟弱地盤部、地盤条件変化部又は特殊な構造となる箇所について耐震計算を行う。 耐震計算は縦断方向に対して行う。	次のような箇所に設置される共同溝については動的解析により安全性を確認するのがよい ・地盤の地形・地質が著しく変化している箇所 ・構造が複雑な箇所 ・特に重要度が高い箇所
原子力発電所耐震 設計技術指針	屋外重要構造物 構造物本体の基本設計段階では、震度法を用いて断面の設定等を行う 安全性検討段階では、応答変位法または動的解析法により安全性の検討を行う	

(3) 耐震計算上の基盤面

各種の耐震設計の基準・指針で、地震基盤（設計基盤）上面を定めることが通常行われている。調査した全ての基準・指針等においても、地震基盤について記述されている（表 6-6）。

一般に地表面での地震動の特性は、地震の発生機構・伝播経路及び地表面付近の地盤構造等によって強く影響されると言われている。このうち、表層の地盤構造は局所的な影響であり、これを取り除けば、地震動をある程度統一的に議論することが可能である。このようなことから地震基盤を設定し、その地域において基準面から上層への入射波は、どこでも同程度の値を与え得ると考えられており、その面において表層地盤の影響をほとんど受けないと考えられている。

地震基盤面をどの深さに設定するかは難しく、理想論的にはせん断波速度が $2 \sim 3 \text{ km/s}$ 以上とも言われている。しかし、現実には建設活動における地盤調査は、普通、標準貫入試験による N 値で 50 程度の層までで、現実的な基盤としての条件を多少緩めている。調査した各基準・指針等においては、原子力発電所耐震設計技術指針（せん断波速度 700 m/s 以上）を除けば、ほぼ同じ内容で N 値 50 以上・せん断波速度 300 m/s 以上（ただし、LNG 地下式貯槽 350 m/s 以上、）を基盤面としている。各基準・指針等では、基盤面の具備する条件として次のことあげている。

- ・ N 値 50 以上
- ・ せん断波速度 300 m/s 以上
- ・ 表層に比べて相対的に堅い下方の上面
- ・ 対象地点の広い範囲に分布すること
- ・ 下部の地層の構成及び力学的性質の変化が小さいこと

表 6 - 6 耐震計算上の基盤面

指針・基準等の名称	耐震計算上の基盤面		備 考
	N 値	せん断波速度 V_s	
石油パイプライン 技術基準(案)	50 程度以上の 地盤の上面	300 m/s 程度以上の 地盤の上面	表層に比べて相対的に剛い下方の地盤の上面。 左記の値以上の剛さが下方に続く地盤の上面。
沈埋トンネル耐震 設計指針(案)	$V_s=300 \text{ m/s}$ を N 値に換算すると 30~100	300 m/s 以上の 地盤の上面	沈埋トンネルの設計で対象となる表層地盤の下にあって広い範囲にわたって分布し、表層地盤の地震時挙動に対し基盤とみなすことができる地盤
新耐震設計法(案)	—	—	地盤中の地表面に近い所で地盤の影響が入らないかもしくはその度合いの少ない地盤を想定し、その上面
LNG 地下式貯槽 (土木設備) 設計指針	50 以上	300 m/s 以上	表層地盤の下にあって広い範囲に分布し、表層地盤の地震時の挙動に対して基盤と見なすことができる地盤の上面。基盤は第三紀層以前の岩盤が比較的浅いところに存在するときにはこれに定めるが、第三紀以降の地層であっても表層部よりよく締まった層が広範囲にあるときにはそこに定めてもよい。
LNG 地下式貯槽 指針	50 以上の地盤	350 m/s 以上の 地盤	下部の地層の構成及び力学的性質の変化が当該地盤以浅のものに比べて小さいこと
水道施設耐震工法 指針・解説	50 以上の地盤の 上面	300 m/s 以上の 地盤の上面	基盤面の設定は必ずしも容易でない場合が多いが一応の目安として
水封式燃料地下貯 蔵施設技術指針	特に規定なし	特に規定なし	第三紀層以前の岩盤上面
地下貯油施設技術 指針(案)	50 以上の地層	350 m/s 以上の 地層	下方地盤にはそれらを下回らない地層が続く場合をもって設計基盤とする例が多い
道路橋示方書 ・同解説 V 耐震設計編	粘性土層 25 以上 砂質土層 50 以上の 地層の上面	300 m/s 程度以上の 地層の上面	対象地点に共通の広がりを持ち、その面以下の地層の構成ならびに力学的性質の変化が小さいことが必要とされる
ガス導管耐震設計 指針	50 以上の地盤 の上面	300 m/s 以上の 地盤の上面	下方にある深さ(例えば 5 m 程度)以上続くこと、既存資料によって、その下部にせん断弾性波速度が著しく小さい層が確認されている場合には必要に応じてその影響について検討を行う
共同溝設計指針	粘性土層 25 以上 砂質土層 50 以上の 地層の上面	300 m/s 程度以上の 地層の上面	—
原子力発電所耐震 設計技術指針	—	700 m/s 相当以上の 値を有する硬質地 盤	基盤(概ね第三紀層及びそれ以前の堅牢な岩盤であって、著しい風化を受けていないもの)面上の表層や構造物が無いものと仮定した上で、基盤面に著しい高低差がなく、ほぼ水平であって相当な広がりのある基盤の表面

(4) 地中の震度

各基準・指針の地中の震度規定の比較表を表 6-7 に示す。

基盤における水平震度は、調査した12編のうち 9編において規定されている。その内容は原子力発電所耐震技術指針を除けばほぼ同じ内容であり、表現の仕方が多少違いがあるが基本的には次式の形で決めている。

$$K_h = \nu_1 \cdot K_0$$

K_h : 基盤における水平設計震度

ν_1 : 地域係数

K_0 : 標準水平震度

K_0 は 0.15、 ν_1 は 1.0, 0.85, 0.70 を設定している。

地中の鉛直震度について述べられている基準・指針では全て水平震度の1/2である。

地中の震度分布については、記述されている指針類は少なく L N G 地下式貯槽だけが明確に直線分布の規定がしてある。その他、地盤が一様ならば直線分布、応答計算よりの記述がされている。基盤以深については、L N G 地下式貯槽において基盤面と同じ値、水封式燃料地下貯蔵施設技術指針では基盤面と同じか、応答解析により設定する規定となっている。

(5) 入力地震動

各基準・指針に記述された入力地震動の規定の比較表を表 6-8 に示す。

基盤における最大水平加速度は、調査した12編のうち 4編だけにおいて規定されている。その内容は地中震度と同様に、原子力発電所耐震技術指針を除けばほぼ同じ内容であり、表現の仕方が多少違いがあるが基本的には次式の形で決めている。

$$A_h = \nu_1 \cdot A_0$$

A_h : 基盤における最大水平加速度

ν_1 : 地域係数

A_0 : 標準水平加速度

A_0 は 150gal、 ν_1 は 1.0, 0.85, 0.70 を設定している。

鉛直加速度については、沈埋トンネル耐震設計指針（案）でだけしか述べられていない（水平加速度1/2）。

入力地震波の選定に関しては、L N G 地下式貯槽・地下貯油施設技術指針（案）において、より明確な規定をしている。これらにおいては、入力波の選定を行うときに考慮することとして次のものをあげている。

- ・ 建設する地域の過去の地震記録・想定する地震の規模地盤条件を考慮する
- ・ 建設する地域に適した周期特性の異なる波形を3種以上用いる
- ・ 卓越周期が比較的長い波形を入力する場合は A_0 を 100galまで減じてよい

表6-7 地中の震度

指針・基準等の名称	地中(基盤)の水平震度	地中鉛直震度	震度分布
石油パイプライン 技術基準(案)	$K_{gh} = 0.15 \cdot \nu_1 \cdot \nu_2$ K_{gh} : 設計基盤面における水平震度 ν_1 : 地域別補正係数(1.0, 0.85, 0.70) ν_2 : 土地利用区分別補正係数(1.0, 0.8)	設計基盤面 における 鉛直震度は K_{gh} の1/2	記述なし
沈埋トンネル耐震 設計指針(案)	基盤における規定はない		記述なし
新耐震設計法(案)	$K_H = \Delta_1 \cdot \Delta_3 \cdot K_g / B_g$ K_H : 基盤面における設計水平震度 Δ_1 : 地域係数(1.0, 0.85, 0.70) Δ_3 : その他の補正係数(1.0, 0.5) K_g : 標準設計水平震度 0.2 B_g : 表層地盤の増幅係数(一般に4/3~2の範囲)	明確な記述 なし	明確な記述なし
LNG地下式貯槽 (土木設備) 設計指針	次のA, Bにより総合的に判断して決定する。 A. 地震動強度期待値の地域区分図を参考に次式より定める。 $K_{hg} = \nu \cdot K_g$ K_{hg} : 基盤における水平震度 ν : 地域別補正係数(1.0, 0.85, 0.70) K_g : 標準設計震度 0.15 B. 地震活動度に関して十分詳細な調査を行い、建設地点の 周辺に発生する地震を高い信頼度で推定できる場合には、 想定した地震をもとに当該地点の震度を推定する。なお、 推定にあたって貯槽の耐用年数も考慮する。	設計鉛直震 度は基盤面 設計水平震 度の1/2	応答計算を行い、その 結果と地震記録等を参 照して定めるのが望ま しい
LNG地下式貯槽 指針	$K_H = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot K_g$ K_H : 地盤の水平震度 K_g : 基準水平震度 0.15 α_1 : 地域別補正係数(1.0, 0.85, 0.70) α_2 : 地盤種別による補正係数(1.4, 1.6, 1.8, 2.) α_3 : 地中部分の補正係数 $\alpha_3 = 1.0 - (Z/H) (1.0 - 1/\alpha_2)$	鉛直震度は 当該の水平 震度の1/2	直線分布 基盤以深は K_H 一定
水道施設耐震工法 指針・解説	$K_h = 0.75 \Delta_1 K_g$ K_h : 基盤面における設計水平震度 Δ_1 : 地域係数(1.0, 0.85, 0.70) K_g : 標準設計水平震度 (0.2を下回らない値)	設計水平震 度(地表面) の1/2	地表面の震度も規定し てあり、直線で補間し てよい
水封式燃料地下貯 蔵施設技術指針	$K_h = 0.75 K_g \cdot \beta_1$ K_h : 基盤面における設計水平震度 K_g : 標準設計水平震度 0.2 β_1 : 地域係数(1.0, 0.85, 0.70)	設計鉛直震 度は設計水 平震度の1/2	地下空洞の設計震度は、 基盤面の設計震度と同 じ値か、地盤の動的解 析での数箇の波形によ って、空洞標高の震度 分布を求め、その包絡 線を設計震度とする
地下貯油施設技術 指針(案)	$K_h = 0.75 K_g \cdot \beta_1$ K_h : 設計基盤面における設計水平震度 K_g : 標準設計水平震度 0.2 β_1 : 地域係数(1.0, 0.85, 0.70)	設計鉛直震 は基盤の設 計水平震度 の1/2	地表面の震度も規定し てあり、地盤が一様に 変化する場合は直線分 布
道路橋示方書・同 解説V耐震設計編	基盤における規定はない		耐震設計上の地盤面よ り下方の構造部分、土 および水に対して設計 震度は考慮しない
ガス導管耐震設計 指針	$K_{gh} = 0.15 \cdot \nu_1 \cdot \nu_2$ K_{gh} : 地震基盤面の設計水平震度 ν_1 : 重要度係数(1.0, 0.8) ν_2 : 地域別補正係数(1.0, 0.8, 0.6)	記述なし	記述なし
共同溝設計指針	記述なし		
原子力発電所耐震 設計技術指針	地表面において次式によるものとし、地中震度については、 深度に係わりなく地表面で定義された値を用いてもよい。 $K_H = n_1 \cdot n_2 \cdot n_3 \cdot K_g$ K_H : 設計水平震度 n_1 : 地域による補正係数 (1.0) n_2 : 地盤条件による補正係数 (1.0, 1.5) n_3 : 上記以外の要因による係数(一般的に 1.0) K_g : 基準水平震度 0.2	鉛直震度 $K_v = K_H/2$	深度に係わりなく地表 面で定義された値を用 いてもよい。 分布形状を考慮する場 合は、適切な方法によ り決定する。

表6-8 入力地震動

指針・基準等の名称	基盤の最大加速度		備 考
	水 平	鉛 直	
石油パイプライン 技術基準(案)	記述なし	記述なし	-
沈埋トンネル耐震 設計指針(案)	$A_{0H} = \nu_z \cdot A_0$ A_{0H} : 最大水平加速度 ν_z : 地域別補正係数 (1.0, 0.85, 0.70) A_0 : 標準水平加速度 (100~150gal程度)	水平加速度 の1/2	建設地点の地震の強さ、沈埋トンネルの重要度などを 考慮して定める。
新耐震設計法(案)	明確な記述なし	記述なし	地震動の工学的特性は、強震記録等を勘案して設定す る。 少なくとも3種の波形を用いる。
LNG地下式貯槽 (土木設備) 設計指針	明確な記述なし (震度の基準を参考)	同左	建設地点の地震活動度の地域的特性、表層地盤の振動 特性ならびに、地震波動の特性を考慮して決定するも のとする。 地震波動として、鉛直下方より伝播する実体波と、表 層部を水平方向に伝播する表面波の2種類を考慮する。 波形特性の異なる地震波を適宜選定する。
LNG地下式貯槽 指針	$A_H = \alpha_1 \cdot A_0$ A_H : 最大水平加速度 α_1 : 地域別補正係数 (1.0, 0.85, 0.70) A_0 : 基準水平加速度 (150gal)	記述なし	建設する地域の過去の地震記録、地盤調査及び想定す る地震規模等を考慮して、その地域に適した周期特性 の異なる波形を三種以上用いる。卓越周期が比較的長 い波(卓越周期が2秒を超えるもの)を入力する場合 には基準水平加速度 A_0 を最低100galまで減てよい。
水道施設耐震工法 指針・解説	明確な記述なし	記述なし	-
水封式燃料地下貯 蔵施設技術指針	特に指定なし	記述なし	サイトに着目し、歴史年代における過去の被害地震を 考慮して定める。 入力波の選定にあたっては、その地点の地震観測値の ほか、地盤、地震条件などが類似の地点の地震記録お よび有名地震波等を参考にする。
地下貯油施設技術 指針(案)	$\alpha_{H0} = \alpha_0 \cdot \beta_1$ α_{H0} : 最大水平加速度 α_0 : 標準水平加速度 150gal β_1 : 地域係数 (1.0, 0.85, 0.70)	記述なし	建設予定地点付近の強震記録、想定する地震の規模お よび地盤条件を考慮して、その地点に適した周期特性 の異なる波形を少なくとも3種類用いるのが望ましい 卓越周期が比較的長い波形を入力する場合は α_0 を100g alまで減じてよい。
道路橋示方書 ・同解説V 耐震設計編	特に指定なし	記述なし	架橋地点の地盤条件に適した過去の強震記録の中から、 橋の特性および地震動の特性を考慮して選定
ガス導管耐震設計 指針	記述なし	記述なし	-
共同溝設計指針	記述なし	記述なし	-
原子力発電所耐震 設計技術指針	基準地震動 S_1 及び S_2 (基準地震動 S_1 、 S_2 を 生起する地震をそれぞれ 設計用最強地震、設計用 限界地震と呼んでいる)	鉛直震度は 基準地震動 の最大加速 度振幅の1/2	設計用最強地震: 過去の地震及び活動度の高い活断層 による地震のうち最も敷地に影響を与えるおそれの ある地震を想定する。 設計用限界地震: 上記設計用最強地震を上回る地震に ついて、活断層による地震、地震地体構造に基づく 地震及び直下地震のうち最も敷地に影響を与えるお それのある地震を想定する。

(6) 地盤の変位

応答変位法を用いる場合に対して、地盤の変位の規定がなされている。各規準・指針に記述された地盤の変位の比較表を表 6-9 に示す。地盤の変位算定方法は、調査した12編のうち7編で規定されている。それらは、応答スペクトル法が主体であるが、沈理トンネル耐震設計指針（案）・LNG地下式貯槽（土木設備）設計指針では他の方法についても示してある。地盤の変位の算定方法としては、次に示すものがあげられる。

- ・実測結果を基にして決定する方法
- ・応答スペクトル曲線を用いる方法
- ・動的解析による方法

地表面の波長については12編のうち、5編において、関連した記述がなされている。具体的な計算方法として次の2種類があげられる。（石油パイプライン技術基準（案）・ガス導管耐震設計指針・共同溝設計指針）

$$L = 2L_1 \cdot L_2 / (L_1 + L_2)$$

$$L_1 = T \cdot V_s$$

$$L_2 = T \cdot V_{0s}$$

T ; 表層地盤の固有周期

V_s ; 表層地盤のせん断弾性波速度

V_{0s}; 基盤面のせん断弾性波速度

$$L = V \cdot T$$

L; 地表面に沿った方向の地震動の見かけの波長

V; 地震動の見かけの伝播速度

T; 表層地盤の固有周期

表6-9 地盤の変位

指針・基準等の名称	地盤の変位算定方法	応答スペクトル法の地表面の変位	地表面の波長
石油パイプライン 技術基準(案)	応答スペクトル曲線を用いる方法	$U_h = 0.203 \cdot T \cdot S_u \cdot k_{ah}$ U_h : 表層地盤面の水平変位振幅 T : 表層地盤の固有周期 S_u : 応答速度の基準値 k_{ah} : 設計基盤面における水平震度	$L = 2L_1 \cdot L_2 / (L_1 + L_2)$ $L_1 = T \cdot V_s$ $L_2 = T \cdot V_{0s}$ T : 表層地盤の固有周期 V_s : 表層地盤のせん断弾性波速度 V_{0s} : 基盤面のせん断弾性波速度
沈埋トンネル耐震 設計指針(案)	下記のいずれかの方法 ・実測結果を基にして決定する方法 ・応答スペクトル曲線を用いる方法 ・動的解析による方法 ・等価正弦波振幅スペクトルを用いる方法	$U_h = (2/\pi^2) \cdot S_u \cdot T \cdot A_{ah} \cdot \nu_1$ U_h : 地表面の水平変位振幅 S_u : 基盤での最大加速度 $1g$ 当りの応答速度値 T : 表層地盤の固有周期 A_{ah} : 基盤面での水平加速度 ν_1 : 重要度別補正係数(1.0, 0.8)	記述なし
新耐震設計法(案)	応答スペクトル曲線を用いる方法	$U_h = (2/\pi^2) \cdot S_u \cdot T \cdot K_H$ U_h : 地表面の水平変位振幅 S_u : 単位震度あたりの応答速度 T : 表層地盤の基本固有周期 K_H : 表層地盤に作用させる設計震度	対象構造物の特性および建設地点の状況に応じて定めるのがよい。一般には、表層地盤における地震波の重複反射によって表層地盤が最も大きく振動する時の波長、もしくは、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、または、これらの調和平均値、あるいは、算定式で応力が最大となるような波長とするなどの考え方ができる。
LNG地下式貯槽 (土木設備) 設計指針	下記のいずれかの方法 ・実測による方法 ・応答計算による方法 ・平均応答スペクトルを用いる方法	$U_h = (2/\pi^2) \cdot S_u \cdot T \cdot k_{ah}$ U_h : 地表面の水平変位振幅 S_u : 設計基盤面で単位震度当りの応答速度値 T : 表層地盤の基本固有周期 k_{ah} : 設計基盤面において定めた水平震度	水平方向に伝播する波動に関する観測資料は少なく、その性状は不明な点が多い。このため、変位分布の形状は正弦波と仮定し、波長は実測値および既往の文献等を参照するか、地盤の振動特性を考慮して、表面波であるレーレー波・ラブ波の伝播を解析的に検討して定める。
LNG地下式貯槽 指針	記述なし		
水道施設耐震工法 指針・解説	新耐震設計法(案)と同じ記述		
水封式燃料地下貯 蔵施設技術指針			
地下貯油施設技術 指針(案)	指定なし		
道路橋示方書・同 解説V耐震設計編	記述なし		
ガス導管耐震設計 指針	応答スペクトル曲線を用いる方法	$U_h = (2/\pi^2) \cdot T \cdot S_u \cdot K_{ah}$ U_h : 表層地盤変位 S_u : 単位震度当りの応答速度 T : 表層地盤の固有周期 K_{ah} : 地震基盤面における設計水平震度	$L = V \cdot T$ L : 地表面に沿った方向の地震動の見かけの波長 V : 地震動の見かけの伝播速度 T : 表層地盤の固有周期
共同溝設計指針	応答スペクトル曲線を用いる方法	$U_h = (2/\pi^2) \cdot S_u \cdot T_s$ U_h : 地表面の水平方向の変位振幅 S_u : 設計応答速度 T_s : 表層地盤の固有周期	$L = 2L_1 \cdot L_2 / (L_1 + L_2)$ $L_1 = V_{DS} \cdot T_s = 4H$ $L_2 = V_{BS} \cdot T_s$ V_{DS} : 表層地盤のせん断弾性波速度 V_{BS} : 基盤のせん断弾性波速度 T_s : 表層地盤の固有周期 H : 表層地盤の厚さ
原子力発電所耐震 設計技術指針	特に指定なし		

6. 2. 3 幅広地下構造物の耐震設計法の現状

(1) 対象構造物

地下構造物で断面寸法が高さに比べ幅の方が広い構造物をここでは幅広地下構造物と呼ぶことにする。また、高さ H 、幅を B としたとき高さに対する幅の比 B/H を幅高さ比と呼ぶ。幅広地下構造物として、現在あるもののうち比較的 B/H の大きいものとして次のものがあげられる。

地下街・地下駅・地下駐車場・道路トンネル・下水処理場・沈埋トンネル・

地下鉄・取排水路……………など

将来、地下空間利用の要求が高まり、地下都市などの構想が実現する可能性もあることを考えると、上記構造物よりさらに大きい B/H 比を有する構造物の耐震性を検討する必要がある。しかしながら、これまで現行の耐震規定を整理してきたが、特に幅広の地下構造物を考慮したものはなかった。そこで、現在ある構造物の中でも、 B/H 比が大きいと考えられる地下街の耐震設計の現状を文献より整理する。

(2) 地下街の現行耐震設計

伯野は「地下街の現行耐震設計」(カラム、No. 59、1976)において、地下街の耐震設計の現状を7箇所の地下街の調査結果をもとに述べているので要約する。

① 地下街の大きさ、構造、形状

- ・地下街の大きさ：最大 $66,000\text{m}^2$ ($10,000\text{m}^2$ 以上9ヶ所)
- ・地下街の場所：駅前広場や道路等公共用地の下
- ・地下街の構造：S C 構造、R C 造のラーメン構造
- ・地下街の形状：広場の下など……………幅が広い
道路の下……………細長い
- ・地下街の深さ：5.5m～21m (下面)

② 設計方針

- ・準拠基準：不明確。主として建築学会関係の基準
- ・震度法による：地下 $k=0.1\sim0.2$ 、地上突出部 $k=0.3$
- ・周辺地盤：全く無視。底面を地表面として扱う。
- ・基礎：ほとんどがベタ基礎
- ・構造の連続性：伸縮継手をほとんど入れない。

一覧表を表6-10に示す。

表 6 - 1 0 地下街・地下駐車場

場 所	延床面積 階 数 深 さ (m)	設 計 震 度	地 盤 条 件 基 礎 形 式 地下水位 (m)	備 考
新宿駅西口	46,010 B2、一部B3 11~13	地上突出部0.3 B1 0.2 B2 0.15	砂層 ベタ -8	隣接構造物により 側方土圧は0。
新宿駅南口	16,370 B2~B4 14~21	0.2	砂層 ベタ -7	周囲状況に応じて 片土圧。基礎底深 さの差に留意。
新宿駅東口	17,920 B3、一部B2 11~16	0.15	砂層 ベタ -8	片土圧を考慮。
名古屋駅 西 口	29,150 B2 11~12	地上突出部0.3 B1, B2 0.1	砂層 ベタ -4.7	建築基準法による 土圧。
池 袋 駅	44,102 B2、一部B3 10	0.1	-	
新橋駅東口	9,172 B2、一部B3 10.8	B1 0.1 B2 0.05	-	
新潟駅 前	13,751 B2 14	0.1	砂層 ベタ -4	周囲の土は無視。 液状化はSeedの式 でチェック。
横浜駅西口	38,302 B2 11.5	地上部 0.3 B1 0.2 B2 0.1	土丹層 ピア -1.5	地下水位が高いの で浮き上がりに留 意。(ピア使用)
新宿 サブナード	30,226 B2 16	B1 0.1 B2 0.05	砂層 ベター一部ピア -8	常時の土圧係数は K=0.5。地震時の 土圧は無視。
東京駅 八重洲口	66,310 B2、一部B3 11	B1 0.1 B2 0.05	-	
小田原駅前	8,000 B1、一部B2 6	0.05	-	
札幌駅前	3,800 B1 5.5	0.09	-	
盛岡駅前	1,400 B1 6.5	0.15	-	

このような当時の耐震設計法の現状を踏まえた上で、問題点を検討している。

① 周辺地盤の影響

周辺地盤による変形を考慮するために、地盤ひずみで設計するような方向に向かうべきである。

② 位相差の問題

位相差による地盤の相対変位とそれによる構造物ひずみを考える必要がある。

③ 地盤変状

液状化や地盤の亀裂、陥没といった軟弱な地盤の変状に対する考慮する必要がある。

6. 2. 4 まとめ

以上の地下構造物の地震荷重に関する現行耐震規定の比較より、大深度あるいは大規模地下構造物に適用する場合の問題について整理する。

現状の耐震設計法は静的解析が基本であり、地下構造物に対しては、周辺地盤の動きが支配的と考える応答変位法が主流であると言える。大規模地下構造物においても、応答変位法的方法が基本となるであろう。動的解析については、必要に応じて行うことが原則であり、その条件として現行の耐震規定で述べられているのと同様なことがあげられるであろう。具体的な動的解析法として、特に、平面的広がりをもつ構造物を考慮できる解析法の研究が必要であろう。

応答変位法や動的解析法を行う場合、地震基盤の設定が必要となるが、一般にこの設定は難しい。現行の規定では一応数値的な目安があるが、地震基盤の具備する条件を十分吟味して設定する必要がある。また、平面的に広がりをもつ構造物に対しては、その基盤の不陸による影響、縦長構造物に対しては、特に基盤の設定位置の違いによる影響や支持層相当層を貫く様な構造物に対しては変位分布の設定に関して研究する必要がある。また、基盤震度もこれに関連しており、地震基盤、基盤震度、地中震度の分布（基盤以深の震度の設定法も含む）の設定法については、研究課題の一つと考えられる。

現行の応答変位法を採用している指針では、ガス導管耐震設計指針などで表面波を想定しているのを除けば、明瞭に実体波と表面波とを分けて考えられているわけではないが、一応実体波と表面波を設計の対象にしている。特に表面波については、変位分布を正弦波と仮定して行われているが、水平方向に伝播する波動に関する実測資料が少なくその性状については不明な点が多いのが現状である。特に、平面的に広がりをもつ構造物に対しては、表面波の影響は研究課題の一つと考えられる。

6.3 地下構造物の震害事例（トンネルの震害事例）

6.3.1 日本の鉄道トンネルの震害事例

一般に、鉄道トンネルは地震の被害を受けにくい構造物であると言われているが、過去の地震において、かなり大きな被害を受けた事例も記録に残っている。我国の鉄道トンネルの被害状況の調査および検討結果は、(財)鉄道総合技術研究所の吉川恵也氏によって良く整理されており、文献1)～7)で報告されている。本節では、それらの文献の内容を要約し、日本の鉄道トンネルの震害事例についてまとめる。

(1) 調査の対象とした地震

調査は、トンネルの被害状況および記録の信頼性から判断し、下表に示す5つの地震を対象に行われた。調査された被害件数124件の75%にあたる93件の被害が1923年の関東地震に集中している。また、1978年の伊豆大島近海地震は、他の地震に比べ地震規模は小さいが、重度の被害が発生したトンネルが多い。

表 6 - 1 1 鉄道トンネルの被害の集計（文献4)より抜粋）

地震名	発生年	地震規模 M	* 被害 トンネル 数	*, ** 重度の 被害 トンネル 数	*** 被害の状況 (坑門)					*** 被害の状況 (本体)					**** 被害程度 小 中 大	備 考
					1	2	3	4	5	1	2	3	4	5		
関東	1923	7.9	93(34)	37(29)	55	14	8	1	15	89	15	17	15	18	56 12 25	国鉄被害のみ調査
北伊豆	1930	7.0	1(1)	1(1)						1		1	1	1	1	
福井	1948	7.2	2(2)	2(2)	1	1		1		2		1	1		1 1	国鉄被害のみ調査
新潟	1964	7.5	19(9)	7(6)	5					16	44	6	4		12 7	
伊豆大島近海	1978	7.0	9(8)	6(6)	5	2	2		2	9	1	4	3	1	3 4 2	国鉄は無被害
合計	—	—	124(54)	53(44)	66	17	10	2	17	117	20	29	24	20	71 24 29	

注) * ()特殊条件のあるトンネル数

** 中、大被害トンネル

*** 1; きれつ, 2; 目違いきれつ, 3; 欠落、剥落, 4; 変位、変形, 5; 崩落

**** 小; 当面は無対策で運転可能, 中; 防護工、排土、等対策の上で運転可能, 大; 応急復旧、改築を要す

(2) 被害形態

山岳トンネルを中心に調査は実施されている。トンネルの被害は、開口、目違い、圧ざ（圧縮坐屈）等の比較的軽微なきれつの発生から、欠落、剝離に至るもの、さらには崩壊に達するものまでさまざまな状況があるが、一般に、坑口付近および土かぶりの薄い区間に多い。また、その状況は坑口付近と中間部とでは多少異なる。

坑口付近の被害は、地山を切り込んで坑門を設けた切込み型の坑口に多く、不安定になった地山の線路方向への変位による軸方向の偏圧が原因となっている。被害形態としては、偏圧による胴切りきれつの発生、破断された覆工コンクリートの坑口側への前傾、さらに重度になると坑門が完全に破壊された事例もある。

トンネル中間部の被害は、地すべりや地震断層のずれによる地盤変位に起因したものが多。図6-5に伊豆大島近海地震の際の稲取トンネルの断面の変形状態を示す。この変形は、トンネル内を横切る地震断層のずれによるものであるが、側方より偏圧を受けて側壁は内空に押し出され天端には圧縮応力が作用している。このため、側壁と天端には、それぞれ引張りきれつと圧ざによるきれつが縦断方向に発生した。トンネル中間部の被害形態の多くは、同図のように、側方からの偏圧が原因となり縦断方向にきれつが発生している。例外として土かぶりの小さい区間での覆工の崩落、地表に至る高抜けがあるが、履歴をたどってみると、工事中に崩落事故や既往の変状があったものばかりであり、このようなケースは既存のトンネルの不安定性が地震により助長されたに過ぎない。

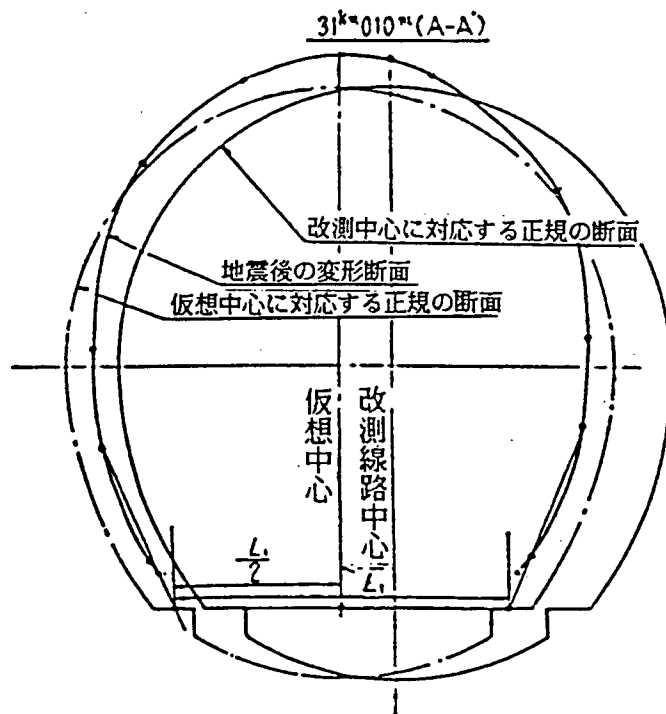


図6-5 稲取トンネルの断面の変形 (文献2)より抜粋)

(3) 被害の要因分析

調査された被害の要因を分析する手段として、数量化理論による多変量解析が使われた。要因には、震度、土被り、横断地形（片流れ）、地質（硬岩、軟岩、土砂）、トンネルの経年およびトンネルの安定性を阻害した特殊条件が項目にあげられている。ここで言う特殊条件には、調査結果より判断して次の項目が想定されている。

- ① 斜面崩壊、落石、土石流などの斜面災害
- ② 地震断層のずれ
- ③ トンネルの既変状
- ④ 施工時の崩壊や地山流出事故の発生
- ⑤ 破碎帯や膨張性地山などの不良地質
- ⑥ 覆工施工途上や未覆工
- ⑦ 覆工の材質不良

解析結果を表 6-1 2 に示す。表中の偏相関係数の値を見ると（値が大きいほど被害との相関性が大）、特殊条件が他の要因に比べきわだって被害に与える影響が強い。以下、地震力、地質の順となっている。また、同表は、得点係数が小さい（負）ほど大被害、大きい（正）ほど小被害という関係で整理されている。そこで、被害程度を各要因ごとに見てみると、特殊条件の介在する地盤は大被害となる確率が非常に高くなる。作用する地震力は400galを境にそれ以上では大被害、それ未満では軽微な被害となっている。地質条件からみると硬岩では大被害、軟岩および土砂では小被害になりやすい。これは、地山が覆工コンクリートに比べ低強度である場合、地山がトンネルと独立して変位するためと思われる。

統計的手法からは、前述のように特殊条件の有無および地震力の大きさが被害程度を左右するという結果が得られている。そこで、以下にこの2つの要因と被害状況との関係を実例をもとに整理して示す。

表 6 - 1 2 多変量解析結果（文献4）より抜粋）

要 因	水 準	得 点 係 数 a_i (10^{-3})	レ ン ジ (10^{-3})	偏 相 関 数 係 数	判 定
経 年	30年以上	0.239	0.319	0.012	7
	30年未満	-0.080			
地 震 力	400gal以上	-3.546	6.805	0.251	2
	400~250gal	3.259			
	250gal未満	2.968			
覆 工 材	煉瓦、石材	-0.278	3.130	0.070	5
	コンクリート等	2.852			
土 被 り	30m未満	0.663	1.869	0.074	4
	30m以上	-1.206			
横断地形	片流れ	0.348	0.675	0.027	6
	その他	-0.327			
地 質	硬 岩	-1.768	3.964	0.109	③
	軟 岩	1.815			
	土 砂	2.195			
特殊条件	あ り	-11.836	20.966	0.633	①
	な し	9.130			
a ₀		-11.303	-	-	

注) * ○；相関性大、実状に適合 △；○に準ずる

(4) 特殊条件と被害状況

調査された124件の被害のうち、特殊条件は54トンネルに介在しており、その81.5%にあたる44トンネルは、改築や補強工事を施工しなければ再使用できないような重度の被害を受けていた。図6-6には、被害の頻度を先に想定した特殊条件の事象ごとにまとめている。

被害件数は斜面災害によるものが最も多い。関東地震の事例では、斜面災害によって発生した大被害は震源から20kmの範囲内に集中し、16を数える。そのうち主な大被害としては、坑門背後の斜面の崩壊により完全につぶれた寒ノ目トンネル、土石流により崩壊・埋没した第3・4箱根トンネル、地すべりによりトンネル内2か所が崩壊した南無谷トンネルがあげられる。その他の地震では、福井地震で震源から5km以内に1例、伊豆大島近海地震で震源から5km以内に2例ある。

