

土木研究所資料

大規模地下構造物の耐震設計法・ ガイドライン（案）

Guideline for Seismic Design Methods
of Large Underground Structures

平成4年3月

建設省土木研究所
地震防災部耐震研究室

[Copyright © (1992) 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。」

大規模地下構造物の耐震設計法・ ガイドライン (案)

Gideline for Seismic Design Methods
of Large Underground Structures

耐震研究室 室長 川島 一彦
研究員 杉田 秀樹
中島 燈

要 旨

本ガイドライン(案)は、総合技術開発プロジェクト「地下空間の利用技術の開発(昭和62～平成3年度)」の最終報告書のうち、「大規模地下構造物の耐震設計法・ガイドライン(案)」を、利用の便を考慮して土木研究所資料として印刷するものである。本ガイドライン(案)には、大断面シールドトンネルの耐震設計法、幅広地下構造物の耐震設計法、鉛直地下構造物の耐震設計法、地震の影響を低減する構造、及び、大規模地下道路の地震防災システムが含まれる。

キーワード：大規模地下構造物，耐震設計，大断面シールドトンネル，幅広地下構造物，鉛直地下構造物，免震設計，地震防災システム

ま え が き

建設省においては、昭和62年度から平成3年度まで総合技術開発プロジェクト「地下空間の利用技術の開発」を実施し、地下空間の利用形態に関する研究、地盤調査技術に関する研究、地下空間の設計・施工技術に関する研究、環境対策技術に関する研究、及び、地下空間の防災・環境制御技術に関する研究など多分野にわたる研究を行った。この成果は「地下空間の利用技術の開発・最終報告書」として平成4年3月にとりまとめられている。

「大規模地下構造物の耐震設計法・ガイドライン(案)」は、上記総プロのうち「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」として地震防災部耐震研究室において実施した研究成果を、ガイドラインの形にとりまとめたものである。本ガイドライン(案)は、上記総プロの最終報告書に取り入れられているが、利用の便を考慮して土木研究所資料として印刷するものである。

本ガイドライン(案)の作成にあたっては、地下道路、地下駐車場、共同溝、地下河川、下水道、水中人工島等、岩盤を除く地盤中に建設される建設省所管の地下式大規模地下構造物を対象としたが、このような条件にあてはまる大規模地下構造物の耐震設計法をあくまでも一般的に記述することとした。耐震設計は、対象とする地下構造物の構造、用途種別、重要性によって色々な点で異なるため、本ガイドライン(案)の利用に際してはこのような点に留意し、耐震設計しようとする地下構造物の特性に応じて適切に本ガイドライン(案)を使い分けていくことが必要である。

なお、上記総合技術開発プロジェクトの実施にあたっては、(財)国土開発技術研究センター内に設けられた「地下空間利用技術開発委員会」の御指導を得た。ここに記して、御指導・御協力を頂いた関係各位に厚く御礼申し上げる次第である。

目 次

第1章 総 則	1
1.1 適用の範囲	1
1.2 用語の定義	1
第2章 耐震設計の基本方針	4
第3章 耐震設計上考慮すべき荷重及び設計条件	8
3.1 耐震設計上考慮すべき荷重とその組み合わせ	8
3.2 地震の影響	8
3.3 慣性力	9
3.3.1 一 般	9
3.3.2 設計水平震度	9
3.3.3 設計水平震度の補正係数	9
3.4 地震時地盤変位	11
3.5 地震時土圧	14
3.6 地震時周面せん断力	15
3.7 耐震設計上の地盤種別	16
3.8 動的解析に用いる入力地震動	18
3.9 地震時地盤ばね定数	21
第4章 大断面シールドトンネルの耐震設計法	24
4.1 一 般	24
4.2 トンネル長手方向の耐震設計法	25
4.2.1 耐震設計の基本方針	25
4.2.2 応答変位法による耐震計算	25
4.2.3 二次覆工がない場合のシールドトンネルの等価軸剛性	28
4.2.4 二次覆工を有する場合の覆工の等価剛性	30
4.2.5 耐震性の照査	30
4.2.6 動的解析による照査	32
4.2.7 二次覆工の長手方向最小鉄筋量	34
4.3 トンネル横断方向の耐震設計法	36
4.3.1 耐震設計の基本方針	36
4.3.2 応答変位法による耐震計算	38

4.3.3	動的解析による照査	42
4.3.4	耐震性の照査	43
第5章	幅広地下構造物の耐震設計	45
5.1	耐震設計の基本方針	45
5.2	応答変位法による耐震計算	45
5.2.1	地震の影響	45
5.2.2	解析モデル	46
5.2.3	地震荷重の作用のさせ方	49
5.3	動的解析による照査	51
第6章	鉛直地下構造物の耐震設計法	53
6.1	耐震設計の基本方針	53
6.2	応答変位法による耐震計算	53
6.2.1	解析モデル	53
6.2.2	地震荷重の作用のさせ方	54
6.3	動的解析による照査	55
6.4	耐震性の照査	56
第7章	地震の影響の低減を期待する構造	57
7.1	一般	57
7.2	可とう性継手を配置する構造	58
7.3	シールドトンネルのリング継手剛性を低減させる構造	58
7.4	免震材を用いる構造	60
第8章	大規模地下道路の地震防災システム	61
8.1	一般	61
8.2	地震時に地下道路利用者が抱きやすい不安感	61
8.3	地震時に地下道路利用者に不安感を与える要因	63
8.4	地震防災システムの基本方策	70

第1章 総 則

1.1 適用の範囲

本ガイドライン（案）は、地盤中に建設される大規模地下構造物の耐震設計に適用する。ただし、本ガイドライン（案）は、特定の構造、用途種別を考慮したものではなく、地下構造物の地震時振動特性に基づきその耐震設計法を一般的に示しただけのものである。したがって、耐震設計に際しては、本ガイドライン（案）に示す事項以外に、対象とする地下構造物の構造、用途種別、重要性等を適切に考慮することが必要である。

【解説】

本ガイドライン（案）は、建設省総合技術開発プロジェクト「地下空間の利用技術の開発」（昭和62年度～平成3年度）のうち、大規模地下構造物の耐震性に関する研究成果を、利用の便を考慮してガイドラインとしてまとめたものである。本ガイドライン（案）の作成に当たっては、岩盤を除いた地盤中に建設される地下式の大規模地下構造物を対象とはしたが、このような条件にあてはまる大規模地下構造物の耐震設計法をあくまでも一般的に記述することとした。耐震設計は、対象とする地下構造物の構造、用途種別、重要性によっていろいろな点で異なる。本ガイドライン（案）の利用に際してはこのような点に留意し、耐震設計しようとする地下構造物の特性に応じて適切に本ガイドライン（案）を使い分けていくことが必要である。

1.2 用語の定義

(1) 耐震設計法

構造物などを耐震的に設計するための諸過程の総称。

(2) 耐震計算法

耐震設計法の主要な部分をなす設計計算過程であって、構造物の諸元の設定は主としてこの過程で行われる。

(3) 応答変位法

周辺地盤に生じる地震計の地盤変位、変形、応力度等を地震外力として、静的に地中構造物の変形を計算する耐震計算法。

(4) 動的解析

地震時における構造物の挙動を動力学的に解析する耐震計算。

(5) 地震時保有水平耐力法

関東大震災級の地震入力に対して、地震時保有水平耐力に基づいて行う耐震計算法。

(6) 地震時保有水平耐力

構造部材に許容できる損傷状態に基づき、じん性に応じて定められた地震力に対する構造部材の耐力。

(7) シールドトンネル

シールド工法により施工されたトンネル部とその関連構造物を併せた全体を指す。

(8) シールド工法

土砂の崩壊を防ぎながらシールドを地中に推進させ、その内部で安全に掘削作業、覆工作业を行いトンネルを構築していく工法。

(9) シールドトンネルの覆工

シールドトンネルの周辺地山の土圧、水圧等に抵抗して、トンネル内空を確保するための構造体。覆工には、一次覆工と二次覆工とがある。一般に一次覆工は鉄筋コンクリート製、または鋼製等のセグメントを組み立てたリング構造体である。二次覆工は一次覆工の内側に打設されるコンクリート構造体である。

(10) 覆工厚

トンネル横断面における覆工の厚さ。

(11) 継手

リングを形成する継手をセグメント継手、リング相互をつなぐ継手をリング継手という。

(12) 土被り

地表面から覆工天端までの深さ。

(13) 地震動

地震が発生し地震波が伝播する際、その経路にあたる地盤に生じる振動。

(14) 地震力（地震荷重）

地震動により構造物が受ける慣性力、土圧、水圧、せん断力などの総称。

(15) 慣性力

物体の重量と設計震度の積で与えられる力。

(16) 地震時地盤応力

自然地盤が地震時に振動するときその内部に生じる応力で、応答変位法による耐震計算において、地中構造物へ作用させる地震力の一つとなる。

(17) 地震時周面せん断力

地盤内応力と本質的に同じものであるが、矩形断面の地中構造物を応答変位法によって耐震計算する際に、構造物周面に作用させる地盤内応力（せん断応力）を特に地震時周面せん断力と呼ぶ。

(18) 地震時土圧

地震時の地盤と構造物の変形の違いによって生じる土圧の増分。

(19) 地震時地盤変位

地盤振動にともなって構造物位置に生じる地盤の変位。

(20) 表層地盤

地表面から基盤面までの間の地盤。

(21) 表層地盤の基本固有モード，基本固有周期

表層地盤を動力学的にモデル化し，それが自由振動するときの最低次の振動モード。その振動周期を基本固有周期という。

(22) 基盤面

対象地点に共通する広がりを持ち，表層地盤の下に存在する十分堅固な地盤（基盤）の上面。

(23) 自然地盤

構造物が存在しない地盤。

(24) 地震時増分断面力

地震力の作用によって構造物に付加的に生じる断面力。常時の断面力に地震時増分を重ね合わせたものが地震時断面力となる。

(25) 地震時地盤ばね

応答変位法による地中構造物の耐震計算法において，地下構造物とその周囲の地盤との間の動的相互作用を簡便に表現するために，解析上構造物の周囲に設けるばね。

(26) 線状地下構造物

地表面に沿って細長く建設される地下構造物で，構造物の長軸方向の地震時断面力が支配的な地下構造物。

(27) 幅広地下構造物

地表面に沿って面的に広い範囲に建設される地下構造物で，鉛直面内の地震時の地盤のせん断変形が支配的な地下構造物。

(28) 鉛直地下構造物

地中に深く建設される地下構造物で，鉛直軸方向の地震時断面力が支配的な地下構造物。

(29) 免震材

地震時に地盤に生じる変位，変形等が地下構造物に伝えられることを防ぐために，地下構造物の周囲に設ける材料。

第2章 耐震設計の基本方針

- (1) 耐震計算には、原則として応答変位法を用いる。応答変位法による耐震計算に際しては、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。
- (2) 応答変位法によって算出した地震時増分断面力を、常時の断面力と重ね合わせて地震時断面力を算出する。
- (3) 許容応力度法によって耐震計算する場合には、地震時断面力によって部材に生じる応力度が許容応力度以下に、また、地震時保有水平耐力法によって耐震計算する場合には地震時断面力が構造系の地震時保有水平耐力以下になるように、断面を定める。
- (4) 周辺地盤が地震時に液状化する可能性がある場合には、地下構造物躯体に対する影響を検討し、適切な対策をとるものとする。
- (5) 応答変位法により耐震設計し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。

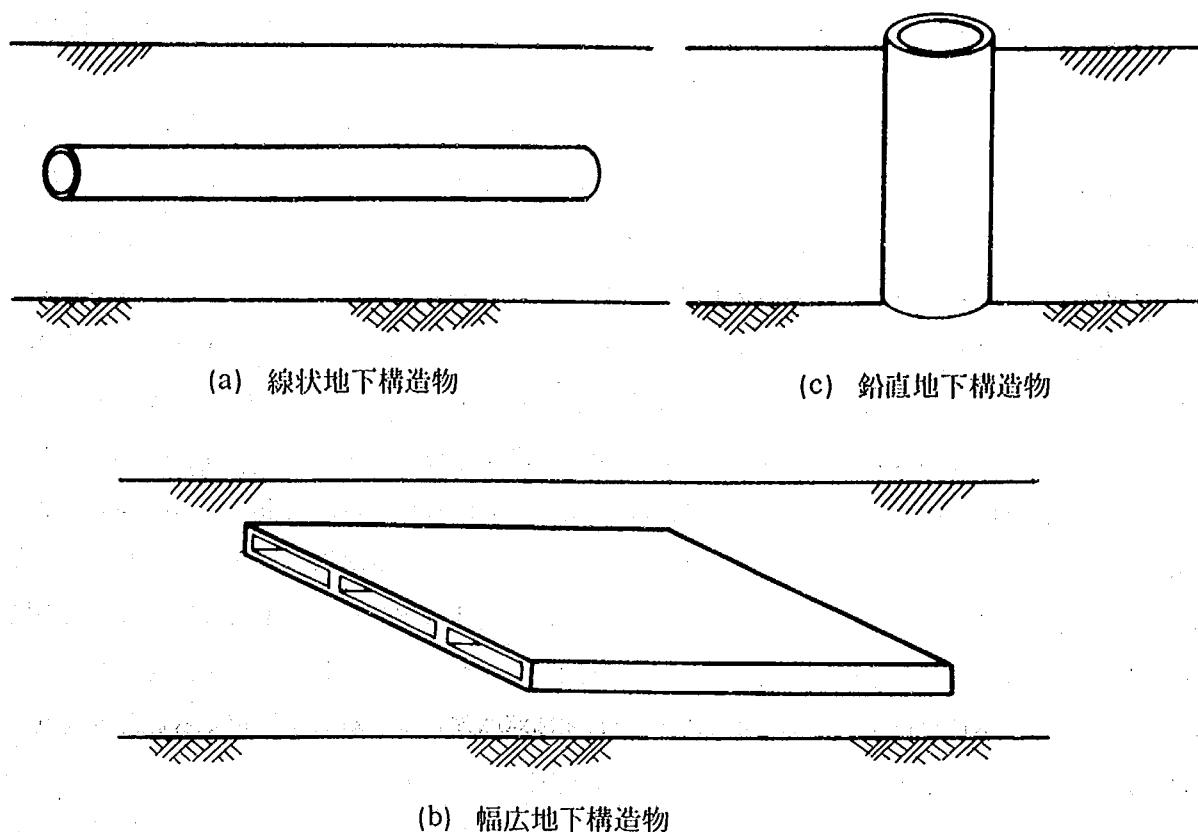
【解説】

(1) 地下構造物は、一般にみかけの単位体積重量が周辺地盤に比べて小さく、また、構造物の周面を地盤によって取り巻かれている。このため、質量効果が小さく、また、逸散減衰が大きいので、地上の構造物のように慣性力によって振動性状が支配されにくく、主として周辺地盤の地震時の変位・変形によってその挙動が支配される。このため、ここでは応答変位法により耐震設計するものと規定した。応答変位法とは、地震時に地盤に生じる変位、変形、地盤内応力を計算し、これを地下構造物に静的に作用させて地下構造物の変位、変形、断面力、応力度を計算する計算法である。

地下構造物には、その用途に応じていろいろな構造形や規模があるが、地震時の振動特性と応答変位法による耐震計算におけるモデル化という観点から分類すると、図一解 2.1 に示すように、以下の3種類に分類される。

- a) 長手方向に長く、主として長手方向に沿う軸力、曲げモーメントが支配的となる地下構造物（線状地下構造物）
- b) 平面的に幅が広く、主として地震時の地盤のせん断変形に基づく周面せん断力が支配的となる地下構造物（幅広地下構造物）
- c) 深く地盤中に建設され、主として地震時の地盤のせん断変形に基づく曲げモーメント、せん断力が支配的となる地下構造物（鉛直地下構造物）

また、これらの中間的な構造形式やこれらが複数重なり合って構成された構造形式もある。したがって、応答変位法による耐震計算では、地下構造物に支配的な地震力の形態に応じて、適切なモデル化を採用しなければならない。



図－解 2.1 地下構造物の構造形や規模による分類

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応力を計算し、これを応答変位法に用いるのがよい。

(2) 応答変位法によって計算されるのは、常時荷重の作用下で構造物に生じている変位、変形、断面力、応力度等からの増分の変位、変形、断面力、応力度等である。したがって、応答変位法によって算出した地震時の増分の変位、変形、断面力、応力度等を常時荷重による変位、変形、断面力、応力度等と重ね合わせて地震時の変位、変形、断面力、応力度等を算出しなければならない。重ね合わせに際しては、地震時増分の変位、変形、断面力、応力度等は正負交番して作用することに留意し、これらの分布形を考慮しながら、地下構造物に最も不利な状態となるようにするものとする。地震の影響のうち、全ての項を考慮した場合が、必ずしも構造物に最も不利な状態とはならない場合があることに注意しなければならない。

(3) 耐震計算法としては、従来の震度法相当の地震力を想定した場合と、道路橋示方書Ⅴ耐震設計編に規定される鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力の照査に相当する地震力を想定した場合の2種類がある。後者をここでは、地震時保有水平耐力法と呼ぶ。地震時保有水平耐力法では、大正12年の関東大震災級の地震力を考慮する。このように大きな地震力を受けた場合には、一般には地下構造物に全く損傷が生じないように設計できないため、多少の被害が生じることはやむを得ないが、地下構造物の構造及び機能に致命的な影響を与えるような被害は生じないように耐震設計

する。地下構造物に非常に大きな影響を与えるような被害に相当する段階を終局と呼び、これに対して構造的な安全性を見込んだ耐力を地震時保有水平耐力と呼ぶ。

震度法相当の地震力を想定した場合には、許容応力度法により耐震性を照査するものとし、部材に生じる地震時応力度が許容応力度以下にあるようにしなければならない。これは、道路橋等の耐震設計に従ったものである。一方、地震時保有水平耐力法による場合には、地震時断面力が構造物の地震時保有水平耐力以下になるようにしなければならない。

地震時保有水平耐力を算出するためには、部材の変形性能（じん性）とこれに基づく動的耐力が必要とされる。このためには、一般に種々の動的載荷実験によって部材の変形特性や動的耐力を検討しておかなければならない。したがって、現状では、地下構造物を構成する部材ごとに地震時保有水平耐力を正確に算出することは、困難なものもある。しかしながら、地下構造物が大正12年の関東大震災のような本格的な地震を経験した例がほとんどなく、震度法相当の地震力を用いて許容応力度法で耐震設計すれば耐震性が確保されるということ自体の確証がない現状では、常に大規模地震が生じたときには、地下構造物はどのような状態になるかを考えておくことが重要である。このような点から、現状ではすべての構造部材に対して地震時保有水平耐力を推定することは困難ではあるが、地震時保有水平耐力法による耐震計算を規定したものである。

- (4) 地下構造物の底面下の地盤またはその周辺の地盤が液状化した場合には、液状化した砂質土の単位体積重量が地下構造物のみかけの単位体積重量よりも大きい場合、地下構造物の移動、傾斜、浮き上がり、変形等を生じる可能性がある。したがって、周辺地盤が地震時に液状化する恐れがある場合には、適切な対策を講じる必要がある。特に、地下構造物の底面下の地盤が液状化する場合、地下構造物の沈下が生じたり支持地盤との不陸を生じたりするほか、地盤支持力の分布が不均一になる可能性があるため、適切な対策を講じるものとする。

本ガイドライン（案）は、建設省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、大規模地下構造物の耐震設計法の開発に関する研究成果を取りまとめたものである。この中では、地下構造物の構造本体の耐震設計法の開発に重点を置き、液状化による浮き上がり等については検討対象外とした。したがって、液状化の影響とそれに対する耐震上の対策については、ここには示さないが、液状化対策の重要性の指摘だけを本文に示すこととしたものである。

- (5) 応答変位法は、地震時に地盤に生じる変位・変形を基にした静定計算法であるため、地震時地盤変位、地震時地盤ばね、構造物と地盤との動的相互作用等、いくつかの仮定を設けている。これらの仮定は、一般には地下構造物の耐震計算法として妥当なものであるが、こうした仮定が適切ではない場合もある。したがって、こうした場合には、応答変位法による耐震計算を動的解析によって照査するのがよい。

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応力を計算し、これを応答変位法に用いることがある。これは、地盤の解析そのものについては確かに動的解析であるが、その目的はあくまでも応答変位法に用いる地震

時地盤変位や地震時地盤応力の算出である。したがって、応答変位法に用いる地震時地盤変位や地震時周面せん断力の算出を目的とした地下構造物を切り離した地盤だけの動的解析は、ここでは応答変位法に含めて取り扱うことにする。したがって、本文に規定する動的解析とは、地下構造物と周辺地盤全体系の動的解析である。

なお、同じ入力地震動が作用するという条件で、応答変位法と動的解析を比較すると、両者には大きな違いがない場合が多い。特に、幅広地下構造物や鉛直地下構造物のように鉛直面内の地震時地盤変位・応力が重要な地下構造物においては、一般に応答変位法は動的解析とほぼ同じ結果を与える。これは、原理的には、応答変位法は1次モードを考慮した応答スペクトル法による動的解析に近いためである。1次モードしか考慮していないが、2次以上の高次モードが大きな影響を与えることはほとんど稀だといってもよい。

ただし、応答変位法が動的解析とほぼ同じ結果を与えるためには、以下の点に注意しておかなければならない。

a) 地震時地盤変位や地震時地盤応力が正しく計算されていること。

剛な基盤上に均質一様な表層地盤が存在する場合には、地震時地盤変位や地震時地盤応力は簡単に算出することができるが、工学的にみて地盤を均質一様と見なすには問題がある場合には、地盤だけを取り出し、地盤の動的解析により地震時地盤変位や地震時地盤応力を計算し、これを応答変位法に用いるのがよい。

b) 地盤と地下構造物を結ぶ地震時地盤ばねが正しく計算されていること。

動的解析では、地下構造物と地盤を一体として取り扱うため、地震時地盤ばねは必要ないが、応答変位法では、地震時地盤ばねを介して地震時地盤変位を与えるため、地震時地盤ばね定数は解析結果に直接影響する。このため、地震時地盤ばね定数は正しく定めなければならない。地震時地盤ばね定数の算出には、静的な有限要素法を積極的に活用するのがよい。

以上の点から、応答変位法による耐震計算を動的解析によって照査することが必要な地下構造物としては、以下の条件が挙げられる。

a) 線状地下構造物のように、構造物の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。

b) 振動特性の異なる複数の構造物が接続される場合。両者間の相対変位を算出する場合。

第3章 耐震設計上考慮すべき荷重及び設計条件

3.1 耐震設計上考慮すべき荷重とその組み合わせ

地下構造物の耐震設計にあたっては以下の荷重を考慮するものとする。

- ① 死荷重
- ② 土 圧
- ③ 水 圧
- ④ 浮 力
- ⑤ 地盤変位
- ⑥ 地震の影響

【解説】

地下構造物の耐震設計にあたって考慮すべき荷重を示したものである。地盤変位とは、圧密等による常時の地盤沈下のことである。建設地点の地盤条件や地下構造物の剛性、質量、形状等によって適宜選定するものとし、必ずしも全部採用する必要はない。荷重は最も不利な応力、変位が生じるように組合せて作用させるものとする。

3.2 地震の影響

地下構造物の耐震設計に当たっては、以下に示す地震の影響を考慮するものとする。

- ① 慣性力
- ② 地震時地盤変位
- ③ 地震時周面せん断力
- ④ 地震時土圧
- ⑤ 液状化による影響

【解説】

地下構造物の耐震設計において考慮すべき地震の影響を示したものである。建設地点の地盤構成や構造物の種類によって影響のないものもあるので、実情に応じて適切な項目を選ぶ必要がある。なお、第2章の解説に示したように、本ガイドライン(案)では、液状化の影響については規定していない。

3.3 慣性力

3.3.1 一般

- (1) 慣性力は、構造物の重量に設計震度を乗じて算出する。
- (2) 設計水平震度は、3.3.2の規定によって算出する。
- (3) 設計鉛直震度は、原則として、設計水平震度の1/2とする。

【解説】

道路橋示方書Ⅴ耐震設計編に基づいて規定したものである。設計鉛直震度は、設計水平震度の1/2とすることを原則とした。これは、地震動の工学的性質を考慮したものである。ただし、設計鉛直震度の影響は、一般には小さいので、この場合には設計鉛直震度の影響を無視してもよい。

構造物の重量には、構造物躯体の重量の他、必要に応じて長期間構造物内に収納される施設等の重量を含むものとする。

3.3.2 設計水平震度

設計水平震度は、式(3.3.1)により算出するものとする。

$$k_h = c_z \cdot c_g \cdot c_u \cdot k_{h0} \quad \dots\dots\dots (3.3.1)$$

ここに、

k_h ：設計水平震度（小数点以下2けたを四捨五入する）

k_{h0} ：標準設計水平震度（0.2とする）

c_z ：3.3.3に規定する地域別補正係数

c_g ：3.3.3に規定する地盤別補正係数

c_u ：3.3.3に規定する深度別補正係数

【解説】

道路橋示方書Ⅴ耐震設計編の「4.2 設計水平震度」の規定によった。ただし、地下構造物は橋のように地上部分の振動が卓越する構造系ではないため、固有周期補正係数 c_T は1.0とすることとした。

また、地盤内では、地表面から地下深くなるほど地震動は小さくなることを見込むために、深度別補正係数 c_u を考慮することとした。

3.3.3 設計水平震度の補正係数

(1) 地域別補正係数

地域別補正係数は、地域区分に応じて表-3.3.1の値とする。ただし、建設地点が地域区分の境界線上にある場合は、係数の大きい方とするものとする。

表－ 3.3.1 地域別補正係数 c_z

地域区分	補正係数 c_z	対 象 地 域
A	1.0	下記 2 地域以外の地域
B	0.85	「Z の数値, R_i 及び A_i を算出する方法並びに地盤が著しく軟弱な区域として特定行政庁が指定する基準」(昭和55年11月27日建設省告示第1793号) 第1項 (Z の数値) 表中(二)に掲げる地域
C	0.7	「Z の数値, R_i 及び A_i を算出する方法並びに地盤が著しく軟弱な区域として特定行政庁が指定する基準」(昭和55年11月27日建設省告示第1793号) 第1項 (Z の数値) 表中(三)および(四)に掲げる地域

(2) 地盤別補正係数

地盤別補正係数は、耐震設計上の地盤の種別に応じて表－ 3.3.2 に示す値とする。

表－ 3.3.2 地盤別補正係数 c_G

地盤種別	I 種	II 種	III 種
補正係数 c_G	0.8	1.0	1.2

(3) 深度別補正係数

深度別補正係数は、地表面からの深さ z (m) に応じて式 (3.3.2) より算出するものとする。

$$c_u = 1.0 - 0.015 z \quad \dots\dots\dots (3.3.2)$$

ここに、

z : 地表面からの深さ (m)

