

シールドトンネルの地震時終局状態について

Ultimate State of Shield Tunnel in Earthquakes

西岡 隆*

Takashi Nishioka

Stability of the ground around shield tunnels in earthquake was analyzed by Elasto-plastic Finite Element Method. Defining the intensity level of earthquake when the plastic zone of the ground spreads from the crown of the tunnel to ground surface as the unstable condition of the ground, the sensitivities of tunnel depth, stiffness of tunnel structures, the coefficient of deformation of the earth and the coefficient of side pressure to the intensity level were studied. Analysis shows that the earthquake resistance of the ground around tunnel was greatly influenced by the cohesion of the ground and that the coefficient of deformation affects the suitable stiffness of tunnel structures but has little effect on the stability of the ground.

Key Words: Shield tunnel, Stability of the ground, Distortional strain energy

1 はじめに

地震時のトンネル躯体に関するこれまでの研究は、主に地震時土圧が作用する時のトンネル躯体の挙動に着目して行われて来た。しかし、トンネル周辺の地盤も一つの構造体であり、地盤とトンネルの構造体相互に働く作用、反作用力が土圧であることを考えると、トンネル周辺地盤とトンネル躯体を一体と見なし、それらの相互作用を明らかにすることが必要となる。しかし、周辺地盤を支配する土質力学の体系は、例えば、Mohr-Coulomb の内部摩擦説等で代表されるように、破壊力学に近い考え方に依っており、一方トンネル躯体を支配する体系は弾性力学を基本とする力学の体系である。したがって、それら相互の体系の違いから、従来の設計ではトンネル周辺地盤を荷重系と見なさざるを得なかった。

トンネル周辺地盤の終局状態に関するこれまでの研究によれば、桜井ら [1] はアルミ棒を用いた双設トンネルの実験を通じて、トンネル周辺の崩壊の形態を明らかにしている。渡辺・末広 [2] は地中ダクトの横断面方向の地震時動土圧を数値実験により検討し、動土圧の評価方法を提案している。

著者らは先にトンネル周辺地山の安定性を検討するための手段として、周辺地山に発生する形状弾性ひずみエネルギーを用いることを提案した [3]。

ここでは、3次元応力状態下にある地盤の破壊は、地盤に発生する形状弾性ひずみエネルギーが、それぞれの地盤が固有に持つ吸収可能な形状弾性ひずみエネルギーの限界値を越えるときに発生するとしている。この方法によれば、エネルギーがスカラー量であるので、テンソル量としての応力やひずみの煩雑さを避けることができるばかりでなく、地中構造物との相互作用を考える上で、Mohr-Coulomb の内部摩擦説で代表されるような土質力学上の破壊基準をトンネル躯体の力学の中に無理なく取り込むことが出来る。その上、地盤の破壊に先だって発生する滑り線を明らかにすることによって、地盤の安定性を的確に判定することが可能になる。そこでここではシールドトンネルを対象として、地震時のトンネル周辺地盤の安定性を検討した。

*正会員、工博、筑波大学教授、構造工学系。(〒305 つくば市天王台 1-1-1)。

2 トンネル周辺地盤の破壊基準

解析するに当たって以下の仮定を設けた。

初めに、地盤の終局強度は地盤の粘着力、土被りと内部摩擦角の組合せで与えられる吸収可能な地盤固有の形状弾性ひずみエネルギーが、地震によって発生する地盤中の形状弾性ひずみエネルギーを越えない限り、地盤は破壊することはないと仮定する。この考え方によれば、地山粘着力比 $2c/s$ が地盤の安定性の優れた指標となることを先の論文で示した [3]。ここで、 c は粘着力であり、 s は土被り圧を表している。

表 1: 基準となる材料定数

諸元	記号	数値	備考
側方土圧係数	λ	0.4~0.7	
地盤の密度	γ	1.6t/m ³	
地盤の変形係数	E^*	30MN/m ²	
地盤のポアソン比	ν	0.4	
土被り比	H/D	0.5, 1.0, 1.5, 2.0	
躯体の曲げ剛性	EI^*	14.6MN・m ² /m	等価剛性/m
躯体の軸方向剛性	EA^*	258 MN/m	等価剛性/m

