

土 木 研 究 所 資 料

地下構造物の耐震設計法に関する研究

—(その1)既往の耐震基準における
地下構造物の耐震設計法に関する調査—

平成10年7月

建 設 省 土 木 研 究 所

耐震技術研究センター耐震研究室

Copyright © (1998) 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法に関する研究

—(その1)既往の耐震基準における 地下構造物の耐震設計法に関する調査—

耐震研究室 室 長 運 上 茂 樹

研 究 員 星 隈 順 一

交流研究員 村 井 和 彦*

要 旨

平成7年1月に発生した兵庫県南部地震では、従来耐震性が高いと考えられてきた地下構造物においても甚大な被害が生じた。兵庫県南部地震以前に制定されている地下構造物を対象とした耐震設計基準において想定している地震動は、震度法レベルに限定しているものが多く、大規模地震動を想定した検討方法を規定しているものはほとんどない。兵庫県南部地震以後は、大規模地震動を想定した地下構造物の耐震設計法の規定が各機関において制定されつつあるが、橋梁等の地上構造物の耐震設計法と比べて、比較的簡易な方法が規定されている場合が多い。このような状況を鑑み、大規模地震動も検討の対象とした地下構造物の耐震設計法の高度化および体系化を図る必要がある。

このような観点より、本文では、各機関において制定されている地下構造物の耐震設計基準について、調査・整理した結果をまとめたものである。

キーワード：地下構造物，耐震設計，耐震基準

* 交流研究員在職期間（平成8年4月から平成10年3月まで）

目 次

1. はじめに -----	1
2. 地下構造物を対象とした耐震設計基準の調査 -----	2
2.1 調査の対象とした各種基準の概要および特徴 -----	2
2.2 各種基準における基本項目および設計条件 -----	10
2.3 各種基準における縦断方向の耐震設計法 -----	46
2.4 各種基準における横断方向の耐震設計法 -----	70
2.5 各種基準における動的解析法 -----	80
3. 基準に規定されている基本算定式の誘導 -----	86
3.1 地盤の変位分布算定式 -----	86
3.2 縦断方向断面力算定式 -----	92
4. まとめと今後の課題 -----	99
参考文献 -----	101

1. はじめに

平成7年1月に発生した兵庫県南部地震では、従来耐震性が高いと考えられてきた地下構造物においても、地下鉄などをはじめとしてこれまでに経験したことのない甚大な被害が生じた。兵庫県南部地震以前に制定されている地下構造物を対象とした耐震設計基準において想定している地震動は、震度法レベルに限定しているものが多く、大規模地震動を想定した検討方法を規定しているものはほとんどない。兵庫県南部地震以後は、大規模地震動を想定した地下構造物の耐震設計法の規定が各機関において制定されつつあるが、橋梁等の地上構造物の耐震設計法と比べて、比較的簡易な方法が規定されている場合が多い。このような状況を鑑み、大規模地震動も検討の対象とした地下構造物の耐震設計法の高度化および体系化を図る必要がある。

このような観点より、本文では、各機関において制定されている地下構造物の耐震設計基準について、主に設計地震力および液状化を除く耐震計算法に着目して、調査・整理した結果をまとめたものである。

2. 地下構造物を対象とした耐震設計基準の調査

2.1 調査の対象とした各種基準の概要および特徴

ここでは、各機関において制定されている地下構造物を対象とした耐震設計基準について、設計の基本方針と、規定されている主要な項目について調査する。ここで調査の対象とした基準を表-1に公表年順に示す。調査は、各基準のうち、地下構造物の耐震設計に関する部分について行うこととする。

石油パイプライン技術基準案¹⁾（以下パイプライン基準と称する）は、（社）日本道路協会道路土工委員会に設けられた「石油パイプライン小委員会」によりまとめられたものであり、石油パイプライン事業法の制定により、石油パイプライン事業の用に供する導管は、道路の占用上、ガス管、水道管等と同様に公益物件として取り扱われることとなった情勢を踏まえて策定されたものである。その適用範囲は、道路法による道路に設置する石油パイプラインであるが、本基準により、応答変位法を用いた埋設管路の耐震設計法が体系化された。

沈埋トンネル耐震設計指針（案）²⁾（以下沈埋指針と称する）は、（社）日本土木学会に設けられた「沈埋トンネル耐震設計研究委員会」における調査研究成果を設計基準の形でまとめられたものであり、想定している地震動はL1地震動であるが、我が国における沈埋トンネルの施工事例や震害経験が少ないことと、沈埋トンネルの重要性を考慮して、震度法や変位法による設計に加えて、動的解析に基づく設計と検討、地震時保安対策を定め、安全性に万全を期すこととしていることが特徴である。

新耐震設計法（案）³⁾（以下新耐震と称する）は、建設省の総合技術開発プロジェクト「新耐震設計法の開発」において行われた研究開発の成果を集大成されたものであり、土木構造物及び建築構造物のより合理的な耐震設計法の開発を目標にしている。作成方針は、土木部門と建築部門における基本事項の共通化、適切な耐震設計を行う設計手順の明確化、適格な計算法の選択による設計作業の合理化の3点である。

ガス導管耐震設計指針⁴⁾（以下ガス指針と称する）は、昭和53年6月に発生した宮城県沖地震において得られた貴重な経験をもとに、（社）日本ガス協会に設けられた「ガス工作物設置基準調査委員会」並びに「ガス導管専門委員会」により作成されたものであり、「高圧ガス導管耐震設計指針」と「一般（中・低圧）ガス導管耐震設計指針」の2基準で構成されている。このうち、高圧ガス導管耐震設計指針では、十分な耐震設計を行うために、地震入力とともに導管のひずみについても研究し、直管、異形管および地盤構造の急変部の直管の耐震設計がまとめられている。また、一般（中・低圧）ガス導管耐震設計指針では、耐震性の向上を図るために、材料、継手、および配管形状の多様性を可能な限り反映し、しかも簡易な評価が可能な体系となっている。なお、ここでは、高圧ガス導管耐震設計指針を調査の対象とする。

共同溝設計指針⁵⁾（以下共同溝指針と称する）は、都市部において共同溝の整備が開始されたことを鑑み、（社）日本道路協会に設けられた「共同溝指針検討小委員会」により

表-1 調査した耐震設計指針

指針名称	対象とした部分	公表年	機関名	想定地震動	適用の範囲
石油パイプライン 技術基準案 ¹⁾	1. 総則 3. 設計 3-3-10 地震の影響 3-6-8 地震の影響による軸方向応力度の算定	1974	日本 道路協会	レベル1	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) ²⁾	第1章 総則 第3章 耐震設計 第4章 動的解析	1975	土木学会	レベル1	沈埋トンネル
新耐震設計法(案) ³⁾	第Ⅱ編 土木構造物 1. 総論 5. 地中構造物の耐震設計法	1977	建設省土木研究所	レベル1	土木構造物および建築構造物
ガス導管耐震設計指針 ⁴⁾ (高圧ガス導管耐震設計指針)	1. 総則 3. 設計	1982	日本ガス協会	レベル1	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
共同溝設計指針 ⁵⁾	6章 耐震設計	1986	日本道路協会	レベル1	地下に構築する鉄筋コンクリート共同溝
原子力発電所 耐震設計技術指針 ⁶⁾	第1章 総論 第2章 地震と基準地震動 第4章 地盤の安定性評価及び土木構造物の耐震設計	1987	日本電気協会	基準地震動 S1 S2	原子力発電所(ここでは、屋外重 要土木構造物を対象)
駐車場設計・施工指針 同解説 ⁷⁾	第3章 耐震設計	1992	日本道路協会	レベル1	鉄筋コンクリート構造の地下駐車場
水道施設耐震工法指針 ・解説 ⁸⁾	1. 耐震設計の基本方針 2. 耐震計算法 2.3 埋設管路、立坑、暗渠、共同溝及びシールドの耐震計算法	1997	日本水道協会	レベル1 レベル2	水道施設
下水道施設の耐震対策指針 と解説 ⁹⁾	第1章 総論 第2章 管路施設	1997	日本下水道協会	レベル1 レベル2	下水道施設
新設構造物の当面の耐震設 計に関する参考資料 ¹⁰⁾	第1章 総則 第2章 設計の基本 第3章 設計想定地震動 第8章 開削トンネル	1997	鉄道総合研究所	兵庫県南部 地震規模の 地震	鉄道構造物
東京湾横断道路の構造・施 設設計に関する調査研究 ¹¹⁾	2. 地震動と地盤に関する研究 3. トンネルに関する研究	1991	建設省土木研究所	レベル1 レベル2	東京湾横断道路
大規模地下構造物の耐震設 計法・ガイドライン(案) ¹²⁾	全般	1992	建設省土木研究所	レベル1 レベル2	地盤中に建設される大規模地下構 造物
[平成8年制定]コンクリー ト標準示方書耐震設計編 ¹³⁾	示方書全般 設計例 Ⅲ. 地中ボックスカルバートの設計例	1996	土木学会	レベル1 レベル2	一般のコンクリート構造物 設計例は水路用ボックスカルバート

取りまとめられたものであり、同指針に規定している耐震設計は、その検討対象を縦断方向に限定している。また、耐震設計を行うべき箇所は、軟弱地盤部、地盤条件変化部、特殊な構造となる箇所に限定しているとしている。ここで、特殊な構造となる箇所とは、断面形状が標準的な構造（一層二径間、一層三径間、二層一径間など）と大きく異なる箇所、および、継手間隔が標準（30m）より長い箇所としている。構造変化部や立坑等異種構造物との接合部についても耐震上留意すべき箇所としているが、このような箇所については可とう性の継手構造とすることとしており、ここでの対象とはしていない。なお、横断方向については、標準的な断面に対する検討結果より、地震の影響は小さく、特に耐震計算の必要性はないこととしている。

原子力発電所耐震設計技術指針⁶⁾（以下原子力指針と称する）は、（社）日本電気協会に設けられた「電気技術基準調査委員会・原子力専門分科会・耐震設計分科会」において1987年に改訂されたものであり、原子力発電所が大地震に遭遇した場合にも一般公衆及び従業者等に過度の放射線被曝を与えないように設計することを基本としている。同指針における耐震設計は、このような基本方針に沿い、敷地に影響を与える可能性のある設計上考慮すべき地震の想定、その地震によって敷地に予想される地震動の策定、周辺地盤及び施設への入力地震動の算定、その地震動によって周辺地盤及び各施設に作用する地震力並びに応力、ひずみおよび変形などの算定、構造物の断面設計、算定された応力などを許容される状態と比較評価することによる耐震性の確認、という手順となる。

このうち、基準地震動としては、敷地に予想される地震動をその強さの程度に応じて基準地震動 S_1 および S_2 の2種類が想定されており、基準地震動 S_1 は、敷地周辺の過去の地震または活動度の高い活断層による地震、すなわち、設計用最強地震と定義されており、また、基準地震動 S_2 は、活動度の低い活断層、地震地体構造及び直下地震（マグニチュード6.5）による地震、すなわち、設計用限界地震と定義されている。これらは、それぞれ、応答スペクトル及び模擬地震波で与えられることとなる。

また、上記耐震設計の目的を合理的に達成させるために、各施設を安全上の観点から重要度分類し、各々に応じた設計を行うこととしている。重要度は、 A_s クラス、Aクラス、Bクラス、Cクラスの4種類に分類されており、表-2、表-3にその定義と機能上の分類を示す。このように同指針では、2段階の地震動を想定することと、対象物における要求性能を明確に規定していることが大きな特徴である。

なお、同指針は、原子力発電所の耐震設計全般を対象としたものであり、地盤の安定、屋外重要土木構造物、建築構造物、機器配管系など多岐にわたる耐震設計法を規定しているが、ここでは、屋外重要土木構造物のみを調査の対象とすることとする。原子力施設の屋外重要土木構造物は、非常用取水設備に関連する構造物、すなわち、取水口、取水路、取水ピット（ポンプ室）および海水管ダクト等の海水管支持構造物などがあり、主として取水口から原子炉建屋までの長大な地下構造物となっている。

駐車場設計・施工指針 同解説⁷⁾（以下駐車場指針と称する）は、道路付属物、道路占有物件である駐車場の整備を推進する目的で定められたものであり、（社）日本道路協会

表-2 原子力指針における耐震重要度の分類

As クラス	その破損により冷却材喪失をひき起すおそれのあるもの、原子炉を緊急停止させ、かつ、安全停止状態に維持するために必要なもの、使用済燃料を貯蔵するための施設及び原子炉格納容器
A クラス	原子炉事故の際に放射線障害から公衆を守るために必要なもの及びその機能喪失が公衆に放射線障害を及ぼすおそれのあるものでAs クラスに属する以外のもの
B クラス	高放射性物質に関連するものであって、As 及びAクラスに属する以外のもの
C クラス	放射性物質にかかわる施設で、上記耐震クラスに属さないもの、及び放射線安全に関係しない施設

表-3 原子力指針における機能上の分類

As クラス	(i) 「原子炉冷却材圧力バウンダリ」(「軽水炉についての安全設計に関する審査指針について」に記載されている定義と同じ。)を構成する配管及び機器 (ii) 使用済燃料を貯蔵するための設備 (iii) 原子炉の緊急停止のために急激に負の反応度を付加するための設備及び原子炉の停止状態を維持するための設備 (iv) 原子炉停止後、炉心から崩壊熱を除去するための設備 (v) 原子炉冷却材圧力バウンダリ破損事故の際に圧力障壁となり放射性物質の拡散を直接防ぐための設備
A クラス	(i) 原子炉冷却材圧力バウンダリの破損事故後、炉心から崩壊熱を除去するために必要な設備 (ii) 放射性物質の放出を伴うような事故の際にその外部放散を抑制するための設備で上記 As クラスの(v)以外の設備 (iii) その他
B クラス	(i) 原子炉冷却材圧力バウンダリの直接接続されていて1次冷却材を内蔵しているか又は内蔵しうる設備 (ii) 放射性廃棄物を内蔵している設備、ただし内蔵量が少ないか又は貯蔵方式によりその破損によって公衆に与える放射線の影響が年間の周辺監視区域外の許容被曝線量に比べ十分小さいものは除く (iii) 放射性廃棄物以外の放射性物質に関連した設備で、その破損により公衆及び従業員に過大な放射線被曝を与える可能性のある設備 (iv) 使用済燃料を冷却するための設備 (v) 放射性物質の放出を伴うような場合にその外部放散を抑制するための設備でAs 及びAクラスに属さない設備
C クラス	(i) 原子炉の反応度を制御するための設備で、As、A及びBクラスに属さない設備 (ii) 放射性物質を内蔵しているか又はこれに関連した設備でAs、A及びBクラスに属さない設備 (iii) 放射線安全に関係しない設備等

に設けられた「交通工学委員会・駐車場小委員会」によりまとめられたものである。同指針に規定されている耐震設計は、共同溝指針とは異なり横断方向の規定に限定されている。また、共同溝指針のような耐震設計を行うべき箇所についての具体的な規定は特になく、震害事例を考慮するとともに地下駐車場の公共性を重視し、原則として地下駐車場の短手、長手の両方向について耐震設計を行うこととしている。同指針での検討方向はこのように短手方向、長手方向という表現を用いているが、これは、一般に地下駐車場は縦断方向に半無限の長さを有する線状構造物ではなく、縦断方向の延長が短い構造物であることによるものであり、ここで規定されている検討手法は両方向ともいわゆる横断方向の耐震設計法となっている。

以上は兵庫県南部地震発生以前に制定されている地下構造物を対象とした耐震設計基準であるが、これらにおいては、原子力指針をのぞいて、想定している地震動はⅡ地震動であり、大規模地震動を想定して設計する規定になっているものは少ない。これに対して、兵庫県南部地震発生以後に改訂された耐震基準は、同地震のような大規模地震動を想定して耐震設計を行う規定になっている。以下にこれら耐震基準の概要を示す。

水道施設耐震工法指針・解説⁸⁾（以下水道指針と称する）は、兵庫県南部地震により水道施設に甚大な被害が生じたことと、復旧に長期を要した経験を鑑み、（社）日本水道協会に設けられた「水道施設耐震工法指針・解説改訂特別調査委員会」によりまとめられたものである。同指針では、設計の対象とする地震動を、これまで考えてきた一般的な地震動（レベル1）と、発生確率は低いが非常に大きな影響をもたらす地震動（レベル2）に分けるとともに、施設の重要度を、人命に対する影響度や代替え施設の有無などによりA、Bのランクに分けている。耐震水準は地震動と重要度の組み合わせで規定されている。同指針に規定されている耐震水準を、表-4に示す。また、ここでの想定地震動は、調査委員会において大いに議論された水道施設として独自の考え方を示している。

さらに同指針では、実務設計上の便宜を図るために、耐震計算例に多くの紙面をさいているとともに、巻末の付録として耐震診断と補強法、水道施設の震害例、管路耐震化システムの計画例、水道事業者が当面とるべき地震対策に対する提言、などが掲載されていることも特徴である。

下水道施設の耐震対策指針と解説⁹⁾（以下下水道指針と称する）は、兵庫県南部地震により下水道施設に甚大な被害が生じたことを鑑み、（社）日本下水道協会に設置された「下水道施設地震対策指針等改訂調査専門委員会」における審議の成果を、建設省都市局下水道部の監修を受け、刊行されたものである。同指針においても、設計の対象とする地震動は、施設の供用期間中に1～2度発生する確率を有する地震動（レベル1地震動）、及び陸地近傍に発生する大規模なプレート境界地震や、直下型地震による地震動のように、供用期間中に発生する確率は低いものが大きな強度を持つ地震動（レベル2地震動）の、二段階の地震動を想定している。また、耐震性能についても、管路施設や処理場・ポンプ場などについて、その重要度に応じた規定がなされている。管路施設に対する耐震性能の考え方を表-5に示す。さらに、巻末には、下水道施設特有の構造物を対象とした耐震計算

表-4 水道指針における水道施設が地震時に保持すべき耐震水準

地震動 レベル 重要度	地震動 レベル	
	L 1	L 2
ランク A	無被害であること。	人命に重大な影響を与えないこと。 個々の施設に軽微な被害が生じても、その機能保持が可能であること。
ランク B	個々の施設に軽微な被害が生じても、その機能保持が可能であること。	個々の施設には構造的損傷があっても、水道システム全体としての機能を保てること。 また、早期の復旧が可能なこと。

表-5 下水道指針における管路の耐震設計の考え方

対 象 管 路		設計対象地震動		要求される耐震性能	
		レベル 1	レベル 2	レベル 1	レベル 2
既 設	重要な幹線等	○	○	設計流下能力の確保	流下機能の確保
	その他の管路	—	—	—	—
新 設	重要な幹線等	○	○	設計流下能力の確保	流下機能の確保
	その他の管路	○	—	設計流下能力の確保	—

〔備考〕

- ① 設計流下能力とは、流量計算書に記載された当該管きょの流下能力をいう。
- ② 流下機能の確保とは、地震によって本管部のクラックや沈下等の被害が生じ設計流下能力の確保が困難となるが、補修や布設替等の対策を講じるまでの間は、管路として下水を上流から下流に流せる状態をいう。

例が示されている。

新設構造物の当面の耐震設計に関する参考資料¹⁰⁾（以下鉄道暫定資料と称する）は、兵庫県南部地震で大きな被害を受けた鉄道構造物の復旧や耐震設計のあり方等について検討を進めてきた鉄道施設耐震構造検討委員会による提言「鉄道新設構造物の耐震設計に係る当面の措置について」の趣旨に沿い、（財）鉄道総合技術研究所により作成されたものである。現在、同委員会のもとに耐震基準検討小委員会が設けられ、新しい耐震設計標準の検討が進められており、本資料は、新しい耐震設計法が確立されるまでの間、暫定的に新設構造物の耐震設計に用いるものである。

本資料では、設計の目的を、兵庫県南部地震規模の地震が構造物の近傍で発生しても崩壊しない耐震性能を保有するように設計することとしており、特にレベル1地震動についての記述はないが、本資料を現行の設計基準に加えて適用するとの位置づけであるため、結果として二段階設計が適用されることとなっている。ここでいう「崩壊しない」ことの定義は、上部構造物、基礎構造物、開削トンネルそれぞれについて定められているが、このうち、開削トンネルについては、上部構造物に比べ被災後の復旧が困難である場合が多いことを鑑み、大きな損傷を許容することは必ずしも合理的でないことに留意することとなっている。また、開削トンネルには応答変位法を用いることとなっているが、高架橋等に関しては、動的解析を行うことを原則としている。設計地震動としては、地盤区分（ $G_1 \sim G_4$ ）ごとの弾性加速度応答スペクトルとともに、動的解析に用いる時刻歴加速度波形も各2波ずつ示されており、地盤区分に応じた $G_1 \sim G_4$ 適合波とともに、地盤と構造物を一体として解析する場合を想定した基盤速度スペクトル適合波（ G_0 適合波）も合わせて示されている。

これら、兵庫県南部地震発生後に改訂された耐震基準は、二段階の地震動を想定しているとともに、それぞれの地震動や対象とする施設独自の重要性を加味した耐震性能を明確に規定していることが大きな特徴である。

また本文では、耐震基準としては刊行されていないが、東京湾横断道路の構造・施設設計に関する調査研究¹¹⁾（以下横断道資料と称する）や、大規模地下構造物の耐震設計法・ガイドライン（案）¹²⁾（以下大規模ガイドラインと称する）についても調査の対象とするとともに、レベル2地震動を想定した地中ボックスカルバートの計算例が記載されている[平成8年制定]コンクリート標準示方書耐震設計編¹³⁾（以下コンクリート示方書と称する）についても、同様にその記載内容を調査の対象とすることとする。

このうち、横断道資料は、東京湾横断道路建設に関して日本道路公団の委託により建設省土木研究所が昭和50年度から63年度にわたって行った、トンネル、橋梁、人工島、および大規模海上締切に関する受託研究の全体をまとめたものであり、地下構造物の耐震設計法に関連するものとしては、動的解析の入力地震動、地盤の動的物性、沈埋トンネルの耐震性、シールドトンネルの耐震性に関する研究成果が示されている。

本資料に示されている研究成果のうち、入力地震動に関しては、確率論的に設計地震動強度を推定する方法として、地震動強度期待値解析手法を開発し、耐震設計上の要求性能

と解析の基本的な考え、および、再現期間を明確にしたうえで、この手法を用い、L1とL2の地表面および基盤面での加速度応答スペクトルが推定されている。さらに、実測された強震記録を元波形として、目標とする加速度応答スペクトルに合致させるよう振幅特性のみを振動数領域で調整した適合波が示されている。また、トンネルの耐震設計法に関しては、沈埋トンネルとシールドトンネルに着目し、それぞれについて耐震設計法が示されているとともに、各工法に特徴的な研究成果が示されている。耐震設計法としては、両工法ともに、静的な応答変位法と、梁－バネモデルを用いた動的解析法が示されているが、シールドトンネルに関しては、セグメントとリング継ぎ手の剛性から評価される等価剛性の考え方を導入していることが特徴である。

大規模ガイドラインは、建設省により昭和62年度から平成3年度まで実施された総合技術開発プロジェクト「地下空間の利用技術の開発」のうち、「地下施設の設計・施工及び環境対策技術の開発／地下施設の耐震設計法に関する研究」及び「地下空間の防災・環境制御技術の開発／災害防除システムに関する研究」として土木研究所地震防災部耐震研究室において実施された研究成果を、利用の便を考慮してガイドラインの形で土木研究所資料として印刷されたものである。

本ガイドラインは、特定の構造や用途種別を考慮することなく、地盤中に建設される大規模地下構造物の耐震設計法を一般的に示したものであるが、地下構造物を対象とし、大規模地震動を想定した地震時保有水平耐力法による耐震計算について規定されているとともに、横断道資料と同じく等価剛性の概念を導入したシールドトンネル縦断方向の耐震設計法や、シールドトンネル横断方向の耐震設計法を体系化していることが特徴である。また、鉛直地下構造物の耐震設計法や地震の影響の低減を期待する構造に関する規定もなされている。

コンクリート示方書は、土木学会コンクリート委員会に設置された阪神大震災調査特別委員会で作成されたものであり、限界状態設計法に基づく耐震設計法が規定されている。

本示方書では、設計で想定する地震動として、レベル1地震動、レベル2地震動の2段階を対象とするとともに、構造物が保有すべき耐震性能として、

耐震性能1：地震後にも機能は健全で、補修をしないで使用可能

耐震性能2：地震後に機能が短時間で回復でき、補強を必要としない

耐震性能3：地震によって構造物が崩壊しない

の3つを考慮し、それぞれに対する照査方法の規定が明確に記述されている点が特徴である。また、本文規定や解説とともに、設計例にも多くの紙面を用いている。なお、本示方書は、平成8年の改訂において、耐震設計に関する内容が設計編から除外され、新しく独立して制定されたものである。

以上の耐震基準を本文における調査の対象とするが、次節以後に示す各規定項目の調査においては、縦断方向に関しては、共同溝指針を、また、横断方向に関しては、駐車場指針を中心とし、各基準における規定項目と比較検討することとする。

2.2 各種基準における基本項目および設計条件

(1) 静的耐震解析法と動的解析の取り扱い

一般に、耐震設計法は、地震による荷重を静的に作用させ設計する方法と、地震時における挙動を動学的に解析する方法の2種類に大別できる。本文で調査の対象とした地下構造物の耐震設計基準では、耐震設計法としては、基本的に静的な耐震計算法である応答変位法を採用している場合が多い。応答変位法とは、地震時に生じる地下構造物の応力を、地盤の最大変位を強制的に構造物に与えることによって静的に計算しようとする考え方に基づいた耐震計算法である。

ここではまず、地下構造物縦断方向の耐震設計法を規定している共同溝指針と、横断方向の耐震設計法を規定している駐車場指針における応答変位法の概要と動的解析の取り扱いについて概説する。

共同溝指針における縦断方向の応答変位法は、構造物を梁、地盤をバネでモデル化し、一次モードのみを考慮した構造物中心深さにおける地盤変位が、構造物縦断方向に地盤振動の波長をもって正弦波状に分布するものと仮定して、静的な弾性床土上の梁理論の解析解により断面力を求めるものである。共同溝指針における地震時地盤変位の概念を図-1に、また、地震時断面力の概念を図-2に、それぞれ示す。本手法は、縦断方向に一樣な地盤中にある共同溝に対する地震動の箇所別変化により生じる断面力を求めていることとなる。また、同指針では、継手を設けた場合の断面力の低減、共同溝の設置されている地盤条件が縦断方向に変化する場合における断面力の割り増し係数の設定法、断面力の重ね合わせ方法等が規定されている。また、動的解析により安全性を確認するのがよい箇所として、地盤の地形・地質条件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を挙げている。しかし、動的解析に関する具体的な記述はない。

駐車場指針における横断方向の応答変位法は、構造物を梁、地盤をバネでモデル化し、本モデルに、構造物の重量に起因する慣性力、地震時土圧、地震時周面せん断力の3種類の荷重を構造物に最も不利な応力、変位、その他影響が生じるように静的に作用させることにより地震時断面力を算定することとなっている。駐車場指針に示されている応答変位法による耐震計算モデルを図-3に、作用させる地震荷重を図-4に示す。

また、駐車場指針では、基盤中に地下駐車場の一部が設けられている場合や構造が複雑な場合など、地震時の挙動が複雑なものについては、動的解析により安全性を照査することが望ましいとされており、動的な解析を用いた照査手法も示されているが、同指針では、応答スペクトル法を用いることを原則としており、時刻歴での挙動の把握が必要である場合は時刻歴応答解析を行うこととしている。さらに、応答スペクトル法に用いる標準加速度応答スペクトルや、減衰定数別補正係数、時刻歴解析に用いる入力地震、安全性の照査方法についての考え方が示されている。

本文で調査の対象とした各種基準における地下構造物の耐震設計法と動的解析の取り扱いの概要を表-6にまとめる。このうち、パイプライン基準では、縦断方向に関して応答変

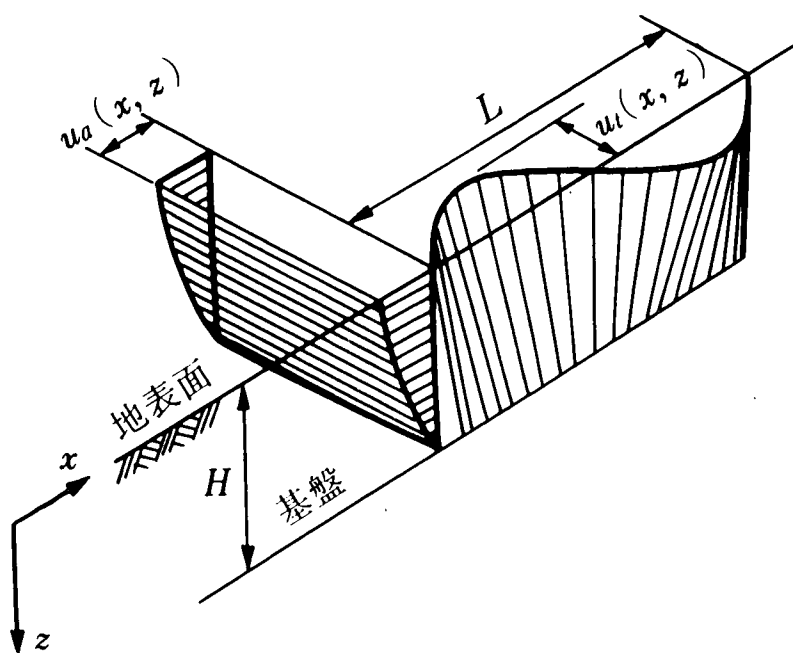
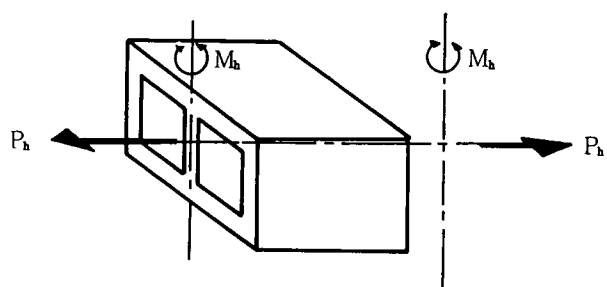
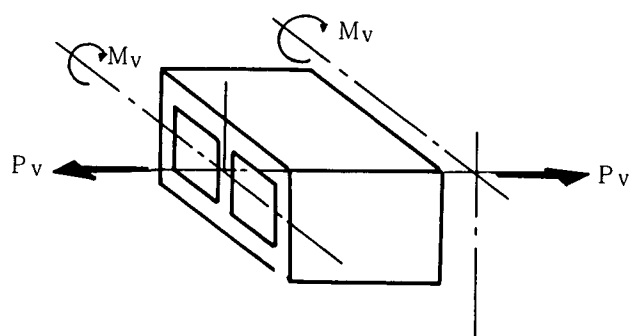


図-1 共同溝指針における地震時地盤変位の概念



(a) 水平面内



(b) 鉛直面内

図-2 共同溝指針における地震時断面力の概念

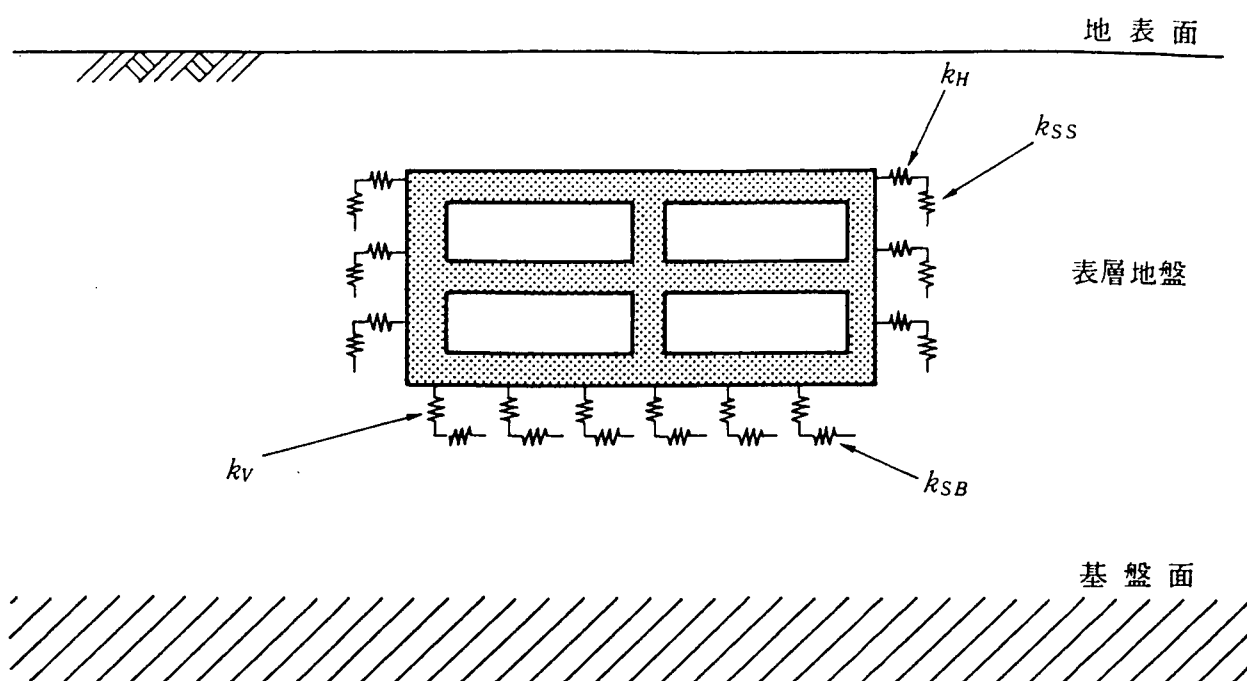


図-3 駐車場指針における応答変位法による耐震計算モデル

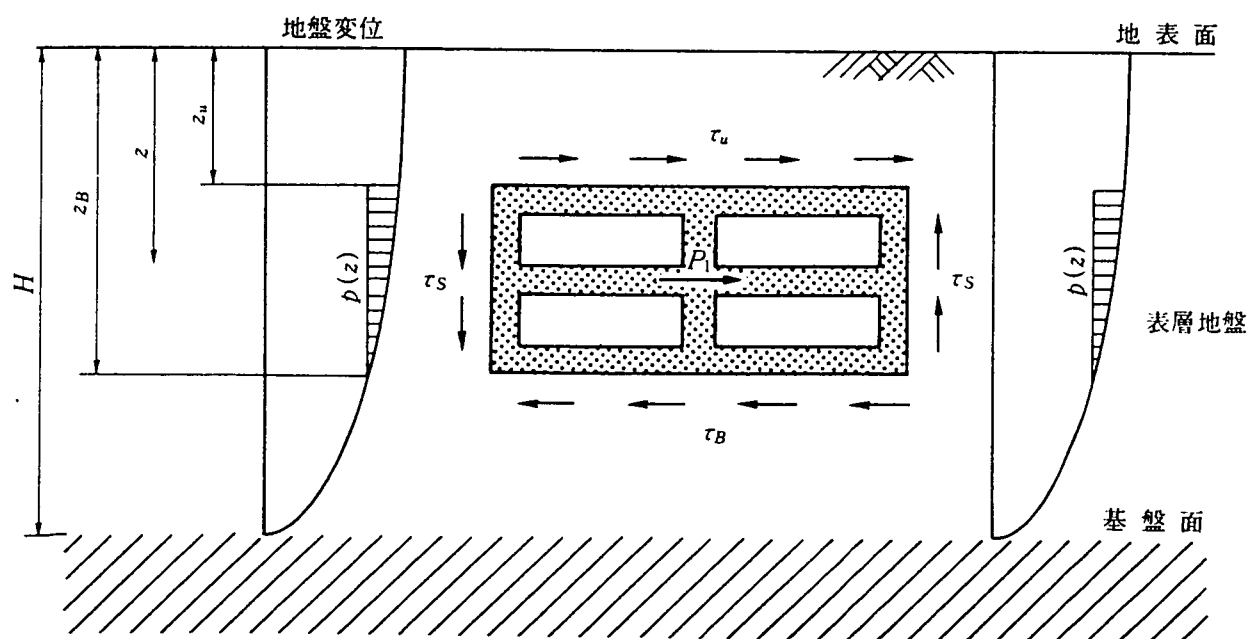


図-4 駐車場指針において作用させる地震荷重

表－6 地下構造物の耐震設計基準における静的な耐震計算法と動的解析の取り扱い

名称	検討対象	静的な耐震計算法	動的解析の取り扱い
パイプライン基準	縦断方向	応答変位法	特に記述なし
沈埋指針	縦断方向	変位法	部分系に対する動的解析および全体系に対する動的解析 動的解析：地震応答解析あるいは振動実験
	横断方向および滑動の安定	震度法によることができる	
	立坑・換気塔部	震度法による	
新耐震	地下埋設管縦断方向	応答変位法	大規模な構造物または周辺社会に及ぼす影響が大きな構造物で、その地震動特性が単純でなく、また同種の構造物についての過去の震害事例が少ないもので、当該構造物を適切な動的モデルに置換して、その地震動特性を算定しなければならない構造物及び修正震度法では検討不十分な構造物を対象
	水底トンネル、共同溝縦断方向	応答変位法	
	水底トンネル、共同溝横断方向、滑動の安定	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、見かけの単位体積重量が地盤より小さい場合は応答変位法	
ガス指針	縦断方向	応答変位法	特に記述なし
共同溝指針	縦断方向	応答変位法	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、特に重要度の高い箇所：動的解析により安全性を確認
原子力指針	屋外重要土木構造物	基本設計段階：震度法 詳細設計段階：応答変位法	詳細設計段階において、構造物の特性（形状、剛性、質量等）、地盤条件等を考慮して応答変位法の代わりに選択
駐車場指針	横断方向	応答変位法	地震時の挙動が複雑な場合の照査手法として応答スペクトル法を規定
水道指針	埋設管路縦断方向	応答変位法	特に記述なし
	立坑、暗渠、共同溝、シールド	応答変位法または震度法	地震時の挙動が複雑な構造物の地震動レベル2の耐震設計を行う場合は必要に応じて行い、震度法または応答変位法による耐震設計結果を照査
下水道指針	円形管きょ、シールド、矩形きょ、開きょ、接続部、本管部、継手部	応答変位法	特に記述なし
鉄道暫定資料	開削トンネル 横断方向	応答変位法	一般には応答変位法でよい。地震時の地盤変位は構造物の規模等を勘案し、必要により動的解析（高架橋等（基礎構造物を含む）は動的解析を原則）
横断道資料	沈埋トンネルおよびシールドトンネル	応答変位法	地山の地形や地層がトンネルの長手方向に変化する場合は行う必要がある
大規模 ガイドライン	地下構造物	応答変位法	地震時の挙動が複雑なもの（線状地下構造物縦断方向、振動特性の異なる複数の構造物が接続される場合など） 地盤のみの地震応答解析を行い応答変位法に入力する方法もある
コンクリート示方書	地下構造物	応答変位法	地下構造物については特に記述なし 計算例は地盤のみの地震応答解析を実施