ただし、 c_u が 0.5 を下まわる場合は 0.5 とする。

【解説】

地域別補正係数 c_z および地盤別補正係数 c_G は道路橋示方書・V耐震設計編「4.3 標準設計水平震度の補正係数」の規定によった。また、深度別補正係数 c_u は、道路橋示方書・V耐震設計編「3.7.2 液状化する砂質土層」に準じて定めた。

3.4 地震時地盤変位

(1) 地震時水平地盤変位は、地表面からの深さに応じて原則として式(3.4.1)により算出する。

$$u(z) = \frac{2}{\pi^2} \cdot S_u \cdot T_s \cdot \cos \frac{\pi z}{2H} \quad (3.4.1)$$

$$S_u = c_z \cdot S_{u0} \quad (3.4.2)$$

$$T_s = 1.25 \cdot T_G \quad (3.4.3)$$

ここに、

$u(z)$: 地表面から深さ z (m) における地震時水平地盤変位 (m)

z : 地表面からの深さ (m)

S_u : 基盤面における速度応答スペクトル (m/sec)

S_{u0} : 基盤面における標準速度応答スペクトル (m/sec) で、許容応力度法による場合には表-3.4.1に、また、地震時保有水平耐力法による場合には表-3.4.2による

c_z : 3.3.3に規定する地域別補正係数

T_s : 表層地盤の固有周期 (sec)

T_G : 地盤の特性値 (sec) で、式(3.7.1)による。

表-3.4.1 標準速度応答スペクトル
(許容応力度法を用いる場合)

単位 (cm/sec)		
$T_s < 0.2$	$0.2 \leq T_s \leq 1.0$	$1.0 < T_s$
$42.8 T_s^{4/3}$	$25 T_s$	25

表-3.4.2 標準速度応答スペクトル
(地震時保有水平耐力法を用いる場合)

単位 (cm/sec)		
$T_s < 0.18$	$0.18 \leq T_s \leq 1.6$	$1.6 < T_s$
$96 T_s^{4/3}$	$54 T_s$	85

(2) 地震時水平地盤変位の水平方向の変化は、原則として式(3.4.4)により算出する。

$$u(x, z) = u(z) \cdot \sin \left(\frac{\pi x}{2L} \right) \quad (3.4.4)$$

$$L = \frac{2L_1 L_2}{L_1 + L_2} \quad (3.4.5)$$

$$L_1 = T_s \cdot V_{SD} \dots\dots\dots (3.4.6)$$

$$L_2 = T_s \cdot V_{SDB} \dots\dots\dots (3.4.7)$$

ここで、

$u(x, z)$: 水平方向に x (m) の位置における地表面から深さ z (m) の点の地震時水平地盤変位 (m)

$u(z)$: 地表面から深さ z (m) における地震時水平地盤変位 (m) で、式 (3.4.1) による

L : 地盤振動の波長 (m)

L_1 : 表層地盤の地盤振動の波長 (m)

L_2 : 基盤の地盤振動の波長 (m)

T_s : 表層地盤の固有周期 (sec)

V_{SD} : 表層地盤の平均せん断弾性波速度 (m/sec)

V_{SDB} : 基盤のせん断弾性波速度 (m/sec)

(3) 地震時鉛直地盤変位は、地震時水平地盤変位の $1/2$ とすることを原則とする。

【解説】

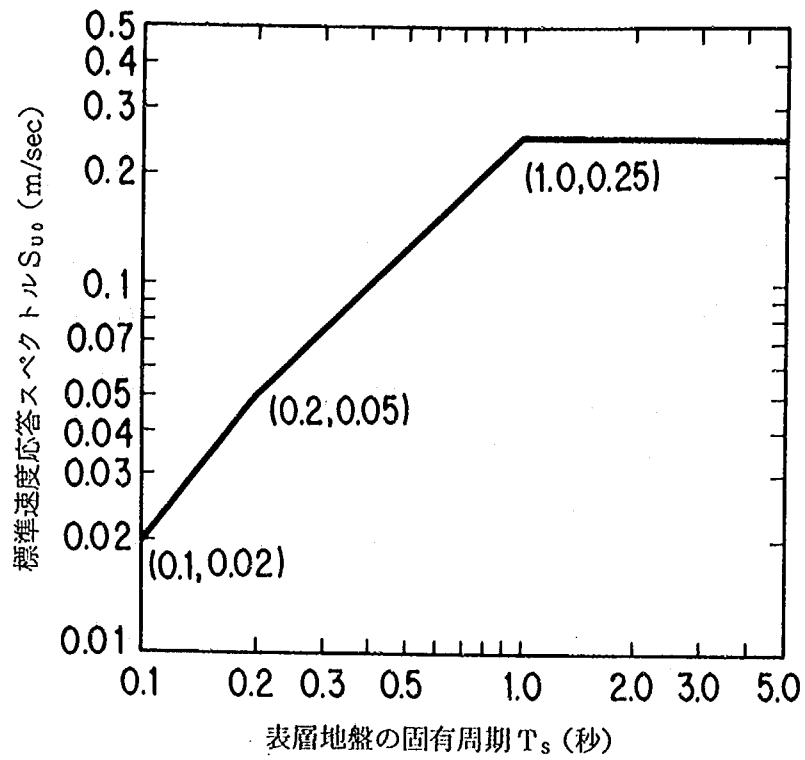
(1) 式 (3.4.1) は、剛な基盤面上に単位体積重量及び剛性が一様とみなせる表層地盤が存在する場合に、表層地盤に生じる地震時水平地盤変位を示したものである。地盤条件が深さ方向に大きく変化している場合には、動的解析により地震時水平地盤変位を算出するものとする。

地震時水平地盤変位を算出する場合に、入力とは共同溝設計指針に従い速度応答スペクトルで与えるものとした。図-解 3.4.1 及び図-解 3.4.2 は、それぞれ表-3.4.1 及び表-3.4.2 に示す基盤面における標準速度応答スペクトル S_{00} を示したものである。このスペクトルは、地盤の減衰定数を 10% 程度と見なし、基盤面における地震動の特性を速度応答スペクトルとして規定したものである。

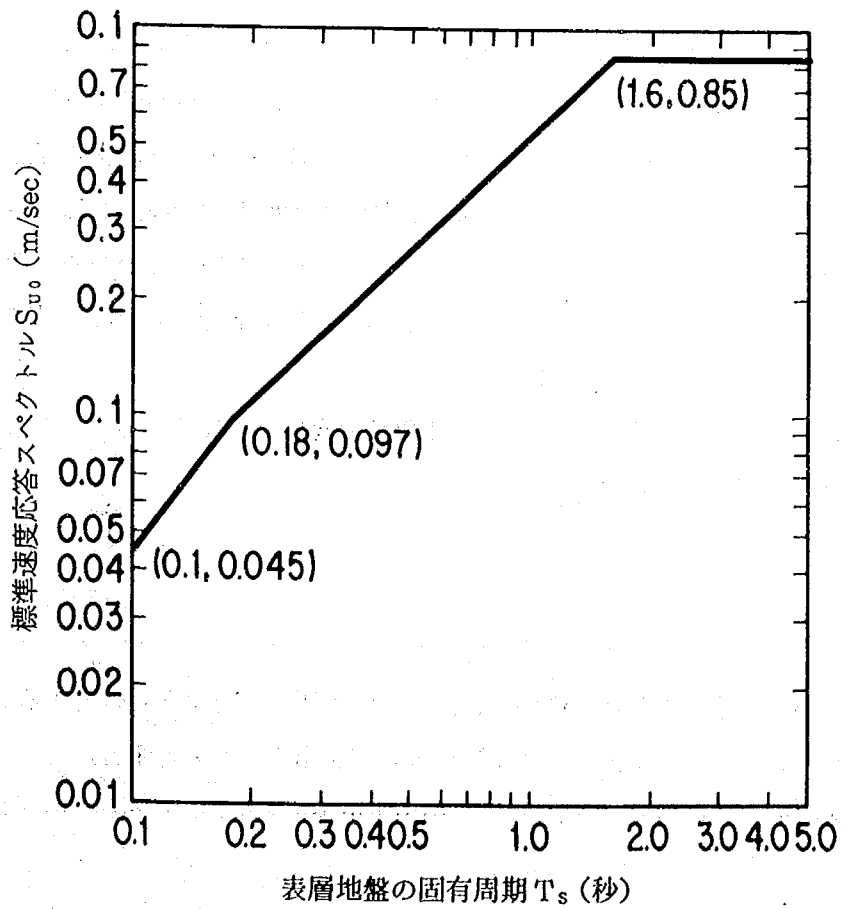
表層地盤の固有周期の算出に際しては、地震時に地盤に生じるひずみレベルに応じた地盤剛性を用いる必要がある。このため、式 (3.7.1) に規定する地盤の特性値 T_0 にひずみレベルに応じた補正を加え、表層地盤の固有周期を算出するものとした。

(2) 主として長手方向に沿う軸力、曲げモーメントが支配的となる線状地下構造物では、応答変位法による耐震計算に水平方向の地震時水平地盤変位が必要である。ここでは、共同溝設計指針に基づき、長手方向の地震時水平地盤変位を式 (3.4.4) で与えることとした。これは、地震時に地盤が図-解 3.4.3 に示すように変形することを考慮したものである。

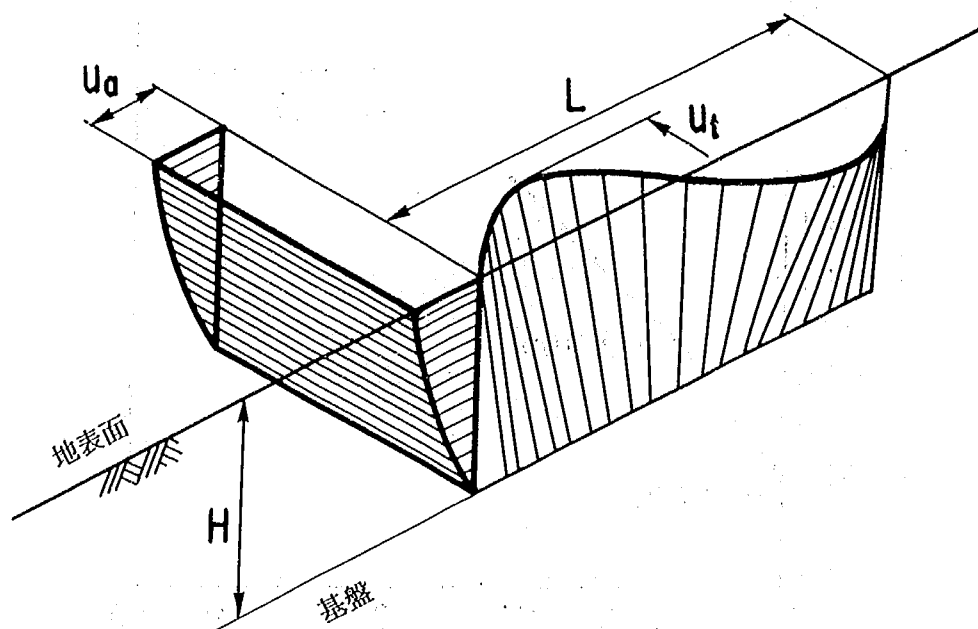
地震時に地盤に生じるひずみは、地盤の不均質性、不整形性、地震波の伝播特性等によって複雑に変化する。こうした点に関しては、まだ、研究途上の問題が多いが、図-解 3.4.3 の地盤変形は、観測等によって現在までに知られている地震時地盤ひずみを地下構造物の耐震設計に用いることが



図一解 3.4.1 標準速度応答スペクトル（許容応力度法を用いる場合）



図一解 3.4.2 標準速度応答スペクトル（地震時保有水平耐力法を用いる場合）



図一解 3.4.3 応答変位法による耐震計算に用いる表層地盤の地震時変形

できるように安全側に与えたものである。

なお、図一解 3.4.3 では、水平方向に地震波が伝播するように変形するものとしているが、これは地震動の水平方向の伝播だけを考慮したものではなく、同一の地層のように見えても実際には地盤定数が箇所別に変化したり、いろいろの原因によって地盤に生じる地震時変形を工学的に判断して与えたものである。したがって、式 (3.4.5) による地盤振動の波長 L は、表面波等、特定の地震波の波長を表したものではないことに注意しなければならない。このため、地盤振動の波長 L を表面波の波長から与えてはならない。これは、表面波が地下構造物の耐震設計で想定する地盤振動を引き起こすものではないためである。

- (3) 地震時鉛直地盤変位は、原則として地震時水平地盤変位の $1/2$ とすることとした。これは、地震動の工学的特性によったものである。

3.5 地震時土圧

- (1) 地盤と接する地下構造物躯体の側面には、地震時土圧を考慮するものとする。
 (2) 地震時土圧は、原則として式 (3.5.1) によって算出するものとする。

$$p(z) = k_H \cdot \{u(z) - u(z_B)\} \quad \dots\dots\dots (3.5.1)$$

ここに、

$p(z)$: 地表面から深さ z (m) における単位面積あたりの地震時土圧 (tf/m²)

$u(z)$: 地表面から深さ z (m) における地震時水平地盤変位 (m) で、式 (3.4.1)

による

k_H : 単位面積あたりの地震時地盤ばね定数で、3.9の規定による (tf/m²)

z : 地表面からの深さ (m)

z_B : 地表面から地下構造物底面までの深さ (m)

【解説】

地震時土圧の算出方法は、古典的な土圧論による方法と、地震時の地盤の変形に基づいて算出する方法がある。地下構造物では、地震時土圧を正しく算出する必要があることから、地盤の層厚、地盤定数等の深さ方向の変化をより正しく取り入れられる地盤の地震時変形に基づく算出方法を採用することとした。

地盤条件、特に地盤の剛性が深さ方向に大きく変化する場合には、動的解析により詳しく地盤の変位を算出するのがよい。

3.6 地震時周面せん断力

- (1) 地盤に接する地下構造物躯体の外周面には、地震時周面せん断力を考慮するものとする。
- (2) 地震時周面せん断力は、原則として式(3.6.1)によって算出するものとする。ただし、式(3.6.1)による地震時周面せん断力が地下構造物に接する地盤のせん断強度を上回る場合には、地震時周面せん断力は地下構造物に接する地盤のせん断強度とする。

$$\tau = \frac{G_D}{\pi H} \cdot S_u \cdot T_s \cdot \sin \left[\frac{\pi z}{2H} \right] \quad \cdots \cdots \cdots (3.6.1)$$

ここに、

τ : 地表面から深さ z (m) の位置における単位面積あたりの地震時周面せん断力 (tf/m²)

S_u : 基盤面における速度応答スペクトル (m/sec) であり、式(3.4.2)による

G_D : 表層地盤の動的せん断変形係数 (tf/m²)

T_s : 表層地盤の固有周期 (sec) で、式(3.4.3)による

H : 表層地盤の厚さ (m)

z : 地表面からの深さ (m)

【解説】

式(3.6.1)は式(3.4.1)に規定する地震時水平地盤変位 $u(z)$ が生じた場合の地表面からの深さ z の位置に生じる地震時せん断力を与えるものである。耐震設計では地盤の地震時せん断力に相当する力が地下構造物躯体の外周面に作用するとみなす。ただし、地盤条件が複雑な場合には、地盤の

動的解析により地震時に地盤に生じるせん断力の最大値を算出し、これを地震時周面せん断力とするのがよい。

地層地盤の動的せん断変形係数は、式（解 3.6.1）より算出するものとする。

$$G_D = \frac{\gamma_1}{g} \cdot V_{SD}^2 \quad \dots\dots\dots (解 3.6.1)$$

ここに、

G_D : 表層地盤の動的せん断変形係数 (tf/m²)

γ_1 : 表層地盤の単位体積重量 (tf/m³)

V_{SD} : 表層地盤のせん断弾性波速度 (m/sec)

g : 重力加速度 (m/sec²)

また、 V_{SD} は弾性波探査や PS 検層によって実測された平均せん断波速度 V_{Si} から、 i 番目の地層については、式（解 3.6.2）により求めてよい。

$$V_{SDi} = c_U \times V_{Si} \quad \dots\dots\dots (解 3.6.2)$$

$$c_U = \begin{cases} 0.8 & (V_{Si} < 300 \text{ m/sec}) \\ 1.0 & (V_{Si} \geq 300 \text{ m/sec}) \end{cases}$$

ここに、

V_{SDi} : 表層地盤の動的せん断変形係数 G_D の算出に用いる i 番目の地層の平均せん断弾性波速度 (m/sec)

V_{Si} : 3.7 に規定する i 番目の地層の平均せん断弾性波速度 (m/sec)

c_U : 地盤ひずみの大きさに基づく補正係数

なお、平均せん断弾性波速度 V_{Si} は、弾性波探査や PS 検層によって測定するのが原則である。実測値がない場合には式（3.7.2）によって N 値から推定してもよいが、地盤種別を決めるために必要となる V_{Si} の精度と地震時周面せん断力を算出するために必要とされる V_{Si} の精度には大きな違いがあることに注意しなければならない。正確な地盤定数を推定しないまま V_{Si} を算出しても十分な耐震計算にならないことを知っていなければならない。重要な地下構造物の耐震設計に際しては、安易に式（3.7.2）によらず、建設地点における十分な数の実測資料に基づいて正確に平均せん断弾性波速度を求めることが重要である。

3.7 耐震設計上の地盤種別

耐震設計上の地盤種別は、原則として式（3.7.1）で算出される地盤の特性値 T_0 をもとに、表-3.7.1 により区別するものとする。地表面が基盤面と一致する場合は I 種地盤とする。

$$T_0 = 4 \sum_{i=1}^n \frac{H_i}{V_{Si}} \quad \dots\dots\dots (3.7.1)$$

ここに,

T_0 : 地盤の特性値 (sec)

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/sec) で, 式 (3.7.2) による。

粘性土層の場合

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

砂質土層の場合

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

..... (3.7.2)

N : 標準貫入試験による i 番目の地層の平均値 N 値

i : 当地盤が地表から基盤面まで n 層に区分されるときに地表面から i 番目の地層の番号。基盤面とは, 粘性土層の場合は N 値が 25 以上, 砂質土層の場合は N 値が 50 以上の地層の上面, もしくはせん断弾性波速度が 300 m/s 程度以上の地層の上面をいう。

表-3.7.1 耐震設計上の地盤種別

地盤種別	地盤の特性値 T_0 (sec)
I 種	$T_0 < 0.2$
II 種	$0.2 \leq T_0 < 0.6$
III 種	$0.6 \leq T_0$

【解説】

地盤種別は, 表-3.3.2 に規定する地盤別補正係数 c_0 を選定するためのものである。ここでは, 道路橋示方書 V 耐震設計編に基づき 3 種類に分類することとしたものである。概略の目安として, I 種地盤は岩盤, III 種地盤は沖積層のうち軟弱地盤, II 種地盤は I 種地盤及び III 種地盤のいずれにも属さない洪積地盤及び沖積地盤と考えてよい。ここでいう沖積層には, がけ崩れ等による新しい堆積層, 表土, 埋立土ならびに軟弱層を含み, 洪積層には沖積層のうち締まった砂層, 砂礫層, 玉石層を含む。

地盤の特性値 T_0 は, 元来微小ひずみ時の表層地盤の基本固有周期を与えるものである。式 (3.7.2) は粘性土層については $N = 1 \sim 25$ の範囲, 砂質土層については $N = 1 \sim 50$ の範囲での実験から導いた推定式である。なお, N 値が 0 の場合には $V_{si} = 50$ m/s とする。

基盤面としては, 本来, 表層地盤に比較して十分に剛性が高く, それ以下の地盤の力学的性質の変化が小さいことが望まれる。しかし, このような条件を備えているのは, 健硬な岩盤上に表層地盤が存在する等, ごく一部の場であり, 一般にはこのような理想的条件は存在しない。したがって, ここでは, 土木構造物の支持層として一般に考えられている程度の地盤を工学的な基盤とし, これを基盤と呼ぶこととした。

なお、地盤種別を定めるためには、以上のようにすればよいが、動的解析する際の入力面としての基盤の取り方については、別途よく検討する必要がある。どこを基盤と取るかは基盤地震動と密接な関係があり、基盤が岩盤であれば岩盤としての、また基盤が新第三紀層あるいは洪積層の上面であればこれらの地盤の上面としての特性を備えた地震動である必要がある。また、ここでは、大規模地下構造物が建設されるのは、大都市圏が多く、大都市圏は一般にもとの河川氾濫原にあることから、もともと、岩盤が浅い位置に出現しない場合が多いことを考慮し、上記のように一般の土木構造物の支持層に取られる程度の地層の上面とした。ただし、大規模地下構造物では、基盤中に構造物の一部が入る場合もあると考えられる。このような場合には、基盤面を下げ、動的解析の入力基盤として適した地盤面を選定するのがよい。

3.8 動的解析に用いる入力地震動

(1) 応答スペクトル法に用いる加速度応答スペクトル

応答スペクトル法に用いる加速度応答スペクトルは、基盤面において与え、原則として、式(3.8.1)により算出されるものとする。

$$S = c_z \cdot c_D \cdot S_0 \quad \dots\dots\dots (3.8.1)$$

ここに、

S : 応答スペクトル法に用いる加速度応答スペクトル (1 gal 単位に四捨五入する)

c_z : 3.3.3 に規定する地域別補正係数

c_D : 減衰定数別補正係数であり、モード減衰定数 h_i に応じて式(3.8.2)により算出するものとする。

$$c_D = \frac{1.5}{40 h_i + 1} + 0.5 \quad \dots\dots\dots (3.8.2)$$

S_0 : 標準加速度応答スペクトル (gal) であり、各振動モードの固有周期 T_i に応じて、許容応力度による場合には表-3.8.1の値を、また、地震時保有水平耐力法を用いる場合には表-3.8.2を用いるものとする。

表-3.8.1 標準加速度応答スペクトル (許容応力度法による場合)

単位 (gal)		
$T_i < 0.2$	$0.2 \leq T_i \leq 1.0$	$1.0 < T_i$
$S_0 = 342 T_i^{1/3}$ (ただし、 $S_0 \geq 160$)	$S_0 = 200$	$S_0 = 200/T_i$

表-3.8.2 標準加速度応答スペクトル (地震時保有水平耐力法による場合)

単位 (gal)		
$T_i < 0.18$	$0.18 \leq T_i \leq 1.6$	$1.6 < T_i$
$S_0 = 750 T_i^{1/3}$ (ただし、 $S_0 \geq 160$)	$S_0 = 425$	$S_0 = 680/T_i$

(2) 時刻歴応答解析法に用いる地盤入力

時刻歴応答解析法に用いる地震入力としては、地盤条件や地下構造物の動的特性等を考慮して、既往の強震記録の中から上記(1)に規定する応答スペクトル法に用いる加速度応答スペクトル S に近い特性を有する強震記録を選定するものとする。

【解説】

- (1) 応答スペクトルは、特定の地震動に対して任意の固有周期および減衰定数を持つ1自由度系の最大応答として定義されたものであり、地震動の強度のみならず、周期特性や過渡応答としての継続時間に関する情報が盛り込まれている。また、地震動の最大加速度や最大速度で設計地震力の特性を与えるためには、別途周期特性を与えねばならず、これによって地震動の特性が大きく変わる。このため、ここでは応答スペクトル（加速度応答スペクトル）により、入力地震動の特性を規定することとした。

本文に規定する標準加速度応答スペクトル S_0 は、わが国の地盤表面において観測された394成分の強震記録から求めた減衰定数0.05の加速度応答スペクトルの重回帰分析結果に基づき、これに既往の地震被害の特性、地盤の振動特性、その他の工学的判断を加えて基盤面に入力する地震動の加速度スペクトルとして定めたものである。表-3.8.1及び表-3.8.2を図示すると、図-解3.8.1及び図-解3.8.2のようになる。

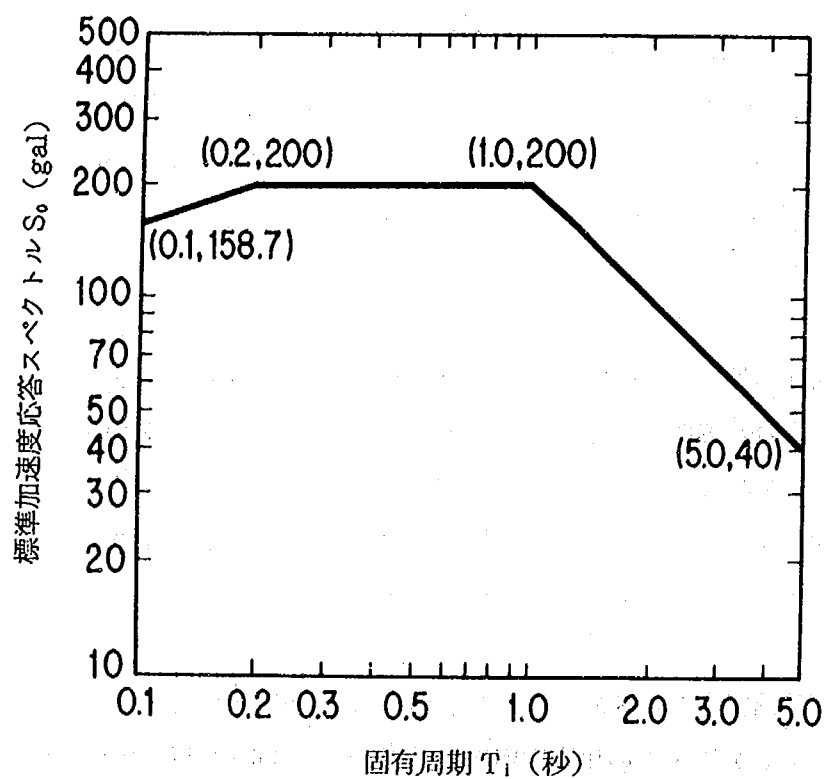
応答スペクトル法に用いる加速度応答スペクトル S は、応答変位法に用いる設計水平震度と同様に、標準加速度応答スペクトル S_0 を地域別補正係数 c_z によって補正することとした。また、減衰定数別補正係数 c_d は、減衰定数0.05の加速度応答スペクトルをモード減衰定数 h_i の加速度応答スペクトルに補正するための係数である。図-解3.8.3は式(3.8.2)の c_d を図示したものである。