次に、周辺地盤が破壊した後に、シールドトンネル本体が

塑性化することを設計の条件と考え、シールドトンネルは地盤が破壊するまでは常に弾性体として挙動し、降伏することはないと仮定している。また、解析では地震時の周辺地盤の挙動は震度法によるものとし、水平震度に相当する水平外力が地盤の各部に作用するものとした。

本来は地震波を用いた時刻歴応答によって、地盤に発生する変位や加速度から、地盤の破壊や地中構造物に発生する断面力などを検討すべきであるが、弾塑性有限要素法を用いた収束計算によって多くのデータを得るには、計算にあまりにも時間がかかり過ぎることから、ここでは震度法によった。したがって、基盤から地表面に至るまでの地盤の変形による加速度の変化は考慮されないが、震度による加速度と比べて、無視できるとしている。

Mohr-Coulomb の降伏条件を一般化した Drucker-Prager の降伏条件を用いて、地山が蓄えること出来る形状弾性ひずみエネルギーを求めると以下ようになる。

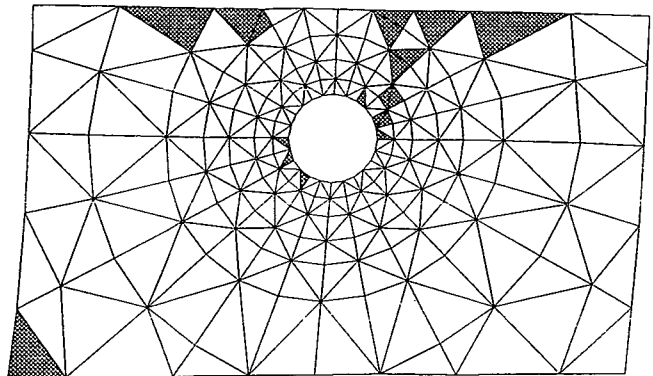


図 1: 解析結果の一例 ($H/D=1.0$)

$$\bar{U}_s = \frac{s^2 [2(2\lambda + 1)\sin\phi + 3(2c/s)\cos\phi]^2}{2G \cdot 3(3 - \sin\phi)^2} \quad (1)$$

ここに、 c は粘着力であり、 ϕ は内部摩擦角を、 λ は地盤の側方土圧係数を、 G は地盤のせん断弾性係数を与えている。また地盤は平面ひずみ状態にあるとしている。

一方地山に発生する形状弾性ひずみエネルギーは、

$$U_s = \frac{1}{12G} [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2] \quad (2)$$

で与えられる。ここで、 $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ は主応力である。これら両者の大小関係によって、地山が弾性領域にあるか、塑性領域にあるかを判定することができる。一旦、地山が塑性化すると、以後地震力の増加によって、さらに周辺に塑性化が進行する。

塑性後の挙動は降伏曲面上を動くものとし、関連流れ則による完全塑性の考え方に依った[4]。塑性後の挙動に関する理論は様々であるが、本研究の目的が地盤崩壊開始の条件を求めることを主眼としているため、塑性化が地盤の広い区域に十分進行した状態は考えない。計算はまず弾性状態の限界における震度から始め、震度を0.01刻みであげて行く。各震度では、塑性領域が十分収束するまで計算を行い、次の震度に移る。地盤の塑性化は通常地表面とトンネル天端の左右端のいずれかから始まる。滑り線のように、トンネル天端から上方に向けて伸びる塑性領域が地表面の塑性領域に到達した状態で計算を終える。以後簡潔に述べるために、この時の震度を「限界震度」と呼ぶことにする。

