

第IV編

耐震設計法

第IV編 耐震設計法

本編は、トンネル耐震性研究小委員会内に設けられた3つのワーキンググループのうちCグループ（「設計方法」担当）がその執筆，編集を行った。これまでの22回におよぶ検討会を通して，本グループでは，様々な形態の地中構造物のうち，主に都市の沖積平野部や丘陵地に建設される円形あるいは矩形のトンネルに焦点を絞り，その耐震設計の流れについて議論を重ねてきた。これらの形式の地中構造物を対象を絞ったのは，これらの構造設計が多くの地中構造物に共通する耐震上の問題を包含していると考えたからである。

本編は合理的な耐震設計の方法論について議論された内容を第II編，第III編同様，基準の形式でまとめている。しかしながら方法論の理念は示し得ても，多くの具体的対応を提示するには未解決な課題が残されていることを認識せざるをえなかった。したがって基準としての体裁にいくつ穴のあいた形になったが，これは一面，今後進めるべき研究のベクトルを示すものであるので，あえてこれらを避けることなく提示した。

トンネルなどの地中構造物の地震時挙動は周辺地盤の変位に大きく支配される。したがって本編では，いわゆるレベル1，レベル2で示される地震動の強さの概念に加えて，地盤の変形の程度に応じて必要な対応を考えるために，地盤変形（ひずみ）の程度を**地盤状態 1**，**地盤状態 2**の2段階に分けて考える概念を提示している。そしてトンネルの横断，縦断方向の各々について，設計上必要な対応のフレームを提示した。

兵庫県南部地震による地中構造物の被害事例は，一般に耐震性の大きいとされる地中構造物も，状況によってはより適切な構造上の対応が求められることを示唆するものとなった。この地震が契機となり，例えばトンネル躯体を柔らかい絶縁材料で被覆する方法や，中壁，中柱を有する構造での壁，柱の両端の回転あるいは水平変位を吸収する機構の提案などがなされるに至っている。本検討グループでも，そうした試みを紹介し，これらの試みを積極的に検討するべきとの趣旨の条項を組み入れることを検討したが，関連する多くの課題が研究段階にあることもあって，基準の形式での紹介にはそぐわないと判断し，これを割愛した。

1. 総説

トンネルの設計にあたっては、地盤の構成や土質の非線型性を十分に考慮し、設計地震動の規模に応じて、トンネル周辺の地盤の弾性的変形や亀裂や滑りの発生を正しく評価しなければならない。

本報告書では、従来のトンネルの設計では考慮されなかった次の事項に対する設計の考え方を新たに示している。

- (1) レベル1およびレベル2の地震動を考慮し、それに応じた照査水準を定めた。
- (2) トンネル周辺地盤の状態を、連続体と見なせる状態（**地盤状態 1**）と不連続な動きをする状態（**地盤状態 2**）に分け、後者については、危険度の高いとされる活断層で起こり得る変位や地盤が脆弱な場合に生じる地滑りに対する設計の考え方を示した。

【解説】

地中構造物の耐震性は周辺の地盤の挙動に大きく支配される。したがって、いわゆるレベル1、レベル2などで示される地震動の強さとは別に、地盤の変形の程度に応じて必要な対応を考える必要がある。この報告書では、地盤変形の程度を**地盤状態 1**、**地盤状態 2**の2段階に分けて考える概念を提示している。地震動の強さも、地盤の変形の程度とあいまって構造物の耐震性に大きく関わるので、この編で示される設計上の対応は表4.1-1に示されるように分類される。

設計の流れはおおよそ以下ようになる。

1. 設計で考慮する地震動の設定

当該地域でレベル1、レベル2の2段階の地震動を想定する（第III編参照）。レベル1、レベル2は加速度の大きさに関係するが、かならずしもトンネル周辺地盤のひずみの大きさを示すものではない。

2. 地盤の変形状況の予測

与えられた地震動に対し、等価線形化手法などで応答解析を行い、当該地点の地盤が、連続体として例えば有限要素法などによる扱いや等価線形化手法の適用が可能な状況(**地盤状態 1**)か、あるいは液状化などに伴う地盤の側方流動、地滑り、断層ずれなど不連続な大変形を生じる可能性がある場合(**地盤状態 2**)か判別する。仮に地震動の強度がレベル1相当でも地盤が**地盤状態 2**相当の変形をする可能性もある。**地盤状態 1**から**地盤状態 2**に移行する限界のひずみ γ_0 は地質条件によって異なるが概ね1%あたりが目安となる。しかしながら等価線形化手法の信頼性は0.1%を越えるひずみ域では著しく低下するので、このようなひずみが発生する可能性がある判断された場合、対象とするトンネルの機能の水準に応じて、逐次解析手法の併用を検討することが望ましい。

3. 必要な対応の検討（表4.1-1）。

地盤状態 1の場合は従来の耐震解析、設計の範疇に入るもので、その照査として等価線形化手法が適用できる。地震動がレベル2に至る場合でも地盤が連続体としての状況を保つだけ良好であることを意味しているので基本的にはレベル1と同様、等価線形化手法などを用いた耐震性の検討が可能である。しかしこの場合は加速度がかなりの大きさに達する可能性があり、突出した構造物や付帯設備について慣性力の影響を十分検討する必要がある。

地盤状態 2の場合は、地盤の変形が等価線形化手法の適用できる限界ひずみ γ_0 を超えていることを意味し、地盤条件がきわめて悪い場合を示している。このような場所での地中構造物は常時でも問題を起こすことがあり、このためこのような場所での建設を避けるか、あるいは地盤の安定を図ってから（**地盤状態 1**にしてから）建設を進めるなどの対応をも考える必要がある。この状態では地盤の変形を等価線形化手法で解析することはできないので、可能な範囲の逐次応答解析を実施し、構造物と地盤の境界で予想される最大の変位量を求めることになる。そしてこの変位に対応できるような、機能水準（第II編2「機能確保のための基本条件」）に応じた構造の形式を考えておく必要がある。

表4.1-1 設計上必要な対応

地盤状態 1	レベル1	従来設計の範疇。等価線形化解析が可能である。
	レベル2	ひずみが限界値 γ_0 以内に収まるので、基本的にはレベル1の対応と同様である。しかしレベル2という強い地震動はトンネル本体から突出した付帯構造、地上部分の構築に大きな慣性力を与えるので水準に応じた設計、安全策が求められる。またひずみが γ_0 に近づいていることが想定され、かつ構造物の水準がA, Bに該当する場合、等価線形化手法に加えて逐次解析法で地盤の応答を確認することが望ましい。
地盤状態2	レベル1	地震動がレベル1であっても地盤ひずみが等価線形化手法の限界値 γ_0 を超えるので、SHAKE, FLUSHなどの等価線形プログラムでの計算は適切ではない。そこで構造物の水準がA, Bに該当する場合には <ul style="list-style-type: none"> ● 逐次応答解析(HDモデルやROモデルによる全応力解析、あるいは有効応力解析を含む)で地盤の非線型応答や残留変位を評価し、可能性のある最も大きな変位を評価することが重要になる。斜面では残留変位量を評価する。 ● 断層のずれが予想される箇所では、これに抗することは困難であるので、覆工の落下防止（トンネル断面の確保）、緊急時の対応策をシステムとして検討する。 ● 応答変位法に用いる地盤ばねは周辺地盤の剛性低下につれて減少するが、特に地盤状態 2に至るような地盤ひずみのもとでこれを評価することは困難である。したがって便宜的に等価線形化解析の適用限界ひずみで低減された地盤ばね定数をそのまま用いてよいものとする。
	レベル2	ひずみが限界値 γ_0 を超えるので、基本的にはレベル1の対応と同様である。さらに被災後の対応について水準A, Bいずれについても検討しておくことが必要である。

平成7年1月の兵庫県南部地震による被害が分析され、大規模地震による地盤の挙動とトンネルの応答に関する貴重な知見が得られた。この中で、鉛直方向の振動や衝撃力に関する問題も指摘されたが、必ずしも被害との関係が明らかでないため、本ガイドラインでは取り扱っていない。

2. 耐震設計の基本方針（基本的な考え方と設計法の組立）

トンネルの耐震設計は、次の区分に応じて行うものとする。

- (1) 入力地震動の規模
- (2) 周辺地盤の状態
- (3) 設計断面の方向
- (4) 構造物に生じるひずみレベル
- (5) 解析方法

【解説】

トンネルの耐震設計を合理的に（安全かつ経済的に）行うために、入力地震動・周辺地盤の状態・設計断面の方向により、地震時挙動と耐震上の要求内容および水準が異なることを考慮すべきことを述べた。

(1) 入力地震の規模

設計に考慮する入力地震動は、第Ⅲ編の4「設計地震動」に従う。

(2) 周辺地盤の状態

周辺地盤が連続体と見なせる挙動をする状態(**地盤状態 1**)か、亀裂や断層・滑り破壊が生じて不連続な地盤変位が発生する状態(**地盤状態 2**)かにより、設計上考慮すべき荷重や地盤の支持状態が大きく変わり、基本的な設計法の考え方が異なる。**地盤状態 1**か**地盤状態 2**かの判断は基本的に地盤に生じるひずみの大きさを判断する。この限界ひずみは土質や地盤状況で一律に決めたいが、等価線形化手法の使用限界（1%前後）を目安とする。地盤が**地盤状態 1**と判断されても、地盤のひずみが0.1%を越えると等価線形化手法はその信頼性を落とすので、構造物の機能水準に応じて逐次応答解析を実施することが必要になることもある。

(3) 設計断面の方向

トンネルの構造体は、円形または矩形のチューブであり、横断方向の耐震設計では断面形状を忠実に考慮するが、縦断方向の耐震設計では1本の梁と見なせる場合が多い。また、横断方向には空間保持のために常時応力が発生し、これに抵抗できなければならないが、縦断方向には基本的に無応力で、地盤沈下のない地下水位以上のトンネルならば、常時は力学的に連続している必要はない。

(4) 構造物に生じるひずみレベル

構造物に発生するひずみのレベルに応じた設計法を用いることとした。つまり、部材が若干の非線型性を示す状態までは従来の弾性または等価線形モデルによる設計を行い、部材のひずみが降伏点を大きく越える場合は、非線形性を考慮した設計を行うこととする。

(5) 解析方法

次の箇所については、地震時の挙動が複雑になり静的解析では地盤の変形を十分に評価できない可能性が高いため、後出の5.2に示す方法で、トンネルの安全性を照査する。

- ① トンネルの断面内または延長区間内に、急な地形の変化や地盤剛性変化部がある箇所
- ② 立坑と接続する箇所
- ③ 近接構造物がある箇所

3. 周辺地盤の安定検討

3.1 一般

トンネルの耐震性には、周辺地盤の安定性が大きな影響を与えるため、下記の状態が発生するかどうかを検討し、安定性を正しく把握しなければならない。

- (1) 斜面崩壊および液状化による側方流動
- (2) 断層ずれ
- (3) 地震に伴う地盤沈下
- (4) 近接構造物の影響による地盤の変状

上記の各項目に対する安定検討の結果、これらの状態が発生せず、周辺地盤が連続体として挙動するものと考えられる場合は**地盤状態 1**の耐震設計を行い、不安定と考えられる場合は**地盤状態2**の耐震設計を行うものとする。

【解説】

地盤が不安定で、地震時に連続体としての挙動を示さない**地盤状態 2**に該当する状態は上記(1)～(4)が示すように多種多様である。この中でも「(1)斜面崩壊および液状化による側方流動」、そして「(2)断層ずれ」は著しく大きな地盤変形に繋がる現象である。地盤が以上の形態の変形を起こす可能性がある場合には、関連する規定、指針を参考に、地中構造物に作用する土圧あるいは変形の大きさなどについて十分な検討を加え、必要な対策を講じなければならない。発生する土圧あるいは変形が地中構造に保持され得ないと判断される場合には、変形の程度の予測とこれを抑止する対応が求められることもある。斜面の滑り予測では、斜面が攪拌を伴う崩落か、一体化した表層の滑りかなど形態に応じて滑り量の期待値と変動を予測し、その抑止に必要な対策を講じておく必要がある。

また断層ずれに対してはこれに抗うことが實際上不可能な場合には、当該部分の断面や構造を構造物の水準に応じた事後の対応を容易にするよう検討しておく必要がある。

1) 斜面崩壊および液状化による側方流動

地震によって引き起こされる斜面崩壊、側方流動はトンネル被害のもっとも大きな原因となっている。Keefer¹⁾によれば側方流動も含めた斜面崩壊は以下のように(a)「攪拌された表層崩壊、崩落」、(b)「一体化した表層滑り」、(c)「液状化による側方流動」に分類されていて、表層の地質や地形条件、植生、湿潤状況から、可能な斜面崩壊の形態を検討する上で有用である。

(a)攪拌された表層崩壊、崩落

この形式の崩壊は風化の進んだ岩盤斜面、あるいは急勾配の斜面に発生し、破壊の進行が著しく早くまた攪拌の度合も大きい。水分を多く含むものも乾燥したものもある。これらの崩落岩塊や土砂は衝撃的な力を坑口の構造に与える可能性があるため、風化や雨水による土砂流出で根の浅くなった岩石の根固めを行ったり、斜面保護工の施工が必要になることもある。節理の進んだ玄武岩などの硬い岩のみならず急傾斜面の凝灰岩や硅藻土も注意が必要である。

名称	形態	攪拌の度合	水分 D, U, PS, S	速度	深さ
崩落 (岩石) (rock falls)	転落を含む自由落下	大, 極めて大	○,○,○,○	極大	浅い
崩壊 (岩石) (rock slide)	深層のすべ裏面に沿った崩壊	大	○,○,○,○	大~極大	浅い
岩なだれ (rock avalanches)	岩屑流など	極めて大	○,○,○,○	極大	深い
土砂崩落 (soil falls)	転落を含む自由落下	大, 極めて大	○,○,○,○	極大	浅い
攪拌された土砂崩壊 (disrupted falls)	鋭敏な弱層に沿った崩壊	大	○,○,○,○	中~大	浅い
土なだれ (soil avalanches)	流れを伴う遷移的な滑り	極めて大	○,○,○,○	甚大~極大	浅い

(凡例. 64ページ参照)

(b)一体化した表層滑り

表層が一体となって滑るもので(a)に比べて概して速度が遅い。このうち最も典型的なものがいわゆる地滑りで、これは常時でも滑り面に沿って生成する地滑り粘土が地下水を吸って強度が低下する過程で変形が進行する。崖錘や第三紀の泥岩、温泉作用による変質帯、構造線近傍の変成岩でも発生するが、水の関与が大きいことに留意する必要がある。このように常時から変形が進行するので地中構造物は常に偏土圧を受けていることが多く、地震時にはこれに加えて動的な地盤変形の影響が重畳される。斜面の崩壊はクリープ的な進行をすることが多く、このため常時の観測ですべりの進行の異常を検知することが重要である。またボーリング、集水井などの地下水対策が効果的である。さらにアンカーや抑止杭などですべり土塊の移動抑制を行うことも有効である。

名称	形態	攪拌の度合	水分D, U, PS, S	速度	深さ
岩滑り (rock slumps)	滑り面に沿った上向きの回転を伴う滑り	軽微あるいは中庸	?,○,○,○	緩慢あるいは急速	深い
岩塊の滑り (rock block slides)	深層の滑り面に沿った遷移的な岩塊のすべり	軽微あるいは中庸	?,○,○,○	緩慢あるいは急速	深い
土滑り (soil slumps)	上向きの回転を伴う滑り面に沿った滑り	軽微あるいは中庸	?,○,○,○	緩慢あるいは急速	深い
土塊滑り (soil block slides)	深層の滑り面に沿った遷移的な地滑り	軽微あるいは中庸	?,?,○,○	緩慢あるいは急速	深い
緩慢な流動 (slow earth flows)	若干の流動を伴う遷移的な滑り	軽微	○,○	極めて緩慢あるいは中庸	一般に浅いが時に深い

(凡例. 64ページ参照)

(c) 液状化による側方流動

液状化による側方移動は地震時のみならず、地震後も間隙水圧の消散過程が完全に終了しないのでじわじわと進行することもある。特に、河川や護岸周辺、また地下の基盤が傾斜している場合にはその移動量が大きい。したがって地層構成を幅広く調査しておく必要がある。

名称	形態	攪拌の度合	水分D, U, PS, S	速度	深さ
側方移動 (soil lateral spreads)	液状化層(砂, シ ルト)および鋭敏 な粘土上の滑り	一般に中庸, 時々 軽微あるいは大	○, ○	急速	変動する
急速流動 (rapid soil flows)	流動	極めて大	?, ?, ?, ○	急速あるいは極 めて急速	浅い
湿潤地滑り (subaqueous landslides)	極めて複雑, 側方 移動, 流動, slum pなど	一般に大あるい は極めて大, 時々 中庸または軽微	○, ○	一般に急速ある いは極めて急速, 時に緩慢	変動する

(凡例) 以上の表において

攪拌の度合い: “軽微” = 一つあるいは二三の一体化した塊が滑る状況.
“中庸” = 数個の一体化した塊が滑る状況.
“大” = 無数の塊あるいは個々の粒子が滑る状況.
“極めて大” = 完全に攪拌された状況で個々の粒子が入り交じる.