発生件数は少ないが、地震断層のずれはトンネルに多大な被害を与えている。地震断層の活動による被害は、北伊豆地震の丹那断層の活動による丹那トンネルの変状と、伊豆大島近海地震の稲取一大峰山断層の活動による稲取トンネルの変状の2例のみであるが、断層面を境に生じる相対変位により、盤ぶくれ、断面・軌道の変形、側壁コンクリートの押し抜きや、崩壊などの大きな被害を生じた。

また、トンネルに既に変状があったり、施工途上に災害が起きると大被害につながる傾向が強い。

地震動そのものに起因する被害としては、打継目部において覆工ブロック毎の縦方向の地震応答の差によって、打継目両端に、衝撃による覆工の欠落、せん断クラックの発生、吹き付けモルタルが剥落したケースがあるが、程度としては軽微なものである。

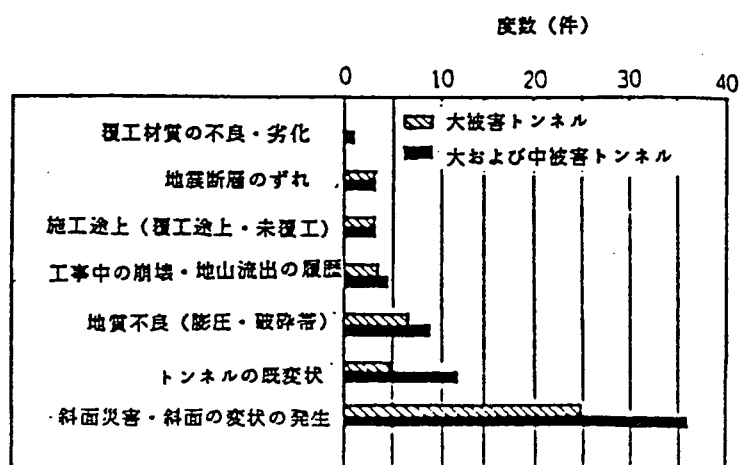


図6-6 特殊条件の介在度数 (文献7)より抜粋)

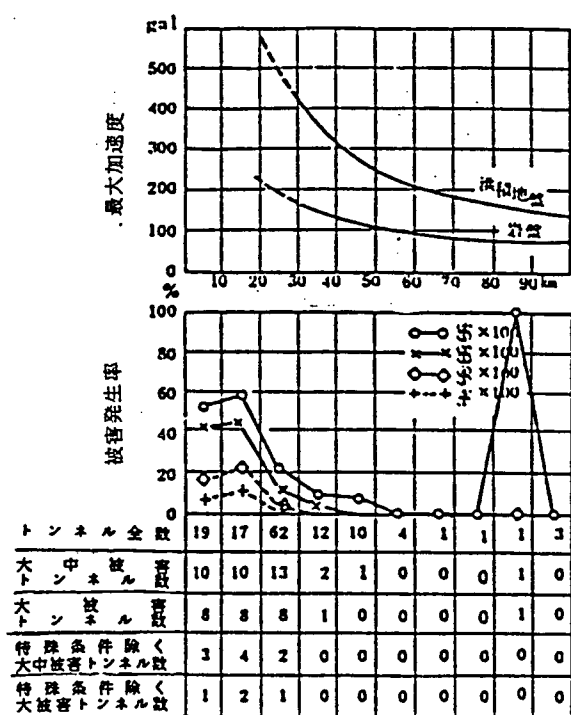
(5) 地震の規模と被害範囲

図6-7は、関東地震(M=7.9)と伊豆大島近海地震(M=7.0)での震源からの距離と被害の発生率をまとめたものである。図中の最大加速度は建設省の新耐震設計(案)の算定式により推定し、(b)には、国井、等による基石の転倒調査の結果に基づく推定値、強震計記録値も加えてある。

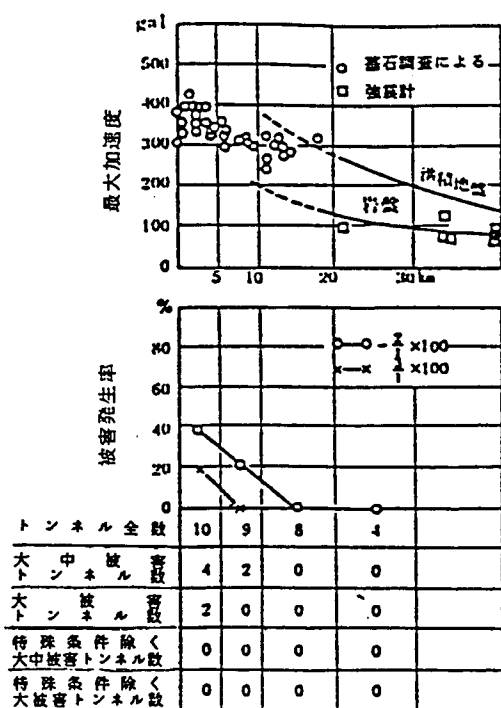
関東地震では、特殊条件が介在した場合でも50km以遠で大・中被害が発生しているケースは少ない。特殊条件のない場合は、被害範囲はさらに狭くなり30km以内に限られる。これを加速度でみると、特殊条件のない場合に大・中被害が生じるのは、洪積地盤で400gal、岩盤で170gal以上となる。

伊豆大島近海地震では、10km以遠に被害はなく、大・中被害はすべて10km以内でかつ特殊条件が介在した場合に限られる。加速度でみると、洪積地盤で400gal、岩盤で200gal以下では大・中被害はないと言える。

また、日本海中部地震に関する報告によると、この地震はM=7.7とかなり大きな地震であるが、陸地から離れた海底で発生したため、トンネルの被害は少なかった。震源とトンネルとの距離は、最接地点でも50kmあり、被害も50~90km離れている場所で既往クラックの進行、防水吹き付けの剥落、防水セメント工のくさびのゆるみなどが生じているに過ぎない。



(a) 関東地震



(b) 伊豆大島近海地震

図6-7 地震被害と震源からの距離の関連(文献4)より抜粋)

(6) まとめ

今回の文献調査により得られた結果を以下に箇条書きで示す。

- ① 鉄道トンネルの被害数は関東地震に集中している。
- ② 一般に、山岳トンネルの被害は坑口付近に多い。
- ③ 坑口付近の被害は、地山の切込みにより不安定になった斜面の災害に起因するものが多く、胴切りきれつ、坑門の前傾や欠落、等を生じている。
- ④ 中間部の被害は、側方からの偏圧に起因するものが多く、縦断方向にきれつが発生している。
- ⑤ 多変量解析結果を見ると、特殊条件の有無が被害程度に大きく影響する。以下、地震力、地質の順に続く。
- ⑥ 多変量解析結果より、地震力では400gal以上、地質では硬岩での災害は、大被害になりやすい。
- ⑦ 特殊条件で最も被害事例の多い要因は斜面被害である。ただし、地震断面のずれによる被害、トンネルに既に変状がある場合、また、施工中に起こる災害は大被害につながりやすい。
- ⑧ 逆に、地震応答差による被害は軽微であった。
- ⑨ 実例から判断すると、 $M=8$ 級の地震では震源から50km（洪積地盤で250gal、岩盤で100gal）、 $M=7$ 級の地震では10km（洪積地盤で400gal、岩盤で20gal）以遠では、大・中規模の被害はほとんど発生していない。
- ⑩ $M=8$ 級の地震でも、特殊条件のないトンネルで大・中被害が発生するケースは、震源から30km（洪積地盤で400gal、岩盤で170gal）以内に限られる。

(7) 今後の課題

今回の調査では、鉄道トンネルの被害はトンネルを含めた地山の安定性に左右されるところが大きく、また、地震力と被害にはある程度の相関性が見られた。都市域における大規模地下空間の建設は、岩でなく軟質な地盤が対象になるため鉄道トンネルの例とは多少異なるが、地震時の安定性の評価には、地下空間を含む周辺地盤の安定性、特に、地盤の非線形性、伝達特性、また地震動自体の特性の検討が必要になると思われる。

《参考文献》

- 1). 伊豆近海地震による被害(1)－鉄道トンネルの例－；小野田耕治、楠山豊治、吉川恵也、トンネルと地下、第9巻6号、1978
- 2). 1978年伊豆大島近海の地震 1. 鉄道施設の被害状況；森野亮宏、吉川恵也、吉岡修、鬼頭誠、土屋敬、三浦重、梅原俊夫、神山立男、鉄道土木、第20巻6号、1978
- 3). 鉄道トンネルの震災事例調査；吉川恵也、鉄道技術研究報告、No.1123、1979
- 4). 鉄道トンネルの震災事例調査；吉川恵也、鉄道技術研究資料、第37巻5号、1980
- 5). 地震断層による鉄道トンネルの被害；吉川恵也、土と基礎、第30巻3号、1982
- 6). Earthquake Damage to Railway Tunnels in Japan；K.Yoshikawa,G.Fukuchi, Adv. Tunnel Technol. & Subsurf. Use., Vol4, No.3, 1984
- 7). 鉄道トンネルの震災と地震対策；吉川恵也、トンネルと地下、第15巻8号、1984

6. 3. 2 地震動による岩盤トンネルの被害

(1) はじめに

地下構造物の地震被害には、地盤変状や断層変位あるいは斜面崩壊といった地盤の破壊に起因する被害と地盤震動（地震動）による被害とが考えられる。

地震による被害形態を被害要因にできるだけ対応させて震害を把握することは、耐震設計法を考える際に有益である。

都市域における地下空間を形成する地下構造物の耐震性を考えるとき、地下構造物の地震時挙動と発生する応力状態の把握が最重要課題の1つである。そこで、ここでは過去の地下構造物の震害のなかでも、地震動による被害という観点から震害事例を文献調査により整理する。

下記に示すC. H. Dowding, A. Rozenの「地震動による岩盤トンネルの被害」に関する研究がそのような主旨にあっていられると思われたので、ここではその内容を紹介し、震害にみられる地震荷重について言及したい。

C. H. Dowding, A. Rozen: Damage to Rock Tunnels from Earthquake Shaking
, ASCE GT2, 175-191, 1978. 2.

(2) 被害のメカニズム

著者らの捉えている岩盤トンネルの被害メカニズムは下記の通りである。地震による被害のメカニズムを次ぎに示す単一または複合された形式をとるものとしている。

① トンネル坑口付近の液状化や斜面崩壊のような地盤変状による被害

② 断層変位による被害

③ 地盤震動による被害

地盤変状や断層変位による被害は、新規に建設するトンネルに対しては、事前に地形分析・地質調査・土質試験を実施し既に確立された評価手法によって評価することが可能であり、適切なサイト選定によって回避することができる。

ところが、地盤震動による被害は地盤変状や断層変位による被害とは次に述べる点で全く異なっている。すなわち、①②は地質を把握することによって対応することができ、それらの影響度はトンネルの長さのみに限定される。一方、地盤震動による被害は、震源距離の異なる数多くの断層によって発生する地震に起因するし、またトンネルの長さには無関係に影響するということである。

このようなことから、地盤振動による被害メカニズムを重視し、そこに焦点が当てられている。

(3) 岩盤トンネルの特徴

地震荷重によるトンネルの応答は、岩盤トンネルの構築方法をどうするかによって決まる。岩盤トンネルには、①無覆工②木製矢板と架設鋼製支保工③架設鋼製支保工とコンクリート覆工④レンガまたは組積造覆工の4つのタイプがある。④については現在では用いられていないが、震害を受けた初期の頃のトンネルに多く用いられている。現在の施工法の代表的なものは③であり、施工の最終段階で加圧グラウトが施されコンクリートの覆工と周辺岩盤とは一体化される。そのため地震時にはトンネルと周辺岩盤は一体となって挙動し、周辺岩盤に対してトンネルが自由に振動するとは考えられない。

(4) 震動の評価基準

これまでの研究では、発破の分野では地盤の粒子速度が被害の指標として使われてきたのに対して、地震工学の分野では地盤の加速度が地震動強度や震害の指標として使われてきた。その背景としては、最大加速度がそのまま被害要因であるとしているわけではなく、加速度を指標として利用するのが被害の大ざっぱな把握をする上で実用的な方法であるというにすぎない。

構造物の被害には、地震動の継続時間、入力地震動の振動数に対する構造物の固有振動数の比、構造物の減衰などが最大加速度と同様に関連することは周知の事である。

そこでここでは、トンネルの被害と関連づける震動の評価基準とじて、最大加速度と同様に最大速度についても考えている。具体的には McGuire (1974) のアテニュエーション式に基づき、マグニチュードと震源距離を与えることによって最大加速度と最大速度を計算した。

(5) 被害と地盤震動のピーク値との相関

研究対象としたのは、13の地震による71のトンネルについての震害調査報告である。
震害データの内訳を示す。

地震：13の地震 Richter マグニチュード $M=5.8\sim 8.3$

震源深さ $D=13\sim 40\text{ Km}$ (特に15~20Kmが多い)

6：アメリカ・カリフォルニア：

San Francisco・1906、Kern County・1952、San Fernando・1971、他

6：日本：

関東・1923、伊豆半島・1930、福井・1948、十勝沖・1952、

北美濃・19??、新潟・1964

1：アメリカ・アラスカ：Great Alasca・1964

トンネル：71のトンネル

地質：12：良好な岩盤

11：風化あるいは破碎岩盤

3：土質材料地盤

45：不明

覆工形態：2：覆工なし

2：支保工のみ

7：レンガ・組積造

13：コンクリート造

47：不明

これらの対象としたトンネルの被害形態としては、3つに分類される。

①地盤震動によるもの

②断層運動によるもの

③地盤あるいは坑口の破壊

③には斜面崩壊や坑口に特殊条件を持つものが多い。坑口付近の被害は地滑り・斜面崩壊と密接な関係を持つため被害判定の閾値としては考えていない。検討対象を地盤震動による被害に焦点を絞るために、断層と交差するような被害は最終的には検討対象からはずしている。

図 6-8 と図 6-9 に観察された被害の程度と McGuire のアテニュエーション式によって計算された最大加速度と最大速度との関係を示したものを示す。縦軸は最大加速度または最大速度であるが、横軸はケースヒストリーの順につけた通し番号である。被害の程度と対応するようなピークの加速度及び粒子速度で、地質や覆工形態の違いを考慮せずに 3 段階に分けてある。

- ① No Damage : 地震後の調査で新たなクラックや落石がなかった事を意味する。
- ② Minor Damage : 地震後の調査で新たなクラックや落石があった事を意味する。
- ③ Damage : 大規模な落石、重度のクラック、崩落、トンネルの閉鎖などを意味する。(Damage に分類されるケースは坑口付近に多い。)

ここでは、仮に No Damage、Minor Damage、Damage をそれぞれ無被害、損傷、被害と呼ぶことにする。図 6-8、図 6-9 によれば、3 つの被害(応答)のレベルは最大加速度または最大速度によりランクづけられる。すなわち、無被害(無覆工トンネルでの落石や覆工トンネルでクラックなどがみられない)は、0.19 g または 20 cm/sec までである。0.25 g または 40 cm/sec までは、コンクリート覆工のトンネルでは微細なクラックのあるものが数件ある。0.25 g ~ 0.52 g または 40 cm/sec ~ 80 cm/sec では局所的な崩落が 1 件あるのみで、この 1 件は組積造であり斜面崩壊を伴ったケースであり、これを除けば損傷(Minor Damage)の範囲である。

特に注意すべき事は、被害(Damage)に分類される局所崩壊のあったトンネルはすべて、断層変位や坑口付近の不安定さによるものではなく、1923 年の関東地震の際に(地震動により)発生したものである。そしてこれらの多くは組積造である。したがって、木製矢板で受けた岩盤からの荷重を木製もしくは鋼製の支保工で受けていたものである。これらの重度の被害は矢板がはずれた後に局所的に生じた地盤破壊によるのか、グラウトされていないがための最終的な覆工の応答によるのか、あるいはその両者によるものであることは間違いない。

つぎに地表の振動の程度を表す震度とトンネル被害とを比較するために MM 震度階と気象庁(JMA)震度階との対応を見る。図 6-8 に MM 震度階と JMA 震度階を併せて示した。

図によれば、地上の構造物に重大な被害を生じると思われる JMA 震度 V や VI でもトンネルに対しては無被害か、たかだか損傷(Minor Damage)といった程度である。すなわち、地表面の振動が同じであればトンネルは地上構造物に比較してもより安全で安定していると考えられる。

なお、「トンネルの破壊」と「被害レベル」との間の違いは、トンネルの用途によって異なる。すなわち、わずかな落石でも鉄道では脱線させるし(破壊)、道路関係では通行止めとなる(機能逸失)が、水路トンネルでは落石は容易に流されてしまう(無被害)。つまり、「破壊」とはトンネルの安全利用の停止であると言える。

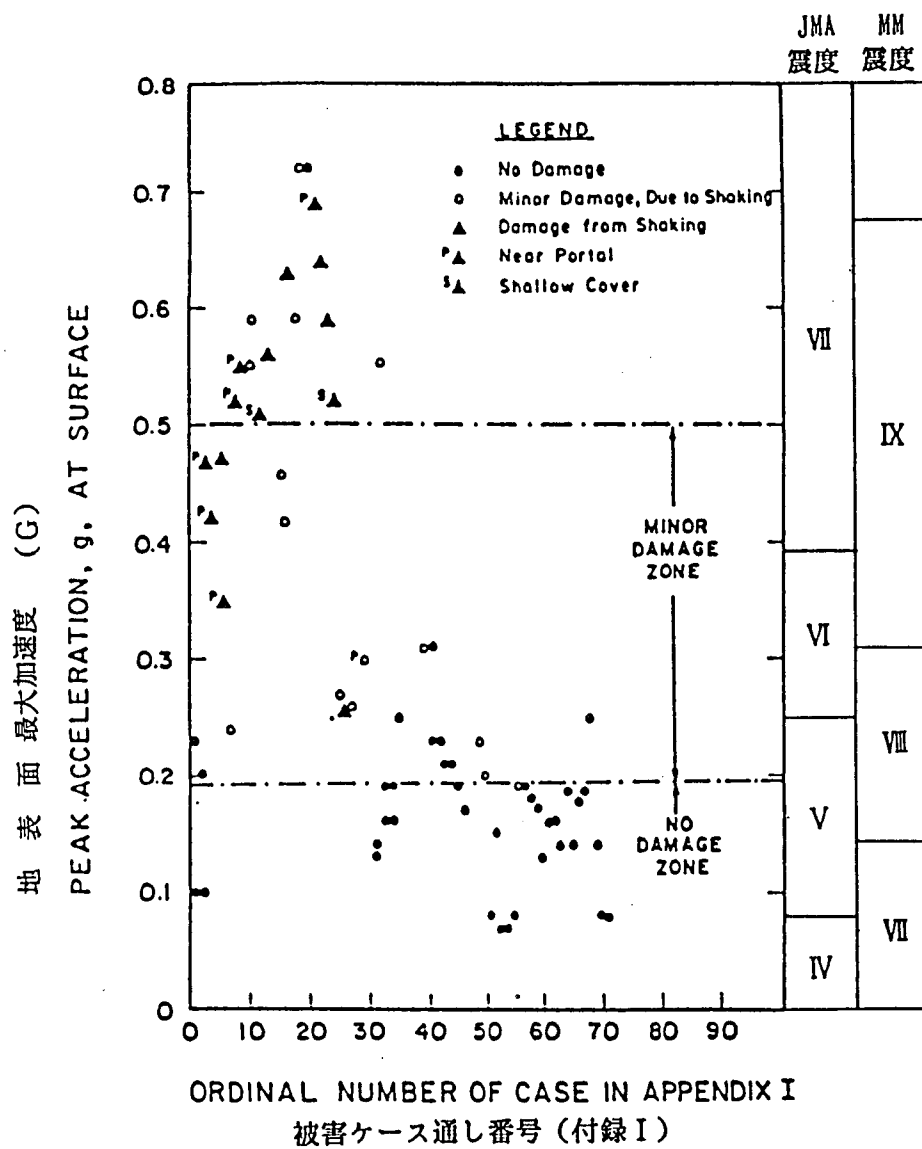


図 6 - 8 地表面加速度と被害の関係

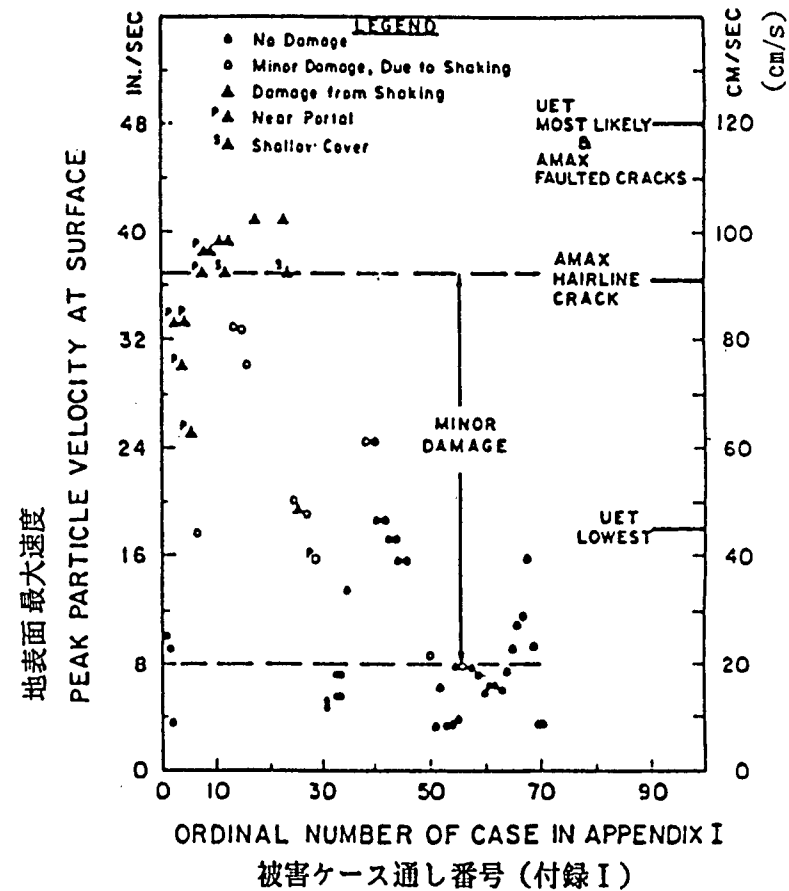


図 6 - 9 地表面速度と被害の関係

(6) 地盤における増幅効果

多くの回帰式は堆積層から岩盤に至る多様な地盤の地表に設置された地震計の測定値にもとづいて地盤種別の考慮なしに導かれている。一方、地表の構造物に比べ、トンネルに対しては、深くなることによる地震動の減少を考える必要がある。

ところで、金井式は地下300mの地震動をもとに導かれたものであるが、McGuire 式より求められる加速度の大きさは本研究で対象にしている10~40kmの深さの震源深さに対しては金井式とは同程度である。

トンネル周辺の地盤の振動は、波長がトンネル径と同じときのみあるいは長くても直径の4倍までのときに増幅するかもしれない。しかし、測定された最大加速度は標準的なトンネル径に比べ十分に長い波長であるため、この研究では断面での増幅は取り扱っていない。

将来は高振動数の振動が弱層面に沿って動く岩塊間の相対変位が発生する可能性のあるかもしれないという点で、注目されるであろう。こういう高振動数の効果が震害調査報告に現われる局所的な岩やコンクリートの崩落を説明できるかもしれない。しかしながら、高振動数成分は低振動数成分に比べて早く減衰するのでトンネルにとっての破壊的な振動数はおもに地震断層近傍にのみ考えられる。

(7) まとめ

トンネルの地震被害の特徴

- ① 坑口付近の被害が多い。
- ② 地盤条件の悪いところに多い。
- ③ 土被りの浅い場合や、偏土圧の作用した場合（に被害が多い）。
- ④ 覆工と岩盤とが対称な相互作用系では、トンネルは安定している。
- ⑤ トンネルの完全な破壊は断層運動によるものに限られる。
- ⑥ 地表の震動レベルと被害レベルの関係はおおよそ表 6-13 のように整理できる。

表 6-13 地表の震動レベルと被害レベルの関係

地 表 面 最大加速度 (G)	地表面 最大速度 (cm/s)	気象庁 震度階 (目安)	被害レベル	被害レベルの定義
0~0.19 (0.25)	0~20	V	No Damage (無被害)	新たなクラックや落石 がない
0.19~0.52 (0.25)	20~80	VI	Minor Damage (損傷)	新たなクラックや落石 がある
0.52~	80~	VII	Damage (被害)	大規模落石・岩盤崩落 重度のクラック・閉鎖

被害 (Damage) に分類される局所崩壊のあったトンネルはすべて、1923年の関東地震の際に (地震動により) 発生したものである。そしてこれらの多くは組積造であることに、特に注意すべきである。

また、理論的な検討によれば、次の事が言える。

- ⑦ 共振現象や動土圧が問題となるが空洞の内表面のまわりを伝播するような高い振動数はない。ただし、解析上レイリータイプの波動ではその可能性がある： $L \leq 0.5D$
- ⑧ 動的な応力集中による応力の増分は地盤振動による応力の10~20%である。

6. 4 地中地震観測

多くの機関によって、地中の地震観測が実施されている。これらは、構造物への地震入力の問題の解明が主目的であり、地震動特性の解明と地盤構造物の相互作用の解明に重点がおかれている。

本項では、数多くある地中地震の観測の中で、特に大規模地下空間の地震時挙動の解明として参考となる埋設管路、沈埋トンネル、地下空洞等の地下構造物の地震観測の概要と水平面内における地盤構造の変化による地震動特性の変化、及び地震波の伝播特性等の解明を目的とした地盤アレー観測の概要について、文献調査より取りまとめた。

6. 4. 1 地下構造物の地震観測

(1) 埋設管路

これまで、水道、ガスをはじめとして埋設管路に多くの被害が発生している。これら上下水道、ガス、電力、電信電話などに使用される地下埋設管路は、ライフラインとしてますますその重要性が増している。JICSTの文献数調査結果一覧表(表6-1、表6-2)からでも、これに関する調査研究はこれまで数多くなされている。そして、埋設管路の耐震研究、設計、安全性の確認のため、多くの機関によって地震観測が実施されている(表6-14)。文献調査より、埋設管路の主な地震観測に関する文献リストを作成した(付表6-2)。以降その概要について述べる。

表 6 - 1 4 埋設管路の主な地震観測場所

観 測 場 所	形 状 等	観測開始年月
横 浜	鋼管、 $\phi 150$	1972年10月
草 加	鋼管、 $\phi 400$	1974年 4月
大 森	鋼管、 $\phi 200$	1976年12月
幹 線	s 形ダクタイル管、 $\phi 1500$	1975年 5月
下 長	s 形ダクタイル管、 $\phi 1000$	1977年 8月
白山浄水場内	s 形ダクタイル管、 $\phi 1200$	1975年 5月
南 渡 田	鋼管、 $\phi 1800$	1977年
東京大学生研内	ダクタイル管、鋼管、 $\phi 150$	1982年 4月
下町配水幹線	鋼管、 $\phi 1350$	1983年 4月
南 光 台	鋼管、 $\phi 200$	

(a) 幹線

当観測所は昭和50年5月より観測を開始している。観測装置は直線管路に沿って48m間隔で3ヵ所に設置し、各箇所では地盤について地表面下2.2mの管路位置に地震計（加速度、速度：X（管軸方向）、Y方向（管軸直角方向））、地盤の伸び縮みを直接測定する地盤ひずみ計（3点）、及び地表面下25.6mに地震計（加速度：X、Y方向）を設置し、管路については管体加速度計（X、Y、Z方向（鉛直方向））、管体ひずみ計（上、下、左、右）及び継手の挙動を測定する継手部伸縮計（3点）を設置しており、総数53チャンネルの多点同時測定で、大地震時に備えて無停電装置を設置している。

観測地点の土質は砂質ローム層であり、地表から20m付近にこの地点の支持層（基盤）と考えられる砂岩層がある。なお、当地点は3ヵ所（A、B、C点）の実測波形の形状及び周期特性が同一であることより成層地盤帯と推定される。

(b) 下長

当観測所は昭和52年8月より観測を開始している。当観測所は、地盤については地表から1.5mの管路位置で、60mの正三角形頂点の3ヵ所に地震計（加速度、速度、変位：X、Y方向）、60m間隔の2ヵ所に地盤ひずみ計（2点）と、地表面下約45mに地震計（加速度：X、Y方向）を設置し、管路については60m間隔の2ヵ所に管体加速度計（X、Y方向）、管体ひずみ計（左、右）、継手部伸縮計（4点）を設置しており、総数42チャンネルの多点同時測定で、無停電装置を設置している。観測方法は幹線観測所と同様、基盤地震計により地震動を感知し作動するようになっている。

観測地点の土質は腐植土層、軟質の砂層及びシルト層からなり、基盤深さは約40mの典型的な成層構造の軟弱地盤である。

(c) 白山浄水場内

当観測所は昭和50年5月より観測を開始している。地盤については地表面下2.5mの管路位置に地震計（加速度、速度、変位：X、Y方向）、地表面下27mに地震計（加速度：Y方向）を設置し、配水池に加速度計（X、Y、Z方向）、管路については管体加速度計（X、Y、Z方向）、継手部伸縮計を構造物の取り合い部（配水池、弁室）に3ヵ所、曲管部に2ヵ所、直管部に2ヵ所を設置し、総数31チャンネルの多点同時測定で、無停電装置を設置している。観測方法は幹線観測所と同様に基盤地震計により地震動を感知し、作動するようになっている。

観測地点の土質はローム層であり、地表から18mの位置に基盤と考えられる風化凝灰質岩層がある。

(d) 南渡田

地震観測を実施している埋設管路は、川崎市川崎区に位置し、内径1,800mm、肉厚19mmの水道用鋼管である。管路一般部は、G.L. - 3 mに埋設され、一部は、立坑を介して、G.L. - 17mに埋設されている。また、立坑より1 mの位置に、ベローズ型の伸縮可とう管が、設置されている。

表層は、シルト・細砂の互層であり、G.L. - 24mまでは、N値10以下の軟弱な地盤である。その下に、N値20~40の細砂層が続き、G.L. - 44m付近より硬質粘土が、G.L. - 49mより砂礫が現れる。G.L. - 49m以深は、N値50以上になる。

管体には、①から④に、地盤には、⑤から⑧に、おのおの4台、計8台の加速度計が設置されている。なお、③と⑦、④と⑧は、同一深度で、近接して設置されている。また、管体加速度計③に対して、ひずみ計⑨が、管体加速度計④に対して、ひずみ計⑩が、設置されており、両地点は、200m離れている。加速度計は、管軸方向(x)、管軸直角方向(y)、鉛直方向(z)の三成分の測定を、ひずみ計は、管体の天地左右の四成分の軸方向ひずみを、測定している。なお、管軸方向は、NE 66°である。

(e) 東京大学生産技術研究所千葉実験所構内

東京大学生産技術研究所千葉実験所構内で、地震動の高密度アレー観測、地盤ひずみの直接観測及び地下埋設管のひずみ観測を実施している。

測定箇所は、埋設管の90mと30mの直線中央部とアンカーブロック(3 m×3 m×1 m)の近傍部及び、曲がり部の3ヶ所である。鋼管はSS1~SS7の点において管体ひずみを測定している。また、ダクトイル管はDJ1~DJ7で継手の伸縮量とDS1で管体ひずみを測定している。なお、管体ひずみは管の左右で測定しており、管体に発生する軸ひずみと曲げひずみを検出できるようになっている。

(f) 下町配水幹線

本地震観測は、安浦地点、三春地点、富士見地点の三地点観測である。安浦地点、三春地点は埋設管路～地盤系の地震観測であり、富士見地点は地盤の地震観測となっている。

1) 安浦地点

地盤に関しては、G.L. - 3 m、- 21 m、- 48 mに三成分のサーボ型加速度計を設置している。G.L. - 20 mは、洪積層と第三期層との境界であり、設計上の地震基盤面と考えられる。立坑に関しては、立坑部の最上位と最下位に三成分のサーボ型加速度計を設置している。

ひずみ計に関しては、G.L. - 3 mに埋設されている1,000 Aと600 Aの管体に2ヵ所、計4個とG.L. - 25 mのシールド内の1,350 Aの管体に3ヵ所、計6個の計器を取り付けている。なおひずみ計の設置方向は水平方向で、管体の左右の2点(90°と270°)である。また、シールドトンネルとシールド内管体との相互関係を調べるために、セグメント本体にも1ヵ所2個のひずみ計を取り付けている。

2) 三春地点

地盤に関しては、G.L. - 2 m、- 15 m、- 48 mに三成分のサーボ型加速度計を設置している。G.L. - 14 mは、破碎質の泥岩層と非破碎質の泥岩層の境界であり、設計上の地震基盤面と考えられる。

ひずみ計は、G.L. - 23 mとG.L. - 40 mのシールド内の1,350 Aの管体に4ヵ所、計8個取り付けられている。設置場所は、立坑の近傍とスネークジョイント近傍(G.L. - 23 mの埋設管路において立坑より50.7 mの点にスネークジョイントが設置されている)である。また、安浦地点と同様にセグメント本体にも1ヵ所2個のひずみ計を取り付けている。

3) 富士見地点

地盤に関して、G.L. - 1 m、- 5 m、- 73 mに三成分のサーボ型加速度計を設置している。G.L. - 4 mは表層と第三紀層との境界であり、設計上の地震基盤面と考えられる。なお安浦地点、三春地点のG.L. - 48 mの加速度計と富士見地点のG.L. - 73 mの加速度計は、東京湾平均海水面(T.P.)に関しては同一深度である。

(g) 南光台

1978年宮城県沖地震により泉市南光台地区では、ガス導管・水道管等地中埋設管構造物は多くの被害を蒙った。南光台地区は原地形が起伏30m程度の丘陵であったが、ここ10数年の間に大規模な宅地造成が行われ、現在では比較的平坦な土地となっている。南光台地区の切土・埋土の境界部を中心として地震観測を行っている。

切土側原地盤は第三紀中新世の凝灰質砂岩及び凝灰岩であり、いずれもN値は50以上である。一方、埋土地盤は層厚10数mであり、基盤岩の凝灰質砂岩を起源とする材料から成っている。構成は、軟岩10～100mmφの礫を含む凝灰質粗砂・中砂を主体とし、局部的に粘土化を呈し緩い締まり具合を示す。埋土地盤のN値は2～21程度とバラツキが大きい。PS検層より V_s は、埋土地盤160～350m/s、切土側地盤・基盤630m/sである。また、常時微動観測によれば、埋土部分の卓越周波数は2.0～8.0Hzにあり、特に3.0～4.5Hzの成分が顕著である。観測の対象とする導管は口径200mmの鋼管である。観測は地震時自動観測システムにより、地震加速度（3ヵ所各3成分）・管体加速度（3ヵ所各3成分）・管体ひずみ（10ヵ所各2点）の測定を行っている。

(h) まとめ

埋設管路の地震観測により、得られている主な知見は以下のものである。

- ・地震時に埋設管路は、地盤での地震動と同じ様な挙動を示し、明らかに管路は地盤の動きに支配されている。
- ・地震時に生じるひずみは、曲げひずみより軸ひずみの方が大きい。
- ・接続部や立坑取付部、また地盤性状が軸方向に変化する所に大きな断面力が発生する。
- ・埋設管路に発生する地震時ひずみには、実体波に依存する成分と表面波に依存する成分とがある。

埋設管路の観測は現在も盛んに行われており、特に地盤性状の変化部、実体波と表面波による管路に与える影響の解明が中心となっているようである。

(2) 沈埋トンネル

沈埋工法によるトンネルは、近年数多く建設されている。この工法は、欧米より日本に導入されたが、大規模な地震が発生する頻度が低い欧米では、その耐震性についてあまり検討されていなかった。そのため日本で建設する際の重要な検討課題の一つに、耐震性の問題があり、実験、解析、現場観測など沈埋トンネルに関する数多くの検討が行われている。そして、沈埋トンネルの実際の挙動を把握し、より合理的な耐震設計法の確立を目的として、実物の沈埋トンネルを対象として地震観測が実施されている(表6-15)。文献調査より、沈埋トンネルの主な地震観測に関する文献リストを作成した(付表6-3)。以降その概要について述べる。