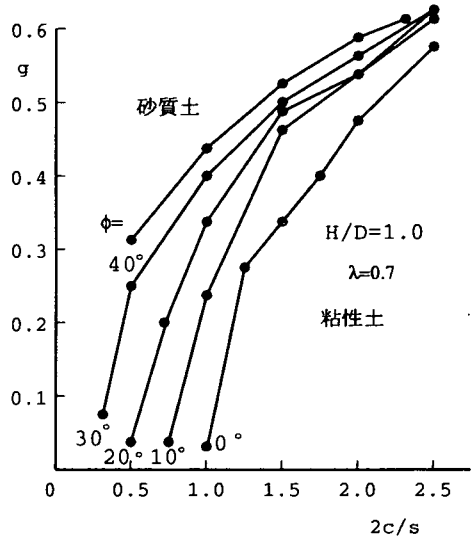


図2: 限界震度と内部摩擦角、地山粘着力比

3 解析モデル

計算に用いた基準となる地盤と地中構造物の諸元を表-1に示した。また、解析モデルの一例を図-1に示した。計算に用いた解析モデルでは、4種類の土被り比 $H/D=0.5, 1.0, 1.5, 2.0$ に応じて、節点数、要素数は異なり、節点数で165から190点、要素数で278から328要素となっている。セグメントリングを構成するトンネル躯体は24本の等価な線形はり要素で置き換えている。

表-1に示すように、このはり要素は周辺地盤の材料特性と同様に現実的な剛性を有しているが、この計算では決して降伏することはない。これは地盤が破壊するまではシールドトンネルは塑性化しないと仮定しているからである。地山粘着力比 $2c/s$ は基盤から地表に至るまで一定としている。

このことは、粘着力を土被りに比例するように定めたことを意味している。図-1において、側面の境界条件は鉛直、水平方向とも自由とし、基盤面においては、鉛直、水平とも固定としている。また、地震が発生する以前の地盤の状態は、自重及び側圧から定まる初期応力が既に存在するとしている。シールドトンネルの外径 D に対して土被り H は変化するが、トンネル底盤より基盤までの深さは変化しない。

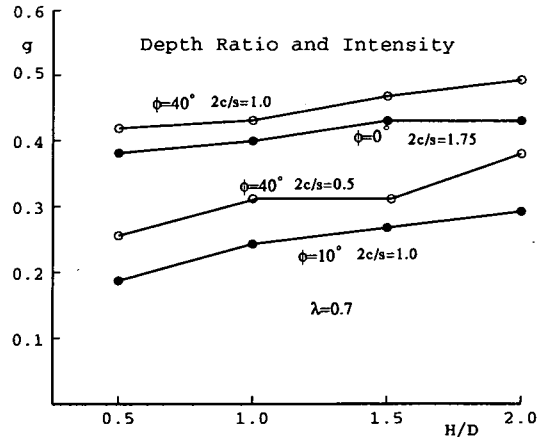


図3: 土被り比と限界震度の関係

4 限界震度と地山粘着力比、内部摩擦角

図-2は土被り比 H/D が1.0のとき、地山粘着力比 $2c/s$ と限界震度の関係を内部摩擦角 ϕ を変えながら求めたものである。各曲線は、図-1に示したように、トンネル躯体と地表面を結ぶ滑り線に似た線状の塑性領域が初めて繋がった時の震度すなわち、限界震度と地山粘着力比の関係を与えている。図中、5本の直線は内部摩擦角 ϕ の違いを表している。図の左上から右下に向かって、内部摩擦角は減少し、地山粘着力比は増加する。従って、図の左上は粘着力比 $2c/s$ が小さく、内部摩擦角 ϕ は大きい値を与えるから、いわゆる砂質土に近く、一方図の右下は地山粘着力比 $2c/s$ が大きく、内部摩擦角 ϕ は小さいからいわゆる粘性土に対応している。

図から明らかなように、粘性土、砂質土を問わず、ある程度地山粘着力比 $2c/s$ が大きくないと、地盤の耐震性は低い。例えば、内部摩擦角 $\phi = 40^\circ$ の地盤では、限界震度0.3以上を確保するためには、地山粘着力比は0.5以上なければならない。しかし、図から明らかなように、粘性土と比べ、砂質土の方が限界震度は高い。