水分: D = 乾燥, U=湿潤, PS=部分飽和, S=完全飽和
○はこれらが該当する場合,
?は概ね該当しないがその可能性が否定できない場合を示す.

速度:
極めて緩慢: < 0.6 m/年< かなり緩慢 <1.5 m/年< 緩慢<1.5m/月<中庸<
1.5m/日<急速<0.3m/分<かなり急速<3m/秒<極めて急速

深さ: 浅い<3m, 深い>3m

以上の形態の斜面崩壊がどの程度の地震でどの程度の震央距離内に発生するか判断は重要である。Keefer²⁾は上記の3つの崩壊のカテゴリーそれぞれについてアメリカ合衆国内で1958年から1977年に発生した300の地震を整理してマグニチュードと被害の発生する可能性のある最大距離(断層面から)の関係を求めている。また日本国内の斜面崩壊については田村³⁾が表面滑落型崩壊について、また安田、杉谷⁴⁾が小規模崩壊と大規模崩壊についてマグニチュードと被害の発生する可能性のある最大距離の調査結果をまとめている。これらの研究結果を概括すると、一般に多雨湿潤な地域の方が最大距離が大きいことが示される。これらの知見をもとに文献⁵⁾では図3.2-1に示すように気候に応じたマグニチュード・最大距離関係が提案されている。

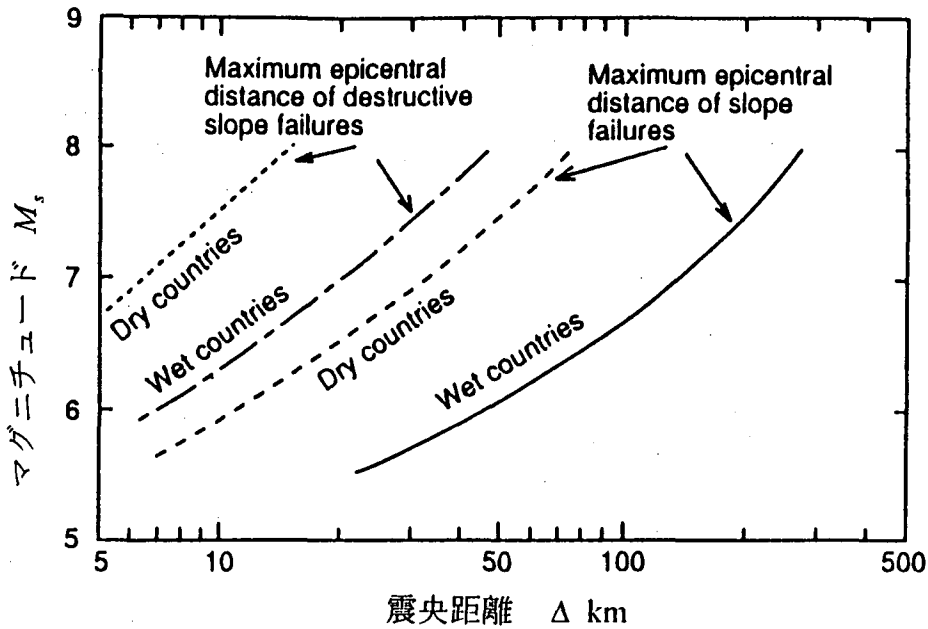


図3.2-1 斜面崩壊の発生する最大震央距離とマグニチュードの関係⁵⁾

【参考文献】

- 1) Keefer, D. K.: Landslides caused by earthquakes, *Geological Society of America Bulletin*, Vol. 95, No. 2, pp. 406-421, 1984.
- 2) Keefer, D. K. and Wilson, R. C.: Predicting Earthquake-induced Landslide with Emphasis on Arid and Semi-arid Environments, Publication of the Inland Geological Society, Vol. 2, pp. 118-149, 1989.
- 3) 田村俊和：地震により表層滑落型崩壊が発生する範囲について，*地理学評論*，第51巻，No. 8, pp. 662-672, 1978.
- 4) 安田進，杉谷俊明：地震時斜面崩壊履歴の調査，第23回土質工学研究発表会概要集，pp. 891-892, 1988.
- 5) Technical Committee for Earthquake Geotechnical Engineering, TC4, ISSMFE: Manual for Zonation on Seismic Geotechnical Hazards, 1993.

4. トンネル横断方向の耐震設計

4.1 一般

周辺地盤が**地盤状態 1**か**地盤状態 2**のいずれの状態であるかに応じて、トンネル横断方向の耐震設計を行う。

地盤状態1： 周辺地盤が連続体と見なされる状態

せん断波の上昇に伴って励起された地盤のせん断変形の影響を考慮する。

なお、トンネルが耐震設計上の基盤以深にある場合や、管路の肉厚が腐食などで決まり、土圧・水圧などの荷重で決まらない小口径管の場合は、**地盤状態1**の検討を省略してよい。

地盤状態2： 周辺地盤が不連続な動きをする状態

(a) 液状化が生じる場合

周辺地盤に液状化が生じる場合は、浮き上がりや沈下、側方流動の影響を考慮する。

(b) 地滑り・地盤沈下が生じる場合

周辺地盤に地滑りや沈下が生じる場合は、相対変位量あるいは極限釣り合い状態での土圧を考慮する。

(c) 断層ずれが生じる場合

断層ずれ δ を想定し、これに事後対応できる方法を計画する。

【解説】

トンネルの横断方向の耐震設計上考慮すべき地震の影響は、地震時の周辺地盤の状態に大きく左右されるため、地盤状態に応じた耐震設計法を定めることとした。

4.2 地盤状態1の耐震設計法

地盤状態1の耐震設計では、地盤を連続体と見なし、地盤変位分布・躯体の慣性力を考慮した応答変位法または動的解析を行って、覆工の地震時の変形と断面力を把握し、要求される機能を確保する。

【解説】

トンネル横断方向の地盤状態1の設計は、応答変位法による静的解析または等価線形化手法による動的解析により行う。いずれの場合も、トンネルと地盤の間の相互作用を適切に考慮しなければならない。

設計では、表4.2-1のように解析法に応じて2つのモデルが用いられている。応答変位法による静的解析では周辺地盤とトンネル断面形状の条件に応じて使い分けることが望ましく、動的解析では一般にFEMモデルを用いている。

表4.2-1 地盤およびトンネル条件と適用すべき解析法

地盤条件	断面形状	静的解析		動的解析
		梁～ばねモデル	FEMモデル	FEMモデル
比較的均質な 1層地盤	単純	○	○	(解析不要)
多層地盤	複雑	×	○	○

応答変位法による静的解析では、上表のように2つのモデルが適用できるが、「梁～ばねモデルを用いた応答変位法」は、剛性の異なる地層が重なった多層地盤における地盤ばねの評価を精度良く行うことが困難であったり、地盤ばねの直ひずみとせん断ひずみに対する連成効果や相互作用による荷重の変化を十分に考慮できないため、比較的均質な地盤でトンネル断面が単純な場合に限定される。もう一方の「FEMモデルを用いる応答変位法」は、どのような条件でも適用性が高く、一般に動的解析結果とほぼ等しい応答値を得ることができる。応答変位法では、解析の前段で周辺地盤の変位を求める必要があるが、地盤状態1では地盤のひずみが等価線形化手法が使える限界内にあることから、入力地震動がレベル1かレベル2かに拘わらず、固有値解析による基本せん断振動から得られる地盤変位や、SHAKE（1次元）などの応答解析プログラムの計算で得られる地盤変位を活用できる。

なお、動的解析では、上記と同じ主旨で、FLUSH（2次元）などの等価線形化手法による解析法や、あらかじめSHAKEなどで地盤の等価剛性を求め、一般的な線形のFEMモデルを用いる動的解析法も適用される。

(1) 比較的均質な地盤の場合：梁～ばねモデルによる解析法またはFEMによる解析法

(2) 剛性の異なる多層地盤の場合：FEMによる解析法

応答変位法では、大別して上記の2つのモデルが適用できるが、剛性の異なる地層が重なった多層地盤における地盤ばねの評価を、精度良く行うことは困難であるため、梁～ばねモデルによる解析法は、比較的均質な地盤の場合に限定される。逆に、FEMによる方法は、どのような地盤条件でも適用の可能性がある。応答変位法では周辺地盤の変位をまず求める必要があるが、**地盤状態1**では地盤のひずみが等価線形化解析手法が使える限界内にあることから、入力地震動がレベル1かレベル2かに拘わらず、SHAKE（1次元）やFLUSH（2次元）などの応答解析プログラムを活用できる。

(1) 梁～ばねモデルによる応答変位法

トンネルと地盤の相互作用を応答変位法で評価する場合、トンネルの位置する部分を空洞にした地盤の変位を求め、この変位を地盤ばねを介してトンネルモデルに作用させるのが合理的である。空洞の変位は有限要素法などで空洞部をモデル化しこれを求めることができるが、トンネルの断面が地盤内部で卓越する波長より十分小さければ、トンネルの存在する範囲の周辺地盤ひずみがほぼ均等であると仮定でき、この場合の空洞部の変位は後出の4.4「地盤ばねの算定」の式4.4-2に示すように算出される。またこの時の地盤ばねの値も4.4-1式のように与えられる。しかしながら層構造が複雑な地盤では空洞の変位を求めるのは一般に容易ではない。したがってトンネルに最大断面力が発生すると考えられる周辺地盤の変位分布を、自然地盤の応答解析から求め、ト

ンネル周辺に設定した地盤ばねを介してトンネルモデルに作用させる便法をとってよい。ただしこの場合には、空洞部の存在しない、すなわち空洞部分の応力開放のない状況の変位をトンネルに作用させることになるので、空洞壁面に相当する部分の周面せん断力をトンネル躯体に加えてこの影響を補正する便法が併せて用いられることがある¹⁾。

自然地盤の変位分布は、多数の振動モードの寄与として表現されるが、2次以上のモードの寄与が小さいことが多く、このような場合には1次モードのみの変位分布を考慮すればよい。

覆工を梁で表し、地盤をウインクラーばねで表したモデルを用いて解析する本方法の場合は、次のように行うのがよい。その他の解析法としては、文献2)などがある。

- ①覆工を等価な剛性を有する直線梁または曲線梁で表す。シールドトンネルのようにプレキャスト部材を継ぎ手で連結した構造で、詳細な検討が必要な場合は、継ぎ手をばねで表した梁ばねモデルを用いるのが良い。また、大変形が生じ、覆工に局部的な塑性化が生じる場合は、後出の6「動的解析」にあるような剛性残存率を考慮した等価線形的な扱いができる。
- ②地盤ばねは、4.4に示す考え方に従って算定し、覆工の法線方向に設置する。
- ③地盤変位分布の算定方法は、4.5に従う。この変位を地盤ばねを介して覆工に作用させる。
- ④周面応力を、4.5に従って算定し、地盤変位により生じる断面変形が助長される方向に、作用させる。
- ⑤躯体の慣性力を、地盤変位と同じ方向に作用させる。

(2) FEMによる応答変位法

均一地盤と見なせない多層地盤、部分的に地盤改良を行う地盤、近接構造物が存在する場合等は、次のようにFEMによる解析を行うのが良い。下記の方法は応答スペクトル法の1次モードのみを考慮したものであり、高次モードの影響が大きいと考えられる場合には、動的解析を併用するのが良い。この方法を含めた他のFEMを用いた方法については、文献3), 4), 5)にまとめられているので、参考にできる。

- ①覆工は、上記の(1)の方法と同様に、梁にモデル化する。
- ②地盤はソリッド要素で表し、トンネルのモデルを組み込む。モデルの深さ方向の範囲は耐震計算上の基盤面までとし、水平方向の幅は境界条件がトンネルの挙動に影響しない程度(一般に深さの3~5倍)とする。地盤モデルの境界条件は、下端を固定、側方を鉛直固定・水平自由とするのがよい。なお、地盤内部は自由とする。
- ③地盤のポアソン比は、地下水位下では非排水状態と考えられるため0.49として良いが、調査結果がある場合は、それに従うものとする。
- ④4.5の規定に従って算定した設計地盤変位(基盤に対する相対変位)に相当する絶対加速度分布(または震度分布)を、地盤および躯体各要素に作用させて、地盤変形を生じさせる。

注: 本章で「覆工」とは、土に接するトンネル主構造部材をいう。

【参考文献】

- 1) 川島一彦編著：地中構造物の耐震設計法，鹿島出版会，pp.45～55，1994.
- 2) 志波由起夫，岡本晋（大成建設(株)技術研究所）：シールドトンネルの横断面方向の地震時断面力の計算法，土木学会論文集，No.437／I-17，1991.9
- 3) 官民共同研究：地中構造物の免震設計に用いる免震材料の開発報告書(その2)，1996.3
- 4) 立石章（大成建設(株)）：応答変位法における地震荷重の作用方法に関する研究，土木学会論文集，No.441／I-18，1992.1
- 5) 大塚久哲，星限順一，村井和彦，田中努，橘義規：地盤慣性力に基づく応答変位法を用いた地中構造物横断方向の耐震設計法，土木学会年次学術講演会，I-B454，1997.

4.3 地盤状態2の耐震設計法

地盤状態2の耐震設計では、地盤変状の大きさと、地盤変状を生む原因に応じて、対策を講じる。対策の範囲は、トンネル構造だけでなく、地盤の改良・変状抑止、トンネルの変形の許容、代替物による機能の確保、早期補修の準備など、ソフト面も含めて広く考え、重要度に応じた対策を講じる必要がある。

【解説】

地盤状態2の耐震設計では、地盤に変状が生じ、大きな相対変位がトンネルに作用する状態に対して、対策を講じることになる。

地盤変状の影響が小さい場合は、トンネル構造の変形性能を向上させたり、地盤を改良したり抑止構を設けるなど、またトンネルが変形しても機能は確保できる仕組みにするなどの対策が考えられる。逆に地盤変状の影響が大きい場合は、建設地点を変更したり、代替物により要求される機能を確保したり、要求される期間で補修可能になる準備など、ソフト面の対策が必要となる。いずれの場合も、対象とする地震動の発生確率と重要度に基づく耐震性の要求水準を基に、適切な対応をとらなければならない。

地盤変状の影響があまり大きくない場合は、下記のような解析を行って、トンネルの挙動を把握して、対策を講じるのがよい。

(1) 液状化が生じる場合

一般に、地震動の主要部の時刻と周辺地盤が液状化している時刻とがずれていると考えられることから、液状化の影響のみを静的に考慮した解析を行って良い。浮力や揚圧力に対しては鉛直方向の荷重の釣り合いとして解析する。しかしながら仮に特定の断面で浮力や揚圧力が自重や周辺地盤の摩擦力を上回る場合でも、これがさらに浮き上がるために要する仕事は大きく、またトンネルそのものが延長の長い構造であるため、機能水準に応じて補修可能な変形を許容するような対応も可能である¹⁾。地盤が側方流動する場合については、適切な方法が確立しておらず、研究の成果を待つ所であるが、道路橋示方書には、1つの考え方が提示されている。

(2) 地滑り・地盤沈下が生じる場合

地震に伴う地滑りや地盤沈下がトンネル断面を横切るように生じる可能性がある場合は、地盤改良や抑止工等の対策を講じて、これらの発生を防止する努力が必要である。しかし、経済性や効果からみて適当でない場合や、これらの発生を許しトンネル自体が抵抗する方が合理的と考えられる場合には、以下の解析を行って設計する。