位法による軸方向応力度算定式が規定されている。本算定式は、基本的には共同溝指針と同じ概念で得られているものである。また、動的解析に関する記述は見られない。

沈埋指針では、静的な耐震計算法は（応答）変位法によることとしている。しかし、横断方向の断面設計および滑動の安定の検討、立坑や換気塔部の設計は、変位に基づく設計方法が確立していないことを理由に、震度法を用いて設計して良いこととなっている。震度法による設計は、地震時慣性力や地震時土圧を考慮することとなっている。さらに、前述したように、動的解析に基づく設計を行い、地震時の安定性を確認することとなっている。なお、同指針では、断面力の算定式に関しては、特に具体的な規定は見られない。

新耐震では、地下埋設管縦断方向や水底トンネル、共同溝の縦断方向に関しては、応答変位法を用いることとしており、共同溝指針と同じ概念の断面力算定式が示されている。また、水底トンネルや共同溝の横断方向の断面設計や滑動の安定の検討は、震度法によることができることとなっている。これに対して、周辺の地盤に比較して密度が大きくマッシブな地下構造物は、原則として震度法により耐震設計をすることと規定されている。但し、周辺の地盤に比較して密度が小さいか、もしくは同程度で、構造物自身の剛性が比較的低い構造物は、応答変位法により耐震計算を行うこととなる。動的解析に関しては、大規模な構造物または周辺社会に及ぼす影響が大きな構造物で、その地震動特性が単純でなく、また、同種の構造物についての過去の震害事例が少ないもので、当該構造物を適切な動的モデルに置換して、その地震動特性を算定しなければならない構造物および修正震度法では検討不十分な構造物を対象にすることとしているが、地中構造物に対して特に具体的な解析方法は示されていない。

ガス指針では、静的な耐震計算法として、共同溝と同じ概念の応答変位法を用いた縦断方向の検討方法が示されているが、許容ひずみにて導管の安全性を評価する規定となっていることと、軸方向の地盤中での管の滑りを考慮したひずみ伝達係数を用いていることが特徴である。また、急変地盤における直管の耐震設計、異形管部（曲管、T字管等）の耐震設計に関する項目が規定されている。なお、動的解析に関する記述は見られない。

原子力指針では、構造物本体の基本設計段階では、静的検討に用いる地震力（震度）を用いて、構造物断面の設定等を行い、詳細設計に当たる安全性検討段階では、構造物の特性（形状、剛性、質量等）、地盤条件等を考慮して、応答変位法か動的解析を選定しこれにより安全性の検討を行うこととしている。また、必要に応じて、動的解析により、機器への入力を設定することとしている。同指針では、応答変位法は、はじめに構造物のない自然地盤の地震時の変位を算定し、それを地盤バネを介して構造物に入力させ、部材力を算定することとしており、同時に、構造物の自重による慣性力、動水圧等の影響も必要に応じて考慮し、これらを安全側の設計となるように、地盤変位の影響と重ね合わせることにしている。応答変位法で考慮する波動伝播としては、地盤中を鉛直に伝播する波動を想定した場合、地表面を水平に伝播する波動を想定した場合、地盤状態等により、更に複雑な波動伝播を想定した場合などを挙げている。また、動的解析手法による耐震計算では、当該構造物と地盤を適切な動的モデルに置換して、構造物の振動特性および構造物の変形、

部材力を算定することとしている。構造物をモデル化する手法としては、質点系モデル、有限要素モデルなど、地盤モデルは、これらに加えて一次元重複反射モデルなどが例として示されており、強震時の非線形性や部材の剛性、減衰定数などを考慮して評価することとしている。さらに、振動応答の計算法としては、モード重畳法、複素応答解析法、直接積分法等があり、構造物と地盤の条件や解析目的に合致したものを選択することとなっている。

水道指針では、埋設管路および埋設管路継手部の耐震計算は応答変位法により行うこととしており、このような応答変位法による管路および継手の耐震計算においては、地震動レベル1に対しては、管と地盤の滑りを考慮しないが、地震動レベル2に対しては滑りを考慮することとしている。同指針における管路の耐震計算は、一体管路構造の場合と継手管路構造の場合の2通りに分類されており、一体管路構造の場合は、共同溝指針と同じ概念の算定式が示されている。但し、管のひずみが降伏ひずみを越える場合においては、地盤と構造物の剛比係数を降伏ひずみを用いて再計算した後に、再度管ひずみを求め直すこととしている。また、継手管路構造の場合は、管体応力やひずみとともに、継手の伸縮量や屈曲角度についても算定することとしている。

また、立坑、暗渠、共同溝及びシールドの耐震計算は、応答変位法または震度法によることを原則としている。さらに、付帯構造物との取り付け部等の特殊部分や地盤急変部等の複雑な挙動が予想される場合は、全体系または部分系に対して、必要に応じて動的解析により安全性を照査することとなっている。動的解析においては、地震動レベル1に対しては線形解析を原則とし、地震動レベル2に対しては非線形解析を行うこととしている。地震応答計算は、応答スペクトル法、または、時刻歴応答解析法のどちらかによるものとするが、可能な限り両者を併用することとしている。解析に用いる力学系モデルは、その構成が複雑な場合は三次元有限要素法等で取り扱うことが望ましいが、適切なモデル化をすれば二次元モデル解析を行っても良いとしており、また、地震動レベル2のような強震時には、周辺地盤と構造物が非線形の挙動を示すことが予想されるので、適切な諸数値を設定する必要があることとしている。

下水道指針では、円形管きょ、シールドおよび矩形きょ、開きょにおけるマンホールとの接続部、本管部、継手部等の耐震計算は応答変位法によることとしている。このうち、差し込み継手構造の円形管きょの耐震設計は、マンホールと本管の継手部では、地震動による屈曲角、地盤の永久ひずみによる拔出し量、地震動による拔出し量を、管きょと管きょの継手部では、地盤の永久ひずみによる拔出し量、地震動による拔出し量、地盤の沈下による拔出し量と屈曲角、地震動による屈曲角、地盤急変部での拔出し量を、それぞれ算定することとしている。さらに、管きょ横断方向の地震時断面力は、大規模ガイドラインの近似計算法より求めることができることとしている。また、矩形きょや開きょに関しては、共同溝指針や駐車場指針、共同溝耐震設計指針（案）¹⁴⁾（以下共同溝案と称する）、水道指針などを参考として耐震設計することとしている。さらに、シールドトンネルに関しては、大規模ガイドラインの耐震設計法や水道指針を参考に行うこととしている。なお、

同指針では動的解析に関する記述は見られない。

鉄道暫定資料では、対象を開削トンネル横断方向に限定しており、一般には応答変位法により検討して良いこととしているが、地震時の地盤変位の算定方法は、構造物の規模等を勘案し、必要により動的解析により求めることとしている。なお、同資料では、基礎構造物を含む高架橋等の検討においては、動的解析を行うことを原則としている。

横断道資料では、沈埋トンネルやシールドトンネルを対象にした静的な耐震計算法として、応答変位法が紹介されており、共同溝指針と同様に、構造物を梁、地盤をバネでモデル化し、正弦波状の地盤変位が生じることを想定した弾性上の梁理論の解析解が示されている。ここでは、シールドトンネルに対しては、セグメントと継手とからなる覆工の剛性特性を考慮するため、構造物のモデル化にはセグメントと継手の剛性から評価される等価軸剛性および等価曲げ剛性を用いることとしている。また、地山の地形や地層がトンネルの長手方向に変化するような場合には動的解析を行う必要があるとしているが、その場合も、応答変位法と同様に、シールドトンネルを対象とした場合は構造物は等価剛性を用いてモデル化することとしている。

ガイドラインでは、耐震計算は、原則として静的な応答変位法を用いることとしている。ここで、応答変位法による耐震計算に際しては、幅広構造物、線状構造物、鉛直構造物などの地下構造物の振動特性を考慮して、適切なモデル化を行わなければならないとしており、例えば、シールドトンネル縦断方向の検討では、横断道資料と同様に、構造物を等価剛性を用いた梁にてモデル化することとしている。また、地盤条件が複雑な場合には、地盤だけを取り出し、地盤構成や層序などを考慮して動的解析により地震時地盤変位や地震時地盤内応力を計算し、これを応答変位法に用いるのがよいとしているが、これはあくまでも応答変位法に用いる地震の影響の算出という位置づけである。

本ガイドラインでは、動的解析とは、地下構造物と周辺地盤全体系の動的解析のことを指しており、共同溝指針や駐車場指針と同様に、応答変位法により耐震設計された地下構造物のうち、地震時の挙動が複雑なものについては、動的解析により安全性を照査することとしている。ここでは、応答変位法と動的解析がほぼ同じ結果となるために留意すべき点として、地震時地盤変位や地震時地盤内応力が正しく計算されていることと、地盤と構造物とを結ぶ地震時地盤バネが正しく計算されていることを挙げており、このような観点から、応答変位法に耐震計算を動的解析によって照査することが望ましい地下構造物として、線状地下構造物のように構造物長手方向に沿う地震時地盤変位が支配的となる地下構造物（特に、基盤面における箇所別の地震動の違いを考慮する場合）や、振動特性の異なる複数の構造物が接続される場合などを挙げている。

コンクリート示方書では、地中構造物は地盤に対して相対的な振動を起こしにくいという、一度起こった振動もすぐに収まってしまうため、地震時に地盤に変位や変形が生じると、周囲の地盤に引きずられるよう振動するので、地震時に地盤に生じる変形（応答変位）を計算し、これを地震外力として静的に構造物に作用させて検討を行っても良いとしている。また、同示方書の計算例では、応答変位法を用い構造物の非線形性も考慮した計算例が示

されている。但し、ここでは、地盤の変位は、レベル1地震動では全応力解析、レベル2地震動では有効応力解析を用いた地盤の地震応答解析を行った結果を用いている。

(2) 耐震設計上の基盤面の設定

耐震解析において地盤をモデル化する場合、耐震設計上の基盤面は、振動する地盤の下に存在する十分堅固な地盤の上面とすることが望ましい。すなわち、それ以深の地盤での物性値の変化が少なく、解析対象とする構造物の下面にわたって広く存在する地盤で、十分剛性の高い岩盤の上面が、解析における理想的基盤面である。しかし実際には、例えば厚い沖積層地盤などを対象とした地下構造物の耐震設計を行う場合などでは、理想的な基盤面となりうる岩盤は非常に深い位置にあり、このような岩盤に到達するような地質調査をすることは実務設計上合理的ではない。そこで共同溝指針や駐車場指針では、実用面を考慮して、耐震設計上の基盤面を粘性土層の場合はN値が25以上、砂質土層の場合はN値が50以上の地層の上面、又はせん断弾性波速度が300m/s程度以上の地層の上面と規定している。

本文で調査の対象とした各種基準における耐震設計上の基盤面の設定を表-7に示す。表より、これら各種基準においても、耐震設計上の基盤面は、概ね、砂質土の場合はN値が50以上の地層の上面、粘性土の場合はN値が25以上の地層の上面、もしくはせん断弾性波速度が300m/s程度以上の地層の上面としてよいと規定している場合が多い。原子力指針は、せん断弾性波速度が700m/s以上の地層の上面となっているが、これは、対象とする施設の立地条件を加味したものである。

なお、地下構造物の静的な耐震設計法である応答変位法に用いる地盤変位分布は、基盤は表層地盤との剛性差の大きい十分堅固な地盤であることを前提条件として誘導されているものである。

(3) 表層地盤の地震時固有周期とせん断弾性波速度の算定

地下構造物の耐震検討を応答変位法により行う場合には、表層地盤の地震時固有周期の算出が必要であり、共同溝指針や駐車場指針においては、地盤の特性値を用いて以下の式(1)、(2)から求めることとしている。

$$T_0 = 4 \sum_{i=1}^n \frac{H_i}{V_{si}} \quad (1)$$

ここに、 T_0 : 地盤の特性値(s)

H_i : i番目の地層の厚さ(m)

V_{si} : i番目の地層の平均せん断弾性波速度(m/s)

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

表-7 耐震設計上の基盤面

名 称	耐震設計上の基盤面の定義、設定法、留意点
パイプライン基準	定 義：表層に比べて相対的に剛い下方の地盤の上面 設定法：せん断弾性波速度が300m/s程度以上、若しくは標準貫入試験のN値が50程度以上の剛さが下方に続く地盤の上面
沈埋指針	定 義：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、表層地盤の地震時の挙動に対して基盤とみなすことができる地盤（地震学でいう基盤とは必ずしも一致しない。） 設定法：比較的浅いところに岩盤が存在し、それから上の地表層のモデル化が妥当であると認められる場合は、これを基盤とする。 岩盤の位置が深く、これより上方全体のモデル化が容易でないときは、広い範囲に分布するよく締まった地層で、それより上方の地盤よりも横波速度（ V_s ）が顕著に大きい地層を基盤とする。 これまでの設定例では、 V_s が300m/s以上の地層を基盤としている。 $V_s=300\text{m/s}$ をN値換算すると30～100となる。
新耐震	特に明確な記述はない
ガス指針	定 義：耐震設計に際して、設定する基盤面であって、表層地盤に比べて相対的に堅固な地盤が下方に続くとき、この地盤の上面を地震基盤面という。堅固な地盤とは、N値が50以上又は実測のせん断弾性波速度 V_{so} が300m/s以上であることを目安とする。 設定法：目安としてN値が50以上又はせん断弾性は速度 V_{so} が300m/s以上の基盤が下方にある深さ（例えば5m程度）以上続くとき、この地盤の上面を地震基盤面とする 留意点：既存の資料によって、その下部にせん断弾性波速度の著しく小さい層があることが確認されているような場合には、必要に応じてその影響について別途検討を行い、適切な地震基盤面を設定する。
共同溝指針	定 義：粘性土層の場合はN値が25以上、砂質土層の場合はN値が50以上の地層の上面、もしくはせん断弾性波速度が300m/s程度以上の地層の上面
原子力指針	定 義：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な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面（S波の速度 $V_s=0.7\text{km/s}$ 相当以上の値を有する硬質地盤）の表面。解放基盤表面（＝基準地震動の定義位置）として規定
駐車場指針	定 義：粘性土層の場合はN値が25以上、砂質土層の場合はN値が50以上の地層の上面、もしくはせん断弾性波速度が300m/s程度以上の地層の上面
水道指針	設定法：基盤面設定の一応の目安はN値50以上またはせん断波速度300m/s以上としてよい。 留意点：詳しい地盤調査の結果がある場合には、もっと適切に基盤面を設定することも可能であり、個々の地点の特性を勘案して判断することが望ましい。
下水道指針	定 義：耐震設計時に設定する基盤層であって、表層地盤に比べて相対的に堅固な地盤が下方に続くとき、その地盤の上面のことをいう。 設定法：粘性土層の場合はN値が25以上、砂質土層の場合はN値が50以上の地層の上面、もしくはせん断弾性波速度が300m/s程度以上の地層の上面（道路橋示方書・同解説 V耐震設計編、平成8年12月 ¹⁵⁾ を参考とする）
鉄道暫定資料	設定法：設計上の基盤面は次の条件を満足する地層の上面に設定して良い。 砂質土はN値50以上の地層、粘性土はN値30以上の地層、または、地層のせん断弾性波速度（微小ひずみの場合）が300m/s以上の地層 留意点：耐震設計上の基盤面とは、設計の便宜上地震入力面として仮定するもので、一般には基礎の支持層としてよい。（第7章 基礎構造物に規定）
横断面資料	特に規定はないが、解析では D_{50} 層（ $G_0=3000\text{kgf/cm}^2$ 程度以上）の上面に設定
大規模パイプライン	定 義：粘性土層の場合はN値が25以上、砂質土層の場合はN値が50以上の地層の上面、もしくはせん断弾性波速度が300m/s程度以上の地層の上面
コンクリート示方書	特に規定はないが、解析では $V_s \geq 400\text{m/s}$ の地層の上面に設定

$$T_s = 1.25 T_0 \quad (2)$$

ここに、 T_s ：表層地盤の地震時固有周期(s)

この算出方法は、各層内での地震波の伝播時間の和から求めるものであり、ここで用いている地盤の特性値とは、微小ひずみ振幅領域における表層地盤の基本固有周期のことを意味している。また、地盤の特性値を用いて地震時固有周期を求める式(2)における係数1.25は、後述する地盤ひずみの大きさに基づく補正係数を0.8に設定することに相当する。すなわち、式(1)における V_{si} は、微小ひずみ領域におけるせん断弾性波速度であり、これにひずみの影響を考慮した補正係数0.8を乗じることと、地震時固有周期の算定式(2)は同等なものとなっている。

なお、共同溝指針や駐車場指針では、耐震設計上の地盤種別は地盤の特性値 T_0 に応じて区別することとしており、その方法は道路橋示方書に規定されている方法と同じであるが、橋梁の耐震設計とは違い地震動や震度の算定には関係せず、共同溝指針では耐震検討をすべき箇所か否かの判定に用い、また、駐車場指針では、考慮する地震荷重のうち構造物の重量に起因する慣性力の算定に用いる地盤別補正係数の決定に用いることとなる。

また、共同溝指針や駐車場指針では、せん断弾性波速度 V_{si} は弾性波探査やP S 検層によって測定するのが望ましいとしているが、実測値がない場合を考慮し、N 値から推定する方法も規定している。同指針に規定されているN 値よりせん断弾性波速度を推定する式は以下の通りである。

・粘性土層の場合

$$V_s = 100 N^{1/3} \quad (1 \leq N \leq 25) \quad (3)$$

・砂質土層の場合

$$V_s = 80 N^{1/3} \quad (1 \leq N \leq 50) \quad (4)$$

ここに、 V_s ：地盤のせん断弾性波速度(m/s)

N ：地盤のN 値

ここで、 $N=0$ の場合は、両土質とも $V_s=50\text{m/s}$ とすることとしている。また、式(3)、(4)にそれぞれ $N=25$ 、 $N=50$ を代入すると、 $V_s=292\text{m/s}$ 、 295m/s となり、耐震設計上の基盤面の規定とほぼ整合性がとれている。

本文で調査の対象とした各種基準における表層地盤の地震時固有周期の算定方法とせん断弾性波速度の算定、および、後述する地盤ひずみの大きさに基づく補正係数の設定を表-8に示す。表より、表層地盤の地震時固有周期の算出方法は、大きく分けて以下の3通りであることがわかる。

①各層内での伝播時間の和による方法

表－8 表層地盤の固有周期の算定と地盤ひずみの大きさに基づく補正係数

名 称	固有周期Tの算定方法	V _s の算定と地盤ひずみの大きさに基づく補正係数
パイライン基準	$T = C \cdot \frac{H}{V_s}$ C : 表層地盤が粘性土:4.0, 砂質土:5.2 H : 表層地盤の厚さ(m) V_s : 表層地盤のせん断弾性波速度(m/s) 周期の計算に用いるV_sは、V_sが表層地盤の深さ方向にほぼ一様な場合(粘性地盤)は表層地盤の平均的V_s、V_sが表層地盤の表層付近で小さく下方で大きい三角形分布の場合(砂質地盤)では表層地盤の最下部のV_s、常時微動から求める場合は、卓越周期を測定値から求め、その2倍とする	V_sは実測することを原則。通常の板たたき法等の弾性波探査による場合(測定時に地盤のひずみが強震時に地盤に生じるひずみに比して著しく小さい場合)は実測値の1/2とする。 N値を用いた推定式: $V_s = 20 \cdot 10^{0.21} \cdot N$ 左記の係数Cは、地盤ひずみの大きさに基づく補正係数を、粘性土地盤では $4 / 40 = 1.00$, 砂質地盤では $4 / 5.2 = 0.77$と設定していることに相当
沈埋指針	(1) 常時微動より卓越周期を求める。 (2) 現位置試験あるいは室内試験より、地盤のせん断弾性係数G (またはS波速度V_s)を求め、地盤の厚さHから $T = 4H / V_s$により求める	建設地点の地盤について弾性波速度を測定(PS検層、板たたき法、弾性波探査等)。ひずみの大きさに基づく補正は、地震時に地盤に生じるひずみの大きさを考慮の上決定(特に具体的な記述はない)
新耐震	$T = 4 \cdot \left(\frac{H_1}{V_{s1}} + \frac{H_2}{V_{s2}} + \dots + \frac{H_n}{V_{sn}} \right)$ H_i: i層層厚(m) V_{si}: i層のせん断弾性波速度(m/s)	原位置におけるせん断弾性波速度V_sの実測結果を基準とし、これに地震時に生じるせん断ひずみの大きさを考慮してその1/2の速度をとる。
ガス指針	$T = \frac{4H}{\bar{V}_s}$ H : 表層地盤の厚さ(=ΣH_j)(m) V_s : 表層地盤のせん断弾性波速度(m/s) $\bar{V}_s = \frac{\sum V_{sj} \cdot H_j}{H}$ H_j: 第j層の層厚(m) V_{sj}: 第j層のせん断弾性波速度(m/s) 常時微動等の地盤震動の測定結果も、測定結果の解釈を慎重にすれば、右記補正係数を乗して利用することができるが、付近に振動源のある場合や明確な境界面のない場合は避けるべきである。	V_sは現地実測法から求めることを基本とするが、N値からの推定式を用いてもよい。 現地実測法によりV_sを求めた場合は、地震時のひずみレベルを考慮した補正係数C(砂質土0.6、粘性土0.85を乗じる。 N値を用いた推定式: $V_s = 6.2N^{0.21}$(砂質土) $122N^{0.078}$(粘性土) 常時微動から固有周期を推定する場合には、その卓越周期を上記補正係数Cで除す
共同溝指針	$T_s = 1.25 \times 4 \sum \frac{H_i}{V_{si}}$ H_i: i番目の地層の厚さ(m) V_{si}: i番目の地層の平均せん断弾性波速度(m/s)	V_sはN値から推定: $V_s = 100N^{1/3}$(粘性土), $80N^{1/3}$(砂質土) 係数1.25は、地盤ひずみの大きさに基づく補正係数を0.8に設定していることに相当
原子力指針	特に記述なし(地震時地盤変位は重複反射理論による解析で求める)	特に明確な規定はない(ひずみ依存性は等価線形解析により直接考慮)
駐車場指針	共同溝指針と同じ	共同溝指針と同じ
水道指針	共同溝指針の地盤の特性値と同じ(係数1.25は導入されていない)	V _s は弾性波探査やPS検層より測定することが望ましいが、N値から推定してもよい。ひずみの大きさに基づく補正係数は、N値よりせん断弾性波速度を推定する式では、地盤のせん断ひずみを考慮して選択、例)洪積世粘性土: $V_s = 129N^{0.183}(10^{-3})$, $V_s = 172N^{0.183}(10^{-6})$
下水道指針	共同溝指針と同じ(レベル1とレベル2は同じ)	共同溝指針と同じ(レベル1とレベル2は同じ)
鉄道暫定資料	(A地盤) $T_g = 4 \frac{H}{V_{sd}}$ (B地盤) $T_g = 5.2 \frac{H}{V_{sd}}$ (C地盤) $T_g = \frac{6.3}{\omega_0}$ H: 表層厚(m) V_{sd}: 表層地盤のV_s(m/s) ω₀: C地盤の固有円振動数	表層地盤のせん断弾性係数の特性値は実測値に基づくことを原則、ひずみの大きさに基づく補正係数(低減定数)は0.6としてよい。 やむを得ずN値から求める場合は共同溝指針と同じ式等を用いてもよいが、地盤調査係数0.85を乗じる
横断道資料	特に記述なし	特に記述はないが、建設地点のPS動的物性試験結果を紹介
大規模ガイドライン	下水道指針と同じ	下水道指針と同じ
コンクリート示方書	原子力指針と同じ	原子力指針と同じ

(新耐震、共同溝指針、駐車場指針、水道指針、下水道指針、大規模ガイドライン)

②等価な単層地盤に置換する方法

(パイプライン基準、沈埋指針、ガス指針、鉄道暫定資料(A地盤、B地盤))

③常時微動等の実測により求める方法

(パイプライン基準、沈埋指針、ガス指針、鉄道暫定資料)

ここで、原子力指針やコンクリート示方書では、表層地盤の地震時固有周期の明確な算定方法は示されていないが、これらにおける応答変位法を用いた計算例では、地盤の変位分布は重複反射理論による解析等で算定しており、この方法は式(1)や(2)などを用いて固有周期を簡便に求める方法よりも精度が高いものである。また、鉄道暫定資料では、表層地盤は、図-5に示すように、地盤の強さが表層地盤の深さ方向に一様な場合(以下A地盤と称する)、地盤の強さが表層地盤の上方で小さく、下方で大きい三角形分布を示す場合(以下B地盤と称する)、表層地盤の強さが2層に分かれる場合(以下C地盤と称する)の3種類に分類し、それぞれの地盤における表層地盤の地震時固有周期算定式が示されている。同資料に示すA地盤の算定式を式(5)に、B地盤の算定式を式(6)に、C地盤の算定式を式(7)に、それぞれ示す。

$$T_g = 4 \frac{H}{V_{sd}} \quad (5)$$

$$T_g = 5.2 \frac{H}{V_{sd}} \quad (6)$$

$$T_g = \frac{6.3}{\omega_0} \quad (7)$$

ここに、 T_g : 表層地盤の設計固有周期(s)

H : 表層地盤の厚さ(m)

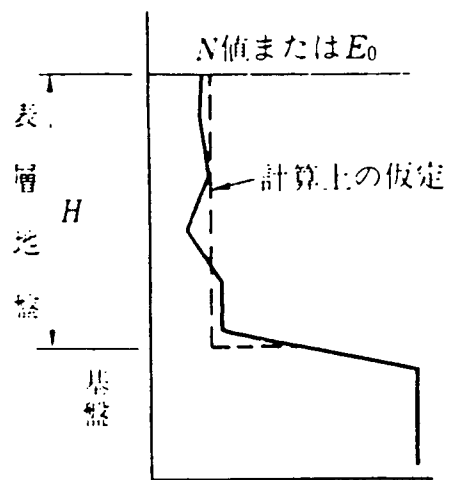
V_{sd} : 表層地盤の設計せん断弾性波速度(m/s)

ω_0 : C地盤の固有円振動数

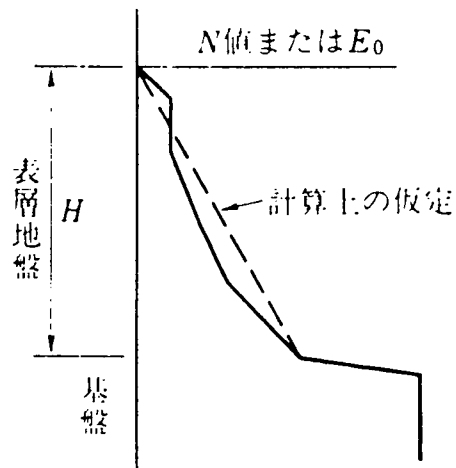
また、式(7)に示すように、C地盤は地震時地盤固有周期を固有円振動数から求めることとなっているが、ここで用いる設計用固有円振動数は、以下の式(8)の解を求めることにより得られる。

$$(1+\alpha)\cos\left\{\omega_0\left(\frac{H_1}{V_{s1}} + \frac{H_2}{V_{s2}}\right)\right\} + (1-\alpha)\cos\left\{\omega_0\left(\frac{H_1}{V_{s1}} - \frac{H_2}{V_{s2}}\right)\right\} = 0 \quad (8)$$

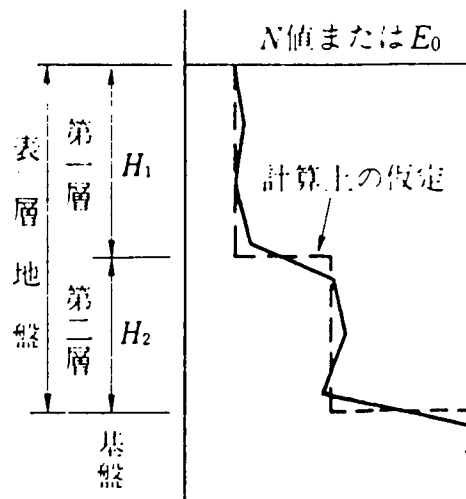
$$\text{ここに、} \alpha = \frac{\gamma_1 \cdot V_{s1}}{\gamma_2 \cdot V_{s2}} \quad (9)$$



(a) A地盤



(b) B地盤



(c) C地盤

図-5 鉄道暫定資料における表層地盤の分類

v_{s1}, v_{s2} : 第1層、第2層の設計せん断弾性波速度 (m/s)

H_1, H_2 : 第1層、第2層の厚さ (m)

γ_1, γ_2 : 第1層、第2層の設計湿潤単位体積重量 (tf/m³)

なお、①や②の方法による地盤の地震時固有周期の算出には、地盤のせん断弾性波速度を用いるが、表-8に併記したように、本文で調査の対象とした各種基準における地盤のせん断弾性波速度の算定は、P S 検層や板たたき法などによる実測値を用いることが望ましいとしている場合が多い。さらに、共同溝指針や駐車場指針と同様に、設計の便宜を考慮し、地盤のN値から推定する算定式も合わせて示されている。

表層地盤の地震時固有周期を厳密に求める必要がある場合には、原子力指針などの計算例に示されているように、地盤の動的応答解析より求める方法も考えられるが、各基準に規定されている表層地盤の地震時固有周期算出方法は、実務上有効な簡略な方法を採用している。しかし、①や②の方法による固有周期の算出は、基盤層が十分堅固で表層地盤との剛性差が大きい、すなわち、波動インピーダンスの急変するような地盤では良い近似度を持っているが、地表面から深さとともに波動速度が次第に増えるような場合には、近似度が悪くなる傾向にあることが、土岐¹⁵⁾により指摘されている。また、これらの算定方法は、鉄道暫定資料のC地盤以外は、多層地盤の場合でも固有周期が等価な単一地盤に置き換えており、多層地盤を直接考慮した算定方法とはなっていない。さらに、③の常時微動観測により求める方法を規定している場合では、例えばガス指針などのように、付近に震動源のある場合や明確な境界面のない場合は避けるべきであるとの解説がなされており、実測値の取り扱いには慎重な判断を要するものと考えられる。

(4) 地盤ひずみの大きさに基づく補正係数

土の動的特性における特徴的な性質のひとつに地盤物性のせん断ひずみ依存性が挙げられ、地盤の地震時せん断弾性係数や減衰定数は、一般に、地震時に発生する地盤のせん断ひずみの大きさに依存する。このうち、地震時せん断弾性係数は、地盤が微小なひずみレベルを示す場合は、せん断弾性波速度を用いて地盤を弾性体と見なした式(10)より算出することが一般的である。

$$G_s = \frac{\gamma_t}{g} \cdot V_s^2 \quad (10)$$

ここに、 G_s : 地盤のせん断弾性係数 (tf/m²)

γ_t : 地盤の単位体積重量 (tf/m³)

g : 重力加速度 (m/s²)

V_s : 地盤のせん断弾性波速度 (m/s)

これに対してひずみレベルが大きくなると、地盤のせん断弾性係数はひずみレベルに応じて低下する傾向を示すこととなり、共同溝指針や駐車場指針では、このようなせん断弾性

係数のひずみ依存性を考慮するため、地盤の動的せん断弾性係数の算出に用いるせん断弾性波速度として、式(11)に示すように、地盤のせん断弾性波速度に地盤ひずみの大きさに基づく補正係数を乗じたものを用いることとしている。

$$V_{sd} = c_v \cdot V_s \quad (11)$$

ここに、 V_{sd} ：地盤の動的せん断弾性係数算出に用いるせん断弾性波速度(m/s)

c_v ：地盤ひずみの大きさに基づく補正係数

V_s ：地盤のせん断弾性波速度(m/s)