砂質土と粘性土によって、最初に塑性化する領域は違いがある。砂質土では図-1に示すように、トンネル躯体天端右端から右上外方に向けて塑性化した領域が地表面に繋がるのに対し、粘性土では天端左端から左上外方に向けて塑性化した領域が広がる。このような状態を示すのはいずれも図-1の方向の変形が生じているときであることから推測すると、砂質土では受動領域で、粘性土では主動領域で塑性化が始まるものと考えられる。

5 土被り比と限界震度の関係

土被りの違いをより明らかにするために、内部摩擦角と地山粘着力比の組合せを粘性土については ($\phi = 0^\circ, 2c/s = 1.75$)、($\phi = 10^\circ, 2c/s = 1.0$)、砂質土については ($\phi = 40^\circ, 2c/s = 0.5$)、($\phi = 40^\circ, 2c/s = 1.0$) のそれぞれ二組みにとり、土被り比 H/D と限界震度の関係を求め、図-3に示した。側方土圧係数は $\lambda = 0.7$ にとっている。図の中で白丸は砂質土、黒丸は粘性土を表している。先にも述べたように、粘性土に比べ、砂質土のほうが限界震度は高いものの、砂質土、粘性土共に土被り比 H/D が大きくなるにつれて限界震度がゆるやかに増加し、その増加の傾向は砂質土と粘性土で著しい相違はない。土被り比が大きくなるにつれて限界震度が増加する理由は、式(1)からも明らかなように、土被りが大きくなるにつれて、地盤が蓄えることが出来る形状弾性ひずみエネルギーが増加することによると考えられる。

6 地盤の変形係数と限界震度

地盤の変形係数 E が変化した場合の影響を調べるために、変形係数の変化に対する限界震度の変化を図-4に示した。横軸は表-1の基準となる地盤の変形係数に対する比 E/E^* の対数で示した。変形係数が増加すれば、限界震度は増加するが、その傾向は比較的ゆるやかである。対数軸で与えられた横軸の範囲内では、限界震度の

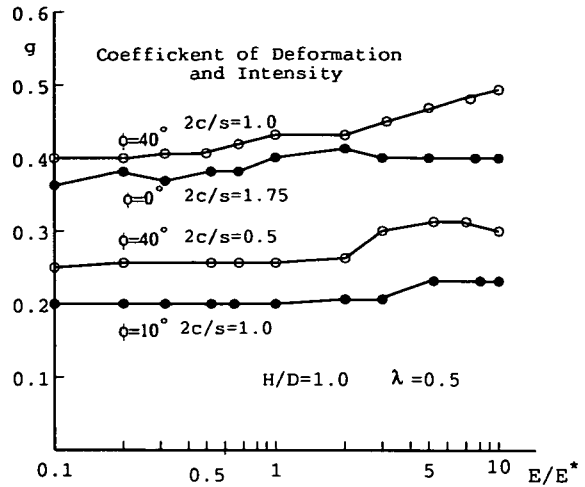


図4: 地盤の変形係数と限界震度

違いはわずか0.1程度以下にすぎない。従って、変形係数よりも地盤の地山粘着力比 $2c/s$ や内部摩擦角 ϕ が限界震度に与える影響が大きいと見なしても間違いないものと考えられる。また砂質土と粘性土では限界震度には違いがあるものの、変形係数に対する限界震度の変化の傾向は同じとみることができる。

7 リングの剛性と限界震度

図-5は表-1に示す曲げ剛性 EI^* 、や軸方向剛性 EA^* を基準とし、 EI 、 EA を変化させた場合に、限界震度がどのように変化するかを求めたものである。曲げ剛性 EI の変化と軸方向剛性 EA の変化は独立ではないため、軸方向剛性に対する曲げ剛性の比率をトンネル壁厚の2乗にとっている。粘性土と砂質土によって傾向は異なるものの、特徴的なことは、限界震度が最大となる剛性が存在することである。すなわち、地盤の状態によって、躯体に適切な剛性が存在することを示唆している。