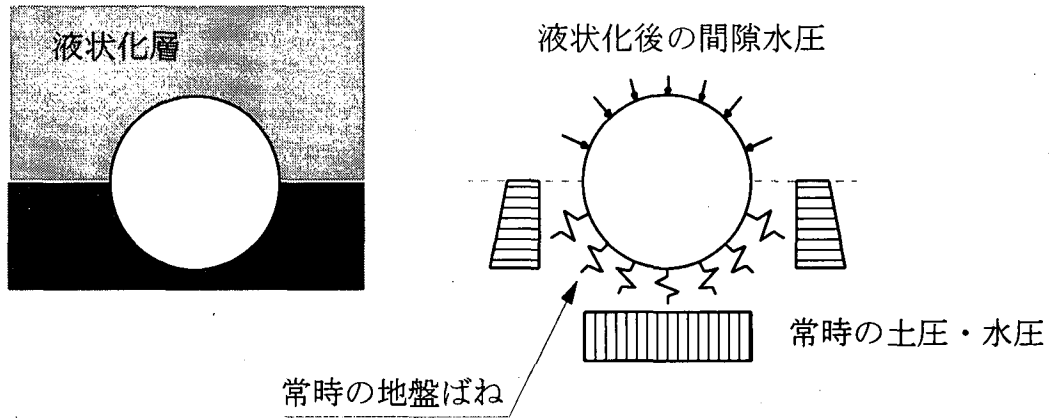
周辺地盤の地滑りによる不連続面や地盤沈下による変位急変部がトンネル断面を横切り、相対変位量がトンネルに比べてそれ程大きくない場合は、健全な地盤に支持されたトンネル断面が偏土圧を受けるモデルを用いて解析する。

(3) 断層ずれが生じる場合

断層ずれが生じる場合は、断層のずれがトンネルの存在する地層にどの程度伝わるかを検討し、相対変位量を求め、それに対応した対策を採るのが望ましい。断層のずれによって生ずるトンネル周辺地盤の相対変位量が大きい場合には、ルートの変更、断面の内空余裕による変位の吸収、代替物により要求される機能を確保したり、要求される期間で補修可能になる準備など、ソフト的な対応が必要となる。

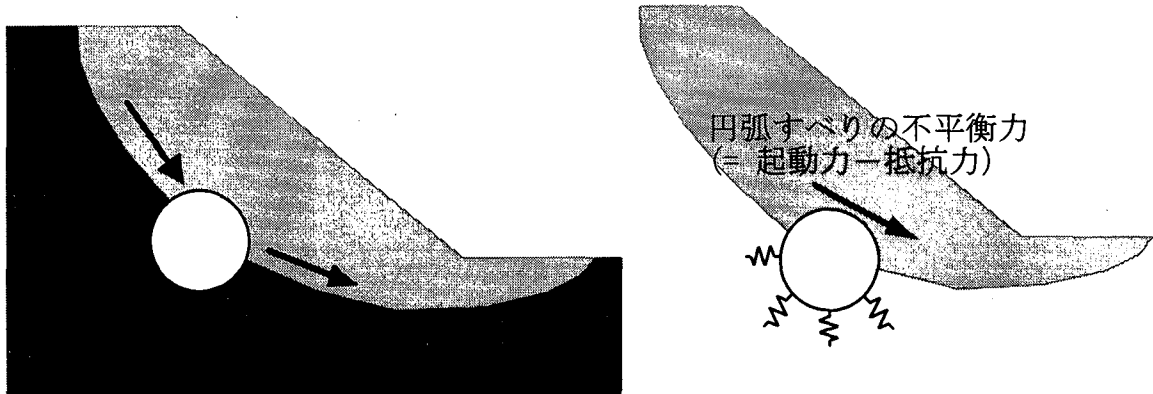
《モデルと解析法のイメージ》

(1) 液状化が生じる場合

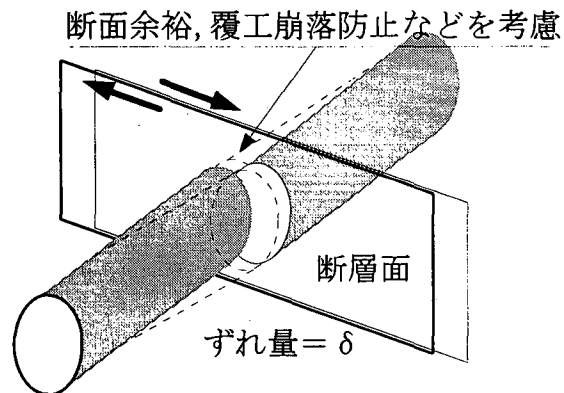


(2) 地滑りや断層ずれが生じる場合

① 地滑りの規模がトンネルに比べて大きくない場合



② 地滑りの規模が大きい場合や断層ずれが生じる場合



【参考文献】

- 1) Koseki, J., Matsuo, O. and Koga, Y. : Uplift Behavior of Underground Structures Caused by Liquefaction of Surrounding Soil during Earthquake, *Soils and Foundations*, Vol. 37, No. 1, pp.97-108, 1997.

2) 4.4 地盤ばねの算定

トンネルの地盤ばね（地盤反力係数）は、トンネル横断面およびその周辺地盤を有限要素法などでモデル化し、トンネルの実際の変形に即した値を評価しなければならない。しかしトンネル周辺がせん断剛性 G の一様な地盤とみなせる場合は、トンネル覆工の法線方向の地盤ばねを簡便に G/L と評価してよい。ここで L はトンネルの変形を支配する代表寸法である。ポアソン比 ν が 0.5 の地盤の場合、半径 r_0 の円形トンネルで $L \cong 0.3r_0$ であり、側壁高 H_w の矩形トンネルでは $L \cong 0.3H_w$ である。地盤のせん断剛性 G は等価線形化手法による周辺地盤の応答解析で求められた値を用いるものとする。また地盤が**地盤状態 2**に至った場合には等価線形化解析の限界ひずみで算定される値をそのまま低減させずに使うものとする。

【解説】

トンネルの地盤ばね（地盤反力係数）は、トンネルの実際の変形に即してこれを評価しなければならない。このためにはトンネルと周辺地盤（横断面）を有限要素法でモデル化し、トンネル構造に想定される変形を加えてその反力を算出し地盤ばねを設定するのが望ましい。

しかしながら構造物の形式が単純で典型的でありかつ周辺地盤が比較的一様とみなせる場合には、これをより簡便に設定する便法も考えられる。地盤ばね（地盤反力係数）は地盤剛性 G をトンネルの変形を支配する代表寸法 L で割った G/L の次元を有する。トンネルの変形を支配する L に関連する長さの次元を有する物理量としては、① トンネルの代表寸法、② 表層地盤の厚さ、③ 地盤を卓越して伝播する波動の波長などが該当する。これらの物理量の中で実際の現象を直接的に支配し、かつ最も短い L を与えるものが最大の地盤反力係数を与えるので、この L と周辺地盤の平均的なせん断剛性 G を用いて G/L をもって地盤のばねの概算値とすることができる。以下にトンネル横断方向の地盤反力係数について、トンネル周辺地盤が均質一様で、トンネルが物性の大きく異なる層の境界や地表面から十分離れているものとして、その概算値を示す。層構造が複雑で地盤の非線型性が大きな影響を与える場合には有限要素法などの手法での検証を行うことが必要になることは言うまでもない。

1) 円形断面の場合

図4.4-1は地震時の自然地盤の動きと、これがトンネルに作用するであろう力の懸りかたを概念的に示したものである。

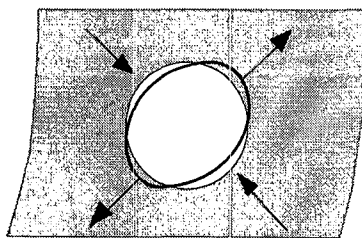


図4.4-1 トンネルと地盤の横断面内部の変形

トンネルが図4.4-1のように変形することは実際の地震観測からも確認されている¹⁾。覆工周面には法線方向の直応力に加えてせん断応力が作用する。しかしながらトンネル覆工に接する地盤の円周方向ひずみ $\varepsilon_{\theta\theta}$ は覆工で拘束されて極めて小さく、かつPoisson比が0.5に近い場合には著しく小さくなるのが弾性論によって示される。したがって結果として、地下水面下の地盤ではせん断応力の影響も加えた断面力の算定値は、これを無視した解と大きな差異がない。このようにトンネルが楕円形に変形する場合、トンネル覆工法線方向の静的地盤反力係数 k_r は以下の式で与えられる²⁾。

$$k_r = \frac{G}{r_0} \frac{6}{5-6\nu} \quad \dots(4.4-1)$$

実際には動的な地盤反力係数は周波数の関数として与えられるが^{3), 4)}、沖積地盤中のシールドトンネルのような構造を想定すると、式(1)で示される静的な地盤反力係数を用いて断面力の評価を行っても大きな差異が現れない^{3), 4)}。

式(4.4-1)の地盤反力係数は θ によらず一定でいわゆる離散ばねに置き換え得る便利な表現となっている。この場合の地盤反力係数を支配する寸法 L はトンネルの半径 r_0 に依存し、Poisson比が0.5の場合には $L = 0.33r_0$ である。

式(4.4-1)で示される地盤反力係数を設計で用いるためには覆工の存在しない円孔の地震時の変形が必要になる。厳密には有限要素法などを用いた動的解析などでこれを求めるが、簡便にはトンネルの存在しない自然地盤中でせん断ひずみ γ がトンネル該当部分に均一に作用している状態で円孔をあけた場合の傾いた楕円状の変形を求め、これを地盤ばねを介して覆工に作用させてよい。この場合の円孔の法線方向変位 w_r は

$$w_r = 2\gamma r_0(1-\nu) \sin 2\theta \quad \dots(4.4-2)$$

である。ここに θ はトンネルの周方向の円周角である。この変位を地盤ばねを解して曲げ剛性 EI のトンネルに加えた場合トンネルの変形 u_r は以下の式で与えられる。

$$u_r = \frac{\xi}{\xi+1} w_r = \frac{2\xi r_0(1-\nu) \sin 2\theta}{\xi+1} \gamma \quad \dots(4.4-3)$$

$$\text{ただし, } \xi = \frac{r_0^4 k_r}{9EI} \quad \dots(4.4-4)$$

これよりモーメント M 、軸力 N 、せん断力 S の分布は以下のように求められる。

$$M = -\frac{6EI}{r_0} \frac{\xi(1-\nu)}{\xi+1} \gamma \sin 2\theta \quad \dots(4.4-5a)$$

$$N = \frac{6EI}{r_0^2} \frac{\xi(1-\nu)}{\xi+1} \gamma \sin 2\theta \quad \dots(4.4-5b)$$

$$S = -\frac{12EI}{r_0^2} \frac{\xi(1-\nu)}{\xi+1} \gamma \cos 2\theta \quad \dots(4.4-5c)$$

2) 矩形断面の場合

矩形断面を持つ開削トンネルでは、地盤反力係数を上床版、下床版、側壁で定義する必要がある。また天版、底版については地盤ばねを考えるのではなく慣性力による地盤からのせん断応力をかけ、側壁にのみ地盤ばねを配して設計を行う方法もあり、比較的妥当な解を与えるものとされている⁵⁾。いずれの場合も地盤反力係数の定めかたについて現行の基準類に統一したものはなく、載荷試験による方法、有限要素法などが用いられる他、地盤のせん断弾性係数 G あるいはヤング率 E を側壁高さ H や底版幅 B で割った値を用いていることが慣行となっている。

ここでは天版、底版に慣性力による地盤からのせん断応力をかける状況を想定して、側壁部分の地盤ばね係数を示す。側壁部分を取り出すと図4.4-2のようになる。

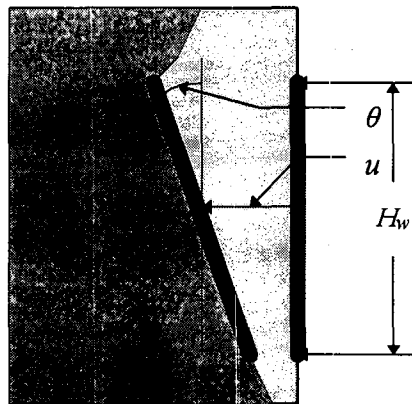


図4.4-2側壁の剛体モード

この2次元地盤の下方の基盤の存在を無視して、剛体側壁に並進運動を与えた場合の地盤反力係数は0になることは弾性論で良く知られた事実である。実際には下方まで一様な物性を持った地盤が存在しないから、たとえば明瞭な基盤を持つ場合には、表層地盤の厚さ H_s が剛体壁の並進運動に関係する地盤の反力係数を支配する代表寸法になる可能性がある。しかし仮にこの基盤の存在を無視して半無限弾性体とした場合も周波数が若干増えることで地盤反力係数のうちばね k に相当する反力を示す実部は以下に示す値に漸近する⁶⁾。

$$k \cong \frac{\pi \cdot G}{2(1-\nu) H_w} \quad \dots(4.4-6)$$

ただしこの値は、剛な壁体を押したときの力を変位で割った平均的な地盤反力係数であり、実際には接触圧分布は一様にならないことに留意しなければならない。この壁はせん断振動を繰り返す地盤内部で並進に加えてロッキング振動を起こす。この回転に対する地盤反力係数は(4.4-6)式より大きい。隣接する床版や天版のロッキングの影響を考慮すると、結果的に(4.4-6)式の示す値に近づく傾向があるのでこの値を地盤反力係数として用いてよい。Poisson比が0.5の地盤では $k \cong G/0.32H_w$ である。(4.4-6)式を支配する代表寸法は明らかに側壁高さ H_w である。通常は H_w の方が H_s より小さく大きな地盤反力係数値を与えるので、これをもって安全側の評価を得ることになる。

以上述べたように地盤反力係数は、地盤のせん断剛性 G をある代表長 L で割って算出される。そしてその代表長は、円形トンネルの場合には半径の約0.3倍、矩形トンネルの場合には側壁高あ

るいは底版幅の0.3倍としてよい。地盤のせん断剛性 G は周辺地盤の剛性変化に応じて変化するの
 で、等価線形化解析で低減された地盤のせん断剛性を便宜的に用いるものとする。等価線形解析
 では G に加えて減衰定数 h も変化する。この影響は複素剛性 $G(1+2ih)$ を導入することで表現で
 きる。この際、覆工などに生じる断面力も複素数になるが、物理的には入力変位と断面力のピー
 クが出現する時間に位相差が生じることを意味しており、それぞれの絶対値 $(G\sqrt{1+4h^2})$ を算出
 することでこれを設計上の判断に用いる。ひずみが0.1%以下の状況では G の変化のみを考慮すれ
 ばよい。地震動がレベル2地震動のレベルになっても **地盤状態 1** の状態では地盤のひずみはその限
 界値以下であるので等価線形化解析で低減された地盤のせん断剛性 ($G(1+2ih)$) を便宜的に用
 いるものとする。もちろんせん断の方向やトンネルによる拘束効果で、自由地盤で想定されるほ
 どの G の低下は起こりにくいだが、現状ではこれを定量的に議論できる研究成果の裏付けに乏しく、
 これを変化させずに使うものとした。

一方 **地盤状態 2** に至った場合にはもはや適切な地盤ばねの評価は不可能に近い。したがって等
 価線形化解析の限界ひずみで算定される値をそのまま低減させずに使うことをもって便宜的な対
 応とした。

【参考文献】

- 1) Tamura, C. and Kato, K. : A Study on Deformation of Tunnels during Earthquakes, *Recent Advances in Lifeline Earthquake Engineering in Japan*, ASME, pp. 151-158, 1980.
- 2) Muir Wood, A.M.: The Circular Tunnel in Elastic Ground, *Geotechnique* Vol. 25, No. 1, pp. 115-127, 1975.
- 3) Konagai, K: Diagonal Expansion and Contraction of a Circular Tunnel during Earthquakes, *Structural Eng. / Earthquake Eng.* No. 591/ I-43 (Jour. of Struct. Mech. Earthquake Eng.), JSCE, pp. 91s-95s, 1998.
- 4) 小長井一男: 楕円状に変形する円形トンネルの免震効果, 第1回制震・免震コロキウム論文集, 1996.
- 5) 立石章: 応答変位法における地震荷重の作用方法に関する研究, 土木学会論文集, No. 441/ I-18, 1992.
- 6) Karasudhi, P., Keer, L.M., and Lee, S.L.: Vibratory Motion of a Body on an Elastic Half Plane, *Jour., Applied Mechanics*, Vol. 35, Trans. ASME, 90, Series E, pp. 1-9, 1968.