また、地盤の動的せん断弾性係数は、式(11)で求めたせん断弾性波速度を用い、このような物性値を有する等価な弾性体と仮定して式(10)と同様に、以下の式(12)を用いて算出する。

$$G_{sd} = \frac{\gamma t}{g} \cdot V_{sd}^2 \quad (12)$$

ここに、 G_{sd} ：地盤の動的せん断弾性係数(tf/m²)

γt ：地盤の単位体積重量(tf/m³)

g ：重力加速度(m/s²)

V_{sd} ：地盤の動的せん断弾性係数算出に用いるせん断弾性波速度(m/s)

前述したように、共同溝指針や駐車場指針では、地盤のひずみの大きさに基づく補正係数を一律に0.8に設定しているので、微小ひずみ時のせん断弾性係数 G_0 と地震時のせん断弾性係数の G_{sd} 比（以下 G/G_0 ）は、この地盤ひずみの大きさに基づく補正係数の2乗、すなわち、 $0.8^2 = 0.64$ と設定することに相当する。

地盤の地震時せん断弾性係数のひずみ依存性については、中空ねじりせん断試験等により土質や有効拘束圧に応じた整理がなされている。その一例として、岩崎・龍岡ら¹⁶⁾による沖積砂質土の $G/G_0 \sim \gamma$ の関係を図-6に、岩崎・常田ら¹⁷⁾による沖積粘性土の $G/G_0 \sim \gamma$ の関係を図-7に、横田・龍岡ら¹⁸⁾による洪積粘性土の $G/G_0 \sim \gamma$ の関係を図-8に、それぞれ示す。これらより、 $G/G_0 = 0.64$ となる地盤のせん断ひずみは、 $1 \times 10^{-4} \sim 2 \times 10^{-3}$ 程度であることがわかる。共同溝指針や駐車場指針では、地盤のせん断ひずみをこの程度と想定し、せん断弾性係数のひずみ依存性を土質や有効拘束圧によらず一律に規定していることとなる。このようなひずみレベルは、土質条件にもよるが、一般に震度法レベルの地震動を対象にした場合の応答値であり、大規模地震動に対する応答ひずみに応じた地盤の動的せん断弾性係数をこのような方法で求める場合は、地盤ひずみの大きさに基づく補正係数をさらに小さく設定する必要がある。

本文で調査の対象とした各種基準における地盤ひずみの大きさに基づく補正係数は、表-8に併記したとおりである。兵庫県南部地震以前に制定されている指針では、特に地盤ひず

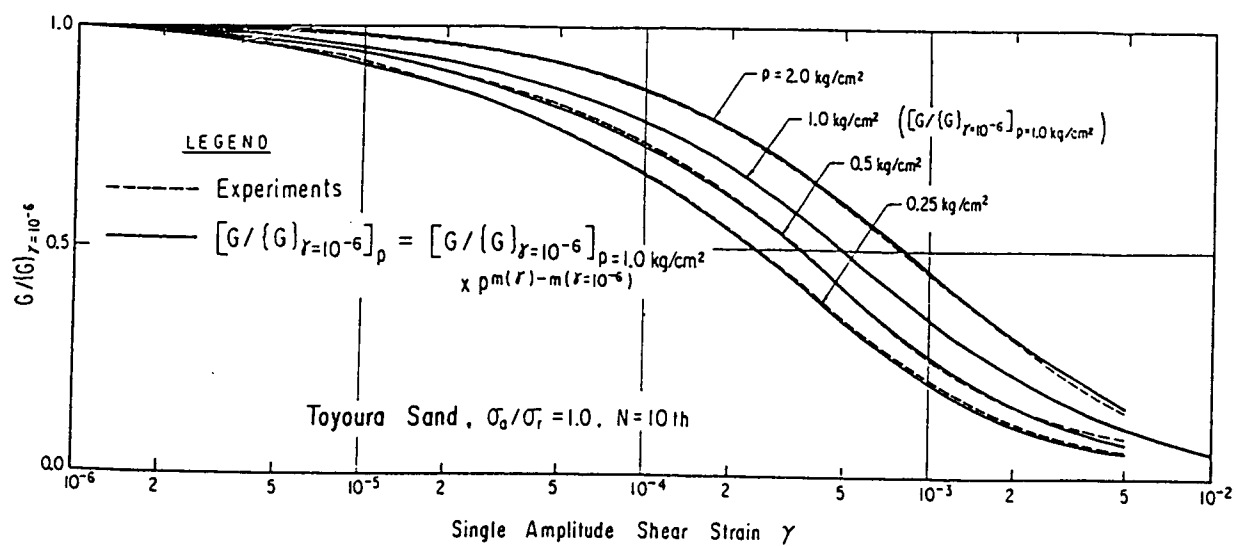


図-6 $G/G_0 \sim \gamma$ 関係(沖積砂質土)¹⁶⁾

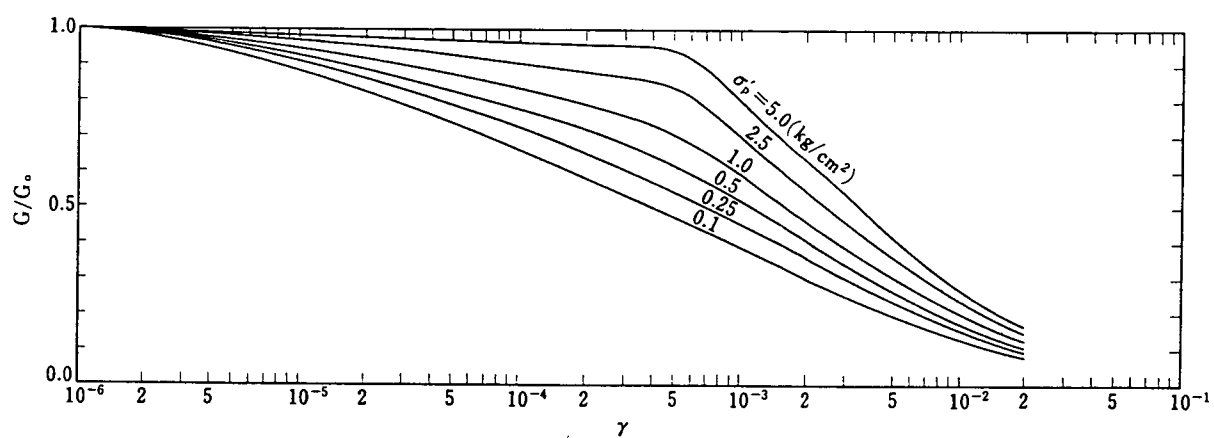


図-7 $G/G_0 \sim \gamma$ 関係(沖積粘性土)¹⁷⁾

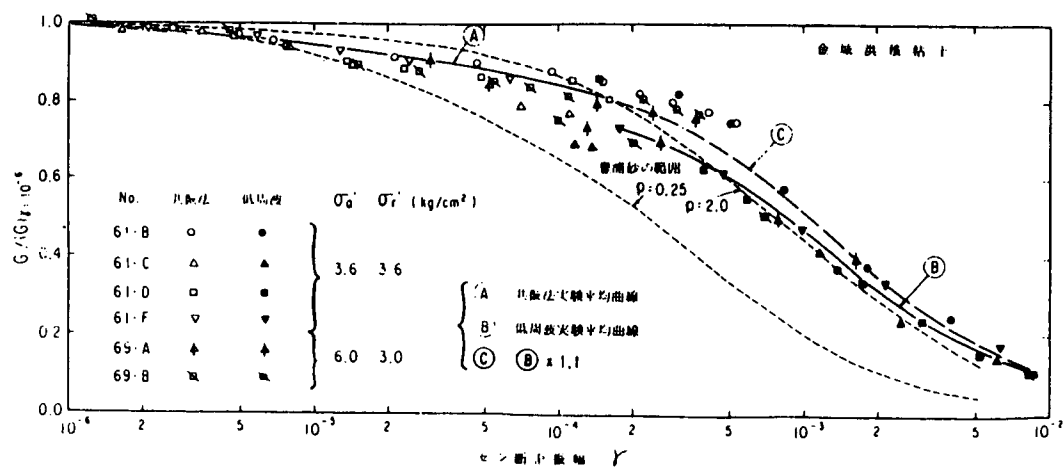


図-8 $G/G_0 \sim \gamma$ 関係(洪積粘性土)¹⁸⁾

みの大きさに応じた設定方法は規定されていないが、同地震以後に制定された水道指針では、地盤のせん断ひずみとの関係を明確にした算定式が規定されている。下水道指針や大規模ガイドラインは共同溝指針と同じであり、想定する地震動の規模に応じた補正係数の設定はなされていない。鉄道暫定資料は、大規模地震動のみを対象としたものであるが、地盤ひずみの大きさに基づく補正係数は一般に0.6として良いとしている。なお、原子力指針やコンクリート示方書においては、地盤ひずみの大きさに基づく補正係数は明確に規定されていないが、計算例では等価線形化法を用いた地震応答解析を行っているため、ひずみの大きさに基づく補正係数は自動的に考慮されていることとなる。また、横断道資料では建設地点において採取された資料を用いた地盤の動的物性試験結果が紹介されている。

(5) 表層地盤の最大変位分布

応答変位法で耐震計算を行う場合は、表層地盤の最大変位分布が重要となる。共同溝指針や駐車場指針では、この最大変位の深さ方向の分布は、式(13)で表されている。

$$u(z) = \frac{2}{\pi^2} \cdot S_v \cdot T_s \cdot \cos \frac{\pi z}{2H} \quad (13)$$

ここに、 $u(z)$ ：地表面からの深さ z における地震時地盤変位の最大値(m)

S_v ：基盤面における速度応答スペクトル(m/s)

T_s ：表層地盤の固有周期(s)

H ：表層地盤の厚さ(m)

本文で調査の対象とした各種基準においても、応答変位法を用いて耐震計算を行う場合は、式(13)と同様な表層地盤の最大変位分布の算定式が用いられている場合が多い。これら指針における地盤の水平方向、鉛直方向の最大変位分布の算定式を表-9に示す。ここで、速度応答スペクトルの与え方は、単位震度あたりの値として与え、これに各種補正係数を乗じた基盤面における設計震度を乗じて求める方法をとっているもの（パイプライン基準、新耐震、水道施設耐震工法指針・解説）や、基盤面における1 galあたりの値として与え、これに設計基盤面において考慮する地震動の加速度を乗じて求める方法をとっているもの（沈埋指針）などがある。また、パイプライン基準や沈埋指針では、式(13)の振動モード関数部分（cos項）については考慮されておらず、地盤の最大変位は各深度における値ではなく、地表面のみで求めることとなる。

調査した指針のうち、式(13)とは異なる方法で応答変位法に用いる地盤の最大変位分布を求める算定式を規定しているのは鉄道暫定資料であり、同資料では、まず、耐震設計上の地盤面における設計水平変位量を、式(14)にて求めることとしている。

$$a_h = \nu_1 \cdot \varepsilon \cdot T_s \cdot S_v \quad (14)$$

ここに、 a_h ：耐震設計上の地盤面の設計水平変位量(cm)

表-9 地盤の最大変位分布の算定式

名 称	水平方向地盤最大変位分布	鉛直方向地盤最大変位分布
パイプライン基準	$U_h = 0.203 \cdot T \cdot S_v \cdot k_{oh} \quad (0.203 = 2/\pi^2)$ T : 表層地盤の固有周期(s) S _v : 応答速度の基準値(cm/s) k _{oh} : 基盤面における水平震度	水平方向の1/2 (鉛直震度を1/2とする)
沈埋指針	$U_h = \frac{2}{\pi^2} S_v \cdot T \cdot A_{oh} \cdot \nu_1$ T : 表層地盤の基本固有周期(s) S _v : 基盤での最大加速度1galあたりの応答速度値(cm/s/gal) A _{oh} : 基盤面における地震動の加速度(gal) ν ₁ : 重要度別補正係数	水平方向の1/2~1/4
新耐震	$U_h(x) = \frac{2}{\pi^2} S_v \cdot T \cdot K_h' \cdot \cos\left(\frac{\pi x}{2H}\right)$ T : 表層地盤の基本固有周期(s) S _v : 単位震度あたりの応答速度(cm/s) K _h ' : 表層地盤に作用させる設計水平震度	水平方向の1/2
ガス指針	新耐震と同じ	特に記述なし
共同溝指針	$u(z) = \frac{2}{\pi^2} \cdot S_v \cdot T_s \cdot \cos\frac{\pi z}{2H}$ S _v : 基盤面における速度応答スペクトル(m/s) T _s : 表層地盤の固有周期(s) H : 表層地盤の厚さ(m)	水平方向の1/2
原子力指針	算定式の記述はなし	水平方向の1/2
駐車場指針	共同溝指針と同じ	水平方向の1/2
水道指針	地震動レベル1 : 新耐震と同じ 地震動レベル2 : 共同溝指針と同じ	水平方向の1/2
下水道指針	地震動レベル1 : 共同溝指針と同じ 地震動レベル2 : 特に記述なし	特に記述なし
鉄道暫定資料	地盤面の設計水平変位量として規定 $a_h = \nu_1 \cdot \varepsilon \cdot T_s \cdot S_v$ a _h : 耐震設計上の地盤面の設計水平変位量(cm) ν ₁ : 地域別補正係数 ε : 表層地盤の特性によって定まる係数(A地盤:0.20, B地盤:0.25, C地盤:0.16 φ φ刺激係数) T _s : 表層地盤の設計固有周期(s) S _v : 耐震設計上の基盤面における速度応答スペクトル(cm/s) 分布形状は、地盤面の設計水平変位量と表層地盤の特性に基づいて得られる固有モードで与える (A地盤、B地盤、C地盤の算定式がそれぞれ示されている)	特に記述なし
横断道資料	算定式の記述はなし	特に記述なし
大規模ガイドライン	共同溝指針と同じ	水平方向の1/2
コンクリート示方書	算定式の記述はなし	影響が無視し得ない構造物に対しては 水平方向の1/2~2/3を考慮

ν_1 : 地域別補正係数

ε : 表層地盤の特性によって定まる係数

T_s : 表層地盤の設計固有周期(s)

S_v : 耐震設計上の基盤面における速度応答スペクトル(cm/s)

また、式(14)において用いる表層地盤の特性によって定まる係数 ε は、表層地盤の特性および分割数によって異なることとしているが、一例として、前述した3種類の地盤分類ごとに値が示されており、これによると、A地盤では0.20、B地盤では0.25、C地盤では刺激係数 ϕ を用いて 0.16ϕ とすることとしている。ここで、刺激係数 ϕ は、次式(15)で求められる。

$$\phi = \frac{2 \gamma_2 V_{s2} \cos \frac{\omega_0 H_1}{V_{s1}} \sin \frac{\omega_0 H_2}{V_{s2}}}{\omega_0 \left\{ \gamma_1 H_1 \sin^2 \frac{\omega_0 H_2}{V_{s2}} + \gamma_2 H_2 \cos^2 \frac{\omega_0 H_1}{V_{s1}} \right\}} \quad (15)$$

ここで用いている記号は、式(7)～(9)で用いているものと同じである。A地盤における係数0.20は、式(13)における $2/\pi^2$ と同等の値となっている。さらに地盤の水平変位量の鉛直方向分布は、表層地盤の特性に基づいて得られる固有振動モードで与えられることとしており、各地盤分類ごとに、図-9に示す分布形状を得る算定式を、式(16)～(20)のとおり定めている。

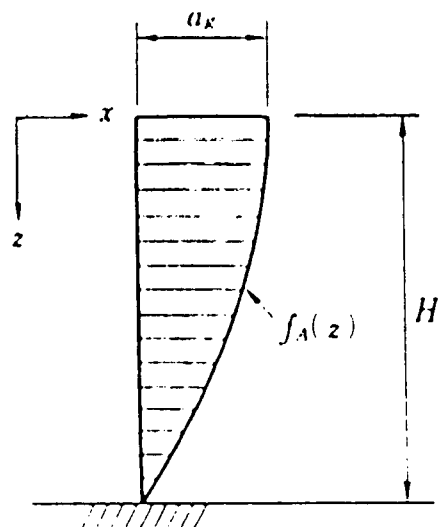
$$f_a(z) = a h \cdot \cos \frac{\pi z}{2 H} \quad (16)$$

$$f_b(z) = a h \left\{ 1 - 1.446 \left(\frac{z}{H} \right) + 0.517 \left(\frac{z}{H} \right)^2 - 0.071 \left(\frac{z}{H} \right)^3 \right\} \quad (17)$$

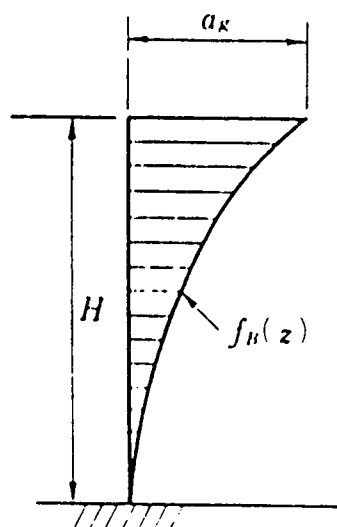
$$f_{c1}(z) = a h \cdot \cos \frac{\omega_0 z_1}{V_{s1}} \quad (18)$$

$$f_{c2}(z) = a h_2 \left\{ \cos \frac{\omega_0 z_2}{V_{s2}} - \cot \frac{\omega_0 H_2}{V_{s2}} \sin \frac{\omega_0 z_2}{V_{s2}} \right\} \quad (19)$$

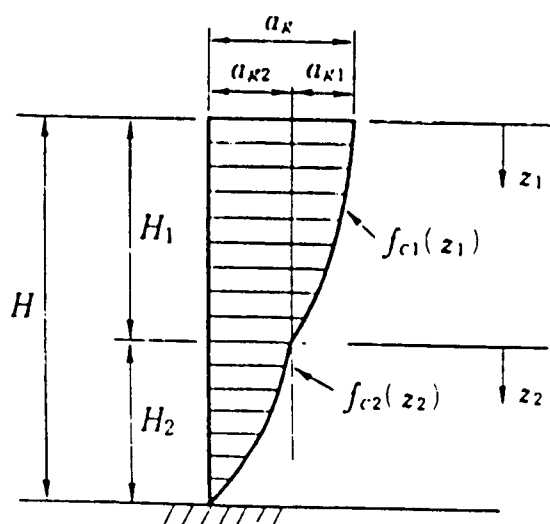
$$\text{ここに、} a h_2 = a h \cdot \cos \frac{\omega_0 H_1}{V_{s1}} \quad (20)$$



(a) A地盤



(b) B地盤



(c) C地盤

図-9 鉄道暫定資料における地盤変位分布

ここで用いている記号は、式(7)～(9)および(14)で用いているものと同じである。なお、同資料では、構造物が大規模な場合はや地層構造が複雑な場合などは、地盤の応答解析（重複反射理論等）により地盤変位を求めることとしており、地盤の設計水平変位の鉛直分布は、開削トンネルの上下床版位置における地盤の相対変位が最大となる時刻の地盤変位分布を用いることとしている。さらに、液状化が生じる可能性のある地盤においては、間隙水圧の変動が考慮できる有効応力解析法を用いて地盤変位を算定するのが望ましいとしているとともに、地盤変位量を動的解析により算定した場合は、得られた変位量を1.1倍することが望ましいとしている。

原子力指針においては、特に算定式は規定されていないが、変位の算定に当たっては、地震波の種類、伝播経路、地盤条件等を考慮し、当該構造物の耐震性評価に最も適切な条件を設定するものとするとしており、波動伝播として地盤中を鉛直に伝播する波動を想定した場合には、重複反射理論による解析等の適切な解析法によって地盤の変位振幅を求めることとしている。同指針における応答変位法による計算例においても、地盤応答計算により得られた最大応答変位を用いて計算している。また、コンクリート示方書の計算例も原子力指針と同じく、重複反射理論等を用いて地盤の最大応答変位を算出している。横断面資料においては、特に記述は見られない。

なお、式(13)は、水平方向の最大変位分布を算定するものであるが、鉛直方向に関しては、水平方向の変位振幅の1/2としている指針が多い。

式(13)の誘導過程については、次章で詳細に紹介する。

(6) 速度応答スペクトルと設計水平震度および各種補正係数

共同溝指針や駐車場指針における入力地震動の情報は、応答変位法を用いる場合は式(13)において用いる基盤面の速度応答スペクトルとして規定されており、これは震度法レベルの入力地震動を想定したものとなっている。また地震発生頻度の少ない地域において、地震発生頻度の高い地域と同一の設計速度応答スペクトルを用いることは合理的でないため、建築基準法施行令第88条の規定に準じ、A地域、B地域、C地域の3つの地域区分に応じた地域別の補正を行っている。この地域区分は、共同溝指針では建設省告示第1621号（昭和53年10月20日）を、また、駐車場指針では建設省告示第1793号（昭和55年11月27日）を、それぞれ用いている。また、地域別の補正は、共同溝指針では地域区分ごとの速度応答スペクトルを規定しているのに対し、駐車場指針では速度応答スペクトルは標準速度応答スペクトルとして表層地盤の固有周期に応じて一律に求めることとし、この速度応答スペクトルに地域別補正係数を乗じる式(21)を用いて算定する方法をとっている。

$$S_v = S_{v0} \cdot c_z \quad (21)$$

ここに、 S_v ：基盤面における速度応答スペクトル(m/s)

S_{v0} ：基盤面における標準速度応答スペクトル(m/s)

c_z ：地域別補正係数

ここで用いる地域別補正係数は、A地域では1.0、B地域では0.85、C地域では0.70となっている。共同溝指針では地域別補正係数は直接導入されていないが、A地域、B地域、C地域の速度応答スペクトルの比率は、この地域別補正係数と同じである。

共同溝指針と駐車場指針に示されている速度応答スペクトルを図-10に示す。図では、共同溝指針はA地域のものを示している。これらは表層地盤の減衰定数を10%程度とみなして定めたものである。図より両指針の速度応答スペクトルは、表層地盤の固有周期が0.96sより小さい短周期側では共同溝設計指針の方が大きい速度応答スペクトルを規定しているのに対し、0.96sより大きい長周期側では駐車場指針の方が若干大きい速度応答スペクトルを規定していることがわかる。

さらに、駐車場指針では、地震の影響として構造物の重量に起因する慣性力を考慮することとなっているが、この慣性力は構造物の重量に設計水平震度を乗じて求めることとしている。設計水平震度は、まず、Ⅱ種地盤を基準とした地表面での値である標準設計水平震度を0.2と設定し、これに前述した地域別補正係数と、地盤別補正係数、深度別補正係数を乗じることとなる。このうち、地盤別補正係数は、Ⅰ種地盤では0.8、Ⅱ種地盤では1.0、Ⅲ種地盤では1.2としている。また、深度別補正係数は、地盤内における地震動は地表面から地下深くなるほど小さくなることを考慮し、式(22)で求められる。

$$C_v = 1.0 - 0.015z \geq 0.5 \quad (22)$$

ここに、 C_v ：深度別補正係数

z ：地表面からの深さ(m)

式(22)より、 $z = 0\text{m}$ では $C_v = 1.0$ 、 $z = 17\text{m}$ では $C_v = 0.75$ となり、 $z = 33\text{m}$ で下限値である $C_v = 0.5$ となることがわかる。なお、駐車場指針では、設計鉛直震度は考慮されていない。なお、共同溝指針には設計水平震度に関する規定はない。

本文で調査の対象とした各種基準に規定されている速度応答スペクトルは、前述したように、基盤面における単位震度あたりの値または1 galあたりの値として与えている場合もある。そこでここでは、まず、設計震度の規定を整理するために、調査の対象とした各種基準において規定されている基盤面における設計震度や地震動の加速度と、規定している各補正係数をまとめ、表-10に示す。表より、L1地震動を想定した場合の設計水平震度は、概ね、基盤面で0.15、地表面で0.20となっていることがわかる。これに対して、L2地震動を想定した場合は、水道指針では、基盤面で0.4～0.5、地表面では、地盤種別に応じた増幅特性を考慮し、0.4～0.8の値が規定されている。また、鉄道暫定資料では、地盤の地震応答解析により、深度ごとの地盤の応答加速度を算出して求めることを原則としているが、簡便に行う場合は、基盤面の震度を0.6、地表面の震度を0.4として、構造物の深度における震度を線形補間により求めても良いと規定されている。原子力指針における設計水平震度は、基本設計段階の静的な検討に用いるものであり、詳細設計段階では基準地震動を用いた応答変位法や動的解析を行うこととなっており、地震動の規模を考慮した水平震度の設定と

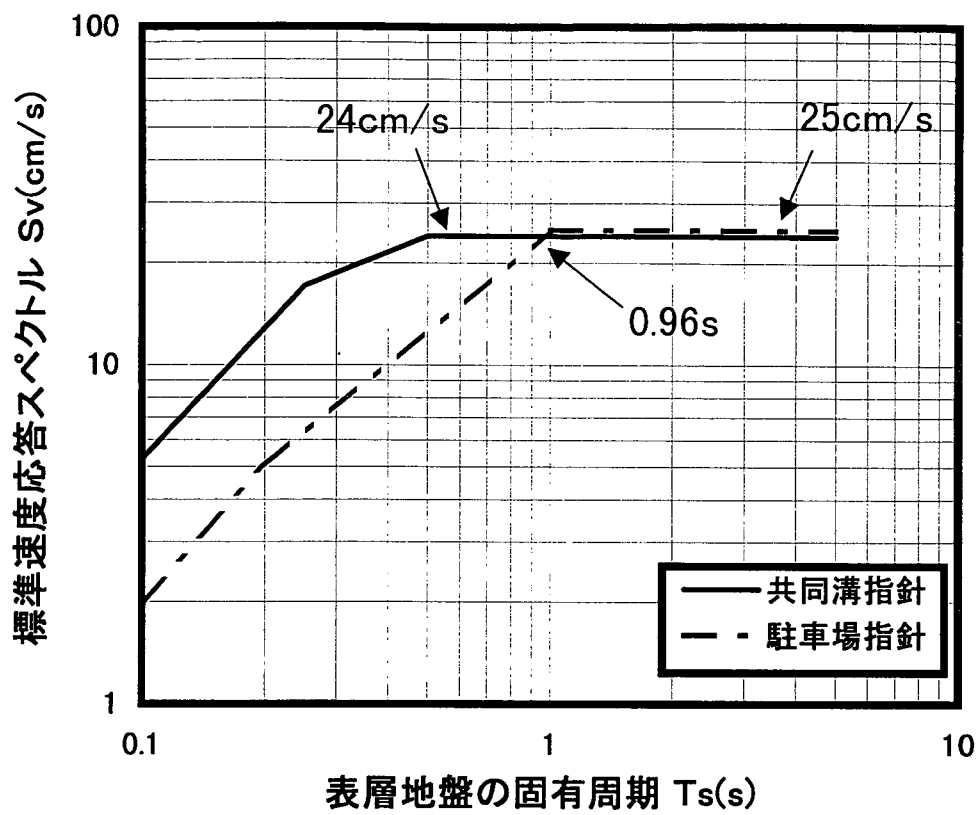


図-10 共同溝指針、駐車場指針における速度応答スペクトル

表-10 設計震度と各種補正係数

名 称	設計標準水平震度または加速度	補正係数
パイプライン基準	設計標準水平震度：基盤面において0.15	地域別補正係数 A地域：1.0、B地域：0.85、C地域：0.70 土地利用区分別補正係数 山林原野：0.80、山林原野以外の区域：1.00
沈埋指針	設計基盤面で考慮する標準水平加速度：100～150galを目安とする	地域別補正係数 A地域：1.0、B地域：0.85、C地域：0.70 重要度別補正係数 公共性の高いトンネル：1.0、その他：0.8
新耐震	標準設計水平震度：地表面において0.2 左記増幅係数を4/3とすると、基盤面において0.15相当となる	地域係数 A地域：1.0、B地域：0.8～0.9、C地域：0.7～0.8 構造物の種別による補正係数 巨大な剛体状の構造物、土構造物：0.5 その他の構造物：1.0 表層地盤の増幅係数 一般に4/3～2
ガス指針	標準水平設計震度：基盤面において0.15	重要度係数 市街地において公道に埋設する場合：1.0、その他：0.8 地域別補正係数 特A地区：1.0、A地区：0.8、B地区：0.6、C地区：0.4
共同溝指針	特に記述なし	速度応答スペクトルの規定は地域別補正係数を用いていることに相当 (A地域：1.0、B地域：0.85、C地域：0.70)
原子力指針	標準設計震度：0.2 基本設計段階で静的検討に用いる地震力であり、詳細設計段階では 基準地震動による 地中震度と地表面震度は同じ	地域による補正係数 一般に1.0 地盤条件による補正係数 原子炉建屋基礎地盤とほぼ同等の地盤：1.0 より軟質で震度の増幅が予想される地盤：1.5
駐車場指針	標準設計水平震度：地表面において0.2	地域別補正係数 A地域：1.0、B地域：0.85、C地域：0.70 地盤別補正係数 I種：0.8、II種：1.0、III種：1.2 深度別補正係数 $1.0 - 0.015z \geq 0.5$
水道指針	地震動レベル1 基盤面：0.15 地表面：0.16(I種)、0.20(II種)、0.24(III種) 地震動レベル2 基盤面：0.40～0.50 地表面：0.6～0.7(I種)、0.7～0.8(II種)、 0.4～0.6(III種) 直線補間により構造物の重心位置での値を求める。	地域別補正係数 A地域：1.0、B地域：0.85、C地域：0.70 設計震度の割増し：1.2倍を上限とする 基礎の傾斜などの不整形性により地震動が増幅される 可能性がある場合
下水道指針	特に記述なし	特に記述なし
鉄道暫定資料	地盤の地震応答解析により深度ごとの地盤の応答加速度を算出して求 めることを原則とする 簡便に行う場合は、震度を基盤面で0.6、地表面で0.4として線形補間 により求めて良い	特に記述なし
横断面資料	特に記述なし	特に記述なし
大規模ガイドライン	駐車場指針と同じ	駐車場指針と同じ
コンクリート示方書	地下構造物に関しては特に記述なし	特に記述なし

はなっていない。また、横断道資料やコンクリート示方書には、特に記述は見られない。

また、各種基準においては、対象とする構造物に応じた各種補正係数が導入されている。このうち、地域別補正係数に関しては、前述したとおりであるが、さらに、表層地盤における地震動の増幅を簡易に評価する補正係数や、構造物の重要度や周辺の状況を加味できる補正係数などが導入されている。

本文で調査の対象とした各種基準における標準的な速度応答スペクトルを、図-11および図-12、13に示す。このうち図-11は、L 1 地震動を想定した速度応答スペクトルを示したものであり、比較を容易にするために、基盤面における単位震度あるいは加速度あたりの速度応答スペクトルを規定している指針のものについては、基盤面における標準設計水平震度が0.15相当になるように補正係数を設定した。また、パイプライン基準と新耐震、水道指針（L 1 地震動）は、単位震度あたりでは同じ速度応答スペクトルを規定している。沈埋指針は、表層地盤の減衰定数が0%から40%のものを規定しているが、ここでは10%のものと20%のものを示した。なお、沈埋指針の減衰定数が20%のものは、パイプライン基準等のものと同じである。下水道指針（L 1 地震動）は共同溝指針のものと同一規定となっている。ガス指針は、新耐震に記載している第2種地盤での16ヶ所の加速度応答スペクトルから求めた速度応答スペクトルについて、その上限値を包含するように定めたものである。大規模ガイドラインは駐車場指針のものと同一である。沈埋指針以外の各種基準における速度応答スペクトルの規定において想定した地盤の減衰定数は、駐車場指針、共同溝指針では10%程度とみなしており、これら以外の指針では、20%程度とみなしている。

図-12は、L 2 地震動を想定した速度応答スペクトルのうち、水道指針、下水道指針、鉄道暫定資料、大規模ガイドラインに規定されているものを示したものである。このうち、水道指針では2種類の速度応答スペクトルを規定しており、兵庫県南部地震の観測記録をもとに、最大値が100cm/sのものは非超過確率90%として、また、70cm/sのものは非超過確率70%として定めたものであり、設計値は施設の重要度に応じて上限値と下限値の範囲内において増減させることとしている。下水道指針においても、非超過確率の概念が導入されており、図に示したものは、非超過確率80%として規定したものである。ここでは、地盤の減衰定数は15%を想定している。さらに、応答速度の頻度分布を表す確率密度関数と、非超過確率が90、70、60%の場合の最大応答速度（固有周期0.7s以上）が表示されている。なお、同指針では、それぞれの地域において活断層を同定して地震規模を想定し地震動を推定できることが可能な場合には、それを用いることができるとしている。鉄道暫定資料に規定されている速度応答スペクトルは、兵庫県南部地震における神戸ポートアイランドと神戸大学で観測された波形に基づき、地盤の減衰定数を20%として決定したものである。大規模ガイドラインは、地盤の減衰定数を10%程度と見なし規定したものである。

図-13は、同じくL 2 地震動を想定した速度応答スペクトルのうち、原子力指針に示されている速度応答スペクトルである。原子力発電施設を詳細設計する場合は、建設地点における基準地震動を策定しなければならないため、同指針には、地震動の最大振幅、岩盤における地震動の周波数特性、断層モデルによる地震動の推定、地震動の継続時間と振幅包

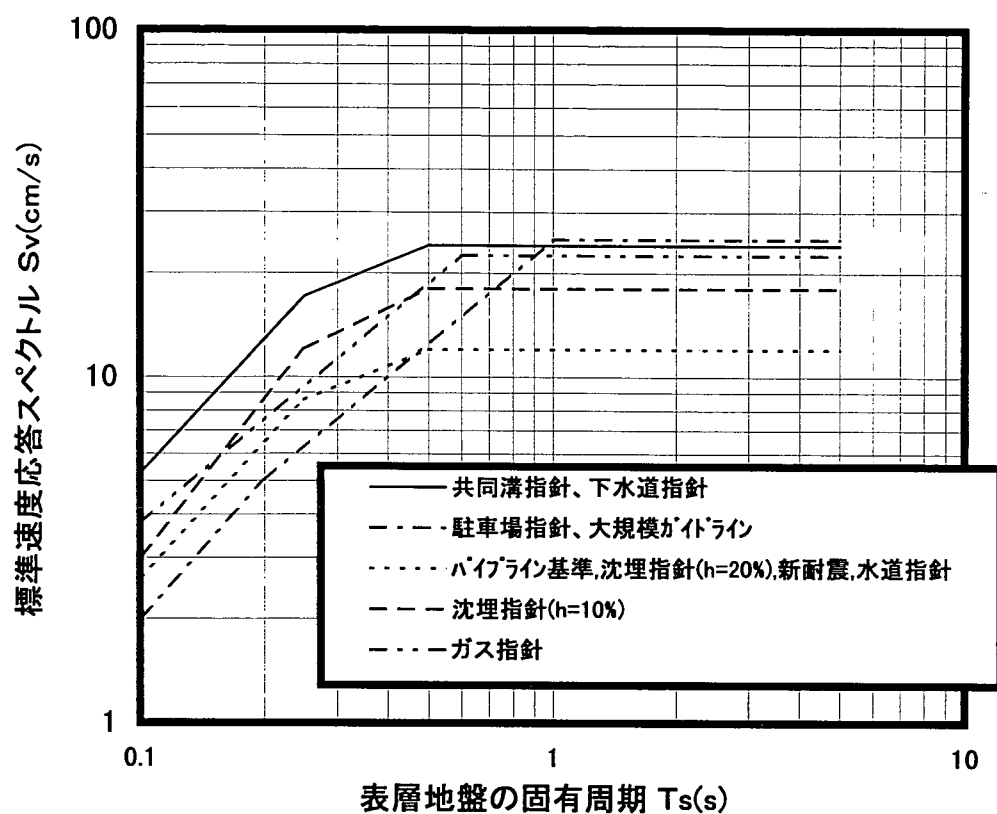


図-11 各種基準における速度応答スペクトル(L1地震動)