なお、式(3.8.1)の S は、3.7に規定する基盤面を入力位置とする場合の加速度応答スペクトルを規定したものである。

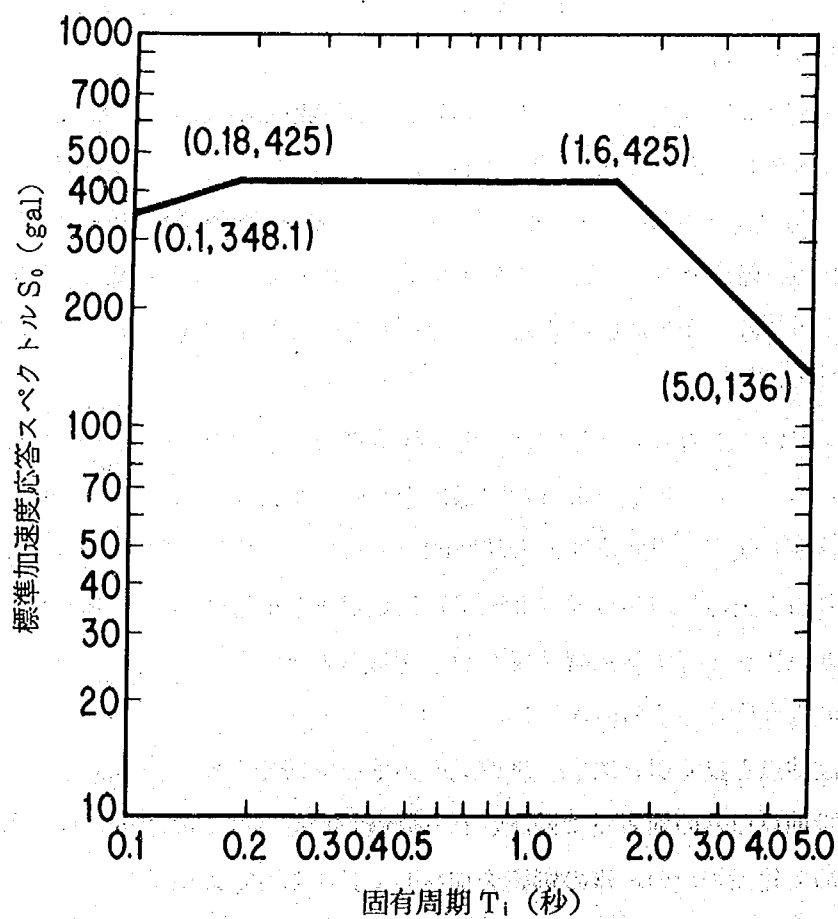
- (2) 時刻歴応答解析法に用いる地震入力としては、地下構造物の建設地点で観測された強震記録を用いるのが最も望ましいが、一般にはそのような記録は少ないのが普通である。したがって、時刻歴応答解析法では、地震動の強度、周期特性、継続時間、ならびに地下構造物の固有周期、減衰定数などを考慮して既往の強震記録の中から式(3.8.1)に規定する応答スペクトル法に用いる加速度応答スペクトル S に近い特性を有する強震記録を選定するものとした。

具体的には、以下のように選定するのがよい。

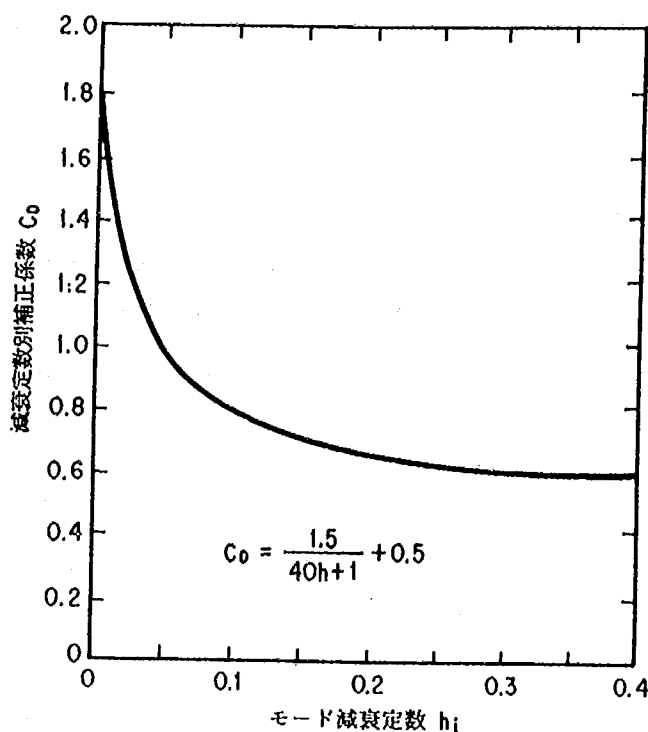
- 1) 地下構造物の建設地点と良く似た地形、地盤条件の地点で観測された強震記録
- 2) 地下構造物の建設地点以外の地表面で観測された強震記録を一度その地点の基盤面の地震動に変換し、これに改めて建設地点の地盤の影響を加味して算出した加速度波形
- 3) 強震記録をその加速度応答スペクトルが式(3.8.1)に規定する応答スペクトル法に用いる加速度応答スペクトル S に適合するように振動数領域で調整した加速度波形



図－解 3.8.1 標準加速度応答スペクトル（許容応力度法を用いる場合）



図－解 3.8.2 標準加速度応答スペクトル（地震時保有水平耐力法を用いる場合）



図一解 3.8.3 減衰定数別補正係数

なお、強震記録の特性は地震の規模、震央距離等各種の条件に強く影響される。したがって、時刻歴応答解析法に用いる強震記録としては、基本的に耐震設計で想定することがふさわしい、マグニチュードが大きく、震央距離が短い地震による記録を選定するのがよい。

3.9 地震時地盤ばね定数

地震時地盤ばね定数は、原則として、地下構造物と周辺地盤を静的な有限要素法にモデル化し、地下構造物に単位の変位を強制するのに要する反力から算出する。地震時地盤ばね定数の算出に際しては、地形、地盤条件、地下構造物の形状・寸法、地震時に地盤に生じるせん断ひずみのレベル等を正しく取り入れなければならない。

【解説】

応答変位法による耐震計算では、地震時地盤ばね定数を正しく算出することが重要である。地震時地盤ばね定数を小さめに評価すると地震の影響を過少に評価することとなるので、十分注意しなければならない。

地震時地盤ばね定数は周辺地盤の特性、地下構造物の形状、寸法、埋設深度等によって異なり、また、地震時に地盤に生ずるひずみレベルによっても変化する。したがって、こうした条件を考慮して地震時地盤ばね定数は静的な有限要素法により算出することを原則とした。これは、地震時地盤ばね定数を推定する方法としては各種の手法が提案されているが、従来の手法は、適用性に著しい制約が

あったり、広く使われていてもその根拠がなかったりして、幅広い条件に見合った地盤及び構造条件に適用できる合理的な手法がないためである。地震時地盤ばね定数の推定が不正確であれば、その後いかに正確に耐震計算しても、正しい耐震設計とはならないことを考慮して、ここでは、静的な有限要素法モデルを用いることを原則としたものである。

幅広地下構造物を例に取り、静的な有限要素法による地震時地盤ばね定数の算出方法を示すと以下のようなになる。解析では、図-解3.9.1のように単位奥行当りの地下構造物を2次元平面ひずみモデルに置換し、単位の強制変位を地下構造物に与えた場合の反力から、式(解3.9.1)～式(解3.9.4)により地震時地盤ばね定数を算出する。

$$k_H = \frac{\sum R_{HSi}}{l_s \cdot \delta_H} \dots\dots\dots (解3.9.1)$$

$$k_U = \frac{\sum R_{UBi}}{l_B \cdot \delta_U} \dots\dots\dots (解3.9.2)$$

$$k_{SS} = \frac{\sum R_{USi}}{l_s \cdot \delta_U} \dots\dots\dots (解3.9.3)$$

$$k_{SB} = \frac{\sum R_{HBi}}{l_B \cdot \delta_H} \dots\dots\dots (解3.9.4)$$

ここに、

k_H : 側面の水平方向ばね定数 (tf/m²)

k_U : 底面の鉛直方向ばね定数 (tf/m²)

k_{SS} : 側面のせん断ばね定数 (tf/m²)

k_{SB} : 底面のせん断ばね定数 (tf/m²)

l_s : 側面の高さ (m)

l_B : 底面の幅 (m)

δ_H : 水平方向に与える強制変位量 (m)

δ_U : 鉛直方向に与える強制変位量 (m)

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

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

R_{USi} : 鉛直方向に強制変位を与えた場合に側面の各節点に作用する鉛直反力 (tf/m)

R_{UBi} : 鉛直方向に強制変位を与えた場合に底面の各節点に作用する鉛直反力 (tf/m)

モデル化に際しては、地盤の動の変形係数 E_D は、式(解3.9.5)により算出する。

$$E_D = 2 \cdot (1 + \nu_D) \cdot G_D \dots\dots\dots (解3.9.5)$$

ここに、

E_D : 地盤の動の変形係数 (tf/m²)

G_D : 式(解3.6.1)に規定する地盤の動のせん断変形係数 (tf/m²)

ν_D : 地盤の動的ポアソン比

地盤の動的ポアソン比は、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 とし、軟岩では 0.4, 硬岩では 0.3 としてよい。

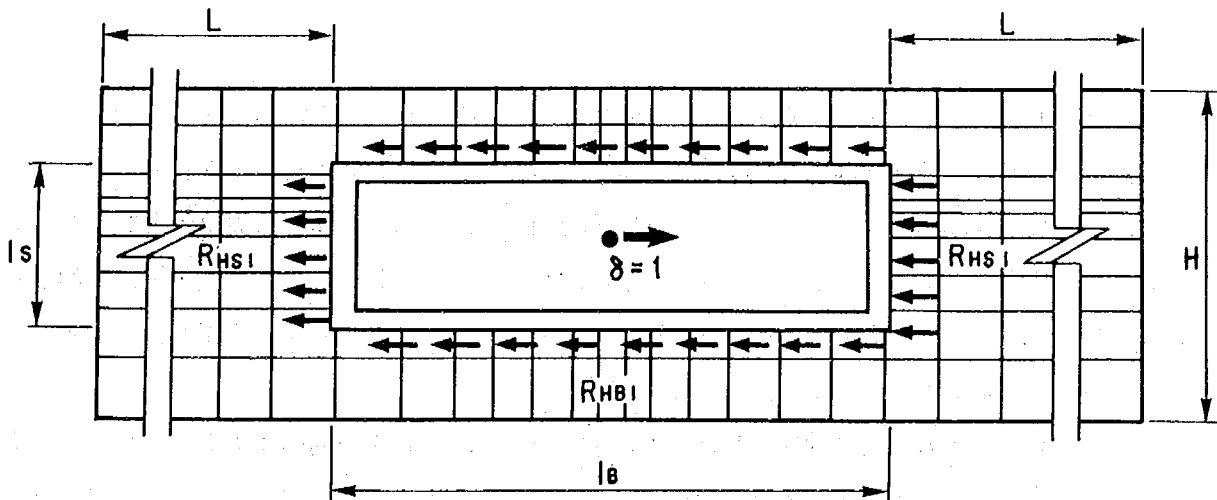
なお、図-解 3.9.1 に示す有限要素モデルの側方の境界と地下構造物の側面との離れ L は、式 (解 3.9.6) によるのがよい。

$$L \geq 3H \quad \dots\dots\dots (\text{解 3.9.6})$$

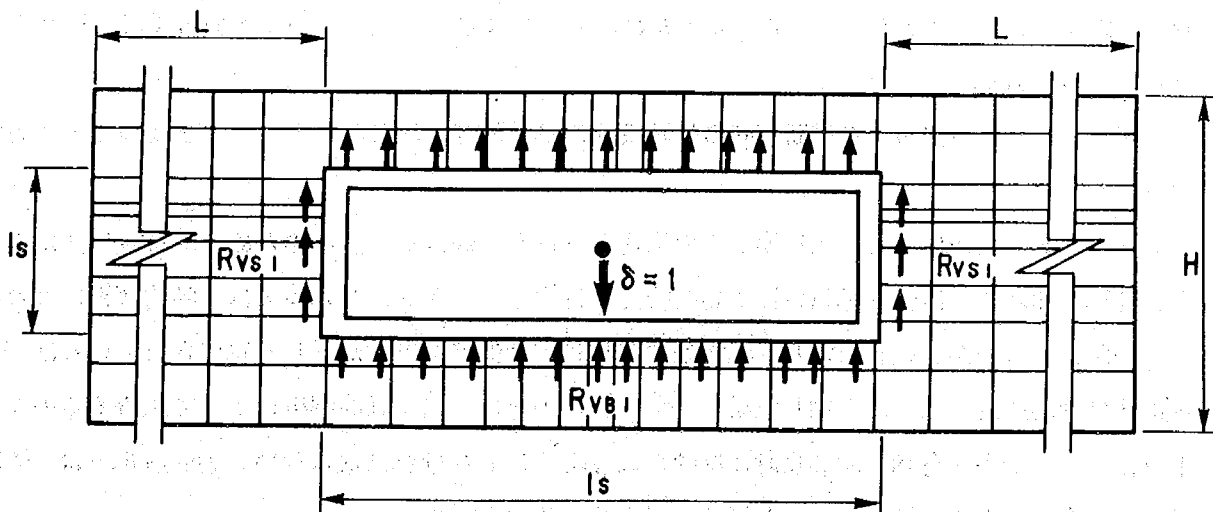
ここに、

L : 有限要素モデルの側方の境界と地下構造物の側面との離れ (m)

H : 表層地盤の厚さ (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-解 3.9.1 地震時地盤ばね定数 k (tf/m²) の算出方法

第4章 大断面シールドトンネルの耐震設計法

4.1 一般

- (1) 本章の規定は、円形断面の鉄筋コンクリート製シールドトンネルの耐震設計法に適用する。
- (2) 耐震設計は、シールドトンネルの長手方向および横断方向の両方向について行うものとし、それぞれ4.2及び4.3の規定による。
- (3) 地震時の挙動が複雑なシールドトンネルは、4.2.6及び4.3.3の規定により、動的解析により安全性を照査する。

【解説】

(1) 本章は、円形断面を有する鉄筋コンクリート製シールドトンネルの耐震設計法を規定することを示したものである。最近では、円形以外の断面をもつシールドトンネルも施工されるようになってきたが、このようなトンネルについては、特に横断面の設計が円形断面とは異なる。したがって、円形断面以外のシールドトンネルは本章の対象とはしていない。しかし、耐震設計の基本的な考え方は同じであるので、円形断面以外のシールドトンネルについても、適切に修正した上で本章の規定および解説を準用することができる。

(2) シールドトンネルの耐震設計は、トンネルの横断方向および長手方向の両方向について行うものとした。従来、トンネル周辺の地盤が均質で、かつ土被りが大きい場合には、横断方向に及ぼす地震の影響は一般に小さいといわれてきた。しかし、常時の断面力と地震時増分断面力とを重ね合わせた覆工の地震時応力度は、地震時の割増しを見込んでも許容応力度を超える場合があることが、最近の研究により明かとなってきた。このため、トンネル横断方向についても耐震設計を行うこととしたものである。

トンネルの長手方向および横断方向の耐震設計の具体的な方法については、4.2及び4.3に規定する。

(3) シールドトンネルは、まだ大規模地震の洗礼を受けた経験はない。このため、応答変位法による耐震計算に加えて、複雑な構造特性や動的特性を有するシールドトンネルでは、動的解析により耐震性を照査するのがよい。しかし、入力条件が同じで地盤ばね定数が正しく算出されていれば応答変位法は動的解析とほとんど同じ結果を与える。このため、何を動的解析によって照査するのかを十分検討し、結果が有効に耐震設計に反映されるようにしなければならない。動的解析では、特に、関東大震災級の大規模地震を受けた場合の耐震性の検討が重要である。

4.2 トンネル長手方向の耐震設計法

4.2.1 耐震設計の基本方針

- (1) シールドトンネル長手方向の耐震計算は応答変位法による。
- (2) 応答変位法では、地震の影響として、3.4に規定する地震時地盤変位を考慮する。

【解説】

- (1) シールドトンネル長手方向の耐震計算は、シールドトンネルに沿う地震時地盤変位に基づいて応答変位法によって行うことを規定した。地震時断面力としては、一般に、軸力が最も支配的であり、曲げモーメントがこれに次ぐ。せん断力が問題となることは稀であるが、これについても必要に応じて検討しなければならない。
- (2) シールドトンネルの長手方向の耐震計算には、3.2に規定した地震の影響のうち、地震時地盤変位が最も支配的であり、これを考慮する必要があることを規定した。

4.2.2 応答変位法による耐震計算

シールドトンネルに発生する長手方向の断面力は、原則として式(4.2.1)～式(4.2.8)により算出する。

$$P_h^c = \alpha_1^c \frac{\pi u_h}{L} (EA)_{eq}^c \quad \dots\dots\dots (4.2.1)$$

$$P_h^T = \alpha_1^T \frac{\pi u_h}{L} (EA)_{eq}^T \quad \dots\dots\dots (4.2.2)$$

$$P_v^c = \alpha_1^c \frac{\pi (u_h + u_v)}{L} (EA)_{eq}^c \quad \dots\dots\dots (4.2.3)$$

$$P_v^T = \alpha_1^T \frac{\pi (u_h + u_v)}{L} (EA)_{eq}^T \quad \dots\dots\dots (4.2.4)$$

$$M_h = \alpha_2 \frac{4 \pi^2 u_h}{L^2} (EI)_{eq} \quad \dots\dots\dots (4.2.5)$$

$$M_v = \alpha_3 \frac{4 \pi^2 u_h}{L^2} (EI)_{eq} \quad \dots\dots\dots (4.2.6)$$

$$Q_h = \alpha_2 \frac{8 \pi^3 u_h}{L^3} (EI)_{eq} \quad \dots\dots\dots (4.2.7)$$

$$Q_v = \alpha_3 \frac{8 \pi^3 u_h}{L^3} (EI)_{eq} \quad \dots\dots\dots (4.2.8)$$

ここに、

P_h^c, P_h^T : 水平面内の地盤振動による圧縮軸力, 引張軸力 (tf)

P_v^c, P_v^T : 鉛直面内の地盤振動による圧縮軸力, 引張軸力 (tf)

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

Q_h, Q_v : 水平面内および鉛直面内の地盤振動によるせん断力 (tf)

$(EA)_{eq}^c, (EA)_{eq}^T$: 等価軸圧縮剛性および等価軸引張剛性 (tf) で, 式 (4.2.18) 及び式 (4.2.19) により算出する。

$(EI)_{eq}$: 等価軸曲げ剛性 (tf・m) で, 式 (4.2.22) により算出する。

u_h : トンネル中心軸深さにおける地震時水平地盤変位 (m) で, 式 (3.4.4) により算出する。

u_v : トンネル中心軸深さにおける地震時鉛直地盤変位 (m) で, 地震時水平地盤変位 u_h の 1/2 とする。

L : 地盤振動の波長 (m) で, 式 (3.4.5) により算出する。

$\alpha_1^c, \alpha_1^T, \alpha_2, \alpha_3$: 地盤ひずみの構造物への伝達率で式 (4.2.9) ~ 式 (4.2.12) により算出する。

$$\alpha_1^c = \frac{1}{1 + (2\pi/\lambda_1^c L_1)^2} \dots\dots\dots (4.2.9)$$

$$\alpha_1^T = \frac{1}{1 + (2\pi/\lambda_1^T L_1)^2} \dots\dots\dots (4.2.10)$$

$$\alpha_2 = \frac{1}{1 + (2\pi/\lambda_2 L)^4} \dots\dots\dots (4.2.11)$$

$$\alpha_3 = \frac{1}{1 + (2\pi/\lambda_3^T L)^4} \dots\dots\dots (4.2.12)$$

ここに,

$$\lambda_1^c = \sqrt{\frac{K_{g1}}{(EA)_{eq}^c}} \dots\dots\dots (4.2.13)$$

$$\lambda_1^T = \sqrt{\frac{K_{g1}}{(EA)_{eq}^T}} \dots\dots\dots (4.2.14)$$

$$\lambda_2 = \sqrt[4]{\frac{K_{g2}}{(EI)_{eq}}} \dots\dots\dots (4.2.15)$$

$$\lambda_3 = \sqrt[4]{\frac{K_{g3}}{(EI)_{eq}}} \dots\dots\dots (4.2.16)$$

$$L_1 = \sqrt{2 \cdot L} \dots\dots\dots (4.2.17)$$

K_{g1}, K_{g2}, K_{g3} : トンネル長手方向と, これに直交する水平面および鉛直面内の地盤ばね定数 (tf/m²) で, 3.9の規定による。

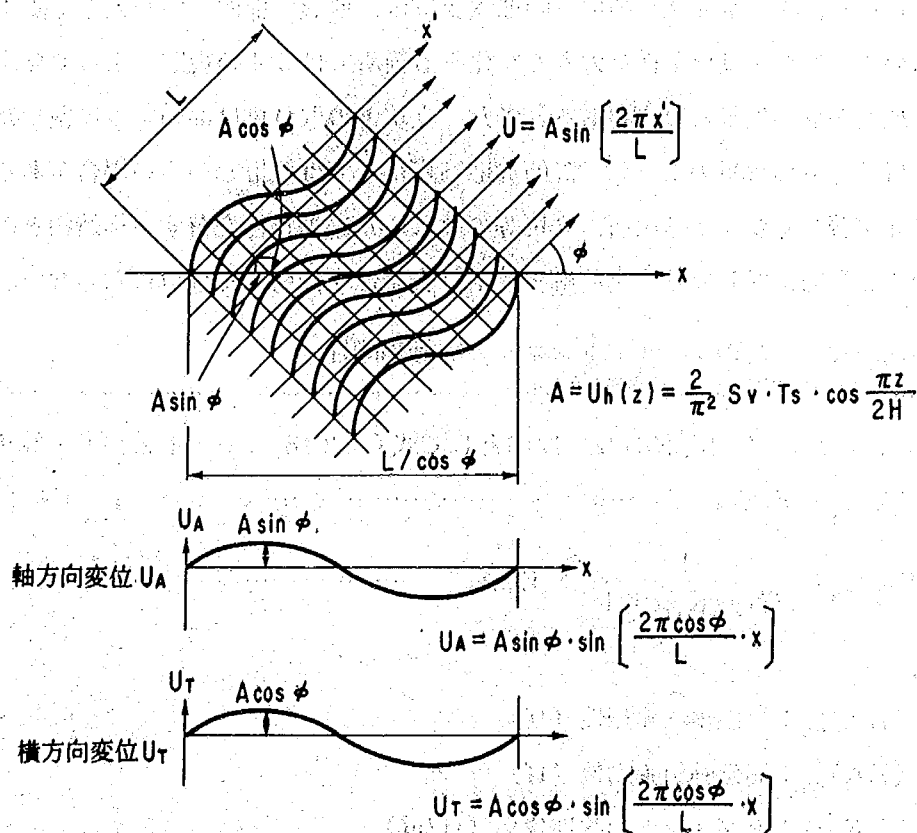
【解説】

応答変位法では、式(3.4.4)による地震時地盤変位を受けて、シールドトンネルが図解3.4.3に示すように変形するとし、このときにシールドトンネルに生じる地震時断面力を算出するようにした。シールドトンネルは、図解4.2.1に示すように地盤に弾性的に支持された梁としてモデル化し、地盤に相当する弾性床が式(3.4.4)に相当する変形をした場合のシールドトンネルの断面力を算出するものである。この解析では、シールドトンネルの剛性の評価と地震時地盤ばね定数を正しく推定することが重要である。

シールドトンネルの剛性は、セグメント部と継手部では異なるが、ここでは計算の便を考慮し、等価剛性としてこれを計算に反映させることとした。また、等価剛性は引張方向と圧縮方向で異なるため、この点も耐震計算に考慮することとした。

地震時地盤ばね定数は、シールドトンネルの地震時断面力に大きな影響を与えるため、静的な有限要素法等を用いて正確に算出しなければならない。

軸力と曲げモーメントを同時に受けるシールドトンネルの断面力は、地盤振動の方向と位相関係等を考慮して、軸力と曲げモーメントを重ねるものとする。重畳係数は、同時に考慮する地震振動モードによって1.00～3.12の値とするが、重要度に応じてその値を決めるものとする。一例として、トンネル長手方向に対し、45度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、計4成分の地震振動およびトンネル軸方向と平行に入射する地震振動を位相差を考慮して式(4.2.1)～式(4.