4.5 地盤変位の算定

(1)地盤に**3.1**に示したような変状がなく、トンネル周辺地盤が連続体として挙動すると見なせる場合は、地盤状態1にあるものとして地盤変位の算定を行う。設計で考慮する地盤変位は、地盤の構成と設計地震動で生じる地盤ひずみに応じた土の剛性を考慮して、トンネルの断面力が最大となる状態とする。

地盤変位の算定は、原則として、1次元自由地盤の等価線形モデルを用いて時刻歴の動的解析を行い、トンネルの上下端間の相対変位が最大になる時刻の地盤変位を抽出する方法を用いる。ただし、高次振動の影響が大きい場合は、自由地盤の1次モードの固有値と応答スペクトルに基づいた変位として、算定してもよい。

(2)地盤状態2にあるとき、**3.1**に示した地盤変位の形態に応じて、次のように算定する。

- a)「斜面崩壊」「断層ずれ」が生じる場合は、変位量の算定を行わなくてよい。
- b)「液化化による側方流動」「近接構造物の影響による変状」が生じる場合には、2次元FEMモデルによる有効応力法の動的解析などを実施して、地盤変位を算定する。
- c)埋め立て地盤などに「地震に伴う地盤沈下」が生じる場合は、1次元モデルまたは2次元FEMモデルによる有効応力法の動的解析などを実施して、間隙水圧の上昇に伴う沈下の累積を考慮して、地盤変位を算定するのがよい。

【解説】

(1)地盤に**3.1**に示したような変状がない場合は、トンネル周辺地盤が連続体として挙動すると見なせるため、地盤状態1にあるものとして地盤変位の算定を行うこととした。ただし、等価線形化手法を適用する限界は地盤ひずみが1%程度と考えられるので、これを超えるひずみが発生する場合は、本節に示す静的解析法によらず、時刻歴の非線形性動的解析法を用いて、トンネルの断面力や変形を直接求める必要がある。

設計断面の選定は、設計区間において、トンネル上下端間での相対変位が大きい位置を検討対象に選ぶ必要がある。したがって、地層構成や土質の変化、トンネルの断面変化や深さの変化を考慮して、多数の地点に対して、地盤の動的解析を実施するか、1次モードの固有値と応答スペクトルに基づく地盤変位の算定を実施して、適切な設計断面を設定するものとする。

梁～ばねモデルによる応答変位法を行う場合は、ここで示した方法により地盤変位を求め、直接地盤ばねを介して作用させる。FEMによる応答変位法を用いる場合は、絶対加速度分布を地盤のFEM要素の各質量に作用させて、慣性力により地盤変位を生じさせる。なお、トンネルが存在する表層地盤が均質な1層地盤と見なせ、かつ地盤変位が小さい場合は、従来用いられてきた余弦関数を用いることができる。そのような地盤中に円形トンネルがある場合には、「**4.4**地盤ばね」に示した方法により、断面力を算定することもできる。

地震時に地盤に生じるせん断ひずみに応じて、土のせん断弾性係数が変化するので、対象とする設計地震動に応じたせん断弾性係数の低下を考慮しなければならない。低下の程度は、土質および層序によっても異なるため、SHAKEなどの1次元等価線形モデルを用いた地盤の動的解析により、算定するのがよい。

地盤変位の算定は、原則として、1次元自由地盤の等価線形モデルの動的解析により行うこととした。しかし、一般に、地盤変位は1次モードの変形に支配されるため、設計の便を考慮して、次式により、多層地盤の1次の固有値と絶対加速度応答スペクトルに基づいて算定してもよいこ

ととした¹⁾。

$$U(z) = A(z) / \omega^2$$

$$A(z) = \beta \cdot S_a \cdot f(z)$$

ここで、 $U(z)$: 深さ z における地盤変位 (耐震基盤に対する相対変位)

$A(z)$: 深さ z における地盤加速度 (絶対加速度)

ω : 固有円振動数 ($\omega = 2\pi / T$)

β : 刺激係数

S_a : 絶対加速度応答スペクトルの値

$f(z)$: 深さ z におけるモード関数の値

なお、絶対加速度応答スペクトルは、第Ⅲ編の「4 設計地震動」に示される設計地震動の応答スペクトルを用いる。応答スペクトルは、一般に、5%または10%の減衰定数に対する値が示されているため、地震時の地盤の減衰定数が大きく異なる場合は、第Ⅲ編の4.4に従って、補正を行う必要がある。「4.2 地盤状態1の設計法」で述べた梁～ばねモデルを用いて応答変位法により設計する場合、地盤とトンネルとの相互作用を、地盤とトンネルを結ぶ静的なバネに置きかえてもよい。この静的なバネは、トンネル壁に対し法線方向と接線方向の2方向に設定するのが一般的であり、有限要素法で求めることができる。

開削トンネルに対し簡便な方法として、トンネル壁に対し法線方向に作用する荷重と、接線方向に作用する荷重とに分離して、それぞれトンネルに加える方法がとられている例がある。この場合、前者は地盤ばねを介して周辺地盤の変形を加えることで評価するが、後者の荷重はトンネル周面に働くせん断力の平衡条件より算定している²⁾。

(2)地盤が**状態2**にある場合は、3.1に示した地盤変位の形態に応じて算定するものとした。

a)「斜面崩壊」「断層ずれ」が生じる場合は、数m以上の変位が生じる場合も考えられ、研究レベルでは古くからいくつかの方法³⁾⁴⁾が提案されているものの、精度の面で設計実務に適用するのは困難であり、さらにトンネル自体がこれに抵抗することも困難である。このため変位量の算定を行わず、4.3に示した考え方で対策を講じるものとする。

b)「液状化による側方流動」「近接構造物の影響による変位」が生じる場合には、2次元FEMモデルによる有効応力法の動的解析などを実施することにより、地盤変位を推定するものとする。この状態に対する地盤変位の算定法は、実務への適用の経験が浅いため、条件設定や結果の評価は慎重に行う必要がある。また、液状化が発生する過程に於いて、部分的な地層の軟化に伴う地盤ひずみの増加が、トンネルに大きな断面力を発生させる危険性があるため、最終的な残留変位のみならず、振動中のトンネルの応答にも十分な注意が必要である。

c)埋め立て地盤などに「地震に伴う地盤沈下」が生じる場合は、1次元モデルまたは2次元FEMモデルによる有効応力法の動的解析などを実施して、間隙水圧の上昇に伴う沈下の累積を考慮して、地盤変位を算定するのがよい。ただし、この方法も実務への適用の経験が浅いため、条件設定や結果の評価は慎重に行う必要がある。

【参考文献】

- 1) 東京湾横断道路シールドトンネル設計基準(案), 日本道路公団, 1985年3月.
- 2) 川島一彦編著: 地中構造物の耐震設計法, 鹿島出版会, pp. 45-55, 1994.
- 3) Newmark, N. M.: Effects of Earthquakes on Dams and Embankments, *Geotechnique*, Vol.15, No.2, pp. 139-160, 1965.
- 4) 佐々木康ほか: 盛土の地震による変形量の解析手法, 第17回土質工学研究発表会, 1982.

4.6 トンネル覆工のモデル化

設計に考慮するトンネル構造のモデル化は、地震時の各部材の状態を考慮して次のように行う。

(1) トンネル構造の軸線を表す梁部材は、主構造部材断面の図心を通るものとし、又、部材接合部には必要に応じ適切な剛域を考慮するのがよい。

(2) トンネル構造の応力部材として機能しない副構造部材は、一般にモデル化する必要はないが、その副構造部材の存在が主構造部材に悪影響を与える場合、副構造部材の損傷がトンネルの機能に大きな影響を与える場合には、併せてモデル化し安全性を照査する必要がある。

(3) トンネルの変形は、トンネルと周辺地盤との間の剛性と変形が異なることによる相互作用の結果として定まる。したがって、対象地震時の地盤の変形と剛性を十分考慮し、想定されるトンネル構造部材の状態（ひびわれ、降伏の有無と箇所）を踏まえたモデル化が必要である。

(4) 構造部材が地震以外の条件で決まる可能性が高い場合は、上記(3)の規定によらず、簡易な推定法による一様な等価剛性の梁にモデル化して良い。

【解説】

(1) 主構造部材のモデル化

トンネルの主構造部材が常時の土圧・水圧に抵抗するため、部材断面が部材中心に対し非対称の剛性を持つ場合、ひびわれや材料の降伏が始まるとさらにその非対称性が強まる。しかしながら解析の精度と設計の便を考え、部材断面の図心を骨組の軸線の位置と考えて良いこととした。また、格点部の剛域の存在は、部材に降伏が生じる場合には、発生位置がずれて、その後の解析結果に著しい影響を与えると考えられ重要である。剛域の範囲は、各種基準類を参考に定めるものとするか、阪神淡路大震災の際にハンチ内部にひびわれが見られないことは参考になる。このことから剛域の範囲をハンチの内部と考えても良い。

(2) 副構造部材のモデル化

トンネル内部には、道路・鉄道の路床コンクリート、各種設備を配置するための後打ち壁などの副構造部材、シールドトンネルの二次覆工などがある。トンネル本体に加わる荷重に対する、これらの構造の分担は小さいので、本体の設計では一般に無視するが、それらが存在するために、主構造部材に応力集中が生じたり、トンネル本体の損傷は軽微でも副構造が損傷することにより、トンネルの機能が大きく損なわれる場合には、主構造部材とともにモデル化し、耐震安全性を照査しなければならない¹⁾。

(3) 部材剛性のモデル化

レベル1の地震に対しては、従来、コンクリートのひびわれを無視し全断面有効の剛性を用いる設計が行われているが、地盤によっては変形が大きくなりひびわれが生じる場合がある。全断面有効の剛性を用いる線形解析は容易でかつ一般に高い断面力を与えるので設計に適している。しかし、ひびわれが発生すると変形が進むので、実態と離れた解析をする危険性があることに注意が必要である。レベル2の地震時など、地盤変形が大きいと判断される場合は、構造部材の非線形性を考慮し、地震時の覆工の状態を表現できるモデルを用いるものとする²⁾。

また、継手は有するもののその剛性が高く構造部材本体の剛性に近い場合は、継手を無視し一様剛性の梁にモデル化して良い。

【参考文献】

- 1) 和佐勇次郎, 吉田幸司, 田中努: シールドトンネル横断面の耐震設計法に関する一考察トンネル工学研究発表会論文・報告集, 土木学会, 3, pp.213-218, 1993.
- 2) 原子力発電所屋外重要構造物の耐震設計に関する安全照査マニュアル, 土木学会原子力土木委員会, 2, pp.74-91, 1992.

5. トンネル縦断方向の耐震設計法

5.1 一般

周辺地盤の状態に応じて、次の地震の影響に対し、トンネル縦断方向の耐震設計を行う。ただし、トンネルが耐震設計上の基盤以深にある場合は、地盤状態1の検討を省略して良い。

(1) 地盤状態1：周辺地盤が連続体と見なせる状態

a) トンネルに沿う地盤条件の変化が大きい場合

地震波の上昇に伴って励起された地盤の応答が、場所によって異なることの影響を考慮するものとし、6に示す動的解析により設計を行う。

b) トンネルに沿って一様な地盤が続く場合

表層地盤がトンネルに沿って一様と見なせる場合は、トンネル縦断方向に発生する相対変位は、耐震計算上の基盤面に到達する地震動の時間遅れによるものと考え、見かけ上トンネルに沿って伝搬する変位波形に対して、応答変位法による設計を行う。

(2) 地盤状態2：周辺地盤が不連続な動きをする状態

a) 液状化が生じる場合

周辺地盤に液状化が生じる場合は、泥水圧（浮力を含む）や側方流動の影響を考慮する。

b) 地滑り・地盤沈下等が生じる場合

周辺地盤に地滑りや地震に伴う地盤沈下が生じる場合は、相対変位量に伴う土圧を考慮する。

c) 断層ずれ等が生じる場合

周辺地盤に断層ずれが生じる場合は、その変形の規模と変位量の大小を勘案して、ソフト面の対応を含めて対策を講じる。

【解説】

(1) 地盤状態1：周辺地盤が連続体と見なせる状態

トンネルの縦断方向の耐震設計上考慮すべき地震の影響は、地震時の周辺地盤の状態に大きく左右されるため、地盤状態に応じた耐震設計法を用いるものとした。また、トンネルに沿う地盤条件の変化の有無により、トンネルひずみの発生の主要因が異なることが、地震観測の結果分かっているため、これを耐震設計に反映させることにした。

なお、中小地震時の観測からは、表面波の影響が相対的に高く評価されるようであるが、トンネルに沿う地盤の相対変位が大きくなる原因が地盤条件の変化に起因すること、表面波の波長は比較的長いことなどから、表面波によりトンネルが破壊されるとは考えにくいため、一般的な表面波の影響は無視することとした。なお、埋積谷などの地盤条件の急変部では境界部で表面波が発生する可能性があるが、FEMモデルを用いた動的解析を行えば、その影響は考慮することができる。

トンネル周辺地盤の挙動と基盤地震動の関係を、次のように考える。

ある離れた2つの場所において、表層地盤の条件が異なれば基盤地震動が異なることは当然と考えられるが、地震波が耐震計算上の基盤面に到達したときに、既に上昇波そのものが異なることも考えられる。しかし、場所や離れに応じて異なる波形を設定するための情報は極めて少なく、

研究も進んでいない。したがって、設計実務上は基盤での入力地震動は同一波形であることを考えることとした。

また、斜め下方の震源から発した地震波が、屈折しながら上昇し、地表付近ではほぼ鉛直に上がって来た場合に、延長の長いトンネルでは、震源からの伝播経路の差（距離だけでなく地殻構造の不均一さ）により、到達時間に差が生じる。この現象は、実体波が見かけ上水平方向に伝播するように観測され、過去に多くの実測例がある。それを整理した報告¹⁾によると、伝播速度は平均 2.7km/sであり、最小値が 1 km/sである。これによって生じる地盤変位は、次のように考えられる。

耐震計算上の基盤面では、入力地震動（上昇波分）が見かけ上水平に伝播し、各地点で表層地盤の重複反射の結果の下降波が基盤面に達すると、これらの合成された基盤波が順次できる。一方、表層地盤中のトンネル周辺では、表層地盤の応答により大きな変位が生じるが、この変位は、地震波が基盤に到達する時間遅れの分だけ、遅れて発生するため、基盤面と同じ見かけの伝播が生じる。

よって、トンネル位置の地盤の変位分布は、次式で表される。

$$u_i(x) = U_i \cdot \sin(\pi x / 2L)$$

ここで、 $u_i(x)$ ：トンネルに沿う位置 x における基盤の変位

U_i ：トンネル深さの地盤の最大変位

$L = c \cdot T$ ：地盤変位の波長

c ：見かけの伝播速度（安全側に 1 km/sec と仮定）

T ：表層地盤の変位の卓越周期（1 次の固有周期）

この見かけの伝播速度は、表層地盤の条件によらず一定である。なお、直下型地震の場合は、見かけの伝播速度が、断層内の破壊の伝播速度に相当するため、数km/sと非常に早くなる。

また、トンネルに沿う地盤条件が均質で一様と考えられる場合は、この見かけの伝播による地盤変位のみを考慮することとした。

(2) 地盤状態 2：周辺地盤が不連続な動きをする状態

断層ずれが生じる場合は、断層のずれがトンネルの存在する地層にどの程度伝わるかを検討し、相対変位量を求めるのが望ましいが、困難な場合は、ルートの変更、断面の内空余裕による変位の吸収、代替物により要求される機能を確保したり、要求される期間で補修可能になる準備など、ソフト的な対応が必要となる。

【参考文献】

- 1) Tanaka, T. and M. Oshitari: Earthquake Resistant Design of an Immersed Tunnel Considering the Effect of Traveling Waves, *Proc., 8th World Conference on Earthquake Engineering*, pp. 565-572, 1984.