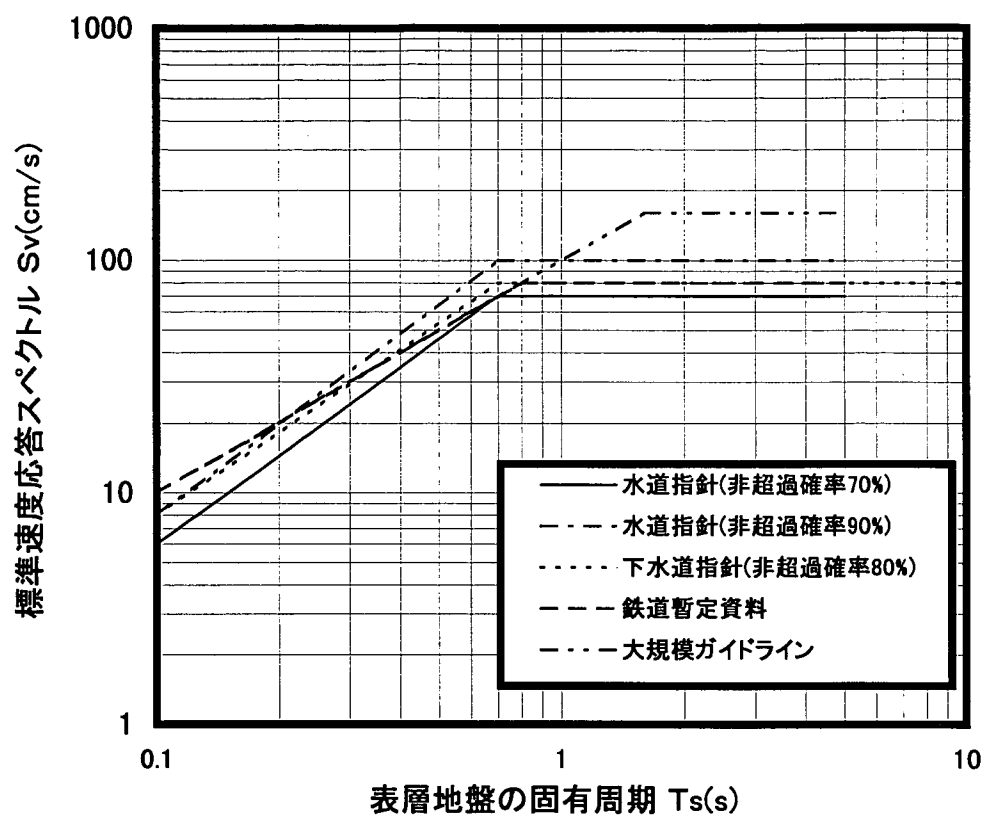


図-12 各種基準における速度応答スペクトル(L2地震動)

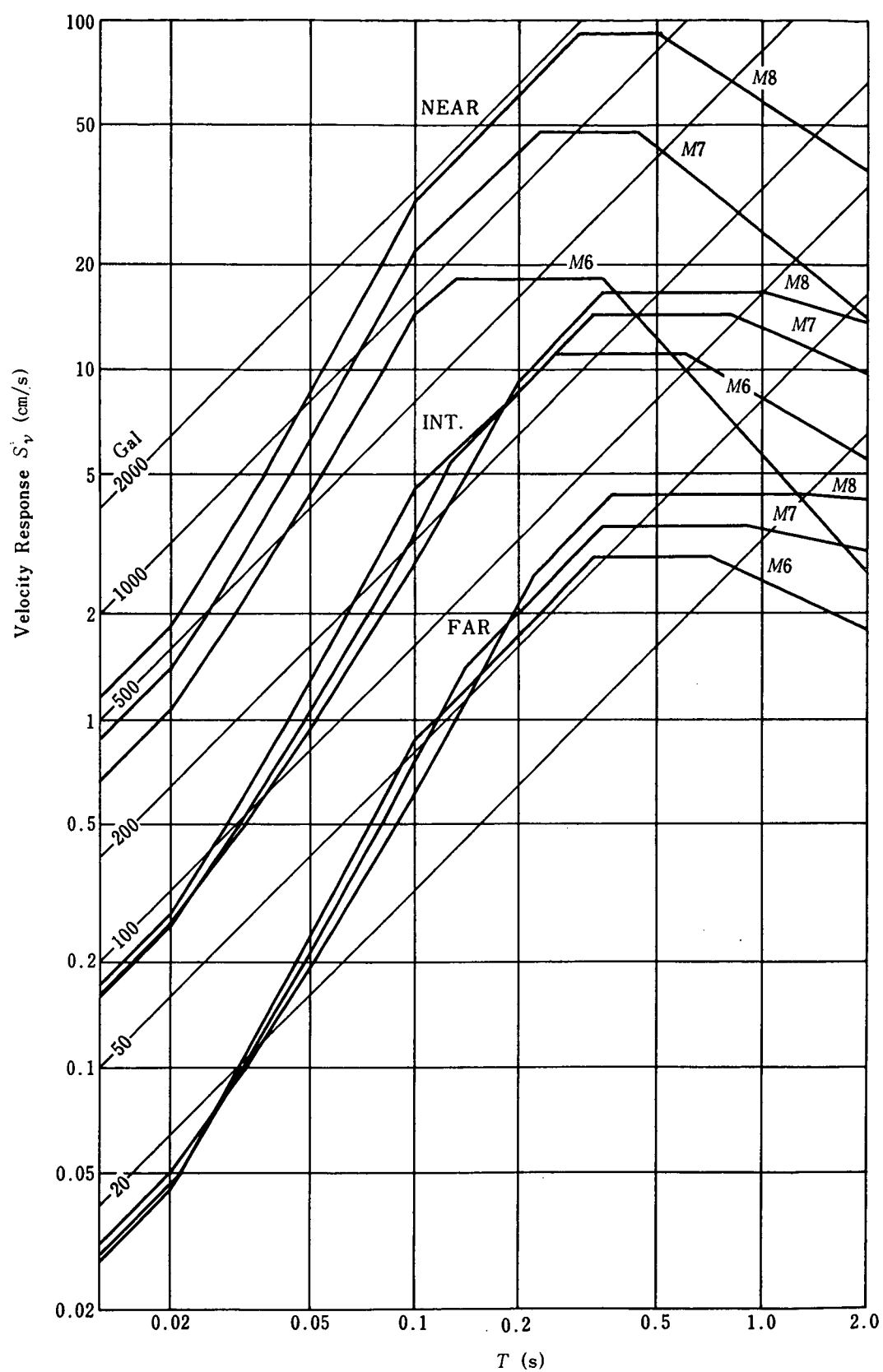


図-13 原子力指針における速度応答スペクトル(L2地震動)

絡線の経時変化などの研究成果が紹介されている。ここで示した図は、岩盤における地震動の周波数特性の研究成果の1つである大崎による方法であり、地震のマグニチュードと震源距離のタイプ（近距離、遠距離、直下型）をパラメータにし、地震動の最大速度値を10kineに規準化したときの疑似速度応答スペクトルである。このような地震動特性の情報は、模擬地震波の作成において目標とする応答スペクトルとして用いられる。

横断道資料やコンクリート示方書には特に速度応答スペクトルの規定は見られない。

(7) 地震時地盤バネ

一般に応答変位法による耐震計算を行う場合には、地盤をバネでモデル化するとともに、構造物をこの地盤バネで支持された梁としてモデル化することとなる。この地盤バネが計算結果に及ぼす影響は大きく、設計においてはこのような地盤バネ（地震時地盤バネ、相互作用バネ）定数の設定が非常に重要となる。

共同溝指針では、応答変位法による縦断方向の耐震設計は、一様地盤の場合は構造物を地震時地盤バネで支持されたはりでモデル化し、弾性床上の梁理論を用いた解析解より構造物の断面力を計算する方法を規定しているが、ここでは、地震時地盤バネ定数は地盤の剛性定数と定義されており、軸方向、軸直角水平方向、軸直角鉛直方向それぞれについて、表層地盤のせん断変形係数（＝地震時せん断弾性係数）を用いて以下の式で求めることとしている。

$$K_1 = C_1 \cdot G_{SD} \quad (23)$$

$$K_2 = C_2 \cdot G_{SD} \quad (24)$$

$$K_3 = C_3 \cdot G_{SD} \quad (25)$$

ここに、 K_1 ：軸方向の地盤の剛性定数 (tf/m²)

K_2 ：軸直角水平方向の地盤の剛性定数 (tf/m²)

K_3 ：軸直角鉛直方向の地盤の剛性定数 (tf/m²)

C_1 、 C_2 、 C_3 ：地盤の剛性定数に対する係数

G_{SD} ：式(12)で求める表層地盤のせん断変形係数
(地震時せん断弾性係数) (tf/m²)

これらのうち、地盤の剛性定数に対する係数は実験等による調査結果に基づいて算出することが望ましいとしているが、一般に C_1 、 $C_2=1.0$ 、 $C_3=3.0$ としてよいとしている。表層地盤のせん断変形係数については式(12)により求めることとなるが、その際に用いる表層地盤のせん断弾性波速度は、地盤ひずみの大きさに基づく補正係数を考慮した地震時のせん断弾性波速度を用いるとともに、地震時固有周期が等価になるよう表層地盤全体で平均化したものを用いることが規定されている。また、単位体積重量も表層地盤全体を一層に

換算したものを用いることが規定されている。すなわち、同指針における地震時地盤バネの評価は、震度法レベルの地震動を想定したうえで全体を平均化した表層地盤のせん断弾性係数のみをパラメータとするものであり、構造物の形状寸法や設置位置などの影響は考慮されていない。

駐車場指針では、応答変位法による横断方向の耐震設計は、構造物を地震時地盤バネで支持された骨組構造にモデル化し、このモデルに地震荷重を静的に作用させる方法を規定しているが、ここでは、地震時地盤バネ定数は、地形、地盤条件、地下駐車場の形状・寸法に基づき地震時に地盤に生じるひずみレベルを考慮して算出することとしており、図-14に示す有限要素法を用いたモデルを用いて求めるのがよいとしている。この算出方法は、単位奥行きあたりの構造物周辺の地盤を2次元平面ひずみ要素を用いてモデル化し、単位強制変位を水平方向、鉛直方向にそれぞれ構造物に与えた場合の節点反力から求める方法である。求めるバネ定数は、側壁の水平方向バネ定数、底版の鉛直方向バネ定数、側壁、底版のせん断バネ定数の4種類である。一例として、側壁の水平方向バネ定数の算出式を式(26)に示す。

$$k_H = \frac{\sum R_{Hsi}}{l_s \cdot \delta_H} \quad (26)$$

ここに、 k_H ：側壁の水平方向バネ定数 (tf/m³)

R_{Hsi} ：水平方向に強制変位を与えた場合に側壁の各節点に作用する水平反力 (tf/m)

l_s ：側壁の高さ (m)

δ_H ：水平方向に与える強制変位量 (m)

また、有限要素法によるモデル化において地盤の物性値として用いる動的変形係数は、式(27)で求めることとしている。

$$E_D = 2(1 + \nu_D) G_D \quad (27)$$

ここに、 E_D ：地盤の動的変形係数 (tf/m²)

ν_D ：地盤の動的ポアソン比

(一般の沖積および洪積地盤では地下水位以浅では0.45、

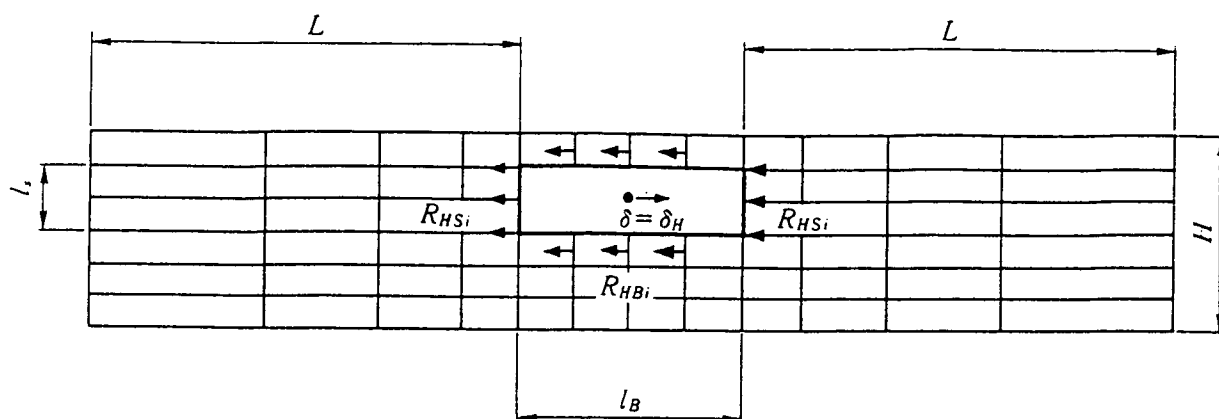
地下水位以深では0.5、軟岩では0.4、硬岩では0.3)

G_{SD} ：式(12)で求める地盤の地震時せん断弾性係数 (tf/m²)

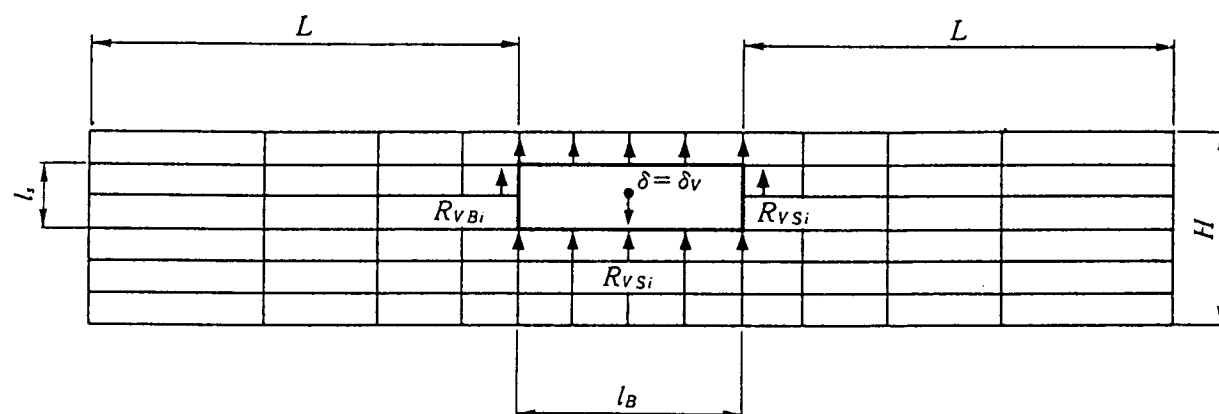
さらに、有限要素法によりモデル化する地盤の範囲については、式(28)で規定している。

$$L \geq 3H \quad (28)$$

ここに、 L ：有限要素モデルの側方の境界と地下駐車場躯体側壁との離れ (m)



(a) 水平方向の単位強制変位を与える場合



(b) 鉛直方向の単位強制変位を与える場合

図-14 駐車場指針における有限要素モデルを用いた地盤バネの算定

H：表層地盤の厚さ(m)

駐車場指針における地震時地盤バネ定数は、静的な有限要素法解析を用いて算出することを規定していることが大きな特徴であり、本方法では設計される地盤条件に応じて構造物の側壁、上下版等の部材間で平均化された地震時地盤バネ定数を求めることとなる。しかし、部材内における各位置ごとの違いは考慮されない。

本文で調査の対象とした各種基準における地震時地盤バネ定数の設定方法を表-11にまとめる。表に示したように、縦断方向の耐震設計に用いる地盤バネ定数の設定は、パイプライン基準や、新耐震、水道指針（レベル1地震動）、下水道指針では、共同溝指針と同様に、地盤の地震時せん断弾性係数に一定の係数を乗じる方法を規定しており、弾性床上の梁理論における解析解を求めることが前提となっている。しかしながら、せん断弾性係数に乘じる係数は、実験等により設定することが望ましいとしているものの、各種基準とも一般的な値を記述しており、この値は、指針や対象とする構造物ごとに異なっている。これら指針では、地盤バネ定数に影響を及ぼす物性値は地盤のせん断弾性係数のみであり、構造物の形状や剛性などは考慮する形とはなっていない。但し、水道指針（レベル1地震動）では、以下の式(29)、(30)に示す、表層地盤の厚さと管径を考慮したせん断弾性係数に乘じる係数の算定式が、参考として示されている。

$$C_1 = 1.3H^{-0.4}D^{0.25} \quad (29)$$

$$C_2 = 2.3H^{-0.4}D^{0.25} \quad (30)$$

ここに、 C_1 ：埋設管路の管軸方向の単位長さあたりの地盤の剛性係数に対する係数

C_2 ：埋設管路の管軸方向の単位長さあたりの地盤の剛性係数に対する係数

H：表層地盤の厚さ(m)

D：管径(cm)

これら指針において用いるせん断弾性係数は、導管位置での値を用いているもの（パイプライン基準）と、表層地盤全体を等価な1層地盤に置き換えて算出したせん断弾性係数を用いることとしているもの（新耐震、共同溝指針、水道指針（レベル1地震動）、下水道指針）がある。なお、水道指針においてレベル2地震動を対象とした場合は、地盤と管路の滑りを考慮した耐震設計法を用いるため、特に地盤バネに関する記述はない。また、下水道指針では、レベル1地震動とレベル2地震動を対象とした場合の地盤バネの設定における明確な算定方法の違いは規定されていない。

一方、ガス指針では、一般的な埋戻し土に対する導管単位面積当たりの管軸方向の地盤バネ係数の標準値を 0.6kgf/cm^3 に設定し、これに管の周長を乗じる方法を採用している。この標準値は、導管加重実験結果の平均値を採用して定めたものであり、通常ガス導管は、山砂、川砂等を用いて埋戻すので、標準的にこの値を用いることとしている。また、この

表-11 地震時地盤バネの設定

名 称	地震時地盤バネの設定方法
パイプライン基準	軸方向の地盤の剛性係数 K_1 と軸直角方向の地盤の剛性係数 K_2 を定義 $K_1 = K_2 = 3 \frac{\gamma_s}{g} V_s^2 = 3G$ $K_1 : \text{軸方向の変位に関する地盤の剛性係数 (kg/cm}^2\text{)}$ $K_2 : \text{軸直角方向の変位に関する地盤の剛性係数 (kg/cm}^2\text{)}$ $\gamma_s : \text{土の湿潤単位体積重量 (kg/cm}^3\text{)}$ $V_s : \text{土のせん断弾性波速度 (cm/s)}$ $G : \text{導管位置での表層地盤の地震時せん断弾性係数 (kg/cm}^2\text{)}$
沈埋指針	特に記述なし
新耐震	パイプライン基準と同じ：地下埋設管では、 K_1 と K_2 を定義、共同溝、水底トンネルでは、これらに加えて K_3 を定義 $K_1 = k_1 \cdot G_s$ $K_2 = k_2 \cdot G_s$ $K_3 = k_3 \cdot G_s$ $K_1 : \text{軸方向の地盤反力係数 (kg/cm}^2\text{)}$ $K_2 : \text{軸直角水平方向の地盤反力係数 (kg/cm}^2\text{)}$ $K_3 : \text{軸直角鉛直方向の地盤反力係数 (kg/cm}^2\text{)}$ $k_1, k_2, k_3 : \text{各方向の地盤反力係数に対する定数}$ 地下埋設管：一般には、おおむね$k_1 = k_2 = 3$前後と規定 水底トンネル、共同溝：実験等による調査結果に基づいて定めることが望ましい 高さ比較して幅の広い水底トンネルでは、一般に$k_1 = 1, k_2 = 1, k_3 = 3$前後と規定 構造物周辺の地形、地層等の条件により影響を受けるので充分検討が必要 G_s：表層地盤の地震時せん断弾性係数 (kg/cm²)
ガス指針	導管単位長さあたりの管軸方向地盤バネ係数 K_1 を定義 $K_1 = \pi \cdot D \cdot k_1$ $K_1 : \text{導管単位長さあたりの管軸方向の地盤バネ定数 (kgf/cm}^2\text{)}$ $k_1 : \text{導管単位面積あたりの管軸方向の地盤バネ係数 (kgf/cm}^3\text{)}$ $\pi \cdot D : \text{管の周長 (cm)}$ 一般的な埋戻し土に対して0.6kgf/cm³とするが、実測により定めても良い
共同溝指針	新耐震の水底トンネル、共同溝と同じ
原子力指針	地盤バネ定数は、地盤の物性ととも、構造物の形状や剛性、変形パターン等にも依存。地盤物性の非線形性の影響も受ける 上下バネ定数、水平バネ定数、回転バネ定数、せん断バネ定数等、構造物-基礎-地盤の振動形態に応じて定義 地盤バネ定数の設定方法：道路橋下部構造設計指針に定められた方法、地盤上の基礎スラブに関する理論に基づく方法、有限要素法等による数値解析結果による方法（以上静的バネ定数）、半無限弾性地盤上の基礎の振動理論、数値解析による方法（以上動的バネ定数）を紹介
駐車場指針	地盤と構造物を有限要素法にてモデル化し、単位の強制変位を構造物に与えた場合の反力から地震時地盤バネを算出
水道指針	地震動レベル1については、新耐震の水底トンネル、共同溝と同じ。但し、係数 k_1 （ここでは C_1 と記述）は一般には1.5前後、 k_2 （ここでは C_2 と記述）は一般に3前後と想定。また、参考として線形有限要素解析によって地盤の剛性係数に対する定数を求める式を記載 $C_1 = 1.3H^{-0.4}D^{0.25}$ $C_2 = 2.3H^{-0.4}D^{0.25}$ $H : \text{表層地盤の厚さ (m)}$ $D : \text{管径 (cm)}$ 地震動レベル2については、地盤と管路の滑りを考慮した耐震設計法を用いるため、特に記述なし
下水道指針	共同溝指針と同じ（地震動レベルの違いによる差に関する記述はない）
鉄道暫定資料	地盤反力定数として、下床版の鉛直方向、せん断方向地盤反力係数と、側面の水平方向、せん断方向地盤反力係数の算定式を規定。 地盤の非線形性は、地盤反力係数に生じる力の限界値を有する構造物と地盤との相対変位量とに応じたバイリニアモデルで表現 （限界値：主働域は0、受働域は常時受働土圧、解析は荷重増分法）
横断面資料	表層地盤を土柱に分割し、各土柱のせん断1次振動と等価な振動特性を有する質点及びバネにてモデル化
大規模ガイドライン	駐車場指針と同じ
コンクリート示方書	駐車場指針と同じ（但し部材ごとの平均ではなく、各節点ごとに求める）

標準値は、実測により定めても良いとしており、実測する場合の例として、管路の敷設条件（埋設深さ、埋め戻し土）、締固め度、管外面塗覆装条件を同一にして実施した地盤拘束力測定試験による実測値を用いる方法を示している。なお、同指針では、地盤の非線形性を考慮して、管軸方向地盤バネ定数を、管と地盤の間の限界せん断応力 τ_c （標準値 0.1kgf/cm^2 ）を上限とするバイリニア近似としている。同指針では、軸直角（水平、鉛直）方向に関する記述はみられない。

原子力指針では、具体的な算定式は示されていないが、地盤バネ定数は、地盤の物性ととも、構造物の形状や剛性、変形パターン等にも大きく依存した値であり、さらに、強震時に地盤物性の非線形性が顕著となる場合は、その影響も受けることをよく理解したうえで、対象とする問題に最も適合したものを決定する必要があることとしている。また、地盤バネ定数は、上下バネ定数、水平バネ定数、回転バネ定数、せん断バネ定数等、構造物－基礎－地盤の振動形態に応じて定義されるものであり、用いる理論によって、静的バネ定数と動的バネ定数に大別されるとしている。具体的な地盤バネ定数の設定方法としては、静的バネ定数の求め方として、道路橋下部構造設計指針に定められた方法、半無限弾性地盤上の基礎スラブに関する理論に基づく方法、有限要素法等による数値解析結果を用い、作用力と変位の関係から求める方法を、また、動的バネ定数の求め方として、半無限弾性地盤上の基礎の振動理論（田治見の振動アドミタンス理論、小堀のグランドコンプライアンス理論）、数値解析による方法（サブストラクチャー法、FEM等）を紹介している。

鉄道暫定資料では、地盤バネ定数は地盤反力定数として定義されており、式(31)～(35)に示すように、下床版の鉛直方向地盤反力係数、および、せん断方向地盤反力係数と、側面の水平方向地盤反力係数、および、せん断方向地盤反力係数の算定式を規定している。

$$K_v = f_{rk} (0.2E_0 B v^{1/2}) : \text{砂質土} \quad (31)$$

$$K_v = f_{rk} (1.2E_0 B v^{-1}) : \text{粘性土} \quad (32)$$

$$K_{vs} = K_v/3 \quad (33)$$

ここに、 K_v ：下床版の鉛直方向地盤反力係数

K_{vs} ：下床版のせん断方向地盤反力係数

f_{rk} ：地盤抵抗係数（1.0としてよい）

E_0 ：地盤の変形係数

B_v ：下床版の換算幅（下床版の幅）

$$K_h = f_{rk} (0.5 \alpha_s E_0 B v^{-3/4}) : \text{砂質土、粘性土} \quad (34)$$

$$K_{hs} = K_h/3 \quad (35)$$

ここに、 K_h ：側面の水平方向地盤反力係数

K_{hs} ：側面のせん断方向地盤反力係数

f_{rk} ：地盤抵抗係数（1.0としてよい）

α_s ：側面に対する補正係数（1.0としてよい）

E_0 ：地盤の変形係数

B_v ：側壁の換算高さ（側壁の高さ）

ここに用いる、地盤の変形係数は、式(27)と同様の算定式を用いることとしており、ポアソン比は0.4としてよいとしている。また、地盤の非線形性は、図-15に示すように地盤反力係数に生じる力の限界値を有する構造物と地盤との相対変位量とに応じたバイリニアモデルで表現することとしている。ここで、その限界値は、主働域では0、受働域では常時受働土圧としている。また、解析は荷重増分法を用いることで、このような地盤の非線形性を考慮することとなっている。

大規模ガイドラインは、駐車場指針と同じ算定方法が規定されている。また、コンクリート示方書の計算例においても、駐車場指針と同じ算定方法を用いているが、地盤バネの値は各部材における平均値を用いるのではなく、節点ごとに与えていることが特徴である。

横断道資料では、地盤バネに関する具体的な算定式は示されていないが、表層地盤の解析モデルを、解析対象領域の表層地盤をトンネル軸に沿って多数の土柱に分割し、各土柱の地層構造に基づいて、それらのせん断1次振動と等価な振動特性を有する質点およびバネに置換して作成することとしている。

前述したように、地震時地盤バネの設定は応答変位法における地中構造物の耐震設計に大きく影響を及ぼす設計条件の1つであるが、その設定方法は未だ研究途上であり、不明な点が多い。

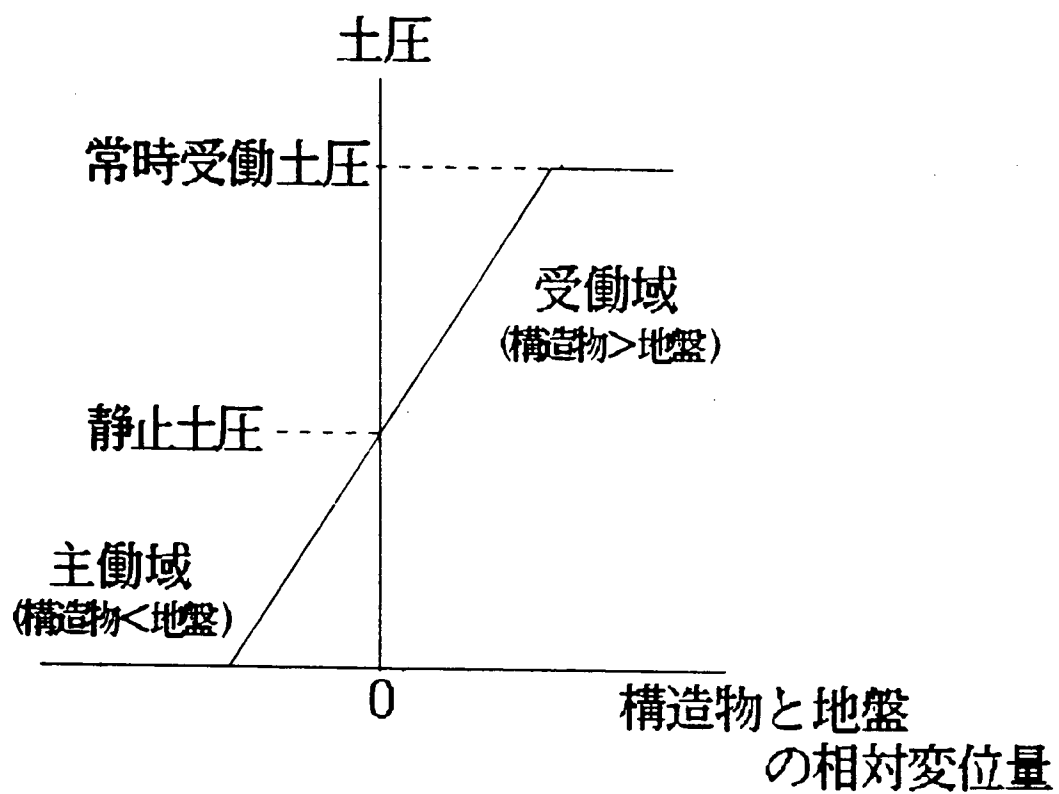


図-15 鉄道暫定資料における地盤反力に生じる力の限界値

2.3 各種基準における縦断方向の耐震設計法

ここでは、各種基準に規定されている地下構造物縦断方向の耐震設計法について調査を行う。ここで調査の対象とした指針は、表-1に示したもののうち、縦断方向の耐震設計法を規定しているものに限定することとし、横断方向の耐震設計法のみを規定している駐車場指針と鉄道暫定資料およびコンクリート標準示方書については対象としないこととする。また、本節で対象とした縦断方向の耐震設計は、直線部についてのみ行うこととし、曲線部や枝管などの異形管部は対象としないこととする。なお、ガス指針では、地下埋設管において地震時に発生するひずみが直管部よりも曲管部やT字管等の異形管部に集中することがあることを考慮し、異形管部の耐震設計法も規定しているが、共同溝指針も含め、本文で調査の対象とした他の指針においては、このような曲管、異形管部の耐震設計法を規定しているものはない。

(1) 地盤振動の波長

一般に地震動は場所ごとに異なり、構造物縦断方向に地盤が一様と見なしうる場合においても、このような地震動の箇所別の変化に起因する地盤ひずみが生じることとなる。線状地下構造物縦断方向の耐震検討を応答変位法で行う場合は、このような地震動の箇所別の変化を考慮する必要があるが、共同溝指針では、図-1に示した概念で、このような地震動の箇所別の変化を、正弦波状の波動が水平方向に伝播するものと想定している。また、同指針では、この地盤振動の波長 L を式(36)～(38)を用いて求めることとしている。

$$L = \frac{2 \cdot L_1 \cdot L_2}{L_1 + L_2} \quad (36)$$

$$L_1 = V_{SD} \cdot T_S = 4H \quad (37)$$

$$L_2 = V_{BS} \cdot T_S \quad (38)$$

ここに、 L : 地盤振動の波長(m)

L_1 : 表層地盤の重複反射を考慮した場合の波動の波長(m)

L_2 : 基盤を伝わる波動が表層地盤の固有振動の一周期の間に進む距離(m)

V_{SD} : 地盤の動的せん断弾性係数算出に用いるせん断弾性波速度(m/s)

(式(11)による)

V_{BS} : 基盤のせん断弾性波速度(m/s)

T_S : 式(2)で求める表層地盤の地震時固有周期(s)

H : 表層地盤厚(m)

すなわち、本算定方法は、地盤振動の波長を、表層地盤において重複反射を考慮した場合

の波動の波長と基盤を伝わる波動が表層地盤の固有振動の一周期の間に進む距離との調和平均とするものである。また、ここでは前述した地盤ひずみの大きさに基づく補正係数を考慮していることとなる。地震動の箇所別の変化の要因は、基盤面での地震動の違い、表層の地盤条件の違い、表面波の伝播など種々のものが考えられるが、式(36)～(38)による算定方法は、このように種々の要因で生じる地震動の箇所別変化を工学的に判断し、地盤振動の波長として定めたものである。

本文で調査の対象とした各種基準における縦断方向の耐震設計に用いる地盤振動の波長の算定方法を表-12に示す。表より、これら指針では、共同溝指針と同様に、地震動の箇所別の変化を水平方向に正弦波状に伝播する波動と想定し、地盤振動の波長をその代表値として規定していることがわかる。これら指針における地盤振動の波長の算定方法は、以下の3種類に分類できる。

① L1とL2の調和平均より求める方法

(パイプライン基準、新耐震(地下埋設管)、共同溝指針、水道指針、下水道指針)

② 断面力が最も大きくなる波長として求める方法

(新耐震(地下埋設管、水底トンネル、共同溝))

③ 実測値の分析による地震動の見かけの伝播速度を用いる方法

(ガス指針)