表 6 - 1 5 沈埋トンネル地震観測場所

沈埋トンネル名称	断面形状 (m)	エレ メント長 (m)	エレ メント数	トンネル延長(m)		観測開始年月
				全 長	沈埋区間長	
衣 浦 港 海 底 ト ン ネ ル	矩 形 7.1×15.6	80	6	986	480	1973年 8月
扇 島 海 底 ト ン ネ ル	矩 形 6.1×21.6	110	6	1,540	664	1975年 3月
川 崎 港 海 底 ト ン ネ ル	矩 形 8.8×31.0	100 110	4 4	1,160	840	1979年10月
京 葉 線 多 摩 川 ト ン ネ ル	小 判 形 7.4×13.0	80	6	5,980	480	1970年
東 京 湾 ト ン ネ ル	矩 形 8.8×37.4	115	9	1,325	1,035	1975年
東 京 湾 第2 航路 横 断 ト ン ネ ル	矩 形 8.8×28.4	124	6	1,085	744	1980年 4月

(a) 衣浦港海底トンネル

衣浦港海底トンネルは、半田市と碧南市を結ぶ全長1,560mの二車線道路トンネルで、沈埋区間は480mであり、沈埋函6函で構成されている。沈埋函一函の全長は、80m、幅15.6m、高さ7.1mとなっている。

両岸の地表面に、軸直角方向、軸方向の加速度計、立坑及び沈埋函に19台の加速度計、沈埋トンネル中央部に1台の変位計、また沈埋函に1断面に対し3断面、計6台のひずみ計、及び沈埋函と立坑部にそれぞれ4本、計8本の鉄筋計を設置している。

(b) 扇島海底トンネル

扇島沈埋トンネルは、全長1,540mで、このうち、運河部の664.3mを沈埋工法で施工されている。沈埋エレメントは、3径間箱型断面の鋼殻エレメント6基よりなっており、その寸法は、幅21.6m×高さ6.9m×長さ110mである。トンネルは、K.P. -21mに埋設されており、その付近は、沖積層で、N値は、2～4にすぎない。

トンネル内には、強震計6台のほか、ひずみ計(10本)、鉄筋計(8本)を取り付けた。一方、周辺地盤の動的挙動も併せて観測する必要から、水江・東扇島の地表面にも強震計を設置し、さらに、東扇島の地表部(G.L. 0m)と地中部(G.L. -60m)にも、加速度計を設置した。なお、これらの計器に付帯するスタータ・増幅器・記録器などの計器は、東扇島立坑内の計測室の中に設置されている。

(c) 川崎港海底トンネル

川崎港海底トンネルは、京浜運河を横断して千鳥町と扇島(人工島)とを連絡している4車線道路用トンネルである。トンネルの全長は、1,160mでこの内840mが沈埋工法で建設された。沈埋工法で建設された区間は、8函の沈埋函(エレメント)で構成されている。おのおのの沈埋函の大きさは、幅が31m、高さが8.8m、長さが水平函(航路部)で100m、斜函(護岸部)で110mである。

地震計の数は7台、鉄筋計は10個、表面ひずみ計は6個で設置している。地震計の符号はP、鉄筋計と表面ひずみ計の符号は、OあるいはCのアルファベットを用いている。千鳥町及び扇島の地表面と地中にT U S S型(3成分)の地震計が設置されている。千鳥町側では、換気所より東側に約35m離れた地表面(+2.8mの箇所)と、同じ場所の-60.5mの箇所に地震計が埋設されている。また扇島側では、換気所より北西に約32m離れた地表面(+3.5mの箇所)と、同じ場所の-65.5mの箇所に地震計が埋設されている。沈埋トンネル内には、2号函、5号函及び7号函のほぼ中央にM T D H U - 3 C型(2成分)の地震計が設置されている。それぞれの地震計の成分の向きはトンネル軸線方向、直交方向及び上下方向(M T D H U - 3 C型にはない)である。

(d) 京葉線多摩川トンネル

京葉線多摩川トンネルは、羽田空港入口付近よりわずかに上流によった多摩川左岸より川崎まで、上流側にわずかに凸に湾曲して多摩川を横断する長さ80mのエレメント6基からなる沈埋トンネルである。トンネル断面は高さ約8m、幅約13mの卵形で各エレメントは剛に結合されている。土質は表面が河心部で約40m、川崎側で約10mの厚みの沖積層で、その下はよく締まった東京砂礫層である。

観測計器は川崎側のNo 2 及びNo 4 の各エレメントの1点でトンネル軸方向と、これと直角方向に水平に設置された合計4個の加速度計と各エレメントで2ヶ所、合計4ヶ所（トンネルの左右側壁に軸方向）に設置した8個のひずみ計である。

(e) 東京港海底トンネル

東京港トンネルは、東京港第一航路を横断する海底トンネルである。海底トンネル部分は、幅37.4m、高さ8.8m、長さ115mの沈埋函9函より成り、沈埋函相互は可撓性継手で連結されている。

地震観測は、4台の加速度計と11台のひずみ計により、地盤及びトンネルの加速度並びにトンネル左右側壁の軸方向ひずみを観測している。

(f) 東京港第二航路海底トンネル

東京港第二航路トンネルは、延長1,084.8m（沈埋部744m）の沈埋工法による海底トンネルである。沈埋部は、長さ124m（断面：幅28.4m、高さ8.8m）の鉄筋コンクリート製の沈埋函6函より成り、沈埋函相互は比較的剛性の小さい可撓性継手で連結されている。沈設位置の主要地質は、N値10程度の洪積粘性土である。

3成分の加速度計がトンネル両岸に各1個（A-2, A-4）地中（A.P.-51.2m）および函体内に1個ずつ合計4個設置されている。また、函体のひずみを1～3号函中央部において左右側壁で合計3ヶ所、函体間および函体－立坑間の継手の相対変位を左右側壁で合計7ヶ所で測定している。

(g) まとめ

沈埋トンネルも埋設管路と同様に線状（細長）構造物であることから、前項で述べたような知見が得られている。特に、沈埋トンネルにおいても、地震時に地盤内で自らの慣性力に起因する応答は示さずに周辺地盤の変形に概ね従う挙動を示している。そして応答変位法の適用の根拠となっている。

また、地震波の特性により検討が行われており次のような報告もなされている。

- ・震源までの距離が短いいわゆる直下型の地震で加速度値が大きい場合、曲げひずみが軸ひずみと比較して無視できない。
- ・沈埋トンネルから震源までの距離が長くマグニチュードの大きい地震では、比較的長周期成分の地震波が卓越し、速度振幅も大きい。このような地震に対しては軸ひずみが卓越する

(3) 地下空洞

地下発電所や山岳トンネルなど岩盤内に掘削された空洞が地震時に地上構造物のように甚大な被害を受けた例はきわめてまれである。一般に、堅固な岩盤内空洞の耐震安全性は高いと考えられている。

しかしながら、近年、計画や構想としてあがっている原子力発電所の地下立地、高レベル廃棄物用の岩盤空洞や、貯蔵用の地下備蓄等は、いままでより高い耐震性を要求される。そのために、地下の地震特性や岩盤空洞の地震時特性を把握する目的で、水力地下発電所や山岳トンネル等で地震観測が実施されている（表 6-16）。文献調査より、地下空洞の主な地震観測に関する文献リストを作成した（付表 6-4）。以降その概要について述べる。

表 6-16 地下空洞の主な地震観測場所

観 測 場 所	形 状 等	観測開始年月
鬼怒川発電所	空洞規模 幅19.5m、高さ35m、長さ46.2m	1963年
沼原発電所	空洞規模 幅22m、高さ45m、長さ131m	1977年12月
池原発電所	空洞規模 幅20m、高さ42.5m、長さ122m	1977年 4月
下郷発電所	空洞規模 幅22m、高さ45.5m、長さ171m	1981年12月
御母衣発電所	空洞規模 幅23m、高さ46m、長さ78m	1977年 8月
城山発電所	空洞規模 幅20m、高さ40m、長さ110m	1976年 7月
落合発電所	立型円筒ピット、直径15m、深さ22m	1983年 2月
菊間実証プラント	横穴水封式貯油槽、容量25,000kl	1981年12月
石塚トンネル	岩盤トンネル、全長4,670m、馬蹄形断面	1978年 4月
新宇佐美トンネル	岩盤トンネル、全長3,000m、円形	1983年 7月

(a) 沼原発電所

沼原発電所は、東京の北方約160km、那須岳西方の那珂川最上流に位置する純揚水式発電所である。発電所空洞は、地山被り約250mの地下に掘削され、その規模は、幅22m、高さ45m、長さ130mである。発電所周辺の基盤は花こう閃緑岩（ V_p 4.6km/sec）、地表部は第三紀中新世の凝灰岩（ V_p 2.3km/sec）である。

地震計は速度型換振器を用い、観測成分は地上・地下はそれぞれ加速度・変位3成分ずつ、地下空洞側壁は東西両側壁それぞれ変位3成分ずつ、合計18成分である。なお、地震計を設置している地上と地下の水平距離は約710m、標高差は約50mである。

(b) 下郷発電所

下郷発電所は、福島県西南部阿賀野川本流上流部に位置する純揚水式発電所である。発電所空洞は、地山被り約100mの地下に掘削され、その規模は、幅22m、高さ45.5m、長さ171mである。発電所周辺の地質は、主として閃緑岩（ V_p 2.6km/sec）と大戸層細粒砂岩（ V_p 2.3km/sec）より構成されている。

地震計は、地表部1ヶ所（S-11）、地下部6ヶ所（設置型2ヶ所〔S-9、S-10〕、埋設型4ヶ所〔S-1からS-4〕）、地下発電所側壁コンクリート内部4ヶ所（S-5からS-8、走行クレーンレール位置）の合計11ヶ所に配置している。また、観測成分は、1ヶ所当り3成分、すなわち、地下発電所長軸方向（X-X方向）、地下発電所短軸方向（Y-Y方向）、鉛直方向（Z-Z方向）とし、速度波を記録している。

(c) 城山発電所

城山発電所は、神奈川県北部、相川上流部に位置する純揚水式発電所である。発電所空洞は、地山被り約200mの地下に掘削され、その規模は、幅20m、高さ40m、長さ110mである。発電所周辺の地質は、中生代の小仏層群に属する千枚岩状粘板岩、砂岩及びそれらの互層より成っており、P波速度は、地下空洞周辺部で3.4～4.3km/sec、地表部で2.0km/secとなっている。

地震計（加速度換振器）は、C-1（地上事務所基礎）、C-2（地上の岩盤）、C-3（地上事務所屋上）、B-1（地下部）、A-1（地下発アーチ部梁上）、A-2（地下発電動機室床上）、A-3（地下発コンクリート床上）、A-4（地下発最下部コンクリート床上）の計8個所に設置され各点の観測成分は、X方向（地下発長軸方向（N44°E））、Y方向（地下発短軸方向（N46°W））、Z方向（鉛直方向）の3成分となっている。

(d) 落合発電所

落合発電所は、神奈川県足柄上郡山北町落合に位置する直径15m、深さ22mの立地地下式水力発電所である。発電所周辺の地質は、新第三起の変成岩類が分布しており、おもに $C_L \sim C_H$ 級の緑色片岩から成っている。

観測点はF-1測点として地上部（E L. 333.65m）の露頭岩盤部、F-2測点として地下部（E L. 315.00m）の円筒ビット底部である。各測点には発電所建屋の半径方向（R : N22°W）と鉛直方向（Z）の2成分の加速度計が設置されている。なお、F-1、F-2は平面的にみると、ほぼ同位置に設置されている。

(e) 菊間実証プラント

菊間実証プラントは、愛媛県菊間町に建設した容量25,000kℓの横穴水封式貯油槽であり、石油地下備蓄技術の実証を目的としている。建設地付近は低くならかな丘陵状を呈しており、大部分が花崗岩類より構成される。地表面～E L. 5m付近は風化層であり、それ以深は新鮮な岩盤が分布している。せん断波速度は貯油槽の周辺岩盤で2.6～2.8km/secとなっている。

地震計は、風化層内に3点9成分、貯油槽底部とほぼ同レベルのE L. 60m付近に4点12成分、最深部のE L. 103.41mに1点3成分の計8点24成分の加速度計が設置されている。また、風化層内にあるサービストンネルでは、2断面で14個のひずみ計が設置されており、トンネル軸方向及び周方向のひずみを観測している。

(f) 石塚トンネル

石塚トンネルは、岩手県釜石市に位置する、全長4,670mの馬蹄形断面の単線トンネルである。地震観測は坑口より550m入った区間で実施され、観測区間での土被り厚は110～140mで、表面約10mは鍾と表土で覆われている。地山は湧水の少ない安定した粘板岩からなり、室内の岩石試験でのせん断波速度及び一軸圧縮強度は、それぞれ2.7～3.6km/s、500～2,300kg/cm²（49～225MPa）である。

坑口（A4）及び岩盤内（A1～A3、A5）に計5点15成分の加速度計が設置された。岩盤内の4台の加速度計は、水平及び鉛直ボアホール内に設置され、それぞれ三角錘の頂点を構成するように配置されている。覆工コンクリートの内側表面に設置された13台のひずみ計（S1～S13）によって、トンネルの軸方向及び横断面の周方向のひずみを測定した。また12m間隔に設けられたコンクリートの打継目における軸方向の相対変位もあわせて測定した（S14）。

(g) 新宇佐美トンネル

伊東線新宇佐美トンネルは静岡県伊東市に新設される延長3,000mの単線トンネルである。内空断面は内径6mの円形断面でコンクリートの履工厚は30cmである。観測区間は坑口より約1,500m入った100m区間で、山の被り厚さは約260mである。観測区間はおもに変質玄武岩で構成されており、P波速度 V_p およびS波速度 V_s はそれぞれ2.3~3.2km/secおよび1.1~1.6km/secとなっている。

地震観測は宇佐美側坑口（加速度計1台）と観測区間（加速度計7台、トンネル履工部ひずみ計10台、岩盤内ひずみ計6台）で実施している。なお加速度計A-1~A-8の測定成分はX、Y、Zの三成分である。ここでX方向はトンネル軸方向（N13°23'35"E）、Y方向は鉛直角方向（S76°36'25"E）、Z方向は鉛直方向である。

(h) まとめ

地下発電所や山岳トンネルなど岩盤内の地震観測より、これまで得られた一つの大きな知見は、『岩盤内では、地表部に比べ地震動が小さい』ことが確認されていることである。このことは、岩盤内の耐震性が優れていることを裏付けるものである。各観測の主な結果以下に示す。

- ・ 深い地下発電所（沼原、城山）では、水平動の場合地上はの1/2~1/3以下に、上下動の場合は地下の1/1~1/2以下（ただし、地山被りが小さい場合は、地下での低減効果は地山被りの十分ある場合に比して小さくなる）。
- ・ 岩盤トンネルの場合も坑口の方が岩盤内より大きくなる傾向がみられ、石塚トンネルでは岩盤内の最大加速度は坑口での最大水平加速度の1/3~2/3、また最大鉛直加速度は1/3~1。
- ・ 菊間実証プラントにおいても地震波の増幅は健岩部ではわずかであり、地表面付近の風化層で急に増幅する。
- ・ 地下の地震動のスペクトル特性は、地上で卓越する短周期成分が低減され長周期化の傾向にある（沼原、城山）
- ・ 空洞の存在が周辺岩盤の応答性状に及ぼす影響は少ない。
- ・ 岩盤トンネルの変形モードは上下方向では対称の変形、水平方向では逆対称の変形が卓越する

(4) その他

前項までに述べた地下構造物の他にも、多くの機関によって地震観測が実施されている。地下タンクについてはここでは省くことにし、その他の地下構造物を対象とした地震観測に関する文献を調査した。観測が行われているのは主に線状構造物（シールドトンネル、共同溝等）であり、それらの文献リストを付表 6-5 に示す。横浜で実施されているシールドトンネルの地震観測の概要についてだけ以降述べる。

(a) 横浜（シールドトンネル）

横浜市内に建設された地中送電用シールド洞道（内径4500mm、RCセグメント）において、1983年より、地震観測が実施されている。観測地付近の地形は、溺れ谷となっており、洞道はこの地形を斜めに横断している。表層は、厚さ約20m、N値0～2の比較的均一な沖積粘土層、その下は、N値50以上の土丹層である。

洞道の測定断面は、A～Eの5断面で、各断面トンネルの軸方向と円周方向にひずみ計が設置されている。軸方向のひずみ計は、左右の側壁（ -90° 、 90° ）に、円周方向のひずみ計は、鉛直（ 0° ）、水平（ 90° ）及び斜め（ 45° ）の位置（C断面には -45° にも）に設置されている。

地盤中には、4地点（G.L. -1.5m 、 -5.0m 、 -12.6m 、 -29.8m ）に、3成分の加速度計が設置されている。

6. 4. 2 地盤のアレー観測

地盤動特性は、地震の発生機構や伝播経路及び地表面付近での局所的な地形・地盤条件によって強く影響される。しかし、これらの諸要因と地盤動特性との関係を把握するためには、散在する観測点による観測では不十分であり、特定地域の多数の強震計を系統的に配置する強震アレー観測が必要とされる。このような諸情勢を背景に1978年IAEE主催による強震アレー観測に関する国際会議が開催され、観測地域、観測方法、観測システムなどについて具体的な検討が行われた。我が国では、1980年4月に日本学術会議で『高密度強震観測の推進について』の勧告が提案及び可決され、同年5月に内閣総理大臣へ勧告された。

このような背景のもと、また、構造物の長大化により、その耐震設計において波動論的考慮の必要性により、官学民のいくつかの研究機関により独自のアレー観測が実施されつつある(表6-17)。文献調査より、主な地盤のアレー観測に関する文献リストを作成した(付表6-6)。以降その概要について述べる。

表 6 - 1 7 各機関による強震アレー観測場所

運 営 組 織	観 測 地 域	設 置 台 数		配 置 形 状	観測開始年月
		地表部	地中部		
建 設 省 土 木 研 究 所	土木研究所構内	9	11	十, L 字形	1979年 7月
	相 良	10	4	十 字 形	1982年 2月
	焼 津	12	3	十 字 形	1983年 3月
	沼 津	14	4	直線, 十字形	1984年 3月
	松 崎	11	4	直線と一点	1985年 3月
運 輸 省 港湾技術研究所	羽田空港内	6	4	直 線	1974年 4月
	横浜港大黒埠頭内	3	6	三 角 形	1980年 9月
東 京 大 学 生産技術研究所	生産技術研究所 千葉実験所構内	15	44	三 角 形 十 字 形	1982年 4月
岩盤強震アレー 観 測 委 員 会	関東, 伊豆半島 地域(東松山, 修善寺, 館山, 銚子)	2	14	三 角 形	1979年 6月
建 設 省 建 築 研 究 所	仙 台	11	22	格 子	1983年
京 都 大 学	川 崎 市 内	0	3	三 角 形	1984年 2月
東 京 大 学 地 震 研 究 所	駿 河 湾 相 模 湾	18	0	広範囲な地域 に散在	1983年
熊 谷 組	宮城, 福島県	0	22		1984年 9月
奥 村 組	奥村組技研内	2	10	三 角 形	1985年12月
竹 中 工 務 店	千葉県習志野	0	7	三 角 形	1986年

(1) 建設省土木研究所におけるアレー観測

建設省土木研究所では、1979年に土木研究所構内に強震アレー観測場を設置すると共に、静岡県駿河湾周辺の4地区に強震アレー観測場を設置している。

(a) 土木研究所構内における強震アレー観測

土木研究所の構内に、A、B、Cの3地区に強震計を配置している。A地区は一辺の長さが100mのクロスタイプの測線に沿って地表に7点、地表面下2mに1点、地表面下50mに5点の合計13点、B地区では長辺が100m、短辺が50mのL字形の測線に沿って、地表面下2mに1点、地表面下66mに4点、地表面下96mに1点の合計6点に強震計が設置されている。強震計の換振部は水平2成分、上下1成分からなる加速度変換型換振器である。換振器からのケーブルは、A、B両観測地区に各々設けられている中継用ステーションを経て強震観測処理室まで接続されている。なおC地区においては地表上の1点の観測のみである。

(b) 駿河湾沿岸における強震アレー観測

駿河湾沿岸の相良地区、焼津地区、沼津地区及び松崎地区の4地区において、強震アレー観測を実施している。

相良地区における強震アレー観測場は、静岡県榛原郡相良町内に展開されている。本地区は、駿河湾に注ぐ萩間川沿いの地区であり、萩間川の後背低地、駿河湾沿いの砂丘及び周辺丘陵から構成されている。強震計は、地表に合計10ヶ所に配置している。また、4ヶ所においては、地表の他に、相良層中に約5m貫入する位置（地下30～36m）にも地中地震計を配置している。

焼津地区における強震アレー観測場は、焼津市の北東部、東名高速道路日本坂トンネルの焼津側出口一帯に展開されている。強震計は、地表に合計12ヶ所配置している。地表の他に地表面下30m、63m及び112mの3ヶ所にも地中地震計を配置している。

沼津地区における強震アレー観測場は、沼津市の西部に位置し、愛鷹山の山裾から浮島ヶ原の低地を横断し、千本松原の砂丘に至る一帯に展開されている。強震計は、地表に合計14ヶ所配置している。地表面下4ヶ所に地中地震計を配置している。

松崎地区における強震アレー観測場は、静岡県賀茂郡松崎町南部の牛原山の山腹から松崎町の中心部に至る地域に展開されている。強震計は、地表に合計11ヶ所配置している。地表の他に原山の岩盤線に連なる2測点の地下5m及び40m位置、他の2測点の地表面下5m及び38mに地中地震計を配置している。

(2) 運輸省港湾技術研究所におけるアレー観測

運輸省港湾技術研究所では、東京湾域に、鉛直アレー一次元観測（久里浜、辰巳、船橋）、水平・鉛直二次元アレー観測（東京国際空港内）、及び三次元アレー観測（横浜港大黒地区）の3種類のアレー観測を実施している。

東京国際空港内において、地表に沿った延長2,500mにわたる線上に、500m間隔に6個の地震計、測点A、Eの地表下1mに各1個、同じく測点A、Eの洪積層の中に各1個、総数10個、地震計が配置されている。

横浜港大黒地区における三次元アレー観測の強震計は、平面的には辺長が205m、150m及び127mの三角形を構成するA、B、Cの3観測点から成り、各観測点においては、地表部、沖積粘性土層の中間部及び泥岩層中の3深度に強震計が配置されている。従って、強震計の総数は9台である。また、強震計の換振器には速度帰還型のサーボタイプ加速度計を使用しており、換振器からの信号は各観測点ごとに電磁オシログラフに記録される。

(3) 東京大学生産技術研究所におけるアレー観測

東京大学生産技術研究所では、同研究所千葉実験所構内において高密度強震観測を実施している。強震計の配置は、一辺約110mの三角形の観測点C₀、P₅、P₆から成るネットワークと、C₀を中心として5m離れた観測点（C₁、C₂、C₃、C₄）及び15m離れた観測点（P₁、P₂、P₃、P₄）から成るネットワークとにより構成されている。各観測点においては、深度1m、5m、10m、20m及び40mの位置に合計36台の地中地震計が設置されている。地震計の換振器にはせん断圧電素子型加速度計を使用しており、また、地震記録はデジタルデータレコーダに収録される。

(4) 岩盤強震アレー観測委員会におけるアレー観測

岩盤強震アレー観測委員会では、東松山、修善寺、館山及び銚子の4点で、一辺が約10kmの三角形となる大アレー観測を実施している。また、銚子を除く3地点では3～5点からなる辺長約500mの三角形アレーを地下10～74mの岩盤上部に設置し、地下約100mの岩盤深部の測点とともに加速度の観測を実施している。

(5) 建設省建築研究所におけるアレー観測

建設省建築研究所では、1983年より仙台地域において、強震アレー観測場の設置を進めている。また1987年からは全体計画に従って、官民共同体制のもと観測場の整備・記録の収集が行われている。

強震計は、仙台市をほぼ縦断する利府－長町構造線を挟んで、合計11ヶ所程度の観測点を設け、各観測点においては、地表面付近、深度20～30mの地点及び深度50～60mの地点の3ヶ所に地中地震計を設置する予定としている。換振器にはサーボ型加速度計を使用しており、また、地震記録は観測点ごとにデジタルデータレコーダに収録される。なお、強震計の起動時刻、最大加速度等は、公衆電話回線を通じて建設省建築研究所に自動的に通報される。

(6) 京都大学工学部

京都大学では、川崎市の日本鋼管(株)中央技術研究所渡田地区に強震計3台を川崎市内に設置し、三点アレー観測を実施している。

3台の強震計の直線距離は、①～②間が160.0m、②～③間が179.5m、③～①間が166.0mとなっており、三角形を形成している。3台の強震計設置場所の地盤は、ほぼ平坦な旧埋立地で、水平で規則的な地層を持つが、比較的軟弱な地質で構成されている。

(7) 東京大学地震研究所における強震アレー観測

東京大学地震研究所では、駿河湾沿岸の8観測点、伊豆半島中・東部及び伊豆大島の5観測点、小田原周辺の5観測点の合計18観測点において強震観測を実施している。このうち、小田原周辺以外の観測点においては、露頭岩盤(軟岩を含む)上に強震計を設置している。強震計の換振器にはサーボ型加速度計を使用しており、また、地震記録は強震計ごとにデジタルカセットテープに記録される。なお、一部の観測点を除いて、強震計の起動時刻、最大加速度等は、公衆電話回線を通じて東京大学地震研究所に自動的に通報される。

(8) 熊谷組におけるアレー観測

熊谷組では、宮城・福島県太平洋沿岸地区を対象として、アレー観測を実施している。

アレー観測網は、阿武隈花崗岩体の北側陥没盆地に位置する宮城県柴田町におけるセンターアレーと、柴田町からいわき市に至る太平洋沿岸地区にセンターアレーを補う為の8測点から成る強震アレーで、構成される。それぞれの観測網は、次の通りである。

(a) センターアレー

花崗岩層を基盤として地盤中を伝播する地震波動の特性を把握するための観測網である。地震計は、一辺約400mの正三角形を基本型とし立体的に地盤中に配置され、三角形の各頂点では、表面(G L - 2 m)と軟岩層上面(G L - 55 ~ 58 m)にそれぞれ2点、またその図心位置では、表面から深度400mの花崗岩層まで6点の合計12点に3成分埋設用速度型地震計が置かれている。なお、図心位置の軟岩層と花崗岩層上面の2点に3成分埋設用加速度計も併設されている。

(b) 強度アレー

地形変化や地質構造変化の幾つかの要点に3成分加速度型強震計が、1台ずつ設置されセンターアレーに到達するまでに地震波がその伝播過程で受ける変化を捕らえるようにしている。設置はいずれも地表で、全観測点の地盤種別は、花崗岩地盤4ヶ所、軟岩地盤3ヶ所、沖積層地盤1ヶ所である。

(9) 奥村組におけるアレー観測

奥村組では、技術研究所内に強震アレー観測を実施している。

アレー観測網は、3次元6自由度振動台の基礎中心を含む平面形状が約100mの辺長をもつ三角形から構成される。最深部の地震計がGL-150mに埋設されたシステムである。

観測網の特長は、密に配置された地震計の他に土圧計、間隙水圧計を配置し、地震時における地盤の挙動に加えて、地盤と基礎との間に働く動土圧の大きさ、間隙水圧の蓄積・消散過程を観測している点である。

(10) 竹中工務店によるアレー観測

竹中工務店では、千葉県習志野市において一辺約200mの立体アレー地震観測を実施している。観測地点は下総台地の南西端部に位置し、その地盤は関東ローム・常総粘土層及びGL-7m以深の下総層群（ほとんどが砂層）から構成されている。立体アレーは、7測点で構成されており、各測点とも3成分（NS、EW、UD）のサーボ型加速度計が埋設されている。

(11) まとめ

地中の地震観測は、これまで、地震動の主要部分の特性に支配的な影響をもつ地盤震動の解明が主要課題であり、表層地盤の増幅特性及び構造物との相互作用に着目した鉛直アレー観測が多く行われてきている。

前項までに述べた水平アレー観測は、地震の発生機構・地震伝播特性・地表面付近での局所的な地形・地盤条件の解明が主要課題である。この研究の歴史は浅く、現在各機関で势力的に実施されつつあるもので、地震波の蓄積検討により、今後研究に待つところが多い。

大深度あるいは大規模地下構造物の耐震設計法を行う上で、これらのデータは貴重な資料となりうるだろう。

6.5 現状のまとめと今後の方針

以上、地下構造物の地震荷重の観点から、主に文献調査を中心に現行の耐震規定・震害・地中の地震観測の現状について調査を行い各項目について取りまとめた。

耐震技術の既往研究の動向を調べるためJICSTにより文献数の調査を行った。その結果、地下構造物に対する耐震性の要求は地上構造物のそれに比べて約半分であり、また原子力構造物に対する耐震性の要求が特に多いことがわかった。地下構造物の中では特にライフラインに多い地下埋設管などの線状構造物に対して耐震関係の研究が多く行われており、一方、地下街や地下駐車場といった幅の広い構造物に対する研究はあまり行われていないことがわかった。

現行の耐震規定については、地震荷重に注目してその取扱いについて調査した。この結果、線状構造物を対象とした耐震規定は多いが、平面的に広がりを持つ構造物や支持層を貫く様な構造物に対する耐震規定は少なく、地中震度や地震基盤面の設定法等に対して検討が必要とされる。

震害については、文献により、鉄道トンネルの震害について調査した結果、震害の多くは断層運動かそれによる地盤変状による震害が多く占めるとともに、近代的な覆工を施したトンネルの例が少ないことがわかった。さらに、震害事例の多くが岩盤トンネルであり、軟質な地盤中の地下構造物の震害事例が少なく、震害からは構造物に作用する地震時の地震荷重を推定することは困難であることがわかった。地震観測や実験あるいは地震時の工事中坑内観察者の体験談などが地震時の挙動を推定する上で重要であると考えられる。

地中の地震観測についても、文献調査より、既往の観測について調査し、地震観測の現状を取りまとめた。これらの地震観測は大規模あるいは大深度地下構造物の耐震設計を検討する上で貴重なデータとなりうるものと考えられる。

今後、大深度あるいは大規模地下構造物の耐震設計法の研究課題の一つとして、特に、平面的に広がりを持つ構造物や支持層相当層を貫く様な構造物に対して、地中震度や地震基盤面の設定に対する問題があげられる。このためには、解析と実験及び地中構造物や地盤アレーの地震観測結果を検討する必要があると考えられる。

付属資料－1 文献リスト

付表 6－1 -----地下構造物の震害事例の文献リスト

付表 6－2 -----地中地震観測（埋設管路）の文献リスト

付表 6－3 -----地中地震観測（沈埋トンネル）の文献リスト

付表 6－4 -----地中地震観測（地下空洞）の文献リスト

付表 6－5 -----地中地震観測（その他）の文献リスト

付表 6－6 -----地中地震観測（地盤のアレー観測）の文献リスト

付表 6 - 1 地下構造物の震害事例の文献リスト

NO	論文名	著者	出典	年度	備考
1	伊豆大島近海地震による被害(1) - 鉄道トンネルの例 -	小野田耕治, 楠山豊治, 吉川恵也	トンネルと地下, 第9巻6号	1978	
2	伊豆大島近海地震による被害(2) - 道路トンネルの例 -	今田 徹	トンネルと地下, 第9巻7号	1978	
3	1978年伊豆大島近海の地震 1. 鉄道施設の被害調査概況	森野亮宏, 吉川恵也, 吉岡 修, 鬼頭 誠, 土屋 敬, 三浦 重, 梅原俊夫, 神山立男	鉄道土木, 第20巻6号	1978	
4	鉄道トンネルの震災事例調査	吉川恵也	鉄道技術研究報告 NO. 1123	1979	
5	鉄道トンネルの震災事例調査	吉川恵也	鉄道技術研究資料, 第37巻5号	1980	
6	地震断層による鉄道トンネルの被害	吉川恵也	土と基礎, 第30巻3号	1982	
7	Earthquake Damage to Railway Tunnels in Japan	K.Yoshikawa, G.Fukuchi	Adv.Tunnel Technol.& Subsurf.Use, Vol 4, No.3	1984	
8	鉄道トンネルの震災と地震対策	吉川恵也	トンネルと地下, 第15巻8号	1984	
9	伊豆急行・稲取トンネルの震害と復旧	楠山豊治	セメント・コンクリート, No. 439	1983	
10	震災を被ったメキシコ市とフェニックス市の地下関連構造物を調査して	'86メキシコトンネル技術調査団	トンネルと地下, 第17巻4号	1986	
11	Damage to Rock Tunnels from Earthquake Shaking	C.H.Dowding, A.Rozen	Proc. of ASCE, Vol.104, No.GT2	1978	
12	Earthquake Response of Caverns : Empirical Correlations and Numerical Modeling	C.H.Dowding	1985 Rapid Excav. Tunn. Conf. Vol.1	1985	

付表 6 - 2 (a) 地中地震観測 (埋設管路) の文献リスト

NO	論文名	著者	出典	年度	備考
1	地中埋設管路の地震時挙動に関する研究	西尾宣明, 宇梶忠雄, 塚本克良	第5回日本地震工学シンポジウム	1978	
2	埋設管路の地震時応力に関する研究 (第1報)	西尾宣明, 加室 昂, 米山 潔, 宇梶忠雄, 高木貞人, 塚本克良, 飯村正一, 鹿野浩一, 山田 進	東京瓦斯技術研究所報告 第22号	1977	
3	埋設管路の地震時応力に関する研究 (第2報)	西尾宣明, 米山 潔, 宇梶忠雄, 塚本克良, 羽村 淳	東京瓦斯技術研究所報告 第24号	1979	
4	埋設管路の地震時挙動観測	小軽米松太郎, 大沢章宏, 山路忠雄, 岩本利行, 若井伸彦	水道協会雑誌, 第53巻第10号	1984	八戸
5	八戸市白山浄水場内配管における耐震ダクティル管路の地震時の挙動	小軽米松太郎, 北条貞宗, 桜井祥己	土木学会第32回年次学術講演会概要集	1977	八戸
6	八戸市白山浄水場系配水幹線の耐震ダクティル管路の地震時挙動観測	小軽米松太郎, 北条貞宗, 岩本利行	第5回日本地震工学シンポジウム	1978	八戸
7	八戸市白山浄水場内配管に於ける耐震ダクティル管路の地震時の挙動	小軽米松太郎, 北条貞宗, 桜井祥己	第5回日本地震工学シンポジウム	1978	八戸
8	八戸市下長地区に於ける耐震ダクティル管路の地震時挙動観測	小軽米松太郎, 北条貞宗, 若井伸彦	第15回地震工学研究発表会講演集	1979	八戸
9	耐震ダクティル管路の地震時挙動観測 (伝播速度と地盤ひずみについて)	小軽米松太郎, 北条貞宗, 若井伸彦	土木学会第35回年次学術講演会概要集	1980	八戸
10	地震波の伝播と地盤ひずみ及びダクティル管路の挙動に関する実測的考察	北条貞宗, 岩本利行, 若井伸彦	第16回地震工学研究発表会講演集	1981	八戸
11	耐震ダクティル管路の地震時挙動観測 (地盤ひずみと伝播速度)	岩本利行, 若井伸彦, 山路忠雄	第6回日本地震工学シンポジウム	1982	八戸
12	埋設管路の地震時挙動観測 (地盤ひずみと伝播速度)	岩本利行, 若井伸彦, 山路忠雄	第17回地震工学研究発表会講演集	1983	八戸
13	地震時の埋設ダクティル管路と地盤ひずみの挙動観測	岩本利行, 山村佳裕, 北条貞宗	第18回地震工学研究発表会講演集	1985	八戸
14	埋設管路の地震時ひずみ発生機構に関する二、三の考察	大石 博, 関口宏二	土木学会論文集第350号/I-2	1984	南渡田