5.2 地盤状態1の耐震設計法

地盤状態 1の耐震設計は、弾性床上の梁モデルを用い、応答変位法あるいは動的解析により行うものとする。周辺地盤の地層構成に基づく地震時地盤変形を想定し、トンネルの変位および断面力を求めるのがよい。

(1) トンネルに沿う地盤条件の変化が大きい場合

トンネル全体の設計では、トンネルに沿う地盤をFEMモデルか、ばね・質点系にモデル化し、地盤の動的解析を行って地盤変位分布を求めるのがよい。地盤条件急変部分など局部的な影響を検討する場合は、地盤条件の違いを考慮して、静的に地盤変位を求めてもよい。

立坑などが自己振動する可能性がある場合は、トンネルとともに動的解析を行うのが望ましいが、立坑の自己振動が無視できる場合は、得られた地盤変位分布を静的に与えてトンネルの応答を求めてよい。

(2) トンネルに沿って一様な地盤が続く場合

想定される地盤変位振幅と地震波の伝播により定まる正弦波状の地盤変位分布に対して、応答変位法を用いて設計してよい。なお動的解析を行って照査するものとする。

【解説】

周辺地盤が連続体と見なせる状態（**地盤状態1**）におけるトンネル縦断方向の耐震設計は、弾性床上の梁モデルを用い、応答変位法により行うこととした。

(1) 均一または水平成層地盤の場合

トンネル周辺地盤が均一または水平成層地盤と見なせる場合は、表層地盤の自己振動によるトンネルに沿った地盤の相対変位が小さいので、これを無視し、地震波動の伝播の影響を考慮することとした。設計に考慮する地盤変形は、次の2種類とし、これらの和に対してトンネルの安全性を確保する。ただし、文献1)によれば、前者①の土質定数の不均一性の影響は、下記②の到達時間差の影響と同程度と考えられるため、②の影響によるひずみまたは変位量を2倍して用いて良い。

なお、周辺地盤が耐震設計上の基盤以深の硬質地盤または岩盤で、かつトンネルに沿って一様と考えられる場合は、**地盤状態1**の検討を省略して良い。

① トンネルに沿う表層地盤の土質の不均一性に依存する地盤変形

表層地盤の土質定数は、設計上平均値や代表値を用いて均質と仮定するが、実際には場所によるばらつきがあり、これに基づく表層地盤の地震時の変位に差が出て、ひずみが生じる。

② せん断波の到達時間の差による見かけの水平方向の伝播に伴う地盤変形

一般に震源が斜め下方にあることにより、地震波が耐震計算上の基盤面に鉛直下方から上昇する場合も、トンネルの延長に沿って到達時間差があり、見かけ上基盤面を水平に伝播する現象が生じる。この見かけの伝播速度は、トンネルと震源の位置関係により変化するが、従来の設計では、安全側に遅い値が採用され1～2 km/secが用いられている²⁾。このときの地盤変形を次式で求める。

$$\delta = 2 \cdot U(z)$$

$$L = Vb \cdot T$$

ここで、 δ : 表層地盤が均一または水平成層地盤の場合に考慮する変位の振幅

$U(z)$: トンネル深さ z での地盤変位 (5.5 の規定による)

L : 表層地盤が均一または水平成層地盤の場合に考慮する変位の波長

Vb : 耐震計算上の基盤面を伝播する見かけの速度

T : 表層地盤の固有周期

トンネルに生じるひずみは、上記で得られる地盤ひずみに、次に示す伝達率を乗じて求めるものとする。

①軸方向

$$\alpha_L = 1 / \{ 1 + (2\pi / \lambda_L L)^2 \}$$

$$\lambda_L = (k_L / EA)^{-2}$$

ここで、 α_L : 変位(またはひずみ)の伝達率

λ_L : 剛比係数

k_L : 地盤の軸方向剛性

EA : トンネルの軸方向剛性

②軸直角方向

$$\alpha_T = 1 / \{ 1 + (2\pi / \lambda_T L)^4 \}$$

$$\lambda_T = (k_T / EI)^{-4}$$

ここで、 α_T : 変位(またはひずみ)の伝達率

λ_T : 剛比係数

k_T : 地盤の軸直角方向剛性

EI : トンネルの軸直角方向曲げ剛性

(2)条件変化の著しい地盤の場合

せん断波の上昇に伴って励起された地盤の応答が、場所によって異なることの影響を考慮する。表層地盤はトンネルに沿って地層厚や層序・土質定数などが異なるために、地震時の変位量や分布が場所により異なり、その相対変位がトンネルにひずみを発生させる。このひずみは次のように算定するのが良い。

①地盤条件の変化点毎に、水平成層地盤を想定し、モード解析に基づき地盤変位を求める。水平成層地盤の固有値と地盤変位は、5.5に示す方法により求めるものとする。

②上記①の変位を、直線(またはcosineカーブ)で結び、トンネルに沿う地盤変位分布を設定する。

③トンネルを弾性床上の梁にモデル化し、ばね端に上記②の地盤変位を与え、トンネルの変位および断面力を求める。なお、地盤ばねは、6.4に示す方法で求めるものとする。

④解析方向は、トンネル軸方向と直角方向とする。トンネル軸方向剛性が圧縮と引張で大きく異なる場合は、トンネル全長にわたって圧縮状態である場合と、全長にわたって引張状態である場合との解析を行えばよい。ただし、詳細な検討が必要な場合は、このような軸剛性の差異の他、曲げ剛性の非線形性も考慮した解析を行うのがよい。

なお、この条件変化の著しい地盤の場合には、均一または水平成層地盤の場合に考慮した波動伝播に伴う地盤ひずみを無視して良い。また、条件変化の著しい地盤の端部で表面波が発生し、その影響が大きいと考えられる場合は、地震応答解析などにより、この影響を考慮する。

《モデルと解析法のイメージ》

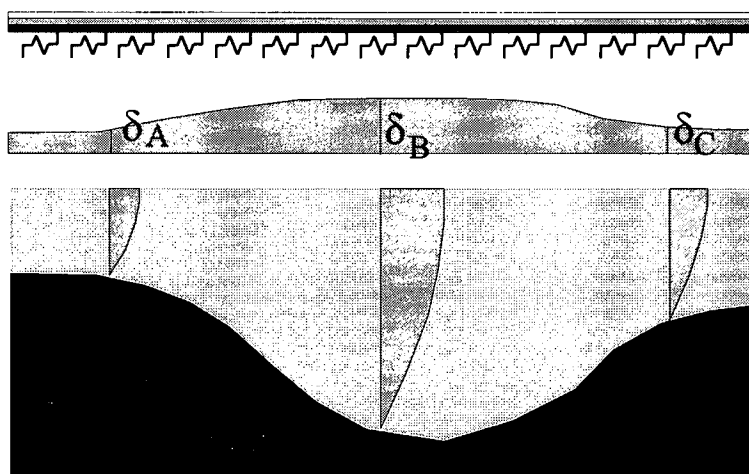


図5.2-1不整形地盤

- 静的な変位を考える場合、これらはすべて同位相と考える。これは急変部の区間長が波長に比べ短い状態で発生する大きなひずみが問題になる場合が多いと考えられるからである。
- ここで設定された変位 δ_A 、 δ_B 、 δ_C を「5.4 地盤ばねの算定」で示される地盤ばねを介してトンネルに作用させる。

【参考文献】

- 1) 沈埋トンネルの耐震性に関する研究（その1）沈埋トンネルの地震応答に及ぼす地盤剛性の箇所別変化の影響，土木研究所資料第2229号，1985.
- 2) 東京湾横断道路シールドトンネル設計基準（案），日本道路公団，1985.

5.3 地盤状態2の耐震設計法

地盤状態2の耐震設計では、地盤の不連続な動きとトンネルとの相対的な位置関係を考慮して、これに基づく荷重に対して、トンネルの縦断方向の二次元解析を行うものとする。ただし、トンネルが大断面で、かつ荷重の作用範囲が局所的な場合は、ボックスやチューブとしての三次元効果を考慮した解析を行うことが望ましい。

(a) 液状化が生じる場合

地盤振動による変位を無視し、液状化の影響のみを静的にとらえ、荷重の釣り合いとして解析して良い。ただし、地盤条件や地震動条件により、地盤振動と液状化の影響を同時に考慮する必要がある場合は、有効応力法に基づく動的解析などを行って、耐震設計を行うのがよい。

(b) 地滑りが生じる場合

地滑りがトンネル断面を横切るものの、その規模がさほど大きくない場合は、健全な地盤に支持されたトンネル断面が偏土圧を受けるモデルを用いて解析してよい。トンネルがこの外力に抵抗できない場合は、地盤改良や抑止工を施す等の対策を検討する。

地滑りの規模が大きい場合は、相対変位量を吸収できる構造又は、地盤の変形を抑止する対策を検討するものとする。いずれの対策も及ばない場合は、路線の変更等ソフト面を含めた対応を検討するものとする。

(c) 断層ずれが生じる場合

断層ずれが、地表付近に現れ、そのずれ量が小さくなく、トンネルを横切の場合は、ハード面の対応が困難なため、被災時の二次災害防止、応急復旧のしやすい構造の採用およびソフト面の対応を検討する必要がある。なお、沖積層が厚い都市部のトンネルの場合は、断層ずれが軟弱な表層で吸収され、大きな変位となって現れない場合がある。その場合は、上記の地滑りの場合と同様な対応をとれる可能性がある。

【解説】

地盤状態2の耐震設計では、地盤に変状が生じ、比較的大きな相対変位がトンネルに作用する状態に対して、対策を講じることになる。

地盤変状の影響が比較的小さい場合は、トンネル構造の変形性能を向上させたり、地盤を改良したり抑止構を設けるなど、またトンネルが変形しても機能は確保できる仕組みにするなどの対策が考えられる。逆に地盤変状の影響が大きい場合は、建設地点を変更したり、代替物により要求される機能を確保したり、要求される期間で補修可能になる準備など、ソフト面の対策が必要となる。いずれの場合も、対象とする地震動の発生確率と重要度に基づく耐震性の要求水準を基に、適切な対応をとらなければならない。

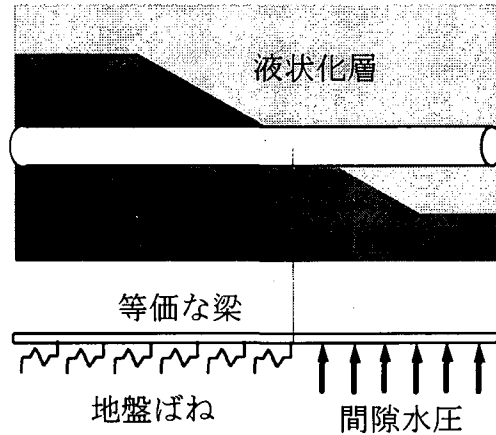
地盤変状の影響があまり大きくない場合は、下記のような解析を行って、トンネルの挙動を把握して、対策を講じるのがよい。

(1) 液状化が生じる場合

地震動の主要動の時刻と周辺地盤が液状化している時刻とがずれていることもと考えられることから、設計上は、液状化の影響のみを静的に考慮し、浮力や揚圧力に対して鉛直方向の荷重の釣り合いとして解析して良いものとした。しかし、地盤条件や地震動条件により、地盤振動と液状化の影響を同時に考慮する必要があると考えられる場合や、部分的に液状化することにより応

答変位が増幅することが考えられる場合は、有効応力法に基づく動的解析などを行って、耐震設計を行うのがよい。

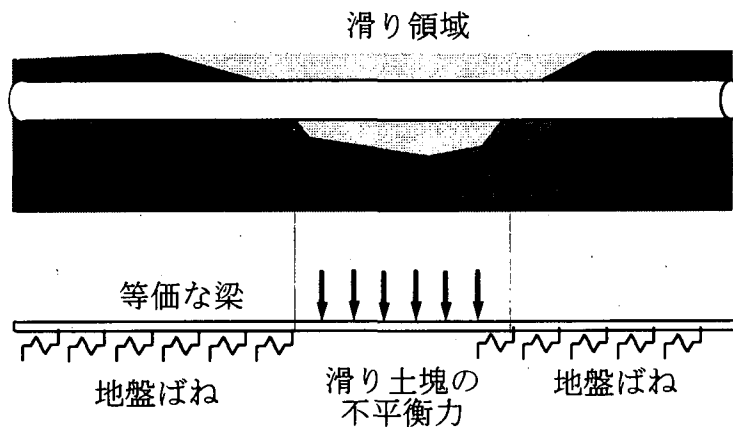
地盤が側方流動する場合については、適切な方法が確立しておらず、研究の成果を待つ所であるが、道路橋示方書には、1つの考え方が提示されている。



(2) 地滑り・地盤沈下が生じる場合

地震に伴う地滑りや地盤沈下がトンネルを横切るように生じる可能性がある場合は、地盤改良や抑止工等の対策を講じて、これらの発生を防止する努力が必要である。しかし、経済性や効果の面から適切でない場合や、トンネル自体が抵抗する方が合理的と考えられる場合には、以下のような解析を行うことが考えられる。

周辺地盤の地滑りによる不連続面や地盤沈下による変位急変部がトンネルを横切り、相対変位量がトンネルに比べて大きくない場合は、健全な地盤に支持されたトンネルが、ある区間で不平衡力を受けるモデルを用いて解析してもよい。



(3) 断層ずれが生じる場合

断層ずれが生じる場合は、断層のずれがトンネルの存在する地層にどの程度伝わるかを検討し、相対変位量を求め、これに対応する対策を採ることが望ましい。しかしこれが困難である場合、ルートの変更、断面の内空余裕による変位の吸収、代替物により要求される機能を確保したり、要求される期間で補修可能になる準備など、ソフト的な対応が必要となる。

5.4 地盤ばねの算定

トンネル単位長さ当たりの地盤ばねは、 G/L の次元を有する地盤反力係数にトンネル周長を乗じたものになる。したがって縦断方向のばねは横断方向の場合と異なり地盤剛性 G と同じ次元を有する。この地盤ばねは、地盤の中をトンネルの軸方向に伝播する見かけの波動の波長の影響を受けるが、これを明瞭に評価することが困難な場合にはトンネル周辺地盤の剛性の2.5倍～3倍の値を用いてよい。

地盤のせん断剛性 G は等価線形化手法による周辺地盤の応答解析で求められた値を用いてもよい。また地盤が地盤状態 2に至った場合には等価線形化解析の限界ひずみで算定される値をそのまま低減させずに使ってもよい。

【解説】

トンネルの縦断方向の単位長さ当たり地盤ばね（地盤反力係数×トンネル周長）を地盤条件などを厳密に考慮して定めるために有限要素法などの手法が用いられる。しかしこれを行うためには3次元的な広がり地盤の物性を適切に把握する必要があり、また地盤剛性は物理的には周波数によって変化するので、その適切な評価はかなり煩雑な作業と工学的に高度な判断を伴うものである。したがって地盤ばねの実用的な定め方については各種構造の様々な設計指針で異なる方法が示されている。例えば新耐震設計法(案)²⁾（建設省1977年）、共同溝設計指針³⁾（日本道路協会1986年）、石油パイプライン技術基準⁴⁾（1973年）などでは、トンネル、あるいは埋設管路軸方向の応答評価に当たって地盤のせん断弾性係数 G に3.0を乗じてこれを地盤反力係数として用いている。この物理的根拠は明らかでないが、およそ以下のように考えられる。

明瞭な支持基盤を規定できないような地盤内部でトンネルの軸方向の応答を計算する場合、地盤の中を水平に伝播する見かけの波動の波長を求める必要がある。この波長は不整形な基盤上の地盤の局所的に異なる応答や、波動が斜め入射する影響を受けて変化する。この結果、トンネルが $1/2$ 波長 L_h の定常振動で伸縮を繰り返すものとする、他の代表長の影響が全く現れない無限地盤の中でも地盤反力係数⁵⁾が以下のように求められる。

$$k_z = \frac{G}{r_0} s \frac{K_1(s)}{K_0(s)} \quad (5.4-1)$$

ここに、 K_0 、 K_1 は0次、1次の第2種変形Bessel関数、また、

$$s = \frac{r_0}{v} \sqrt{\omega_0^2 - \omega^2}, \quad \omega_0 = \frac{\pi v}{L_h} \quad (5.4-2a), (5.4-2b)$$

で r_0 はトンネルの半径、 v はトンネル縦断方向に伝播する見かけの波動の速度である。式(5.4-1)中の $K_1(s)/K_0(s)$ は s の絶対値が0.01以上の場合 $1 + 0.4/s$ で近似できる⁶⁾。したがって、

$$k_z \cong \frac{G}{r_0} \left(s \left(1 + \frac{0.4}{s} \right) \right) = \frac{G}{r_0} (s + 0.4) \quad (5.4-3)$$

ここで $\omega = 0$ として静的な地盤反力係数を求めると

$$k_z \cong \frac{G}{r_0} \left(\frac{r_0 \omega_0}{v} + 0.4 \right) = \frac{G}{r_0} \left(\frac{\pi r_0}{L_h} + 0.4 \right) \quad (5.4-4)$$

一般に $r_0 \ll L_h$ であるので,

$$k_z \cong 0.4 \frac{G}{r_0} \quad (5.4-5)$$

となり, これを地盤反力係数と考えてよい. この地盤反力係数を支配する代表長は $r_0 / 0.4$ となる. この地盤反力係数にトンネル周長 $2\pi r_0$ を乗じると

$$2\pi r_0 k_z \cong 2.5G \quad (5.4-6)$$

でトンネルの単位長さ当たりのばね係数が各種規準にあるように地盤のせん断弾性係数の約2.5倍となり慣用されている $3G$ に近いことがわかる. しかしながら基盤層までの地盤の厚さが式(5.4-5)で示される代表長より短ければ, こちらを代表長として地盤反力係数を設定する⁷⁾方がより安全側の評価を与えることになる.