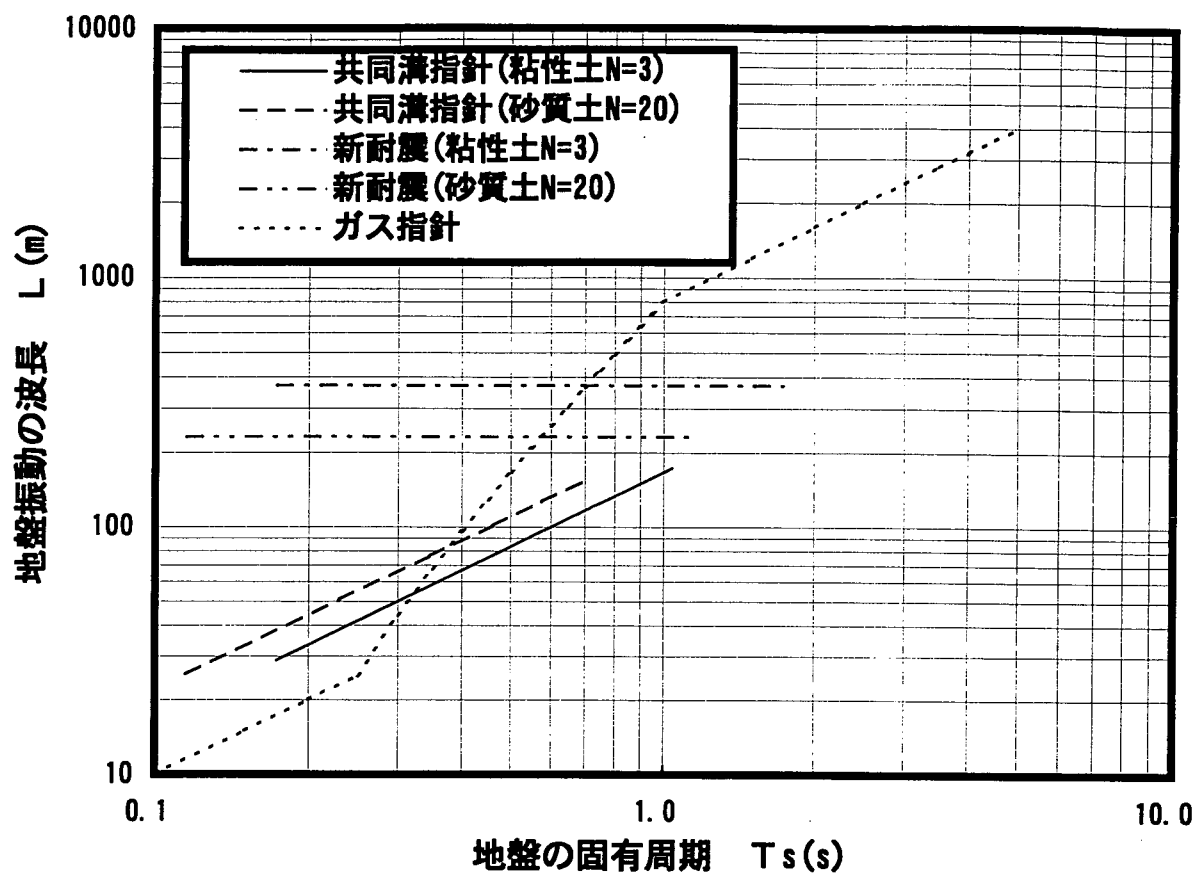
これらのうち、①の方法を規定している共同溝指針と②の方法を規定している新耐震(水底トンネル、共同溝)、および③の方法を規定しているガス指針による地盤振動の波長を、表層地盤の固有周期に応じて整理、比較したものを図-16に示す。同図に示す新耐震の波長は、軸方向の検討を行う場合に用いるものであり、構造物の剛性は共同溝指針の計算例に準じて、 $EA = 1.51 \times 10^7 (t)$ として求めたものである。これより、ガス指針による地盤振動の波長は、地盤の固有周期により大きく変化しており、表層地盤の固有周期が0.4s程度以上では共同溝指針によるものより長い値を与えることとなることがわかる。また、新耐震による地盤振動の波長は、地盤のせん断弾性波速度(またはN値)により決まるものであり、表層地盤の固有周期には影響されないことがわかる。なお、新耐震の地下埋設管を対象とした規定では、地盤振動の波長は、地下埋設管の特性および建設地点の状況に応じて定めることとし、L1あるいはL2をそのまま用いるか、もしくは①、②の方法が一般に用いられると規定しているが、具体的な算定式は規定されていない。

原子力指針においては、応答変位法で考慮する波動伝播として地表面を水平に伝播する波動を想定した場合における地盤変位の算定は、地震観測等のデータの蓄積を待たなければならないが、現状では、軟質な地盤については地表に沿って伝播する波動を正弦波で表現する簡便な方法が用いられているとしている。しかし具体的な算定式は規定されていない。

水道指針における地盤振動の波長の算定方法は、レベル1およびレベル2地震動時においても同じである。しかし、算定に用いる地盤のせん断弾性波速度において、地震動のレベルに応じたひずみの大きさに基づく補正係数を設定すれば、地震動の違いによる地盤振

表－１２ 地盤振動の波長の設定

名 称	地盤振動の波長の設定方法
パイプライン基準	$L = \frac{2 \cdot L_1 \cdot L_2}{L_1 + L_2}$ $L_1 = T \cdot V_s$ $L_2 = T \cdot V_{0s}$ T：表層地盤の固有周期 V_s：基盤面のせん断弾性波速度 V_{0s}：基盤面のせん断弾性波速度で実測によることを原則とする。（N値から推定してもよい）
沈埋指針	特に記述なし
新耐震	地下埋設管：地下埋設管の特性および建設地点の状況に応じて定める。一般に、表層地盤における地震波動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、表層地盤の固有振動の一周期の間に耐震設計上の基盤を伝播する波動が進む距離、これらの調和平均値、算出される応力が最大となる波長とする （具体的な算定式はなし） 水底トンネル、共同溝： 水底トンネルおよび共同溝の特性および周辺地盤の状況に応じて定める。一般に規模の大きい構造物では短い波長の地震動によって大きな断面力は生じることはないので、計算される断面力が最大となる波長をとる考え方もできる （構造物と地盤との剛比係数をパラメータとした算定式を規定）
ガス指針	$L = V \cdot T$ V：地震動の見かけの伝播速度(m/s)で、表層地盤の周期に応じて決定（地震観測結果よりその下限値を採用） T：表層地盤の固有周期(s)
共同溝指針	パイプライン指針と同じ
原子力指針	応答変位法で考慮する波動伝播として、地表面を水平に伝播する波動を想定した場合は、地盤変位の算定は地震観測等のデータの蓄積を待たなければならないが、現状では、軟質な地盤については地表に沿って伝播する波動を正弦波で表現する簡便な方法が用いられている。
水道指針	パイプライン基準と同じ（地震動レベル１とレベル２の差は表層地盤の応答ひずみレベルに応じたせん断弾性波速度を用いれば考慮可能）
下水道指針	パイプライン基準と同じ（地震動レベル１とレベル２は同じ）
横断道資料	特に記述なし（地盤剛性のばらつきや地震動の位相遅れを考慮した解析例を示している）
大規模ガイドライン	パイプライン基準と同じ（地震動レベル１とレベル２は同じ）



共同溝指針、新耐震は、基盤のせん断弾性波速度を300m/sとし、層厚を5mから50mに変化

図-16 共同溝指針、新耐震、ガス指針における地盤振動の波長の比較

動の波長を算定できることとなる。これに対して、下水道指針では、地盤振動の波長はレベル1地震動とレベル2地震動において同じとすることとしている。

横断面資料では、地盤振動の波長の算定式は特に規定されていないが、通常では一様地盤と見なしうる場合においても、地盤のせん断剛性にはばらつきがあることや地震動の位相遅れを考慮した解析を実施すると、これらに起因する断面力が生じる場合があることを示している。

大規模ガイドラインにおける地盤振動の波長の設定方法は、共同溝指針と同じである。

地盤振動の波長の算定は、現状では工学的判断が支配する部分が多く、高密度アレー観測の結果の蓄積とその分析などにより、より信頼性のある設定方法を確立していく必要がある。

(2) 一様地盤における地震時増分断面力および検討項目

前述したように、共同溝指針における応答変位法を用いた縦断方向の耐震設計法は、一様地盤の場合は、構造物を地震時地盤バネで支持された梁でモデル化し、地盤振動の波長を波長とする正弦波上の地盤変位を与えた場合の弾性床上の梁理論を用いた解析解より、構造物の地震時増分断面力を計算する方法を規定している。同指針では、図-2に示した概念で水平面内の地盤振動と鉛直面内の地盤振動を考えており、それぞれの地盤振動による軸力を式(39)および式(40)で、また曲げモーメントを式(41)および式(42)で、それぞれ算定することとしている。

$$P_h = \alpha_1 \cdot \xi_1 \cdot \frac{\pi \cdot E \cdot A}{L} \cdot U_h \quad (39)$$

$$P_v = \alpha_1 \cdot \xi_1 \cdot \frac{\pi \cdot E \cdot A}{L} \cdot \frac{U_h + U_v}{2} \quad (40)$$

$$M_h = \alpha_2 \cdot \xi_2 \cdot \frac{4 \pi^2 \cdot E \cdot I_h}{L^2} \cdot U_h \quad (41)$$

$$M_v = \alpha_3 \cdot \xi_3 \cdot \frac{4 \pi^2 \cdot E \cdot I_v}{L^2} \cdot U_v \quad (42)$$

ここに、 P_h ：水平面内の地盤振動による軸力 (tf)

P_v ：鉛直面内の地盤振動による軸力 (tf)

M_h ：水平面内の地盤振動による曲げモーメント (tfm)

M_v ：鉛直面内の地盤振動による曲げモーメント (tfm)

α_1 ：共同溝の縦断方向の地盤に生じたひずみの構造物に対する伝達率

α_2 ：共同溝の水平面内の地盤に生じたひずみの構造物に対する伝達率

$\alpha 3$: 共同溝の鉛直面内の地盤に生じたひずみの構造物に対する伝達率

$\xi 1$ 、 $\xi 2$ 、 $\xi 3$: 共同溝に継手を設けた場合の断面力低減係数

E : コンクリートのヤング係数 (tf/m²)

A : 共同溝の断面積 (m²)

$I h$: 共同溝の水平面内の断面 2 次モーメント (m⁴)

$I v$: 共同溝の鉛直面内の断面 2 次モーメント (m⁴)

$U h$: 式 (13) から求める共同溝の重心位置の深さにおける地盤の水平方向最大変位 (m)

$U v$: 共同溝の重心位置の深さにおける地盤の鉛直方向最大変位 (m)
($U h$ の 1/2 とする)

L : 式 (29) で求める地盤振動の波長 (m)

これらの算定式では、鉛直面内の地盤振動による軸力においては、鉛直方向の変位振幅も考慮しており、水平方向の変位振幅との平均値を用いている。また、鉛直面内の地盤振動による曲げモーメントにおいては、鉛直方向の変位振幅のみを考慮しており、水平方向の変位振幅は考慮していない。これらの式で用いているひずみの伝達率は、それぞれ以下の式 (43) ~ 式 (45) で求めることとしている。

$$\alpha 1 = \frac{1}{1 + \left(\frac{2\pi}{\lambda 1 \cdot L'} \right)^4} \quad (43)$$

$$\alpha 2 = \frac{1}{1 + \left(\frac{2\pi}{\lambda 2 \cdot L} \right)^4} \quad (44)$$

$$\alpha 3 = \frac{1}{1 + \left(\frac{2\pi}{\lambda 3 \cdot L} \right)^4} \quad (45)$$

ここに、 $\alpha 1$: 共同溝の縦断方向の地盤に生じたひずみの構造物に対する伝達率

$\alpha 2$: 共同溝の水平面内の地盤に生じたひずみの構造物に対する伝達率

$\alpha 3$: 共同溝の鉛直面内の地盤に生じたひずみの構造物に対する伝達率

$\lambda 1$ 、 $\lambda 2$ 、 $\lambda 3$: ひずみの伝達率算定に用いる共同溝と地盤との剛比係数 (1/m)

L : 式 (36) で求める地盤振動の波長 (m)

L' : 共同溝の軸力の算定に用いる地盤振動の波長 (m)

さらに、ひずみの伝達率算定に用いる共同溝と地盤との剛比係数は、以下の式 (46) ~ 式 (48) で求めることとなる。

$$\lambda_1 = \left(\frac{K_1}{E \cdot A} \right)^{1/2} \quad (46)$$

$$\lambda_2 = \left(\frac{K_2}{E \cdot I_h} \right)^{1/4} \quad (47)$$

$$\lambda_3 = \left(\frac{K_3}{E \cdot I_v} \right)^{1/4} \quad (48)$$

ここに、 K_1 ：式(23)で求める軸方向の地盤の剛性係数(tf/m²)

K_2 ：式(24)で求める軸直角水平方向の地盤の剛性係数(tf/m²)

K_3 ：式(25)で求める軸直角鉛直方向の地盤の剛性係数(tf/m²)

E ：コンクリートのヤング係数(tf/m²)

A ：共同溝の断面積(m²)

I_h ：共同溝の水平面内の断面2次モーメント(m⁴)

I_v ：共同溝の鉛直面内の断面2次モーメント(m⁴)

ここで、軸力に関するひずみの伝達率の算定においては、波動の入射角が45°の場合に最大値をとることを考慮し、式(49)を用いた見かけの地盤振動の波長を用いる。

$$L' = \sqrt{2} \cdot L \quad (49)$$

ここに、 L ：式(36)で求める地盤振動の波長(m)

これに対して、曲げモーメントに関するひずみの伝達率の算定においては、波動の入射角が0°の場合に最大値をとるため、地盤振動の波長としては式(36)で求める地盤振動の波長を用いることとなる。

係数 ξ_1 、 ξ_2 、 ξ_3 は、共同溝に継手を設けた場合に構造物に生じる断面力の低減を考慮する低減係数であるが、これについては次項で示す。また、これらの式の誘導過程については、次章で詳述する。

本文で調査の対象とした各種基準における地震時増分断面力の算定も、基本的には共同溝指針における算定式と同じ考え方を用いている。パイプライン基準では、地震時増分断面力は、軸ひずみと曲げひずみによる管軸方向について、管の応力算定式として規定されている。また、軸ひずみによる管軸方向応力算定におけるひずみの伝達率の計算には、共同溝指針と同様に、式(49)による見かけの波長を用いている。

新耐震の地下埋設管を対象とした部分は、パイプライン基準と同じ算定式を用いている。一方、水底トンネル、共同溝を対象とした部分は、式(39)～(49)に示した共同溝指針と同じ地震時断面力算定式とともに、式(50)、(51)に示す水平面内および鉛直面内のせん断力の算定式も規定している。

$$Q_h = \alpha_2 \cdot \xi_2 \cdot \frac{8 \pi^3 \cdot E \cdot I_h}{L^3} \cdot U_h \quad (50)$$

$$Q_v = \alpha_3 \cdot \xi_3 \cdot \frac{8 \pi^3 \cdot E \cdot I_v}{L^3} \cdot U_v \quad (51)$$

ここに、 Q_h ：水平面内の地盤振動によるせん断力

Q_v ：鉛直面内の地盤振動によるせん断力)

その他使用記号は、式(39)～(45)と同じ

ガス指針は、式(52)～(53)に示すように、一様地盤のひずみを算定し、これにひずみ伝達係数を乗じることにより、管の地震時ひずみを算出し、これを許容ひずみと比較する方法を規定している。

$$\varepsilon_{pl} = \alpha \cdot \varepsilon_{G1} \quad (52)$$

ここに、 ε_{pl} ：一様地盤中における直管の地震時ひずみ

α ：ひずみ伝達係数で、式(53)による

ε_{G1} ：一様地盤ひずみで、式(57)による

$$\alpha = q \cdot \alpha_0 \quad (53)$$

ここに、 q ：地盤中での管の滑りを考慮した補正係数で、式(54)による

α_0 ：すべりを考慮しないひずみ伝達係数で式(43)による。

但し、ここで用いる地盤振動の波長 L は、ガス指針の規定による

$$q = 1 - \cos \left(\frac{2 \pi}{L} \cdot l^* \right) + \frac{\pi}{2} \cdot \left(1 - \frac{4}{L} \cdot l^* \right) \cdot \frac{1}{S_j} \quad (54)$$

ここに、 L ：地震動の見かけの波長(cm)

l^* ：1/4波長あたりのすべりの発生していない区間長(cm)で

式(55)による

S_j ：すべりの有無の判定値で式(56)による。

$$l^* = \frac{L}{2 \pi} \sin^{-1} \left(\frac{1}{S_j} \right) \quad (55)$$

$$S_j = (1 - \alpha_0) \cdot \frac{k_1}{\tau_{cr}} \cdot U_h \quad (56)$$

ここに、 k_1 ：同指針における地盤バネの算定に用いる導管単位面積あたりの管軸方向の地盤バネ係数（標準値0.6kgf/cm³）

τ_{cr} : 同指針における地盤バネの算定において考慮する管と地盤の間の
限界せん断応力 (標準値 0.1kgf/cm^2)

$$\varepsilon_{G1} = \frac{2\pi \cdot Uh}{L} \quad (57)$$

ここでは、進行波の伝播速度を設定するのに用いた地震観測で、レイリー波などの表面波や、これによる埋設管のひずみが観測されていることと、横波と表面波の変位振幅がほぼ同等であることを考え、地表面を伝播し、進行方向の変位成分を持つ地震波を設計の対象とし、この地震波が導管の管軸方向に入射する場合 ($\phi=0^\circ$) を考えることとしている。また、曲げひずみは軸ひずみに比較して十分小さいため無視することとしている。

同指針で用いるひずみ伝達係数は、地盤中での管の滑りを考慮できるものとなっているが、ここでは、管と地盤との間のせん断応力 τG が、限界せん断応力 τ_{cr} を越えるときに導管と周辺地盤との滑りが発生すると仮定しており、補正係数 q は図-17に示すように、図中の①と②の面積比としている。滑りが発生しない場合は、補正係数 q は1となり、他の指針のひずみの伝達係数に一致する。

さらに同指針では、一様地盤における直管の接合部の地震時ひずみの算定式を式(58)のとおり規定している。

$$\varepsilon_{p2} = i_p \cdot \alpha \cdot \varepsilon_{G1} \quad (58)$$

ここに、 ε_{p2} : 一様地盤中における直管の接合部 (周継手) の地震時ひずみ

i_p : 接合部の軸荷重に対する応力指数で原則として2.0とする

α : ひずみ伝達係数

ε_{G1} : 一様地盤ひずみ

これは、直管の接合部の溶接部における局所的なひずみの発生を考慮したものである。

水道指針における一体構造管路を対象とした耐震計算では、地震動レベル1を対象にした場合は、管と地盤の滑りを考慮せず、管体に発生する応力やひずみを求め、安全性を照査することとなっている。ここで用いる応力やひずみの算定式は、パイプライン基準に示されているものと同じである。これに対して、地震動レベル2を対象にした場合は、管と地盤との滑りを考慮することとしており、軸応力は式(59)によって計算することとしている。

$$\sigma_{2L} = \frac{\pi D \tau L'}{4 A} \quad (59)$$

ここに、 σ_{2L} : 埋設管路の軸応力 (Pa)

D : 管の外径 (m)

τ : 管と地盤の摩擦力 (Pa) (おおむね 0.01MPa)

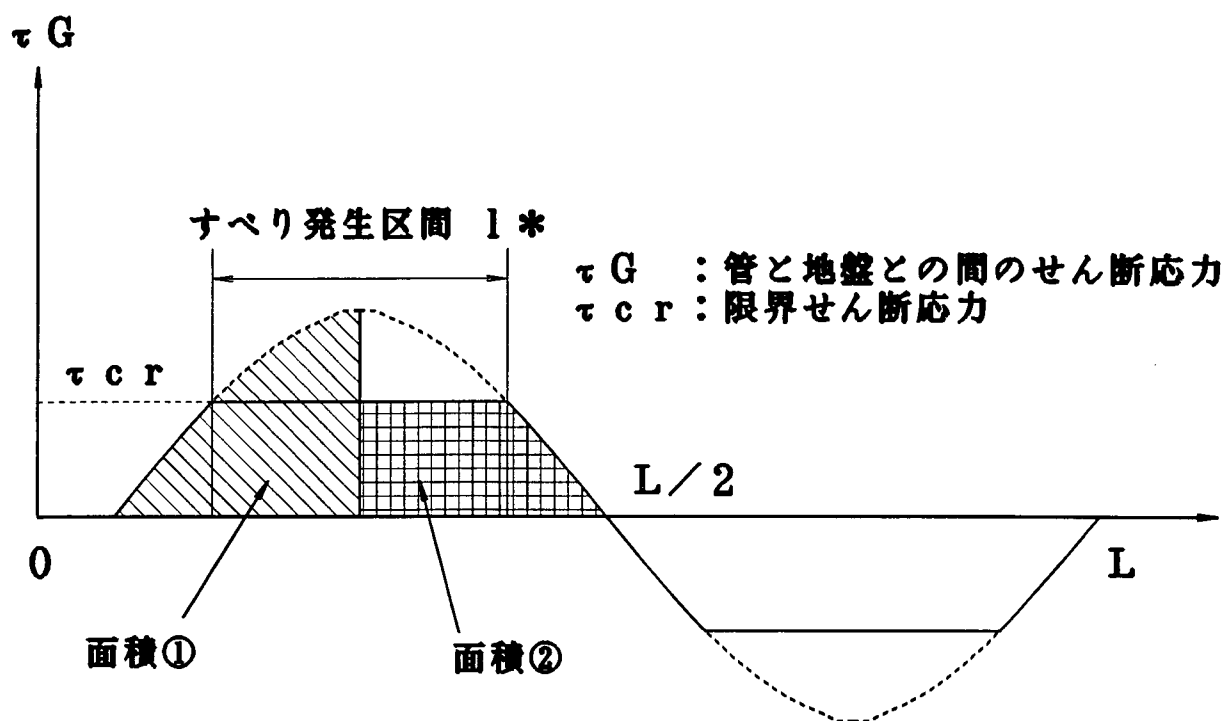


図-17 ガス指針における地盤中の管の滑りを考慮した補正係数

L' : 見かけの波長で、式(49)による

A : 埋設管路の断面積 (m^2)

曲げ応力の算定は、地震動レベル1の場合と同じである。

また、継手構造管路を対象とした耐震計算においても、地震動レベル1では管と地盤との滑りを考慮しないこととし、地震動レベル2では考慮することとしている。ここでは、地震動レベル1の場合は、発生する応力やひずみは、一体管路の計算結果に継ぎ手を考慮した断面力補正係数（ここでは、埋設管路を連続とした場合の応力に対する埋設管路の伸縮可とう継手ある場合の応力の補正係数と定義）を乗じて求めることとなる。地震動レベル2の場合は、参考として示されている非線形応答を考慮した解析を用いた簡便計算法で計算することとしている。本計算法の手順を以下に示す。

- ①地盤と管路との滑りを考慮した非線形応答計算を行い、管体応力を求める。
- ②滑りを考慮しない応力算定式を用いて得られた管体応力と等価になるような見かけ上の速度応答を求める。
- ③種々の管径、地質に対して②を計算した結果を包絡するような速度応答スペクトルを求める。
- ④③で求めた速度応答スペクトルを用いて、地震動レベル2に対する管軸方向の管体応力を求める。

なお、同指針では、本手法を用いた計算例も併せて示されている。さらに、ダクタイル鉄管路等の場合は、地震観測結果から得られた式を用いてもよいこととしている。

さらに、継手構造の管路の場合は、継手部の管軸方向伸縮量及び屈曲角度を、地震動レベル1、レベル2とも、地盤の水平変位振幅から求めることとしている。このうち、継手部の軸方向の伸縮量は、無限連続梁とした場合の梁の管軸方向相対変位量と継手変位係数を用いて、式(60)で求めることとしている。

$$|u_j| = u_0 \cdot \overline{u_j} \quad (60)$$

ここに、 $|u_j|$: 管軸方向継手伸縮量 (m)

u_0 : 無限連続梁とした場合の梁の管軸方向相対変位量 (m) で
式(61)による

$\overline{u_j}$: 継手変位係数で、式(62)による

$$u_0 = \alpha_1 \cdot U_s \quad (61)$$

$$\overline{u_j} = \frac{2 \gamma_1 |\cosh \beta_1 - \cos \gamma_1|}{\beta_1 \sinh \beta_1} \quad (62)$$

$$\text{ここに、} \alpha_1 = \frac{1}{1 + (\gamma_1 / \beta_1)^2} \quad (63)$$

$$\beta_1 (= \lambda_1 l) = \sqrt{(K_{g1}/EA)} \cdot l \quad (64)$$

$$\gamma_1 = 2\pi l / L' \quad (65)$$

$$U_a = U_h / \sqrt{2} \quad (66)$$

EA : 伸び剛性(N)

l : 継手間の長さ(m)

K_{g1} : 埋設管路の管軸方向の単位長さ当たりの地盤の剛性係数(Pa)で、式(23)で求める

L' : 見かけの波長(m)で式(49)で求める

U_a : 地盤の管軸方向の水平変位振幅(m)

U_h : 地表面からの深さx(m)における地盤の水平変位振幅(m)で、式(13)で求める

さらに、ダクティル鉄管路等の場合は、地震観測結果から得られた式を用いてもよいこととしている。

また、継手の屈曲角度の算定は、式(67)により計算することとしている。

$$\theta = \frac{4\pi^2 \cdot l \cdot U_h}{L^2} \quad (67)$$

ここに、 θ : 継手部の屈曲角度(rad)

他の記号は、式(60)～(66)で用いたものと同じ

これは、弾性床上の梁または棒によるモデルでの計算を有意な精度で簡便化したものである。

以上の、管軸方向伸縮量及び屈曲角度は、レベル1及びレベル2地震動において共通して用いるものであり、このほかに、管体と継手との剛性が同程度の場合には、剛性マトリックス法で求めることができるとしている。

なお、同指針では、地盤の不均一性に起因して、局所的なひずみの集中が生じる場所もあり得ることに留意することとしている。

また、暗渠、共同溝、シールドトンネルの耐震設計法については、関連する基準あるいは指針を参照のうえ行うこととしているとともに、地震動レベル2を考慮する場合には、動的解析により照査することが望ましいとしている。さらに、現在一般に用いられている計算手法として、継手部個々のモデル化を行い、次に有限棒構造モデルに置換する方法や、等価な一様連続梁として表現する方法を紹介している。

下水道指針では、差し込み継手構造の円形管きよを対象にする場合は、マンホールと本管の接続部、管きよと管きよの接続部、管本体(鉛直断面)を対象に耐震計算をすること

としているが、このうち、管きよと管きよの継手部については、地盤の永久ひずみや沈下に伴う抜け出し量や屈曲角とともに、地震動による抜け出し量と屈曲角を検討することとなっている。このうち、地震動による抜け出し量は、継手部の剛性を考慮せず、地震動により地盤に生じるひずみに管の有効長を乗じて式(68)により算出することとしている。

$$\delta = \varepsilon_{gd} \cdot l \quad (68)$$

ここに、 δ : 抜け出し量(m)

ε_{gd} : 地震動により地盤に生じるひずみ

l : 管の有効長(m)

また、地震動による屈曲については、本管部の円周方向のクラックを防止するために、本管部に曲げが生じないよう継手部を屈曲できる構造とすることとしており、屈曲角の算定は、式(69)で行うこととしている。

$$\theta = \left(\frac{2\pi}{T_s} \right)^2 \frac{U_b(z)}{V^2} l \quad (69)$$

ここに、 θ : 継手部の屈曲角(rad)

T_s : 地盤の固有周期(sec)

$U_b(z)$: 管きよ布設深度における変位振幅(m)で、式(13)による

V : 地盤のせん断弾性波速度(m/s)

l : 管の有効長(m)

また、矩形きよを対象にした場合は、共同溝指針に準拠し応答変位法によって地震時増分断面力を求めることとしている。ここでの耐震計算は、レベル1地震動に対しては、許容応力度法により設計することとし、レベル2地震動に対しては、終局限界状態設計法によって照査することとしているが、終局限界状態設計法に関してはとくに具体的な手法は示されていない。さらに、シールドトンネルを対象とした場合の地震時断面力は、大規模ガイドラインによることとしている。

大規模ガイドラインでは、シールドトンネルを対象とした地震時増分断面力の算定式が規定されている。シールドトンネルは、セグメントとリング継手との複合構造物であるため、ここで規定されている地震時増分断面力の算定には、このような複合構造物であることを考慮した等価軸剛性および等価曲げ剛性を用いることが特徴である。また、軸方向剛性は、圧縮側と引張側とでは値が異なるため、これを考慮した算定式となっている。計算に用いる等価軸圧縮剛性、等価軸引張剛性、等価軸曲げ剛性は、二次覆工のない場合とある場合に分けて算出する必要があり、二次覆工のない場合は、軸圧縮剛性はセグメントのみの剛性を、また、軸引張剛性はセグメントと継手との直列バネで評価した剛性を、曲げ剛性は平面保持の仮定を適用し、曲げ角度を等価とする剛性を、それぞれ用いることとし

ている。これに対して二次覆工のある場合は、一次覆工と二次覆工の並列バネとして算出することとしているが、損傷程度に応じた詳細な設定法は規定されておらず、今後の研究成果に期待するものとしている。また、二次覆工が無筋の場合は、クラックが最初に発生した部分に損傷が集中する傾向にあるため、二次覆工における軸方向の最小鉄筋量を規定し、損傷の分散を図ることとしている。

同ガイドラインでは、許容応力度法で耐震計算する場合（レベル1地震動）は、セグメントおよびリング継手に生じる引張応力度は許容応力度以下でなければならないとしており、また、地震時保有水平耐力法で耐震計算する場合（レベル2地震動）は、セグメントおよびリング継手に生じる地震時引張断面力はそれぞれの地震時保有水平耐力以下でなければならないこととしている。また、リング継手に生じる隣接セグメント間の相互変位は、地震時に許容される安全性を有する値以下でなければならないこととしており、地震時保有耐力とリング間の目地開き量に関する安全性の基準が示されている。しかしながら、これらの具体的な算定方法は示されていない。

なお、沈埋指針、原子力指針および横断道資料においては、このような地震時増分断面力やその他検討項目の算定に関する具体的な記述はない。

(3) 継手を考慮した断面力低減係数

前述したように、共同溝指針では、地震時増分断面力の算定において継手を考慮した断面力の低減係数を導入している。同指針に規定している断面力の低減係数 ξ_1 、 ξ_2 、 ξ_3 の算定図を図-18、図-19、図-20に示す。これは、共同溝指針の巻末資料に記載されている継手を設置した場合の断面力の補正係数の詳細計算法に基づき、同指針で定義する4種地盤中にある一般的な断面諸元を有する共同溝（継手間隔を30m、1層2函～4函）を対象としたパラメトリックな解析を実施し、共同溝のエレメント中央部における低減係数を、地盤振動の波長 L と剛比係数 λ の関数として、回帰分析により整理した簡易算定法¹⁹⁾である。ここでは、軸方向の低減係数 ξ_1 は実際の継手構造がある程度の剛性を有していることを考慮して、0.1以下にはしないこととしている。また、継手の剛性が本体部の剛性に比較して小さくない場合には、その程度に応じた補正が必要であるとしている。構造物や継手の設置条件が、回帰分析における条件と著しく異なる場合は、巻末資料の詳細計算法によりこれら低減係数を算定する必要がある。

同指針の巻末資料に記載されている詳細計算では、継手を考慮した断面力低減係数は、以下の式(70)～(77)を用いて行うこととなっている。

$$\xi_1(x) = \sqrt{(\phi_1(x)^2 + \phi_2(x)^2)} / \{\exp(\nu' \lambda_1 L') - \exp(-\nu' \lambda_1 L')\} \quad (70)$$

$$\xi_2(x) = \xi_3(x) = \sqrt{(\phi_3(x)^2 + \phi_4(x)^2)} \quad (71)$$

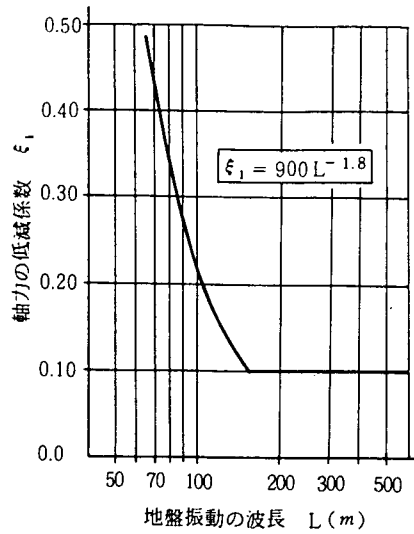


図-18 共同溝指針における断面力低減係数 ξ_1

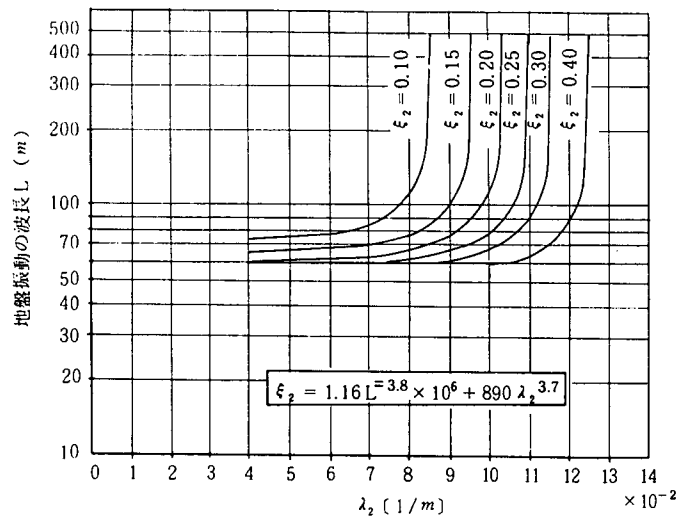


図-19 共同溝指針における断面力低減係数 ξ_2

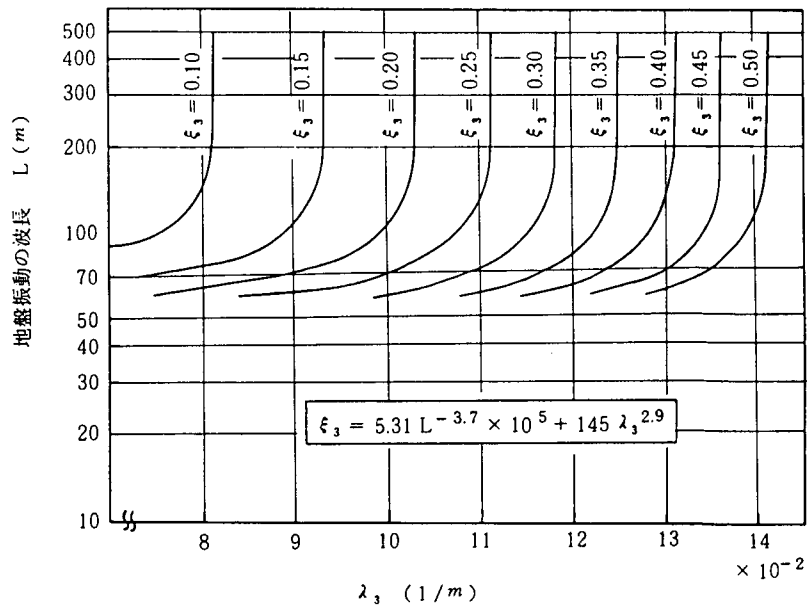


図-20 共同溝指針における断面力低減係数 ξ_3

$$\begin{aligned}\phi_1(x) = & \{ \exp(-\nu' \lambda_1 L') - \cos(2\pi \nu') \} \exp(\mu' \lambda_1 L') \\ & - \{ \exp(\nu' \lambda_1 L') - \cos(2\pi \nu') \} \exp(-\mu' \lambda_1 L') \\ & + 2 \sinh(\nu' \lambda_1 L') \cos(2\pi \mu')\end{aligned}\quad (72)$$

$$\phi_2(x) = 2 \sin(2\pi \nu') \sinh(\mu' \lambda_1 L') - 2 \sin(2\pi \mu') \sinh(\nu' \lambda_1 L') \quad (73)$$

$$\phi_3(x) = f_1 e_3 - f_1 e_2 - f_4 e_1 - \sin(2\pi \mu) \quad (74)$$

$$\phi_4(x) = e_4 + f_2 e_3 - f_2 e_2 - f_3 e_1 - \cos(\pi \mu) \quad (75)$$

$$\nu' = l / L' \quad (76)$$

$$\mu' = x / L' \quad (77)$$

ここに、 $\xi_1(x)$: 継手から距離 x (m)の点における軸力の補正係数

$\xi_2(x)$: 継手から距離 x (m)の点における水平面内曲げモーメントの補正係数

$\xi_3(x)$: 継手から距離 x (m)の点における鉛直面内曲げモーメントの補正係数

λ_1 : 式(39)に規定する共同溝と地盤との軸方向剛比係数

L' : 式(42)に規定する見かけの地盤振動の波長(m)

l : 継手間の共同溝エレメント長(m)