付表 6 - 2 (b) 地中地震観測 (埋設管路) の文献リスト

NO	論文名	著者	出典	年度	備考
15	埋設水道管路の地震時挙動観測	関口宏二, 大石 博, 浅田博司	土木学会第37回年次学術講演会概要集	1982	南渡田
16	埋設管路の地震観測と応答解析	大石 博, 関口宏二	第6回日本地震工学シンポジウム	1982	南渡田
17	埋設鋼管路の地震時挙動観測と耐震設計 (I)	藤岡 宏, 西塚正美, 高橋将憲	水道協会雑誌第550号	1980	南渡田
18	埋設鋼管路の地震時挙動観測と耐震設計 (II)	藤岡 宏, 西塚正美, 高橋将憲	水道協会雑誌第552号	1980	南渡田
19	埋設管と地盤の地震時ひずみ観測 (東京大学生産技術研究所における観測体制)	片山恒雄, 佐藤暢彦, 岩本利行, 中村正博	土木学会第38回年次学術講演会概要集	1983	東大生研
20	東京大学生産技術研究所における地下埋設管の地震観測例	佐藤暢彦, 片山恒雄, 大保直人, 岩本利行, 中村正博	土木学会第39回年次学術講演会概要集	1984	東大生研
21	長野県西部地震における埋設管のひずみと波動伝播	佐藤暢彦, 片山恒雄, 大保直人, 中村正博, 岩本利行	土木学会第40回年次学術講演会概要集	1985	東大生研
22	埋設管の実測地震時ひずみと地震動特性に関する一考察	片山恒雄, 佐藤暢彦, 中村正博, 岩本利行, 大保直人	土木学会第41回年次学術講演会概要集	1986	東大生研
23	地震動と埋設管のひずみに関する実測的検討	佐藤暢彦, 中村正博, 岩本利行, 大保直人	第7回日本地震工学シンポジウム	1986	東大生研
24	地震動加速度と埋設管のひずみの大きさに関する一考察	佐藤暢彦, 片山恒雄, 中村正博, 岩本利行, 大保直人	土木学会第42回年次学術講演会概要集	1987	東大生研
25	千葉県東方沖地震における埋設管ひずみ記録の一例	佐藤暢彦, 片山恒雄, 岩本利行, 大保直人, 中村正博	土木学会第43回年次学術講演会概要集	1988	東大生研
26	埋設管路の三次元的地震時挙動観測 (I)	鎌田展雄, 大石 博	水道協会雑誌第53巻第7号	1984	下町

付表 6 - 2 (c) 地中地震観測 (埋設管路) の文献リスト

NO	論文名	著者	出典	年度	備考
27	埋設管路の三次元的地震時挙動観測 (II) - 立坑近傍の埋設管路の地震時挙動解析 -	鎌田展雄, 大石 博	水道協会雑誌第55巻第3号	1986	下町
28	埋設管路の三次元的地震時挙動観測 (III) - 三次元アレー観測による表面波の位相速度と下町配水幹線の耐震性の検討 -	鎌田展雄, 大石 博, 関口宏二	水道協会雑誌第56巻第5号	1987	下町
29	横須賀市下町配水幹線の三地点同時地震観測	関口宏二, 鎌田展雄, 大石 博	土木学会第39回年次学術講演会概要集	1984	下町
30	立坑近傍の埋設管路の地震時挙動解析	関口宏二, 鎌田展雄, 大石 博	土木学会第40回年次学術講演会概要集	1985	下町
31	三次元アレー地震観測により得られた表面波の位相速度	関口宏二, 鎌田展雄, 大石 博	土木学会第18回年次学術講演会概要集	1985	下町
32	大規模宅地造成地盤に埋設された導管の地震時挙動観測	浅野照雄, 西尾宣明, 塚本克良	土木学会第37回年次学術講演会概要集	1982	南光台
33	丘陵地大規模宅地造成地盤における埋設管の地震時挙動観測	西尾宣明, 塚本克良	土木学会第38回年次学術講演会概要集	1983	南光台
34	丘陵宅地造成地盤における埋設管の地震時挙動	塚本克良, 西尾宣明, 羽村 淳	土木学会第40回年次学術講演会概要集	1985	南光台

付表 6 - 3 (a) 地中地震観測 (沈埋トンネル) の文献リスト

NO	論文名	著者	出典	年度	備考
1	衣浦港海底トンネル地震応答観測および動的応答計算	清宮 理, 中山茂雄, 土田 肇	港湾技研資料, No. 221	1975	衣浦
2	扇島沈埋トンネルの地震時挙動	平井康善, 大石 博	第15回地震工学研究発表会講演集	1979	扇島
3	沈埋トンネルに発生する地震時のひずみ	大石 博, 関口宏二	土木学会第39回年次学術講演会概要集	1984	扇島
4	川崎港海底トンネルでの地震応答観測と応答解析	清宮 理, 西沢英雄, 横田 弘	港湾技術研究所報告, Vol. 22, No. 3	1983	川崎
5	沈埋トンネル横断面の地震地のひずみ特性	清宮 理, 西沢英雄, 横田 弘	第20回土質工学研究発表会講演概要集	1985	川崎
6	沈埋トンネル横断面の地震応答	清宮 理, 千葉照男, 横田 弘	第21回土質工学研究発表会講演概要集	1986	川崎
7	Dynamic Behavior of a Submerged Tunnel during Earthquakes	Choshiro Tamura, Shunzo Okamoto, Masanori Hamada	Report of the Institute of Industrial Science, the University of Tokyo, Vol. 24, No. 5	1975	多摩川
8	トンネルの地震観測	田村重四郎, 岡本舜三, 加藤勝行	第5回日本地震工学シンポジウム	1978	多摩川
9	沈埋トンネルの地震観測記録と応答計算結果の比較	田村重四郎, 加藤勝行, 木戸義和	土木学会第37回年次学術講演会概要集	1982	多摩川
10	沈埋トンネルの地震観測と数値解析	矢作 柁, 西山啓伸, 浜田政則, 泉 博充	第5回日本地震工学シンポジウム	1978	東京
11	沈埋トンネルの地震観測	丸山真佐雄, 矢作 柁, 浜田政則	土木学会第33回年次学術講演会概要集	1978	東京
12	やや長周期の地震波動による沈埋トンネルの地震時応力	志波由起夫, 恵谷舜悟, 泉 博充	土木学会第36回年次学術講演会概要集	1981	東京
13	表面波による沈埋トンネルの地震時挙動	石田 修, 泉 博充, 志波由起夫, 田崎信一, 和田克哉	第18回地震工学研究発表会講演集	1985	東京
14	長野県西部地震による沈埋トンネルの地震時ひずみ	志波由起夫, 泉 博充, 和田克哉	土木学会第40回年次学術講演会概要集	1985	東京

付表 6 - 3 (b) 地中地震観測 (沈埋トンネル) の文献リスト

NO	論文名	著者	出典	年度	備考
15	近接した二つの海底トンネルにおける地震観測と考察	浜田政則	第17回地震工学研究発表会講演集	1983	東京, 東京第二
16	近接した二つの海底トンネルにおける地震観測と考察	浜田政則, 志波由起夫	土木学会第38回年次学術講演会概要集	1983	東京, 東京第二
17	東京湾第二航路海底トンネルの地震観測	七久保操, 恵沢厚治郎, 前田 宏	土木学会第36回年次学術講演会概要集	1981	東京第二
18	東京港第二航路海底トンネルの地震観測と応答解析	池田智学, 坂本光嗣, 前田 宏, 内藤政昭	第6回日本地震工学シンポジウム	1982	東京第二
19	東京港第二航路海底トンネルの地震応答解析	坂本光嗣, 池田智学, 内藤政昭	土木学会第37回年次学術講演会概要集	1982	東京第二
20	沈埋トンネルの地震応答解析法の一試案	泉 博充, 志波由起夫, 岩野政浩, 池田智学	第17回地震工学研究発表会講演集	1983	東京第二
21	東京湾第二航路海底トンネルの耐震継手バネ定数について	坂本光嗣, 池田智学, 内藤政昭	土木学会第38回年次学術講演会概要集	1983	東京第二
22	東京湾第二航路海底トンネルの地震観測 (続報)	山田 豊, 加藤正悟, 長沼哲夫	土木学会第39回年次学術講演会概要集	1984	東京第二
23	東京湾第二航路海底トンネルにおける地震時地盤ひずみの影響について	山田 豊, 穴沢雄治, 長沼哲夫	土木学会第40回年次学術講演会概要集	1985	東京第二

付表 6 - 4 (a) 地中地震観測 (地下空洞) の文献リスト

NO	論文名	著者	出典	年度	備考
1	地下空洞の地震時挙動観測例	市川芳忠, 有賀義明	第15回地震工学研究発表会講演集	1979	沼原
2	地下における地震動特性	有賀義明, 市川芳忠, 橋本龍男	土木学会第34回年次学術講演会概要集	1979	沼原
3	沼原地震記録による地下地震動特性-伝達関数・応答スペクトル-	有賀義明, 清水秀昭, 市川芳忠	土木学会第35回年次学術講演会概要集	1980	沼原
4	沼原地震記録による地下地震動特性-スペクトル強度-	有賀義明, 青木信也, 市川芳忠	土木学会第36回年次学術講演会概要集	1981	沼原
5	地下空洞の地震時挙動観測例-その2-	市川芳忠, 有賀義明, 青木信也	第16回地震工学研究発表会講演集	1981	沼原
6	沼原地震記録による地下地震動特性-主に波形処理について-	青木信也, 市川芳忠, 青木信也	土木学会第37回年次学術講演会概要集	1982	沼原
7	沼原地震記録による地下地震動特性-応答スペクトル形状-	有賀義明, 堀正幸, 市川芳忠	土木学会第38回年次学術講演会概要集	1983	沼原
8	地下空洞の地震時挙動観測例-その3-	有賀義明, 堀正幸, 市川芳忠	第17回地震工学研究発表会講演集	1983	沼原
9	地下地震動の応答スペクトル低減特性について	有賀義明, 多賀宗紀	土木学会第42回年次学術講演会概要集	1987	沼原
10	地下空洞における地震観測 (下郷地下発電所)	有賀義明, 堀正幸	土木学会第39回年次学術講演会概要集	1984	下郷
11	地下発電所における地震動シミュレーション解析	有賀義明, 堀正幸	土木学会第40回年次学術講演会概要集	1985	下郷
12	地下発電所空洞における地震観測	駒田広也, 林正夫, 堀田光	土木学会論文報告集 第309号	1981	城山
13	地下発電所空洞周辺における地震観測	駒田広也, 林正夫, 堀田光	第16回地震工学研究発表会講演集	1981	城山
14	地下発電所空洞の地震観測とその解析	林正夫, 駒田広也	第6回日本地震工学シンポジウム	1982	城山
15	地下式原子力発電所の耐震性検討	駒田広也, 日比野敏	NO. 193 電力土木	1984	城山
16	近距離強地震観測による岩盤内半地下発電所の地震時挙動	駒田広也, 日比野敏, 江川順一郎	土木学会論文報告集 第358号/III-3	1985	落合

付表 6 - 4 (b) 地中地震観測 (地下空洞) の文献リスト

NO	論文名	著者	出典	年度	備考
17	石油地下備蓄施設における地震観測と解析	竹脇尚信, 青木謙治, 吉村 隆, 花村哲也, 田島孝也	第7回日本地震工学シンポジウム	1986	菊間
18	岩盤トンネルにおける地震観測	杉原 豊, 浜田政則, 横山正義	土木学会第34回年次学術講演会概要集	1979	石塚
19	岩盤トンネルにおける地震観測と解析	杉原 豊, 浜田政則, 石田 修	土木学会第35回年次学術講演会概要集	1980	石塚
20	岩盤内構造物の地震時挙動	横山正義, 杉原 豊, 浜田政則, 泉 博充, 石田 修	第16回地震工学研究発表会講演集	1981	石塚
21	岩盤内空洞の地震時挙動と耐震設計について	浜田政則, 泉 博充, 志波由起夫, 岩野政浩	第6回日本地震工学シンポジウム	1982	石塚
22	岩盤内空洞の地震時挙動観測と考察	浜田政則, 杉原 豊, 志波由起夫, 岩野政浩	土木学会論文報告集 第341号	1984	石塚
23	岩盤内空洞の地震時ひずみの解析と耐震設計	浜田政則, 泉 博充, 岩野政浩, 志波由起夫	土木学会論文報告集 第341号	1984	石塚
24	地震時における岩盤内動ひずみの算定についての一考察	岩野政浩, 泉 博充, 村野正明	土木学会第39回年次学術講演会概要集	1984	石塚
25	岩盤内深部における地震動の三次元特性と空洞の地震時挙動 -新宇佐美トンネルにおける観測事例-	山口靖紀, 辻田 満, 脇田和武, 新井伸夫	第18回地震工学研究発表会講演集	1985	新宇佐美
26	SEISMIC BEHAVIOR OF A ROCK TUNNEL	Yasuki YAHAGUCHI, Mitsuru TSUJITA, Kazushi WAKITA	Proc. of JSCE No.374/I-6	1986	新宇佐美
27	山岳トンネルにおける空洞および周辺岩盤の地震時挙動 -空洞のひずみと周辺岩盤の挙動の関係について-	山口靖紀, 辻田 満, 脇田和武	第7回日本地震工学シンポジウム	1986	新宇佐美

付表 6 - 5(a) 地中地震観測 (その他) の文献リスト

NO	論文名	著者	出典	年度	備考
1	トンネル内の地震記録から求めたひずみの伝播特性の一例	田村重四郎, 前田 弘, 田部井雅弘, 鈴木猛康	土木学会第40回年次学術講演会概要集	1985	
2	鳥島近海地震におけるシールド洞道のひずみ伝播特性について	鈴木猛康, 桑原弘昌, 田村重四郎	土木学会第41回年次学術講演会概要集	1986	
3	鳥島近海地震におけるシールド洞道の軸ひずみ分布について	桑原弘昌, 鈴木猛康, 田村重四郎	土木学会第41回年次学術講演会概要集	1986	
4	EARTHQUAKE OBSERVATION AND RESPONSE ANALYSIS OF SHIELD TUNNEL	Takeyasu Suzuki, Choshiro Tamura Iltiroshi Maeda	第7回日本地震工学シンポジウム	1986	
5	地盤の上下動にともなうシールド洞道の断面変形について	竹内信次, 鈴木猛康, 田村重四郎	土木学会第42回年次学術講演会概要集	1987	
6	地盤の上下動にともなうシールド洞道の断面変形について (その2)	竹内信次, 田村重四郎	土木学会第43回年次学術講演会概要集	1988	
7	シールドトンネル直線部の動的挙動について	大保直人, 永井文男, 林 和生	土木学会第43回年次学術講演会概要集	1988	
8	シールドトンネル分岐管の地震観測	鈴木崇伸, 中野雅弘, 藤橋一彦	土木学会第42回年次学術講演会概要集	1987	
9	埋設構造物の地震時に於ける動的挙動について (その1)	小牧昭三, 大竹健司	土木学会第39回年次学術講演会概要集	1984	
10	埋設構造物の地震時に於ける動的挙動について (その2)	小牧昭三, 大竹健司, 中野浩之, 小川 好	土木学会第40回年次学術講演会概要集	1985	
11	埋設構造物の地震時に於ける動的挙動	小牧昭三, 中野浩之, 大竹健司	第18回地震工学研究発表会講演集	1985	
12	多質点系モデルによる埋設水路の地震時ひずみの解析	小牧昭三, 中野浩之, 音田 功	土木学会第43回年次学術講演会概要集	1988	
13	地質急変部におけるシールド洞道の地震時挙動	土山茂希, 早川 誠, 坪井和弘, 近藤満男, 谷口仁士	土木学会第42回年次学術講演会概要集	1987	
14	とう道の地震時挙動観測について	藤橋一彦, 中野雅弘, 沢橋剛志	土木学会第39回年次学術講演会概要集	1984	

付表 6 - 5 (b) 地中地震観測 (その他) の文献リスト

NO	論文名	著者	出典	年度	備考
15	とう道の地震時挙動観測について (その2)	梶本俊彦, 中野雅弘, 沢橋剛志	土木学会第40回年次学術講演会概要集	1985	
16	地下管路の地震時挙動観測について	梶本俊彦, 奥村 強, 吉川直樹	土木学会第37回年次学術講演会概要集	1982	
17	地下管路の地震時挙動観測について (その2)	梶本俊彦, 奥村 強, 沢橋剛志	土木学会第38回年次学術講演会概要集	1983	
18	地下管路の地震時挙動観測について	梶本俊彦, 中野雅弘, 沢橋剛志	第18回地震工学研究発表会講演集	1985	

付表 6 - 6. 地中地震観測 (地盤のアレー観測) の文献リスト

NO	論文名	著者	出典	年度	備考
1	土木研究所における高密度強震観測および記録の解析	大久保忠良, 荒川直士, 川島一彦	第6回日本地震工学シンポジウム	1982	土研
2	土木研究所における高密度強震観測	佐々木 康, 田村敬一, 相沢 興, 高橋和之	土木技術資料, 第28巻, 第1号	1986	土研
3	2次元アレーによる地震動の観測と解析 (第1報) - 1977年6月4日東京湾北部の地震 -	土田 肇, 井合 進, 倉田栄一	港湾技術研究所報告, 第22巻, 第2号	1983	港研
4	Observation of earthquake motions by instrument arrays in ports area and preliminary analyses	土田 肇, 野田節男, 井合 進, 倉田栄一	第6回日本地震工学シンポジウム	1982	港研
5	Ground strain measurements by a very densely located seismometer array	片山恒雄, 佐藤暢彦	第6回日本地震工学シンポジウム	1982	東大生研
6	岩盤における強震アレー観測	表 俊一郎, 太田外気晴	第6回日本地震工学シンポジウム	1982	岩盤アレー
7	各種地盤における高密度強震観測 (その1 - 全体概要)	北川良和, 山崎 裕, 水野二十一, 大川 出, 大橋雄二, 鹿嶋俊英	日本建築学会大会学術講演梗概集	1987	建研
8	絶対時刻強震計による三点アレー観測と地盤ひずみの推定	中西伸二, 山田善一, 家村浩和, 伊津野和行, 黒沢 亘	第18回地震工学研究発表会講演集	1985	京大
9					
10	宮城・福島県の太平洋沿岸地区における高密度アレー地震観測システムの概要	清水昭男, 阿部健一, 柳沢栄司, 神山 真	土木学会第40回年次学術講演会概要集	1985	熊谷
11	高密度地震観測網による地震動観測システム	杉本博史, 荒野政信, 石井敏之, 岩崎浩生, 安井健二	奥村組技術研究年報No.12	1986	奥村
12	立体アレー観測によるやや長周期地震動の波動伝播特性	天池文男, 小林喜久二, 阿部康彦, 慈通順一	日本建築学会大会学術講演梗概集	1987	竹中

付属資料-2 文献抄録

文献番号	地中地震観測（埋設管路）-NO. 14				
論文名	埋設管路の地震時ひずみ発生機構に関する二、三の考察				
著者 （所属）	大石 博、関口 宏二（日本鋼管㈱）				
出典	土木学会論文集第350号/I-2 pp. 227~236、1984年10月				
キーワード	地震観測、地中埋設物、埋設管、耐震設計				
図数	24	表数	4	参考文献数	12
【抄録】 埋設管路の地震時挙動、特に、管体のひずみ発生機構の把握のため、1977年より、埋設管路の地震観測を実施している。観測開始以来、20数個の地震波が観測され、その中には、東京・横浜で震度Ⅳ以上の地震波も、6個含まれている。ここでは、宮城県沖地震（1978.6.12）、伊豆半島東方沖地震（1980.6.29）、千葉県中部地震（1980.9.25）の3つの地震に関し、波動論的立場より地盤の波動伝播特性と管体のひずみ発生機構との関係について、検討を加えている。さらに表面波を考慮した埋設管路の地震応答解析法の有効性について、各種検討を加えている。得られた主な結果は次の通りである。 (1) 宮城県沖地震において、波形前半は、表面波と実体波が混在した波形であり、波形後半は、表面波が卓越している。伊豆半島東方沖地震において、波形前半は実体波、波形後半は、表面波が卓越している。また、千葉県中部地震は、ほとんど実体波成分と考えられる (2) 表面波成分、または、みかけ上水平方向に伝播するS波が卓越する場合、埋設管路に発生する軸ひずみ波形は、地盤の速度波形によく類似する。地盤の不規則性による振動性状の差異により、軸ひずみが発生しているとき、軸ひずみ波形と地盤の速度波形は、あまりよい類似を示さない。 (3) 埋設管路に発生する地震時ひずみには、実体波に依存する成分と、表面波に依存する成分とがある。つまり、埋設管路の耐震性を検討する場合、実地波のみならず表面波に関する考慮が、必要である。 (4) 宮城県沖地震のように、表面波と実体波が混在しているが、表面波成分が卓越している場合、表面波の影響を考慮した埋設管路の地震応答解析法は、非常に有効な解析手法である。 (5) 伊豆半島沖地震のように、表面波・実体波の両性分を含み、かつ周波数領域において簡易に表面波と実体波に分離できる場合、表面波に関する解析法と実体波に関する解析法とを併用するとき、管体ひずみの発生を、よくシミュレートすることができる。 (6) 千葉中部地震のように、衝撃的な実体波が卓越する場合、高次モードを考慮しても、表面波に関する解析法により観測波形を、シミュレートすることはできない。 (7) 表面波が伝播する場合においても、地盤の不規則性により、地盤ひずみが増幅される場合がある。					

文献番号	地中地震観測（沈埋トンネル）-NO. 4				
論文名	川崎港海底トンネルでの地震応答観測と応答解析				
著者 （所属）	清宮 理、西沢英雄、横田 弘（運輸省港湾技術研究所）				
出典	港湾技術研究所報告第22巻、第3号、pp. 253-299、1983年9月				
キーワード	地震観測、沈埋トンネル、応答解析、耐震設計				
図数	81	表数	6	参考文献数	28
【抄録】 川崎港海底トンネルでは、沈埋トンネルの地震時の安全性の確認、設計手法の妥当性の検証のため、1979年10月以来地震観測を実施している。観測開始以来、1982年まで、14個の地震波記録が取得された。本論文では、観測された地震波記録の解析及び質点系モデルによる動的応答計算を行い、当沈埋トンネルの地震時の振動特性を調べた。得られた結果は次のとおりである。 （地震応答観測から得られた結論） (1) 地震時に川崎港海底トンネルに生じる最大ひずみ量（ϵ）と、地震の諸元（マグニチュード（M）と震央距離（Δ）との関係を整理した、当トンネルでのこれらの諸量間の関係は、次式でおおよその近似ができる。 $\log_{10} \epsilon / 10^{-6} = 0.52M - 1.36 \log_{10} \Delta - 0.12$ また川崎港海底トンネル周辺の表層地盤に生じた最大加速度（α）と最大ひずみ量（ϵ）との比 ϵ / α をとると、マグニチュードが大きくかつ震央距離が長い地震ではこの比の値が、いわゆる直下型の地震（衝撃的な数波の地震波がほぼ真下から沈埋トンネルに到着する場合）よりも大きいことがわかった。 (2) 直下型の地震では、地震波動の主要動部の区間に最大ひずみ量が生じ、主要動部をすぎるとひずみ波の振幅は小さくなる。一方震央距離が深度と比較して長い地震では、主要動部を少し過ぎた部分に最大ひずみ量が生じ、ひずみ波形の振幅は、その後もあまり減衰しない。 (3) 沈埋トンネル軸線沿いの工学的基盤内で980m離れた2地点間で取得された地震波形では、地震波が一方から他方へ見掛け上伝播する現象が見られた。相互相関係数等を計算してこの見掛け上の伝播速度を求めると、大方千数百m/s以上と速い速度であった。 （動的応答計算から得られた結論） (4) 地震波の伝播の現象を考慮し、地盤のひずみ依存性を考慮した質点系モデルの動的応答計算法は、従来の方法よりも実際の現象をより合理的に取り扱える。また計算結果も地震応答観測結果と満足できるほどではないが、比較的良く一致している。 (5) 沈埋トンネルに生じる断面力は、入力地震波の伝播速度によって値と分布形とが変動する。 (6) 入力地震波の伝播速度が地震波の振動数に依存する、いわゆる分散性を示す場合がある。今回はこの分散性をラブ波の分散曲線から求めた。しかし、この分散性を考慮しても断面力の最大値は、分散性を考慮していないときの計算結果と大きくはかわらない。					

文献番号	地中地震観測（地下空洞）-NO. 16				
論文名	近距離強地震観測による岩盤内半地下発電所の地震時挙動				
著者 （所属）	駒田広也, 日比野 敏（電力中央研究所）； 江川顕一郎（東京電力）				
出典	土木学会論文報告集, 第358号/Ⅲ-3, pp. 85-92, 1985年6月				
キーワード	地震観測, 地下発電所, 地下空洞, 岩盤, 耐震設計				
図数	16	表数	1	参考文献数	7
【抄録】 半地下式原子力発電所の耐震性を実証することを目的に、神奈川県足柄上郡山北町落合に建設されている直径15m、深さ22mの岩盤円筒ビット型落合水力発電所で、昭和58年2月より地震観測を実施している。 本論文は、1983年8月に発生した近距離地震（震央距離約14Km、マグニチュード6.0の地震とその余震群）の観測結果をとりまとめ、半地下式原子力発電所の耐震性について考察を加えている。 発電所周辺の地質は、新第三紀の変成岩類であり、主に緑色片岩から成っている。地震計は、地上部（F-1測点, EL.333.65m）の露頭岩盤部と地下部（F-2測点EL.315.00m）の円筒ビット底部の2箇所に、それぞれ半径方向と鉛直方向に設置されている。地震観測記録から主に地上部と地下部の地震動特性の比較検討を行い、得られた主な結果次のとおりである。 (1) 最大加速度振幅比（地上部の最大加速度／地下部の最大加速度）は、半径方向で1/2～1、鉛直方向で7/10～1に分布している。地上と地下の標高差は約19mであるが、地下では最大加速度の低減効果が現れている。 (2) 地上、地下とも半径方向、鉛直方向の両成分ともマグニチュードが大きくなれば卓越周期が長くなる傾向にある。 (3) 絶対加速度応答スペクトルの地上と地下の比較では、周期 0.15～0.2s を境にして、長周期側はほぼ同じ形状をしめしているが、短周期側では地下のスペクトルが減衰している。 (4) 近距離地震（マグニチュード2.8～6.0、震源距離22～30Km）で卓越周波数も3～15の広い範囲にわたっての地震での加速度波形震動モードにおいて、半径方向、鉛直方向とも、地上と地下の位相相関がよく、円筒ビットの頂部と底部はほぼ同位相の震動モードで挙動を示している。					

第7章 地下構造物の免震技術

7.1 はじめに

地震時における地下の振動は一般に地表の振動よりも小さいため、地下は地表よりも耐震性に優れているといわれている。都市地域において地下空間の大深度・高密度利用化が進むにつれて、地層が急変するような悪条件のところにも地下構造物の建設が予想される。このような地盤条件の急変部や立杭とシールドトンネルとの取り付け部のような構造物相互の接続部では、地震時に応力集中が発生しやすいため、その耐震性の検討が重要となる。

地下構造物は周辺地盤に追随して振動するため、構造物断面の補強等といった従来の耐震設計の手法ではその被害を防止する効果が期待できない場合があり、そのような場合には、地盤から構造物に伝達される変形を低減するといった免震方法が有効と考えられる。

今年度は、こういった地下構造物の応力集中を緩和する免震技術に関する研究の第一段階として、シールドトンネルに代表されるような地下の細長い構造物を例として、その地震時被害を防止する免震方法に関する基礎的な検討を行った。

本研究では、図7.1に示したように、まず、シールドトンネルのような地下の細長い構造物の地震時被害形態を把握し、それを防ぐ免震方法としてどのような方法が考えられるのかアイデア出しを行った。次に、地下構造物はどのような機能を有するのか、この機能低下を招く地震時被害としてどのような損傷形態が考えられるのか、また、これらの損傷形態の発生を防止する免震方法としてどんな方法が考えられるのか検討を行った。

本章では、これらの検討結果について述べるとともに、地震時に発生する地下構造物の応力や変形に関する問題点が想定される場合、これらに免震方法をどのような手順で選定したら良いのか、その考え方について述べた。

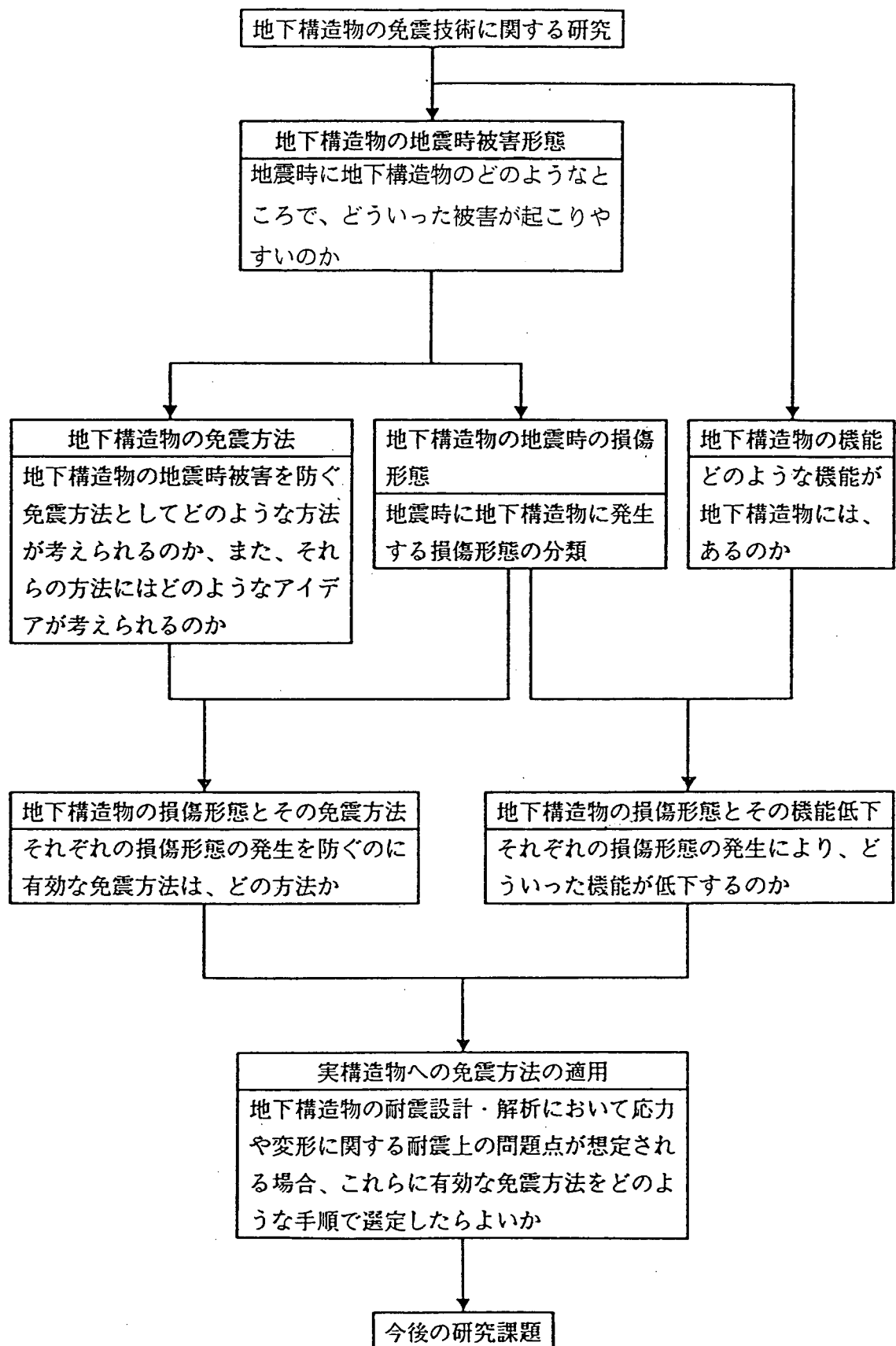


図 7 - 1 今年度の研究フロー

7.2 地下構造物の地震時被害形態

構造物の免震を考える場合、対象とする構造物が地震時に受けやすい被害形態を把握した上で、それらを防ぐ免震方法について検討することが重要である。本研究でも、シールドトンネルの地震時被害形態を把握するため、まず、震害事例に関する文献調査を実施した。しかしながら、シールドトンネルはその歴史が浅く、地震により被害を受けた事例がほとんど報告されていないのが現状である。そこで、シールドトンネルのような地下構造物の耐震設計や耐震解析に関する文献調査も併せて実施し、これらの調査結果と埋設管や山岳トンネルなどの震害事例などから、地震時にシールドトンネルのどのようなところで、こういった被害が想定されるか検討をおこなった。

7. 2. 1 地震時被害形態に関する文献調査

本調査では、日本科学技術情報センターが提供するオンライン検索システム（以降、J I C S Tと呼ぶ）を利用して地下構造物の地震時被害形態に関する文献調査を実施した。これらの結果より、表7-1に震害事例に関する文献件数を、表7-2に耐震設計や耐震解析に関する文献件数を示した。

このように、シールドトンネルでは地震により被害を受けた事例が報告されていない。これは、シールドトンネルが柔構造で耐震性に優れた構造物であるためとも考えられるが、その歴史が浅く、大地震の洗礼をあまり受けていないことも大きな要因と考えられる。

一方、シールドトンネルのような地下の細長い構造物に関する耐震関係の文献はかなり報告されている。しかし、これらの多くは耐震計算手法について述べているものであり、地震時に想定される被害形態について述べているものは少ない。

これらの耐震設計・解析例では、一般に、このような構造物は地震時に地盤内で独自の振動をすることはなく、地盤の振動に追随して挙動するものと仮定しており、その計算法は、地震時の地盤の変形を地盤バネを介して構造物に与える応答変位法、およびバネ～質点にモデル化した地盤に地震動を入力し、構造物に地盤の応答を動的に作用させる動的解析法の2つの方法が主に用いられており、これらの中には、構造物・地盤の材料非線形性や構造物と地盤間でのすべりを考慮するものなども報告されている。

また、地震時に想定されるこのような地下構造物の被害形態に関しては、概略以下に示すようなことが報告されている。

- ・管体の線形が変化するところや構造物相互が接続するところでは応力集中による被害が発生しやすい。
- ・表層地盤の厚さが変化する不整形地盤では、層厚変化部付近における応力集中が顕著である。
- ・軸方向すべりが発生すると管体応力は低減するが、継手部に応力集中が発生しやすく、これらは線形の変化部や構造物相互の接続部において顕著である。
- ・管体の降伏（損傷）は管径が小さいほど軸力の卓越する直線部などにおいて発生しやすく、管径が大きいほど曲げモーメントの卓越する線形変化部などにおいて発生しやすい。

表 7 - 1 地下構造物の震害事例に関する文献検索結果 (J I C S T)

キーワード	震 害		
	①	②	③
トンネル	12	6	19
シールド	0	0	0
沈埋トンネル	0	0	0
鉄道トンネル	4	2	4
共同溝	0	1	1
水底トンネル	0	0	1
水路トンネル	0	0	2
道路トンネル	2	1	3
洞 道	0	0	3
立 坑	0	0	0
パイプライン	15	32	31
地下街	0	1	1

(注) ・表中の数字は文献件数を示す。

・①、②、③はデータベース期間

①. 1975. 4～1981. 3

②. 1981. 4～1984. 3

③. 1984. 4～1988. 12

表 7 - 2 地下構造物の耐震設計や解析に関する文献検索結果 (J I C S T)