地盤のせん断剛性 G は周辺地盤の剛性変化に応じて変化するので, 等価線形解析で低減された地盤のせん断剛性を便宜的に用いるものとする. 等価線形解析では G に加えて減衰定数 h も変化する. この影響は複素剛性 $G(1+2ih)$ を導入することで表現できる. この際, 覆工などに生じる断面力も複素数になるが, 物理的には入力変位と断面力のピークが出現する時間に位相差が生じることを意味しており, それぞれの絶対値 $(G\sqrt{1+4h^2})$ を算出することでこれを設計上の判断に用いる. ひずみが0.1%以下の状況では G の変化のみを考慮すればよい. 地震動がレベル2レベルになっても**地盤状態 1**の状態では地盤のひずみはその限界値以下であるので等価線形解析で低減された地盤のせん断剛性 ($G(1+2ih)$) を便宜的に用いるものとする. もちろんせん断の方向やトンネルによる拘束効果で, 自由地盤で想定されるほどの G の低下は起こりにくい, 現状ではこれを定量的に議論できる研究成果の裏付けに乏しく, これを変化させずに使うものとした.

一方**地盤状態 2**に至った場合にはもはや適切な地盤ばねの評価は不可能に近い. したがって等価線形解析の限界ひずみで算定される値をそのまま低減させずに使うことをもって便宜的な対応とした.

【参考文献】

- 1) 道路橋示方書・IV・下部構造編・同解説, 日本道路協会, 1994.
- 2) 新耐震設計法(案), 建設省, 1977.
- 3) 共同溝設計指針, 日本道路協会, 1986.
- 4) 石油パイプライン技術基準, 1973.
- 5) 鶴飼恵三, 山口柏樹:埋設管の動的地盤ばね定数に関する理論的考察, 土質工学会論文報告集, Vol. 19, No. 4, pp.93-102, 1979.
- 6) Konagai, K. and Nogami, T.: Analog circuits to simulate dynamic soil-structure interaction in shaking table tests, *Intern. Jour. of Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, (accepted for publication) 1997.
- 7) 鈴木猛康, 田村重四郎: シールドトンネルの免震構造とその免震効果の評価手法の提案, 土木学会論文集, No. 525/I-33, pp. 55-62, 1995.

5.5 トンネル覆工のモデル化

設計に考慮するトンネル構造のモデル化は、地震時の各部材の状態を考慮して次のように行う。

(1) トンネル全体を対象とする場合は、トンネルを1本の梁部材として考慮してよい。ただし、地盤や構造条件が急変し局部的に大きな荷重が作用する場合は、必要に応じてチューブやボックスなどの3次元モデルを用いるのが望ましい。また、可撓性の継手を有する場合は、ばね部材で表すことが望ましい。

(2) トンネル構造の応力部材として機能しない副構造部材は、一般にモデル化する必要はないが、その副構造部材の存在が主構造部材に悪影響を与える場合、副構造部材の損傷がトンネルの機能に大きな影響を与える場合には、併せてモデル化し安全性を照査する必要がある。

(3) トンネルの変形は、トンネルと周辺地盤の剛性と変形が異なることによる相互作用の結果として定まる。したがって、対象地震時の地盤の変形と剛性を十分考慮し、想定されるトンネル構造部材の状態（ひびわれ、降伏の有無）を踏まえたモデル化が必要である。

【解説】

(1) 主構造部材のモデル化

トンネル全体系を対象に、地震時挙動を解析する場合は、設計上、トンネル縦断方向の断面力やひずみに着目するため、トンネルを1本の梁にモデル化して、解析することとした。しかし、局部的な問題を対象に断面変形も考慮する必要がある場合は、チューブやボックスなどの3次元にモデル化するほうが、合理的であるため、必要に応じて詳細なモデル化をすることとした。

(2) 副構造部材のモデル化

トンネル内部には、用途に応じて内空を仕切るための後打ち壁、シールドトンネルの二次覆工など、副構造部材がある。これらは、トンネル全体系に対して剛性を付加するため、トンネル本体に生じる応力を負担することになるが、機能上改築があり得るため、トンネル本体の設計では一般に無視し、主構造部材のみで抵抗できるように設計する。しかし、それらが局所的な区間に存在する場合には、その境界部に応力集中が生じるため、主構造部材とともにモデル化し、地震時挙動を検討しなければならない。

(3) 部材剛性のモデル化

レベル1の地震に対しては、従来、コンクリートのひびわれを無視し全断面有効の剛性を用いる設計が行われているが、地盤によっては変形が大きくなりひびわれが生じる場合がある。全断面有効の剛性を用いる線形解析は、配筋が定まらずともモデル化ができ、高めの断面力を得るので設計に向くが、ひびわれが発生すると変形が進むので、実態と離れた解析をする危険性があることに注意が必要である。レベル2の地震時など、地盤変形が大きいと判断される場合は、構造部材の非線形性を考慮し、地震時の覆工の状態を表現できるモデル¹⁾を用いる必要がある。

シールドトンネルのように継手が密に配置される場合は、継手部の剛性を正しく評価した後、全体を等価な一様剛性の梁にモデル化しても良い²⁾。また、圧縮と引張の剛性が異なる場合は、非線形解析が望ましいが、トンネル全長に渡って圧縮剛性を有するケースと、全長に渡って引張り剛性を有するケースについて解析を行えば近似値が得られるため、線形解析を行っても良い。

【参考文献】

- 1) 田中努, 橘義規: ひび割れ剛性を考慮したトンネル覆工の耐震設計法, 土木学会トンネル工学研究発表会論文・報告集, Vol. 3, pp. 219-224, 1993.

6. 動的解析

4および5に従って設計したトンネル構造に対し、次の事項に留意して動的解析を行う。

(1) 動的解析を行う箇所

動的解析を行って、トンネルの安全性を照査することが適切だと考えられるのは、一般的に以下のような場合である。

- ① 地盤条件が急変箇所で地盤の変化が富む場合。
- ② 構造物の急変箇所（複雑な駅構内、立坑等）で動的挙動が大きく異なる可能性が大きい場合。
- ③ 新しい形式の構造物等が存在し、その動的挙動の簡単な推定が困難な場合が考えられる場合。
- ④ 大規模な構造物等で、その動的挙動が特に地震時に支配的となる場合。
- ⑤ 周辺に重要構造物が存在し、高い耐震性が求められ、地盤による地震動の増幅作用をより正確に考慮すべき場合。

(2) 動的解析法

① 横断方向の動的解析

トンネル横断方向の動的解析は、2次元有限要素法モデル等を用いて時刻歴応答解析法により行う。

② 縦断方向の動的解析

トンネル縦断方向の動的解析は、ばね質点系モデルや3次元有限要素法モデルなどを用いて、トンネルに沿う構造条件や地盤条件の変化を考慮し、時刻歴応答解析法により行う。

(3) 覆工および地盤の非線形性

レベル1の地震に対しては、地盤の剛性は非線形または等価線形、覆工の剛性は線形剛性を用いてよい。レベル2の地震においては、覆工の塑性化が懸念される場合はこれを考慮し、地盤および覆工の非線形が顕著になると考えられる場合にはこれを考慮した非線形解析、または覆工の剛性残存率を考慮した等価線形を行なってもよい。

【解説】

(1) 横断方向の動的解析

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2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、トンネル覆工をは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6-1に2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。地盤及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、その対象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。

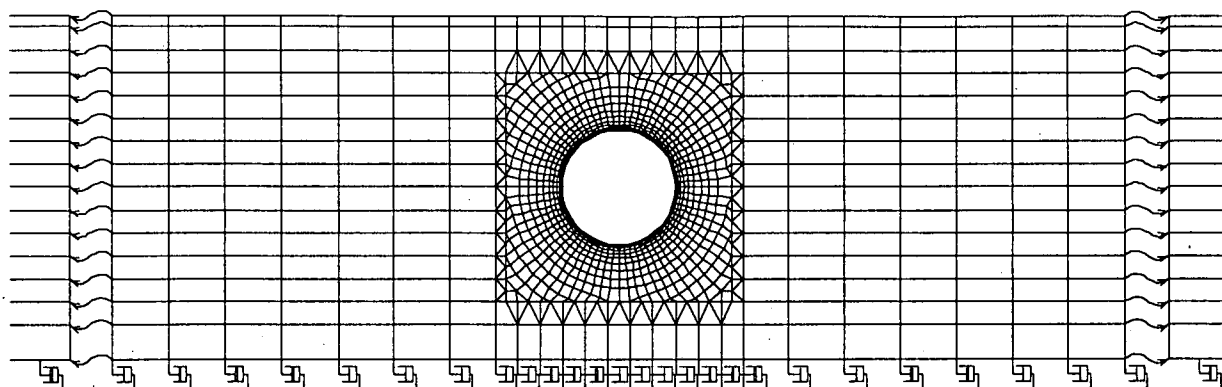


図6-1 2次元有限要素法による地盤—トンネル覆工のモデル化の例

(2) 縦断方向の動的解析

縦断方向の動的解析では、トンネルが建設される広い範囲の地盤の振動が解析でき、立坑等の付帯構造物を含むトンネルの地震時挙動を解析できるモデルが必要となる。現段階では縦断方向の動的解析は以下の2つの解析モデルが考えられる。

- 1) ばね質点系モデル (図6-2)
- 2) 3次元有限要素法モデル (図6-3)

1) のばね質点系モデルは、地盤の振動特性をモデル化したばね質点モデル (図6-2) により周辺や地盤および構造物をモデル化したもので、沈埋トンネル等で多数適用の実績がある。

2) の3次元有限要素モデルは、電算機の発達により適用可能となってきた。モデル化においては、

- i) トンネルと周辺地盤をソリッド要素 (立体要素) でモデル化
- ii) トンネルを梁要素と周辺地盤をソリッド要素でモデル化

する手法が考えられる。

なお、3次元有限要素時刻歴応答解析では静的解析で得られない波動の複雑な伝搬や粘性の影響する速度項が寄与する影響が設計に反映できるが、現段階では研究段階での適用であり、実際の設計では解析時間や結果の処理能力等、莫大な時間を要するので、直接設計に用いられる例も少なく、使用には構造物の重要度等を考慮して適用させる必要がある。

また、シールドトンネルにおいては、覆工剛性の非線形性を適格に解析する場合には覆工の圧縮剛性と引張剛性を考慮する必要があり、一般に耐震設計上、圧縮力よりも引張力が問題となるため、軸方向加振では覆工の等価剛性を考慮し、引張剛性を用いて解析してよい。

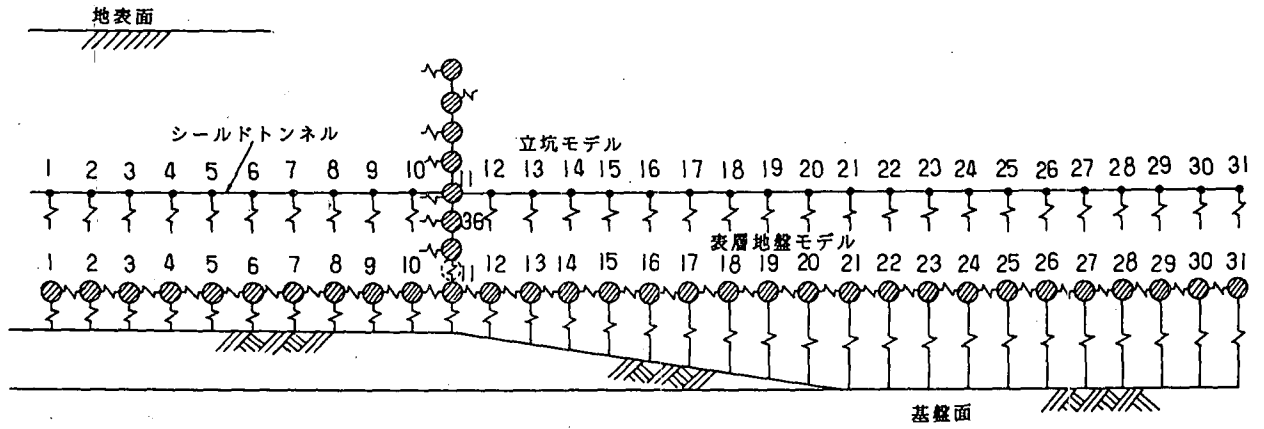


図6-2 ばね質点系モデル¹⁾

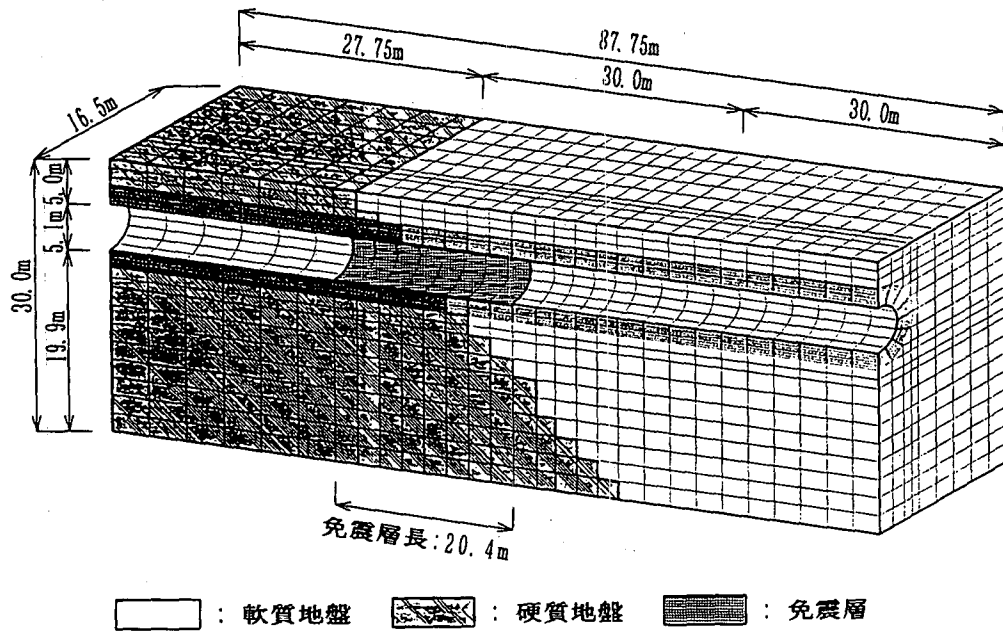


図6-3 3次元動的解析モデル²⁾

(3) トンネル構造の非線形性

構造物の非線形性については、対象とする構造物の基準等に基づきモデル化する。ここでは、コンクリート構造物の剛性残存率を考慮した手法の一例を以下に示す。

[トンネル構造の剛性残存率を考慮した手法^{3), 4), 5)}]

剛性残存率は、地震時における構造物の変位が降伏変位を超えることを許容する照査では、“地震時の影響による剛性の低下”として、部材（鉄筋）が降伏した後の剛性低下を考慮する。

部材降伏後の剛性低下は、図6-4に示すように“曲げモーメントMと曲率 ϕ の関係”を仮定し、部材が降伏したときの曲率 ϕ_y と有効剛性 EI_y を基準として、曲率 ϕ と有効剛性 EI_{eff} の関係を規定する。断面と曲げ軸力比（M/N）を仮定すると、“ひび割れの影響による材料剛性低下”を考慮する式（1）より、曲率 ϕ と有効剛性 EI_{eff} の関係を規定することができる。

$$I_{eff} = \left[\frac{\sigma_{s,cr}}{\sigma_s} \right]^m \cdot I_g + \left[1 - \left(\frac{\sigma_{s,cr}}{\sigma_s} \right) \right]^m \cdot I_{cr} \quad \dots\dots (1)$$