図一解 4.2.1 表層地盤の地震時地盤振動の変位振幅分布

2.6) で算出した断面力を重ね合せると式(解4.2.1)～(解4.2.4)のようになる。

1) 水平面内

$$P_h' = \frac{1}{\sqrt{2}} P \quad \dots\dots\dots (解4.2.1)$$

$$M_h' = \frac{1}{\sqrt{2}} M_h \quad \dots\dots\dots (解4.2.2)$$

2) 鉛直面内

$$P_v' = \frac{1}{\sqrt{2}} P \quad \dots\dots\dots (解4.2.3)$$

$$M_v' = \frac{1}{\sqrt{2}} M_v \quad \dots\dots\dots (解4.2.4)$$

ここに,

$$P = \sqrt{2 P_h'^2 + 2 P_v'^2} \quad \dots\dots\dots (解4.2.5)$$

本文に規定する断面力は、3.4に規定される地震時地盤変位の平面的な分布に相当する地震時地盤ひずみを想定したものである。地震時に地盤に生じるひずみは、地形・地盤条件の変化や同一の地層と見なされる地盤であっても箇所別の地盤定数の違い等、種々の条件によって異なる。3.4の規定は、これらをすべて包含した上で耐震設計に用いる地震時地盤変位の分布を図-解4.2.1のように与えたものである。ただし、図-解4.2.1の地震時地盤変位は、地形・地盤条件が大きく変化しない箇所を対象としたもので、地形・地盤条件が大きく変化する箇所では3.4の規定によって与えられるよりもさらに大きな地盤変形が生じる場合がある。また、立坑との取り付け部のように振動特性が異なる構造物との取り付け部分の解析のように、静的な応答変位法では解析しづらい場合がある。したがって、地形・地盤条件が著しく変化する箇所、立坑等の異なった振動特性を有する構造物との接合部、トンネル分岐部や急曲線部に対しては、動的解析により安全性を確認しなければならない。

4.2.3 二次覆工がない場合のシールドトンネルの等価軸剛性

(1) シールドトンネルの等価軸剛性は、原則として式(4.2.18)、式(4.2.19)で算出する。

$$(EA)_{eq}^c = E_s A_s \quad \dots\dots\dots (4.2.18)$$

$$(EA)_{eq}^T = \frac{1}{(K_s/K_J) + 1} \times E_s A_s \quad \dots\dots\dots (4.2.19)$$

ここに,

$(EA)_{eq}^c$: 等価軸圧縮剛性 (tf)

$(EA)_{eq}^T$: 等価軸引張剛性 (tf)

E_s : セグメントの弾性係数 (tf/m²)

A_s : セグメントリングの断面積 (m²)

ℓ_s : セグメント幅 (リング長) (m)

K_s : セグメントリングの軸剛性 (tf/m) で、式 (4.2.20) で算出する。

$$K_s = \frac{E_s A_s}{\ell_s} \dots\dots\dots (4.2.20)$$

K_J : リング継手全体の軸剛性 (tf/m) で、式 (4.2.21) で算出する。

$$K_J = n k_J \dots\dots\dots (4.2.21)$$

k_J : リング継手 1 箇所当りの軸剛性 (tf/m)

n : リング接合部あたりのリング継手個数

(2) シールドトンネルの等価軸曲げ剛性は、原則として式 (4.2.22) により算出する。

$$(EI)_{eq} = \frac{\cos^3 \phi}{\cos \phi + (\pi/2 + \phi) \sin \phi} \cdot E_s \cdot I_s \dots\dots\dots (4.2.22)$$

ここに、

$(EI)_{eq}$: 等価軸曲げ剛性 (tf・m²)

E_s : セグメントの弾性係数 (tf/m²)

I_s : セグメントの断面 2 次モーメント (m⁴)

ϕ : トンネル断面中心軸から、中立軸までの角度で、式 (4.2.23) により算出する。

$$\phi + \cos \phi = \pi \left(\frac{1}{2} + \frac{K_J}{E_s A_s / \ell_s} \right) \dots\dots\dots (4.2.23)$$

【解説】

シールドトンネルは、セグメントと継手によって構成されている。長手方向の剛性は、セグメントと継手では異なるため、こうした違いが問題になるような小さい範囲のセグメント、継手、周辺地盤の動きを解析するためには、セグメントと継手を別々にモデル化しなければならない。しかし、耐震設計では一般にシールドトンネル全体としての変形が問題になる。このため、ここでは、多数のセグメントと継手から構成されるシールド覆工をこれと等価な剛性を持つ一様連続な梁にモデル化し、地震時断面力を算出する場合に必要な等価剛性を規定したものである。

セグメントリングは円周方向にセグメント分割されているが、シールドトンネルの等価軸剛性の算出に際しては、トンネル長手方向の軸力に対してセグメントリングは一様に変形すると仮定した。また、長手方向の圧縮力に対してはセグメントリングのみが変形し、引張力に対してはセグメントリングとリング継手に変形するものとした。

リング継手の軸剛性は、圧縮力に対しては変形せずに無限大の剛性を示し、引張力に対してはリング継手を構成する継手ボルトや継手金具の軸剛性に支配される。継手ボルトの軸剛性は、継手ボルトの断面積、弾性係数、および締付け長さから算出した軸引張剛性を用いる。継手金具の剛性は、継手

金具の面板を梁や板にモデル化し、荷重とたわみの関係から算出した曲げ剛性を用いる。これは、土木研究所で行われた多数のシールドトンネル覆工の動的交番載荷実験結果から提案されたものである。

4.2.4 二次覆工を有する場合の覆工の等価剛性

二次覆工を有する場合の覆工の等価剛性は、一次覆工と二次覆工コンクリートを並列バネとして算出する。

【解説】

二次覆工を有する場合の覆工全体の長手方向剛性は、二次覆工コンクリートにひびわれが生じた後の鉄筋のばね作用の影響を受けるため、その評価が難しい。土木研究所における覆工の動的載荷実験によれば、長手方向の圧縮力に対しては、セグメントリングと二次覆工コンクリートは並列ばねとして抵抗するが、図-解 4.2.2 に示すように引張力に対しては二次覆工の損傷に応じて表-解 4.2.1 のように4ステップに変化する。

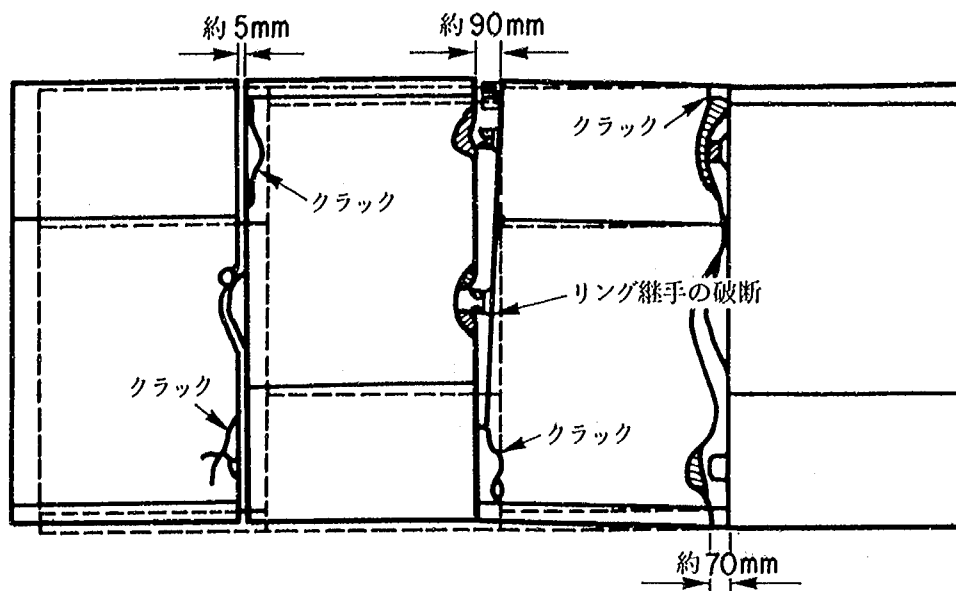
表-解 4.2.1 二次覆工がある場合の引張軸剛性の変化

ステップ	損 傷 及 び 引 張 軸 剛 性
I	二次覆工にひびわれが生じていない全断面有効の初期状態
II	リング継手位置のみ二次覆工にひびわれが入った状態。 この部分の鉄筋がバネとして作用する。
III	リング継手の位置以外にも二次覆工にひびわれが生じ、その部分の覆工間にずれが生じた状態。覆工が受けるひずみが増すとひびわれ本数と覆工間のずれる領域が増加する。
IV	覆工間の付着が完全に切れて、一次覆工と二次覆工が独立した動きをする状態。

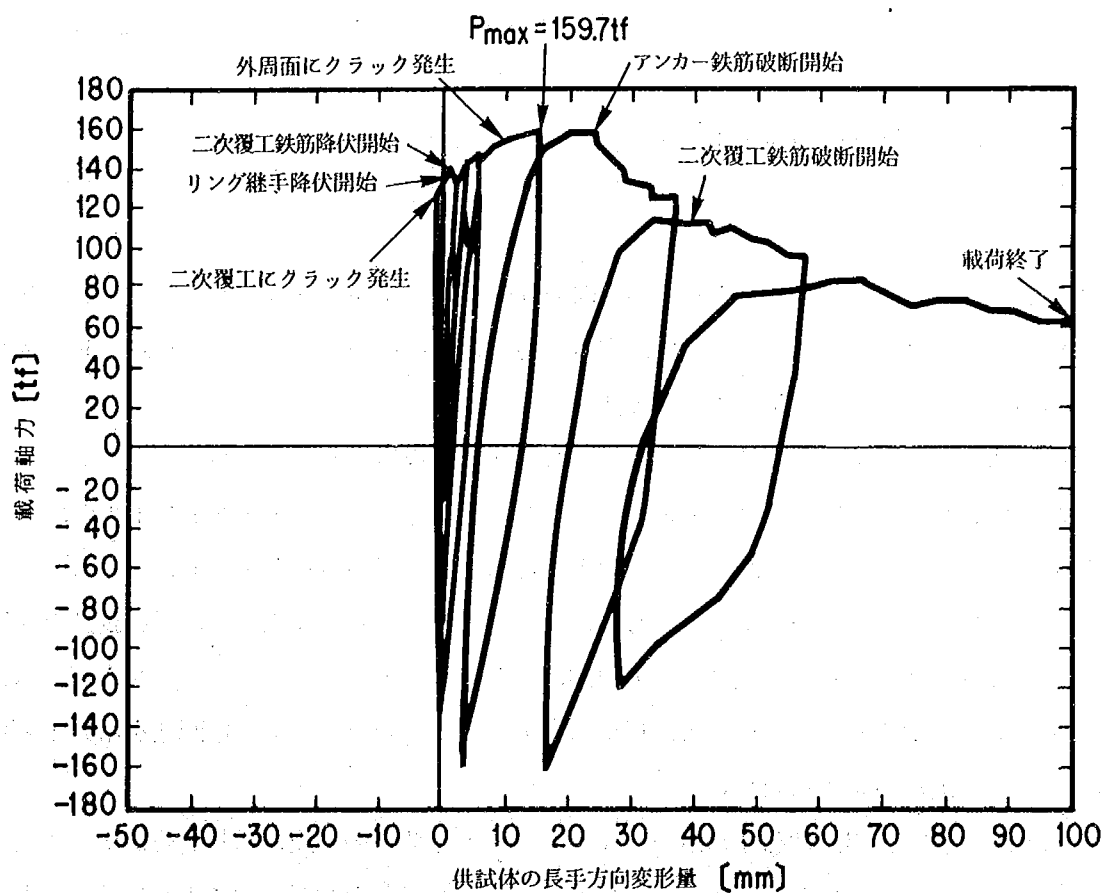
軸曲げ剛性の評価に関しては、不明の点が多く、今後の研究成果に期待するところが大きい。ただし、土木研究所報告第29号「鉄筋コンクリート製シールドトンネルの耐震設計法に関する研究」には二次覆工コンクリートにひびわれが生じていない状態（ステップI）の覆工全体の等価軸曲げ剛性の評価方法、およびリング継手位置にのみ二次覆工にひびわれが入った状態（ステップII）の覆工全体の等価軸曲げ剛性の評価方法が提案されているので参考にするとよい。

4.2.5 耐震性の照査

- (1) 許容応力度法により耐震計算する場合には、セグメントリング及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。
- (2) 地震時保有水平耐力法により耐震計算する場合には、セグメント及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。また、リング継



(a) 長手方向に地震力を受けるシールドトンネルの変形



(b) 長手方向の地震力とシールドトンネルの軸方向変形量の関係

図-解 4.2.2 二次覆工の損傷に応じた引張軸剛性の変化

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。

【解説】

- (1) 許容応力度によって、耐震設計する場合の安全性の判断基準を応力度の照査としたものである。一般に圧縮応力度が問題となることはないため、引張応力度を照査するものとした。
- (2) 地震時保有水平耐力法によって耐震設計する場合の安全性の基準を、セグメント及びリング継手の地震時保有水平耐力とともに、地震により引張力を受けた場合にリング継手に生じる目開き量におくことを規定したものである。

4.2.6 動的解析による照査

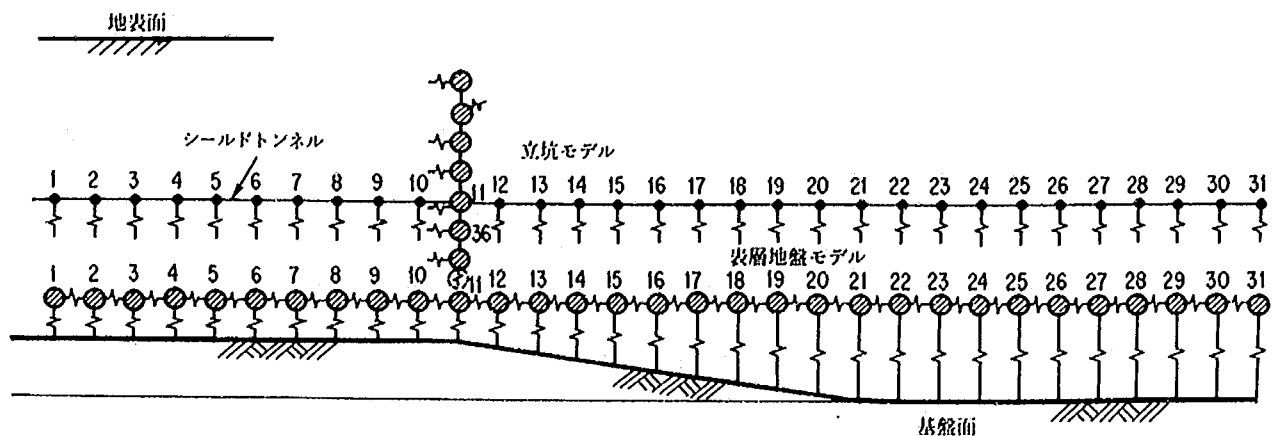
- (1) 動的解析では、周辺地盤は地盤の非線形性を等価剛性で表した有限要素法もしくは適切に地盤の振動特性をモデル化したばね・質点系モデルによって表わし、シールドトンネルは4.2.3及び4.2.4に規定した等価引張軸剛性を有するはりにモデル化することを原則とする。
- (2) 動的解析には、時刻歴応答解析を用い、原則として3.8に規定する入力地震動を3.7に規定する基盤面に与える。
- (3) 基盤面における地震動の箇所別の違いを適切に考慮する。

【解説】

- (1) 動的解析では、シールドトンネル長手方向の動的特性を反映できる解析モデルを用いなければならない。シールドトンネルは主として地震時の地盤の振動につれて変形するため、トンネル軸に沿う地盤の変形を正しく解析することが重要である。

このための解析モデルとしては、いろいろなモデルが提案されているが、シールドトンネルが建設される広い範囲の地盤の振動を解析でき、また、立坑等を含むシールドトンネルの地震時挙動を解析できるモデルということから、本文のようなモデルを用いることを原則としたものである。図一解4.2.3に解析モデルの例を示す。なお、シールドトンネルの覆工では、耐震設計上圧縮力に対してはあまり問題はなく、一般に引張力が問題となる。このため、シールドトンネルの覆工の等価剛性としては、引張軸剛性を用いて解析するものとする。ただし、引張軸剛性を用いて解析した圧縮力は、物理的に意味を持たない。

なお、ここでは、周辺地盤を含むシールドトンネル全体系の地震時挙動を解析することを目的とした動的解析モデルを示しているので、構造の部分に着目した解析をする場合には、これに応じた解析モデルを採用しなければならない。また、シールドトンネルの覆工剛性の非線形性を正確に解析することが必要な場合には、覆工の圧軸剛性と引張軸剛性を別々に考慮できる解析モデルを用いなければならない。



図一解 4.2.3 立坑を含むシールドトンネルの動的解析モデル

- (2) 入力地震動は、基盤面で与え、3.8の規定による。ただし、シールドトンネルの一部が基盤面に入る等、基盤面をさらに下げて解析する必要がある場合には、基盤面の位置に応じて3.8に規定される入力地震動を補正するものとする。なお、地震動を与えるための入力基盤面は原理的にはどこに取ってもよい。ただし、3.7に規定する基盤面における入力地震動が3.8の規定であり、新たに動的解析のために3.7の規定とは異なる入力基盤を定める場合には、地盤の増幅特性を考慮して入力基盤とそこで与える入力地震動のバランスを取らなければならない。
- (3) シールドトンネルの動的解析では、トンネル長手方向の地震時地盤変位の分布が重要である。本来、基盤面は剛性が非常に大きく、この面においては同じ地震動が作用すると仮定できることが望ましい。もちろん、どのように健硬な岩盤においても地震時には水平方向の波動の伝播に伴う時間差があり、これによりわずかな地震時相対変位を生じるが、このような地震時相対変位は一般にシールドトンネルの耐震設計上それほど大きな影響を与えない。

これよりももっと影響が大きいのは、3.7に規定した基盤が一般の土木構造物の支持層程度の剛性を持った工学的基盤であり、この面における地震動自身がすでに地下深部の基盤（岩盤）層からの増幅作用を含んだものであるという点である。したがって、基盤地震動は、基盤面で同じではなく、箇所別に異なったものとなる。このような影響は、主として上下方向の地震動の伝播が支配的な鉛直地下構造物や幅広地下構造物ではあまり大きな効果は持たないが、シールドトンネルの軸方向の解析では、箇所別の地震動の変化の程度によっては、支配的な影響を持つ。

したがって、シールドトンネルの軸方向の動的解析では、基盤面から下の地盤の増幅による基盤地震動の箇所別の変化についてよく検討しておく必要がある。ただし、まだ、箇所別の地震動の特性について高密度強震観測等によりデータの蓄積が図られている段階であり、この影響をどのように動的解析に反映するかに関しては、よくわかっていない。

このため、地震動の箇所別の変化を便宜上、同じ特性の地震動が水平方向に伝播すると見なして解析する場合が多い。この場合には、耐震設計上、伝播速度をどのように与えるかが重要である。伝播する波動を考えているといっても、基盤地震動の箇所別な変化を考慮するためであるから、表

面波の伝播速度を用いてはならない。これは、表面波では、シールドトンネルに損傷が生じることではなく、したがって、表面波がシールドトンネルの耐震設計の対象ではないためである。

応答変位法に用いる地震時地盤変形と同じ考え方をすると、式(解4.2.6)のように伝播速度を与えることが考えられる。

$$V_{PR} = L / T_s \quad \dots\dots\dots (解4.2.6)$$

ここで、

V_{PR} : 基盤面における地震動の箇所別の変化の影響を近似的に与えるための地震動の伝播速度 (m/sec)

L : 地盤振動の波長 (m) で、式(3.4.5)による。

T_s : 表層地盤の固有周期 (sec) で、式(3.4.3)による。

4.2.7 二次覆工の長手方向最小鉄筋量

シールドトンネルに二次覆工を設ける場合には、二次覆工の長手方向に、式(4.2.24)で算出される以上の鉄筋を配置しなければならない。

$$A_s = (A_L \cdot \sigma_L - P_R) / \sigma_{LS} \quad \dots\dots\dots (4.2.24)$$

ここに、

A_s : 二次覆工の長手方向最小鉄筋量 (cm²)

A_L : 二次覆工コンクリートの断面積 (cm²)

σ_L : 二次覆工コンクリートの引張強度 (kgf/cm²)

σ_{LS} : 二次覆工鉄筋の引張破断応力度 (kgf/cm²)

P_R : リング継手の引張破断強度 (kgf) で、式(4.2.25)で算出される P_A , P_B のうちのいずれか小さい方の値とする。

$$\left. \begin{array}{l} P_A = n \cdot p_A \\ P_B = m \cdot p_B \end{array} \right\} \dots\dots\dots (4.2.25)$$

ここに、

P_A : アンカー鉄筋の引張破断強度 (kgf)

P_B : リング継ぎボルトの引張破断強度 (kgf)

n : 1 リング接合面あたりのアンカー鉄筋の本数 (本)

m : 1 リング接合面あたりのリング継ぎボルトの本数 (本)

p_A : アンカー鉄筋 1 本あたりの引張破断強度 (kgf)

p_B : リング継ぎボルト 1 本あたりの引張破断強度 (kgf)

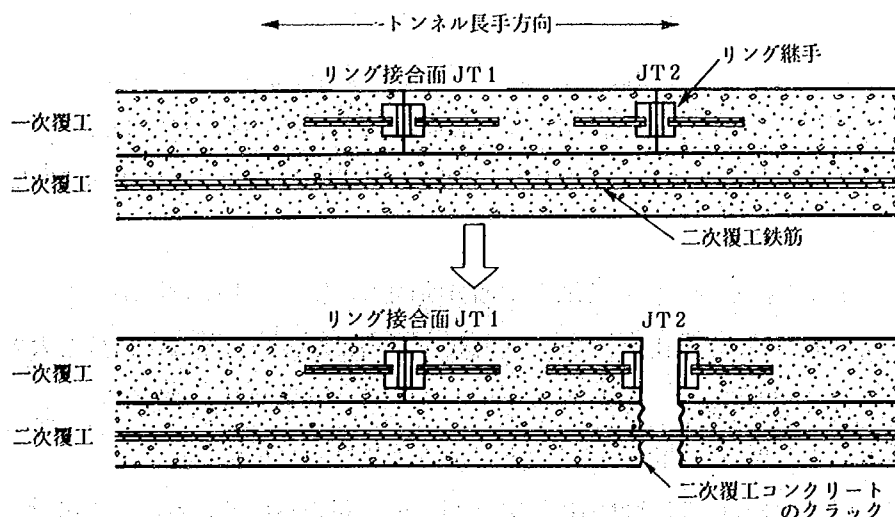
【解説】

シールドトンネルが長手方向に引張地震力を受けた場合に、二次覆工の損傷が特定のリング継手に集

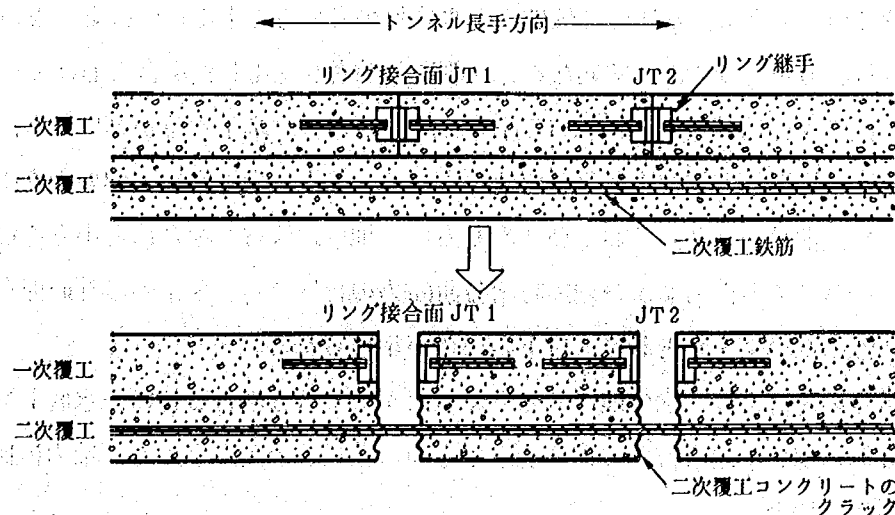
中するのを防ぎ、シールドトンネルの長手方向の変形性能を向上するために必要な長手方向の二次覆工最小鉄筋量を規定したものである。

多数のセグメント及びリング継手から構成されたシールドトンネルは、個々のリング継手が変形を吸収するため、長手方向には変形性能を有する構造系である。しかし、止水等の目的から十分な長手方向鉄筋を入れないで二次覆工を設けると、剛性は上がるが変形性能は低下する。これは、シールドトンネルが長手方向に引張地震力を受けて、どこか一箇所のリング継手位置で二次覆工に円周方向のクラックが生じると、このリング継手位置の剛性だけが大きく低下することになり、図一解 4.2.4 に示すようにさらに引張地震力が大きくなると、最初に二次覆工にクラックを生じたリング継手にのみ損傷が集中し、シールドトンネルの変形性能が低下するためである。

しかし、二次覆工にある程度の長手方向鉄筋が配置されていれば、仮に、引張地震力を受けてどこかのリング継手位置で二次覆工に円周方向のクラックが入っても、それまでコンクリートが分担していた引張力は鉄筋によって分担される。したがって、引張地震力がさらに大きくなっても、図一解 4.2.5



図一解 4.2.4 1 箇所のリング継手にだけ二次覆工コンクリートのクラックが集中した場合



図一解 4.2.5 二次覆工コンクリートのクラックが多数のリング継手に分散した場合

に示すように最初に二次覆工クラックが入ったリング継手ばかりに損傷が集中せず、周辺のリング継手位置の二次覆工にも次々にクラックが生じ、全体として、二次覆工の損傷が分散できる。このためシールドトンネルの長手方向の変形性能を大きく向上させることができる。

式(4.2.24)は、二次覆工コンクリートが分担する引張力と同じ引張力を分担できる二次覆工の長手方向鉄筋量を与えるものである。

4.3 トンネル横断方向の耐震設計法

4.3.1 耐震設計の基本方針

応答変位法による耐震計算では、覆工を剛性が一様で地盤に弾性的に支持された曲がりばりモデル化し、これに地震時地盤変位、地震時周面せん断力及び慣性力を作用させて、地震時増分断面力を算出する。

【解説】

トンネル横断方向には、覆工を剛性が一様で周辺地盤によって弾性的に支持されたリングにモデル化し、これに地震力を作用させるものとした。地震の影響としては、地震時地盤変位、地震時周面せん断力、慣性力を考慮する。

シールドトンネルの横断面に生じる地震時増分断面力には、以下の特性がある。

- ① 地震動が同一であれば、曲げモーメントとせん断力は地盤が軟質な場合ほど大きい。逆に、軸力は地盤が硬いほど大きい。
- ② 覆工の応力度としては、曲げモーメントによる応力度が卓越する。

一方、覆工の常時の設計計算では慣用計算法が一般に用いられているが、この計算法による常時の断面力には以下の特性がある。

- ① 覆工の設計荷重である土水圧の評価に、土水分離の考え方と土水一体の考え方の2通りがあり、計算される断面力が土質によって異なる。一般に、前者を採用した場合の曲げモーメントおよびせん断力は、後者を採用した場合に比べて小さく計算される。地下水位が高いほど、この差は大きい。
- ② 地盤が軟質な場合ほど側方土圧係数の値が大きく、鉛直方向と水平方向の土水圧の差が小さくなる。このため、曲げモーメントおよびせん断力は、地盤が軟質な場合ほど小さくなる。

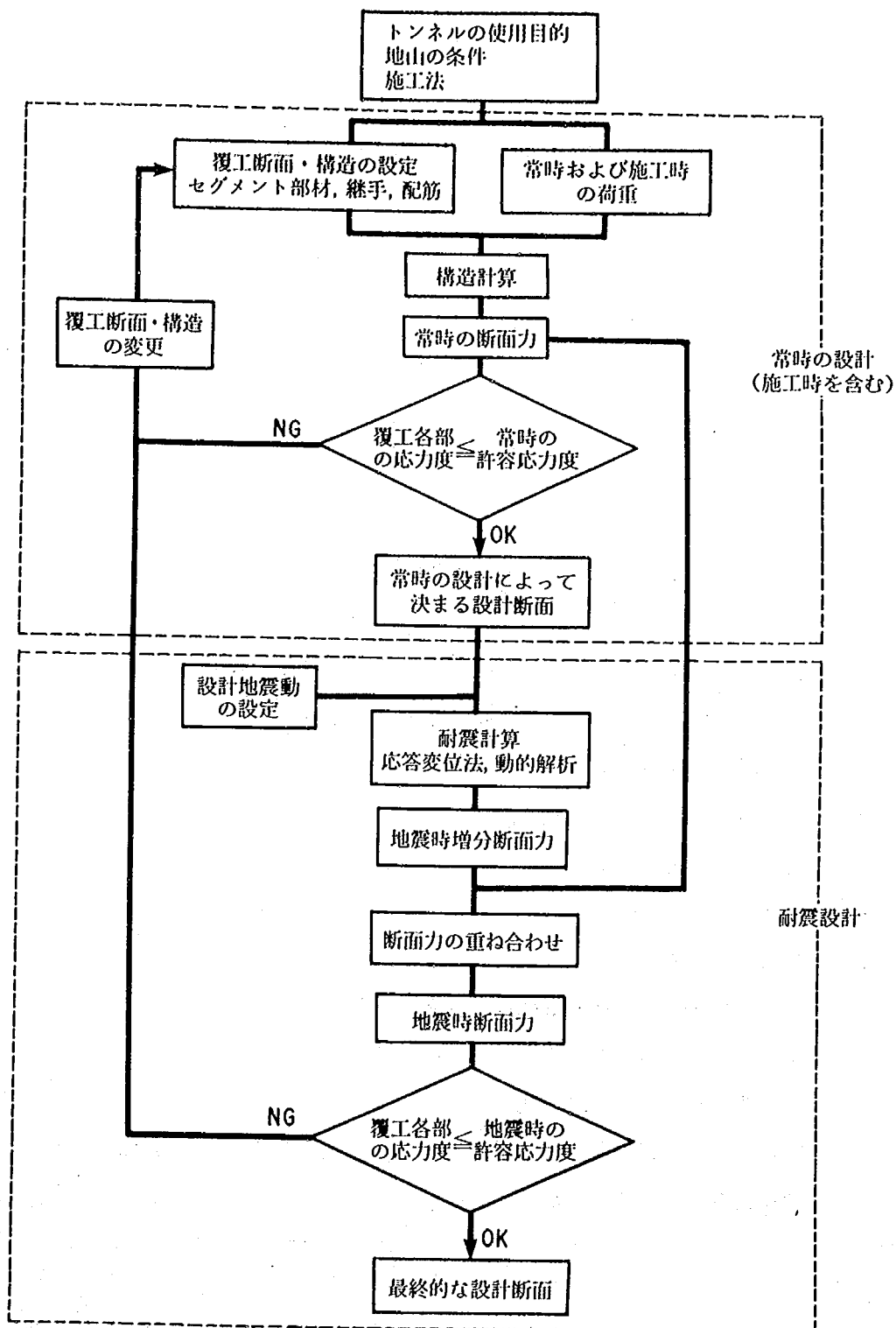
以上のような常時の断面力および地震時増分断面力の特性から、覆工の設計断面が耐震設計によって決まる可能性の高いケースとして、以下の場合が挙げられる。