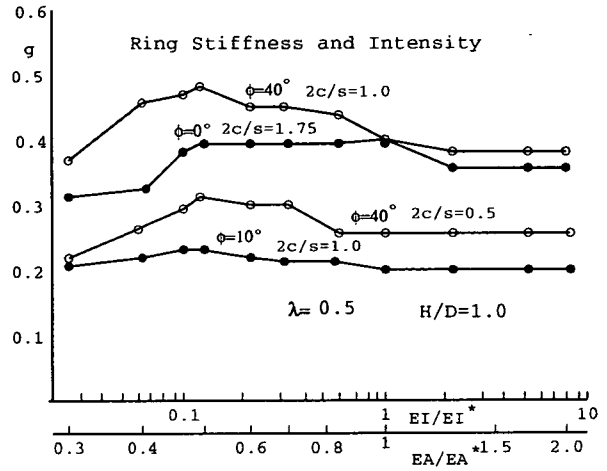


図5: リングの剛性と限界震度

8 側方土圧係数と限界震度

図-6は側方土圧係数に対する限界震度の変化を表している。特徴的なことは砂質土と比較すれば、粘性土では側方土圧係数の変化が小さいことである。これは式(1)からも明らかで、粘性土では地盤が蓄えることができるエネルギー \bar{U}_s が側方土圧係数に影響され難いことによっている。つまり、粘性土では内部摩擦角 ϕ が小さいので、側方土圧係数が変化しても、式(1)において $2(2\lambda+1)\sin\phi$ の変化が小さく、従って \bar{U}_s も変化し難いからである。

9 結論

地震に対する地中構造物の設計は、構造物周辺地盤が塑性化する時の限界状態から設計を行うのが最も合理的である。このような観点に立って、地震時におけるシールドトンネル周辺地盤の安定性を弾塑性有限要素法により解析した。地盤に発生する塑性化の領域がトンネル躯体から地表面まで始めて繋がったときの限界震度を基準に、地盤が不安定となる条件を検討した結果、以下の結論が得られた。

1) 地震時にトンネル周辺地盤が塑性化しないためには、地盤の地山粘着力比 $2c/s$ がある程度なけ

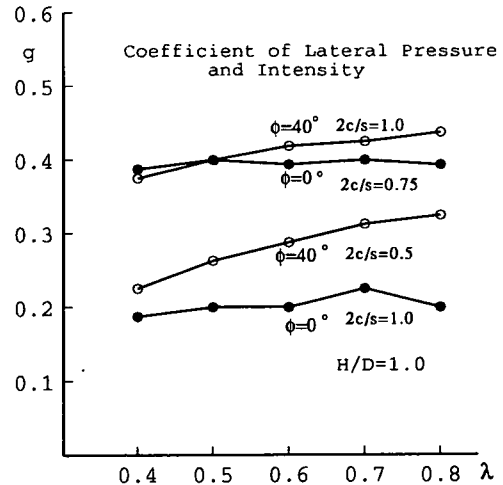


図6: 側方土圧係数と限界震度

ればならない。

2) 地震時の安定性に対する地盤の変形係数の影響は比較的小さい。

3) トンネル躯体の剛性は地盤の特性と関連する。すなわち、地盤に応じて最適なトンネル躯体の剛性が存在する。

参考文献

- [1] 桜井春輔・丸岡巧・チャールズ アカユリ・芥川真一：双設トンネルの挙動と中壁部に作用する土圧に関する研究，トンネル工学研究論文報告集，第 6 号，pp.83～88，1996.11.
- [2] 渡辺啓行・末広俊夫：数値実験による地中ダクトの動的水平直土圧の評価，土木学会論文集，第 432 号，pp.165～174，1991.7..
- [3] 西岡隆・松本嘉司：形状弾性ひずみエネルギーによるトンネル周辺地山の安定解析，土木学会論文集，第 376 号，pp.151～160，1986.12..
- [4] Nonlinear analysis in soil mechanics:Theory and implementation.by W.F.Chen and E.Mizuno, Amsterdam:Elsevier,1990.