キーワード	地 中 構 造 物			トンネル			埋設管		
	①	②	③	①	②	③	①	②	③
耐震設計	35	40	52	23	21	44	36	59	46
地震応答	36	60	74	15	32	40	37	72	88
耐震解析	—	0	8	—	0	3	—	0	6
耐震構造	6	9	7	3	3	14	7	7	15
耐震性	2	0	7	0	0	6	5	0	8
耐震対策	—	0	0	—	0	1	—	0	2
耐震補強	—	0	0	—	0	1	—	0	0

(注) ・表中の数字は文献件数を示す。

・①、②、③はデータベース期間

①. 1975. 4～1981. 3

②. 1981. 4～1984. 3

③. 1984. 4～1988. 12

7.2.2 地震時に想定される被害形態

図7-2 は、シールドトンネルなどの課構造物の耐震設計や耐震解析例と埋設管や山岳トンネルなどの震害事例などから、地震時にシールドトンネルのどのようなところで被害が発生しやすいのか示したものであり、これを大別すると地盤および地形条件に関するものと構造条件に関するものに分類できる。

地盤および地形条件に関しては、

- ・地震動による地盤のひずみが大きいところ
- ・地震動による地盤のひずみが急変するところ
- ・地震により地盤に永久的な大変形（断層や液状化）が発生するところ

などが想定され、構造条件に関しては、

- ・線形が変化するところ、
- ・構造物相互が接続するところ
- ・構造物が近接するところ

などが想定される。

また、図7-3 はこのようなところで構造物にどのような負傷が発生しやすいのか示したものであり、これらの負傷は、シールドトンネル本体に発生するものとシールドトンネル内部の施設に発生するものに大別される

その損傷形態に関しては、両者とも、

- ・構造物に永久的な変形が残留する現象
- ・構造部材の許容応用オーバーによる降伏や破断といった現象

が想定される。

これらの結果により、地下構造物の大深度、高密度化に伴い、軟弱な地盤と硬質な地盤の境界部、地形の急変するところ、大深度地下から地表面へのアクセス部、他の地下構造物に近接するところなどが、耐震設上の重要なポイントになってくるものと思われる。

図7-4 に地震時に想定されるシールドトンネルの被害形態の概念図を示した。なお、この図は第1章シールドトンネルの耐震設計法における既往地震によるシールドトンネルの被害（図7-16）を引用し、加筆したものである。

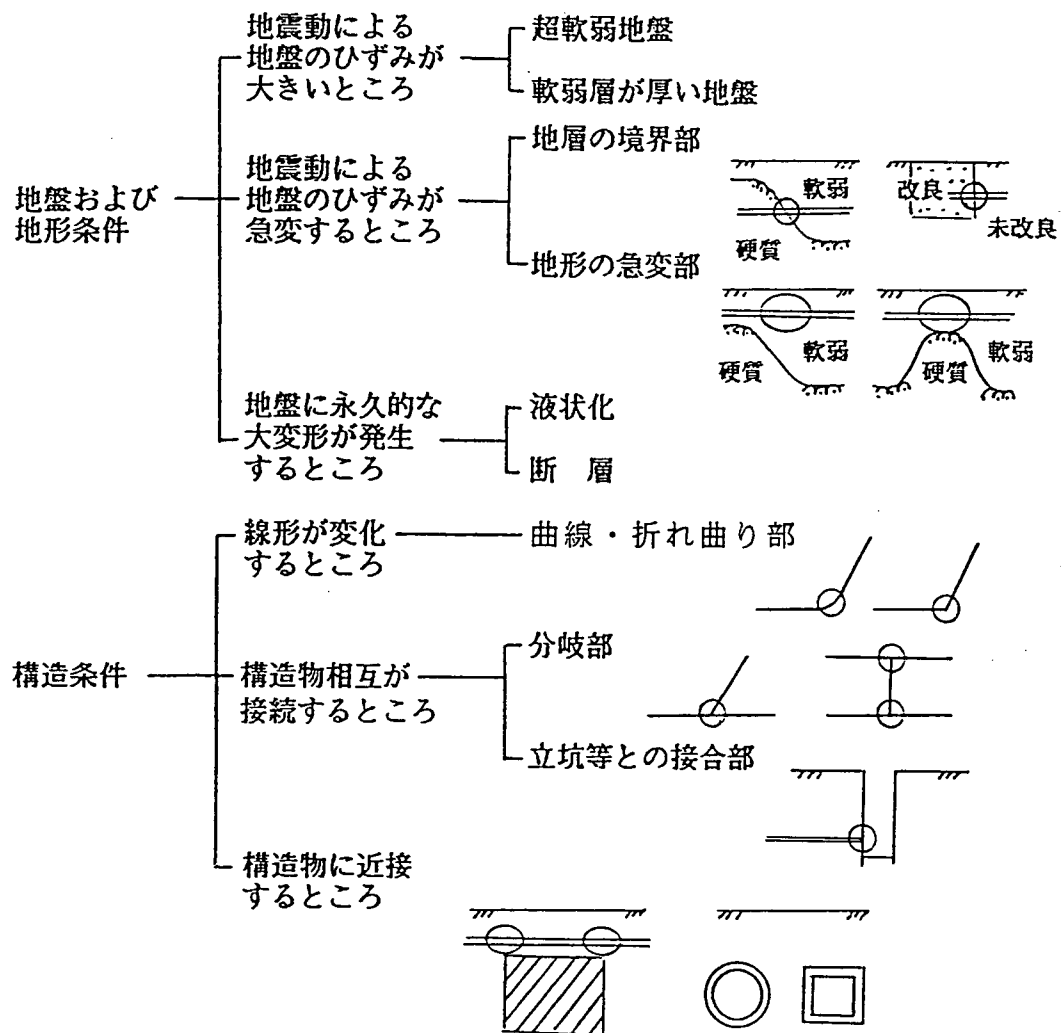


図 7 - 2 地震時に被害が発生しやすい箇所

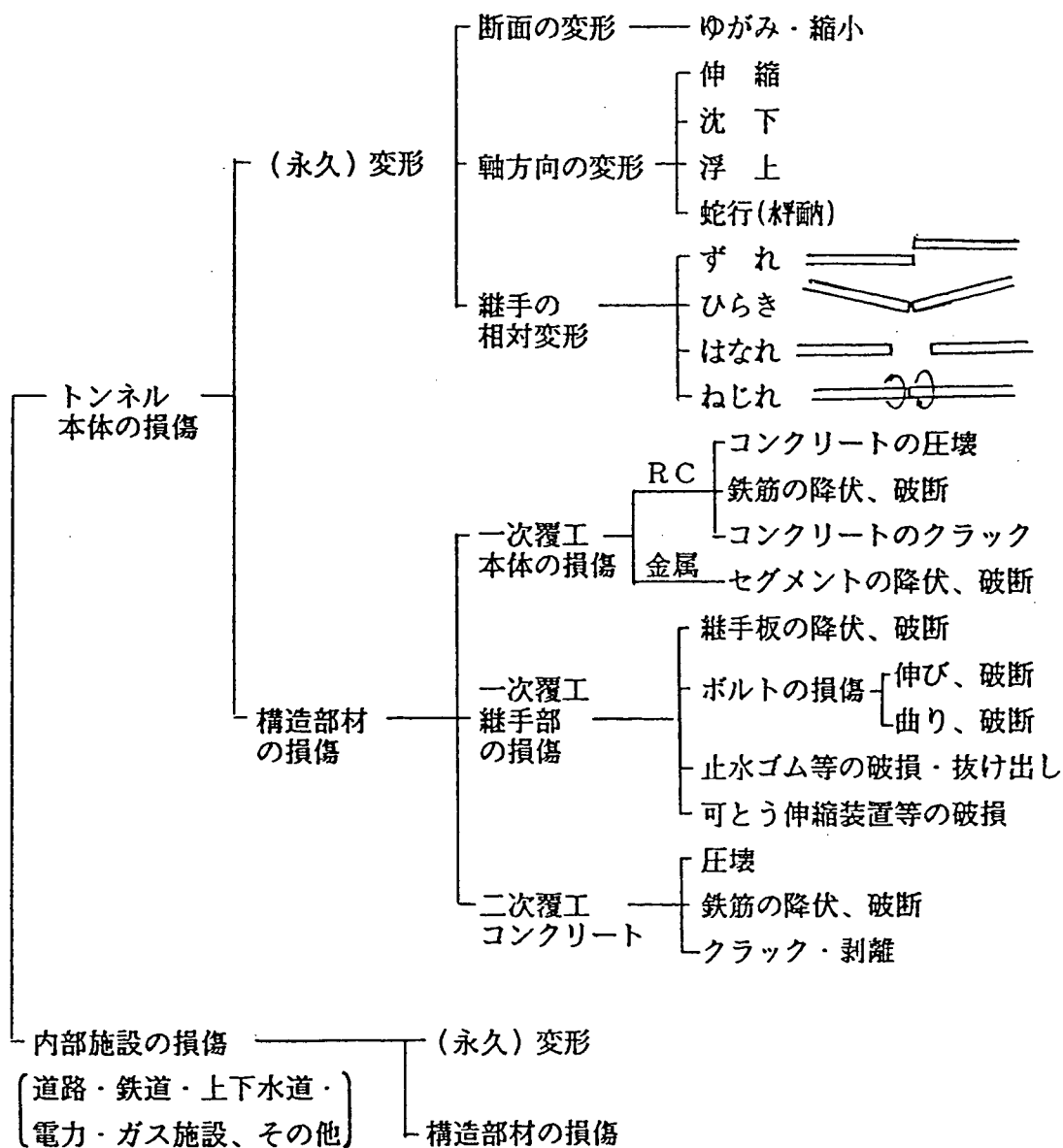


図 7 - 3 地震時に想定される損傷形態

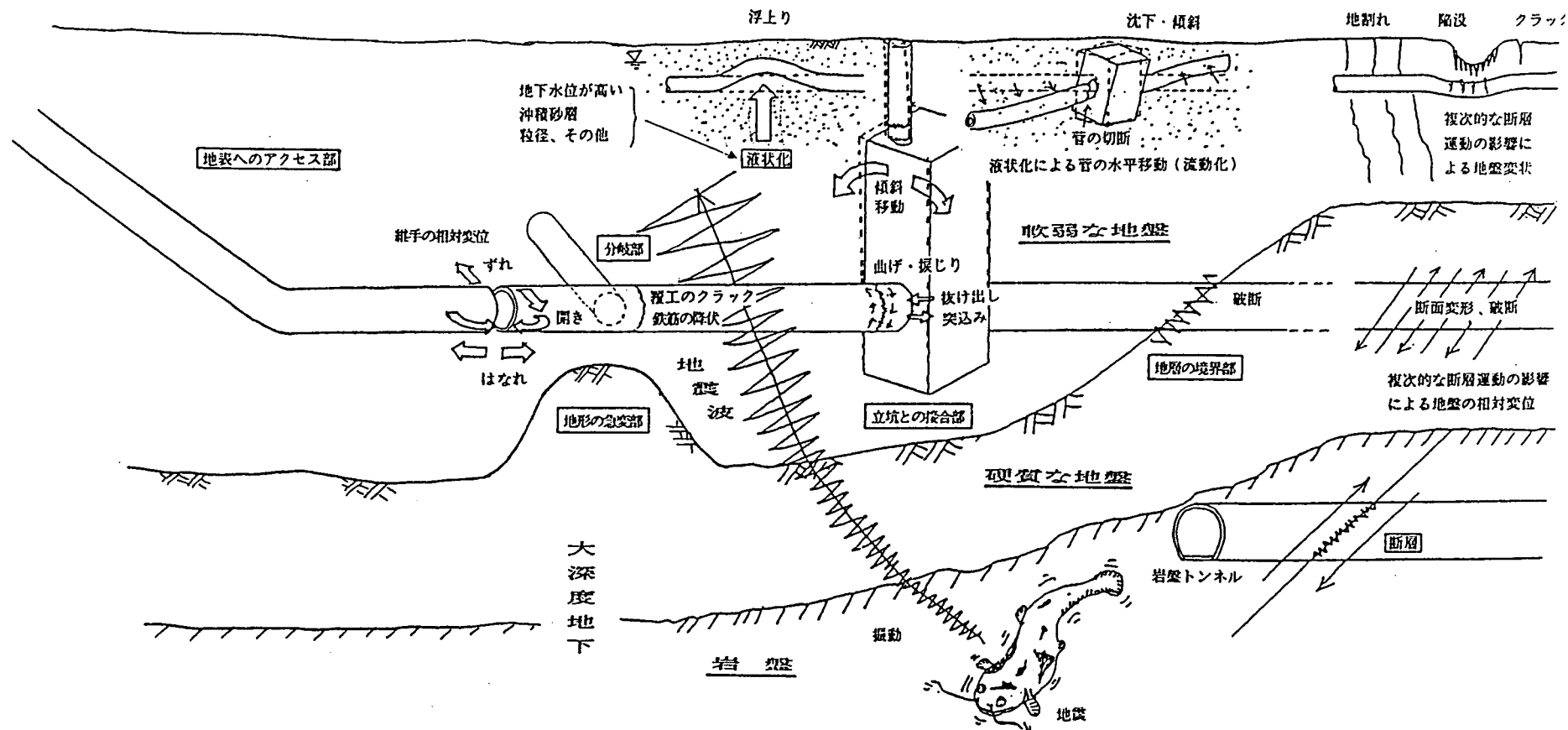


図 7 - 4 地震時に想定される被害形態の概念図

7. 2. 3. 地下構造物における免震の意義

前述にしたようにシールドトンネルのような地下構造物は、地盤の変形に追従して変形するため、トンネルには地盤の変形に応じたひずみが発生し、その大きさは、トンネルの断面形状や断面剛性が多少異なってもほとんど変化しないものと考えられる。

換言すると、耐震設計時にトンネル断面に発生する応力が許容応力をオーバーしているような場合には、断面を多少増やしても、発生するひずみがほぼ一定であるから応力はほとんど減少しないことを示している。したがって、このような方法により地震時に想定される被害を防止することはかなり困難なことと思われる。

このような地下構造物の地震による被害を防止するためには、構造物自体や構造物と地盤との環境などで構造物に伝達される地盤の変形を低減する方法（地下構造物に対する免震）が有効と考えられる。

7.3 地下構造物の免震方法

7.3.1 地下構造物の免震・制震技術に関する文献調査

本節では、地下構造物の免震・制震技術の現状を把握するため、JICSTを利用した文献調査を行なった。その結果、表7-3に示すように、地下構造物の免震構造に関する文献は一件も報告されておらず、現状では、免震構造に関する研究は地上の構造物（例えば、オフィスビルやタワーなど）が中心であり、地下構造物に対してはほとんどなされていないものと推察される。

オフィスビルやタワーなどの建築物に対する制震・免震構造は、一般に、図7-5に示すような4種類の方法に大別されており、実用上では、これらの2種類以上を併用するものが多く報告されている。

絶縁法とは、地盤と構造物の間になんらかの工夫を施し、縁をきり、構造物に入る地震動を低減する方法である。

質量効果機構とは、地震動によるエネルギーを内部に設けた別の振動系の運動エネルギーに変換し、本体が受け持つエネルギーを軽減する方法である。

自動制御機構とは、センサーにより構造物の振動を感知し、応答量が最小となるように自動制御理論とコンピュータを用いてコントロールする方法である。

エネルギー吸収機構とは、地震動によるエネルギーをダンパーによって主に熱エネルギーに変換することによって、減衰性能を向上させる方法である。

図7-6に、これらの方法の概念図を示す。

なお、我が国では積層ゴムとダンパーを併用した免震装置に関する研究が特に盛んであり、これらの装置を実際に設置した構造物が建設され、その効果を確認した事例も増えてきている。このような状況を鑑みると、地下構造物内部施設の支承などにこれらの免震装置に関する研究成果を利用することで、地下構造物の内部施設に発生する損傷を防ぐことが可能ではないかと考えられる。

表 7 - 3 免震・制震技術に関する文献検索結果 (JICST)

キーワード	免 震 構 造		
	①	②	③
地中構造物	0	0	0
土木構造物	0	0	1
原子力構造物	0	2	28
貯蔵構造物	0	0	0
建築物	0	0	37
搭状構造物	0	0	6
シールド	0	0	0
地下発電所	0	0	0

(注) ・表中の数字は文献件数を示す。

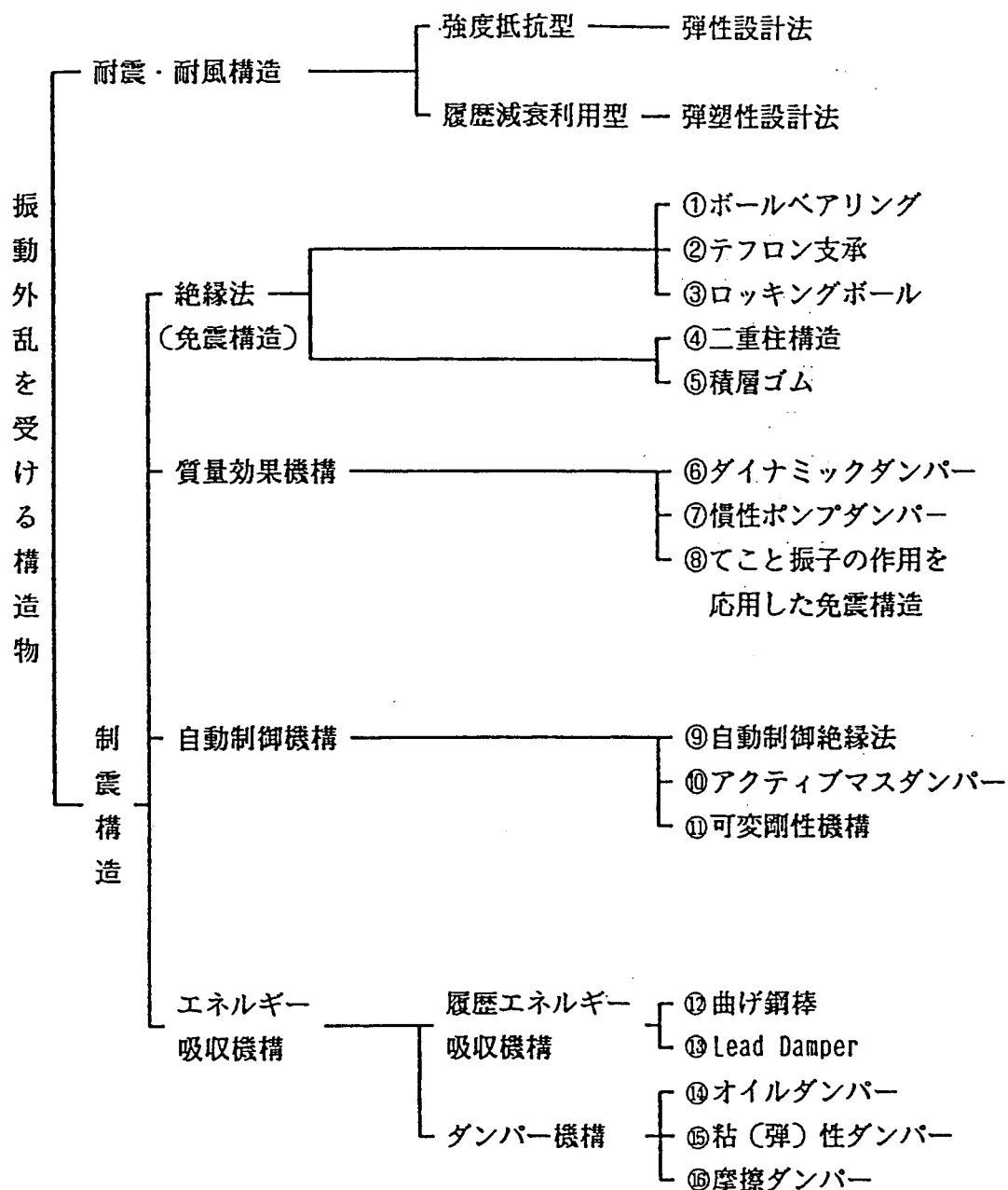
・①、②、③はデータベース期間

①. 1975. 4～1981. 3

②. 1981. 4～1984. 3

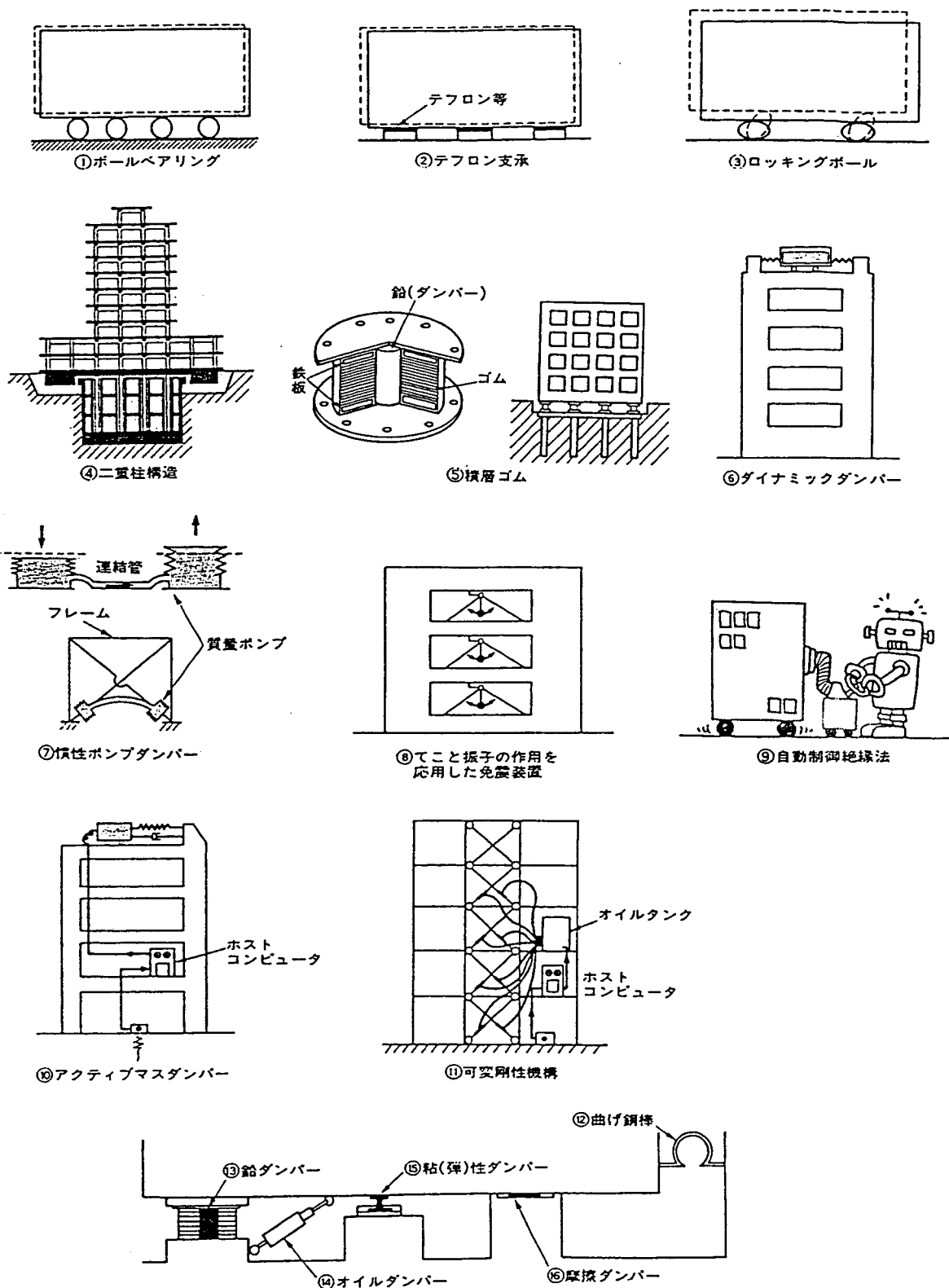
③. 1984. 4～1988. 12

なお、上記以外に9WCEE (1988)
では、免震構造に関する文献としては81
件が、報告されている。



新建築構造技術研究委員会（日本建築技術センター委員長・青山博之
東大教授）による分類（案）

図 7 - 5 建築構造物に対する制震・免震構造の分類



* (例えば、和泉正哲 免震・制震の定義・原理と目的による分類、
建築技術, 429, pp93~96, (1987) による概念図)

図 7 - 6 制震・免震構造の概念図*

7.3.2 地下構造物の免震方法

(1) 免震方法の分類

シールドトンネルのような線状の地下構造物は、地震時にそれ自身が地盤内で独自の振動をするようなことはなく、地盤の変形に追随して変形する。したがって、このような地下構造物の地震による災害を防止する免震方法は、構造物に伝達される地盤の変形をどこで低減するかによって、以下に示す3種類の方法に分類できるものとする。

- ・ 構造物本体での免震
- ・ 地盤と構造物との境界での免震
- ・ 構造物本体と内部施設との境界での免震

構造物本体での免震は、構造物本体を地盤の変形に追随可能な材料・構造とする耐震的な方法も含んだ免震方法であり、この方法には、

- ・ 構造物本体の一部または全部を地盤の変形に追随可能な材料・材質に変更する方法（構造物本体による免震）
- ・ 継手構造により地盤の変形を集中・吸収する方法（継手構造による免震）

などが考えられる。

地盤と構造物との境界での免震は、構造物に伝達される地盤の変形を地盤と構造物との境界に設けた免震層により低減する免震方法である。

構造物本体と内部施設との境界での免震は、内部施設に伝達される構造物本体の変形を構造物本体と内部施設との境界に設けた免震装置等により低減する免震方法である。

なお、本研究では、地下の細長い構造物としてシールドトンネルを想定して、以降の検討を実施した。

(2) 構造物本体での免震

I. セグメント本体による免震

この方法は、セグメントの一部または全部を地盤の変形に追従可能な材料・材質に変更する方法であり、次のようなアイデアが考えられる。

①セグメントの材料や材質を変更する方法.....軸圧縮・引張、曲げ、せん断

a. 高強度の材料を使用する

に対して効果が期待できる。

b. 弾性係数の小さい材料を使用する

e x エポキシ樹脂

$$E = 2 \sim 20 \times 10^4 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$\sigma_c = 2,000 \text{ (kg/cm}^2\text{) 程度}$$

②セグメントの一部分に事前に免震材を層状挟み込ん

だセグメント(積層セグメント)を使用する方法....軸圧縮・引張、曲げ、せん断

に対して効果が期待できる。



積層材に異方性を用いることも可能

e x 軸方向→剛

軸直角方向→柔

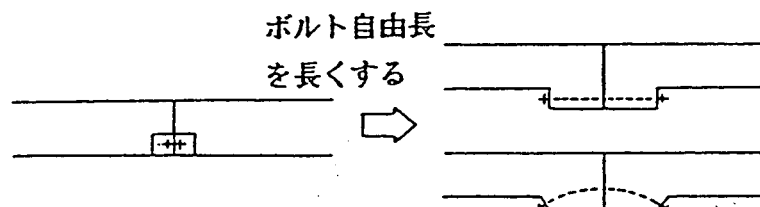
Ⅱ．継手構造による免震

この方法は継手構造により地盤の変形を集中・吸収する方法であり、次のようなアイデアが考えられる。

①継手ボルトの伸剛性を低下させる方法……………軸引張、曲げ

（継手ボルトの伸びによりトンネルの変形を集中・吸収する） に対して効果が期待できる。

a. ボルト自由長を長くする



b. 弾性係数の小さいボルト材を用いる

e x エポキシ樹脂（ガラス繊維）

$E = 200,000 \text{ (kg/cm}^2\text{)} \text{ 程度}$

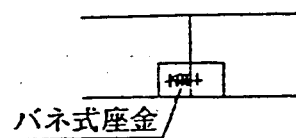
$\sigma_t = 4,000 \text{ (kg/cm}^2\text{)} \text{ 程度}$

②座金のバネ剛性を利用する方法……………軸引張、曲げ

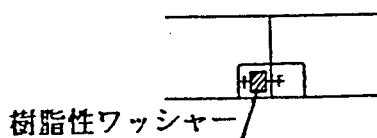
（座金の縮みによりトンネルの変形を集中・吸収する）

に対して効果が期待できる。

a. バネ式座金；さらバネ、コイルバネ



b. 樹脂製ワッシャー；弾性ワッシャー

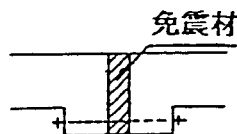


③セグメント継手部に免震材を挟み込む方法……………軸圧縮・引張、曲げ、せん断

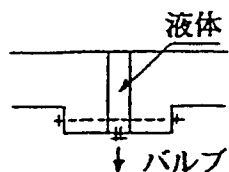
に対して効果が期待できる。

（免震材の変形によりトンネルの変形を吸収する）

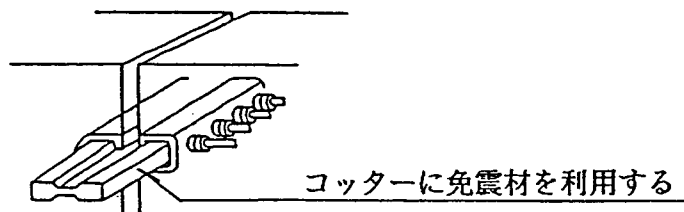
a. 免震ゴム



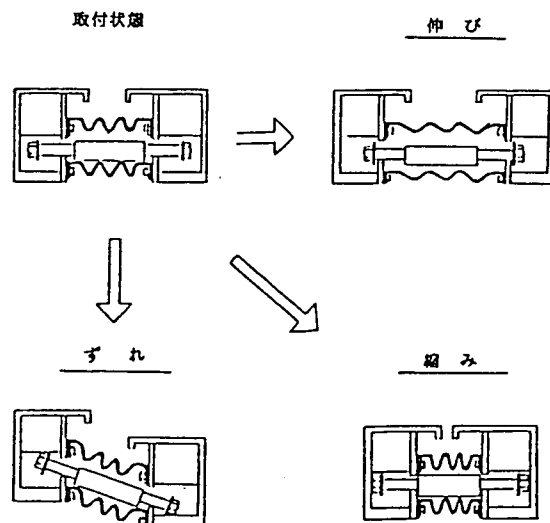
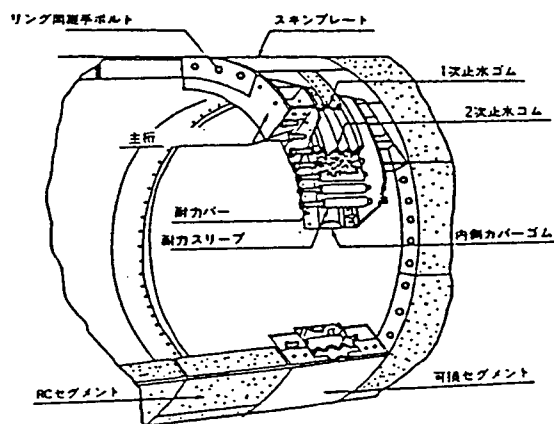
b. 所定の圧縮軸力以上が作用するとバルブ弁が開く構造



c. コッター式継手

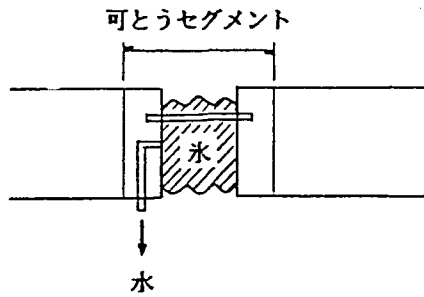


④可とうセグメントを利用する方法……………軸圧縮・引張、曲げ、せん断
に対して効果が期待できる。



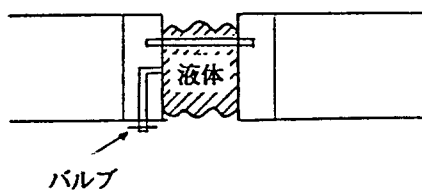
従来から使用されている可とうセグメントには、施工性や経済性に難がある。これらの問題点のうち、施工性の改善方法として次のようなアイデアが考えられる。

a. 氷を利用する



施工時；凍結させておく
完成時；融解させる

b. 液体を利用する

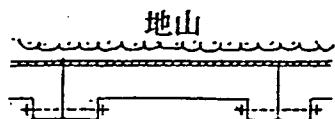


施工時；バルブを閉めておく（密室）
完成時；バルブを開いて液体を抜く、
又は、所定以上の圧縮軸力
が作用するとバルブ弁が開
くようにする

(3) 地盤と構造物との境界での免震

この方法は、地盤と構造物との境界に地盤の変形を逃がす免震層を設ける方法であり、次のようなアイデアが考えられる。

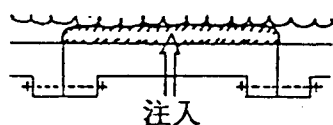
①セグメントの外面に事前に免震層を塗布したり貼布する（厚さ；mm～cm程度）



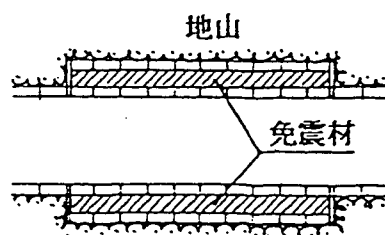
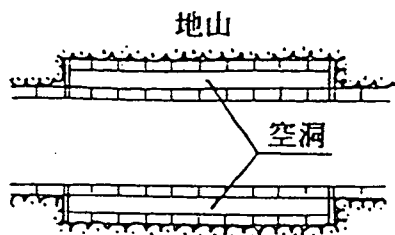
②裏込め注入により、免震層を形成する方法（～10cm程度）



③袋付きセグメントの袋中に免震層を形成する方法（～10cm程度）



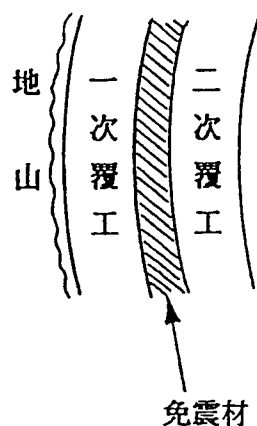
④トンネル周辺地盤を拡大シールド工法などにより拡大掘削して、免震層を形成する方法（～数m程度）



(4) トンネル本体と内部施設との境界での免震

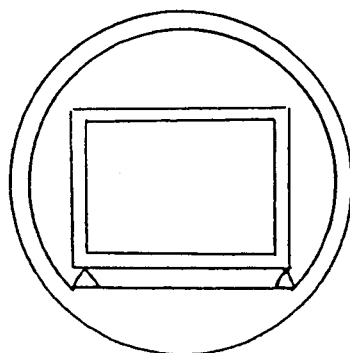
この方法は、トンネル本体とトンネル内部施設との境界で内部施設に作用するトンネルの変形を逃がす方法であり、次のようなアイデアが考えられる。

①一次覆工と二次覆工コンクリートとの境界に免震層を形成する方法

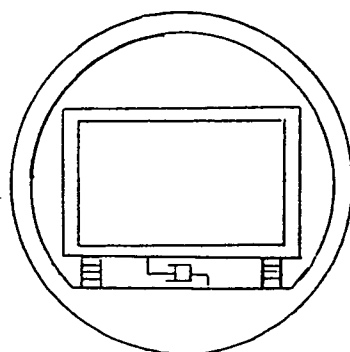


②内部施設の支承に免震装置等を設置する方法……………曲げ、せん断に対し特に有効

a. 数m～数十mピッチに架台で支持する（通常の支承を含む）



b. 免震支承（既往研究の準用）



{ 積層ゴム
ダンパー
etc.