また、これらの式に用いる係数 $f_1 \sim f_5$ および $e_1 \sim e_4$ 、 ν 、 μ は、表-13に示す通りである。

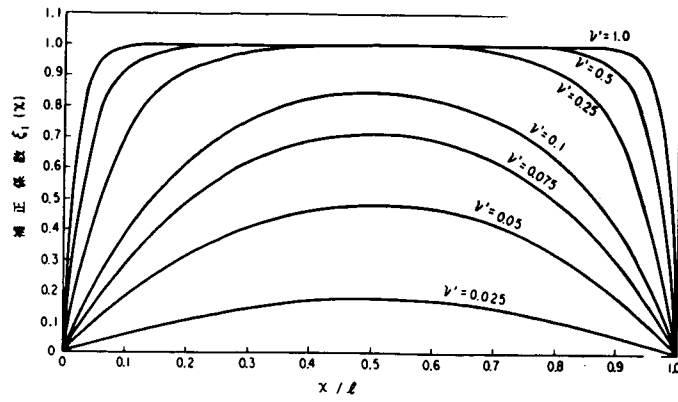
本計算方法では、式(39)、(40)で求めた水平面内および鉛直面内の地盤振動による軸力を次項で述べる方法で重ね合わせたものに、この継手を考慮した断面力低減係数 $\xi_1(x)$ を乗じて、継手から距離 x (m)の点における共同溝の管軸方向軸力を求めることとなる。また、式(41)、(42)で求めた水平面内および鉛直面内の地盤振動による曲げモーメントに、この継手を考慮した断面力低減係数 $\xi_2(x)$ および $\xi_3(x)$ をそれぞれ乗じて、継手から距離 x (m)の点における水平面内および鉛直面内の地盤振動による共同溝の管軸方向曲げモーメントをそれぞれ求めることとなる。

本文で調査の対象とした各種基準のうち、新耐震では、地下埋設管において可とう性継手を用い継手における伸縮、可とう性が保持される場合は、上記共同溝指針の詳細計算法と同じ方法を用いて、応力を補正することとしており、 $\lambda_1 L' = 50$ の場合と100の場合について、 ν と x/l をパラメータにした計算例が図-21のように示されている。また、管端部における管軸方向応力の補正方法も規定されている。水底トンネル、共同溝を対象にした場合においても、地下埋設管に準じた方法で、構造物端部及び継手による補正を行うこととしているが、継手による補正に関しては、共同溝指針と同様に、継手の剛性が本体部の剛性に比較して小さくない場合には、その程度に応じた補正が必要であるとしている。

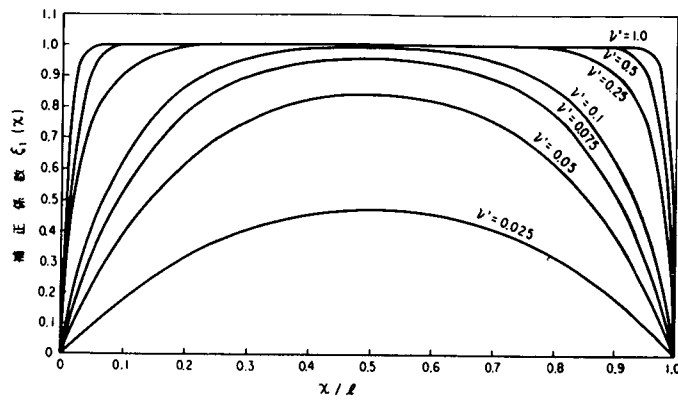
水道指針においては、レベル1地震動における継手構造管路を対象とした場合は、共同

表-13 共同溝指針の断面力低減係数の詳細計算に用いる係数

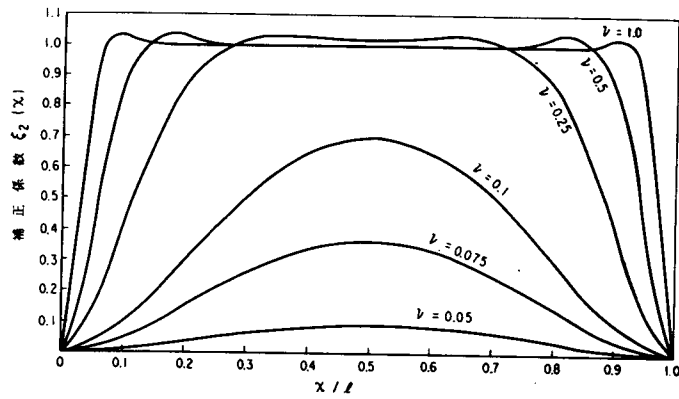
f_1	$\frac{1}{\Delta} \{ \{ C_1 (C_4 - C_1) - C_3 (C_3 + C_2) - C_1 \cos (2\pi\nu) \} \frac{2\pi}{\beta L} + (C_3 + C_2) \sin (2\pi\nu) \}$		
f_2	$\frac{1}{\Delta} \{ (C_3 - C_2) - C_4 (C_3 + C_2) + (C_3 + C_2) \cos (2\pi\nu) + C_1 \frac{2\pi}{\beta L} \sin (2\pi\nu) \}$		
f_3	$\frac{1}{\Delta} \{ \{ C_1 (C_4 + C_1) - C_2 (C_3 + C_2) - C_1 \cos (2\pi\nu) \} \frac{2\pi}{\beta L} + (C_3 + C_2) \sin (2\pi\nu) \}$		
f_4	$\frac{1}{\Delta} \{ \{ C_3 (C_4 + C_1) - C_2 (C_4 - C_1) + (C_2 - C_3) \cos (2\pi\nu) \} \frac{2\pi}{\beta L} - 2C_1 \sin (\pi\nu) \}$		
f_5	$\frac{1}{\Delta} \{ (C_3 - C_2)^2 + 2C_1 C_4 - 2C_1 \cos (2\pi\nu) - (C_2 - C_3) \frac{2\pi}{\beta L} \sin (2\pi\nu) \}$		
Δ	$(C_3 + C_2) (C_3 - C_2) + 2C_1^2$		
C_1	$\sin (\nu \beta L) \sinh (\nu \beta L)$	C_2	$\sin (\nu \beta L) \cosh (\nu \beta L)$
C_3	$\cos (\nu \beta L) \sinh (\nu \beta L)$	C_4	$\cos (\nu \beta L) \cosh (\nu \beta L)$
e_1	$\sin (\mu \beta L) \sinh (\mu \beta L)$	e_2	$\sin (\mu \beta L) \cosh (\mu \beta L)$
e_3	$\cos (\mu \beta L) \sinh (\mu \beta L)$	e_4	$\cos (\mu \beta L) \cosh (\mu \beta L)$
ν	ℓ / L	μ	x / L
β	$\sqrt[4]{\frac{K_2}{4E \cdot I_b}} \text{ 水平面内} \quad \text{または} \quad \sqrt[4]{\frac{K_3}{4E \cdot I_v}} \text{ 鉛直面内}$		



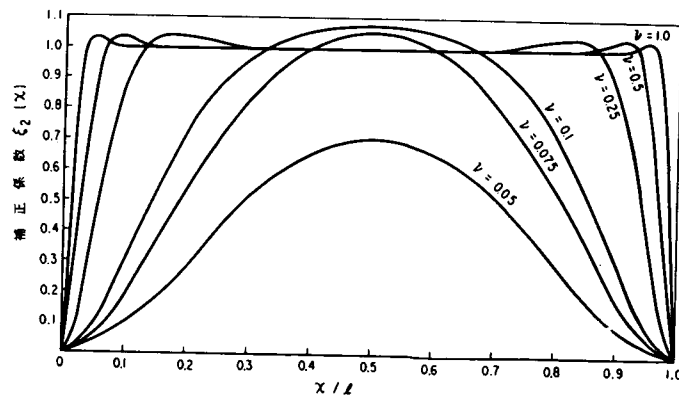
(a) 軸応力に対する補正係数 ($\lambda_1 L' = 50$ の場合)



(b) 軸応力に対する補正係数 ($\lambda_1 L' = 100$ の場合)



(c) 曲げ応力に対する補正係数 ($\lambda_2 L = 50$ の場合)



(d) 曲げ応力に対する補正係数 ($\lambda_2 L = 100$ の場合)

図-21 新耐震における断面力低減係数の計算例

溝指針の詳細計算法と同様の方法で断面力の低減を行うこととしており、その算定式と、新耐震と同じ条件の計算例が図示されているが、レベル2地震動の場合は、前述したように、継手部における拔出し量と屈曲角について検討することとしており、このような低減係数に関する規定はない。また、一体構造管路や暗きょ、共同溝、シールドトンネルについては、このような低減係数は導入されていない。

下水道指針では、矩形きょや開きょを対象とした場合は、共同溝指針に準拠して設計することとしているため、前述した低減係数を導入することとなるが、差し込み継手構造の円形管きょや、シールドトンネルを対象にした場合は、このような係数は考慮されていない。

横断面資料では、換気塔部とトンネルとの間に可とう性継手を配置することがトンネルの耐震性に及ぼす影響を、地震応答解析により検討し、可とう性継手を設けることにより両者の接続部に生じる断面力は大幅に低減されることと、可とう性継手の数を多くすることにより、両者の接続部に生じる相対変位の低減が期待できることを明らかにしている。また、可とう性継手の物性確認試験を行い、設定圧縮率と動的バネ定数の関係も明らかとしている。しかしながら、可とう性継手を用いた場合の設計方法としての規定とはなっていない。

大規模ガイドラインには、地震の影響の低減を期待する構造として、可とう性継手を配置する構造や、シールドトンネルのリング継手の剛性を低減させる構造を示しており、後者の例として、継手ボルトを長くする構造や弾性ワッシャーを装着する構造を挙げている。また、弾性ワッシャーを装着した場合の継手の軸剛性の算定式が規定されている。

パイプライン基準、沈埋指針、ガス指針、原子力指針には、このような継手を考慮して構造物の断面力を低減する係数は考慮されていない。

(4) 断面力の重ね合わせ

一般に線状地下構造物の縦断方向については、特別な場合を除いて常時荷重に起因する断面力が発生しない。共同溝指針では、本体構造物の常時荷重での縦断方向の設計検討は、共同溝の縦断方向に荷重が大きく変化する場合、基礎地盤が軟弱で、施工時の地下水位の変動による不同沈下が生じる可能性が高い場合、地下水の揚水等による広域的な地盤沈下地帯に属し縦断方向に沿って軟弱性土地盤の層厚が変化する場合について行うことと規定している。したがって、これらの条件に該当しない場合は、縦断方向の設計では、地震時増分断面力のみが構造物に発生する断面力となり、常時荷重に起因する断面力を重ね合わせる必要はない。

一方、地震時については、共同溝が軸力と曲げモーメントを同時に受けることより、地盤振動の方向、位相関係等を考慮して、以下の式(78)～(82)を用いて断面力を重ね合わせることとしている。

$$Ph' = 1 / \sqrt{2} \cdot P \quad (78)$$

$$M_h' = 1 / \sqrt{2} \cdot M_h \quad (79)$$

$$P_v' = 1 / \sqrt{2} \cdot P \quad (80)$$

$$M_v' = 1 / \sqrt{2} \cdot M_v \quad (81)$$

$$P = \sqrt{(2P_h'^2 + 2P_v'^2)} \quad (82)$$

ここに、 P_h' ：水平面内（対象：側壁）の応力度算定用軸力(tf)

P_v' ：鉛直面内（対象：上下床版）の応力度算定用軸力(tf)

M_h' ：水平面内（対象：側壁）の重ね合わせを考慮した曲げモーメント(tfm)

M_v' ：鉛直面内（対象：上下床版）の重ね合わせを考慮した曲げモーメント(tfm)

P_h ：式(39)で求める水平面内の地盤振動による軸力(tf)

P_v ：式(40)で求める鉛直面内の地盤振動による軸力(tf)

M_h ：式(41)で求める水平面内の地盤振動による曲げモーメント(tfm)

M_v ：式(42)で求める鉛直面内の地盤振動による曲げモーメント(tfm)

なお、共同溝指針では、前述したように、縦断方向について耐震検討を要する条件が規定されているが、これら条件に当てはまらない場合で、かつ常時荷重による設計も要しない場合は、縦断方向の主鉄筋（配力筋）は、構造細目として直径13mm以上の異形鉄筋を200mm間隔以下、かつ横方向主鉄筋量の1/5以上配置するとの規定を満足すればよいこととなる。

本文で調査の対象とした各種基準においても、共同溝指針と同様に、軸力と曲げを同時に受けることを考慮し、地震時断面力の重ね合わせを行うこととなっているものもある。

パイプライン基準や新耐震（地下埋設管）では、表層地盤内の波動成分の向き、位相関係等を考慮して、適切な重畳を施すことにより、地下埋設管の耐震性を検討することとなっており、地震時断面力の重ね合わせは、式(83)により考慮することとなっている。

$$\sigma_{1c} = \sqrt{(3.12 \sigma_L^2 + \sigma_B^2)} \quad (83)$$

ここに、 σ_{1c} ：地盤の変位によって導管に生じる軸方向応力度(kgf/cm²)

σ_L ：軸ひずみによって導管に生じる軸方向応力度(kgf/cm²)

σ_B ：曲げひずみによって導管に生じる軸方向応力度(kgf/cm²)

式(83)は、地下埋設管の管軸方向に対し45°の角度で入射する水平面内および鉛直面内のおおの2成分の波動成分と、管軸方向に平行に入射する波動成分を、位相の差を考慮して2乗和の平方根で重畳したものであり、ここで考慮している係数3.12は、各種波動成分の重畳係数となっている。また、新耐震（水底トンネル、共同溝）においても、表層地盤内の波動成分の向き、位相関係等を考慮して、適切な重畳を施すことにより、その耐震性

を検討することとなっておりいるが、具体的な算定式は規定されていない。

水道指針では、地下埋設管を対象とした場合は、一体構造、継手構造とも、式(83)と同じ算定方法で断面力の重ね合わせを行うこととしているが、パイプライン基準等とは異なり、重畳係数は管の重要度に応じて1.00～3.12とするのが望ましいとしている。

下水道指針では、矩形きょや開きょを対象とした場合は、共同溝指針に準拠して設計することとしているため、式(78)～(82)を用いて断面力の重ね合わせを行うこととなるが、差し込み継手構造の円形管きょや、シールドトンネルを対象にした場合は、このような重ね合わせに関する特に明確な記述はない。

沈埋指針、ガス指針、原子力指針、横断道資料、大規模ガイドラインにはこのような断面力の重ね合わせに関して特に具体的な記述はない。

(5) 地盤条件変化部の取り扱い

これまでに調査した各種基準における地下構造物縦断方向の耐震設計は、縦断方向に対して地盤が一様であることを前提に、地盤に地震動の箇所別変化や表面波に起因して線状構造物に発生する地震時増分断面力を算定することが基本となっている。しかしながら、既往の地震における地下構造物の被害事例は、一般に、構造物が地盤条件の変化する箇所を通過する地点近傍で集中して発生している傾向にある。これは、このような箇所では、地震時には地盤ひずみの局所的な集中が生じ、このひずみの集中が構造物に伝達されるためである。共同溝指針では、このような地盤条件変化部を、200m以内の区間で式(84)に示す地盤の固有周期差が0.3(s)以上である区間と定義し、このような条件に当てはまる場合は、式(39)～(42)で算定された断面力に、式(85)に示す断面力の割増し係数を乗じることにより、変化部における断面設計を行うこととしている。

$$\Delta T = T_1 - T_2 \quad (84)$$

ここに、 ΔT ：固有周期差(s)

T_1 ：地盤の固有周期の長い側の値(s)

T_2 ：地盤の固有周期の短い側の値(s)

$$\beta = 1.2\sqrt{(\Delta T - 0.3) + 1.0} \quad (85)$$

ここに、 β ：地盤条件変化部における断面力の割増し係数

式(85)は、地盤条件変化部における一般的な共同溝を対象とした地震応答解析の結果得られた地震時断面力と、地盤条件が変化しないとした場合の応答変位法による地震時断面力とを比較照合して求めたもの¹⁹⁾である。また、同指針では、断面力の割増しは、条件変化部の固有周期の長い側の地盤において式(39)～(42)により算定された断面力に対して行うこととしているが、対象となる断面力を用いて構造物の断面検討を行った場合の鉄筋量が、構造細目に規定される最小鉄筋量よりも小さい場合には、最小鉄筋量を対象に割増しを行

うこととしている。

また、同指針では、割増しを行う範囲は、図-22に示すように、地盤条件変化部の1/4点を中心に、式(36)で求める地盤振動の波長の2/3の長さの下回らない範囲と規定している。ここで、地盤条件変化部の1/4点とは、固有周期の長い側より、地盤条件変化部の1/4の長さの位置と定義しており、また、地盤振動の波長は、地盤の固有周期の長い側における値を用いることとしている。

本文で調査の対象とした各種基準のうち、ガス指針では、急変地盤における直管の耐震設計が規定されている。ここでは、式(52)に示した一様地盤中における直管の地震時ひずみの算定式において、一様地盤ひずみの代わりに急変地盤ひずみを代入することにより求める方法となっている。ここで、急変地盤ひずみは、式(86)により求めることとなる。

$$\varepsilon_{G2} = \sqrt{(\varepsilon_{G1}^2 + \varepsilon_{G3}^2)} \quad (86)$$

ここに、 ε_{G2} ：急変地盤ひずみ

ε_{G1} ：急変地盤設計地点における一様地盤ひずみで、式(57)による

ε_{G3} ：基盤傾斜角の大きいことにより、応答変位量に差が生じて発生する地盤ひずみで、急変地盤設計地点において式(87)により求める

$$\varepsilon_{G3} = \kappa \cdot \frac{K_{oh}}{V_s} \cdot \tan \theta \cdot \cos \frac{\pi z}{2H} \quad (87)$$

ここに、 κ ：係数(cm/s)で、急変地盤設計地点における表層地盤の固有周期Tが0.3(s)以下の場合は $405 \cdot T$ 、以上の場合は $122 \cdot T$ とする

K_{oh} ：表-10に示した設計水平震度

V_s ：表層地盤のせん断弾性波速度(cm/s)

θ ：基盤傾斜角（但し、 30° を超える場合は 30° とする）

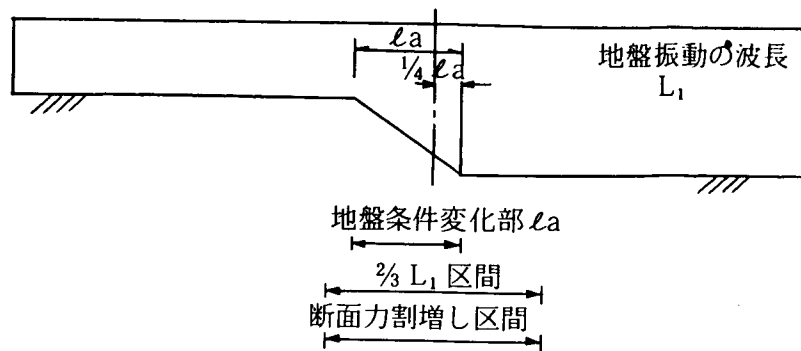
z ：埋設管中心位置の深度(cm)

H ：表層地盤厚(cm)

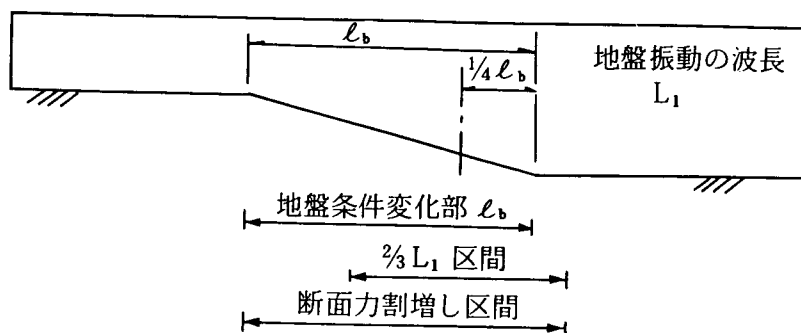
なお、同指針では、急変部の地震時ひずみの検討は、急変地盤の敷設路線において表層厚さが最大となる地点で行うこととしている。さらに、ここで示した方法以外にも、有限要素法等の他の適切な方法によることも可能であるとしている。

下水道指針では、差し込み継手構造の円形管きよを対象にした場合は、式(86)で示したガス指針の急変地盤ひずみを、式(60)において、地震動により地盤に生じるひずみの代わりに代入することにより、急変部における抜け出し量を算定することとしている。また、矩形きよや開きよについては、共同溝指針に準じることとなる。

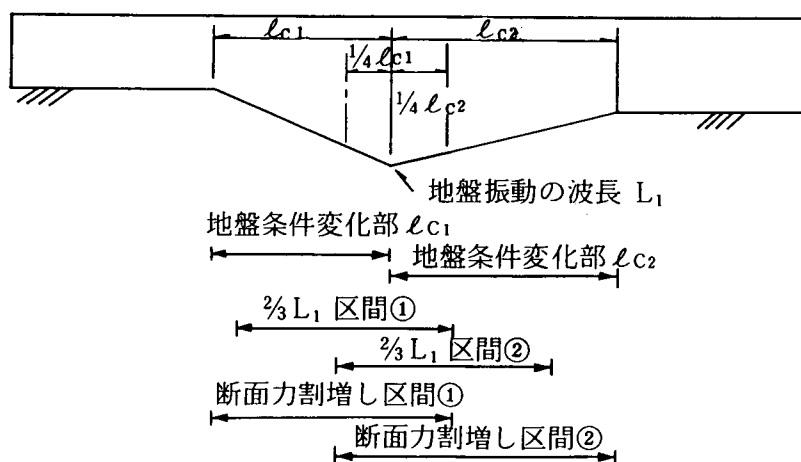
パイプライン基準や沈埋指針、新耐震、原子力指針、横断道資料、大規模ガイドライン



(a) ケース1



(b) ケース2



注) 断面力割増し区間が重複する区間は断面力割増し係数が大きい方の値を用いる。

(c) ケース3

図-22 共同溝指針における地盤条件変化部の断面力割増し区間

では、地盤急変部の取り扱いについては記述されていない。また、水道指針では、前述したように、地盤の不均質性により局所的にひずみの集中化が発生し、一様地盤の計算よりも大きな結果となる場所もあり得ることに留意する必要があるとの記述にとどめている。

2.4 各種基準における横断方向の耐震設計法

ここでは、各種基準に規定されている地下構造物横断方向の耐震設計法について調査を行う。ここで調査の対象とした指針は、表-1に示したもののうち、横断方向の耐震設計法を規定しているものに限定することとし、縦断方向の耐震設計法のみを規定しているパイプライン基準、ガス指針、共同溝指針、水道指針および横断道資料については対象としないこととする。また、大規模ガイドラインに規定されている横断方向の耐震設計法は、駐車場指針の方法と同じものであるため、ここでは割愛する。

(1)地震時に作用させる荷重

駐車場指針において地下構造物横断方向の耐震設計を行う場合に地震の影響として考慮する荷重は、構造物の重量に起因する慣性力、地震時土圧、地震時周面せん断力、過剰間隙水圧の4つである。ここでは、このうち、構造物の重量に起因する慣性力、地震時土圧、地震時周面せん断力について、算定方法を調査する。なお、過剰間隙水圧については、液化した場合の検討において考慮すべきものであり、ここでは対象としない。

同指針において考慮する構造物の重量に起因する慣性力は、式(88)で求める設計水平震度に、構造物の重量を乗じて、式(89)で求めることとしている。

$$k_h = c_z \cdot c_g \cdot c_u \cdot k_{h0} \quad (88)$$

ここに、 k_h ：設計水平震度（小数点以下2けたに丸める）

k_{h0} ：標準設計水平震度（0.2とする）

c_z ：地域別補正係数

c_g ：地盤別補正係数

c_u ：式(22)に示す深度別補正係数

$$P_i = W \cdot k_h \quad (89)$$

ここに、 P_i ：地下駐車場躯体の慣性力(tf)

W ：地下駐車場躯体重量(tf)

これらのうち、構造物の重量 W は、地下駐車場本体の自重、設備重量、地下駐車場内部の自動車荷重の1/2を考慮することとしている。自動車荷重の1/2を考慮するのは、地震時に自動車荷重が作用している確率と自動車自身の振動特性より、動吸振器として振動を吸収する効果を考慮したためである。標準設計水平震度と各補正係数については、前節で記したとおりである。

また、地震時土圧については、式(90)で求める。

$$p(z) = k_h \cdot \{u(z) - u(z_B)\} \quad (90)$$

ここに、 $p(z)$: 地表面から深さ $z(m)$ における単位面積当たりの地震時土圧 (tf/m^2)
 k_H : 単位面積当たりの地震時地盤バネ定数 (tf/m^3)
 $u(z)$: 地表面から深さ $z(m)$ における地震時地盤変位 (m)
 $u(z_B)$: 地下駐車場躯体底面 (深さ $z_B(m)$) における地震時地盤変位 (m)

ここで、深さ z および z_B における地震時地盤変位 $u(z)$ 、 $u(z_B)$ は、式(13)より、また、地震時地盤バネは、式(26)などにより求めたものを用いることとなる。式(90)で求める地震時土圧は、躯体底版と対象深さでの地盤変位振幅を算定し、その差をとって両深度での相対変位を求め、これに地震時地盤バネ定数を乗じて算出するものである。

地震時周面せん断力は、式(91)で求める。

$$\tau(z) = \frac{G_D}{\pi H} \cdot S_v \cdot T_s \cdot \sin \frac{\pi z}{2H} \quad (91)$$

ここに、 $\tau(z)$: 地表面からの深さ $z(m)$ の位置における単位面積当たりの地震時周面せん断力 (tf/m^2)

G_D : 式(12)で求める地盤の動的せん断変形係数 (tf/m^2)

S_v : 基盤面における速度応答スペクトル (m/s)

T_s : 表層地盤の固有周期 (s)

H : 表層地盤の厚さ (m)

他の記号は、式(13)と同じ

式(91)は、基盤を剛とし、多層地盤を固有周期が等価な一層地盤と考え、一次モードのみを考慮した地盤の最大変位振幅の式(13)を、深さ z 方向に微分して地盤のせん断ひずみを求め、これに地盤の動的せん断弾性係数を乗じて地震時周面せん断力を求めるものである。

本文で調査の対象とした各種基準のうち、沈埋指針における横断方向の耐震設計は、前述したように震度法によることとしており、ここで考慮する地震時荷重は、地震時に想定される慣性力や土圧、水圧の増加等を考慮することとしているが、特に具体的な記述はない。

また、新耐震では、水底トンネルや共同溝を対象にした場合の横断方向の耐震設計は、沈埋指針と同様に、地震時に想定される慣性力や土圧、水圧の増加等を考慮することとしている。しかし、特に具体的な算定方法は示されていない。

原子力指針では、震度法による耐震計算を行う場合は、構造物の自重や負荷荷重等に起因する慣性力、地震時土圧、地震時動水圧等を考慮して部材力を算定することとしている。また、応答変位法により耐震設計を行う場合は、はじめに構造物のない自然地盤の地震時変位を算定し、これを地盤バネを介して構造物に入力させると同時に、構造物の自重による慣性力、動水圧等の影響も必要に応じて考慮することとなっている。同指針には、具体的な算定方法は示されていないが、解析事例や比較検討結果が記載されている。

下水道指針では、開きよ、矩形きよについて横断方向の耐震設計が規定されており、ここで考慮する地震時荷重は、躯体の慣性力、地震時の深さ方向の相対変位および周面のせん断力を考慮することとしているが、比較的小規模な断面については、躯体に対する慣性力および地震時周面せん断力による影響を十分検討のうえ、地震時外力を無視できる場合もあることとしている。

鉄道暫定資料では、地震の影響として、地震時の地盤変位、上載土の影響、地震時土圧、躯体の慣性力、液状化による影響、水圧・浮力を考慮するものとしており、このうち、地盤変位および躯体の慣性力に関しては、前節で記したとおりである。上載土の影響に関しては、地盤と接する上床版上面にせん断力を考慮することとしている。ここで考慮するせん断力は、式(91)に示す駐車場指針に規定されている周面せん断力の算定式に $z=0$ を代入したものであり、すなわち、式(91)の地表面における値をとることとなっているとともに、その上限値を地盤のせん断強度としている。同資料では、駐車場指針のような側壁部、下床版部の周面せん断力を考慮することとはなっていない。また、必要に応じて上載土の慣性力も考慮することとなっている。

コンクリート示方書の計算例では、地震危険度解析等の確率統計的手法を用いてレベル1地震動、レベル2地震動の2段階の設計地震動を設定し、それぞれに対する耐震性能を表-14に示すとおりに明確にしたうえで、耐震検討がなされている。ここでの地盤の応答解析は、レベル1地震動の場合は、液状化しないものとして、全応力解析（等価線形解析）により、また、レベル2地震動の場合は、液状化しないことを保証できていないと想定し、間隙水圧の変化を考慮できる有効応力解析により行われている。解析結果より、レベル2地震動の場合は液状化が発生することとなり、間隙水圧の上昇過程、上昇した後、および間隙水圧の上昇に伴って徐々に大きくなる荷重の3種類を考慮することとしているが、液状化の現象やその過程が十分に把握されていないため、安全側を考え、これらすべての荷重を同時に考慮することとしている。本計算例で考慮している地震荷重を、表-15に示す。

(2) 地震時増分断面力および検討項目

駐車場指針における横断方向の地震時断面力は、前述した方法で地震時の荷重条件を明らかにし、図-3に示した地震時地盤バネ定数で支持された骨組み構造モデルに、これら荷重を構造物に最も不利な応力、変位、その他影響が生じるように作用させて求めることとしている。なお、同指針でのモデル化においては、上床版部では鉛直方向バネもせん断バネも考慮しないこととなる。

作用させる地震時荷重は、図-4に示した通りであり、前述した地震時土圧、地下駐車場躯体の慣性力、および地震時周面せん断力を作用させることとなる。図に示した τ_u 、 τ_s 、 τ_b は、それぞれ、上床版、側壁、底版に作用する地震時周面せん断力であり、 τ_u 、 τ_b は、それぞれ、式(91)に地表面から地下駐車场上床版までの深さ z_u 、地表面から地下駐車場底版までの深さ z_b を代入して求める。また、 τ_s は、式(92)に示すように、 τ_u と τ_b を平均して求めることとしている。

表-14 コンクリート示方書計算例における地震動レベルごとの耐震性能

設計地震動	レベル1地震動	レベル2地震動	
耐震性能区分	耐震性能1	耐震性能2	耐震性能3
機能保持水準	・地震後にも機能は健全で、補修をしないで使用可能な状態	・地震後に機能が短期間で回復でき、補強を必要としない状態	・地震によって構造物全体系が崩壊しない状態
損傷の程度	健全	軽微な損傷	崩壊せず
照査の項目	・断面降伏 (応力度の制限)	・断面破壊 (せん断耐力の照査) ・変形性能の照査	・構造系全体の安定

表-15 コンクリート示方書計算例における地震時荷重

	レベル1地震動 (全応力解析)	レベル2地震動 (有効応力解析)
慣性力	・構造物図心位置における最大加速度を等価震度に換算して慣性力を考慮する	○同 左 〔最大加速度は間隙水圧の上昇過程で生じるものを用いる〕
動的相互作用	・応答変位法により考慮する 〔考慮する変位は構造物上下間の最大相対変位とし、地盤の物性は収束剛性に基づいて設定する〕 ・構造物上下間の最大せん断応力を考慮する	○間隙水圧の上昇過程に着目し応答変位法により考慮する 〔考慮する変位は間隙水圧の上昇過程で生じる構造物上下間の最大相対変位とし、地盤物性は、このときの剛性に基づいて設定する〕 ○間隙水圧の上昇過程で生じる構造物上下間の最大せん断応力を考慮する
動液圧	・内水に起因する動液圧を考慮する 〔定常振動に対する動液圧として考慮し、設計震度は等価震度とする〕	○同 左 〔設計震度は間隙水圧が上昇する過程の等価震度とする〕 ●周辺地盤の液状化に起因する動液圧を考慮する 〔設計震度は間隙水圧が上昇した後の等価震度とする〕
地震の流動に伴う荷重	—	●平坦な地盤なので液状化に伴う地盤の流動はないものとする
その他	—	◎これまで土水分離として取り扱っていた土圧や水圧が、間隙水圧の上昇に伴って、泥水圧(土水一体)として作用するようになる。

注) 地盤が液状化する可能性のある“レベル2地震動”では、

○印の荷重が、主に、間隙水圧の上昇過程で生じる荷重、

●印の荷重が、主に、間隙水圧が上昇した後の荷重、

◎印の荷重が、間隙水圧の上昇に伴って徐々に大きくなる荷重、

である。本来であれば、間隙水圧の上昇過程と上昇後(○と●)については分けて考慮すべきであるが、液状化の現象やその過程が十分に把握されていないため、今回は、安全側を考慮して、すべての荷重(○●◎)を同時に考慮することとした。

なお、地盤の液状化による泥水圧(◎)を考慮する際には、常時において考慮していた土圧や水圧は、荷重の組合せから除外している。

$$\tau_s = \frac{\tau_u + \tau_B}{2} \quad (92)$$

ここに、 τ_s ：側壁に作用する地震時周面せん断力 (tf/m²)

τ_u ：上床版に作用する地震時周面せん断力 (tf/m²)

τ_B ：底版に作用する地震時周面せん断力 (tf/m²)

同指針に基づいて構造物横断方向の静的な耐震設計を行う場合は、上述した方法を用いて地震時断面力を求めるとともに、これらを別途算出した常時荷重による断面力と重ね合わせて、許容応力度法により行うこととなる。

本文で調査の対象とした各種基準のうち、沈埋指針や原子力指針では、特に具体的な規定はみられないが、原子力指針では、取水ピット（掘割り構造物）を対象とした F E M、多入力応答解析（以上動的解析）、応答変位法による解析事例と、海水管ダクト（地下構造物）を対象にした F E M（動的解析）と応答変位法による解析事例が記載されている。新耐震や下水道指針では、それぞれ、図-23および図-24に示す検討モデルが記載されている程度であり、特に具体的な記述はない。