- ① 覆工の常時の設計を、土水分離の考え方にしたがって行う場合。特に、水底トンネルなどで、常時の構造計算に用いる鉛直方向の荷重と水平方向の荷重との差が小さく、軸力に比較して曲げモーメントが小さい場合。
- ② 常時の設計において土水一体の考え方を採用する場合であっても、地盤が軟弱であり、かつ、土

被りが比較的小さく、常時の断面力が小さい場合。

- ③ トンネル横断面が地盤条件の大きく異なる地層間にまたがり、地層境界付近で地盤の変位振幅が大きく変化する場合。

シールドトンネルの横断方向の耐震設計は、一般に図－解 4.3.1 に示すフローに従って行う。すな



図－解 4.3.1 シールドトンネルの横断面の耐震計算フロー

わち、常時の設計で決まった覆工の断面に対して、3章に規定する地震の影響を考慮し、本章に規定する耐震計算を行い、地震時増分断面力を算出する。常時の荷重によって生じる断面力と地震時増分断面力とを重ね合わせて地震時断面力を算出し、耐震性を確保できるように部材断面を決める。さらに、配筋、覆工厚、継手等を定め、最終的な断面を決定する。地震荷重を作用させる際には、地震時断面力が最も厳しくなるような組合せを考慮しなければならない。

4.3.2 応答変位法による耐震計算

覆工に生じる地震時増分断面力は、原則として、式(4.3.1)、(4.3.2)、(4.3.3)によって算出する。

$$M = \beta \cdot \frac{3\pi \cdot EI}{2R \cdot H_g} \cdot U_h \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot H}{2H_g}\right) \cdot C \cdot \sin 2\theta \quad \dots\dots\dots (4.3.1)$$

$$Q = -\beta \cdot \frac{3\pi \cdot EI}{R^2 \cdot H_g} \cdot U_h \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot H}{2H_g}\right) \cdot C \cdot \cos 2\theta \quad \dots\dots\dots (4.3.2)$$

$$N = -\beta \cdot \frac{3\pi \cdot EI}{R^2 \cdot H_g} \cdot U_h \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot H}{2H_g}\right) \cdot \left(1 + \frac{G_D \cdot R^3}{6EI}\right) \cdot C \cdot \sin 2\theta \quad \dots\dots\dots (4.3.3)$$

$$C = \frac{4(1-\nu D) \cdot G_D \cdot R^3}{(3-2\nu D) \cdot G_D \cdot R^3 + 6(3-4\nu D) \cdot EI} \quad \dots\dots\dots (4.3.4)$$

ここに、

M : 単位延長当りの覆工に生じる曲げモーメント (tf・m/m)

Q : 単位延長当りの覆工に生じるせん断力 (tf/m)

N : 単位延長当りの覆工に生じる軸力 (tf/m)

θ : 覆工頂点からの角度 (rad)

H_g : 表層地盤の層厚 (m)

H : トンネル中心の深度 (m)

R : 覆工の図心半径 (m)

EI : 覆工の曲げ剛性 (tf・m²/m) (単位延長当り)

G_D : 表層地盤の動的せん断弾性係数 (tf/m²)

νD : 表層地盤の動的ポアソン比

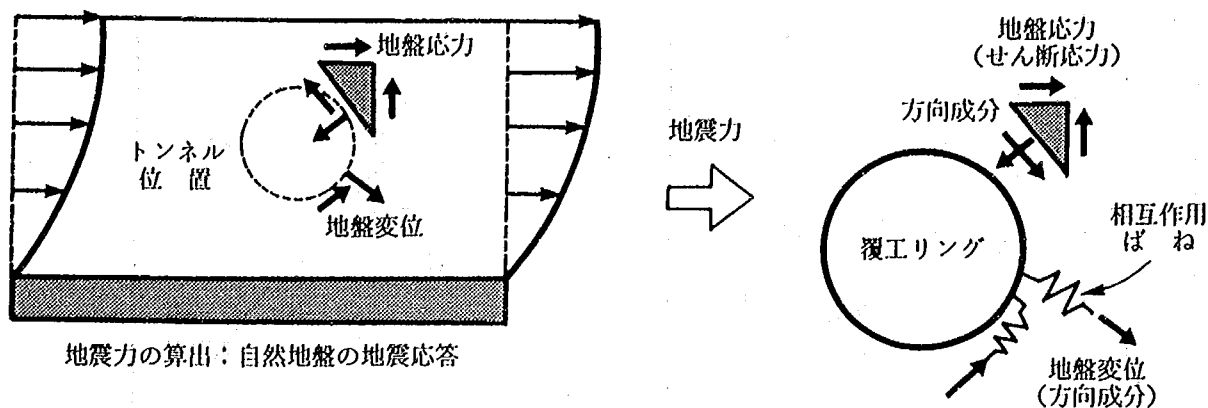
U_h : 地表面での地震時水平地震変位 (m) で、式(3.4.1)より算出する。

β : 計算式の精度を補う係数 (1.3 とする)

【解説】

応答変位法による耐震計算では、図-解4.3.2に従い、以下のように地震時増分断面力を算出する。

- ① トンネル横断面を剛性一様なリングにモデル化する。



図一解 4.3.2 応答変位法による耐震計算法

- ② リングの周囲には、トンネルと地盤との間に相互作用を評価するため地震時地盤ばねを設ける。
- ③ 地震力として、トンネル横断面の図心位置に沿う地震時地盤変位、地震時地盤応力、および加速度を求める。均質・整形地盤が水平方向に振動する場合には、この応力は地震時せん断応力となる。なお、地震時地盤応力が覆工に接する地盤のせん断強度を上回る場合には、地震時地盤応力は覆工に接する地盤のせん断強度とする。
- ④ 地震力のうち、地震時地盤内応力および慣性力は、リングの法線方向と接線方向にわけ、リングに直接載荷する。地震時地盤変位もリングの法線方向成分と接線方向成分とにわけ、それぞれの方向の地震時地盤ばねを介してリングに作用させる。なお、土被りが十分にある場合は、覆工の自重に起因する慣性力を無視してもよい。
- ⑤ 以上の構造モデルと地震荷重を用いて構造計算を行い、リングに生じる地震時増分断面力を算出する。
- ⑥ 常時の断面力と地震時の増分断面力を重ね合わせて地震時断面力を算出する。

ここで、トンネル横断面を剛性一様なリングにモデル化する際には、一次覆工がセグメントを継手によってリング状に組み立て、これらのリングを互いに千鳥に組んだ構造であることを考慮して剛性を評価しなければならない。これについては、常時の設計において、セグメント単体の曲げ剛性を一定の比率（曲げ剛性の有効率）に低下させて剛性一様なリングとする考え方があるので、それを参考にして常時の設計条件と整合するように決めるのがよい。また、二次覆工がある場合には、一次覆工との接合状況を考慮した上で、両者の複合体としての剛性を評価する必要がある。

本文は、トンネル周辺地盤が比較的一様な場合の地震時増分断面力の算出方法を規定したものである。したがって、地盤条件が複雑な場合には、動的解析により地震時地盤変位、地震時地盤応力、慣性力を算出し、これを用いて上記①～⑥により応答変位法に基づいて覆工の地震時断面力を算出しなければならない。

本文に示した計算式は、図一解 4.3.3 に示すトンネル・地盤系を対象に以下の假定および条件を設けて誘導したものである。なお、断面力の正符号の向きは図一解 4.3.4 に示すとおりである。計算式は地盤が図一解 4.3.3 に示す向きに変位したときの断面力を与える。

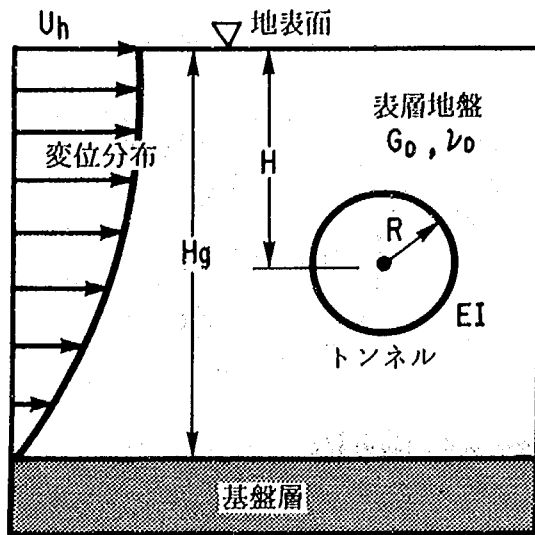


図-解 4.3.3 本文に規定した断面力の算出方法

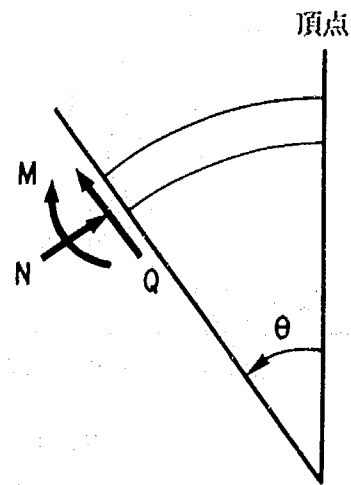


図-解 4.3.4 断面力の正符号の向き

- ① 表層地盤は均質である。
- ② 表層地盤は基本固有振動モードで振動する。
- ③ 表層地盤および覆工の挙動は線形である。
- ④ 覆工の慣性力の影響を無視する。
- ⑤ 土被りがトンネル口径以上あり、かつ、トンネル底点が基盤面に接近していない。
- ⑥ 地震時地盤応力のせん断強度での頭打ちは考慮しない。
- ⑦ 地震時地盤ばねは、無限弾性体中の円孔表面に載荷した場合の力と変位の関係に基づいて、図-解 4.3.5 に示すように算出する。すなわち、図-解 4.3.5 に示すように均質な無限弾性体中の円孔を考え、この円孔表面に載荷したときの荷重と変位の関係を弾性論によって導いて地震時地盤ばねをモデル化する。荷重とそれによって生じる変位との関係は、それらを円周方向にフーリエ級数展開したときのモードごとに定式化され、地震時地盤ばね定数は式(解 4.3.1) 及び式(解 4.3.2) のように与えられる。

$$k_n = \frac{2G_D}{R} \times C_n \quad C_n = \begin{cases} 1 & : n=0 \\ 2 & : n=1 \\ \frac{2n+1-2\nu_D(n+1)}{3-4\nu_D} & : n \geq 2 \end{cases} \quad \dots\dots (\text{解 4.3.1})$$

$$k'_n = \frac{2G_D}{R} \times C'_n \quad C'_n = \begin{cases} 0 & : n=0, 1 \\ \frac{n+2-2\nu_D(n+1)}{3-4\nu_D} & : n \geq 2 \end{cases} \quad \dots\dots (\text{解 4.3.2})$$

ここに、

k_n : 法線方向(接線方向)の荷重または変位に対して法線方向(接線方向)に作用する地震時ばね定数 (tf/m²)

k_n' : 法線方向（接線方向）の荷重または変位に対して接線方向（法線方向）に作用する地震時ばね定数 (tf/m^2)

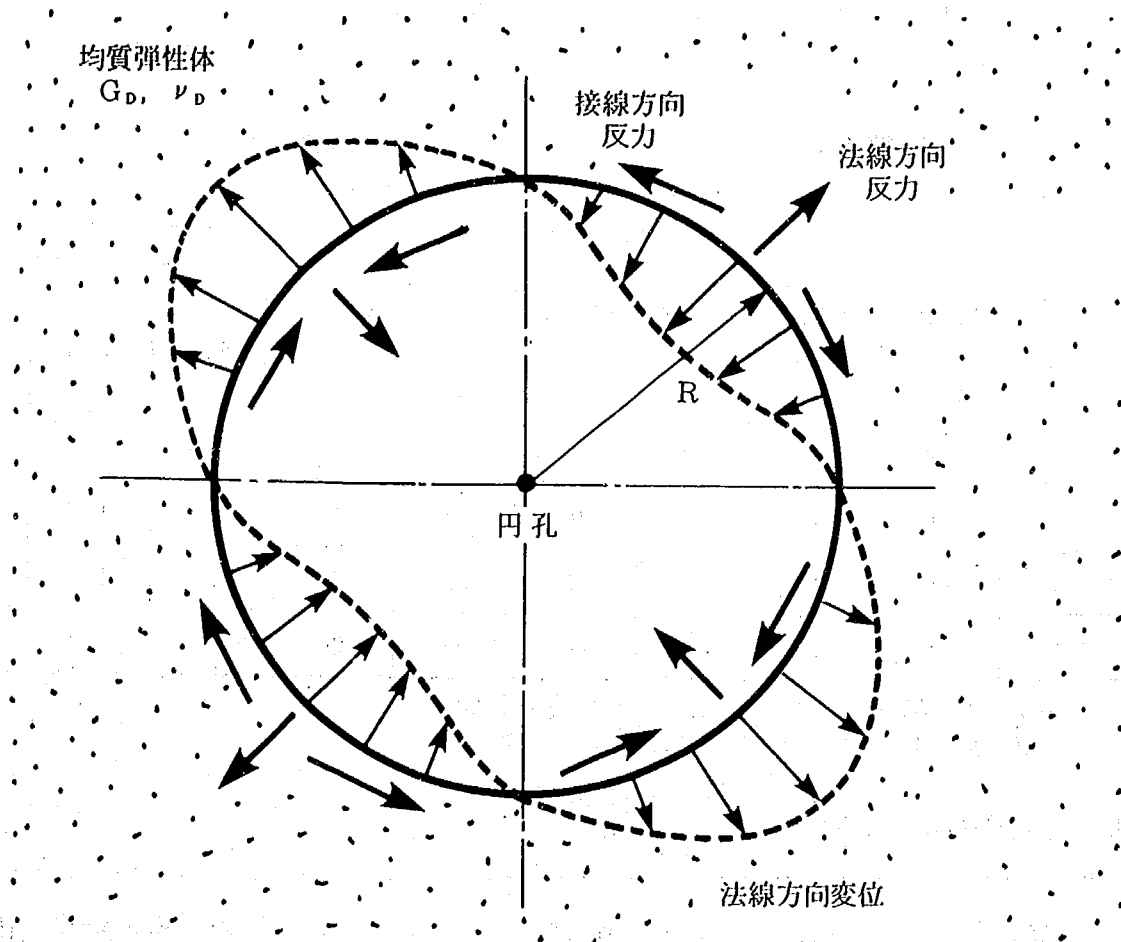
G_D : 表層地盤の動的せん断弾性係数 (tf/m^2) で、式 (解 3.6.1) による

R : 覆工の図心半径 (m)

ν_D : 表層地盤の動的ポアソン比

n : フーリエ次数で表したトンネルの変形モード

上記の仮定および条件に基づいて、地震時地盤ばねに支持された剛性一様なリングに地震時地盤変



図一解 4.3.5 シールドトンネルと地盤間の相互作用
(法線方向に 2 次のフーリエ変位モードを生じさせた場合)

位および地震時周面せん断力を地震力として作用させると、リングに生じる断面力は、第 1 種ベッセル関数を含む無限フーリエ級数の形で定式化される。本文に示した計算式は、この解析解について高次の微小項を無視するなどして、設計計算に便利な形に近似したものである。また、この近似計算式は、地震時地盤変位及び地震時周面せん断力の深さ方向の変化は考えずに、トンネル中心位置での地震時せん断ひずみの大きさに対応する地盤変位及び地盤応力を作用させたときに生じる断面力の解析解である。

この近似計算式による地震時増分断面力の値を厳密な解析解や動的有限要素法による解析結果と比較すると、リングに生じる地震時増分断面力を小さめに見積もる傾向がある。式(4.3.1)～(4.3.3)に含まれる係数 β は、近似計算による地震時増分断面力が危険側の値とならないように設定したものである。なお、参考として、トンネル・地盤系を基本固有周期で定常振動させたときのトンネル断面力について、本文の計算式から得られる値と動的有限要素法による解析値とを比較した結果を表一解4.3.1に示す。

計算式に用いる諸元のうち、表層地盤の動的せん断弾性係数 G_D および地表面での地震時水平地盤変位 u_h は、第3章の規定に従って算出するものとする。また、表層地盤の動的ポアソン比 ν_D は、3.9の解説によるものとする。

表一解 4.3.1 本文の計算式と有限要素法による動的解析結果の比較
(動的解析結果を1.0とした場合)

ケース No.	表層地盤条件			トンネル条件			本文計算式による値		
	密度 (t/m^3)	せん断 波速度 (m/s)	ポアソン 比 ν_D	口 径 2 R (m)	覆工厚 (m)	深 さ H (m)	M_{max}	Q_{max}	N_{max}
1	1.6	120	0.45	16	0.8	25	1.26	1.21	1.16
2	1.6	120	0.45	16	0.8	40	1.24	1.05	1.31
3	1.6	120	0.45	6	0.3	25	1.30	1.27	1.21
4	1.8	240	0.40	16	0.8	25	1.18	1.11	1.13

各ケースに共通して、 $H_g = 50\text{ m}$ 、 $E = 3.5 \times 10^6\text{ tf/m}^2$
 U_h は動的FEMの結果に一致させた

4.3.3 動的解析による照査

- (1) 動的解析では、表層地盤を地盤の非線形性を等価剛性で表わした二次元平面ひずみ有限要素で、覆工を等価剛性はりで、モデル化することを原則とする。
- (2) 入力地震動は原則として基盤面で与え、3.8の規定による。

【解説】

- (1) 動的解析では、周辺地盤およびシールドトンネルを適切な動的力学モデルに置換し、建設地点に想定される地震動を与えて、覆工に生じる地震時増分断面力を解析する。動的解析法としては、現時点では二次元有限要素法が最も一般的である。有限要素法による動的解析では、複雑な地形や地層構造を反映させた地盤の振動性状や近接構造物との相互作用の影響が考慮できるほか、応答変位法による耐震計算に必要な地震時地盤ばね定数を定めなくてもよい。

有限要素法による場合、地盤をソリッド要素で、トンネル覆工を曲がりばり要素を用いたリングで、それぞれモデル化するのが一般的である。図－解 4.3.6 に二次元有限要素法による地盤およびトンネル覆工のモデル化の例を示す。地盤およびトンネル構造系がトンネルの頂点と底点を通る鉛直軸について左右対称である場合には、その対称性を利用して解析領域の半分だけをモデル化してもよい。ただしこの場合には、対称軸上の節点の境界条件に注意する必要がある。

地盤のモデル化に当たっては、動的な土質定数の設定に十分注意しなければならない。特に、地盤の剛性及びそのひずみ依存性については、地盤に見合った正しいデータを用いる必要がある。

また、モデル化する領域を十分広くとり、解析領域の境界での波動の反射の影響をなくす工夫をするなど、境界条件にも留意しなければならない。

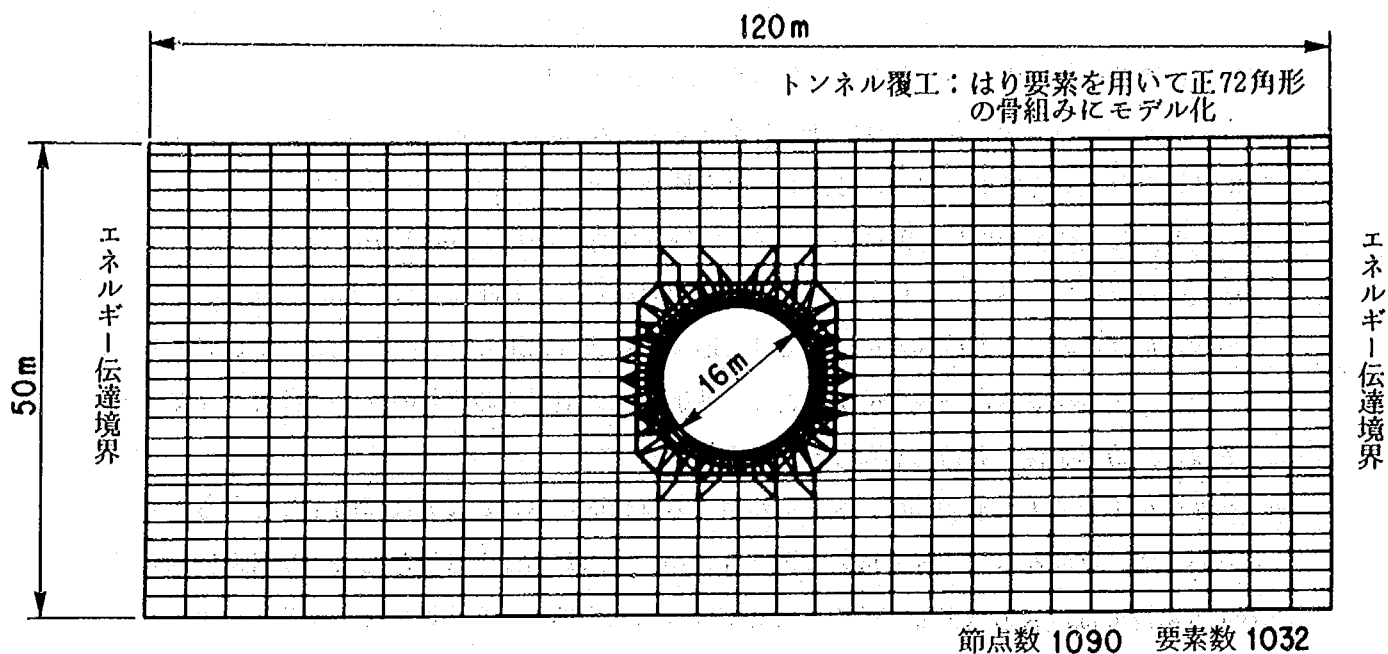
- (2) 3.8 に規定する入力地震動は、3.7 に規定する基盤面における入力地震動を与えたものである。したがって、基盤をもっと深く取るなど 3.8 に規定する基盤面とは異なる入力基盤面で地震動を入力する場合には、入力基盤面の性格に応じて 3.8 の入力地震動を適切に補正するものとする。

4.3.4 耐震性の照査

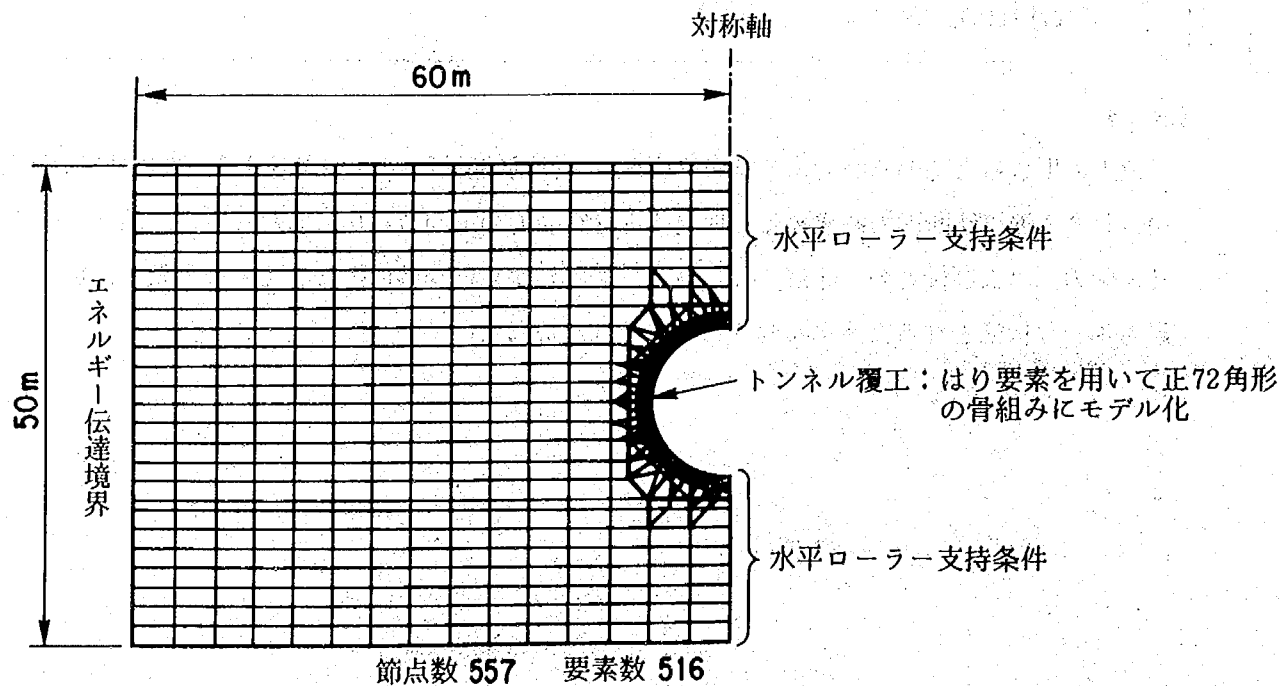
- (1) 許容応力度法により耐震計算する場合には、覆工に生じる地震時断面力による応力度が許容応力度以内でなければならない。
- (2) 地震時保有水平耐力法による場合には、覆工に生じる地震時断面力が地震時保有水平耐力以下でなければならない。

【解説】

覆工に生じる常時の断面力に応答変位法もしくは動的解析によって算出した地震時増分断面力を重ね合わせて地震時断面力を求める。地震時増分断面力の重ね合わせにあたっては、曲げモーメント、せん断力、および軸力の分布形、ならびに、それらが正負交番に生じることを考慮し、覆工にとって最も不利な状態となるように重ね合わせなければならない。