7.4 地下構造物に対する免震方法の適用性の検討

本節では、地震時に地下構造物に被害が発生する懸念があるが、構造物断面を補強する等の従来の耐震設計の手法では効果が期待できない場合、構造物の用途や構造などに応じて、どのような免震方法を選定すれば良いのか検討を行なった。

検討の手順は、まず、一般的な問題として、シールドトンネルのような地下構造物にはどのような機能があるのか分類し、その機能を低下させるシールドトンネルの損傷形態を抽出した。次に、7-3 節で示した免震方法は、それぞれどの損傷形態に有効なのか検討を行なった。

最後に、地下構造物に地震時に発生する応用や変形に関する耐震上の問題点が想定される場合、これらの結果を利用して、どのような手順で有効な免震方法を選定するのか、その考えを示した。

7.4.1 地下構造物の機能と免震方法

(1) 地下構造物の機能

シールドトンネルのような地下構造物には、次のような5つの機能があるものと考えられる。

〔構造安定機能〕：構造物外部より作用する土圧や水圧および構造物内部に作用する荷重に対して構造的に安定している機能

〔線形保持機能〕：車両や人間の通行、上下水道やエネルギー等を輸送するために必要な線形を保持する機能

〔内空保持機能〕：内空形状を保持すると共に輸送や保守点検等のために必要な空間（断面積）を保持する機能

〔遮蔽機能〕：地下水や土砂等の侵入や輸送物資の漏出を防止する機能

〔環境保全機能〕：構造物周辺地盤の沈下や変形、地下水位の変動などが発生しないように環境を保全する機能

(2) 地下構造物の損傷形態とその機能低下

表7-4は、前述したそれぞれの機能に対し、シールドトンネルのどの損傷形態がその機能低下を招くのか示したものである。

これらの結果より、それぞれの機能低下を著しく発生させる損傷形態を抽出すると、

〔構造安定機能〕；一次覆工の降伏や破断といった構造部材の損傷

〔線形保持機能〕；軸線の曲りや継手の相対変形といった震動時の弾性的な変形や震後においても残留する変形

〔内空保持機能〕；断面の縮小やゆがみといった震動時の弾性的な変形や震後においても残留する変形

〔遮蔽機能〕；継手の相対変形と一次覆工の降伏や破断といった構造部材の損傷

〔環境保全機能〕；構造安定機能、内空保持機能および遮蔽機能を著しく低下させる損傷

が考えられる。

表 7 - 4 機能低下を招く損傷形態

損 傷 形 態				機 能				
				構造安定	線形保持	内空保持	遮蔽	環境保全
シ ー ル 変 形 ト ン ネ ル 材 の 損 傷	永 久 変 形	断面の変形	縮小、ゆがみ			◎		○
		軸方向 の変形	伸縮		○			
			沈下		◎			
			浮上		◎			
			蛇行(材料)		◎			
	構 造 部 材 の 損 傷	継手の 相対変形	ずれ		◎	○	◎	○
			ひらき		◎		◎	○
			はなれ		◎		◎	○
			ねじれ		○		○	
	構 造 部 材 の 損 傷	一次覆工 本体 (セグメント)	R C	コンクリートの圧壊	◎		○	○
				鉄筋の降伏・破断	◎			○
				コンクリートのクラック			○	
		一次覆工 継手部	金 属	降伏・破断	◎		◎	○
				継手板の降伏・破断	○		○	
			ボルト	伸び・破断	○		○	
				曲がり・破断	○		○	
	損 傷	二次覆工 コンクリート	止水ゴム等の破損・抜出 可とう伸縮装置等の破損		○		◎	○
			圧壊 鉄筋の降伏・破断 クラック・剥離		○ ○	○	○ ○	

◎；著しい機能低下を招く損傷

○；機能低下を招く恐れがある損傷

空白；機能低下を招く恐れが少ない損傷

(3) 地下構造物の損傷形態とその免震方法

表7-5 は 7.3 節で示したそれぞれの免震方法に対し、シールドトンネルのどの損傷形態の発生を防止する効果があるのか示したものである。

これらの結果より、各免震方法には以下に示すような特徴がある。

- ・ 構造物本体での免震方法は、構造部材の損傷の発生を防止する効果が期待できるものの、シールドトンネルの変形や内部施設の損傷の発生を助長する場合がある。
- ・ 地盤と構造物との境界での免震方法は、シールドトンネルと内部施設の両者の損傷の発生を防止する効果が期待できる。
- ・ トンネル本体と内部施設との境界での免震方法は、内部施設の損傷の発生を軽減する効果しか期待できない。

表 7 - 5 損傷防止に有効な免震方法

損傷形態			免震方法 (5.3 節参照)			
			構造物本体		地盤と 構造物間	トンネルと 内部施設間
			セグメント	継手構造		
シールド トンネル の損傷	変 形	断面の変形	×		○	
		軸方向の変形	×	×	○	
		継手の相対変形		×	○	
	構造部材 の損傷	一次覆工本体	○	○	○	
		一次覆工継手部	○	○	○	
内部施設の損傷 (二次覆工を含む)	変 形		×	×	○	○
	構造部材の損傷		×	×	○	○

○；損傷形態の発生を軽減する効果が期待できる方法

×；損傷形態の発生を助長する恐れがある方法

7.4.2 実構造物への免震方法の適用

地下構造物の耐震設計や耐震解析において、構造物に過大な応力や変形が発生するが、構造物断面を補強する等の従来の耐震設計の手法では効果が期待できない場合には、構造物自体や構造物と地盤との境界などで構造物に伝達される地盤の変形を低減するといった免震方法が有効と考えられる。ここでは、実構造物に免震方法を適用する場合、どのような手順で有効な免震方法を選定したら良いのか、その考え方を図7-7 に示したものである。

地下構造物の耐震設計や耐震解析結果より、地震時に構造物に発生する応力や変形が耐震上問題になる場合には、まず、この応力や変形に関する耐震上の問題点によって図7-3に示したいずれの損傷形態が発生するのか検討する。

次ぎに、この損傷形態によってどの機能が低下する恐れがあるのか、表7-4を利用して低下する機能を抽出する。

この抽出された機能（低下機能）が構造物にとって必要な機能であるのかどうか、およびこの機能の低下を免震によって防止する必要があるのかどうか検討する。

これらの結果より、機能低下を防止するために免震によってその発生を防ぐ必要がある損傷形態が抽出できる。

この損傷形態の発生を防ぐのに有効な免震方法は、表7-5を利用して抽出できる。

このようにして、免震の対象とする全ての損傷形態の発生を防止できる免震方法を有効な方法として選定すればよい。

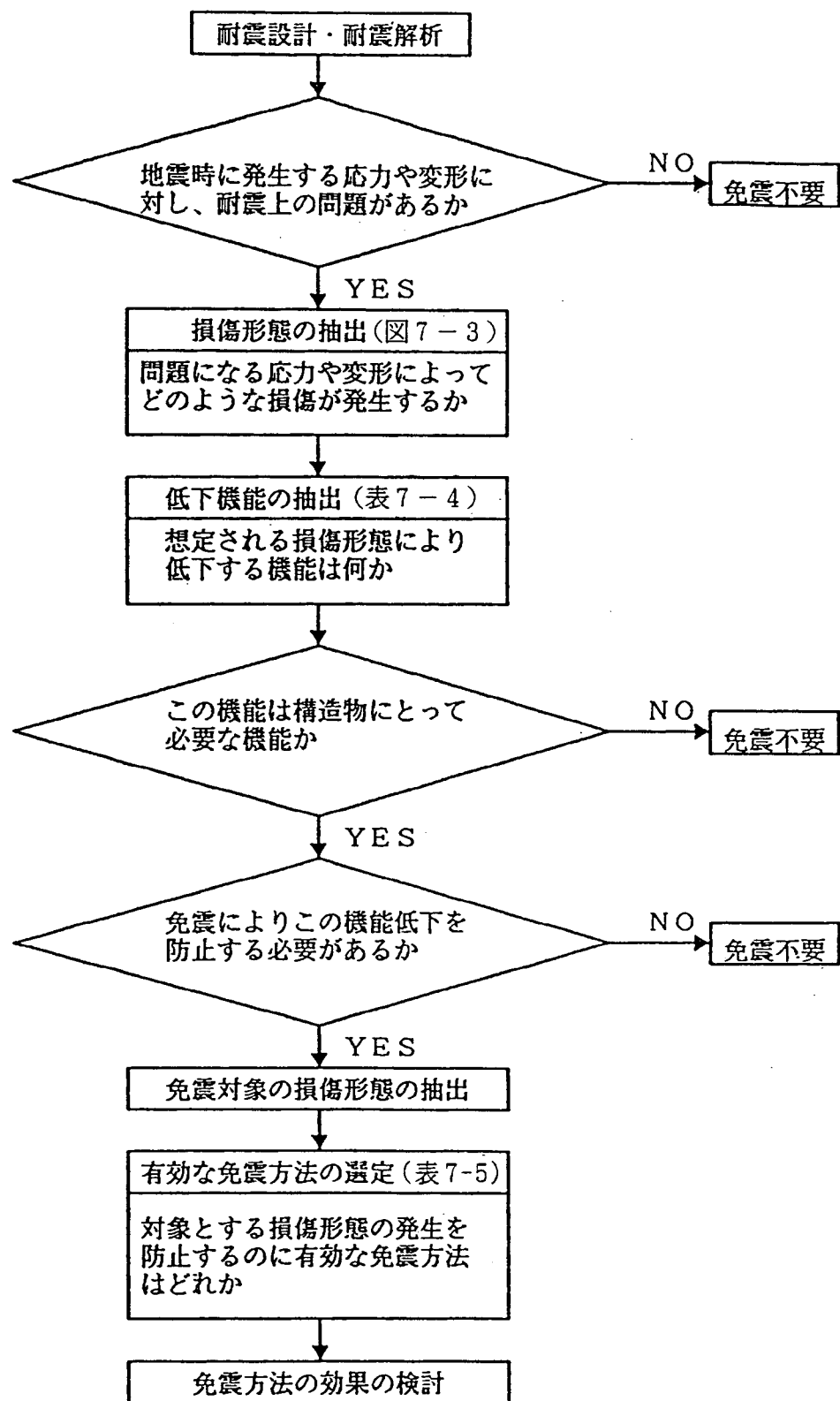


図 7 - 7 有効な免震方法の選定フロー

7.5 まとめ

今年度は、地下構造物の免震技術に関する研究の第一段階として、シールドトンネルに代表されるような地下の細長い構造物を例として、その地震時被害形態を把握し、それを防ぐ免震方法としてどのような方法が考えられるのか、また、地下構造物に地震時に発生する応力や変形に関する耐震上の問題点が想定された場合、どのような手順で有効な免震方法を選定したら良いのか、その考え方を示した。これらの結果をまとめると、概略以下に示すとおりである。

シールドトンネルのような地下の細長い構造物の地震による被害は、地盤および地形的には地震動による地盤のひずみが大きいところや急変するところ、および断層や液状化といった永久的な大変形が発生するところで発生しやすく、構造的には線形が変化するところや構造物相互が接続するところ、および構造物に近接するところで発生しやすいものと考えられる。また、その損傷形態は、構造物に永久的な変形が残留する現象と構造部材の許容応力オーバーによる降伏や破断といった現象が考えられる。

したがって、地下構造物の大深度・高密度化を想定すると、軟弱な地盤と硬質な地盤との境界部、地形の急変するところ、大深度地下から地表面へのアクセス部、他の地下構造物に近接するところなどが、耐震設計上の重要なポイントになってくるものと思われる。

しかしながら、地下構造物は地震時に周辺地盤に追隨して振動するため、構造物断面を補強する等の従来の耐震設計の手法では効果が期待できない場合があり、そのような場合には、構造物自体や構造物と地盤との境界などで構造物に伝達される地盤の変形を低減する免震方法が有効な方法と考えられる。

このような免震方法には、構造物本体を地盤の変形に追隨可能な材料・構造とする耐震的な方法も含んだ方法（構造物本体での免震）、構造物に伝達される地盤変形を地盤と構造物との境界に設けた免震層により低減する方法（地盤と構造物との境界での免震）、内部施設に伝達される構造物本体の変形を構造物本体と内部施設との境界に設けた免震装置等により低減する方法（構造物本体と内部施設との境界での免震）が考えられ、次のような特徴がある。

構造物本体での免震は、構造部材に発生する応力を緩和できるが、シールドトンネルの変形を助長する場合がある。また、この方法は、内部施設に発生する応力や変形を緩和する効果はない、地盤と構造物との境界での免震は、トンネル本体と内部施設双方に発生する応力や変形を緩和できる。構造物本体と内部施設との境界での免震は、内部施設に発生する応力や変形のみ緩和できる。

なお、地下構造物の耐震設計や耐震解析結果より、地震時に構造物に発生する応力や変

形が耐震上問題になる場合には、構造物に要求される機能とこの問題点によりどのような損傷形態が発生するのか分析できるならば、システムチックに有効な免震方法が選定できるフローを示した。

今後は、このような免震方法として、どのような材料を使用してこういった構造にすればどの程度の効果があるのか、また、その施行方法はどのするのか具体的な研究を進める予定である。

第8章 地下空間の地震防災方法

8.1 はじめに

大都市部の密集化、地価高騰などの社会的背景を受け、都市機能の維持向上のためには、新しい利用空間の開発が必要であり、地下空間はその利用空間拡大の一つとして脚光を浴びている。地下に建設される施設は、地上施設に比べその拡充や再構築といった再開発が困難であることから長期にわたって使用されることになり、また管理も容易でないことから、開発による生態系、地下水脈等の周辺環境の問題も含め長期的展望に立った計画に基づいた開発が望まれる。

このような観点から、利用面、法制面、経済面および技術面とうの検討とともに、地下空間の宿命である人工空間として管理面や、密閉空間としての防災面に対して十分な検討が必要である。

さて不特定多数すなわち一般大衆が利用する地下空間として、道路・鉄道等のアクセス空間や、オフィス・住居・街等々の都市型空間などが考えられ、利用者側の立場に立つと地下空間の開発に当たっては、その利便性とともに関適性や非常時に対する安全性の問題がクローズアップされるものと思われる。

北海道等の寒冷地では、冬季において過酷な自然条件となり、人工空間の地下空間は快適な生活空間として期待がおおきかった¹⁾。

快適性は、各個人の生活環境により、相対的尺度として計られるものである。すなわち、各個人が最も長期間経験した環境が基本尺度となり、ある生活空間でそれと同等かそれ以上の環境であると感じられる体験をした場合にその生活空間が快適であると評価されるのであろう。

このような意味で大都市部は、その自然環境にめぐまれた生活空間であり、一般大衆の利用者が地下空間に対して快適空間であると感じるためには、この人工空間に対して十分な計画および管理を施す必要がある。

非常時の安全性の問題すなわち防災面において地下空間は、密閉空間すなわち地上の災害を遮断できる利点から、積極的な防災対策としての利用空間と、密閉空間であることによりその空間内の災害に対する対策の困難さを有した空間としての、2面性がある。

地下空間の街としての地下街は、昭和7年須田町地下鉄ストアーから始まり、昭和30年代から40年代において現在の大規模地下街のほとんどが作られている。昭和45年の大阪千日デパートビル火災により地下街の防災問題について昭和48年に建設省、消防庁、警察庁および運輸省の4省庁共同通達「地下街の取り扱いについて」が出され、また昭和55年の静岡駅前ゴールデン街のガス爆発火災事故でガス保安対策が強化され、すなわち事故の発生をきっかけに防災安全対策が行われた²⁾。

一般大衆の利用者は、本能的、またこのような事故の記憶から、非常時に対して地下空間は密閉空間となり逃場を失い生命の危険を伴うという潜在的な不安感を抱いているものと思われる。

一方、地下構造物に対する耐震性に関して、今後開発が予想される新しい構造形式の地下施設に対して十分な検討がなされることが必要であるが、一般に地震時の揺れは、地上施設に比べ小さいことが地震観測などによって確かめられている。

しかしながら、地下街で地震に遭遇した場合、行動に移さないまでも「地上に逃げよう」とする意識が働くことは経験するところであり、またこのよう場面に遭遇したことのない各個人にとってもこのようなことは容易に想像できるであろう。

これは、前述したように非常時の地下空間に対する不安感や、経験の少ない不慣れた環境におかれたことによる潜在的な不安感によるものと思われる。

したがって、地下空間に対する地震時の防災対策では、従来の地上施設の地震防災対策とともに、地下空間の宿命である人工空間や密閉空間であること、未だ経験の少ない空間であることなどによる一般大衆の心理面への影響についても十分検討する必要があるものと思われる。

本研究は、このような観点から、地下空間の地震時防災に焦点をあてその対策について検討するものである。

本章では、一般大衆の地下空間利用者側の立場から、地下空間の地震時防災対策についてブレーストーミングを介して検討し、その全体的な骨組および特徴を明らかにすることを目的とした。

8. 2 機能の抽出分類

8. 2. 1 位置づけ

大正12年の関東大震災を契機として本格的な地震時の防災対策の検討がなされ、それ以後地震による被害を教訓として、その見直しがなされている。また、8. 1に示したように火災による地下空間の被害経験により、その対策の見直しがなされた。「災害は忘れた頃にやって来る」「災害は盲点を突いて発生する」などと言われるように、地上、地下に限らずその防災対策の難しさが伺われる。

地下空間は、現在まだその施設数も少なく、大地震の経験もほとんどないことから、地震時の防災方法について、今後新しい機能や形状を持つ地下空間開発が期待される中で、固定概念にとらわれずに多方面から検討しておく必要がある。

このような観点から、ここでは地下空間の地震時防災対策について、固定概念にとらわれずにアイデアを発想する技法であるブレインストーミングによる方法を用いて検討することにした。

ブレインストーミング会議に参加するメンバーの立場は、現在の地下空間例えば、地下街や、アクセス空間、また将来新しい地下空間開発のイメージの中で、これらの地下空間を利用するすなわち不特定多数の一般大衆の利用者であるものとする。

被害発生の外的要因は地震のみとし、一次被害すなわち構造物、設備等の被害および火災等の二次被害も含むものとする。

これらの条件設定によるブレインストーミング会議の繰り返しにより、地下空間の地震防災の基本的な働き（機能）、全体的な骨組みおよび地下空間としての地震防災の特徴などを明らかにした。

8. 2. 2 ブレインストーミング

ブレインストーミング³⁾は、1941年 アレックス F. オズボーンが、広告関係のアイデアを出すために考え出した一種の会議方式である。何人かの人が集まって一つの問題について、自由奔放にアイデアを出し合い、集団の連鎖反応効果を出そうとしたもので以下の4つの規則によって会議を進行させるものである。

- ① アイデアに対して良い悪いの判断はしない
- ② 自由奔放なアイデアを歓迎する
- ③ アイデアの質より量を求める
- ④ 他人のアイデアの改善・結合を求める

ブレインストーミングを行なう上での基本的な立場については、8. 2. 1 に示した通りで、「地下空間の地震時防災方法」をテーマに、以下のような問題提起を行ないながら各メンバーからのアイデアを求めた。

- ① 一般大衆の地下空間利用者は、地震時防災に対してどんな働きを期待しているか。
- ② 一般大衆の地下空間利用者は、地震時防災方法についてどんな要望があるか。
- ③ 一般大衆の地下空間利用者は、地下空間、地震時防災に対して潜在的要望にはどんなものがあるか。
- ④ 地下空間の地震時防災に対して各省庁、事業者の基本的な考え方、方針にはどんなものがあるか。
- ⑤ 地下空間の地震時防災方法を検討する上で、技術上の制約にはどんなものがあるか。
- ⑥ 地下空間の地震時防災を検討する上で、社会的責任はどんなものがあるか。

各メンバーから出されるアイデアの表現方法は、基本的に「名詞+動詞」「～を～する」とした。

一般に製品や部品などを物または名称でとらえ「名詞」で表現することは、そのイメージを呼び起こすために極めて便利である。しかしその名称によって固定概念を持つことにもなり、発達の転換を阻害しないためには、従来の名称に代わりにその物が

果たしている目的や働き、すなわち機能でとらえることが必要である^{*)}。例えば、地震時の防災方法の一つとして地震を感知する地震計を発想した場合に発想者、すなわちメンバーは、「地震計」としてではなく「揺れを検知する」としてアイデアを表現することになる。

ブレインストーミングのメンバーは、5人から10人程度が望ましい。ここでは、耐震関係および計画関係の技術者5人により会議を持つものとした。

会議時間は、基本的に各テーマに対し3～4時間程度の午前中とし、各会議間は2週間以上の期間を置かないこととした。

*) このアイデアの表現方法は、VE手法の中で最も特徴としたものである。

VEの考え方は、VA (Value Analysis) として1947年米国GE社に所属するマイルズ氏によって研究、開発がなされた後、1954年米国政府でこれがとり上げられ米国産業界できわめて広範囲に採用されるようになった。我国でも1970年頃より自動車、電気など大量組み立て産業で取り入れ、現在では、対象も製品や装置ばかりでなく作業工程、事務手続きなどソフト面へも適用されてきている。また適用領域は、製品の源流にさかのぼり、開発、企画段階へ、また購買、技術、設計部門から営業管理部門へと多岐にわたるようになった。

8. 2. 3 機能の抽出および分類方法

「地下空間の地震防災方法」の最も基本的な働きすなわち基本機能の抽出から、最終的な上位機能別の分類表作成に至るまでのフローを図8-2に示した。

① 「地下空間の地震防災方法」のテーマにおいて8. 2. 1に示した立場および8. 2. 2に示した問題提起に従いブレインストーミングによる会議を行ない自由なアイデアを求める。

② このテーマによって出されたアイデアについてKJ法⁹⁾によりこれらのアイデアのグルーピングを行ない、そのグループ間の上下関係を明確にし、最も上位に位置する機能を基本機能、次に位置する機能を上位機能として整理し機能系統図を作成した。

整理に関して、図8-2に示したように下位方向に「目的」、「手段」により順位づけを行ない、また問題点として出されたアイデアに対しては、「結果」、「原因」により順位づけをした。最終的な機能系統図では、問題点機能に対しては、機能変換により整理し直すことにした。

③ つぎにこのテーマに対するアイデアの「抜け」を最小限にとどめるため、補助的に「地下空間」、「地震防災」と題して上記と同様にアイデア出しを行ない整理し機能系統図作成した。

以上より、「地下空間の地震防災方法」に対する本質的な働き、またその下位の機能すなわち上位機能が明確になり、本テーマの全体像がクローズアップされることになる。機能の評価すなわち上位機能に対する順位づけは、5人のメンバーの多数決による一対比較により決定することにした。

つぎに、以上により「地下空間の地震防災方法」から抽出された各上位機能をテーマとして、再度ブレインストーミングを行ない、詳細に上位機能の分析を行なった。

④ ①と同様な立場により、各上位機能をテーマとしブレインストーミングを行なう。

⑤ 出されたアイデアに対しKJ法を用いてグルーピング、整理を行ない、下位機能として従属機能を抽出した。

⑥ 次に各従属機能に属するアイデアについて整理分類し、項目、アイデアとして示し上位機能別分類表を作成した。

⑦ 最後に各上位機能別分類表について全体的な整合性などの見直しとともに「地下空間利用」、「防災対策」および「地下施設の地震挙動」というのキーワードにより収集した参考文献を基に最終的な上位機能別分類表を作成した。

なお、機能、項目、アイデア等の各名称の順位は、図 8 - 3 に示したようである。

*) K J 法は、問題の多様さを定性的あるいは、個性のままにとらえ、総合的に新しい組立を得ようとする手法で、「そこに集められたデータ群の語っている事実の発見」に重点をおいた文化人類学者、川喜田二郎氏による方法である⁴⁾。

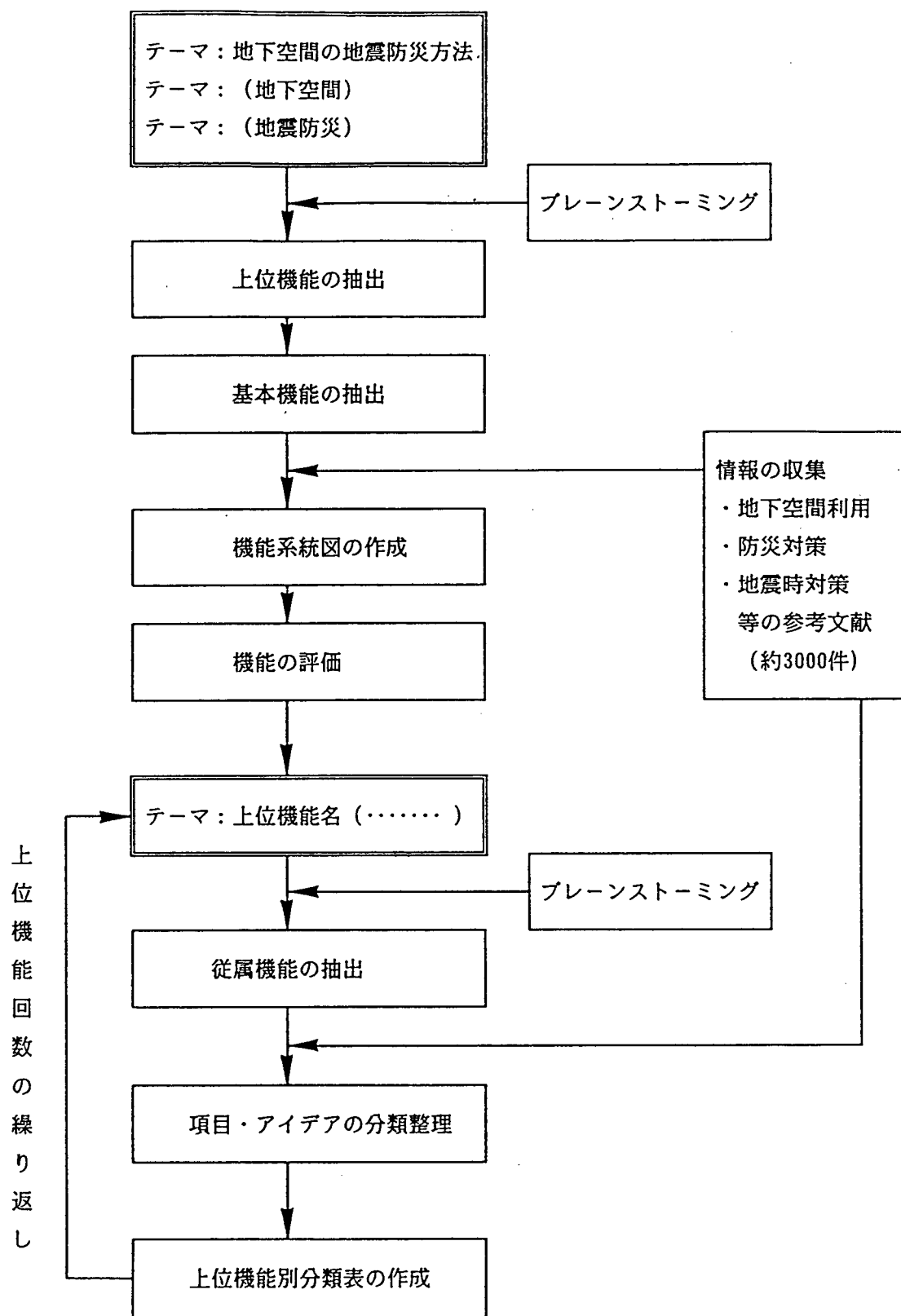


図 8 - 1 機能の抽出分類フロー

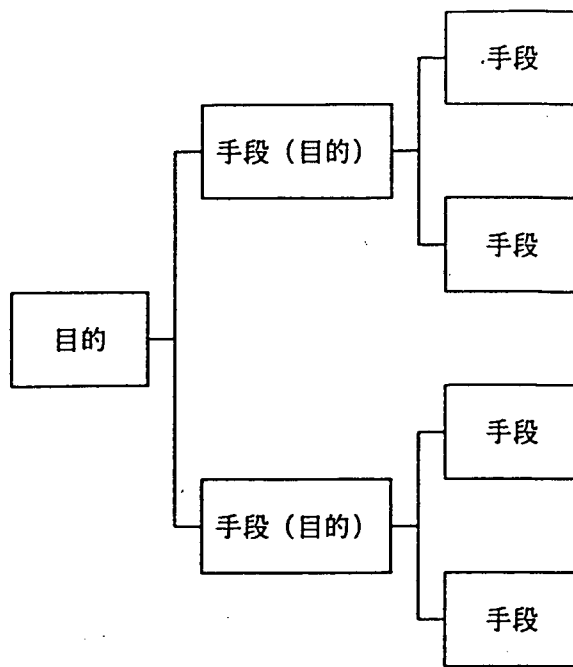


図 8 - 2 アイデアの整理方法

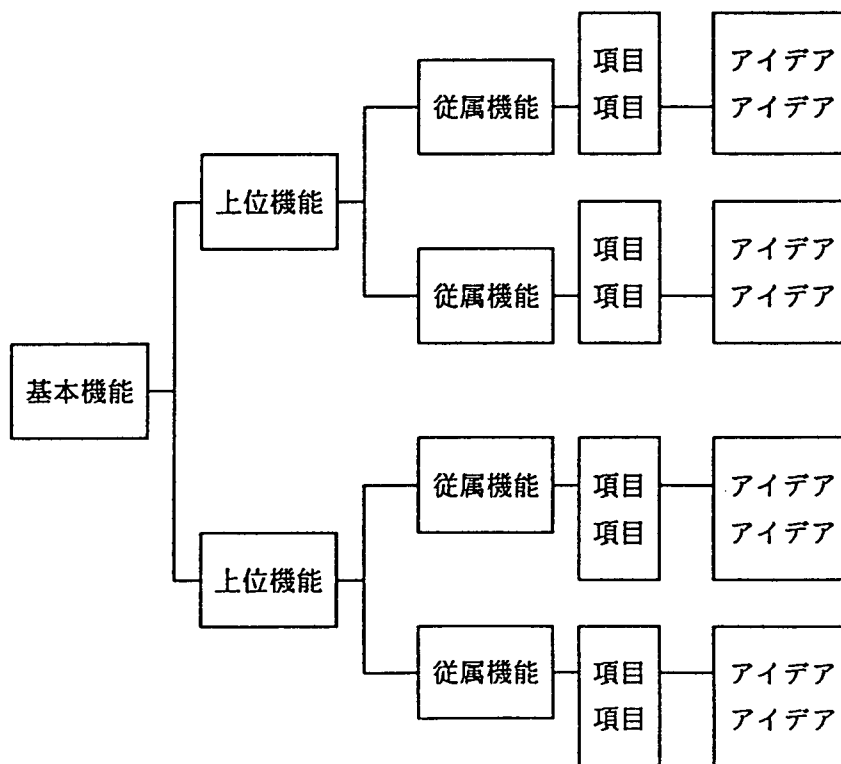


図 8 - 3 機能・項目・アイデアの順位

8. 3 基本機能および上位機能間の関連性

「地下空間の地震防災方法」補助的に行なった「地下空間」「地震防災」のテーマによるブレインストーミングの結果、524 件のアイデアを求めることができた。

地下空間を利用する一般大衆にとって、「人を守る」「不安感をなくす」がその地震時防災の最も基本的な働きすなわち基本機能であることが、アイデアの中からクローズアップされた（図 8 - 4 ）。

すなわち、一般大衆である各個人にとって、自分自身の肉体を守ることが最優先されることは、当然であろうし、また不慣れな地下空間の利用において常時ばかりでなく非常時においても心理的な不安感を解消する対策が必要であるということは、非常時における不安全行動によるパニックの発生を潜在的な不安感により助長される点の考慮にあらう。「不安感をなくす」の基本機能は、地下空間の地震防災方法としての特徴的な点であらう。

この基本機能の下位に位置する上位機能、すなわち基本機能の目的を達するための手段として図 8 - 4 に示したような 10 の上位機能がアイデアの中から抽出された。

6. 4 では、各上位機能について再度行なったブレインストーミング結果に基づき詳細に示すが、ここではこの 10 の上位機能について概説する。

F - 1 : 「法規制・基準・組織を整備する」

この上位機能は、「色に関する基準を作る」「指揮を明確にする」「歩行者の交通ルールをつくる」「地下省をつくる」など、地下空間の環境、非常時対策、交通規制といった基準面での整備や利用計画、防災組織の整備に関するアイデアをグルーピングしたもので、この手段により「人を守る」「不安感をなくす」の目的の一部を達成しようとするものである。

F - 2 : 「地下の環境特性を利用する」

この上位機能は、「温度が一定である」「揺れがすくない」などといった地下環境特性、「被害を遮断できる」「壁ができる」などの地下空間特性、「別世界となる」「夢空間となる」など人工空間としての特性などの利点や、「煙がたまる」「孤立する」といった欠点のアイデアをグルーピングしたもので、これらの特性を積極的に利用することにより「人を守る」「不安感をなくす」の目的の一部を達成しようとする

ものである。

F-3：「地上環境をまねる」

この上位機能は、「四季をつくる」「土で舗装する」「空間を広くする」「図書館をおく」など地上の自然環境、施設、ルールなどを地下空間に持ち込むことにより地下の潜在的な不安感を解消するしようとするアイデアをグルーピングしたものである。

F-4：「非常用施設を整える」

この上位機能は、「迷路をつくらない」「角を丸くする」などの避難路に対するアイデアや情報、監視、点検、備蓄、復旧、救援救護施設などに対するアイデアをグルーピングしたものである。従来の地上施設、地下施設に対する非常用施設の延長上でのアイデアが多く、「人を守る」の手段としてその目的を達成しようとしたものである。

F-5：「情報をコントロールする」

この上位機能は、情報の収集、「視覚で伝える」「女性の声で放送する」など情報の伝達方法、情報の判断などのアイデアをグルーピングしたもので、これらの手段により常時の不安感の解消や非常時における安心した避難などによりパニックを誘発することなく「人を守る」「不安感をなくす」の目的の一部を達成しようとするものである。

F-6：「教育・訓練をする」

この上位機能は、対象者、内容、時期、管理方法に対するアイデアをグルーピングしたもので、これらの手段により事前の不安感の解消とともに非常時における整然とした避難行動とうにより「人を守る」「不安感をなくす」の目的を達成しようとするものである。

F-7：「救出・救護体制を整える」

この上位機能は「救急用具をおく」「救出機器をおく」「救援組織を作る」など、地下空間は災害時に孤立しやすく事前に独自の体制および機器類を準備することにより、「人を守る」「不安感をなくす」の目的の一部を達成しようとするものである。

F-8：「乗り物・携帯品を改善する」

この上位機能は、「電気自動車にする」「地下地図を常備する」「IDカードを携帯する」など利用者側の改善のアイデアを、グルーピングしたもので、これらの手段により、「人を守る」「不安感をなくす」の目的を達成しようとするものである。

F-9:「地下施設を守る」

この上位機能は、設計法、施工法、構造形式、付帯施設の改善や、機能低下の防止等に関するアイデアについてグルーピングしたもので、これらの手段により、「人を守る」の目的の一部を達成しようとしたものである。

F-10:「防犯・保安体制を作る」

この上位機能は、「見通しを良くする」「防犯カメラをおく」「防犯シャッターをもうける」など、防犯に対する設備、機器などのアイデアをグルーピングしたものである。「地下空間の地震防災」として出されたアイデアとしては直接的でなく、パニック状態に陥ったときの犯罪を意識したものであろうか、むしろ「不安感をなくす」の目的の手段として位置づけが強く、地下空間の「圧迫感」「孤立化」「暗い」といったイメージの解消のためのアイデアであろう。

表8-1は、一対比較により上位機能を一般大衆の利用者としての重要度に応じその上下関係を順位として評価したものである。

これによると、地震時防災方法として、各個人は、被害状況を意識し、その被害から安全に避難できる施設を整えること「非常用施設を整える」がもっとも重要であるものと認識されている。

「地下施設を守る」は、地下構造物に対して適切な耐震設計等による対策を行うアイデアが中心であり、本来施設内の人命を地震から守るために、最も上位として評価される機能であるものと思われる。しかしながら第2位として評価されたことは、地下は地上に比べ揺れが小さい事が一般的に言われていること、日本の耐震技術が進んでおりその意味での安心感があることによるものと思われる。また、人工空間である地下空間は、設備機器の異常で死空間となることによりその順位が逆転したものと思われる。