鉄道暫定資料では、図-25に示すモデルにより開削トンネル横断方向の耐震設計をすることとしている。同資料では、構造解析は骨組み解析によることを原則とし、必要に応じて地盤および部材の非線形性を考慮することとしている。このうち、部材の非線形性は、同資料の R C 高架橋、ラーメン橋、橋脚によることとしており、図-26に示すトリリニアモデルを原則とした M-φ 関係を部材断面ごとに与えることを原則としている。また、簡便に行う場合は、部材の曲げ降伏時の剛性等を用いて良いものとしているが、この場合は、中柱については、最大地盤変位量に相当する変形が生じた場合の塑性率を算定し、保有じん性以内であることを確認することとしている。なお、地盤の非線形性については前述したとおりである。

さらに同資料では、耐震性能の検討として、軸方向力および曲げモーメントに対する検討、せん断力に対する検討、破壊形式に対する検討を行うこととしている。このうち、軸方向力および曲げモーメントに対する検討は、次式 (93) によることとしている。

$$\gamma_i \cdot M_d / M_{ud} \leq 1.0 \quad (93)$$

ここに、 γ_i ：構造物係数（1.0としてよい）

M_d ：設計曲げモーメント

M_{ud} ：設計曲げ耐力で、鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物）²⁰⁾等による

また、せん断力に対する検討は、次式 (94) によることとしている。

$$\gamma_i \cdot V_d / V_{yd} \leq 1.0 \quad (93)$$

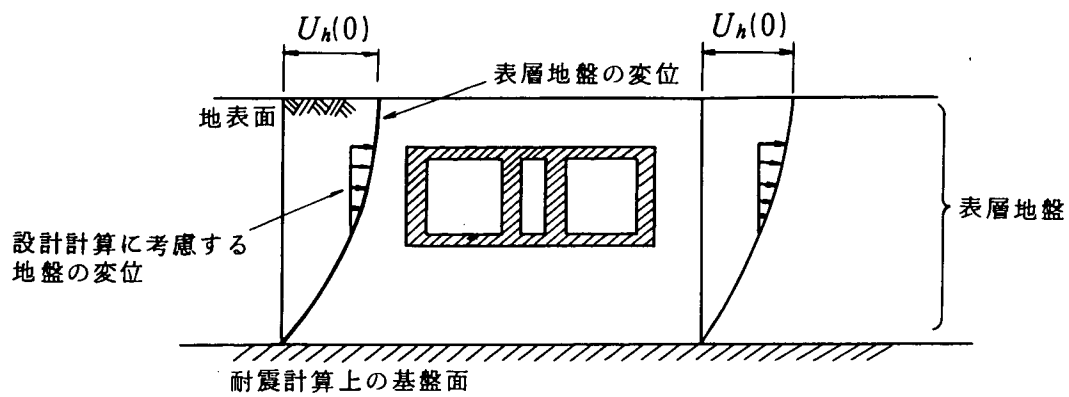
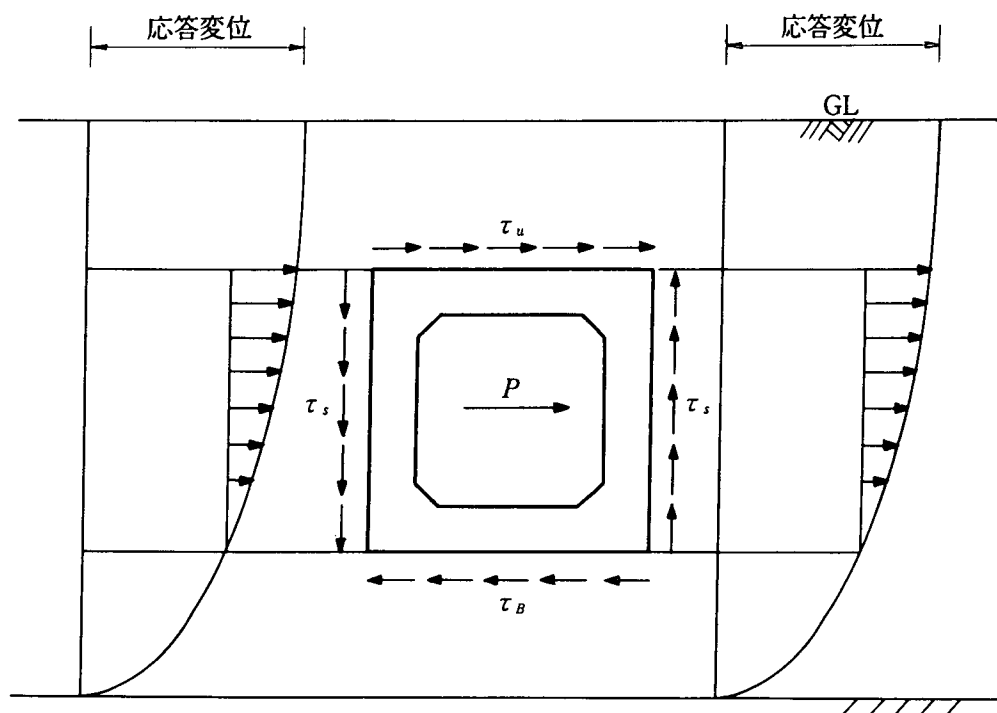


図-23 新耐震における横断方向耐震計算モデル



τ_u , τ_B , τ_s : 上床版, 底版, 及び側壁に作用する地震時周面せん断力

P : 躯体の慣性力

図-24 下水道指針における横断方向耐震計算モデル

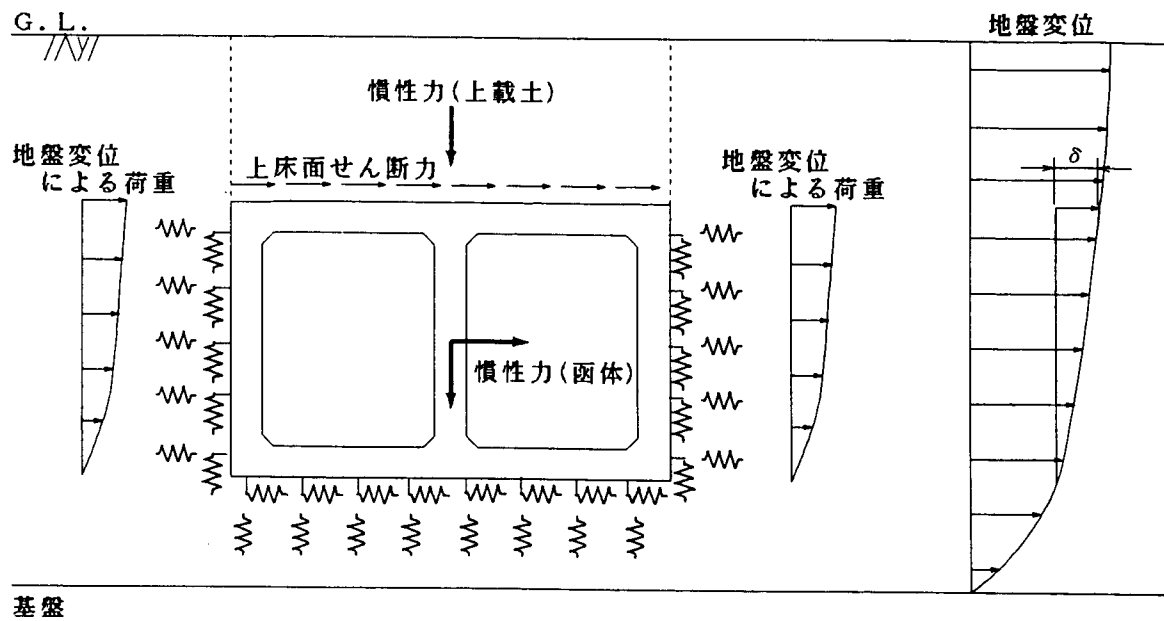


図-25 鉄道暫定資料における横断方向耐震計算モデル

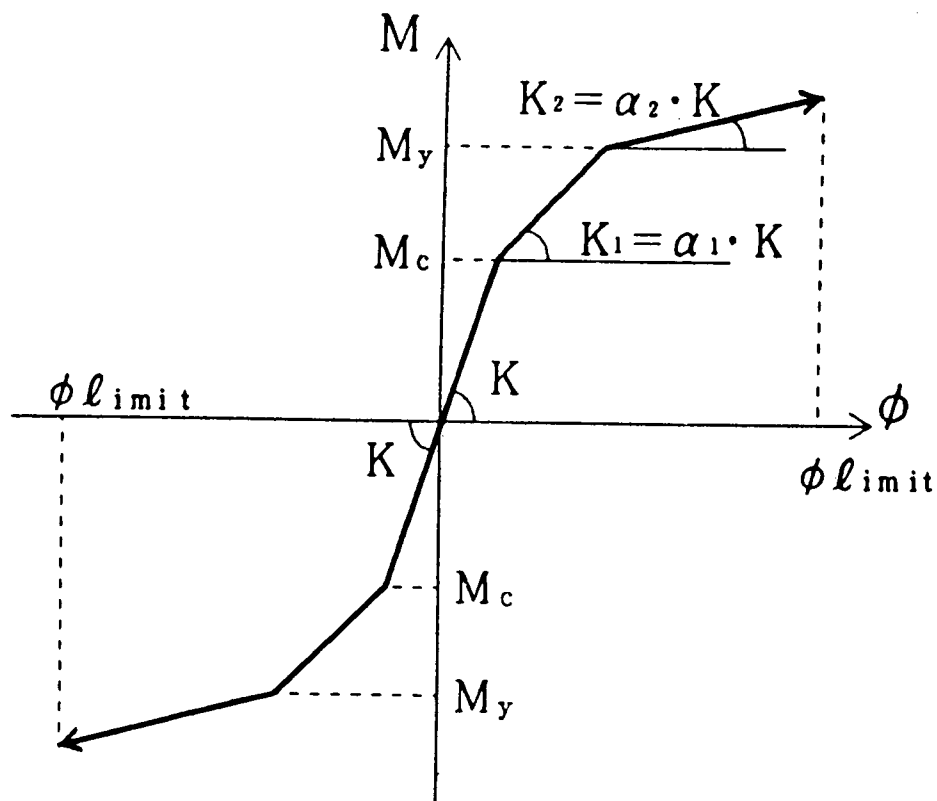


図-26 鉄道暫定資料における部材の曲げモーメントと曲率の関係

ここに、 γ_i ：構造物係数（1.0としてよい）

V_d ：設計せん断力

V_{yd} ：設計せん断耐力で、鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物）²⁰⁾等による

さらに、破壊形式に対する検討は、中柱等の地震の影響が支配的な部材について、せん断破壊が生じることなく、曲げ破壊先行型とするために行うもので、次式(94)によることとしている。

$$\gamma_{ES} > \gamma_{EM} \quad (94)$$

ここに、 γ_{ES} ：せん断力に対する安全度で $\gamma_{ES} = V_{yd} / V_d$

γ_{EM} ：曲げモーメントに対する安全度で $\gamma_{EM} = M_{ud} / M_d$

ここで、同資料では、曲げ破壊先行型であっても、鉄筋の降伏が生じる前にコンクリートの圧縮破壊が生じるような、いわゆる曲げ圧縮破壊は、せん断破壊と同様にぜい性的な破壊モードになることから、この種の破壊形式も避けるのがよいとしており、引張鉄筋比は釣合い鉄筋比の75%以下としなければならないとしている。さらに、側壁や床版等の部材に関しては、地震の影響によって生じる地盤変位の影響を当該部材に与える最大応答値と考え、このような破壊形式の検討を省略しても良いとしているが、この場合のせん断破壊に対する安全性は、通常の場合に比べて部材係数を1.2倍にすることが望ましいとしている。

水道指針では、前述したように横断方向の耐震設計法に関する具体的な記述はないが、耐震設計例として、導水暗渠の横断方向を対象としたものが記述されている。ここでは、地震動レベル1を対象とした場合は許容応力度法での検討を、地震動レベル2を対象とした場合は限界状態設計法での照査を行っている。

コンクリート示方書の計算例における構造解析モデルは、図-27に示すように、構造物を線要素、周辺の地盤作用を地盤バネ（水平方向地盤バネとせん断地盤バネ）を用いている。地盤のせん断弾性係数は、レベル1地震動の場合は、地盤の応答解析における収束値を、また、レベル2地震動の場合は、間隙水圧の上昇過程において地盤の相対変位が最大となる時刻における値を用い、地盤バネは、これらせん断弾性係数を物性値とし、駐車場指針と同じ静的な有限要素法により、地震動レベルごとに算出している。なお、地盤バネには引張力は働かないことより、解析上地盤バネに引張力が作用した場合は、そのバネを切り離すこととし、バネの働く範囲を収束させることとしている。

構造部材の剛性は、作用断面力の大きさに対応した有効剛性を用いることとし、まず、断面とその断面における $M-\phi$ 関係を仮定し、部材が降伏する時の曲率 ϕ_y と、有効剛性 $E I_{eff}$ の関係を図-28に示すようなマクロモデルとして規定することとしている。

照査は、レベル1地震動の場合は、表-14に示した耐震性能1に対して行い、発生応力度が鉄筋の設計降伏強度、コンクリートの設計強度以下であることを示している。また、レベル2地震動の場合は、側壁と底版の隅角部で曲率が降伏曲率を上回り降伏する結果とな

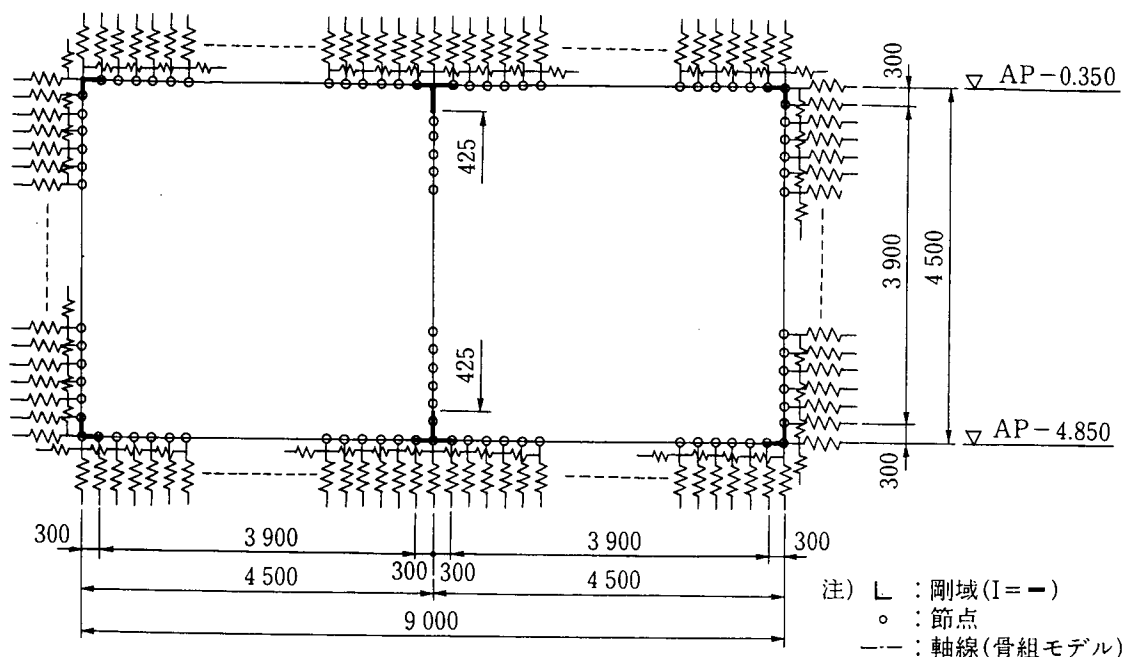


図-27 コンクリート示方書計算例における横断方向耐震計算モデル

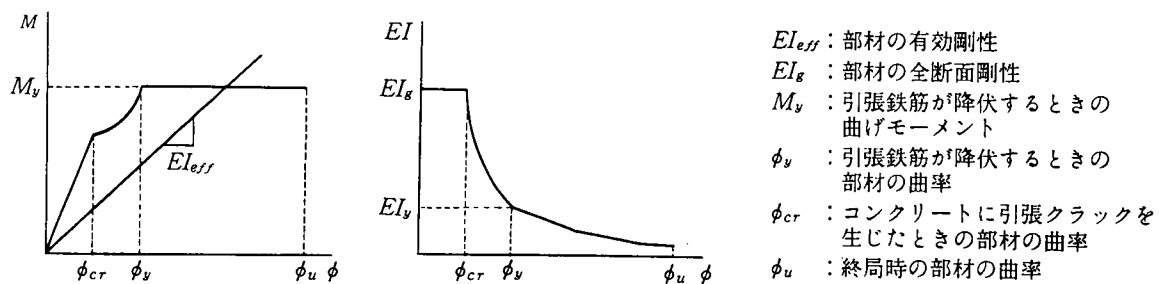


図-28 コンクリート示方書計算例における有効剛性と曲率の関係マクロモデル

っている。照査は、表-14に示した耐震性能2に対して行い、塑性ヒンジ部分の耐震性能照査として、破壊モードの判定（曲げ破壊先行の保証）と曲げ破壊先行型の場合の安全性の保証が、また、その他の部分の耐震性能照査として、せん断破壊しない保証が検討されている。

2.5 各種基準における動的解析法

ここでは、各種基準に規定されている動的解析の手法を調査する。なお、各種基準における動的解析の取り扱いとは前述したとおりであるが、このうち、動的解析の手法を具体的に規定している指針は、駐車場指針のみとなっている。

駐車場指針では、動的解析により照査する場合の手法としては、原則としてモード解析による応答スペクトル法を用いることとしている。モード解析による応答スペクトル法は、時刻歴応答解析法に比べて、計算時間が短く、入力加速度波形を必要としないことが特徴である簡便な方法であり、以下の手順となる。

- ①固有周期および振動モードを必要な次数まで求める。
- ②各々の振動モードに対する応答を、規定されている加速度応答スペクトルを用いて求める。
- ③個々の振動モードの寄与率を考慮して、構造物に生じる最大応答を近似的に求める

本手法により求められるのは最大値のみであるが、最大応答値に関しては時刻歴応答解析との誤差は小さいとされている。

解析モデルは、固有周期、減衰特性等、地下駐車場の弾性域における動的特性や周辺地盤の地震時振動特性を正しく表現できるモデルを用いることとしており、地盤は、地震時に生じるひずみレベルを考慮した等価線形化手法により剛性や減衰定数を定め、モデル化するものとしている。

入力地震動は、図-29に示す地盤の減衰定数を5%とした耐震設計上の基盤面を与える標準加速度応答スペクトルとして定められている。これは、レベル1地震動を想定したものである。また、応答スペクトル法に用いる加速度応答スペクトルは、式(94)より算出することとしている。

$$S = c_z \cdot c_D \cdot S_0 \quad (94)$$

ここで、 S : 応答スペクトル法に用いる速度応答スペクトル (gal)

c_z : 地域別補正係数

c_D : 減衰定数別補正係数

S_0 : 標準加速度応答スペクトル (gal)

式(94)で用いる各係数のうち、地域別補正係数は前述したとおりであり、減衰定数別補正係数は式(95)で表される。

$$c_D = \frac{1.5}{40h_i + 1} + 0.5 \quad (95)$$

ここで、 c_D : 減衰定数別補正係数

h_i : i 次モードの減衰定数

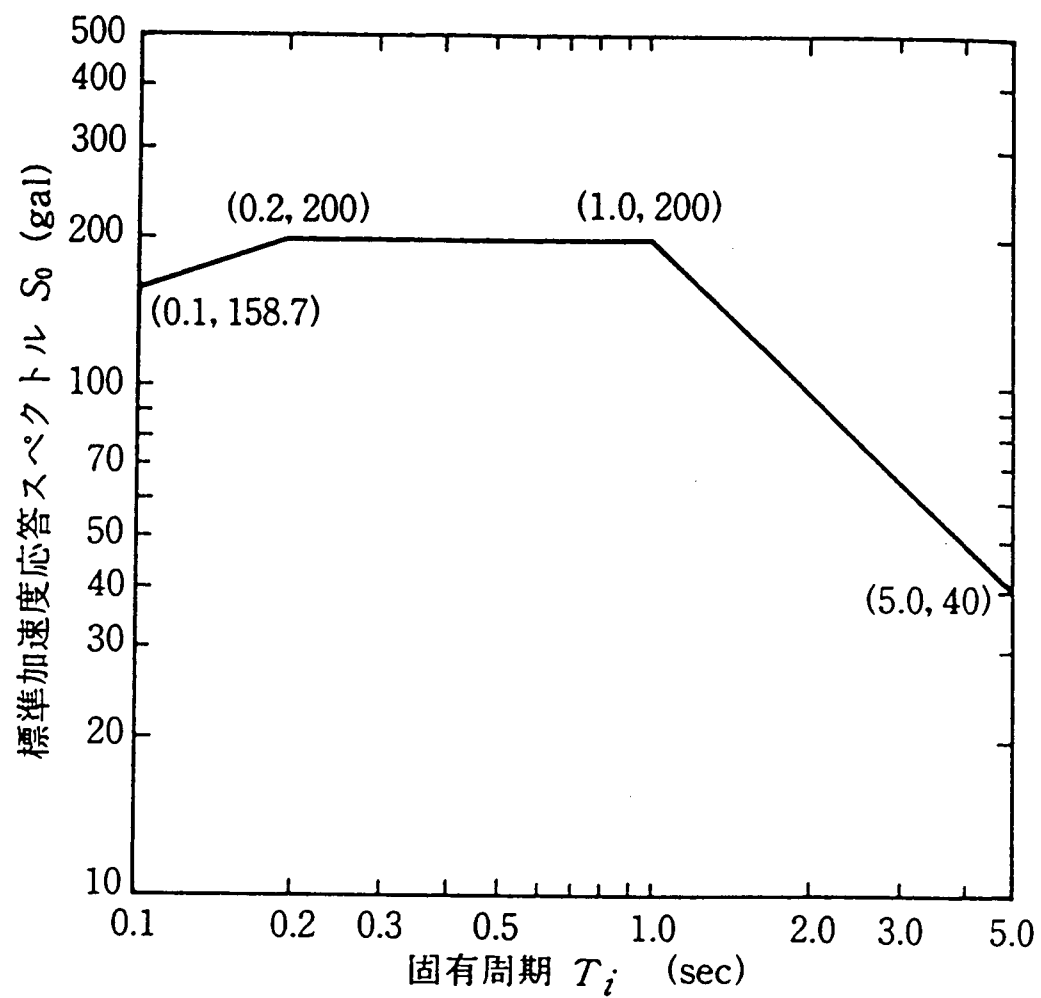


図-29 駐車場指針における標準加速度応答スペクトル

式(95)においては、 $h_i=5\%$ の場合は $c_D=1.0$ となり、 $h_i=10\%, 20\%$ の場合はそれぞれ $c_D=0.8, 0.67$ となることわかる。

時刻歴での挙動の把握が必要である場合は、時刻歴応答解析を行うこととしているが、時刻歴解析に用いる入力地震動についても、図-29に示す加速度応答スペクトルに近い特性を有する強震記録を選定することとしており、具体的には、地下駐車場の建設地点とよく似た地形、地盤条件の地点で観測された強震記録や、地下駐車場の建設地点以外で観測された強震記録を一度その地点の基盤面の地震動に変換し、これに改めて建設地点の地盤の影響を加味して算出した加速度波形、強震記録をもとに、その加速度応答スペクトルが図-29に示す標準加速度応答スペクトルに適合するように調整した加速度波形などを用いるのがよいとしている。また、一般的な留意事項として、強震記録としては、基本的にマグニチュードが大きく、震央距離が小さい地震による記録を選定することが望ましいとしている。

安全性の照査については、動的解析から得られた最大応力度等を、許容応力度と比較して行うこととしている。

駐車場指針において、応答スペクトル法で動的解析を行い、地下構造物の照査を行う際には、モード解析を行い、各次数の固有周期や減衰定数、振動モード、振動モードの寄与率等を求める必要があるとともに、等価線形化法を行い地盤の剛性や減衰定数を決定する必要があるが、これらの手法については具体的に記されていない。

大規模地震動を想定した基盤面の加速度応答スペクトルとしては、図-30に示すガイドラインのものがあある。これも地盤の減衰定数を5%程度とみなして定めたものである。

また、水道指針では基盤面の加速度応答スペクトルは規定されていないが、動的解析に用いる加速度波形は、同指針に示す設計速度応答スペクトルや、兵庫県南部地震の観測波などを用いることとしている。

鉄道暫定資料では、前述したように、開削トンネルは動的解析を義務づけていないが、基礎構造物は原則として義務づけている。このような場合は、地盤と構造物を一体として解析することとなり、図-31に示す基盤速度スペクトル適合加速度波形が規定されている。

横断道資料では、一連の研究で用いている動的解析モデルが紹介されている。ここで用いている解析コードは、土木研究所で開発した地中構造物の地震応答解析プログラム DAST-1²¹⁾であり、図-32に示す力学モデル²²⁾が基本となっている。

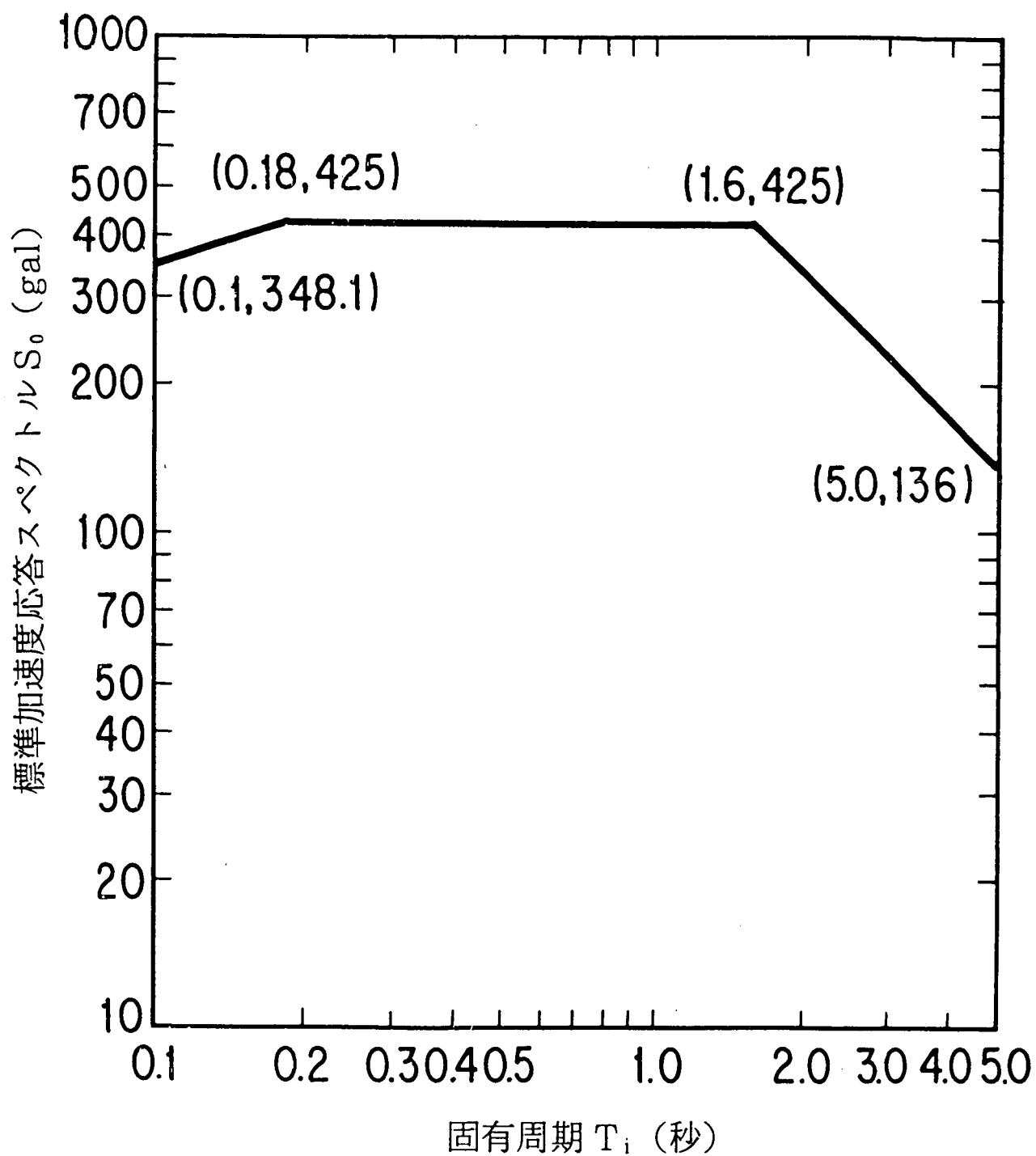


図-30 ガイドラインにおける大規模地震動を想定した標準加速度応答スペクトル

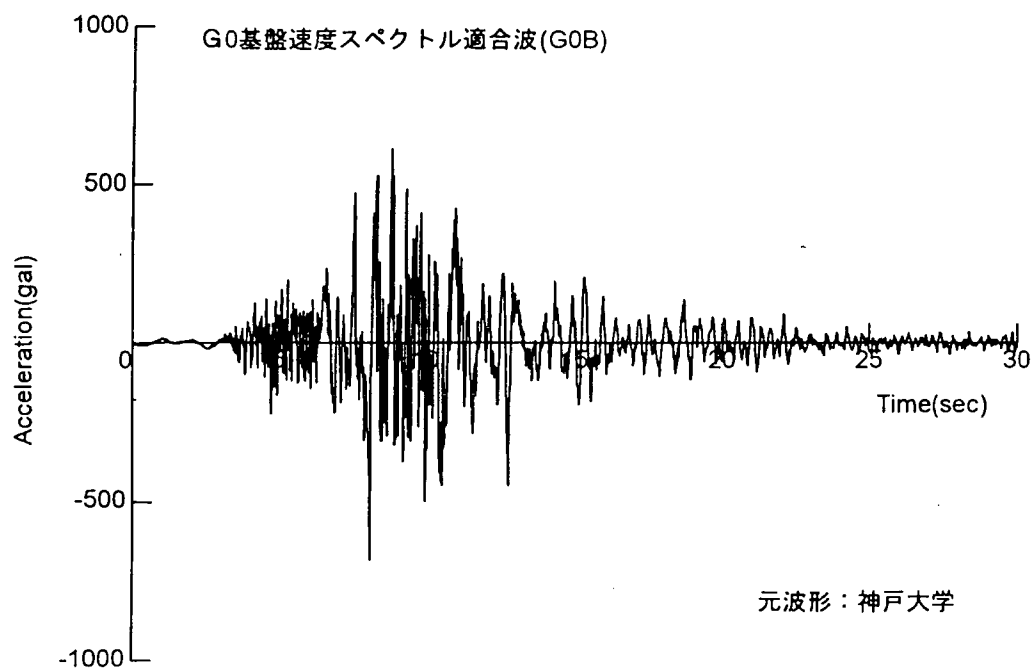
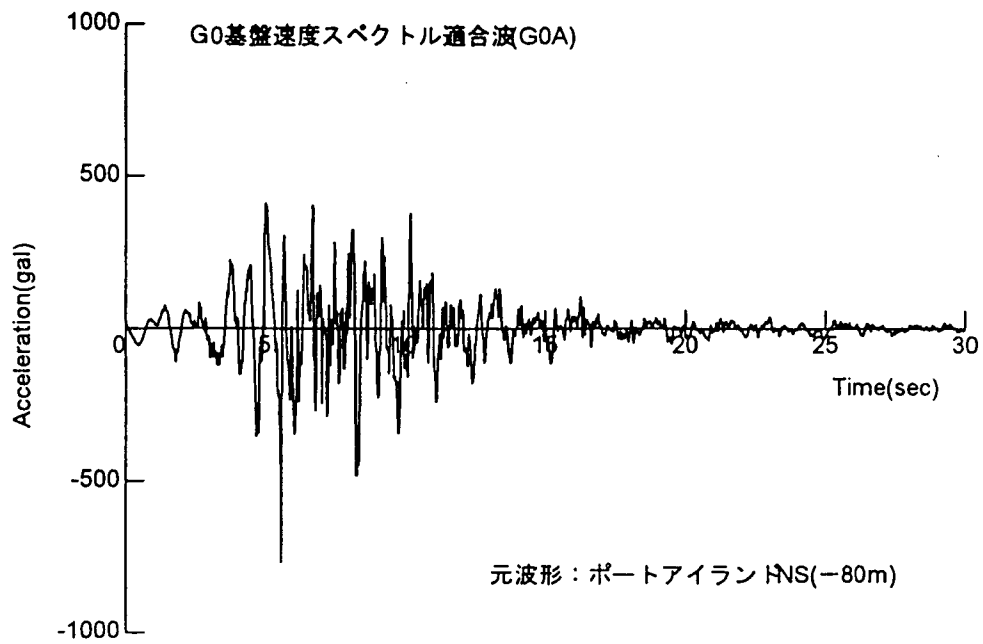


図-31 鉄道暫定資料における基盤速度スペクトル適合波

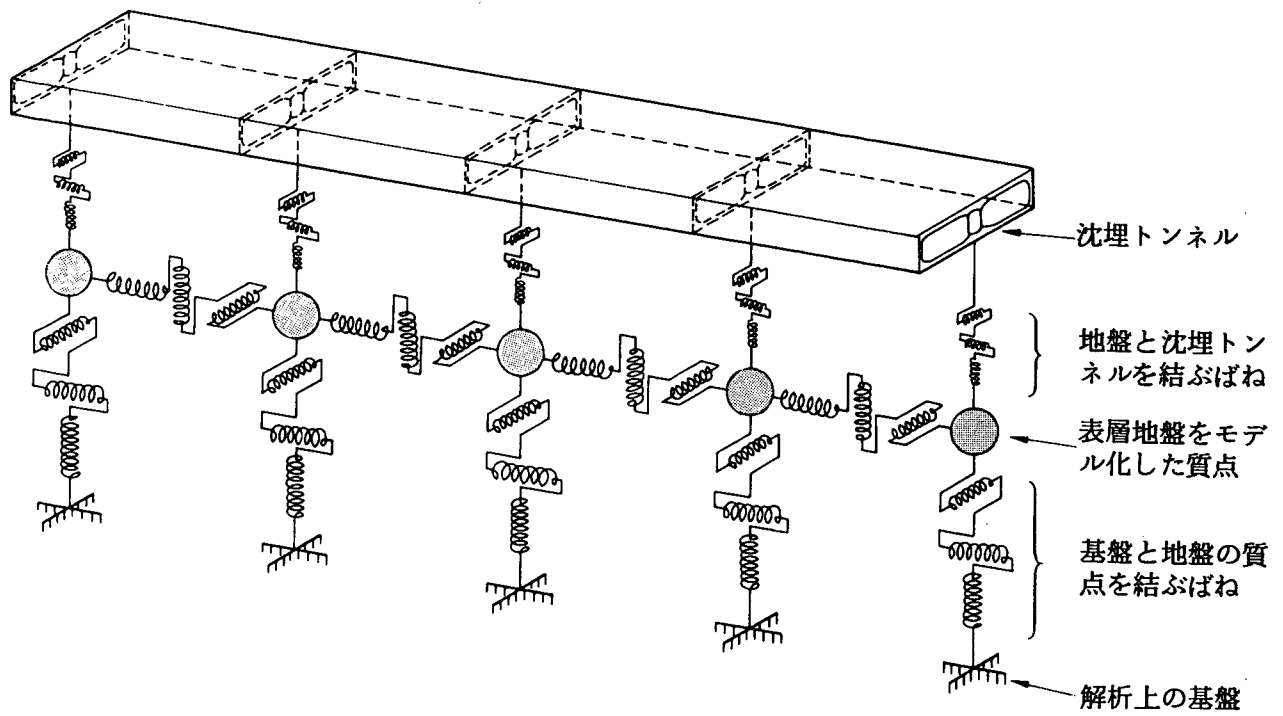


図-32 横断面資料で用いている動的解析の力学モデル

3. 指針に規定されている基本算定式の誘導

3.1 地盤の変位分布算定式

ここでは、地盤の変位分布算定式である式(13)の誘導手順と用いている仮定を示す。¹⁵⁾、²³⁾、²⁴⁾

表層地盤を1自由度系に置き換え、図-33に示す剛な基盤上に水平に堆積した地盤があり、ここに基盤地震動 u_B が作用して表層地盤がせん断振動するとした場合の運動方程式は、式(96)で表される。

$$\frac{\gamma_s}{g} \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} + C_s \frac{\partial u}{\partial t} - G_s \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = - \frac{\gamma_s}{g} \frac{\partial^2 u_B}{\partial t^2} \quad (96)$$