(a) 解析領域全体をモデル化した例



(b) 対称性を利用して解析領域の1/2をモデル化した例

図-解 4.3.6 二次元有限要素法によるシールドトンネルと表層地盤の動的解析モデル

第5章 幅広地下構造物の耐震設計

5.1 耐震設計の基本方針

- (1) 応答変位法による耐震計算では、鉛直面内に生じる地震時の地盤のせん断変形を考慮する。
- (2) 応答変位法による耐震計算は、幅広地下構造物の短手方向と長手方向の両方向に対して行う。
- (3) 応答変位法による耐震計算した幅広地下構造物のうち、以下のように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ものとする。
 - a) 地盤条件が著しく変化している場合。
 - b) 幅が非常に広く、幅広地下構造物の面外変形が無視できない場合。

【解説】

- (1) 幅広地下構造物では、地震時の地盤のせん断変形が支配的であり、したがって地震時周囲せん断力が地震外力として重要である。このため、幅広地下構造物の耐震設計では、鉛直面内の地盤に生じる地震時せん断変形を考慮するものとした。
- (2) 耐震設計は幅広地下構造物の短手方向、長手方向の両方向に対して行うこととした。これは、幅広地下構造物にもいろいろな構造形式が考えられるが、一般に弱軸方向と強軸方向に耐震計算すれば、構造物の耐震性は確保され则认为られるためである。
- (3) 2章の規定に従い、地震時挙動が複雑な幅広地下構造物については、動的解析による安全性を照査するものとした。安全性を照査する必要がある幅広地下構造物の条件は、以下の通りである。
 - a) 地盤条件が、深さ方向や水平方向に著しく異なり、このため、1)に規定した鉛直面内の地盤に生じる地震時せん断振動を考慮した応答変位法による耐震計算では不十分な場合。また、地表面や基盤層が大きく傾斜している等、地盤の不成形性が著しい場合。
 - b) 幅が非常に広く、幅広地下構造物が全体として板のように面外に変形する影響が無視できない場合。地盤条件が平面的に著しく変化する場合に、このような影響が著しくなる場合がある。

5.2 応答変位法による耐震計算

5.2.1 地震の影響

応答変位法による耐震計算では、地震の影響として次の荷重を考慮するものとする。

- 1) 3.3の規定による慣性力
- 2) 3.5の規定による地震時土圧
- 3) 3.6の規定による地震時周面せん断力

【解説】

幅広地下構造物の耐震設計において考慮すべき地震の影響を示したものである。応答変位法による耐震計算では、地震の影響として慣性力、地震時土圧、地震時周面せん断力を考慮する。構造物の重量とは、幅広地下構造物躯体の自重の他に設備重量等長期的に存在する施設の重量も含むものとする。

5.2.2 解析モデル

- (1) 幅広地下構造物の断面力および応力度は、ラーメン構造を基本とし、スラブ、はり、壁、及び、これらの組み合わせからなる構造モデルを仮定して算出するものとする。
- (2) 構造壁を設ける場合には、適切に力学特性をモデル化し、上記(1)の構造モデルに取り入れて解析しなければならない。

【解説】

- (1) 解析に際しては、幅広地下構造物の短手方向及び長手方向の両方向に、ラーメン構造としてモデル化することを原則とする。ラーメンの軸線は、当該断面のスラブ、壁、はり、柱の図心とする。奥行きをどのように取るかは、奥行き方向の構造条件に応じて定めなければならない。
- (2) 構造壁は、地下構造物の剛性を高め、地震荷重に対するはり、柱、スラブ等の負担を軽減させることを目的として設置するものである。構造壁を効果的に設置することにより、幅広地下構造物の耐震性を向上させるとともに、はり、柱、スラブに発生する地震時断面力を低減させることができる。構造壁の効果は、構造壁面内の大きなせん断剛性によるものであり、解析に際しては、以下の事項に留意しなければならない。

a) 構造壁の設置方法

- i) 構造壁はなるべく均一に、また、対称となるように配置すること。構造壁を片寄って配置したり、非対称に配置することは、地下構造物に偏心が生じ、予期しない応力集中につながる可能性が高い。
- ii) 地下構造物が複数の階から成っている場合には、各階をつらぬいて鉛直方向に連続した構造壁とすること。ある階に構造壁があり、その下層に構造壁がないというように、構造壁が鉛直方向に連続していないと剛性に大きな差が生じ、応力集中等によって構造的な弱点となる可能性がある。

b) 構造壁のモデル化

構造壁のモデル化には、各種の方法が提案されているが、図-解 5.2.1 に代表的なモデルを示す。このモデルでは、構造壁はその中心線上の壁柱に置換され、その上下端に剛域を設けて、柱・はりの節点へピンで結合するものである。柱の剛性としてはもとの柱断面の剛性を用いるが、はりの剛性は周囲の壁も含めて算出する。図-解 5.2.1 のモデルでは、壁柱、はりの剛性は式(解 5.2.1)～(解 5.2.5)によって略算してよい。

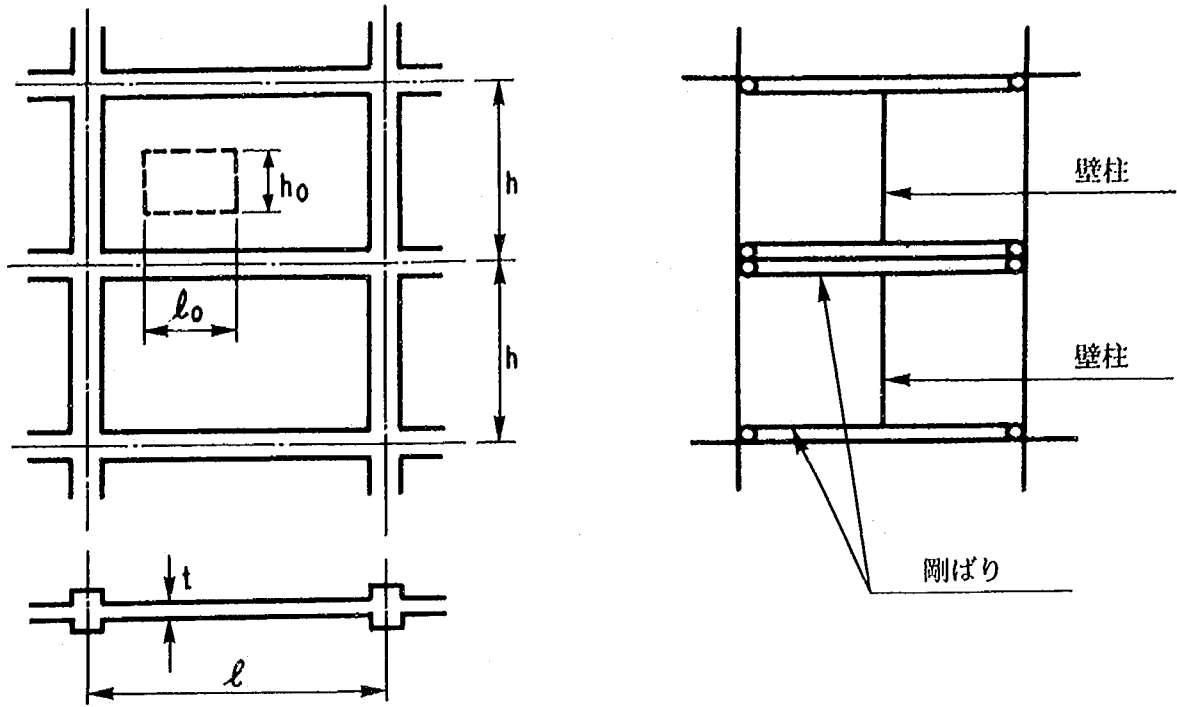


図-解 5.2.1 構造壁のモデル化

$$E_c I_w = E_c \cdot t \cdot \ell^3 / 12 \quad \text{..... (解 5.2.1)}$$

$$E_c A_w = E_c \cdot t \cdot \ell \quad \text{..... (解 5.2.2)}$$

$$G_c A_{ws} = C_H \cdot C_N \cdot G_c \cdot t \cdot \ell / 1.2 \quad \text{..... (解 5.2.3)}$$

$$E_c I_{wb} = E_c (I_B + \ell \cdot h^3 / 12) \quad \text{..... (解 5.2.4)}$$

$$E_c A_{wb} = E_c (A_B + h \cdot t) \quad \text{..... (解 5.2.5)}$$

ここに、

$E_c I_w$: 壁柱の曲げ剛性 (tf・m²)

$E_c A_w$: 壁柱の軸剛性 (tf)

$G_c A_{ws}$: 壁柱せん断剛性 (tf・m²)

$E_c I_{wb}$: 構造壁周囲のはりの曲げ剛性 (tf・m²)

$E_c A_{wb}$: 構造壁周囲のはりの軸剛性 (tf)

E_c : コンクリートのヤング係数 (tf/m²)

G_c : コンクリートのせん断弾性係数 (tf/m²)

t : 構造壁の厚さ (m)

ℓ : 柱の中心間隔 (m)

h : はりの中心間隔 (m)

ℓ_0 : 開口部の長さ (m)

h_0 : 開口部の高さ (m)

C_N : せん断剛性の低下率

C_H : 開口による剛性の低下率であり、式(解 5.2.6)によって算出される C_{H1} , C_{H2} のうち、いずれか小さい値とする。

$$\left. \begin{aligned} C_{H1} &= 1 - \ell_0 / \ell \\ C_{H2} &= 1 - \sqrt{h_0 \ell_0 / h_1} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (解 5.2.6)$$

構造壁に地震力が作用すると、せん断剛性は、クラックの発生等、せん断変形の増大に伴って低下するため、構造壁のせん断剛性は適切に設定することが重要である。コンクリートに生じる平均せん断応力度 τ_m が道路橋示方書下部構造編に規定されるコンクリートの許容せん断応力度 τ_{a1} に満たない場合には、構造壁のせん断剛性は低下しないものとし、コンクリートの平均せん断応力度が τ_m が τ_{a1} を越える場合には、構造壁のせん断剛性の低下率 C_N を 0.2 ~ 0.8 程度としてよい。なお、構造壁のせん断ひずみ γ と C_N の関係の一例を図-解 5.2.2 に示す。

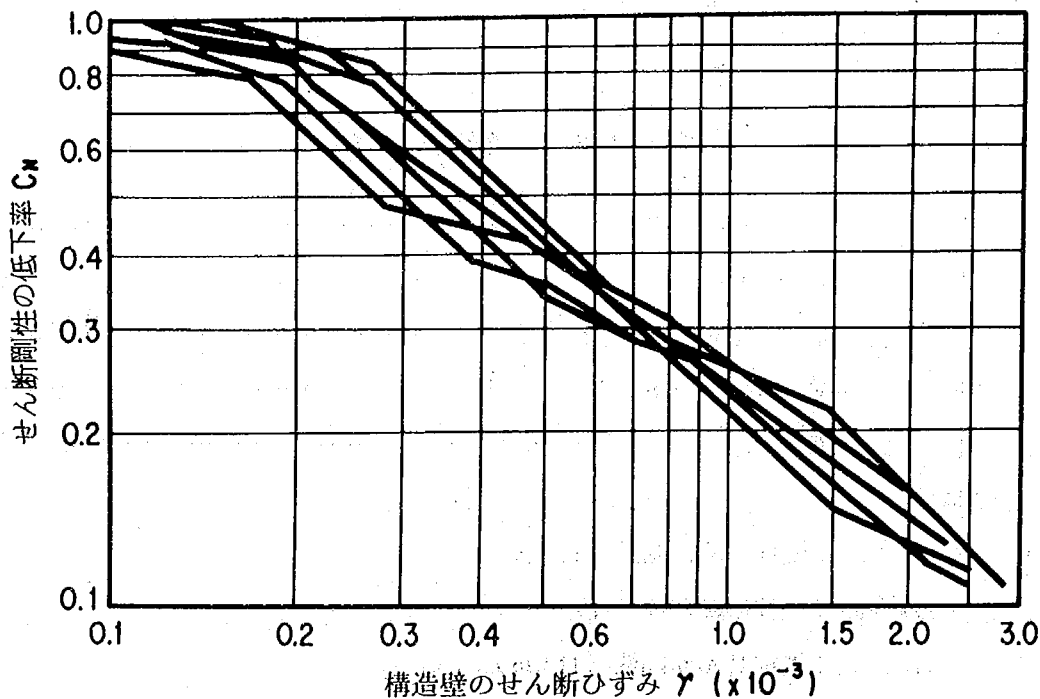


図-解 5.2.2 構造壁とせん断ひずみ γ と C_N の関係の一例

c) 構造壁の解析方法

i) 平面解析モデルを用いてよい場合

検討断面の奥行方向に幅広地下構造物の変形がほぼ同じと考えられる場合には、平面解析モデルを用いて構造壁を取り込んだ解析を行ってよい。

ii) 立体解析モデルを用いなければならない場合

検討断面の奥行方向に変形がほぼ同じとは考えられない場合には、立体解析モデルを用いなければならない。検討断面の奥行方向の変形がほぼ同じとは考えられない場合とは、以下の場合である。

- ① 構造壁間の間隔が大きい場合
- ② 地盤条件が著しく変化している場合
- ③ 構造的条件が著しく変化している場合

5.2.3 地震荷重の作用のさせ方

応答変位法による耐震計算では5.2.1に規定する荷重を幅広地下構造物に最も不利な応力、変位、その他の影響が生じるように作用させるものとする。

【解説】

応答変位法による耐震計算の原則を規定したものである。応答変位法では、常時に作用する死荷重、土圧、水圧、浮力、地盤変位に加えて、地震の影響を慣性力、地震時土圧、地震時周面せん断力によって表し、構造物の耐震計算を行う。

耐震計算では一般に、幅広地下構造物を図一解5.2.3のようにモデル化し、図一解5.2.4の荷重を作用させるものとする。

- (1) 幅広地下構造物を図一解5.2.3に示すように地震時地盤ばねで支持された骨組構造にモデル化する。地震時地盤ばね定数は3.9の規定により算出する。

地震時地盤ばね定数としては、一般に以下に示すものがある。

- a) k_H : 側面の水平方向ばね定数 (th/m²)
- b) k_U : 底面の鉛直方向ばね定数 (tf/m²)
- c) k_{SS} : 側面のせん断ばね定数 (tf/m²)
- d) k_{SB} : 底面のせん断ばね定数 (tf/m²)

- (2) 地震の影響としては、一般的に以下のものがある。

- a) $p(z)$: 地震時土圧
- b) τ_U : 地震時周面せん断力 (上面)
- c) τ_B : 地震時周面せん断力 (底面)
- d) τ_S : 地震時周面せん断力 (側面)
- e) p_I : 幅広地下構造物躯体の慣性力

これらは、3.4、3.5、3.6の規定に基づき、式(解5.2.7)～式(5.2.11)により求めるものとする。

$$p(z) = k_H \{ u(z) - u(z_B) \} \dots\dots\dots \text{(解5.2.7)}$$

$$\tau_U = \frac{G_D}{\pi H} \cdot S_v \cdot T_s \sin \frac{\pi \cdot z_U}{2H} \dots\dots\dots \text{(解5.2.8)}$$

$$\tau_B = \frac{G_D}{\pi H} \cdot S_v \cdot T_s \sin \frac{\pi \cdot z_B}{2H} \dots\dots\dots \text{(解5.2.9)}$$

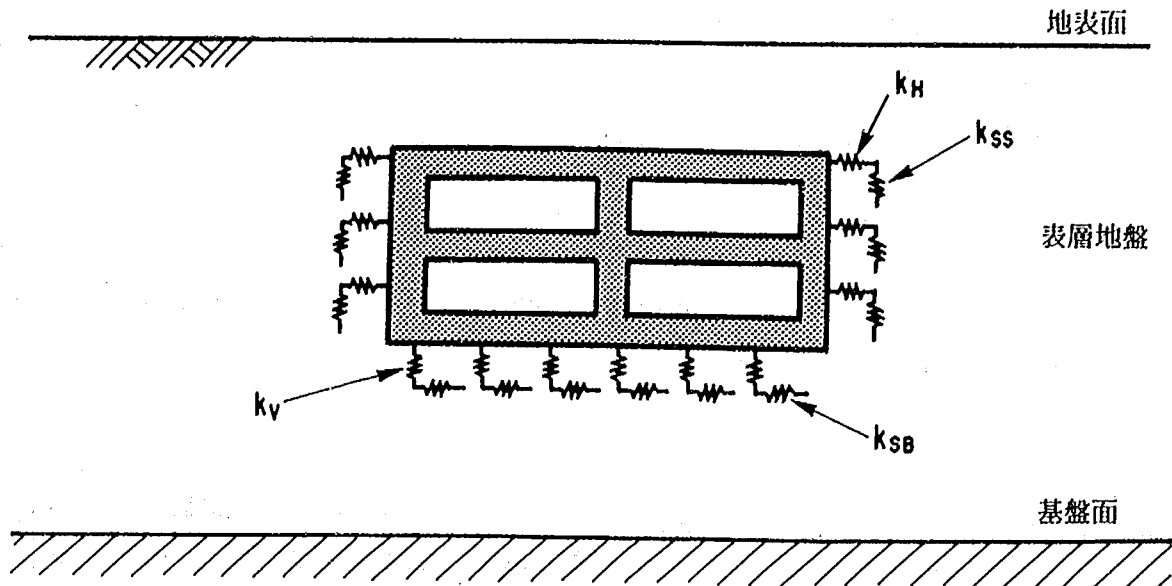


図-解 5.2.3 応答変位法による幅広地下構造物の解析モデル

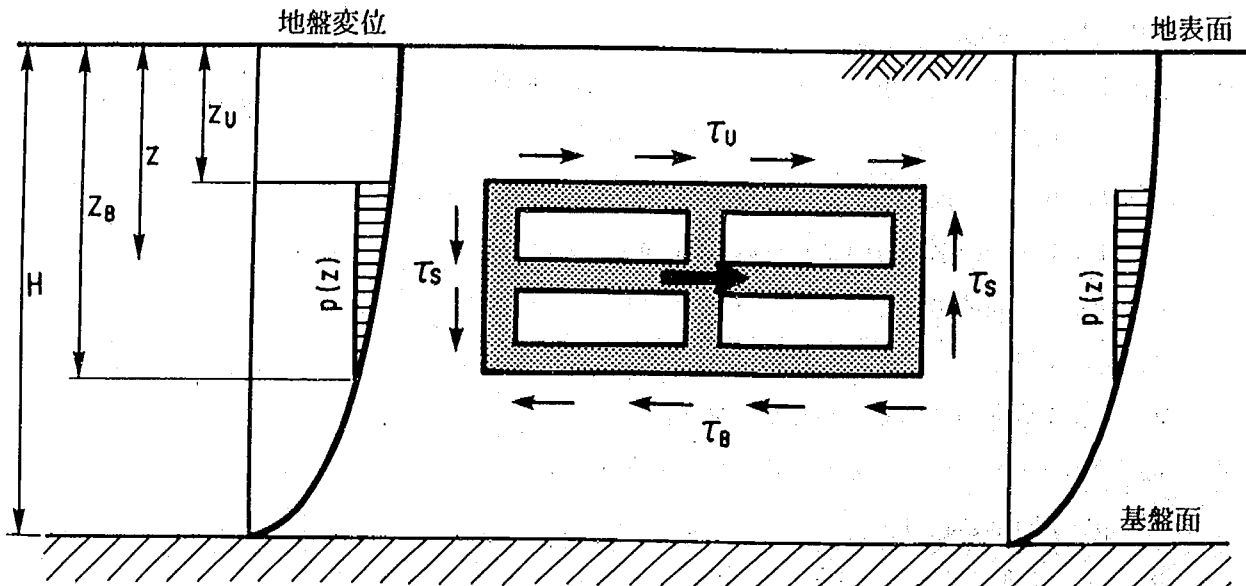


図-解 5.2.4 幅広地下構造物に作用させる地震荷重

$$\tau_s = 1/2(\tau_u + \tau_b) \quad \dots\dots\dots (解 5.2.10)$$

$$p_i = W \cdot k_h \quad \dots\dots\dots (解 5.2.11)$$

ここに,

$p(z)$: 地表面からの深さ z (m) において幅広地下構造物に作用する地震時土圧 (tf/m²)

z : 地表面からの深さ (m)

z_u : 地表面から幅広地下構造物上面までの深さ (m)

z_b : 地表面から幅広地下構造物底面までの深さ (m)

$u(z), u(z_b)$: 地表面からの深さ z (m) および z_b (m) における地震時水平地盤変位 (m) で式

(3.4.1) による。

τ_u, τ_b, τ_s : 上面, 底面, および側面に作用する地震時周面せん断力 (tf/m²) で, 式 (3.6.1) による。

G_D : 地盤の動的せん断変形係数で式 (解 3.6.1) による。

S_v : 速度応答スペクトル (m/sec) であり, 式 (3.4.2) による。

T_s : 地盤の固有周期であり, 式 (3.4.3) による。

H : 表層地盤の厚さ (m) であり, 地表面から基盤面までの厚さをとる。

P_l : 幅広地下構造物に作用する慣性力 (tf/m)

W : 幅広地下構造物の躯体重量 (tf)

k_h : 設計水平震度で, 式 (3.3.1) による。

5.3 動的解析による照査

- (1) 幅広地下構造物の横断方向の耐震性を照査するためには, 地下構造物および表層地盤を 2 次元有限要素法解析モデルに置換するのがよい。
- (2) 幅広地下構造物の面外方向の耐震性を照査するためには, 地盤の離散型のバネ-質点モデルに, また, 幅広地下構造物を板もしくはシェル要素にモデル化するのがよい。
- (3) 基盤面における入力地震動は, 3.8 の規定による。

【解説】

- (1) 幅広地下構造物の横断面の耐震性を照査する場合には, 幅広地下構造物と地盤の両者の振動を解析する必要がある。このため, ここでは, 現在までによく用いられている図-解 5.3.1 に示す 2 次

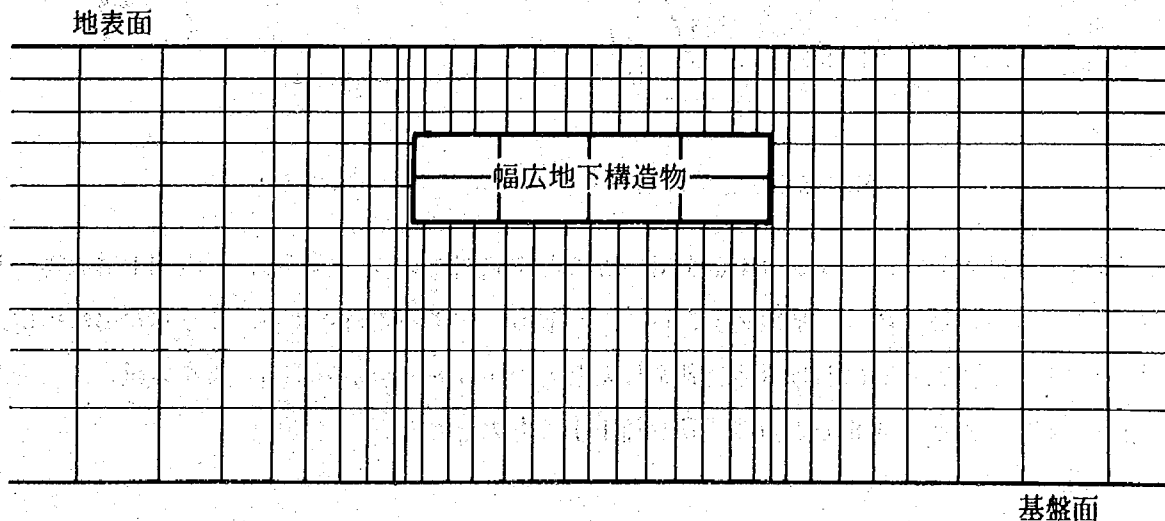


図-解 5.3.1 2次元平面ひずみ解析要素

元平面ひずみ解析モデルを用いることを示した。モデル化に際しては、以下の点に留意する。

- a) 地盤の固有周期，減衰定数，構造物の剛性等，幅広地下構造物及び表層地盤の動的特性を正しく表現できること。
- b) 等価線形化手法を用いて地震時に地盤に生じるせん断ひずみに応じて地盤の等価剛性及び等価粘性減衰定数を定めること。等価線形化法によれば多くの場合には地震時の地盤振動をある程度の精度で解析できる。

(2) 幅広地下構造物の水平方向に沿う面内および面外変形に対する耐震性を検討する場合には、水平方向の地震時地盤変位を解析する必要がある。こうした解析には、3次元有限要素法等の使用が考えられるが、耐震計算に必要な精度で幅広地下構造物及び周辺地盤をモデル化すると、現状の3次元動的解析では自由度数が多くなりすぎ、自由度の縮合を行っても動的解析を実用的なレベルで行うことができない場合が多い。このため、図-解 5.3.2 に示すように、深さ方向に表層地盤を1層もしくは2層程度に離散化するモデル化が有効である。幅広地下構造物は、解析目的に応じて板要素もしくは3次元シェル要素としてモデル化するのがよい。

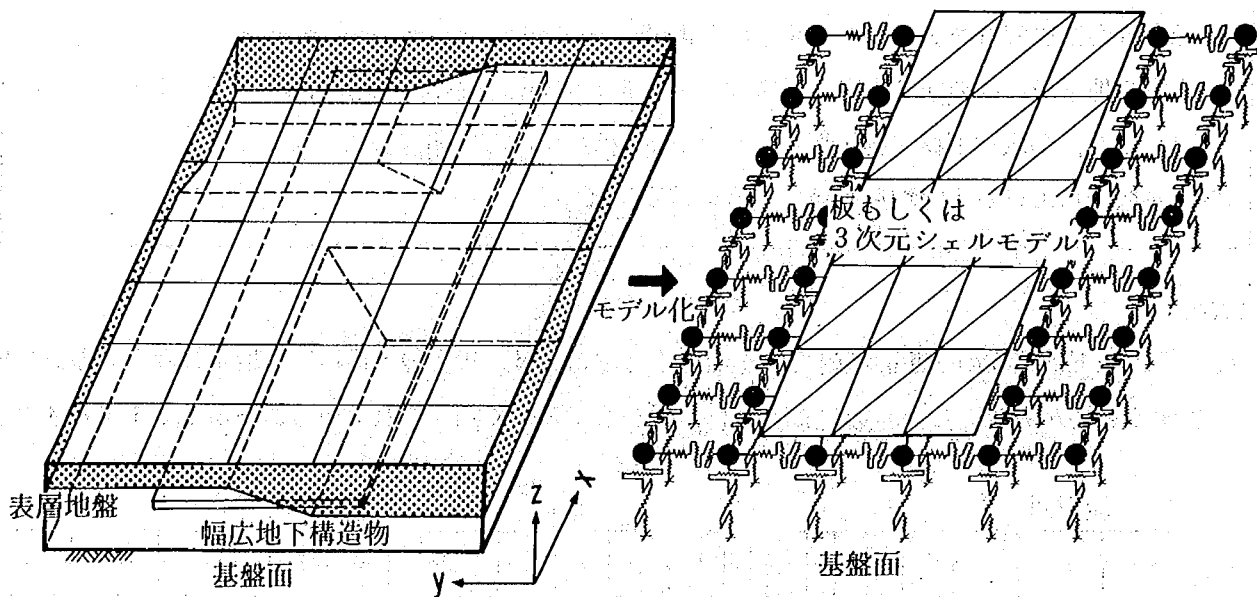


図-解 5.3.2 板もしくは3次元シェル解析モデル

(3) 基盤地震動としては、3.8の規定を用いることを原則とする。ただし、幅広地下構造物が基盤内に根入れされる場合には、基盤層をさらに深く取る方がよい場合もある。こうした場合には、3.7に規定する基盤層上面における地震動を与えたものが3.8の規定であることを考慮し、入力基盤の深さに応じて適切に3.8の入力地震動を補正するものとする。