第3位の「情報をコントロールする」は、地震発生から被害、被害に至らないまでも、このような異常状態の時、各個人は安全に避難したいということは前述したように

最も重要で、パニックを生じるような逃走的な行動を起こさないために適切な情報伝達が必要であろうとする判断によるものと思われる。

第4位、第5位、第6位で評価された「地上環境をまねる」「教育・訓練をする」「地下の環境特性を利用する」は、不慣れな地下空間利用者の、常時の潜在的な不安感をできるかぎり解消しようとするものであり、上位機能の中で中位の順位を占めていることは興味深く、利用者側からの地下空間の地震時防災方法への要求として特徴的なものであろう。

第7位として評価された「法規制・基準・組織を整備する」では、地震時防災対策について基準化、組織化することにより、どの地下空間においても同レベルの地震時防災対策がなされることを利用者として期待したものであろう。

「救出・救護体制を整える」は、第8位として評価され、上位機能の中で下位に属している。利用者側の立場から救出・救援体制は被害者にとって重要であるが、各個人が被害者になることはありえないといった潜在的な意識により、このような位置づけとなったものと思われる。

「乗り物・携帯品を改善する」は、上位機能のうち唯一の地下空間利用者が積極的に対応が成されなければならないもので、上位機能として抽出されたことはやはり地下に対する不安感があるのであろう。しかしながら、上位機能の中で最下位として評価されたことは、地下空間の地震防災対策は、あくまでその事業者側によって総合的に対応がなされるべきであるという意識と、一方では、「そこまでして地下空間を利用することはない」といった利用者側の怠慢さエゴが出ているものと思われる。

今回のブレインストーミングで、「防犯・保安体制を整える」が、地下空間の地震時防災方法のテーマからクローズアップされたことは興味深く、前述した潜在的な不安感を解消する要求により出されたものであろう。また、被害発生後の復旧に対しても事前にその対策に対して検討しておくことは、被害を受けた施設の所有者、事業者にとって重要であるが、利用者にとっては、アイデアとして出たものの上位機能としての位置づけされるまでに至らなかったことは、当然の結果であらう。

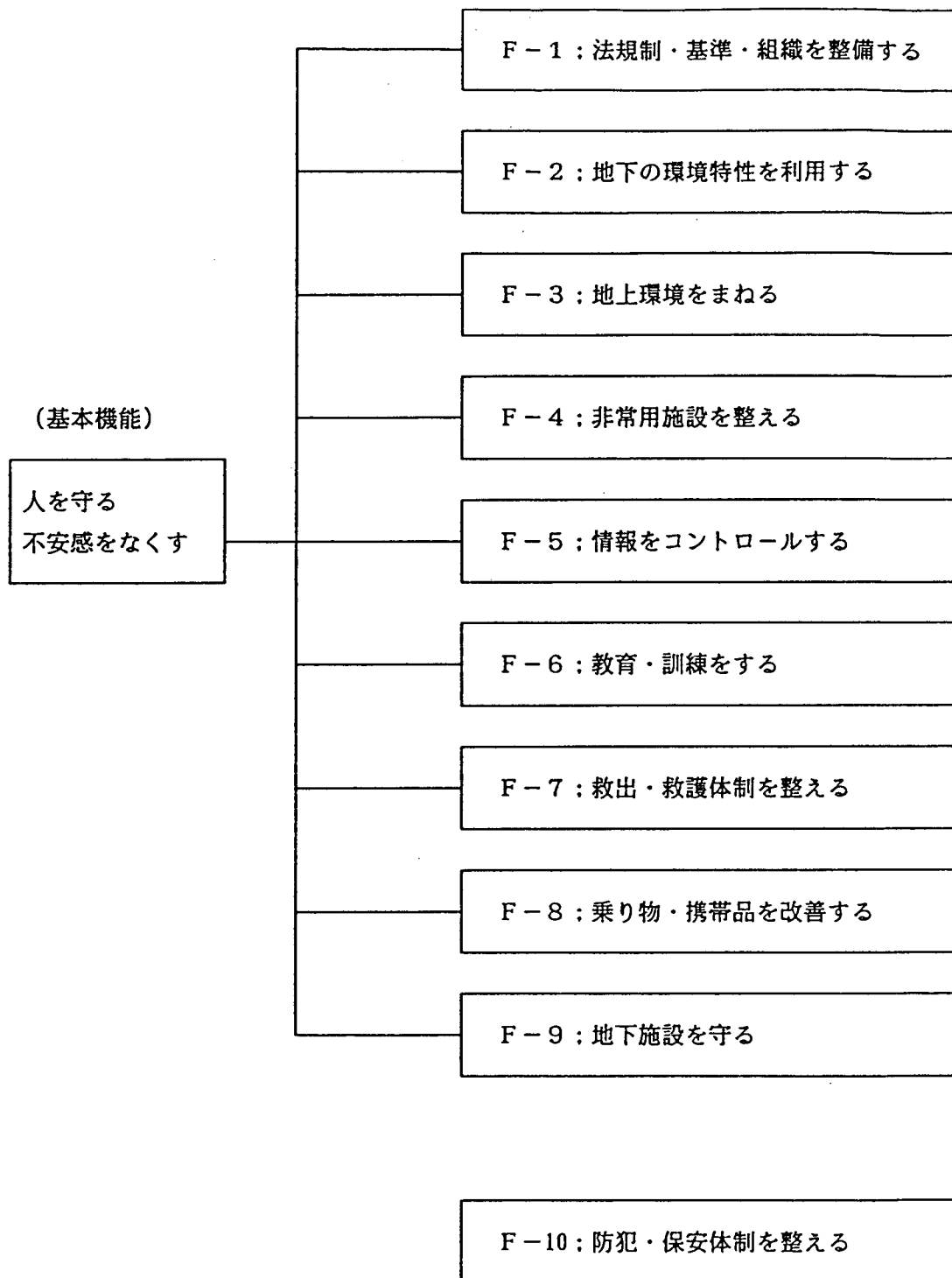


図 8 - 4 機能系統図

表 8 - 1 上位機能に対する一対比較

	F-1	F-2	F-3	F-4	F-5	F-6	F-7	F-8	F-9	得点	順位
F-1 法規制・基準・組織を整備する	\	×	×	×	×	△	○	○	×	¹ 2	~~7~~
F-2 地下の環境特性を利用する	○	\	×	×	×	×	△	○	△	² 2	~~6~~
F-3 地上環境をまねる	○	○	\	×	×	△	○	○	×	¹ 4	~~4~~
F-4 非常用施設を整える	○	○	○	\	○	○	○	○	△	7	~~1~~
F-5 情報をコントロールする	○	○	○	×	\	△	△	○	×	² 4	~~3~~
F-6 教育・訓練をする	△	○	△	×	△	\	△	○	×	⁴ 2	~~5~~
F-7 救出・救護体制を整える	×	△	×	×	△	△	\	○	×	1	~~8~~
F-8 乗り物・携帯品を改善する	×	×	×	×	×	×	×	\	×	0	~~9~~
F-9 地下構造物を守る	○	△	○	△	○	○	○	○	\	6	~~2~~

「備考」

得点 『○』印の個数とする。同点の場合には、『△』印の個数とする。

EX.

4
2

 → 『△』印の個数
→ 『○』印の個数

8. 4 上位機能の評価

前節 8. 3 において抽出された各上位機能について、再度ブレインストーミングを行なった結果、1175 件のアイデアを求められ、それに基づいて再度検討を行ない [F-1] 118 件、[F-2] 80 件、[F-3] 88 件、[F-4] 119 件、[F-5] 134 件、[F-6] 89 件、[F-7] 47 件、[F-8] 28 件、[F-9] 61 件、[F-10] 20 件、総計 781 件のアイデアに絞り込むことができた。この上位機能の下位に位置する従属機能、すなわち上位機能の目的を達するための手段として各従属機能がアイデアの中から抽出され、さらに各従属機能に属するアイデアについて整理分類し、分類項目として表 8-2 に示すような機能分類表としてまとめられた。

各上位機能で出されたアイデアの件数の順位と、前節で求められた一対比較の順位との関係を 図 8-5 に示す。図 8-5 では、横軸に一対比較の順位を、縦軸にアイデアの件数の順位を表わしている。この図を見て分かるように、一対比較の結果とアイデアの件数との間には高い相関関係にあることは興味深い。

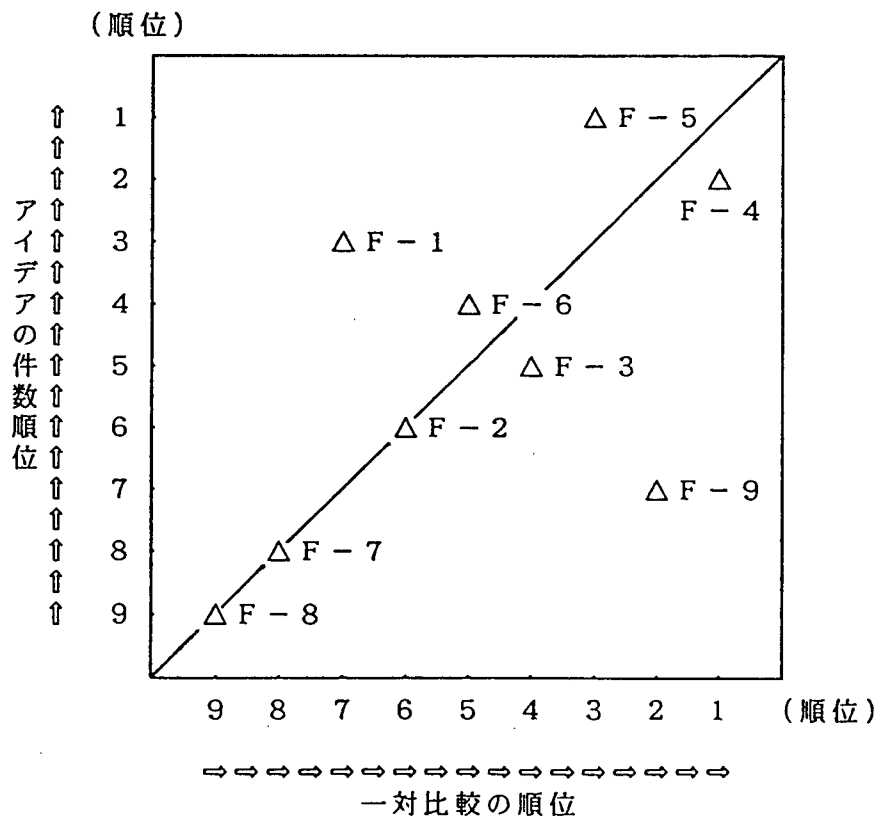


図 8-5 一対比較順位とアイデア件数順位との関係

表 8 - 2 機能分類表

基本機能・・・人を守る（不安感をなくす）

上位機能	従属機能	分類項目
F-1 法規制・基準・組織を整備する	○利用計画に関する基準 ○組織・情報に関する基準 ○社会環境に関する基準 ○環境に関する基準 ○施設・機器に関する基準 ○教育・訓練に関する基準 ○交通に関する基準	全体計画・施設計画 全体組織・個別組織・情報通信 管理・保険保証・防犯 環境保全・衛生・雰囲気 施設・機器 教育・訓練 交通
F-2 地下の環境特性を利用する	○地下空間の環境利用 ○地上環境の遮断 ○心身への影響利用 ○地下の社会環境利用	位置エネルギー利用空間・免震空間・恒温湿空間 視覚外空間・密閉空間・地盤内空間 自然環境の遮断・人的環境の遮断 悪イメージ・好イメージ・自然サイクルの不適 地上環境を取り戻す・未開発空間・建設コストが高い
F-3 地上環境をまねる	○地上施設をまねる ○地上の自然環境をまねる ○地上のルールをまねる	生活施設・避難施設・緊急施設・ライフライン施設 情報伝達施設・道路交通施設・歩行施設 自然サイクルを作る・自然造形を造る・動植物を育てる 地上のルール
F-4 非常用施設を整える	○情報・監視施設 ○被害の直接防止施設 ○備蓄施設 ○復旧施設 ○点検施設 ○避難場所 ○救援・救護施設 ○環境施設	中央監視室・検知器・情報機器・監視機器 転倒落下防止装置・制振装置・免震装置・地震検知器 煙制御装置・消火設備・防火設備・防水止水装置 非常用備蓄施設 復旧システム・修復機械 点検基準・点検装置 広域避難場所・緊急避難室・車両避難場所・避難路 非常用昇降施設・照明装置・誘導灯・避難路の形状 救援施設・救護施設 環境制御施設
F-5 情報をコントロールする	○情報の収集 ○情報の判断 ○情報の伝達（行動）	収集基準・収集内容・シミュレーション・個人位置確認 巡回による情報収集・中央監視による情報収集 判断内容・判断決定者の明確化・伝達手段の使い分け 伝達施設・視覚伝達方法・聴覚伝達方法・触覚伝達方法 臭気伝達方法・心理利用・避難誘導方法・伝達内容 情報伝達マニュアル・情報伝達シミュレーション
F-6 教育・訓練をする	○対象者の設定 ○内容の設定 ○時期の設定 ○場所・媒体物の設定 ○教育管理方法の設定	一般大衆・事業者・指導者 防災教育の基本ルール・地下マナー・器具の使用方法 防災器具の常備・確認行為・地震時の車両の対応 地震時の行動・災害事例・地震情報訓練・地震後の対応 地下利用者の禁止行為 教育時期 教育場所・媒体物 義務教育化・資格免許・マニュアル・調査
F-7 救出・救護体制を整える	○組織の整備 ○緊急路の整備 ○救出方法の整備 ○救護方法の整備	基準・救出救護隊・連絡網 緊急路の形状・緊急輸送路 発見機器・救出機器・照明機器 救護場所・救護車・救護物資・伝染病対策
F-8 乗り物・携帯品を改善する	○位置確認装置の改善 ○非常用携帯品の改善 ○自動車・搭載品の改善	位置確認装置 携帯品 自動車の改善・搭載品（自動車用）
F-9 地下構造物を守る	○設計法・施工法の整備 ○構造形式の改善 ○材料の改善 ○保有機能の維持	設計法の設定・建設場所の設定・物性値の設定 入力地震動の設定・挙動予測・施工法の設定 制振構造・免震構造・周辺地盤対策 新素材・材料の強度低下・耐熱（火）材・耐水材・緩衝材 点検・環境制御・補修補強
F-10 防犯・保安体制を整える	○防犯・保安体制の整備	防犯機器・防犯施設・防犯管理者・施設の改善

8. 4. 1 法規制・基準・組織を整備する

「法規制・基準・組織を整備する」をテーマとしたブレインストーミングでは、118件のアイデアが出され、表8-3に示すような上位機能別分類表としてまとめられた。その結果によると「利用計画に関する基準」「組織・情報に関する基準」「社会環境に関する基準」「環境に関する基準」「施設・機器に関する基準」「教育・訓練に関する基準」「交通に関する基準」という7つの従属機能としてアイデアを分類することができた。

「利用計画に関する基準」では、地下利用法の設置、都市計画の見直し、乱開発規制基準、地下住居限界深度基準、地下利用深度基準、利用施設に応じた区分け、などの17件のアイデアが出された。これらは、全体計画、施設計画、といった利用計画として分類することができる。

「組織・情報に関する基準」では、大規模地震対策基準、警戒警報発令基準、パニック対応基準、警報撤回基準、緊急時連絡網基準、災害時情報制御基準、隣組の組織化などの23件のアイデアが出された。これらは、全体組織、情報通信、個別組織といった組織・情報として分類することができる。

「社会環境に関する基準」では、地下環境保全基準、地下振動基準、排ガス基準、地下衛生基準、空気清浄基準、地下照明基準、色彩基準など28件のアイデアが出された。これらは、環境保全、衛生や雰囲気といった環境に関する項目として分類される。

「施設・機器に関する基準」では、避難施設設置基準、地下交番設置基準、地下緑地面積基準、非常用食料備蓄基準、地下容積率基準、防災検知機器基準、地下携帯物基準などの20件のアイデアが出された。これらは、地下施設や機器といった項目として分類される。

「教育・訓練に関する基準」では、防災教育基準、防災教育指導者免許基準、避難訓練義務基準、IDカード携帯義務化、老人対策基準、防災教育終了者チェックリスト、身体障害者対策基準といった7件のアイデアが出された。これらは、教育、訓練といった項目として分類される。

「交通に関する基準」では、地震時交通規制基準、緊急輸送車通行基準、歩行者交

通基準、地下運転免許、速度規制基準、危険物積載制限基準、出入車両の制限基準、車両停留所制限基準といった交通に関するアイデアが出された。

以上の法規制・基準・組織に関する7つの従属機能は、F-2～F-10それぞれの上位機能をカバーしている。このように、各上位機能に対しての法規制、基準や組織づくりが必要とされる。また個々の法規制、基準や組織の整備に加えて、地下空間地震防災方法に対する一貫した体系づくりも重要視されるものと考えられる。

また文献調査の結果、「法規制・基準・組織を整理する」について420件の文献が収集され、現在までに、「防災対策」「防災計画」「防災管理」「設計基準」についての研究が多くなされていることがわかる^{61)・62)・71)・81)}。また分類されたアイデアは、収集された文献の内容を十分にカバーしており、なおかつ補うものである。

表 8 - 3 機能別分類 [F-1:法規制・基準・組織を整える]

従属機能	分類項目	アイデア
1. 利用計画に関する基準	a. 全体計画	地下利用法の設置・都市計画の見直し・処女空間
		東京都地下区・土地代不用・乱開発規制基準
		地下住居限界深度基準・地下建設資金基準
		地下利用深度基準・地上への影響対策基準
	b. 施設計画	利用施設に応じた区分け・地下使用届け入れ基準
		ブロック割・私有地の見直し・地下借用基準 地下使用エネルギー基準
2. 組織・情報に関する基準	a. 全体組織	大規模地震対策基準・地下防災アセスメント基準
		警戒警報発令基準・警報撤回基準・防災体制基準
		地震時対応対策・復旧システム・首相との連絡
		最終決定者の明確化・パニック対応基準
		防災体制マニュアル
	b. 情報通信	緊急時連絡網基準・多重ネットワークシステム
		地上通信基準・地下放送基準・地震観測網基準
		災害時情報制御基準・報道管制基準
		防災記号基準
	c. 個別組織	指揮者の明確化・隣組の組織化・救援護隊基準
		ブロック毎の防災組織
3. 社会環境に関する基準	a. 管理	地下省の設置・各省庁間の調整・利用者の管理
		官民の調整・地下管理者免許・地下運用会社基準
		事業者の免許基準・地下番地の一本化
		地下公共料金基準・入場定員制限基準
		地下街頭演説基準
	b. 保険保証	保険基準・地下勤務者労働基準・防災基金の設置
		違法行為者罰則基準・暴動指導者罰則基準
		防災殉職者保証基準
	c. 防犯	防犯保安基準・危険物取扱基準・風俗営業基準
		浮浪者対策基準・地下揭示物規制基準
4. 環境に関する基準	a. 環境保全	地下環境保全基準・地下環境アセスメント基準
		地下振動基準・地下騒音基準・排ガス規制基準
		違法電波規制基準
	b. 衛生	地下磁気規制基準・地下衛生基準・清掃基準
		地下水利用基準・下水処理基準・空気清浄基準
		ゴミ、廃棄物基準・動物持込み規制基準
		伝染病対策基準
	c. 雰囲気	地下放射線基準・地下照明基準・日照時間基準

		温度、湿度基準・色彩基準・臭気基準
5. 施設・機器に関する基準	a. 施設	避難施設設置基準・地下警察署設置基準
		地下交番設置基準・地下消防署設置基準
		地下病院設置基準・非常時電力設置義務基準
		地下緑地面積基準・非常用食料備蓄基準
		地下建築物基準・地下構造物設計基準
		地下構造物施工基準・地下構造物管理基準
		地下容積率基準・天井高基準・昇降施設基準
	b. 機器	防災検知機器基準・地下携帯物基準
		防災用具点検基準・消火設備設置基準
6. 教育・訓練に関する基準	a. 教育	防災教育基準・防災教育指導者免許基準
	b. 訓練	避難訓練義務基準・I Dカード携帯義務化
		老人対策基準・防災教育終了者チェックリスト
		身体障害者対策基準
7. 交通に関する基準	a. 交通	地震時交通規制基準・緊急輸送車通行基準
		歩行者交通基準・地下運転免許・速度規制基準
		危険物積載制限基準・出入車両の制限基準
		車両停留所制限基準

8. 4. 2 地下の環境特性を利用する

「地下の環境特性を利用する」をテーマとしたブレインストーミングでは、80件のアイデアが出され、表8-4に示すような上位機能別分類表として分類された。その結果によると「地下空間の環境利用」「地上環境の遮断」「心身への影響利用」「地下の社会環境利用」といった4つの従属機能として分類することができる。

「地下空間の環境利用」では、揺れが少ない、地下構造物が安定する、土圧が大きい、水圧が大きい、温度が一定、湿度が一定、貯蔵庫になる、地上から見えない、地上が見えない、広さに限界がある、陽がささない、反力がとれるなどの36件のアイデアが出された。これらは、位置エネルギー利用空間、免震空間、高圧下空間、恒温湿空間、視覚外空間、密閉空間、地盤内空間といった地下空間の環境利用の項目として分類される。

「地上環境の遮断」では、紫外線を切る、雨が降らない、風が吹かない、雪が降らない、電磁波を切る、音を切るなどの11件のアイデアが出された。これらは、自然環境の遮断、人的環境の遮断といった地上環境の遮断として分類される。

「心身への影響利用」では、心理・肉体への影響が不明確、心理的に暗い、逃げ場がない、圧迫感、別世界をつくれる、子供が喜ぶ、神秘的なイメージがつくれる、季節感がない、昼がない、夜がない、時間感覚がないなどの20件のアイデアが出された。これらは、悪いイメージ、好イメージ、自然サイクルの不適という心身への影響に関する項目として分類される。

「地下の社会環境利用」では、土地を増やせる、地上の混雑が緩和できる、交通を確保できる、地上の環境を乱さない、自由に使える、建設コストが高い、防災に金がかかる、多量の電力が必要であるなどの13件のアイデアが出された。これらは、地上環境を取り戻す、未開発空間、建設維持コストが高いといった地下の社会環境特性についての分類項目としてまとめられる。

以上のように、揺れが少ない、温度が一定、雨が降らない、子供が喜ぶ、神秘的なイメージがつくれる、土地が増やせる、地上の混雑が緩和できるなどの利点や、土圧が大きい、陽がささない、心理・肉体への影響が不明確、心理的にくらくら、逃げ場がない、季節感がない、建設コストが高いなどの欠点に分けることができる。このような

地下環境の利点を活用した地下空間の開発に加えて、地下に対する悪いイメージである心理的影響を少なくする、いわゆる潜在的不安感を解消するような地下環境の検討が必要とされるものと考えられる。

また文献調査の結果、「地下の環境特性を利用する」について103件の文献が収集され、現在までに、「備蓄施設」「避難施設」「シェルター」にいての研究が多くなされていることがわかる^{8)・9)・10)}。また分類されたアイデアは、収集された文献の内容を十分カバーしており、なおかつ補うものである。

表 8 - 4 機能別分類 [F-2: 地下の環境特性を利用する]

従属機能	分類項目	アイデア
1. 地下空間の環境利用	a. 位置エネルギー利用空間	位置エネルギーを利用できる
	b. 免震空間	揺れが少ない・液状化しない・地盤が硬い
		地上構造物が安定する・耐震設計がいらない
	c. 高圧下空間	土圧が大きい・浸透水が使える
		水圧が大きい・水がたまる
	d. 恒温湿空間	温度が一定・腐食しやすい・植物が培養できる
		湿度が一定・貯蔵庫になる・カビが生える
	e. 視覚外空間	地上から見えない・地上が見えない
2. 地上環境の遮断	f. 密閉空間	広さに限界がある・音が反響する・熱がこもる
		空気が循環しない・陽がささない・匂がこもる
	g. 地盤内空間	周囲は燃えない・反力がとれる・壁ができる
		材料がいらない・地上との連絡網が必要である
3. 心身への影響利用	a. 自然環境の遮断	紫外線を切る・雨が降らない・風が吹かない
		雪が降らない・クリーンルームができる
	b. 人的環境の遮断	電磁波を切る・避難場所になる・音を切る
		原水爆から守る・汚いものを隠せる
	a. 悪いイメージ	心理肉体への影響が不明確・心理的にくらしい
		迷場がない・地上から離れている・圧迫感
4. 地下の社会環境利用	b. 好イメージ	別世界を作れる・子供が喜ぶ・精神集中できる
		神秘的なイメージが作れる・夢がある
	c. 自然サイクルの不適	季節感がない・昼がない・夜がない
		時間感覚がない・方位感がなくなる
	a. 地上環境を取り戻す	土地を増やせる・地上の混雑が緩和できる
		交通を確保できる・地上の環境を乱さない
	b. 未開発空間	計画が立てやすい・自由に使える・重層構造
		土地代がいらない・地下環境を乱す
	c. 建設維持コストが高い	建設コストが高い・消火に手間がかかる
		防災に金がかかる・多量の電力が必要である

8. 4. 3 地上環境をまねる

「地上環境をまねる」をテーマとしたブレインストーミングでは、88件のアイデアが出され、表8-5に示すような上位機能別分類表としてまとめられた。その結果によると、「地上施設をまねる」「地上の自然環境をまねる」「地上のルールをまねる」といった3つの従属機能としてアイデアを分類することができた。

「地上施設をまねる」では、街、図書館、ゴミ処理場、公園、運動場、消防署、派出所、水道、浄水場、放送局、TV、標識、信号、動く歩道、エレベーターなどといった53件のアイデアが出された。これらは、生活施設、避難施設、緊急施設、ライフライン施設、情報伝達施設、道路交通施設といった現存する施設をイメージしたものとして分類することができる。

以上のように地上で使い慣れた施設を地下施設に取り入れることは、地下施設を利用するうえで地上との差をなくすことになり、ひいては不慣れな空間であるために常時に受ける心理的影響すなわち不安感を、少なからず解消する方向につながるものと考えられる。

「地上の自然環境をまねる」では、四季をつくる、自然音を流す、雨を降らす、昼と夜をつくる、無駄を多くする、風景をつくる、山をつくる、坂をつくる、空間を広くする、鳥を飛ばす、樹木を植える、などといった20件のアイデアが出された。これらは、自然サイクルをつくる、自然造形を造る、動植物を育てるといった地上の自然環境として分類することができる。

以上のように地上の自然環境を地下に人工的に造るということは、地下空間で過ごすうえで地上との差をなくすことになり、ひいては閉鎖的な空間であるために常時に受ける心理的影響すなわち不安感を、少なからず解消する方向につながる。

「地上のルールをまねる」では、ブロック毎に環境を変える、車と人を分ける、道路を基盤の目にする、車の停留所を限定する、番地をつくるといった5件のアイデアが出された。

以上のように地上の社会的なルールを地下に適応することは、地上社会と地下社会との差をなくすことになり、ひいては不慣れな空間であるために常時に受ける心理的影響すなわち不安感を少なからず解消する方向につながると考えられる。

地上の施設、地上の環境、地上のルール、といった地上環境を地下空間に取り入れて地上環境と地下環境との差をなくすことは、地下が不慣れで閉鎖的な空間であるために受かる常時の心理的影響すなわち不安感を少なからず解消し、ひいては非常時においてもパニックを回避できるような心理の維持につながるものと考えられる。ここでは、利用者の潜在的な不安感の解消といった、心理的な立場に立ったソフト的な地震防災方法の必要性がクローズアップされている。

また文献調査の結果、「地上環境をまねる」について321件の文献が収集され、現在までに、「防災都市」「防災計画」「防災街づくり」にいての研究が多くなされていることがわかる^{11), 12), 13)}。また分類されたアイデアは、収集された文献の内容を十分カバーしており、なおかつ補うものである。

表 8 - 5 機能別分類 [F-3:地上環境をまねる]

従属機能	分類項目	アイデア
1. 地上施設をまねる	a. 生活施設	街・喫煙所・休憩所・ベンチ・トイレ・図書館
		店・壁に絵をおく・ゴミ処理場・墓地
	b. 避難施設	広域避難場所・運動場・公園・地図
		大規模プール
	c. 緊急施設	消防署・消防車・消火施設・病院・救急車
		派出所・防犯ベル
	d. ライフライン施設	水道・上下水施設・浄水場・浄化槽・貯水池
		排水溝・水力発電・電気・配線の地中化
	e. 情報伝達施設	中央監視室・放送局・時計・時報・音楽を流す
		TV・電話
2. 地上の自然環境をまねる	a. 自然サイクルをつくる	車・標識・中央分離帯・バス・信号・駐車場
		換気を良くする・散水機能を持った道路
		動く歩道・エレベーター・エスカレーター
		歩行者道路
	b. 自然造形を造る	四季をつくる・自然音を流す・雨を降らす
		風を吹かす・人工太陽・光の方向を変える
		昼と夜をつくる・温度差をつくる・臭いを流す
		湿度を変える・水を透過させる・空気圧の調整
		無駄を多くする・あまり機能的にしない
3. 地上のルールをまねる	a. 地上のルール	風景をつくる・山をつくる・小川を流す・池
		坂をつくる・土で舗装する・見通しを良くする
		空間を広くする・地上を見れる
		柱を少なくする
	c. 動植物を育てる	動物を育てる・鳥を飛ばす
		樹木を育てる・草木を植える
	a. 地上のルール	ブロック毎に環境を変える・車と人を分ける
		道路を基盤の目にする・車の停留所を限定する
		番地をつくる

8. 4. 4 非常用施設を整える

「非常用施設を整える」をテーマとしたブレインストーミングでは、119件のアイデアが出され、表8-6に示すような上位機能別分類表としてまとめられた。その結果によると、「情報・監視施設」「被害の直接防止施設」「備蓄施設」「復旧施設」「点検施設」「避難場所」「救援・救護施設」「環境施設」といった8つの従属機能としてアイデアを分類することができた。

「情報・監視施設」では、施設間の連絡網、地震検知器、災害場所の検知、個人位置確認機器、出入管理チケット、などといった21件のアイデアが出された。これらは、中央監視施設、検知器、情報機器といった情報施設・監視施設として分類することができる。

以上のように、常時および非常時における地下空間の情報や監視といった全体情報を適確に把握するための非常用施設の整備が必要となる。

「被害の直接防止施設」では、転倒防止装置、制御装置、免震床、緩衝材の使用、気流調整装置、消火栓、防火シャッター、防水シャッター、などのアイデアが26件出された。これらは、転倒落下防止装置、制振装置、免震材料・装置、地震検知器、煙り制御装置、消火設備、防火設備、防水・止水装置といった、被害を直接防止する施設として分類される。

以上のように、地震や浸水による災害、火災やガスによる爆発といった人的災害、また地震による二次災害（人的災害に続く）といった、地下に対する直接的な災害を防止する施設の整備が必要とされる。

「備蓄施設」では、非常用発電施設、非常用燃料備蓄、防災用具、非常用貯蔵庫（食料・水）といった8件のアイデアが出された。

以上のように、災害発生時における諸施設の機能や働き、災害発生から復旧までの地下空間の機能低下を最小限にするための備蓄施設の整備が必要とされる。

「復旧施設」では、復旧システム、各種部品の常備、ガレキ処理機、レッカー車の常備といった5件のアイデアが出された。これらは復旧システム、緊急路、建設資材の常備、修復機械といった項目に分類される。

「点検施設」では、非常用機器の点検基準、非常用機器の作業点検、中小規模地震

後の点検、自動点検装置、自動点検機能など5件のアイデアが出された。これらは、常時および非常時また災害後の施設や地下空間の正常な運転を行なっていくために必要な施設である。

「避難場所」では、耐火空間、公園、緊急避難室、施設間の連絡網、脱出用通路、非常用エスカレーター、非常用エレベーター、自動照明装置、迷路にしない、袋小路にしない、見通しを良くするなど57件のアイデアが出された。これらは、広域避難場所、緊急避難室、車両避難場所、避難路、非常用昇降施設、照明装置、誘導灯、避難路の形状といった非常用の避難施設として分類される。

「救援・救護施設」では、地下病院、緊急路、担架、救急車、医薬品、派出所といった6件のアイデアが出された。

「環境施設」では、クローズドシステム、非常用エアコン、換気扇、非常用排気施設、空気清浄装置、音楽を流すなどの11件のアイデアが出された。

以上の、情報・監視、被害の直接防止、備蓄、復旧、点検、避難、救援・救護、環境といった非常用施設は、災害発生以前の常時の監視から発生時の防止そして発生時の復旧や点検といった全体をカバーする施設である。このようにどのような事態にも対処できるような施設や装置、またこれらを統括するシステムの整備や配置の必要性が考えられる。

また文献調査の結果、「非常用施設を整える」について1178件の文献が収集され、現在までに、「防災設備」「非常電源」「防災システム」「監視および制御システム」にいての研究が多くなされていることがわかる^{15)、16)}。また分類されたアイデアは、収集された文献の内容を十分カバーしており、なおかつ補うものである。

表 8 - 6 機能別分類 [F-4:非常用施設を整える]

従属機能	分類項目	アイデア
1. 情報・監視施設	a. 中央監視施設	放送局・施設間の連絡網・地上との連絡網
	b. 検知器	地震検知器・災害場所の検知・火災報知器
		ガス検知器・漏電検知器・漏水検知器
		洪水予知・検知器の基準
	c. 情報機器	施設間の連絡網・地上との連絡網・非常用電話
		非常用通信回線・非常用信号機・非常ベル
		通信装置付き防災ヘルメット
		個人位置確認機器 (壁内)
	d. 監視機器	ビデオカメラ・出入管理チケット
2. 被害の直接防止施設	a. 転倒落下防止装置	転倒防止装置・安全柵・化粧板落下防止
	b. 制振装置	制振装置
	c. 免震材料・装置	免震床・フレキシブル管・緩衝材の使用
		ゴムの使用・形状記憶合金の使用・鉛の使用
		割れない電球の使用・割れないガラス
	d. 地震検知器	地震検知・ドア自動開閉装置
	e. 煙制御装置	気流調整装置・有毒ガスを出さない材料
		防害マスク
	f. 消火設備	消防車・消火栓
	g. 防火設備	防火シャッター・二重扉・不燃材料・防火用具
		防火服
	h. 防水・止水装置	防水シャッター・漏水固化
3. 備蓄施設	a. 非常用備蓄施設	非常用発電施設・非常用燃料備蓄・非常袋
		非常用貯蔵庫 (食料、水)・大規模プール
		ヘルメット・貯水槽・防災用具 (壁の中)
4. 復旧施設	a. 復旧システム	復旧システム
	b. 緊急路	緊急路を設ける
	c. 建設資材の常備	各種部品を常備する
	d. 修復機械	ガレキ処理機・レッカー車の常備
		天井にクレーン
5. 点検施設	a. 点検施設	非常用機器の点検基準・非常用機器の作業点検
		中小規模地震後の点検・自動点検装置
		自動点検機能
6. 避難場所	a. 広域避難場所	安全空間・耐火空間・公園・運動場
		携帯用トイレ
	b. 緊急避難室	緊急避難室
	c. 車両避難場所	非常用駐車施設

	d. 避難路	施設間の連絡路・脱出用通路（地下河川）
		運転、同乗車用避難路・自動車用避難路
	e. 非常用昇降施設	非常用エスカレーター・非常用エレベーター
		身体障害者用エスカレーター・非常用ロープ
		非常ばしご・自転車用エスカレーター
		非常用シェルター・自動車用ベルコン
	f. 照明装置	自動照明装置・蛍光塗料を使う・懐中電灯
		透光性の照明
	g. 誘導灯	避難路の掲示・非常口の明確化・出口の明確化
	h. 避難路の形状	角を丸くする・迷路にしない・袋小路にしない
7. 救援・救護施設	a. 救援・救護施設	地下病院・緊急路・担架・救急車・医薬品
		派出所
8. 環境施設	a. 環境施設	クローズドシステム・非常用エアコン・換気扉
		非常用防湿設備・空気清浄装置・圧力調整装置
		非常用排気施設・非常用酸素供給・音楽を流す
		非常用上水施設・非常用下水施設