ここに、 u : 地盤の相対変位 (m)

γ_s : 土の単位体積重量 (tf/m³)

g : 重力加速度 (m/s²)

C_s : 地盤の粘性減衰係数 (tf s/m)

G_s : 地盤のせん断弾性係数 (tf/m²)

u_B : 基盤の変位 (m)

式(96)においては、地盤の減衰は基盤に対する相対速度に比例した粘性減衰であることを想定している。また、土の単位体積重量 γ_s や地盤の粘性減衰係数 C_s 、せん断弾性係数 G_s は深さ方向に一定と仮定している。

式(96)の解 $u(z,t)$ を求めるに際し、減衰項が比例減衰系もしくはRayleigh減衰で与えられ、かつ振動数に依存しないと仮定する。このような仮定を導入すれば、解の誘導において、基準振動形の直交性を利用して強制振動解を基準座標系に関する1自由度系の解に帰着させて求めるモーダルアナリシスの考えが導入できる。ここで、Rayleigh減衰とは、減衰マトリックスが質量マトリックスと剛性マトリックスの一次結合である場合を言う。このモーダルアナリシスの考え方に従うと、式(96)の解は式(97)の通りに与えることができる。

$$u(z, t) = \sum_{n=1}^{\infty} u_n(z, t) = \sum_{n=1}^{\infty} X_n(z) \cdot q_n(t) \quad (97)$$

ここに、 $u_n(z,t)$: n 次の地盤変位 (m)

$X_n(z)$: n 次の振動モード関数

$q_n(t)$: n 次の基準座標 (m)

このうち、まず、振動モード関数 $X_n(z)$ を求める。 $X_n(z)$ は、地盤の非減衰自由振動運動方程式の固有値解析により求められる。式(96)において粘性項と外力項を消去すれば、地

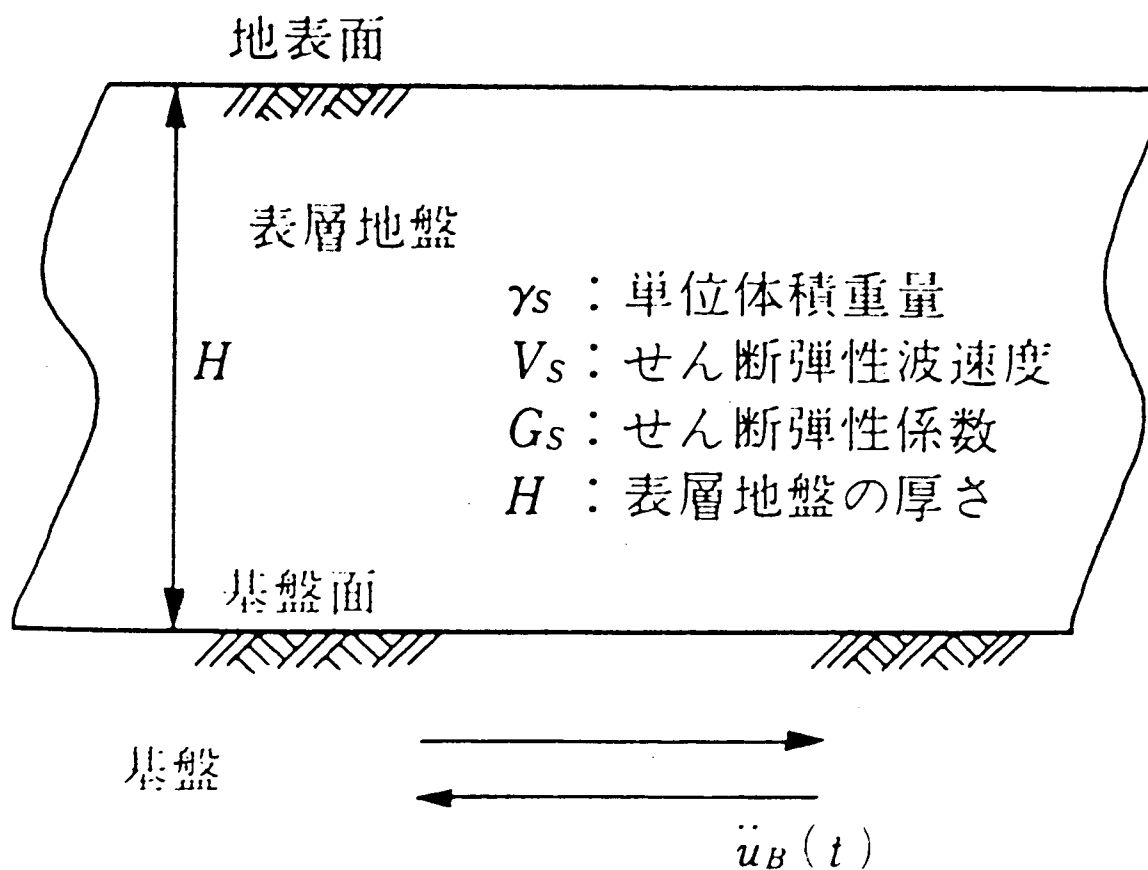


図-33 表層地盤のモデル化

盤の非減衰自由振動運動方程式が得られ、式(98)となる。

$$\frac{\gamma s}{g} \frac{\partial^2 u_0}{\partial t^2} - G_s \frac{\partial^2 u_0}{\partial z^2} = 0 \quad (98)$$

ここに、 u_0 ：非減衰自由振動における地盤変位(m)

式(98)を式(99)を用いて整理すると式(100)となる。

$$G_s = \frac{\gamma s}{g} V_s^2 \quad (99)$$

ここに、 V_s ：表層地盤のせん断弾性波速度(m/s)

$$\frac{\partial^2 u_0}{\partial t^2} = V_s^2 \frac{\partial^2 u_0}{\partial z^2} \quad (100)$$

式(100)は、いわゆる偏微分波動方程式であり、解 $u_0(z,t)$ は振動モード関数 $X_n(z)$ と時間の関数 $T(t)$ に変数分離でき、それぞれの関数についての常微分方程式に帰着できる。 $X_n(z)$ に関する常微分方程式の一般解は式(101)となる。

$$X_n(z) = C_1 \sin \left(\frac{\omega_n}{V_s} z \right) + C_2 \cos \left(\frac{\omega_n}{V_s} z \right) \quad (101)$$

ここに、 ω_n ：n次の固有円振動数(1/s)

C_1, C_2 ：未定係数

式(101)における境界条件は、地表面におけるせん断力が0、すなわち振動モード関数の勾配が0である条件式(102)と、基盤面における変位が0、すなわち振動モード関数値が0である条件式(103)である。

$$\left. \frac{\partial X_n(z)}{\partial z} \right|_{z=0} = 0 \quad (102)$$

ここに、 H ：表層地盤厚(m)

$$X_n(H) = 0 \quad (103)$$

式(101)と(102)より、

$$C_1 = 0 \quad (104)$$

また、式(101)と(103)より、振動モード関数を最大値1で基準化するとすると、

$$C_2 = 1 \quad (105)$$

$$\frac{\omega_n}{V_s} H = \frac{2n-1}{2} \pi \quad (106)$$

式(101),(104),(105),(106)より、振動モード関数 $X_n(z)$ は、式(107)となる。

$$X_n(z) = \cos \frac{2n-1}{2H} \pi z \quad (107)$$

次に、式(97)を式(96)に代入すると、

$$\begin{aligned} \frac{\gamma s}{g} \sum_{n=1}^{\infty} X_n(z) \cdot \ddot{q}_n(t) + C_s \sum_{n=1}^{\infty} X_n(z) \cdot \dot{q}_n(t) \\ - G_s \sum_{n=1}^{\infty} X_n''(z) \cdot q_n(t) = - \frac{\gamma s}{g} \ddot{u}_B \end{aligned} \quad (108)$$

ここで、振動モード関数は、質量項、剛性項に関して直交性を有しており、また減衰項についてもRayleigh減衰を仮定しているため直交性を有することとなる。そこで、振動モード関数の転置ベクトル $X_m(z)^T$ を式(108)の前からかけると、 $n=m$ の時以外は0となり、 $n=m=n$ の時は、式(99),(106),(107),(109)を用いて整理すると、式(110)のように表される。

$$C_s = 2 \cdot h_n \cdot \omega_n \cdot \gamma s / g \quad (109)$$

ここに、 h_n : n 次の減衰定数

$$\ddot{q}_n(t) + 2h_n\omega_n\dot{q}_n(t) + \omega_n^2 q_n(t) = -\beta_n \ddot{u}_B \quad (110)$$

ここで、 β_n は n 次のモードが系全体の応答に及ぼす寄与を示すものであり、モード寄与率または刺激係数と呼ばれ、式(111)で求められる。

$$\beta_n = \frac{\int_0^H X_n(z) dz}{\int_0^H X_n^2(z) dz} = \frac{4(-1)^{n-1}}{(2n-1)\pi} \quad (111)$$

従って基準座標 $q_n(t)$ は、地震動の加速度が時刻歴で与えられれば、式(112)を積分すれば時刻の関数として求められる。

$$\ddot{q}_n + 2 h_n \omega_n \dot{q}_n + \omega_n^2 q_n = \frac{4 (-1)^{n-1}}{(2n-1)\pi} \ddot{u}_B \quad (112)$$

しかしここでは、時刻歴の応答を求めるのではなく、あらかじめ設定しておいた地震動に対する固有周期 T 、減衰定数 h の 1 自由度系に生じる最大変位を示す変位応答スペクトル S_D を用いて、最大値 $q_{n \max}$ として求めることとし、式 (113) で表す。

$$|q_n|_{\max} = |\beta_n| S_D(T_n, h_n) = \frac{4}{(2i-1)\pi} S_D(T_n, h_n) \quad (113)$$

ここに、

$S_D(T_n, h_n)$: n 次の固有周期、減衰定数に応じた変位応答スペクトル (m)

T_n : n 次の固有周期 $= 2\pi / \omega_n$

また、地盤変位についても式 (97), (107), (113) より、式 (114) のとおり最大値で表される。

$$u_{n \max}(z) = \sum_{i=1}^{\infty} \frac{4}{(2i-1)\pi} S_D(T_n, h_n) \cdot \cos \frac{2n-1}{2H} \pi z \quad (114)$$

ここに、 $u_{n \max}$: n 次モードの地盤変位の最大値 (m)

一般に地盤変位は 1 次の振動モードが卓越すると考え、式 (114) に $n=1$ を代入し、式 (115) を得る。なお、以下では 1 次モードのみを表すため、サフィックスは省略する。

$$u(z) = \frac{4}{\pi} S_D(T, h) \cos \frac{\pi z}{2H} \quad (115)$$

ここに、 $u(z)$: 1 次モードの地盤変位の最大値

変位応答スペクトルと速度応答スペクトルは近似的に式 (116) で表され、これと式 (115) より式 (13) が得られる。

$$S_D(T, h) = \frac{T}{2\pi} S_v(T, h) \quad (116)$$

地下構造物の耐震設計に式 (13) を適用する際の留意点を以下に示す。

式 (13) は、表層地盤を単一地層に置き換えたうえでの水平変位分布算定式となっている。すなわち、多層地盤やせん断弾性係数の深さ方向の変化を直接考慮していないこととなる。多層地盤における地層境界付近では、式 (13) の水平変位分布と比較して実際の水平変位分布の鉛直方向変化率は大きいことが予想されるので、このような位置に存在する構造物に

は、設計上想定するより危険側の地盤変位が作用するものと考えられる。なお、前述したように、固有周期算定においても、多層地盤の影響は直接的には考慮されていない。

また、式(13)は、1次の振動モードのみを考慮した最大変位を表すものであり、2次以降の高次モードの影響は無視していることとなる。高次モードの影響が無視できない地盤条件での式(13)の適用には、十分な検討が必要である。なお、式(13)の誘導課程においては、変位応答スペクトルと速度応答スペクトルの関係として近似式(116)を用いているが、本近似式も、本来、モードごとに定義すべきものである。

さらに、式(13)は、基盤面が剛であることを前提にした相対変位分布であるが、基盤面が表層地盤と比較して十分剛ではない場合は、表層地盤深部の変位分布が過度に安全側に評価されることとなる。

3.2 縦断方向断面力算定式

ここでは、縦断方向の耐震設計に用いる断面力算定式である、式(39)～(42)の誘導手順と用いている仮定を示す。²³⁾

一般に、線状地下構造物の軸方向の運動方程式は、以下の通りとなる。

$$-EA \frac{d^2 u(x)}{dx^2} = ka \{u_G(x) - u(x)\} \quad (117)$$

ここに、 EA : 線状地下構造物の軸剛性

$u(x)$: 線状地下構造物の軸方向の変位

$u_G(x)$: 線状地下構造物の軸方向の地盤変位

ka : 軸方向の地盤バネ定数

但し、式(117)においては、慣性項の影響については小さいとして無視しており、また減衰項も考慮していない。ここで、地盤の変位として波長 L を持った正弦波が地盤を伝播していくある瞬間を考えると、線状地下構造物の軸方向の地盤変位 $u_G(x)$ は、

$$u_G(x) = UG \sin \frac{2\pi}{L} x \quad (118)$$

ここに、 UG : 線状地下構造物のその深さでの軸方向の地盤の変位振幅

L : 地盤変位の波長

で表される。式(117)と(118)より、軸方向の運動方程式は

$$-EA \frac{d^2 u(x)}{dx^2} + ka \cdot u(x) = ka \cdot UG \sin \frac{2\pi}{L} x \quad (119)$$

となる。式(119)は、右辺が正弦関数である非斉次線形微分方程式であり、その解は、斉次微分方程式の一般解+特殊解で求められる。このうち斉次方程式の一般解は、特性方程式の解 λ を用いて、

$$u(x) = C_1 \exp(\lambda x) + C_2 \exp(-\lambda x) \quad (120)$$

ここに、 λ : 斉次微分方程式の特性方程式の解 ($=\sqrt{(ka/EA)}$)

C_1 、 C_2 : 任意定数

となる。また、特殊解は、右辺が正弦余弦関数の一次結合である未定係数法を用いて、

$$u(x) = \alpha \cos \frac{2\pi}{L}x + \beta \sin \frac{2\pi}{L}x \quad (121)$$

ここに、 α 、 β ：未定係数

で表される。式(121)を式(119)に代入して整理すると、

$$\begin{aligned} & \{EA \left(\frac{2\pi}{L}\right)^2 + ka\} \alpha \cos \frac{2\pi}{L}x \\ & + \{ (EA \left(\frac{2\pi}{L}\right)^2 + ka) \beta - kaUG \} \sin \frac{2\pi}{L}x = 0 \end{aligned} \quad (122)$$

式(122)が恒等的に成り立つためには、

$$\alpha = 0 \quad \left(\because EA \left(\frac{2\pi}{L}\right)^2 + ka \neq 0 \right) \quad (123)$$

$$\beta = \frac{UG}{1 + \frac{EA}{ka} \left(\frac{2\pi}{L}\right)^2} \quad (124)$$

式(120)、(121)、(123)、(124)より、式(119)の解は、

$$u(x) = C_1 \exp(\lambda x) + C_2 \exp(-\lambda x) + \alpha aUG \sin \frac{2\pi}{L}x \quad (125)$$

$$\text{ここに、} \quad \alpha a = \frac{1}{1 + \frac{EA}{ka} \left(\frac{2\pi}{L}\right)^2} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2\pi}{\lambda a L}\right)^2} \quad (126)$$

$$\lambda a = \left(\frac{ka}{EA}\right)^{1/2} \quad (127)$$

となる。ここで境界条件は、無限長のはりの1波長を考えて、

$$x=0 \text{ で } u(0)=0 \quad (128)$$

$$x=L \text{ で } u(0)=0 \quad (129)$$

となる。式(128)、(129)を式(125)に代入すると、

$$C_1 = 0, C_2 = 0 \quad (130)$$

となるため、線状地下構造物の軸方向の応答変位は、式(125)、(130)より、

$$u(x) = \alpha_a U G \sin \frac{2\pi}{L} x \quad (131)$$

となる。ここで式(118)と式(131)を比較することにより、 α_a は線状地下構造物における軸方向の地盤変位に対する軸方向の構造物の応答変位の比という物理的意味を有することがわかる。一般に α_a はひずみの伝達率と呼ばれる。また、式(127)で定義した λ_a は、線状地下構造物における軸方向の地盤と構造物の剛性の比に関する係数であり、剛比係数と呼ばれる。

構造物に生じるひずみ $\varepsilon(x)$ は、式(131)より、

$$\varepsilon(x) = \frac{u(x)}{dx} = \left(\frac{2\pi}{L} \right) \alpha_a U G \sin \frac{2\pi}{L} x \quad (132)$$

となり、軸力 $N(x)$ は、

$$N(x) = EA \varepsilon(x) = EA \left(\frac{2\pi}{L} \right) \alpha_a U G \sin \frac{2\pi}{L} x \quad (133)$$

軸力の最大値 N_{max} は、式(133)の $\sin$ 項が1となる場合であり、

$$N_{max} = EA \left(\frac{2\pi}{L} \right) \alpha_a U G \quad (134)$$

となる。

軸直角方向についても軸方向と同様に考えられる。

一般に、線状地下構造物の軸直角方向の運動方程式は、以下の通りとなる。

$$EI \frac{d^4 v(x)}{dx^4} = kt \{ v_g(x) - v(x) \} \quad (135)$$

ここに、 EI : 線状地下構造物の曲げ剛性

$v(x)$: 線状地下構造物の軸直角方向の変位

$v_g(x)$: 線状地下構造物の軸直角方向の地盤変位

ka : 軸直角方向の地盤バネ定数

ここでは、軸方向の運動方程式(117)と同様に、式(135)においては、慣性項の影響については小さいとして無視しており、また減衰項も考慮していない。ここで、地盤の変位も軸方向と同様に波長 L を持った正弦波が地盤を伝播していくある瞬間を考え、線状地下構造物の軸直角方向の地盤変位 $v_c(x)$ を次式で与える。

$$v_c(x) = VG \sin \frac{2\pi}{L} x \quad (136)$$

ここに、 VG ：線状地下構造物のその深さでの軸直角方向の地盤の変位振幅
 L ：地盤変位の波長

で表される。式(135)と(136)より軸直角方向の運動方程式は

$$EI \frac{d^4 v(x)}{dx^4} + kt \cdot v(x) = kt \cdot VG \sin \frac{2\pi}{L} x \quad (137)$$

となる。

式(137)の解を、軸方向と同様の解法および境界条件で求めると、以下の通りとなる。

$$v(x) = \alpha t VG \sin \frac{2\pi}{L} x \quad (138)$$

$$\alpha t = \frac{1}{1 + \left(\frac{2\pi}{\lambda t L} \right)^4} \quad (139)$$

$$\lambda t = \left(\frac{kt}{EI} \right)^{1/4} \quad (140)$$

ここに、 αt ：軸直角方向のひずみの伝達率
 λt ：軸直角方向の剛比係数

地下構造物に生じる曲げモーメント $M(x)$ は、

$$M(x) = EI \left(\frac{2\pi}{L} \right)^2 \alpha t VG \sin \frac{2\pi}{L} x \quad (141)$$

曲げモーメントの最大値 M_{max} は、

$$M_{max} = EI \left(\frac{2\pi}{L} \right)^2 \alpha t VG \quad (142)$$

となる。

式(39)～(42)では、式(134)や(142)の断面力算定式を基本とし、さらに、最大断面力が生じる地震動の入射角についても考慮されており、**図-34**に示すように軸方向（x方向）に対して角度 ϕ を持つ方向（x'方向）に正弦波状の地盤振動が生じる場合を想定している。

地下構造物の深さを z とすると、深さ z での軸方向の地盤変位振幅 UG と軸直角方向の地盤の変位振幅 VG は、式(13)より、以下の式で求められる。

$$UG = \frac{2}{\pi^2} \cdot S_v \cdot T_s \cdot \cos \frac{\pi z}{2H} \cdot \sin \phi \quad (143)$$

$$VG = \frac{2}{\pi^2} \cdot S_v \cdot T_s \cdot \cos \frac{\pi z}{2H} \cdot \cos \phi \quad (144)$$

また、地盤変位の波長 L' は

$$L' = L / \cos \phi \quad (145)$$

となるため、線状地下構造物の軸方向の地盤変位 $u_G(x)$ と軸直角方向の地盤変位 $v_G(x)$ は、式(118)、(136)、(143)、(144)、(145)を用いて、それぞれ

$$u_G(x) = U_h \cdot \sin \phi \cdot \sin \frac{2\pi \cos \phi}{L} x \quad (146)$$

$$v_G(x) = U_h \cdot \cos \phi \cdot \sin \frac{2\pi \cos \phi}{L} x \quad (147)$$

ここに、 U_h ：式(143)に示す UG

となる。

式(133)と同じ方法で、角度 ϕ を考慮した共同溝の軸力 $N(x, \phi)$ を求めると、

$$N(x, \phi) = EA \left(\frac{2\pi \cos \phi}{L} \right) \alpha_a(\phi) U_h \cdot \sin \phi \cdot \sin \frac{2\pi \cos \phi}{L} x \quad (148)$$

$$\alpha_a(\phi) = \frac{1}{1 + \left(\frac{2\pi \cos \phi}{\lambda_a L} \right)^2} \quad (149)$$

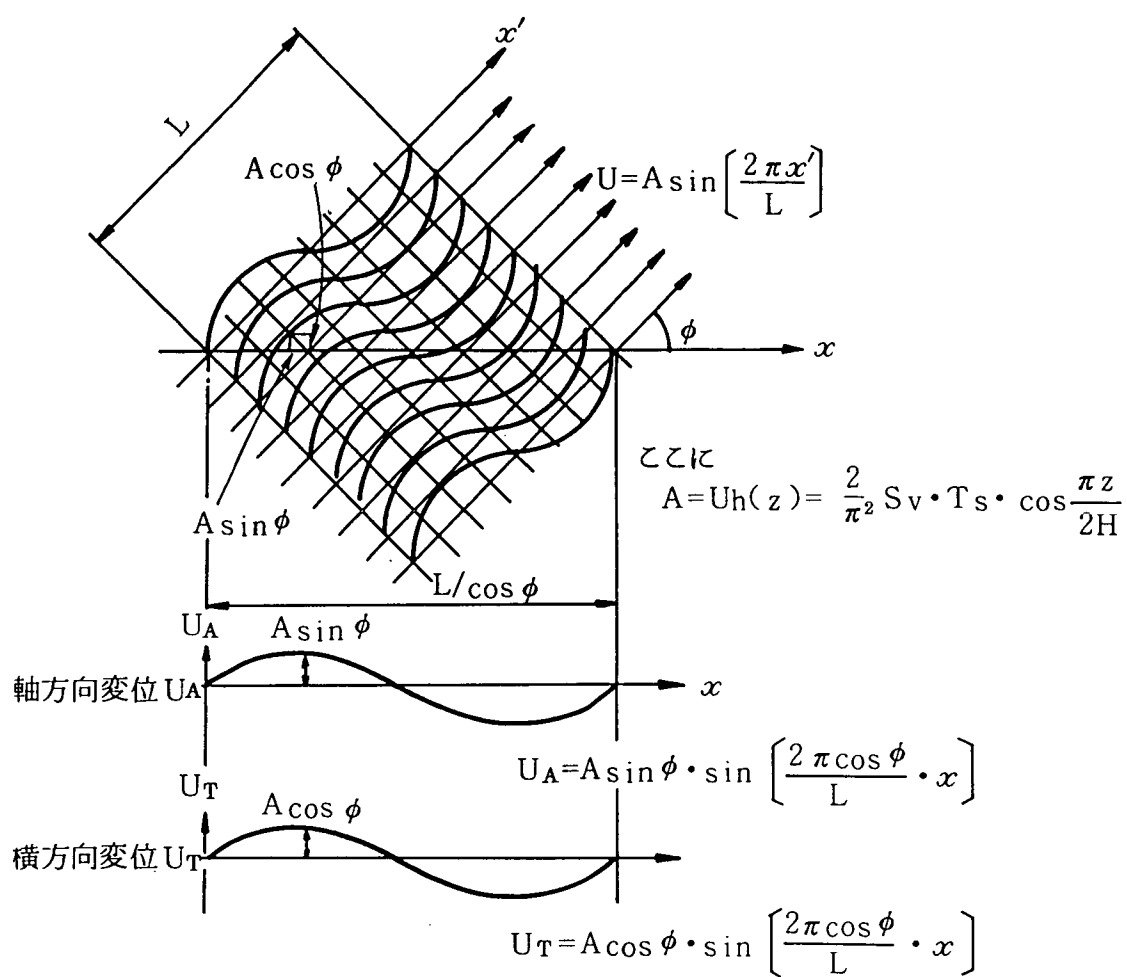


図-34 共同溝指針における表層地盤の地震時地盤振動の変位振幅分布の概念

$$\lambda_a = \left(\frac{k_a}{E A} \right)^{1/2} \quad (150)$$

式(148)は、 $x = \frac{L}{4 \cos \phi}$ のとき最大値となり、最大軸力 $N_{\max}(\phi)$ は、

$$N_{\max}(\phi) = E A \left(\frac{2 \pi \cos \phi}{L} \right) \alpha_a(\phi) U_h \cdot \sin \phi \quad (151)$$

となる。

式(39)は、 $\phi = 45^\circ$ のとき式(151)が最大となると考え、水平面内の地盤振動による軸力 P_h の算定式を規定したものであり、また、式(40)は、鉛直方向の変位振幅 U_v も考慮し、鉛直面内の地盤振動による軸力 P_v の算定式を規定したものである。

また、最大曲げモーメント $M_{\max}(\phi)$ も、式(151)と同様に、次式で求められる。

$$M_{\max}(\phi) = E I \left(\frac{2 \pi \cos \phi}{L} \right)^2 \alpha_t(\phi) U_h \cdot \cos \phi \quad (152)$$

$$\alpha_t(\phi) = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \pi \cos \phi}{\lambda_t L} \right)^4} \quad (153)$$

$$\lambda_t = \left(\frac{k_t}{E I} \right)^{1/4} \quad (154)$$

式(41)は、 $\phi = 0^\circ$ のとき式(152)が最大となると考え、水平面内の地盤振動による曲げモーメント M_h の算定式を規定したものであり、また、式(42)は、鉛直方向の変位振幅 U_v も考慮し、鉛直面内の地盤振動による曲げモーメント M_v の算定式を規定したものである。

以上示したように、地下構造物縦断方向の耐震設計における断面力算定式である式(39)～(42)は、地盤をバネ、構造物を梁にてモデル化し、正弦波状の地盤変位を強制的に与えた場合の弾性床上の梁理論における解析解であり、構造物に図-1に示したような地盤振動の波長に応じた変形が生じることが前提となっている。しかしながら、前述したように、地盤振動の波長の算定は、工学的判断の占める部分も多く、その妥当性は証明されていない。また、このような梁-バネモデルでは、地下構造物縦断方向の地震時挙動、特に動的相互作用を適切に表現できていないとの指摘も志波²⁵⁾らによりされている。

4 まとめと今後の課題

本文では、地下構造物の横断方向を対象に耐震設計法の高度化を行うのに先立ち、現行の主要指針について、その基本方針と、規定されている項目について調査した。調査結果より、地下構造物の耐震設計法の高度化における留意点と、大規模地震動に対応した耐震設計法確立における課題について、その概念を以下に簡単に整理する。

(1) 多層地盤の考慮

各種基準においては、表層地盤を固有周期が等価な単一地盤に置き換えて耐震検討を行う規定となっている場合が多い。しかし、実際の表層地盤は複雑な多層地盤であることが多く、地盤の変位振幅は、特に層境付近において、現行指針の算定方法による計算結果と実挙動との間に誤差が生じる。また地盤の固有周期も現行計算結果と多層地盤の固有値解析を行った結果との間に差が生じる。耐震設計法の高度化を図るに当たり、このような多層地盤の影響を考慮する固有値計算手法や地盤の変位振幅の算定手法を規定することが望ましいと考えられる。

(2) インピーダンス比が大きい場合の地盤変位分布

各種基準では、地盤の相対変位振幅は一次のモードのみ考慮しており、基盤面を節、地表面を腹としたcosカーブで算定する方法を採用している場合が多い。しかし、基盤層とその上の表層地盤とのインピーダンス比が小さい（両層の剛性に差があまりない）場合には、基盤付近のせん断ひずみを過大に評価する可能性がある。このようなインピーダンス比の大きい地盤の場合においても地盤変位を適切に評価することにより、経済的な耐震設計を行うことが可能となる。

(3) 横断方向の耐震設計法

地下構造物の耐震設計において応答変位法を用いる場合、地震時地盤パネの設定は結果に及ぼす影響が大きい因子となっている。駐車場指針においてはこの地震時地盤パネは静的なFEMを用いて求めるように規定するなど高度化されているが、各部材におけるパネ定数は一定値を用いるなど、未だ不確定な要素が多い。このような不確定要素の多い地震時地盤パネの算出を回避する方法として、地盤と構造物をともにFEMでモデル化し、これに地震時外力を直接与える方法が考えられる。このような方法では、構造物と地盤との動的相互作用を静的な問題に置き換え直接評価することができる。

(4) 縦断方向の耐震設計法

縦断方向の耐震設計においても、横断方向の場合と同様に、地震時地盤パネの設定は結果に及ぼす影響が大きい因子となっている。静的なFEM解析を用いたモデル化も考えられるが、縦断方向の場合は3次元でのモデル化が必要となり、実務設計に適用することは

適切とは言い難い。したがって、現行指針のとおり、梁－バネモデルを用いた耐震設計法が妥当であると考えられるが、このような場合においては地震時地盤バネの算定方法の高度化が課題である。また、地盤振動の波長の算定方法についても、データの蓄積に基づく高度化が必要である。

(5) 大規模地震動に対応した設計法確立のための課題

兵庫県南部地震以後の耐震設計は、地震時保有水平耐力法レベルの地震動についても行うことが一般的である。大規模地震動に対応した地下構造物の耐震設計法を開発するに先立ち明らかにすべき項目を以下に列挙する。

- ・ 大規模地震時において構造物に要求される性能
- ・ 想定する入力地震動
- ・ 地盤剛性のひずみ依存性
- ・ 構造物の剛性評価法
- ・ 地震時保有耐力法（非線形域を考慮した耐震設計法）の開発
- ・ 大規模地震動のうちタイプⅠとタイプⅡの違いが構造物に与える相違の評価

兵庫県南部地震においては、地下構造物にも甚大な被害が生じたが、被害状況や規模を考えると、橋梁等の地上構造物と比較して、地下構造物の耐震上の優位性には変わりがないものと考えられる。しかしながら、これらの優位性を適切に表現するとともに、大規模地震動も考慮しうる、より適切な耐震設計法の開発を行う必要がある。

参考文献

- 1) 日本道路協会：石油パイプライン技術基準案－1974、昭和49年6月
- 2) (社)土木学会 沈埋トンネル耐震設計研究委員会：沈埋トンネル耐震設計指針(案)、昭和50年3月
- 3) 建設省土木研究所：新耐震設計法(案)、土木研究所資料第1185号、昭和52年3月
- 4) (社)日本ガス協会 ガス工作物設置基準調査委員会：ガス導管耐震設計指針、昭和57年3月
- 5) (社)日本道路協会：共同溝設計指針、昭和61年3月
- 6) (社)日本電気協会 電気技術基準調査委員会：原子力発電所耐震設計技術指針1987、昭和62年8月
- 7) (社)日本道路協会：駐車場設計・施工指針、平成4年11月
- 8) (社)日本水道協会：水道施設耐震工法指針・解説1997年版、平成9年3月
- 9) (社)日本下水道協会：下水道施設の耐震対策指針と解説-1997年版-、平成9年8月
- 10) (財)鉄道総合技術研究所：新設構造物の当面の耐震設計に関する参考資料、平成8年3月
- 11) 建設省土木研究所：東京湾横断道路の構造・施設設計に関する調査研究、土木研究所報告第184号、平成3年3月
- 12) 建設省土木研究所：大規模地下構造物の耐震設計法・ガイドライン(案)、土木研究所資料第3119号、平成4年3月
- 13) (社)土木学会：コンクリート標準示方書 耐震設計編、平成8年7月
- 14) 建設省土木研究所：共同溝耐震設計要領(案)、土木研究所資料第2144号、昭和59年10月
- 15) 土岐憲三：新体系土木工学11 構造物の耐震解析、技報堂出版、1981年4月
- 16) 岩崎敏男、龍岡文夫、高木義和：地盤の動的変形特性に関する実験的研究(Ⅱ)、土木研究所報告153号の2、1980年3月
- 17) 岩崎敏男、常田賢一、吉田精一：沖積粘性土の動的変形特性－せん断剛性率のヒズミ依存性－、土木研究所資料第1504号、昭和54年8月
- 18) 横田、龍岡：不攪乱洪積粘性土のせん断変形係数について、土木学会第32回年次学術講演会講演概要集、昭和52年10月
- 19) 建設省土木研究所：応答変位法による地盤条件変化部における共同溝の耐震計算法、土木研究所資料第2488号、昭和62年3月
- 20) (財)鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物、平成4年10月
- 21) 建設省土木研究所：地中構造物の地震応答解析プログラム(DAST-1)仕様書、土木研究所資料第1312号、昭和52年12月
- 22) Tamura, C. Okamoto, S. and Hamada, M. : Dynamic Behavior of A Submerged Tunnel during Earthquake, Report of the Industrial Science, University of Tokyo, Vol. 24, No. 5, 1975

- 23) 川島一彦編：地下構造物の耐震設計、鹿島出版会、1994年6月
- 24) (社)土木学会：動的解析と耐震設計 第2巻 動的解析の方法、技報堂出版、1989年7月
- 25) 志波由紀雄、立石章：応答変位法における地震力評価の問題点とその改善、大成建設技術研究所報第24号、1991