第6章 鉛直地下構造物の耐震設計法

6.1 耐震設計の基本方針

- (1) 鉛直地下構造物では、地震時地盤変位及び地震時周面せん断力が支配的となるため、これらの深さ方向の分布を正確に評価して、耐震計算しなければならない。
- (2) 鉛直地下構造物が大規模な場合には、3次元的な変形が生じるため、こうした特性を考慮できる解析モデルを用いて耐震設計しなければならない。
- (3) 鉛直地下構造物のうち、基盤内に建設された部分に対しては、耐震計算を要しない。ただし、表層地盤と基盤面の境界部のように、地盤条件が大きく異なる部分では地震時増分断面力が大きくなるので、こうした点に注意しなければならない。

【解説】

- (1) 鉛直地下構造物の耐震計算に支配的な地震の影響を正確に評価することの重要性を示したものである。地震時地盤変位も地震時周面せん断力も、ともに鉛直面内の地盤の変形によって定まる。したがって、鉛直地下構造物周辺地盤の深さ方向の変形を動的解析によって正確に推定することが重要である。

なお、地盤の変形としては、1次振動モードが支配的であるため、この振動モードに相当する地震時地盤変位や地震時周面せん断力が重要である。

- (2) 用途によって異なるが、鉛直地下構造物は、深度方向に大きいと同時に平面的にも大きな構造物が多い。このため、鉛直地下構造物は、3次元的な変形をする場合が多い。鉛直地下構造物の耐震設計に際しては、構造物の3次元的な変形特性を十分取り入れられるモデルを用いて解析することが重要である。

ただし、構造規模が小さい場合には、梁として解析することも可能である。

- (3) 基盤の中に建設される地下構造物に対しては、耐震設計を要しない。これは、基盤では地震時地盤変位が小さく、地震時に地下構造物に生じる応力度が小さいためである。ただし、本文にあるように、表層地盤から基盤面に変化する領域では、大きな地震時増分断面力が生じるので十分注意が必要である。

6.2 応答変位法による耐震計算

6.2.1 解析モデル

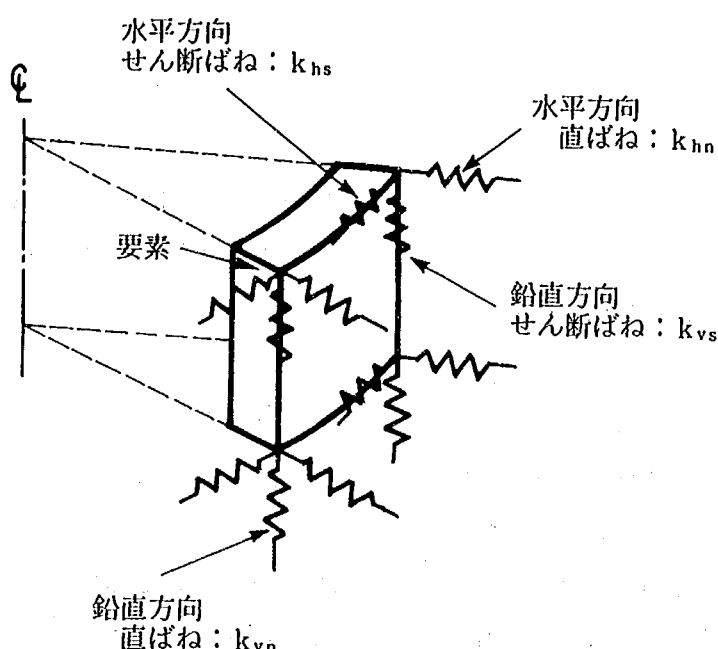
- (1) 鉛直地下構造物は地震時地盤ばねによって地盤に弾性的に支持されている構造系としてモデル化する。地震時地盤ばね定数は、3.9の規定による。

(2) 3次元的な変形を解析できるように、原則として、シェル要素もしくはソリッド要素によって鉛直地下構造物をモデル化する。

【解説】

(1) 応答変位法によるモデル化では、地震時地盤ばね定数の設定が重要である。地震時地盤ばね定数が正しく定められていれば、応答変位法による耐震計算は、動的解析と実用上ほとんど同じ結果を与える。

地震時地盤ばねは図－解 6.2.1 に示すように、構造物の壁面に対して法線方向と接線方向に分けてつける。



図－解 6.2.1 地震時地盤ばねの配置

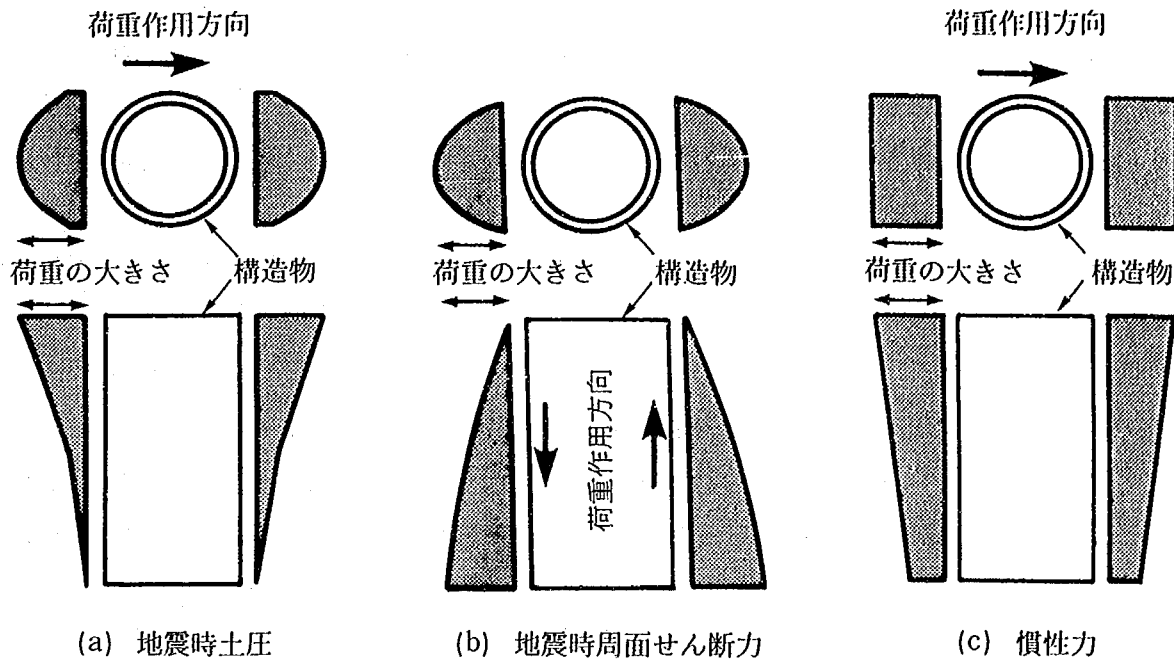
(2) 小規模な鉛直地下構造物では、地盤によって弾性的に支持された梁としてモデル化することが多いが、大規模な鉛直地下構造物では構造規模が大きいため、3次元的な変形が生じる。このため、鉛直地下構造物の耐震計算では、シェルもしくはソリッド要素としてモデル化することを原則とした。ただし、小規模な場合には、梁によるモデル化も可能である。

6.2.2 地震荷重の作用のさせ方

6.2.1 に規定した構造モデルに、3章に規定する慣性力、地震時土圧、地震時周面せん断力を作用させて、鉛直地下構造物に生じる地震時増分断面力を算出する。

【解説】

図一解 6.2.2 に、一般的な地震荷重の作用のさせ方を示す。6.1 に規定したように、基盤面以深の構造物部分に対しては、原則として地震力を作用させなくてもよい。



図一解 6.2.2 地震荷重の作用のさせ方

6.3 動的解析による照査

- (1) 原則として、周辺地盤は地盤の非線形性を等価剛性で表した3次元ソリッド要素で、また、鉛直地下構造物はシェルもしくはソリッド要素でモデル化する。
- (2) 3.8の規定に基づき、入力基盤面における地震動を定める。

【解説】

鉛直地下構造物の3次元的な変形特性を表すために、3次元解析モデルを用いることを原則とした。鉛直地下構造物が円形断面の場合には、軸対象解析を有効に利用することができる。鉛直地下構造物が矩形断面の場合には、軸対象解析法を用いることはできない。この場合には、解析目的に応じていろいろのモデルを使い分けなければならない。たとえば、鉛直地下構造物の3次元的な変形特性を解析するためには、モデルの自由度を多少抑えれば3次元解析を行うことができる。この結果を利用して、2次元解析で部分的な詳細解析を行うことが考えられる。

ただし、2章に示したように、鉛直地下構造物では、地震時地盤ばね定数、地震時地盤変位、地震時周面せん断力が正しく解析されていれば、応答変位法による耐震計算は、一般に、ほとんど動的解析と同じ結果を与える。したがって、動的解析を行うに際しては、何を解析するかという目的をはっ

きりさせておくことが重要である。

6.4 耐震性の照査

- (1) 許容応力度法により耐震計算する場合には、地震時断面力による応力度が許容応力度以下でなければならない。
- (2) 地震時保有水平耐力法により耐震計算する場合には、地震時断面力が地震時保有水平耐力以下でなければならない。

【解説】

鉛直地下構造物に生じる常時の断面力に応答変位法もしくは動的解析によって算出した地震時増分断面力を重ね合わせて地震時断面力を算出する。常時の断面力と地震時増分断面力との重ね合わせに際しては、曲げモーメント、軸力、せん断力の分布形、ならびに、地震時増分断面力が正負交番に作用することを考慮し、鉛直構造物にとって最も不利な状態となるように重ね合わせなければならない。

第7章 地震の影響の低減を期待する構造

7.1 一般

- (1) 地震時に地盤に生じる変位や変形を吸収する構造を設けた場合には、地震の影響を低減してよい。地震の影響を低減してよい構造には、以下のものがある。
 - (a) 可とう性継手を配置する構造
 - (b) 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
 - (c) 免震材を用いる構造
- (2) 地震の影響の低減を期待する構造は、以下の要件を満足しなければならない。
 - (a) 地下構造物の常時の機能を阻害しないこと
 - (b) 長期的に、安定して機能すること
 - (c) 大規模な地震に対して安定して機能を発揮すること

【解説】

- (1) 地下構造物は周辺を地盤に支持されているため、砂質地盤の液状化のように周辺地盤が破壊しない限り、地盤の地震時変位・変形以上には構造物が変位したり変形しないという特徴を持っている。また、地震時に地盤に生じる変形が伝えられる結果、地下構造物に変形が生じるのであるから、地下構造物の強度や剛性を増加させると地下構造物に生じる断面力は一般に大きくなるという特徴も持っている。

このような点から、地下構造物に対する地震の影響の低減を期待できる構造として、その原理を本文に規定したものである。これらは、地震時に周辺地盤に生じた変位、変形が地下構造物に伝わりにくくするか、もしくは、地下構造物の変形性能を向上したり、地盤の変形をどこかで吸収しようというものである。

ただし、このような構造を採用し、地震の影響を低減するのがよいか、あくまでも地下構造物の強度や剛性を高め、強度的に地震の影響に抵抗するようにするのがよいかは、議論の分かれるところである。構造的な剛性を高めれば高めるほど地震時断面力も大きくなる地下構造物の耐震設計で、やみくもに剛性を高めることがいい耐震設計とはいえない場合もある。反対に、地下構造物の変形性能を高めたり、どこかで地盤の変形を吸収できる構造を設けることは、ある意味では構造的な弱点を設けることでもある。したがって、地震の影響の低減を期待する構造を設ける場合には、その影響を常時、地震時についてよく検討した上で判断することが重要である。

- (2) 地震の影響の低減を期待する構造の要件を示したものである。地震の影響を低減することだけに目を奪われて、地下構造物の常時の機能や長期的な構造系全体としての耐久性に影響を与えるような構造を採用してはならない。また、大規模な地震が作用しても十分機能が発揮できるような性能

を確保するとともに、万一に備えてフェールセルフ機能を設けるのがよい。

7.2 可とう性継手を配置する構造

- (1) 可とう性継手の剛性は、地下構造物の地震時増分断面力に大きな影響を与えるため、継手に生じる相対変位、許される相対変位量等に基づき正確に定める。
- (2) 可とう性継手に許容すべき相対変位量は、地下構造物に生じる地震時増分断面力、及び、継手部の機能を考慮して定める。
- (3) 可とう性継手には、ストッパーを設ける。

【解説】

- (1) 可とう性継手の剛性は、継手を構成する材料や構造により複雑に変化する。一般には、継手に生じる相対変位に応じて非線形に剛性が変化する場合が多い。したがって、耐震設計で想定している地震規模、可とう性継手に要求する相対変位量、継手構造等に見合った剛性を用いることが必要である。
- (2) 一般に大きな相対変位を可とう性継手に許せば、地下構造物に生じる地震時増分断面力は大きく低減される。しかし、このような相対変位が地下構造物の機能上許容できない場合には、可とう性継手に許せる相対変位量に応じて、継手の剛性を定めることが求められる。
- (3) 可とう性継手に生じる相対変位の最大量を推定するためには、地震時保有水平耐力法に用いる地震力を用いて、検討する必要がある。ただし、3章の中の地震時保有水平耐力法に用いる地震力は、あくまでも大規模な地震を想定してはいるが地震力の推定に含まれる大きなバラツキの中のほぼ平均的な地震力を与えるものである。また、耐震設計に仮定した構造モデルや地盤定数にも大きな幅があるとみなければならない。こうした点から、たとえ耐震計算で算出される可とう性継手の最大相対変位を設計に用いるとしても、これを上まわる相対変位が生じる可能性を常に考えておかなければならない。

このため、可とう性継手には、フェールセーフ機構として、必ずストッパーを設けるものとした。ストッパーの強度は、本来構造の強度と同程度とすることが望ましい。ただし、地下構造物の規模が大きくなるとこれだけの強度をストッパーにもたせることが困難な場合がある。このような場合には、可とう性継手に許される相対変位と継手構造に応じて適切にストッパーの強度を定めなければならない。

7.3 シールドトンネルのリング継手剛性を低減させる構造

シールドトンネルでは、リング継手の剛性が長手方向の剛性に支配的影響を与えるため、リン

グ継手の剛性を低減させることが地震時断面力の低減を図る上で有効である。

【解説】

シールドトンネルでは、リング継手部の軸剛性がセグメントの剛性よりも小さいため、シールドトンネルの等価引張軸剛性を低減するためには、リング継手の剛性を低減させることが有効である。しかし、このような構造は一次覆工だけの場合には都合がよいが、二次覆工がある場合には一次覆工と二次覆工との相互作用が重要となる。

リング継手の剛性を低減させるためには、現在、以下の構造がある。

(a) 継手ボルトを長くする方法

長手方向の継手ボルト長を長くすることにより、継手部の軸剛性を低減させる構造である。長尺の継手ボルトの挿入が困難な場合には、曲がりボルト方式やセグメント内部に予め継手ボルトを格納しておき、セグメントの組立時に送り出す送りボルト方式がある。

(b) 弾性ワッシャーを用いる方法

長手方向の継手ボルトに弾性ワッシャーを装着することによって、継手の軸剛性を低減させる構造である。弾性ワッシャーとしては、柔らかく弾性的な性質を持った円環状のワッシャーが用いられる。

図一解 7.3.1 に示すように、弾性ワッシャーを装着した場合の継手の軸剛性は式(解 7.3.1)によって算出できる。

$$k_j = \frac{1}{\frac{1}{k_B} + \frac{2}{k_P} + \frac{1}{k_W}} \quad \dots\dots\dots (\text{解 7.3.1})$$

ここで、

k_j : 継手 1 箇所あたりの軸方向剛性 (tf/m)

k_B : ボルトの軸剛性 (tf/m)

k_P : 継手金具の面板の軸方向剛性 (tf/m)

k_W : 弾性ワッシャーの圧縮剛性 (tf/m) で、式(解 7.3.2)により算出する。

$$k_W = \frac{E_W A_W}{t_W} \quad \dots\dots\dots (\text{解 7.3.2})$$

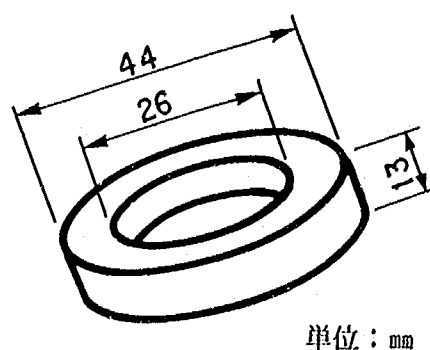
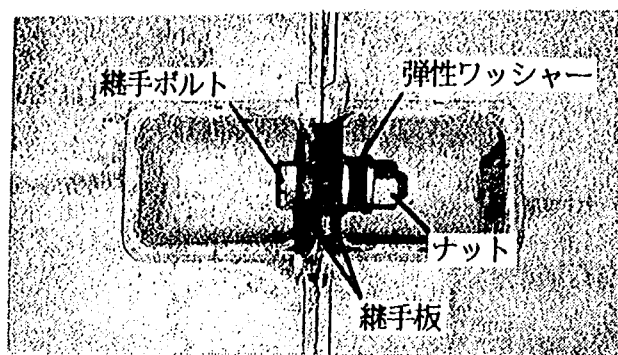
ここに、 E_W : 弾性ワッシャーの圧縮弾性係数 (tf/m²)

A_W : 弾性ワッシャーの断面積 (m²)

t_W : 弾性ワッシャーの厚さ (m)

弾性ワッシャーとしては、現在までにエポキシ樹脂タイプと積層ゴムタイプ等がある。いずれも断面積や厚さを変化させて圧縮剛性を変化させることができる。

どのような弾性ワッシャーを用いるにしろ、弾性ワッシャーはリング継手を構成するきわめて重



図－解 7.3.1 弾性ワッシャーを用いた耐震継手の例

要な構造部材の一つとなるわけであるから、耐久性、変形特性、強度特性等を十分検討する必要がある。さらに、二次覆工コンクリートを施工する場合には、耐アルカリ性能、二次覆工コンクリートを施工しない場合には耐火性能等に対する検討も必要である。

7.4 免震材を用いる構造

地下構造物と周辺地盤との間に柔らかい免震材を設けることにより、地震の影響を低減することができる。ただし、免震材は長期的に安定して使用できると同時に、地下構造物の常時の機能、使用性にも影響を与えないものでなければならない。

【解説】

地下構造物と周辺地盤の間に免震材を設ければ、地震時に地盤が変形しても、地下構造物に作用する地震時土圧や地震時周面せん断力は大幅に小さくできる。したがって、地震時の地盤の変形により地下構造物に作用する地震の影響を低減した耐震設計が可能となる。地下構造物の地震時の影響を低減する工法として、免震材を用いた例は現在までのところ、あまりないが、工法としての安定性が確保できれば、今後有効な方法と考えられるので、今後の研究と施工例が増えることを期待して、特にここに規定を設けたものである。

免震材の適用に際して構造形状、規模からの制約は少なく、線状地下構造物にも鉛直地下構造物にも使用できると考えられる。ただし、あまり広範囲に免震材を設けると、常時の安定に悪影響が生じる可能性があるため、地盤条件の急変部等への適用性が最も高いと考えられる。免震材としては、周辺地盤の剛性に比較してその剛性が小さければ小さいほど、免震効果は大きくなる。

ただし、地下構造物周辺に免震材を設ける場合には、それが長期的に安定して地下構造物の周囲に存在するようにしなければならない。また、免震材を設けることによって地下構造物に対する周辺地盤の拘束効果が弱まり、地下構造物が常時に不安定になるようなことがあってはならない。

第8章 大規模地下道路の地震防災システム

8.1 一般

地下道路の建設に際しては、地下構造物としての構造的な耐震設計と同時に、地下に設けられた道路であることに起因して道路利用者が抱きやすい地震に対する不安感を低減するための方策を講じるのがよい。

【解説】

地下道路の建設では、構造的な耐震性を確保するために耐震設計を行うが、このようにしても地震に対して不安を感じる道路利用者が存在する。道路利用者が漠然とした不安を持っているところに地震が発生すると、わずかな不安が大きく増幅されて、思わぬ二次災害が発生する危険性もある。

このため、耐震設計による構造的な耐震性の確保が基本であることはもちろんであるが、これに加えて地下道路利用者が抱きやすい地震に対する不安感を可能な限り低減し、いざという場合に二次災害が発生しないようにしておく方策が必要である。

なお、本章では、地下道路に焦点をあてるが、その他の地下施設についても基本的な考え方は同じである。したがって、対象とする地下施設の用途種別に応じて必要な修正を加えた上で、本章の規定を参考にするのがよい。

8.2 地震時に地下道路利用者が抱きやすい不安感

地下道路利用者が抱きやすい地震に対する不安感としては、以下のものがある。

- (1) 日常から抱いている不安感
 - a) 地下であることによる潜在的な不安感
 - b) 車両走行に係わる不安感
 - c) 環境に係わる不安感
- (2) 地震時に発生する可能性があると考える事象に対して抱く不安感
 - a) 被害に係わる不安感
 - b) 地震時の対応に係わる不安感
 - c) 避難に係わる不安感
 - d) 被災・避難情報に係わる不安感
 - e) 交通事故に係わる不安感

【解説】

地下道路利用者が抱きやすい地震時の不安感にはどのようなものがあるかをよく知っておくことは、不安感の低減対策を考える上で、最も基本となる。本文は、VE (Value Engineering) 手法によって、道路利用者が「地下道路」と「地震」とを合わせて聞くと抱きやすい不安感にはどのようなものがあるかを示したものである。これらの大部分は、専門家からみれば単なるき憂に過ぎないものが多いが、「地下」と「地震」と聞くとどのような状態を道路利用者が連想するかを正しく知っておくことが重要である。

道路利用者が抱く不安感には、地下道路に対して日常から抱いている不安感と、地震時に発生する可能性があると考えられる事象に対して抱く不安感がある。

(1) 日常から抱いている不安感

a) 潜在的な不安感

地下道路に対して漠然と抱いている不安で、地下の道路と比較して、暗いのではないか、狭いのではないか、汚いのではないか、といったものがある。また、地下道路の運転に慣れていない、地下道路は親しみにくいのではないか、時間感覚や方向感覚を用いにくいのではないかといったものもある。

b) 車両走行に係わる不安感

地下道路を走行することに対して抱いている不安で、例えば、地上の道路と比較すると、地下では路線や位置がわかりにくいのではないか、視界や交通マナーも悪いのではないかといったものである。

c) 環境に係わる不安感

地上の道路と比較して地下道路の環境整備が十分でないのではないかといったことに対して抱いている不安で、例えば、付帯施設やトイレを含む生活施設の整備が不十分ではないのか、他施設と連絡しにくいのではないか、といったものである。また、環境の変化が乏しく、環境の管理が不十分ではないか、といったものもある。さらに、地上の道路に比較すると利用者が少ないのではないかということから不安を感じるという場合もある。

(2) 地震時に発生する可能性があると考えられる事象に対して抱く不安感

a) 被害に係わる不安感

構造物本体や内部施設、あるいは、車両等の被災により、自分に危険が及ぶのではないかという不安である。例えば、地震被害にともない地下道路に浸水があったり、自動車事故によって火災が発生するのではないかというものである。パニックが発生したり、停電したり、被害を目撃することも不安感に含まれる。

b) 地震時の対応に係わる不安感

緊急時の対応方法がわからないことに対する不安である。例えば、防災設備がどこにあるのか、その使用方法がわからない、災害に遭った経験がない、といったものである。

c) 避難に係わる不安感

緊急時にうまく避難できないかもしれないことに対する不安である。例えば、避難路や避難場所がわからないのではないか、避難に時間がかかるのではないか、避難誘導が十分でないのではないか、人が殺到するのではないか、といったものである。

d) 被災・避難情報に係わる不安感

緊急時に必要な情報が得られないのではないかということに対する不安である。例えば、地震規模やこれによる地上の被災状況が地下ではわからないのではないか、情報が得られてもその信頼性が低いのではないか、といったものである。

e) 交通事故に係わる不安感

これは、地下道路に特有の不安ではないが、地震にともなって車両が蛇行したり、急ブレーキをかけたりして、交通事故が発生するのではないかという不安である。

8.3 地震時に地下道路利用者に不安感を与える要因

地震時に地下道路利用者に不安感を与える最も根本的な要因には、以下のものがある。

(1) 日常から抱いている不安感を生じさせる要因

- a) 地下構造物としての閉鎖性
- b) 複雑な路線形状
- c) 歩行者の混在
- d) 不十分な交通教育
- e) 不十分な環境整備
- f) 他施設との連絡困難

(2) 地震時に発生する可能性があると考えられる事象に対して抱く不安感を生じさせる要因

- a) 付帯施設の耐災性
- b) 車両の耐災性
- c) 震災の非日常性
- d) 不十分な避難設備
- e) 不十分な避難誘導体制
- f) 不十分な情報連絡体制
- g) 路上障害物の発生
- h) トンネルの振動

【解説】

地下道路利用者がなぜ地震に対して不安感を覚えるかの理由には様々なものがある。また、ある不

不安感に対して複数の理由があったり、お互いに関連しあっていたりする。このような関係の関連付けは非常に難しいが、FSM (Fuzzy Structural Modeling) 法及びISM (Interpretive Structural Modeling) 法で解析した一例が、図一解 8.1～図一解 8.8 である。本文は、このような解析に基づき地下道路利用者が抱く不安感を構成する最も根源的な要因（最下層要因）を示したものである。