ここで、 I_{eff} : ある断面力が作用するときの有効剛性

I_g : 全断面有効剛性

I_{cr} : ひび割れ断面剛性

$\sigma_{s,cr}$: ひび割れが発生するときの鉄筋の応力

σ_s : ある断面力によって作用する鉄筋の応力

m : 指数（ここでは $m=4$ とする）

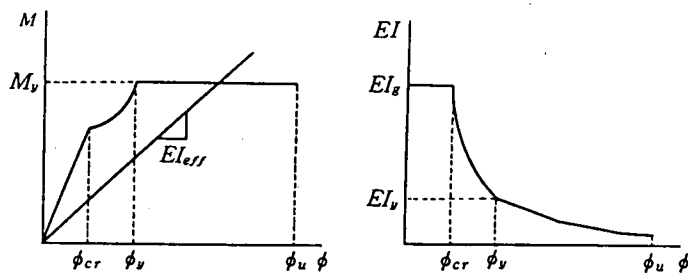


図6-4 部材の非線形を評価するモデル

構造物の非線形特性を実務的な設計において考慮する方法として、動的解析で用いる構造物モデルを一部材（例えば、一床版、一側壁）は一様に一定の比率で低下させた剛性を用いる荷重レベルに依存しない単純なモデルを用いることも考えられる（等価線形モデルの採用）。

地震時の荷重を受けたときの地中構造物の断面破壊を正確に予測するためには、構造物の断面諸元や断面力の大きさ・分布に応じて定めるのが原則であるが、耐力の照査であれば剛性降伏したときのもの EI_y を用いてもよい。剛性低下を考慮しなければ、実際よりは大きな断面力が算出され、小さな荷重段階で断面破壊が生じることとなり、実際の

挙動を正確に計算することはできない。

これらのことを勘案すると、理想的な設計手法は以下ようになる。

- ①地盤の非線形挙動を考慮する。
- ②構造物の非線形挙動も考慮する。
- ③上記地盤と構造物の連成を原則とする。
- ④設計で考慮している荷重（地震動）を受けた時に、終局に至るような、構造物の断面諸元等を定める。
- ⑤それに対して、安全裕度を持たせた断面諸元を定める。

実際には、地盤と構造物の完全なる連成非線形挙動を追跡することは、実務的には困難であり、そのため、実務設計で、このような効果をどこまで、どのように考慮するかが問題となり、解析手法の精度および信頼性、地盤の非線形性の考慮方法とのバランス、既往の設計法との継続性等を勘案して、構造物の非線形性の考慮をする（図6-5）。

また、鉄筋量が断面積の1%程度以下であれば、剛性残存率は最大で50%程度、最小で20%程度としてよい。

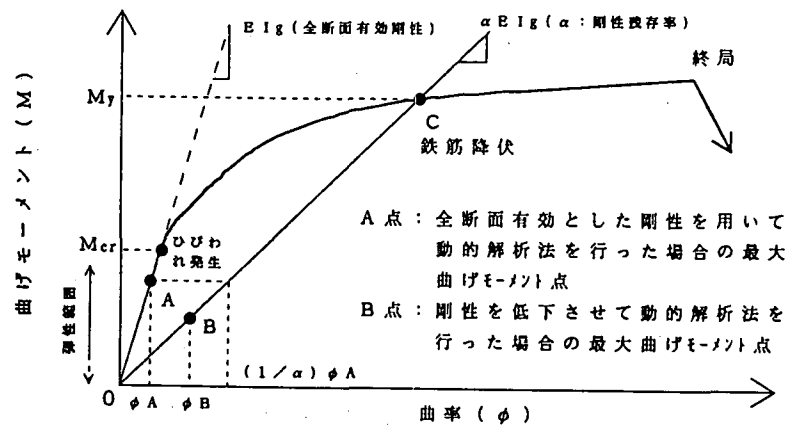


図6-5 構造物剛性の仮定方法の比較
(構造物が受ける力と変位量の関係)

鉄筋コンクリートの特性から考えると、非線形性はひびわれ発生箇所でも最も顕著になり、部材毎構造物部分別でその傾向は異なる。このような、複雑な非線形挙動を忠実にモデル化することは上記1)の手法によらざるを得ない。また、地盤の構成則としても、ひずみ依存性を考慮しているものの、構造物・地盤連成系の動的解析法（FLUSH系）では、非線形性を等価線形で考慮した場合、等価線形性として非線形性を考慮することとし、具体的には部材の様な剛性低下率（剛性残存率）で評価する方法は、地盤と構造物の非線形性を同等のレベルで考慮する合理的手法として位置付けられる。なお、剛性残存率は鉄筋コンクリートの全断面有効剛性に対する比率として定義する。

【参考文献】

- 1) 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，1992年3月．
- 2) 地下構造物の免震設計に適用する免震材の開発に関する共同研究報告書（その2），建設省土木研究所，1997年12月．
- 3) 堺孝司，角田与史雄，能町純雄：Branson式の拡張による曲げと軸力を受けるRC部材の曲げ剛性の評価，土木学会第34回年次学術講演会，1979年10月．
- 4) 金津努，青柳征夫，遠藤達巳：曲げおよび軸力拘束を受けるRC部材の剛性評価に関する一考察，土木学会第37回年次学術講演会，1982年10月．
- 5) 原子力発電所屋外重要構造物の耐震設計に関する安全性照査マニュアル，土木学会，1992年9月．

7. 立坑の設計

- (1)立坑の耐震設計は、応答変位法によることを基本としてよい。
- (2)6に示すような、重要検討箇所および以下に示すような特殊な立坑に対しては、より詳細な動的解析法により耐震性の照査を行うことが望ましい。
- ・大深度の立坑
 - ・施工方法の影響等により立坑周辺の地盤が、自然地盤と異なり、躯体の地震時挙動に大きく影響を与えることが予想される場合。

【解説】

(1) トンネル立坑のような鉛直方向に線上の細長い構造物の地震時挙動においては、一般的に周辺地盤の挙動に支配されることが知られており、この点から、自然地盤の地震時変位を強制的に躯体に与える応答変位法を設計の基本とすることとした。ここでいう応答変位法は、地盤をばねでモデル化したものに限定せず、4.2(2)の地盤をFEMでモデル化した解析法も含む。その場合、地盤ばねの算定は行わなくてよい。

参考として以下に応答変位法を例にとり、具体的な設計のフローおよび設計計算時の留意点を示す。

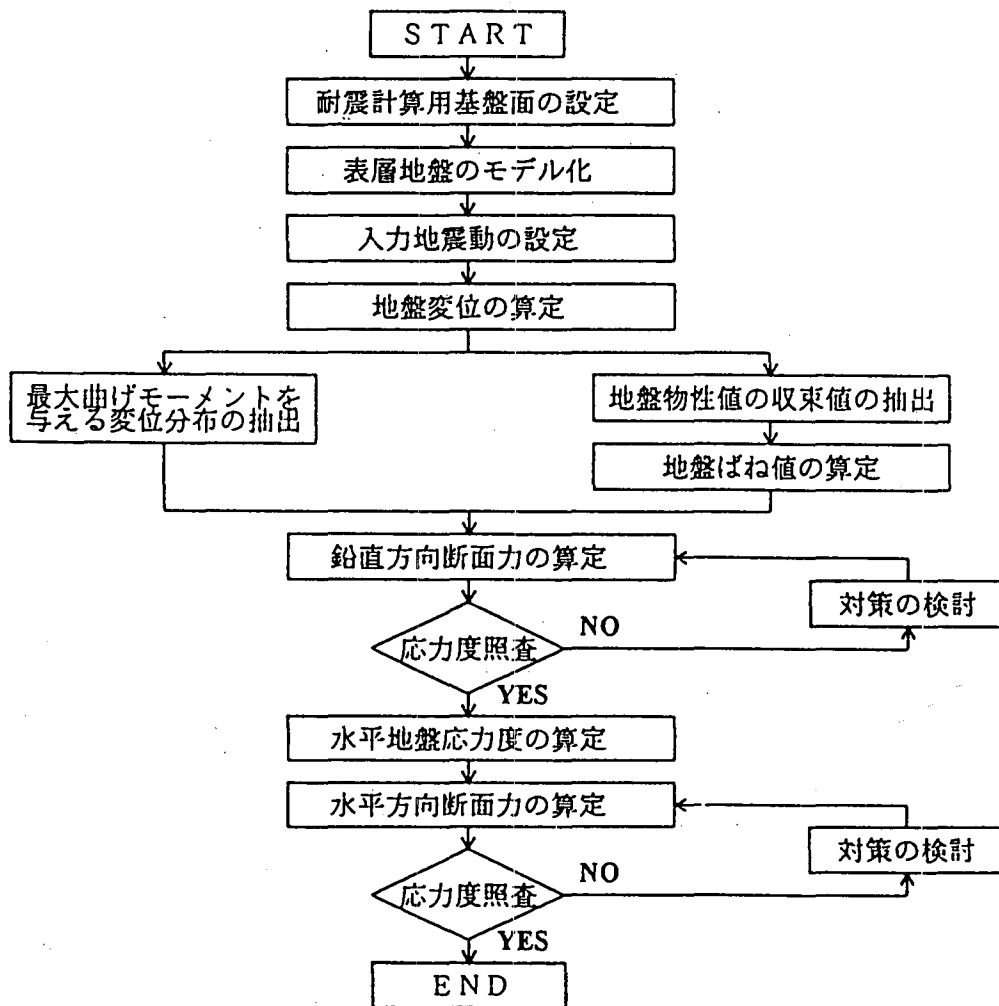


図7-1 立坑の耐震設計の手順

a. 地盤変位の算定

地盤物性の非線形性を考慮し、重複反射理論に基づく一次元地盤応答解析を行って地盤変位分布を求めることを基本とする。

応答変位法に用いる地盤変位分布としては、曲げモーメントが最大となる場合を抽出する。変位分布の抽出は原則として以下により行うこととする。

(a)各層の最大変位を包絡する「最大変位」

(b)各層の最大ひずみの絶対値から変位を求める「最大ひずみ変位」

(c)各層間で最大相対変位を与える時刻の地盤変位分布を用いる「時刻歴変位」

なお、上記以外でも立坑に大きな曲げモーメントを与える地盤変位分布が考えられる場合は必要に応じてそれを抽出するものとする。

b. ばね定数の算定

地盤ばね定数は、図7-2に示すような地盤～立坑系を水平方向の二次元FEM等によりモデル化し、強制変位に対する応力～変位関係から算定するものとする。なおFEM解析に用いる地盤物性値は、地震時のひずみレベルを反映して設定する必要がある。

c. 断面力の算定

立坑鉛直方向の断面力は、(a)で求めた地盤の相対変位を地盤の水平ばねを導入して入力し、算定するものとする。

立坑水平方向の断面力は、鉛直方向の断面力の算定で求められた地盤反力を用いて算定するものとする。このときの地盤反力は下式により求まる。

$$(\text{地盤反力}) = (\text{地盤と立坑の相対変位}) \times (\text{地盤の水平ばね定数})$$

解析モデルは図7-2に示すように立坑部材を剛性が等価なはり部材にモデル化し、はり地盤の水平ばねと底面のせん断ばねおよび回転ばねで支承されるものとし、鉛直方向は固定として計算して良い。

d. 大きな相対変位や応力集中の発生が避けられない場合、特に洞道との接合部や立坑首部などの構造特殊部では、地震力を吸収する免震構造についても検討しなければならない。

- (2) 6(1)に示すような、重要検討箇所に対しては、より精度の高い耐震性の確認が必要とされることから、洞道部と同様に、詳細な動的解析が必要である。また、大深度の立坑については、現状で地震時挙動の計測実績が乏しいこと、立坑周辺地盤が、土留め施工などの影響により乱された状態となる場合には、これが立坑の地震時挙動に大きく影響することが考えられることから、これらについても、詳細な動的解析を実施すべきケースとした。

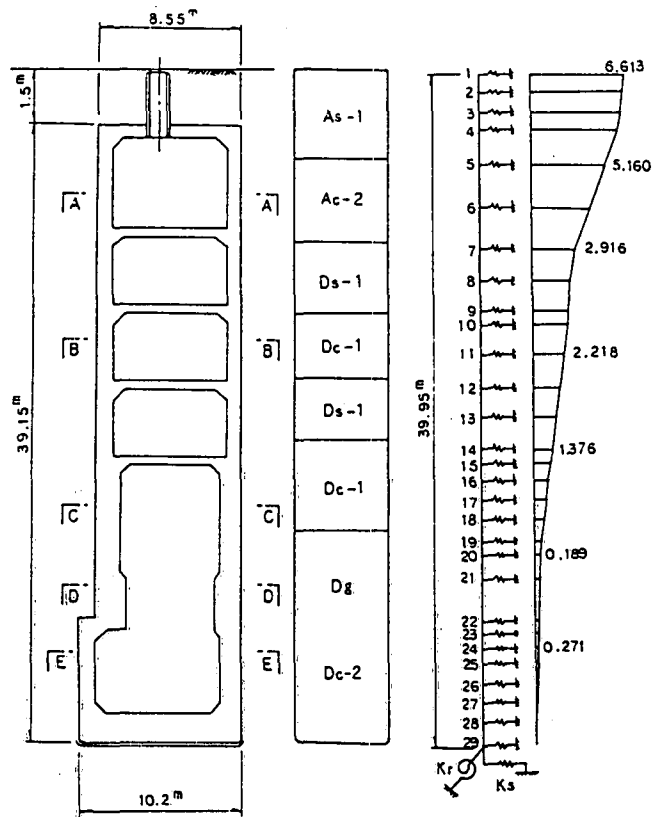


図7-1 立抗の耐震計算モデル図

8. 継手構造

継手構造としては、トンネルエレメント間に生じる可能性のある変形の形態に応じて適切な構造形式を選定する必要がある。これらの変形の形態にはトンネル軸方向に対して①圧縮・引張、②せん断、③曲げ（回転）、④ねじりが含まれる。

- (1) 地形、地質条件からトンネル縦断方向の変形に圧縮・引張が卓越した寄与を示すと想定される場合には伸縮継手を用いることができる。
- (2) 地盤が地盤状態 2 に至るような場合、また複雑な地盤条件や近接構造物の影響でエレメント間に生じる変形が複雑であると予想される場合には可撓性継手を用いるのが望ましい。

【解説】

周辺地盤の変形によって生じる可能性のあるトンネルエレメント間の変形形態に応じた継手構造を採用することは重要である。以下に(a)沈埋トンネルおよび(b)シールドトンネルにおける継手適用の具体的事例を紹介する¹⁾³⁾。

(a) 沈埋トンネル

沈埋トンネルでは止水性の確保が重要で、このため継手については種々の工法が考案され、また実地に施工され技術的に改良が加えられてきたが、ゴムガスケットを使用した継手工法が開発されてから、これが基礎レベルの均一化などの施工精度が厳しく求められる大規模沈埋函に対応できるものとして飛躍的に発展してきた。ここで紹介するトンネルにもゴムガスケットを使用した継手構造が採用されている。事前の検討段階で、上述の施工精度の制約に加えて、地震による変形、地盤沈下、温度応力などが継ぎ手構造を決定する上での検討事項となった。この段階で継ぎ手構造によっては構造躯体に生じる応力は相当大きくなることが予想された。

トンネルエレメント間の継手は、図8-1に示すようにゴムガスケットとPCケーブルよりなる可撓性継手である。表8-1に示すように、解析に用いる継ぎ手のばね定数を変形のタイプ毎に構成部材の組み合わせを考えて算出している。

表8-1 継手剛性の評価

	圧縮	引張り	せん断	回転	ねじり
ゴムガスケット	◎	◎	×	◎	×
鋼板	×	◎	○	◎	○
PCケーブル	—	◎	—	◎	—
せん断キイ	—	—	◎	—	◎
(緩衝ゴム) 圧縮	×	—	—	—	—

(注) ○：影響を考慮するもの (◎：とくに影響があるもの)。×：影響を無視するもの。—：影響のないもの。

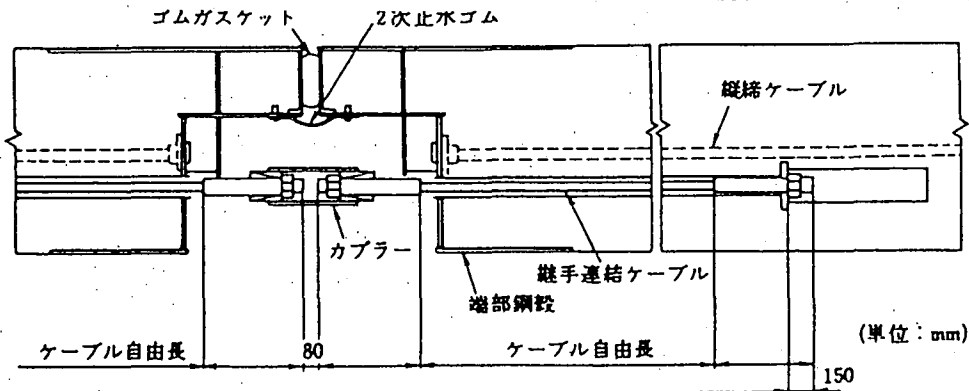


図8-1 トンネルエレメント間の継手構造²⁾

可撓性継手の圧縮及び引張りのばね定数は、ゴムガスケットの圧縮特性と継手連結ケーブルの引張り特性から算定する。

- ① 水圧接合時のゴムガスケットには、水圧に応じた圧縮変形が生じ、この時点で継手連結ケーブルが設置される。
- ② 圧縮変形に対してはゴムガスケットが抵抗する。
- ③ 引張り変形に対しては、継手連結ケーブルのバネに加え、ゴムガスケットも水圧による圧縮力が除荷されることに伴い、見掛け上バネとして働く。
- ④ このため、継手連結ケーブルのバネとゴムガスケットのバネの合計が、継手全体の引張りバネとなる。