8. 4. 5 情報をコントロールする

「情報をコントロールする」をテーマとしたブレインストーミングでは、134件のアイデアが出され、表8-7に示すような上位機能別分類表としてまとめられた。その結果によると「情報を収集する」「情報を判断する」「情報の伝達（行動）」といった3つの従属機能としてアイデアを分類することができた。

「情報の収集」では、収集基準、常時の情報収集、人の流れ、地上情報、緊急用連絡車、モニター、情報デスク、個人位置確認装置、体内発信機などの26件のアイデアが出された。これらは、収集基準、収集内容、シミュレーション、巡回による情報収集、中央監視による情報収集、個人位置の確認といった項目に分類される。

「情報の判断」では、情報の選別、大地震か否かを判断、最終決定者、複数員による状況判断、情報メディアの一本化などの16件のアイデアが出された。これらは、判断の内容、判断決定者の明確化、伝達手段の使い分けといった項目に分類される。

「情報の伝達（行動）」では、地下テレビ、地下通信所、TV放送、電光掲示板、防災標識、個人用通信機、ポケットベル、壁の利用、心をなごませる、地下利用者の誘導、色による誘導、地震情報、最適避難路などの92件のアイデアが出された。

以上のように、常時および非常時の情報の流れについて考えると、収集、判断、伝達で、さらにそれぞれは、内容、方法の2つに分類される。特に非常時における情報の不正確さは、人に与える影響度が大きくパニック状態に陥らせる可能性も高い。ゆえに、いかに多くの情報を収集し、その情報を正しく判断し、かつ非常時の利用者がいかに正しく判断できる情報を伝えるかといった情報のコントロール方法の検討が重要視されるものと考えられる^{17)・18)}。

また文献調査の結果、「情報をコントロールする」について408件の文献が収集され、現在までに、「避難誘導」「情報ネットワーク」「情報伝達システム」にいての研究が多くなされていることがわかる^{19)・20)・21)}。また分類されたアイデアは、収集された文献の内容を十分カバーしており、なおかつ補うものである。

表 8 - 7 機能別分類 [F-5 : 情報をコントロールする]

従属機能	分類項目	アイデア
1. 情報の収集	a. 収集基準	収集基準・地上との通信基準
	b. 収集内容	常時の情報収集・人の流れ・地下空間間情報
		災害時の情報収集・地上情報
	c. シミュレーション	情報収集シミュレーション
	d. 巡回による情報収集	巡回員による情報収集・緊急用バイク
		緊急用連絡車
	e. 中央監視による情報収集	モニター・ビデオカメラ・報道関係との連携
		地上との交信・多重ネットワークシステム
		一般市民の協力・地下空間間の交信・通信衛星
		真空カプセル・情報デスク
	f. 個人位置の確認	個人位置確認装置・体内発信機・IDカード
		通信装置付き防災ヘルメット・電卓通信
2. 情報の判断	a. 判断の内容	情報の選別・大地震か否かを判断・心理・デマ
		災害レベルに応じた情報・防災情報以外の情報
	b. 判断決定者の明確化	最終決定者・管制官・複数員による状況判断
		首相との連絡・警戒警報発令に関する基準
	c. 伝達手段の使い分け	情報メディアの一本化・地下番地・ブロック割 情報網の明確化・基盤の目
3. 情報の伝達 (行動)	a. 伝達施設	中央監視室・地下テレビ局・地下ラジオ局
		地下通信所・通信衛星・多重ネットワーク
	b. 視覚伝達方法	TV放送・大型TV (避難所)・電光掲示板
		空間映像 (ホログラフィ)・広告場所の限定
		病院、警察での共通モニター・防災記号基準
		号外・地下標識・地下掲示物規制基準・伝言板
		ポスター・蛍光塗料・防災標識・避難路用照明
		信号機・管理者の服装
	c. 聴覚伝達方法	個人用通信機・自動通訳機・サイレンの改善
		コンピューター会話・地下電波の規制基準
		通信装置付き防災ヘルメット・電波障害防止
		電卓通信・違法電波防止・緊急用電話・無反響
		自動車電話・非常用ベル・指向性スピーカー
		拡声器・ポケットベル・非常放送用マニュアル
		地下放送基準・ラジオ放送・ハイウェーラジオ
		定時放送・割り込み放送・車両への情報伝達
	d. 触覚伝達方法	壁の利用
	e. 臭気伝達方法	匂いによる誘導

	f. 心理利用	心をなごませる・優しい言葉の使用・音楽放送
		地下を好きになるようなPR・日常PR
		安全であることのPR・パンフレットを置く
		女性による緊急放送・女と男の声の使い分け
	g. 避難誘導方法	地下利用者の誘導・人の流れの円滑化
		身体障害者の誘導・老人子供の誘導
		人の流れの制御・地震時交通規制基準・誘導灯
		車の流れの制御・自動車の誘導・緊急用連絡車
		緊急用バイク・人による伝達・色による誘導
		色に関する規制基準・災害時の行動調査
	h. 伝達内容	地震情報・非常口・最適避難路・被害場所
		避難区域・方位・方向・定住者用情報・時報
		地上情報・地上までの距離と時間・交通情報
		避難場所（常時）・地下地図・緊急用記号
	i. 情報伝達マニュアル	情報伝達マニュアル・タイムリーな情報伝達
	j. 情報伝達シミュレーション	情報伝達シミュレーション・報道関係との連携

8. 4. 6 教育・訓練をする

「教育・訓練をする」をテーマとしたブレインストーミングでは、89件のアイデアを出され、表8-8に示すような上位機能別分類表としてまとめられた。その結果によると、「教育対象者の設定」「教育内容の設定」「教育時期の設定」「教育場所・媒体物の設定」「教育管理法の設定」といった5つの従属機能として分類することができた。

「教育対象者の設定」では、学童、ドライバー、地下体験に応じた教育、地下従業員、専門（防災）の先生、教師などの12件のアイデアが出された。これらは、一般大衆、事業者、指導者といった教育対象者として分類される。

「教育内容の設定」では、不安感を増幅しないような教育、安心感を増幅しないような教育、地下道德、非常用器具、避難路の確認、誘導方法、地震の怖さ、地震時の人間心理、震害事例、避難訓練、応急手当方法などの40件のアイデアが出された。これらは、教育の基本ルール、地下マナー、器具の使用方法、確認行為、災害事例の紹介、訓練などといった防災教育内容として分類することができる。

「教育時期の設定」では、防災の日、日常教育、定期的な重点教育の3つのアイデアが出された。

「教育管理方法の設定」では、義務教育化、地下運転免許、避難マニュアル、避難マップ、アンケート調査、チェックリスト（教育終了者）、チェックリスト（教育対象者）といった15件のアイデアがだされた。これらは、義務教育化、資格・免許、マニュアル、調査、などの教育管理方法として分類される。

以上のように、教育対象者に対して教育の時期、場所や媒体物を設定したり、マナーや禁止行為、器具の使用方法や訓練といったきめ細かい教育を行ない、さらに防災教育や訓練について管理することは、地震防災に対する意識や認識を高めることになる。こういった教育や訓練の繰り返しは、非常時における不慣れなために生じる心理的影響を少なからず解消する方向にあるものと考えられる。

また文献調査の結果、「教育・訓練をする」について143件の文献が分類され、現在までに、「避難訓練」「シミュレーション」「誘導方法」「実験」「意識調査」にいての研究が多くなされていることがわかる^{22)・23)・24)}。また分類されたアイデ

アは、収集された文献の内容を十分カバーしており、なおかつ補うものである。

表 8 - 8 機能別分類 [F-6: 教育・訓練をする]

従属機能	分類項目	アイデア
1. 教育対象者の設定	a. 一般大衆	主婦・学童・地震経験のない外人・ドライバー 地下居住者・地下体験に応じた教育
	b. 事業者	地下従業員・警備員
	c. 指導者	専門（防災）の先生・防災専門家の教育基準 教師・防災教育指導者の免許基準
2. 教育内容の設定	a. 防災教育の基本ルール	不安感を増幅しないような教育 安心感を増幅しないような教育 地震規模に応じた対応
	b. 地下マナー	地下常識・地下道徳・人命の尊さ
	c. 地下利用者の禁止行為	利用者の禁止行為基準・危険物を持ち込まない 物を高く積まない
	d. 器具の使用法	非常用器具・防災機器
	e. 防災器具の常備	防災器具
	f. 確認行為	避難路の確認・危険な場所の確認
	g. 地震時の車両の対応	車を止める・エンジンを切る
	h. 地震時の行動	人を脅かさない・災害時の人間行動パターン
		勝手な情報を流さない・勝手な行動を取らない
		他人を惑わさない・歩行者交通ルール
		誘導方法・火気厳禁
	i. 災害事例の紹介	地震の怖さ・震害事例・地震体験者の体験談
		海外の災害事例・被害事例・災害時の人間心理
	j. 地震情報	情報の信頼性・情報に注意する
		災害情報統一言語
	k. 訓練	情報伝達訓練・消火訓練・避難訓練
		施設の使用訓練
	l. 地震後の対応	応急手当方法・二次災害防止に協力する
		被災者救援方法
3. 教育時期の設定	a. 教育時期	防災の日・日常教育・定期的な重点教育
4. 教育場所・媒体物の設定	a. 教育場所	教習所・講演会・街頭でPR・学校・巡回教育
		エレベーターないで教育する・地下工学科
		地下空間で教育する・教育施設を作る
		地下施設に入る前に対策を見せる
	b. 媒体物	ポスター・チラシ・スポット広告・新聞
		マンガ・TV・ラジオ・ビデオ・小説
		人気キャラクター
5. 教育管理方法の設定	a. 義務教育化	教育の義務教育化

	b. 資格・免許	地下運転免許・資格を取らせる
		地下守衛士の育成・I Dカード
	c. マニュアル	避難マニュアル・避難マップ
	d. 調査	アンケート調査・防災に関する懸賞
		チェックリスト（教育終了者）・個人基礎体力
		チェックリスト（教育対象者）・心の健康管理
		体の健康管理

8. 4. 7 救出・救護体制を整える

「救出・救護体制を整える」をテーマとしたブレインストーミングでは、47件のアイデアが出され、表8-9に示すような上位機能別分類表としてまとめられた。その結果によると「組織の整備」「緊急路の整備」「救出方法の整備」「救護方法の整備」といった4つの従属機能として分類された。

「組織の整備」では、救護隊に関する基準、救助隊、隣組、ボランティアの登録、無線連絡網といった9件のアイデアが出された。これらは、基準、救出・救護隊、連絡網といった救出・救援組織として分類される。

「緊急路の整備」では、緊急経路の明示、地上病院との連絡路、緊急用物資の輸送路、トンネル間連絡路、高速昇降施設などの8件のアイデアが出された。これらは、緊急路の形状、緊急輸送路といった救出・救護用の緊急路として分類される。

「救出方法の整備」では、人を発見するメカ、小型掘削機、コンクリート破碎機、緊急用照明などの13件のアイデアが出された。これらは、発見機器、救出機器、照明機器といった救出方法として分類される。

「救護方法の整備」では、地下病院、救護場所、緊急用テント、救急車、簡易医療器具、緊急医療箱、担架、伝染病対策などといった17件のアイデアが出された。これらは、救護場所、救護車、救護物資、伝染病対策といった救護方法の項目として分類される。

以上のように救出・救護に対して、組織、緊急路、方法といったアイデアが出された。地下は地上との連絡が限定されるために、地上で行なっている以上の緊急路や連絡路の確保、また災害時において、地上との連絡が閉ざされる可能性があるために地下独自の救出・救護方法や組織の強化が必要とされるものと考えられる。

また文献調査の結果、「救出・救護体制を整える」について102件の文献が分類され、現在までに、「備蓄医薬品」「自動車救助」「救急車台数」「実験」「分析」「シミュレーション」「救助活動」にいての研究が多くなされていることがわかる^{25)、26)、27)}。また分類されたアイデアは、収集された文献の内容を十分カバーしており、なおかつ補うものである。

表 8 - 9 機能別分類 [F-7: 救出・救護体制を整える]

従属機能	分類項目	アイデア
1. 組織の整備	a. 基準	救護隊に関する基準・緊急輸送車通行基準
		伝染病対策基準
	b. 救出・救護隊	救助隊・自衛隊の緊急体制・指揮者の明確化
		隣組・ボランティアの登録
	c. 連絡網	無線連絡網
2. 緊急路の整備	a. 緊急路の形状	緊急経路の明示・階段を少なくする
		出口を多くする
	b. 緊急輸送路	地上病院との連絡路・緊急用物資の輸送路
		トンネル間連絡路・高速昇降施設・ヘリポート
3. 救出方法の整備	a. 発見機器	人を発見するメカ・救出場所の検知
		発信機を体内に埋める・犬
	b. 救出機器	人を救出するメカ・ロボット・小型掘削機
		レッカー車・コンクリート破碎機・ガスバーナ
		消防車・資材の提供
	c. 照明機器	緊急用照明
4. 救護方法の整備	a. 救護場所	地下病院・救援場所・緊急用テント・トイレ
		空間を明るくする
	b. 救護車	救急車・サイレンの改良
	c. 救護物資	簡易医療器具・緊急医療箱・血液・酸素マスク
		担架・救護服・衣服・毛布・救援食糧
	d. 伝染病対策	伝染病対策

8. 4. 8 乗り物・携帯品を改善する

「乗り物・携帯品を改善する」をテーマとしたブレインストーミングでは、28件のアイデアが出され、表8-10に示すような上位機能別分類表としてまとめられた。その結果によると「位置確認装置の改善」「非常用携帯品の改善」「自動車および搭載品の改善」といった3つの従属機能に分類することができた。

「位置確認装置の改善」では、個人用IDカード、ポケットベル、体内発信機、個人用通信機、地下地図、個人から中央への位置確認、携帯用ロケーションシステムなどの12件のアイデアが出された。これらは、位置確認装置として分類される。

「非常用携帯品の改善」では、防災頭巾、ロープ、妨害マスク、携帯トイレ、簡易医療器具、携帯用酸素、食料、耐火服などといった8件のアイデアが出された。これらは、非常用の携帯品として分類される。

「自動車および搭載品の改善」では、電気自動車、折畳自動車、追突防止装置、消火器、地震計、自動車用電話、発煙筒、割り込み放送装置などの8件のアイデアが出された。これらは、自動車の改善、搭載品（自動車用）として分類される。

このように、位置確認装置、携帯品や乗り物および搭載品を地下空間用に改善や開発することにより、地下空間全体の防災に加えて利用者一人一人の安全に対しても配慮することができる。このような各個人の所持品に対する時前の積極的な防災対策の検討も必要とされるものと考えられる。

また文献調査の結果、「乗り物・携帯品を改善する」について63件の文献が分類され、現在までに「自動車」の改善、搭載品についての研究が多くなされていることがわかる^{28)・29)}。また分類されたアイデアは、収集された文献の内容を十分にカバーしており、なおかつ補うものである。

表 8 - 1 0 機能別分類〔F-8：乗り物・携帯品を整える〕

従属機能	分類項目	アイデア
1. 位置確認装置の改善	a. 位置確認装置	個人用 I D カード・ポケットベル・体内発信機
		個人用通信機・蛍光塗料の塗布・地下地図
		個人から中央への位置確認・闇でも見える眼鏡
		携帯用ロケーションシステム・地上の監視
		方位計・身分証明書
2. 非常用携帯品の改善	a. 携帯品	防火頭巾・ロープ・妨害マスク・携帯用トイレ
		簡易医療器具・携帯用酸素・食糧・耐火服
3. 自動車および搭載品の改善	a. 自動車の改善	電気自動車・折畳式自動車・追突防止装置
	b. 搭載品（自動車用）	消火器・地震計・自動車電話・発煙筒
		割り込み放送装置

8. 4. 9 地下構造物を守る

「地下構造物を守る」をテーマとしたブレインストーミングでは、61件のアイデアが出され、表8-11に示すような上位機能別分類表としてまとめられた。その結果によると「設計法・施工法の整備」「構造形式の改善」「材料の改善」「保有機能の維持」といった4つの従属機能として分類することができる。

「設計法・施工法の整備」では、全体系での設計、信頼性設計、安全性評価法、良質地盤の選択、地盤急変部の回避、自然地盤状態の把握、動土圧の検討、危険度マップ、破壊パターンの予測、解析モデルの設定などの21のアイデアが出された。これらは、設計法、建設場所、物性値、入力地震動、挙動予測といった設計法・施工法として分類される。

「構造形式の改善」では、剛構造、二重構造、周辺地盤との絶縁、蛇腹構造、浮体構造、液状化対策、不等沈下の防止、浮上防止などの15件のアイデアが出された。これらは、制振構造、免震構造、周辺地盤対策といった地下構造物の構造形式として分類される。

「材料の改善」では、使用材料の基準、靱性材、高強度コンクリートの利用、コンクリートの塩害防止、不燃材などといった12件のアイデアが出された。これらは、新素材、材料の強度低下、耐熱（火）材、耐水材、緩衝材などの地下構造物の材質や材料として分類される。

「保有機能の維持」では、日常点検、地震後の点検、伝染病の防止、排ガス対策、電磁波の防護、補修基準、耐震補強、簡易補修構造などの13件のアイデアが出された。これらは、点検、環境の制御、補修・補強といった地下構造物の保有機能維持の従属機能として分類される。

以上のように、設計法・施工法の整備や構造形式の改善による構造物本体の耐震性、地下構造物構築による周辺構造物への影響の検討とともに、地下構造物の点検、管理や補修・補強といった地下構造物を永久構造物とした防災方法の検討が必要とされるものと考えられる。

また文献調査の結果、「救出・救護体制を整える」について925件の文献が収集され、現在までに、「耐震設計法」「解析方法」「施工法」「免震」「被害報告」

「入力地震動」等々の多くの研究がなされたことがわかった。また分類されたアイデアは、収集された文献野内容を十分にカバーしており、なおかつ補うものである。

表 8 - 1 1 機能別分類 [F-9: 地下構造物を守る]

従属機能	分類項目	アイデア
1. 設計法・施工法の整備	a. 設計法の設定	全体系での設計・ランク・レベルの設定
		信頼性設計・安全性評価法・耐用年数の明確化
	b. 建設場所の設定	良質地盤の選択・地盤急変部の回避
		大深度の利用
	c. 物性値の設定	自然地盤状態把握・土圧の検討・動土圧の検討
	d. 入力地震動の設定	地震記録の収集・地震観測・震害事例
		危険度マップ
	e. 挙動予測	シミュレーション計算・破壊パターン予測 地下施設の実験・解析モデルの設定・震害事例
2. 構造形式の改善	a. 制振構造	剛構造・乱反射の利用
	b. 免震構造	柔構造・二重構造・ブロック構造（鉛直方向）
		周辺地盤との絶縁・独立構造・蛇腹構造
		吊り構造・浮体構造
	c. 周辺地盤対策	液状化対策・地盤改良・不等沈下の防止 浮上防止・地下水位の低下
3. 材料の改善	a. 新材料	使用材料の基準・靱性材・耐久性の確認 高強度コンクリートの利用
	b. 材料の強度低下	コンクリート塩害防止・金属の防蝕 腐食しない材料・じゃんか防止
	c. 耐熱（火）材	不燃材
	d. 耐水材	ゴム材
	e. 緩衝材	ゴム材・鉛材
4. 保有機能の維持	a. 点検	点検基準・日常点検・地震後の点検
	b. 環境の制御	管理基準・殺菌・滅菌・伝染病の防止・清掃
		排ガス対策・電磁波の防護・水位コントロール
	c. 補修・補強	補修基準・耐震補強・簡易補修構造

8. 4. 10 防犯・保安体制を整える

「防犯・保安体制を整える」をテーマとしたブレインストーミングの結果では、20件のアイデアが出され、その結果を表8-12に示すような上位機能別分類表としてまとめられた。

「防犯・保安体制の整備」では、防犯カメラ、防犯ベル、危険物検知装置、セキュリティシステム、派出所、防犯シャッター、退出後の空白地下の管理、明るくする、などの20件のアイデアが出された。これらは、防犯機器、防犯施設、防犯管理者、施設の改善といった防犯・保安の項目として分類される。

以上のように「地下空間の地震防災方法」について機能分類した結果として、「防犯・保安体制」についてのアイデアが出された。地下空間を快適で安全でしかも安心して利用できる、いわゆる常時の心理的影響を少なからず解消する一つ方法として、防犯・保安体制の整備が必要とされるものと考えられる。

また文献調査の結果、「救出・救護体制を整える」について79件の文献が収集され、現在までに、「装置」「システム」「いたづら」「盗難」「防犯」「テロ行為」にいての研究が多くなされていることがわかる^{30)・31)・32)}。また分類されたアイデアは、収集された文献の内容を十分カバーしており、なおかつ補うものである。

表 8 - 1 2 機能別分類 [F-10: 防犯・保安体制を整える]

従属機能	分類項目	アイデア
1. 防犯・保安体制の整備	a. 防犯機器	防犯カメラ・防犯ベル・うそ発見器・催眠ガス
		防犯用武器・金属探知器・危険物探知装置
		警察への直通電話装置・犬を使う
	b. 防犯施設	派出所・留置所・セキュリティシステム
		防犯シャッター
	c. 防犯管理者	過激派の取り締まり・退出後の空白地下の管理
		警備員の配置
	d. 施設の改善	見通しを良くする・明るくする・浮浪者が住む
		西洋式トイレ扉

8. 5 まとめ

不特定多数すなわち一般大衆の地下空間利用者側の立場から、その地震時の防災について、ブレインストーミングにより要望、対策案等について検討を行ない「地下空間の地震時防災方法」の全体的な骨組および特徴として以下の点が明らかとなった。

- 1) 地下空間を利用する一般大衆にとって、自分自身の肉体が守られ、また不慣れな地下空間の利用において常時ばかりでなく非常時においても心理的な不安感を解消できる、「人を守る」「不安感をなくす」がその地震時防災の最も基本的な働き、すなわち基本機能としてクローズアップされた。

特に「不安感をなくす」の基本機能は、潜在的不安感により非常時における不安全行動によるパニックの発生を助長されることの意識として考えられ、地下空間の地震防災方法としての特徴的な点であろう。

- 2) 基本機能である「人を守る」「不安感をなくす」の目的を達するための手段としての上位機能は、「非常用施設を整える」「地下施設を守る」「情報をコントロールする」「地上環境をまねる」「教育・訓練をする」「地下の環境特性を利用する」「法規制・基準・組織を整備する」「救出・救護体制を整える」「乗り物・携帯品を改善する」「防犯・保安体制を整える」の優先順位でまとめられた。

地下空間利用者として各個人は、地震時防災に対してその被害を想定し、発生した被害に対して安全に安心して避難できる事業者側の対応を最優先として意識し望んでおり、被害者の立場に立った、救出・救護や、利用者携帯品などの改善などの利用者側からの積極的な対応については、その優先順位が低いことが明らかとなった。

- 3) 各上位機能別に行なった、ブレインストーミングによって、総数1175件のアイデアが求められ、784件のアイデアとしてまとめられた。これらのアイデアは、収集した過去5年間の防災関連資料のキーワードをカバーし、また補うもので、今後の研究に対するベースとして十分対応できるものである。

8. 6 おわりに

地下空間の地震時防災に対して、その利用者側の立場からのブレインストーミングにより、784件のアイデアとしてまとめられ、これらから、「地下空間の地震時防災」に対する基本的な働き、全体的な骨組みおよび地下空間としての地震防災の特徴が明らかとなった。

現存の地下空間、今後の地下空間開発に対して、その一般の利用者が必要としている地震時防災対策である784件のアイデアを十分生かすためには、上位機能間のアイデアレベルにおいてその相互関連性を数値的に明らかにする必要がある。

すなわち、地震時防災を目的としその対策を実施しようとした場合にその実施項目（アイデアレベルであろう）が、地下空間の地震時防災に対して、どのように影響を与え、どのような効果があるか、また利用者に対してどのような効果を発揮するかなどについて明確にすることは、総合的でバランスのとれた地震時防災対策を検討する上で重要である。

来年度は、784件のアイデアを中心にその相互関連性について、アンケート調査などを用い数値化を行ない、構造化解析を介して「地下空間の地震時防災方法」について定性的に明らかにする予定である。

参考文献

- 1) 五十嵐日出夫、積雪寒冷都市の地下空間利用、地下空間利用に関するシンポジウム、土木学会、1988.10
- 2) 原田保夫、地下空間利用にかかわる法制度 ③地下街に関する規制、土木学会誌、Vol.72、1987.3
- 3) A.F.オズボーン（豊田晃訳）、創造力を生かす、創元社、1948.
- 4) 河喜多二郎、k j 法、中央公論新書、1972.
- 5) 西脇清、地下街と建築基準法、建築防災、1982.
- 6) STERLING R.L,NELSON S.、地下空間の開発計画、UNDERGROUND SPACE、1982.7.
- 7) 三好光吉、地下街施設管理マニュアル 14. 法規、設備と管理、1988.
- 8) 水本浩、地下利用と法制度、地域開発、1984.
- 9) 熊谷良雄、地下空間を利用した一時避難施設、トンネルと地下、VOL.16,NO.3,1985.
- 10) DORUM M.、地下石油備蓄、冷凍貯蔵および体躯施設のエネルギー節約、ADV. TUNN. TECHNOL. SUBSURF. USE.、1983.
- 11) JANSSON B.,WINQVIST T.、地下利用によるエネルギーの節約 スウェーデンによる最近の実績と研究の外観、ADV.TUNN. TECHNOL. SUBSURF. USE.、1984.
- 12) 坂井忍、大田裕、地震時の「街路」危険度評価に関する一考察、日本地震工学会シンポジウム講演集、VOL.7,1986.
- 13) 入沢恒、平井邦彦、平塚市の都市防災対策について防災緑地の整備、新都市、VOL.41,NO.8,1987.
- 14) 忠末裕美、小出治、新谷景一、避難からみた地区防災計画の研究、日本都市計画学研究論文集、NO.22,1987.
- 15) 沢根格、野口人彦、上野地下駅防災システムにおける機械設備について、JREA、1986.
- 16) 笠井洋昭、山手勇樹、宮田弘市、防振・免震床の地震観測とシミュレーション解析、日本機械学会通常総会講演会講演概要集、1987.

- 17) 消防科学総合センター、地域防災データ総覧 災害情報編、1987.
- 18) SMITH J.M.、最適避難問題に関する解析的待ち行列ネットワーク計算機プログラム、FIRE. TECHNOL. 、1982.
- 19) 位寄和久、避難行動モデルに関する研究、日本建築工学会論文報告集、1983.
- 20) JORDAN P.G., PORTER J. 、災害報告の伝達と効果に関する研究、TRANSP. RES. REC.、1983.
- 21) 大町達夫、中尾益巳、よりよい地震防災教育のために、建築防災、NO.106
- 22) 東京消防庁、池袋都民防災教育センターの概要、月間フェスク、NO.65,1987.
- 23) REBER R.A., WALLIN J.A.、安全行動に対する教育訓練・目標設定・および成果についての知識の効果コンポーネント分析、ACAD. MANAGE. J.、1984.
- 24) SIVO J.N. 、災害救助活動のための衛生通信、SCI. TECHOL. SER. 、1981.
- 25) 馬渡五郎、被害者に対する救済・救助措置について、道路交通経済、1984.
- 26) 江戸力雄、災害地における備蓄医薬品の緊急対策について I、J. JPN. SOC. HOSP. PHARM. 、1987.
- 27) ISTERLING F.、自動車用消化器の利用度と必要性について、GUETER VERKEHR 、VOL.33, NO.6, 1984.
- 28) 田口倭生、湯原裕、佐々木伸、防護無線通信装置（車上用）の開発、鉄道におけるサイバネティクス利用国内シンポジウムVOL.23, 1986.
- 29) SMITH F.H.、保線機械に対する窃盗・いたずら防止対策、PROC. TECH. CONF. AM. RAILW. ENG. ASSOC.、VOL.83, 1982.
- 30) STADTHERR K.O.、盗難と侵入に関する安全対策 可能性と限界性、ELEKTR. ENERG. TECH. 、VOL.30, NO.1, 1985.
- 31) STONE G.M.、セキュリティの三要素 テロリスト／破壊活動分子と犯罪対策に対する統一的アプローチ、PROC. CARNAHAN. CONF. SECUR. TECHNOL. 、VOL.1987, 1987.

おわりに

地下構造物の耐震設計技術の開発を目的として、土木研究所、株式会社鴻池組、清水建設株式会社、飛島建設株式会社およびフジタ工業株式会社により共同研究を実施した。

昭和63年度の研究の結果、地下構造物の耐震設計法の概要および留意点、地下構造物の免震方法、および地震防災システムを構成する機能について基本的な知見が得られた。

第9章 まとめ及び今後の検討方針

(1) 大断面シールドトンネルの耐震性に関する研究

シールドトンネルの耐震性に関する検討は現在までも各方面で実施されているが、大深度に大断面のシールドトンネルを建設する場合には、従来とは異なった観点から新たに耐震性について十分な検討が必要とされている。

今年度は、従来土木研究所において実施してきた検討結果をもとに、大断面シールドトンネルの耐震設計上の問題点を検討した結果、軸力・曲げ・ねじり力の複合作用下におけるトンネルの変形特性、及び、覆工の非線形剛性の評価方法の開発などが大断面なシールドトンネルを大深度に建設する場合に新たに検討が必要となることがわかった。

また、シールドトンネルの地震時挙動を明らかにすることを目的として、シールドトンネル内で実際に地震を体験した人に対するヒアリング調査を行った。この結果、トンネルは比較的ゆっくりした蛇行運動を生じること、被害としては止水目地のクラック、二次覆工の円周方向のクラック、継手ボルトの緩み等が発生していることがわかった。

(2) 水平地下構造物の耐震性の研究

従来の地下構造物は、ライフライン施設に代表されるように線状のものが多く、したがって、平面的な広がりを持つ地下構造物に固有の耐震上の問題点についてはほとんど検討された事例がない。このため、平面的に広がりを持つ地下構造物の振動特性を正しく反映した耐震設計法の開発が必要とされている。

今年度は、水平地下構造物の振動特性の推定を行う際に参考となりそうな資料を求めて、耐震規定、震害事例、及び地震観測に関する文献を日本科学技術情報センターのデータベースを利用して調査した。この結果、上記のいずれについても線状地下構造物に関するものがほとんどであり、水平地下構造物の耐震設計法を開発するためには地盤の振動特性、幅の広い地下構造物と地盤との動的相互作用に関する研究等が新たに必要とされることがわかった。

このため、本年度は水平地下構造物の動的応答を解析できる電算プログラムを作成した。すなわち、地下構造物と周辺地盤の水平方向の広がりを反映するために、従来線状地下構造物に用いられてきた2次元バネ～質点系によるモデル化手法を拡張し、水平構造物及び周辺地盤をそれぞれ直交異方性平面シェル要素及び3次元バネ～質点系にモデル化した。

今後、今年度開発した動的応答解析プログラムを用いて、剛性がかなり異なる地盤間のように地震力が集中しやすい箇所での耐震性を検討するとともに、これらの箇所でも取り得る耐震上の対策について検討していく予定である。

(3) 鉛直（軸対称）構造物の耐震性に関する研究

地下タンクのように軸対称と仮定できる構造物（軸対称構造物）の耐震性に関して、現行指針の耐震規定および研究成果の調査を行うとともに、これらが大深度あるいは大規模地下構造物へ適用する際に予想される問題点と、これに対して必要とされる研究項目を検討した。この結果、現行指針のほとんどが静的手法を耐震設計法として採用しており、動的な地震外力を静的な荷重あるいは変位にモデル化する過程が今後の重要な研究課題であ

ることがわかった。

（４）地下構造物の免震技術の開発

今年度は、シールドトンネルに代表されるような地下の細長い構造物を例として、その地震時被害形態を把握し、これに基づいて免震法の原理的な考え方を分類整理するとともに、これを具体化するための方法に関するアイデアを示した。また、免震設計を適用する場合、地下構造物の特徴に応じて、どのような手順で有効な免震方法を選択すればよいかに関する検討を行った。これらの結果をまとめると、以下に示す通りである。

１）シールドトンネルのような線状の地下構造物の免震方法には、構造物に伝達される地盤の変形をどこで低減するかによって、地盤と構造物との境界での免震、構造物本体での免震、構造物本体と内部施設との境界での免震、の３種類に分類できる。

２）地盤と構造物との境界での免震は、構造物に伝達される地盤の変形を地盤と構造物との境界に設けた免震層により低減する方法であり、トンネル本体と内部施設双方に発生する応力や変形を緩和することが可能である。

３）構造物本体での免震は、構造物本体を地盤の変形に追従可能な材料・構造とする耐震的な方法も含んだ方法であり、構造部材に発生する応力を緩和することは可能であるが、トンネルの変形を助長する場合があります、内部施設に発生する応力や変形を緩和することはほとんど期待できない。

４）構造物本体と内部施設との境界での免震は、内部施設に伝達される構造物本体の変形を構造物本体と内部施設との境界に設けた免震装置等により低減する方法であり、内部施設に発生する応力や変形のみ緩和することが可能である。

５）上記の免震を地下構造物に適用する場合には、耐震設計により求められた応力や変形から生じる可能性のある損傷形態と構造物に要求される機能を分析し、システムティックに有効な免震方法を選定する必要がある。

今後は、上記の免震方法を実現するための材料及び構造に関して、その効果、施工法を含めて具体的な研究を進める必要がある。

（５）地震防災システムの研究

今年度は、地下空間の地震時防災方法について、その利用者側の立場からブレンスツーミングを行い、求められたアイデアを基にＫＪ法を用いて相互関係をまとめ、「地下空間の地震時防災」に対する基本的な働き、全体的な骨組み及び地下空間としての地震防災の特徴を明らかにした。

基本的な働き、すなわち基本機能としては、「人を守る」「不安感をなくす」がクローズアップされた。特に「不安感をなくす」は、地震時における心理的影響の軽減とともに不慣れな地下利用による潜在的な不安感により非常時における不安全行動などのパニック発生の助長に対する対策と考えられ、地下空間の地震防災方法としての特徴的な点であることがわかった。

今後は、地下空間の地震時防災方法を「不安感をなくす」の立場から今年度の成果を基本に、ファジィ性を考慮したアンケート調査および数値化・構造化を行い、地下空間利用による防災時の心理的影響について検討を行う。

地下構造物の耐震設計
技術の開発に関する
共同研究報告書

共同研究報告書第29号
平成元年 8 月 (1989)
地震防災部耐震研究室

要 旨

本報告書は、「地下構造物の耐震設計技術の開発に関する共同研究」の昭和63年度の研究成果をとりまとめたものである。本研究は、大都市域の土地利用の高度化にともない、今後大規模、大深度化が予想される地下構造物の耐震設計技術を開発することを目的として実施したものであり、本年度は、土木研究所が大断面シールドトンネルの耐震性に関する研究を、土木研究所及び飛鳥建設(株)が水平地下構造物の耐震性に関する研究を、土木研究所及び清水建設(株)が鉛直地下構造物の耐震性に関する研究を、土木研究所及び(株)鴻池組が地下構造物の免震技術に関する研究を、また、土木研究所及びフジタ工業(株)が地震防災システムの研究をそれぞれ分担して実施した。

キーワード：地下構造物，大深度地下，耐震設計，地震防災システム

郵便はがき

305-□□

41円切手
をはって
下さい。

茨城県つくば市大字旭一番地
建設省土木研究所
耐震研究室 御中

No. 102

No. 102

配布先氏名

配布先住所

地下構造物の耐震設計技術の
開発に関する共同研究報告書 部

上記のとおり受領しました。

所 属(住所)

氏 名 印

○ 地下構造物の耐震設計技術の
開発に関する共同研究報告書