(1) 日常から抱いている不安感を生じさせる要因

a) 地下構造物としての閉鎖性

周辺が地盤で囲まれていることによる閉鎖感や圧迫感に係わる要因である。このため、方向感覚や時間感覚が持ちにくい、親しみにくさを感じるといった不安が励起され、8.1.2 に示す潜在的な不安感につながりやすい。

b) 複雑な路線形状

線形が滑らかでなく、分合流が多いのではないかとという点に係わる要因である。このため、視界が悪く、路線がわかりにくいのではないかと、自分のペースで走行できないのではないかとという不安が励起され、8.2 に示す車両走行に係わる不安感につながりやすい。

c) 歩行者の混在

歩行者が混在するのではないかとということに係わる要因である。このため、自分のペースで走行できないのではないかとという不安が励起され、8.2 に示す車両走行に係わる不安感につながりやすい。

d) 不十分な交通教育

利用者に対して十分な交通教育がなされていないのではないかとということに係わる要因である。このため、運転者のモラルが悪く、路上障害物が発生し、したがって自分のペースで走行できないのではないかとという不安感が励起され、8.2 に示す車両走行に係わる不安感につながりやすい。

e) 不十分な環境整備

付帯施設や生活施設等の整備が不十分ではないかとということに係わる要因である。このため、内部空間の変化が乏しく、地上環境とは異なり、利用者も少ないのではないかとという不安感が励起され、8.2 に示す環境に係わる不安感につながりやすい。

f) 他施設との連絡困難

地下街や地下鉄、地上施設等の施設との連絡が困難ではないかとということに係わる要因である。このため、地上に出にくいという不安感が励起され、8.2 に示す環境に係わる不安感につながりやすい。

(2) 地震時に発生する可能性のある事象に対して抱く不安感をもたらす要因

a) 付帯施設の耐災性

内部施設や付帯施設の耐災性が低く、耐震化対策がされていないのではないかとという点に係わる要因である。このため、地下構造物が壊れたり、火災、浸水、停電が発生しやすく、被害が拡大しやすいのではないかとという不安感が励起され、8.2 に示す被害に係わる不安感につながり

やすい。

b) 車両の耐災性

車両の耐災性が低く、車両の緊急機器が十分ではないのではないかという点に係わる要因である。このため、火災や煙が発生し、被害が拡大しやすいのではないかといった不安感が励起され、8.2に示す被害に係わる不安感につながりやすい。

c) 震災の非日常性

防災教育や防災訓練が十分でなく、災害時にどのような状況になるかを想像できないことに係わる要因である。このため、災害に対する意識が薄く、防災機器の設置場所や使用方法がわからないだろうといった不安感が励起され、8.2に示す地震時の対応に係わる不安感につながりやすい。

d) 不十分な避難設備

避難路や避難場所が明確でなく、また、あってもスペースが狭く、また、数も少ないのではないかという点に係わる要因である。このため、人が殺到したり、避難に時間がかかったりするとといった不安感が励起され、8.2に示す避難に係わる不安感につながりやすい。

e) 不十分な避難誘導體制

避難誘導體制及び避難誘導設備が十分でないのではないかということに係わる要因である。このため、避難に時間がかかるのではないかという不安感が励起され、8.2に示す避難に係わる不安感がもたらされる。

f) 不十分な情報連絡体制

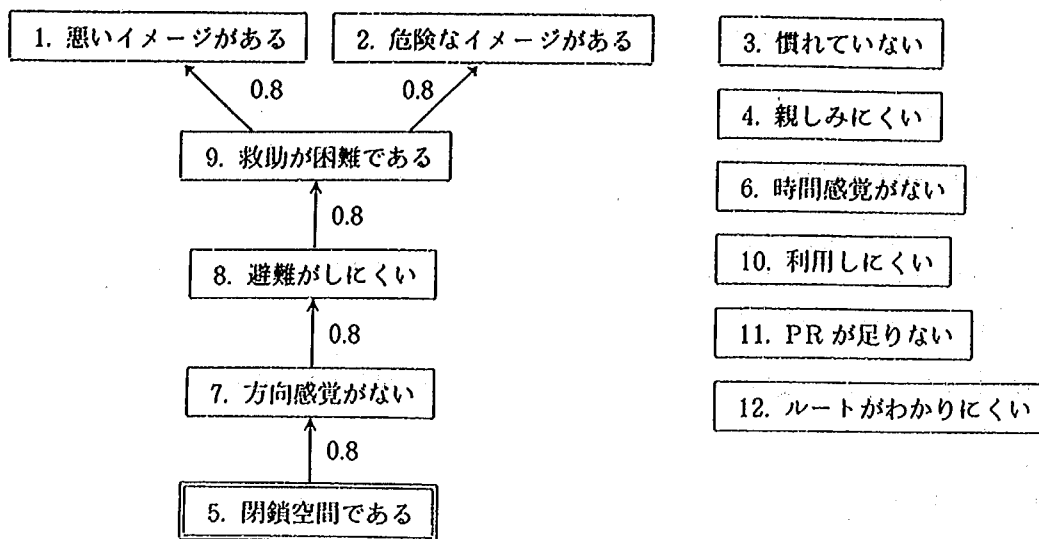
情報収集体制や管理体制、情報伝達体制が十分ではないのではないかということに係わる要因である。このため、地震に関する情報や被災情報が不十分で、情報伝達も遅く、情報の信頼性も低いのではないか、また、情報が氾濫し、避難誘導の情報も十分ではないのではないかといった不安感が励起され、8.2に示す被災・避難情報に係わる不安感につながりやすい。

g) 路上障害物の発生

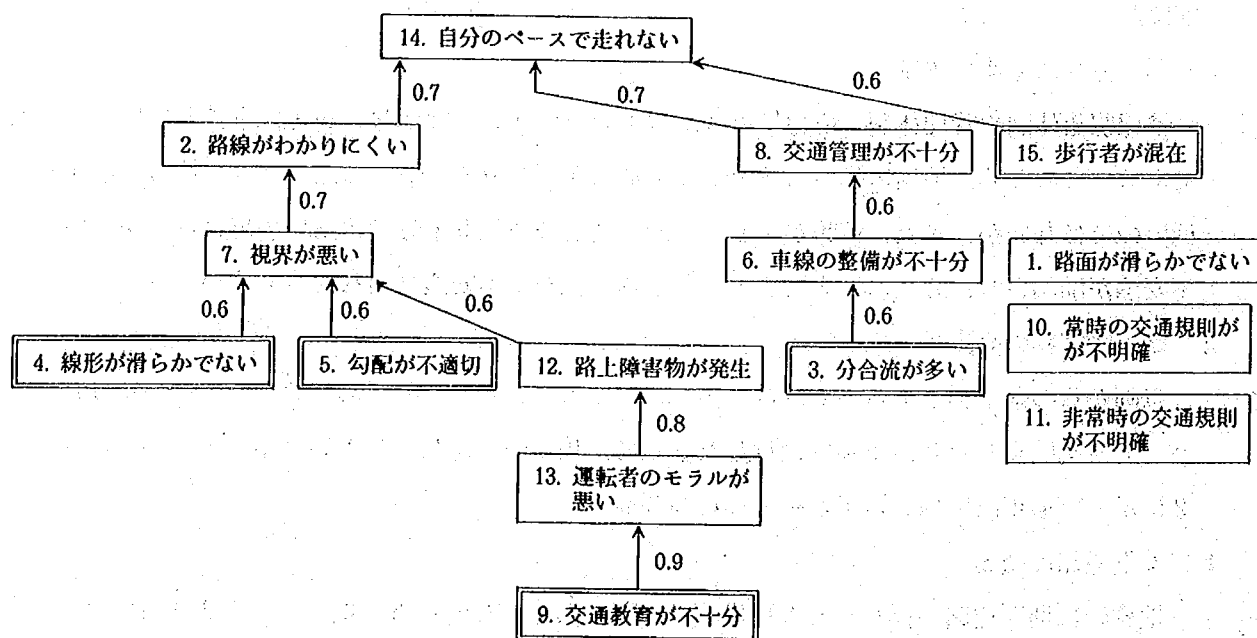
車両からの落下物があるのではないかという要因である。このため、急ブレーキをかけたり、ハンドルをとられたり、車両が蛇行したりして、焦るのではないかという不安感が励起され、8.2に示す交通事故に係わる不安感につながりやすい。

h) 地下道路の振動

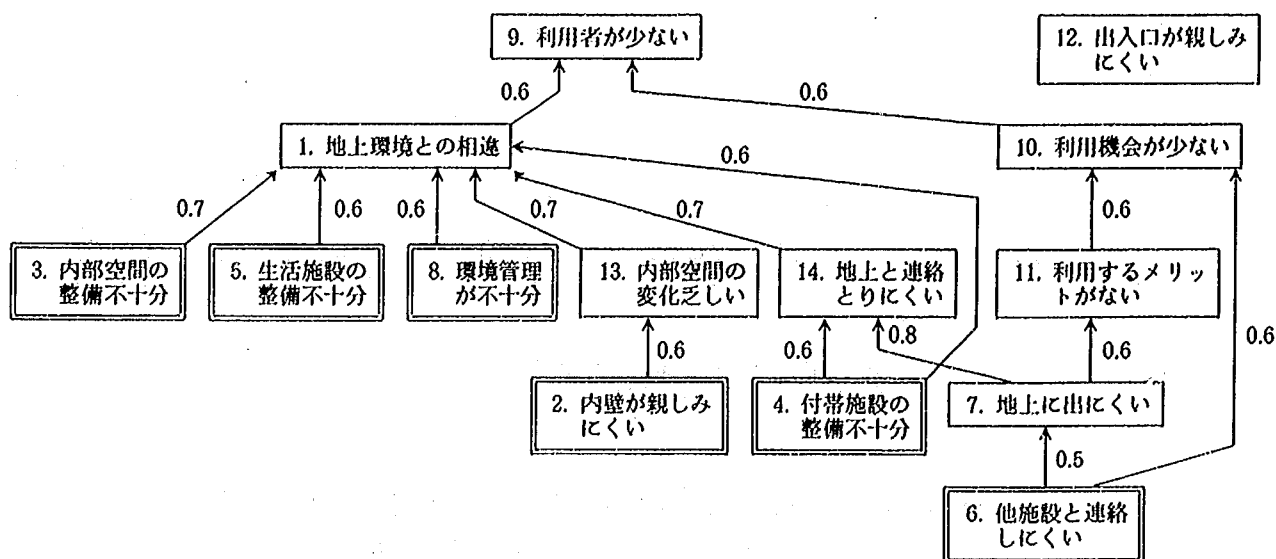
地震時に地下道路が揺れることに係わる要因である。このため、焦って走行する事になるのではないかといった不安感が励起され、8.2に示す交通事故に係わる不安感につながりやすい。



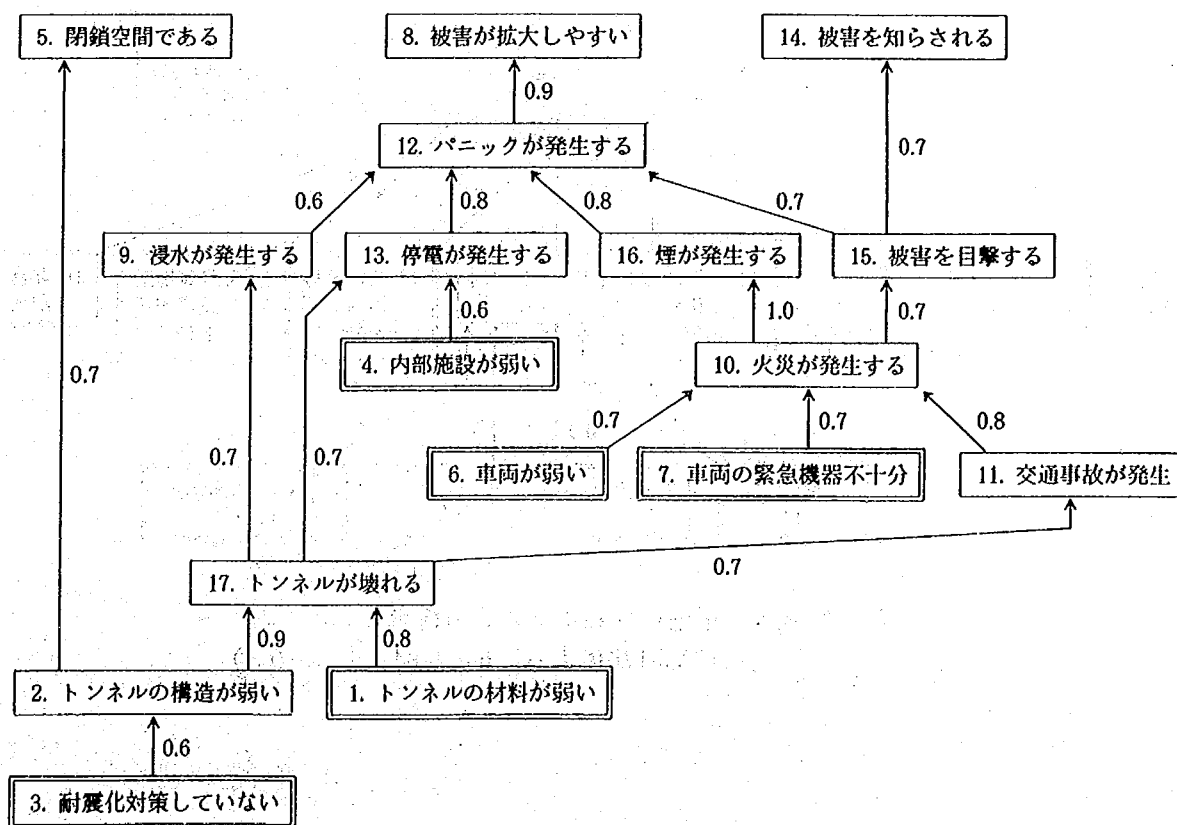
図一解 8.1 地下であることによる潜在的な不安感の構造モデル
(FSM法による, $p = 0.7$, $\lambda = -0.3$)



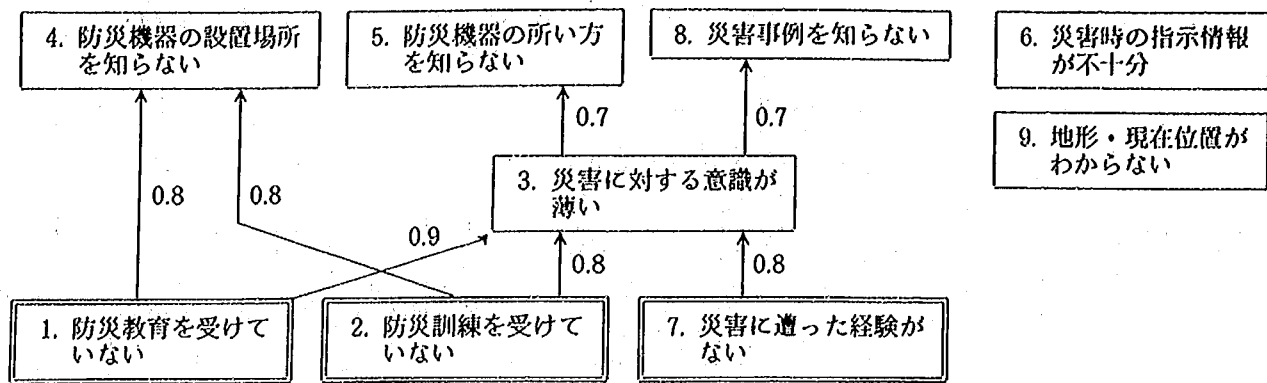
図一解 8.2 車両走行に係わる不安感の構造モデル
(FSM法による, $p = 0.56$, $\lambda = -0.3$)



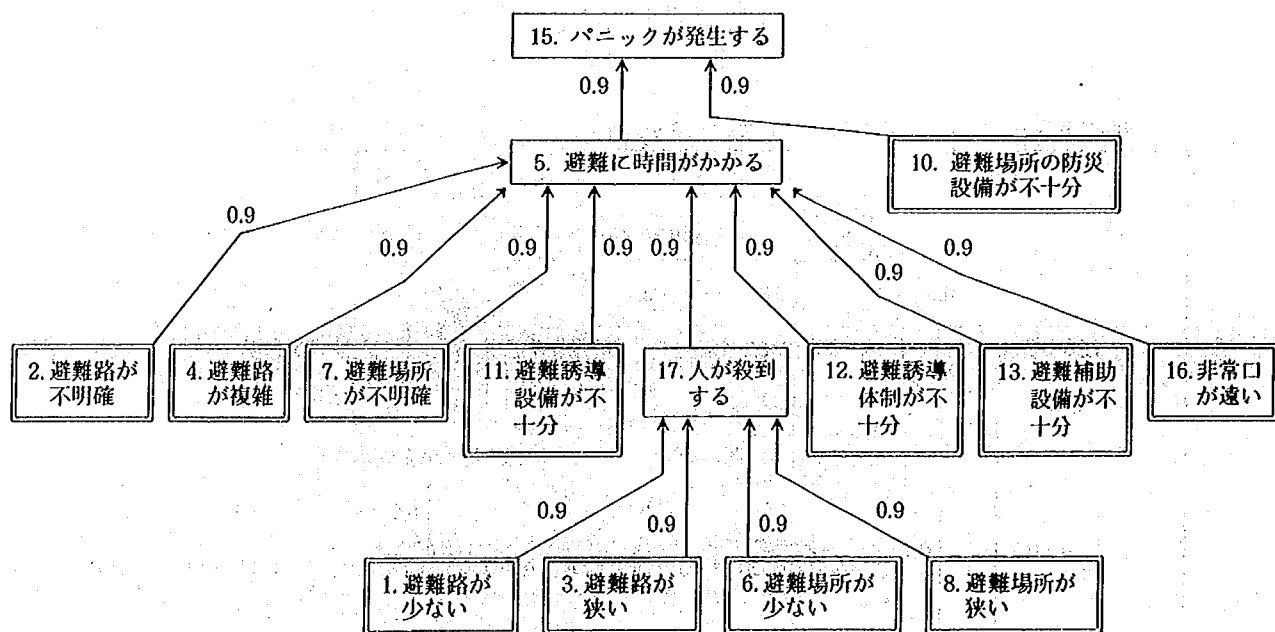
図－解 8.3 環境に係わる不安感の構造モデル
(FSM 法による, $p = 0.53$, $\lambda = -0.3$)



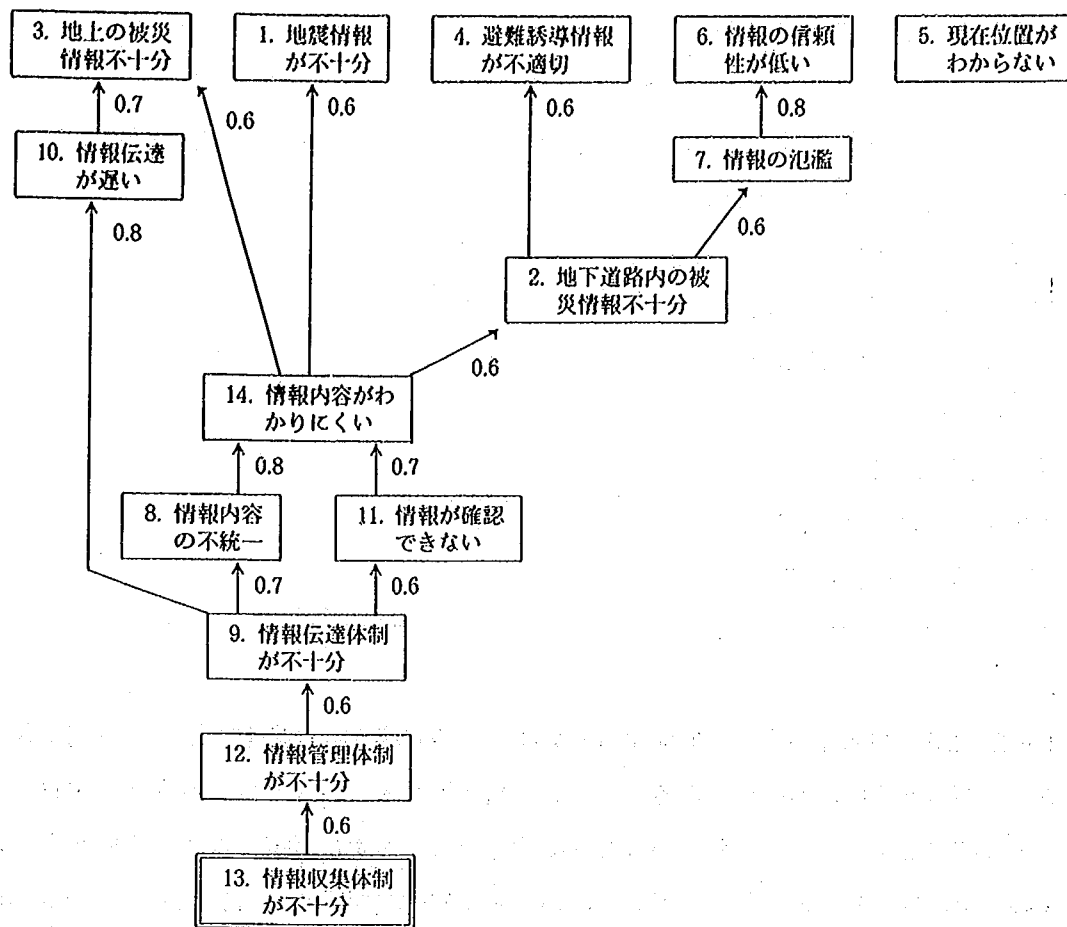
図－解 8.4 被害に係わる不安感の構造モデル
(FSM 法による, $p = 0.63$, $\lambda = -0.3$)



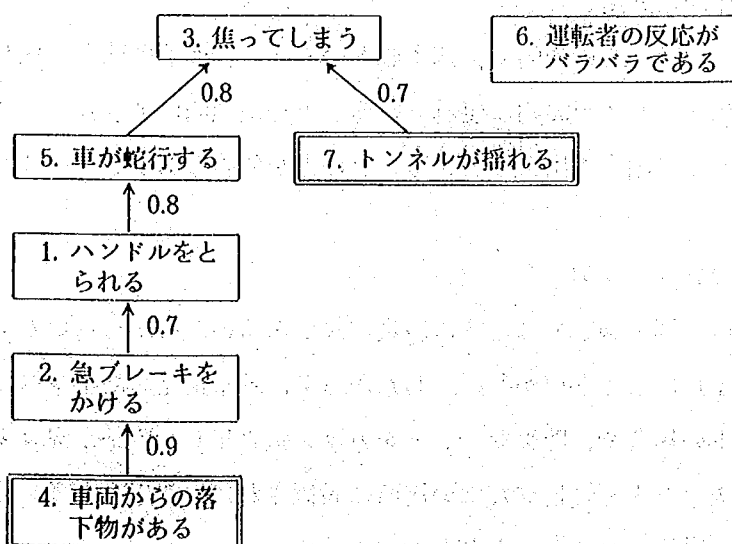
図－解 8.5 地震時の対応に係わる不安感の構造モデル
(FSM 法による, $p = 0.72$, $\lambda = -0.3$)



図－解 8.6 避難に係わる不安感の構造モデル
(FSM 法による, $p = 0.84$, $\lambda = -0.3$)



図一解 8.7 被災・避難情報に係わる不安感の構造モデル
(FSM法による, $p = 0.6$, $\lambda = -0.3$)



図一解 8.8 交通事故に係わる不安感の構造モデル
(FSM法による, $p = 0.7$, $\lambda = -0.3$)

8.4 地震防災システムの基本方策

地下道路の地震防災システムでは、道路利用者が地震に対して抱く不安感を低減するために、以下の方策を検討することが有効である。

- (1) 地上環境の模擬
- (2) 地下特性の積極的な利用
- (3) 防災教育、防災訓練の充実
- (4) 交通制御システムの充実
- (5) 非常用設備の整備
- (6) 情報連絡体制の整備
- (7) 救出、救援体制の整備

【解説】

地下道路利用者が抱く不安感を低減するためには、不安感を生む最下層要因を解消できる方策を実施することが基本的に最も有効である。ただし、最下層要因といっても、不安感を生む程度は異なるため、地震防災対策としてはそれらのうち支配的な要因に対する対策を講じる必要がある。

本文の6項目は、8.3に示した最下層要因のうち支配的な要因をAHP（Analytical Hierarchy Process）法によって定量的に評価した結果から規定したものである。

(1) 地上環境の模擬

地下であることを感じさせない空間造りが基本である。空間を大きく取って圧迫感を小さくする事が基本である。また、太陽光を取り入れたりする工夫も有効である。

(2) 地下特性の積極的な利用

地下であることの良さを積極的に強調するものである。地下は地上に比較して振動しにくく、したがって、地上に比較して耐震的に優れていることを積極的にアピールすることが有効である。地震時には、むやみに地上に出ようとするの方が危険であることを知らせていくことが有効である。

(3) 防災教育、防災訓練の充実

不安感の中には、地下施設ではどこに防災施設があるのかわからないから始まって、防災施設全体に対する知識不足によるものが多い。したがって、地下道路の防災システムを分かりやすく解説したパンフレットの用意や、防災センターをガラス張りにし、内部が見えるような工夫が有効である。一般に、防災センターは目立たない場所に設置されている場合が多いが、積極的にこうしたセンターの役割と活動を紹介することが有効である。

(4) 交通制御システムの充実

地震発生と同時に地下道路への流入を規制するシステムの整備が有効である。

(5) 非常用設備の整備

いざという場合に地震後に確実に利用できる地上へのアクセスの確保を図ることが有効である。ただし、(2)とも関連するが、地上へ脱出が最善とは言えない場合がある。むしろ地下に安全な防災空間として強固な防災シェルターを設け、ここに避難しさえすれば、万全なシステムが整えられているようにすることも有効と考えられる。

(6) 情報連絡体制の整備

地下道路内で、どのような地震が発生し、地上ではどのような状況になっているかを画像により知らせることができるシステムの設置が有効である。地上のよく知られている街路等の町並みをモニターしておけば、地上の状況を常に知ることができ、安心感につながりやすい。文字や音声だけによる情報提供は、情報の量が少なく、かえって道路利用者の不安感を増幅することになりかねない。画像情報システムは、24時間利用することにより、常時においては地上の状況をモニターでき、道路利用者に時間感覚を持たせるのに有効である。

大規模地下構造物の耐震設計法・
ガイドライン(案)

ISSN 0386-5878
土木研究所資料第3119号
平成4年3月(1992)

要 旨

川島一彦, 杉田秀樹, 中島 燈

本ガイドライン(案)は, 総合技術開発プロジェクト「地下空間の利用技術の開発(昭和62~平成3年度)」の最終報告書のうち, 「大規模地下構造物の耐震設計法・ガイドライン(案)」を, 利用の便を考慮して土木研究所資料として印刷するものである。本ガイドライン(案)には, 大断面シールドトンネルの耐震設計法, 幅広地下構造物の耐震設計法, 鉛直地下構造物の耐震設計法, 地震の影響を低減する構造, 及び, 大規模地下道路の地震防災システムが含まれる。

キーワード: 大規模地下構造物, 耐震設計, 大断面シールドトンネル, 幅広地下構造物, 鉛直地下構造物, 免震設計, 地震防災システム



郵便はがき

四十一円切
手をはって
下さい。

305-□□

茨城県つくば市大字旭一番地

建設省土木研究所

耐震研究室
行

No. 41

No. 41

配布先氏名

配布先住所



土木研究所資料第 3119 号 部

上記のとおり受領しました。

所 属（住所）

氏 名

印