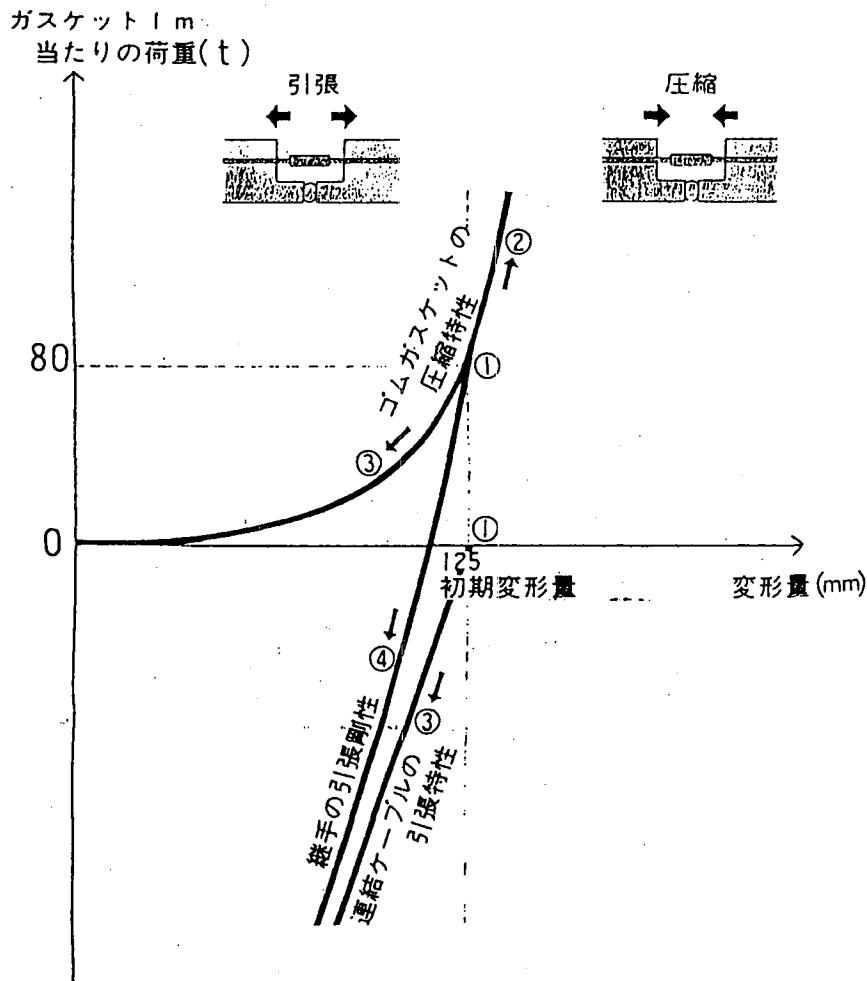


図8-2 可撓性継手の剛性評価例

なお、当該構造を有する沈埋トンネルは、兵庫県南部地震においても耐震性の強さを示した。大阪港の中央突堤（港区）と咲州（南港）を結ぶ約1kmの沈埋トンネルは、港区側から6函沈埋後の施工中に地震に遭遇した。施工中という厳しい条件下でありながら、被害はほとんど存在せず、耐震構造の妥当性が証明される結果となった³⁾。

(b) シールドトンネル

シールドトンネルにおける継手としては、可撓セグメントと弾性ワッシャーが挙げられる。

可撓性継手を配置する構造（図8-3）は、シールドトンネルとの立抗との接合部のように、地震時の変位差によって大きな断面力が発生する箇所に用いられる。

可撓性継手を設置する場合には、その剛性がトンネルの地震時増分断面力に大きな影響を及ぼすため、継手に生じる相対変位と許容される変位量などを考慮して剛性を定める。可撓性継手に許容される変位量は、トンネルに生じる地震時断面力と継手部の機能を考慮して設定しなければならない。さらに、用途に応じて重要な構造物では過度な拔出しを防止するためストッパーを設ける⁴⁾。

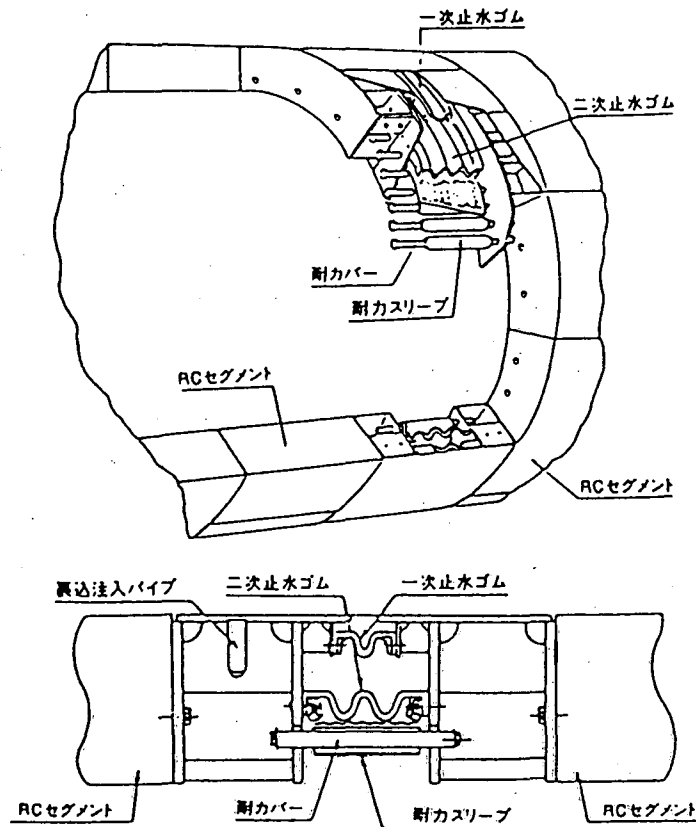


図8-3 可撓性セグメント構造図

弾性ワッシャー⁵⁾は、図8-4のように、リング継手ボルトの両端に設置し、地震時の変位を吸収するもので、エポキシ樹脂性と繊維補強ゴム製が存在する。

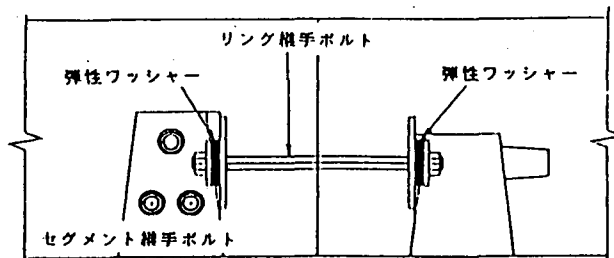


図8-4 弾性ワッシャーの使用方法

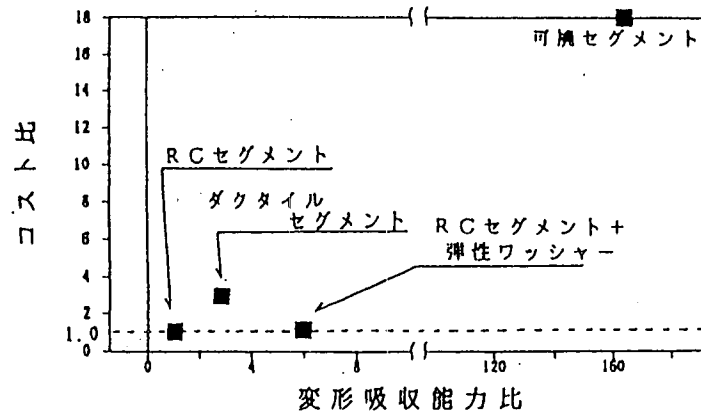


図8-5 可能吸収変位量とコストの関係

弾性ワッシャーの剛性は、リング継手金具の応力度が許容値以下にある状態で設計目開き量を吸収できるように設定し、ワッシャーに降伏が生じるひずみは、レベル2地震のような希にしか発生しない大地震で生じる目開き量程度に設定すべきである。

東京湾横断道路トンネルの場合の事例を示すと、1リング当たりの変形吸収量とコストの関係は図8.1-5のようになる。同図に示すようにダクティルセグメントや弾性ワッシャーを使用すると、RCセグメントの3～5倍の変形が吸収できる。さらに弾性ワッシャーの変形吸収量は比較的容易に増加させることができるので、剛性低減区間のひずみの増加は設計上あまり問題にならない。

可撓セグメントは立抗との接続部などで使用されており、1ヶ所で大変位を吸収するものである。しかし、地盤剛性の変化点を施工上特定して調整することが現実的には困難である場合や、地盤変位が数10mの範囲で変化する場合には、可撓セグメントは適さない。

弾性ワッシャーを使用する場合には、既往の実績とセグメントのボルトボックスの大きさから弾性ワッシャー1ヶ当たりのばね定数を約240tf/cmと想定し、1継手当たり2個使用することとした。この結果、弾性ワッシャー使用区間のトンネル剛性は、ワッシャーを使用しない場合に比べて約1/2に低減させることが可能となった（図8-6 (a) (b)）。

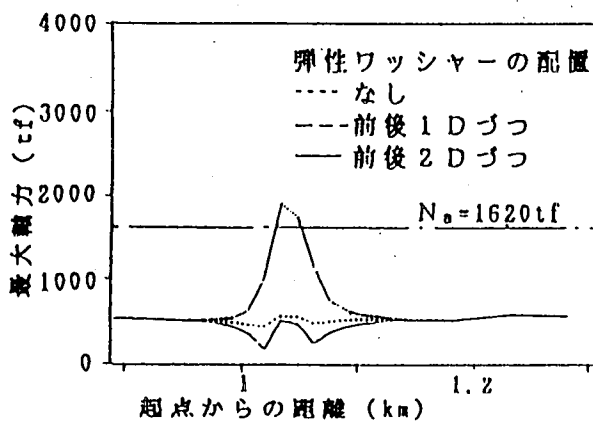


図8-6 (a) 軸力分布

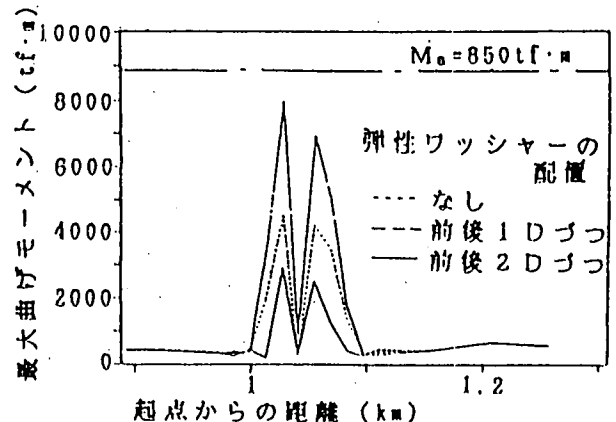


図8-6 (b) 曲げモーメント分布

弾性ワッシャーの特徴は、図8-7のように初期締付力を越えた後の剛性が小さくなり（既往例ではゴム系で1/10程度まで、エポキシ系1/3程度まで）、ひずみを吸収するため、同じ目開きを生じたときに発生する軸力を減少することができることである。したがって、通常のリリング継手ではボルトや面板が許容応力度を越えたり、降伏してしまう場合も、弾性ワッシャーを使用することにより小さな応力に抑えることができる。

弾性ワッシャーに要求される力学的性能および耐久性能を表8-7,8に示す。弾性ワッシャーに要求される力学的性能は耐震検討結果から、また、耐久性能は設計耐用期間を100年として設定されたものである。

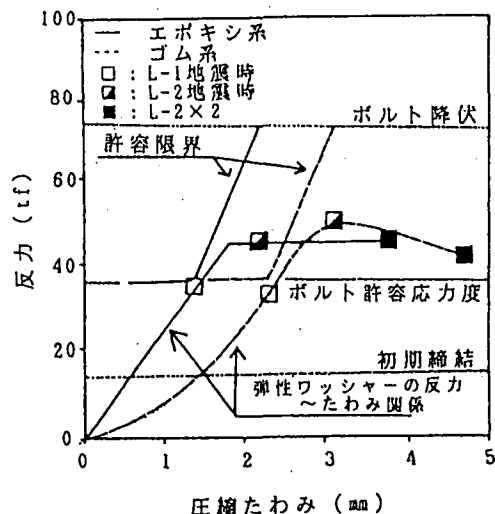
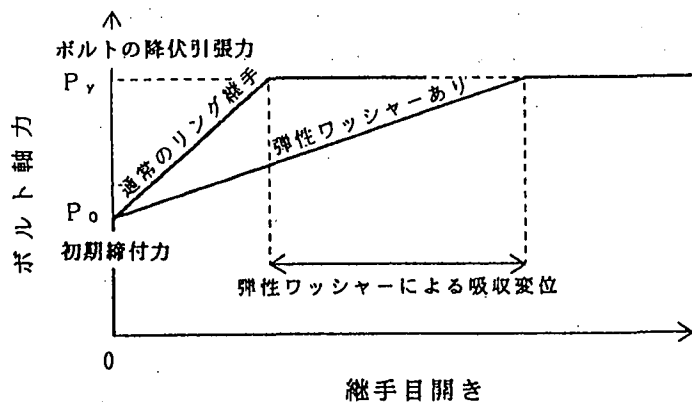


図8-7 弾性ワッシャーを用いたリング継手の変形特性

図8-8 弾性ワッシャーの反力～たわみ曲線

表8-7 弾性ワッシャーの力学的要求性能

状態	弾性ワッシャー			ボルト
	最大変形量	最大応力	残留変位	
初期締め	δ_0 応力緩和を考慮した初期締め付けを行なう	—	—	—
L-1地震時	$\delta_0 + \delta_1$ ・地中接合部 $\delta_1 = 1.6\text{mm}$ ・地盤急変部 $\delta_1 = 1.1\text{mm}$	降伏せず	なし	地震時の許容応力度 ($1.5\sigma_s$) 以下
L-2地震時	$\delta_0 + \delta_2$ $\delta_2 = \delta_1 \times 2$	破壊せず	δ_0 以下	降伏応力度 (σ_s) 以下

注1) 使用ボルト: M36 (強度規格10.9)
 $\sigma_s = 3000\text{kg/cm}^2$, $\sigma_y = 9500\text{kg/cm}^2$, $A_s = 8.17\text{cm}^2$
 2) 必要条件ではないが、望ましいものである。

表8-8 弾性ワッシャーの耐久性要求性能

項目	要求性能
耐老化性	供用期間中必要な耐久性を確保する
耐疲労性	繰返し荷重(地震時や温度変化)に対して、必要な強度が確保される
耐海水性	海水の影響に対して、必要な強度が確保される
耐酸性	酸性溶液またはそれに類似するものに対して、必要な強度が確保される
耐アルカリ性	アルカリ性溶液またはそれに類似するものに対して、必要な強度が確保される
耐火性	難燃性または不燃性である
耐熱性	熱(100°程度)に対して必要な強度が確保される
耐低温性	低温(-50°程度)に対して必要な強度が確保される

【参考文献】

- 1) 東京港トンネル工事誌：首都高速道路公団 1977年3月.
- 2) 動的解析と耐震設計 第4巻 ライフライン施設：土木学会 1989年7月.
- 3) 小島朗史，松永康男，渋谷晴夫，岡部道正，小泉勝彦：大阪南港トンネル可撓性継手の挙動について，第50回土木学会年次学術講演会概要集，pp.1686～1687.
- 4) 地中構造物の耐震設計：鹿島出版会 1994年6月.
- 5) 和佐勇次郎，吉田幸司，田中努：軟弱地盤中のシールドトンネルの地盤および履工剛性急変部の耐耐震設計法，土木学会論文集，No. 510/VI-26，pp. 69-79，1995年3月.