

論文 覆工の簡易耐震設計手法の水路トンネルへの適用に向けた検討

杉本 啓太*1・西内 達雄*2

要旨：地震時の主な破壊モードであるせん断変形を想定した無筋コンクリート製の山岳トンネルの簡易耐震設計手法が整理されているが、小型かつ馬蹄型以外の形状についての知見は少ない。本研究では、小型かつ形状の異なる水力発電設備の水路トンネルを対象に、非線形地盤と線形の覆工を連成した数値解析を実施した。その結果より、覆工がコンクリートの圧縮強度に達することを限界状態として、既存の耐震設計手法の指標である限界状態となる地盤のせん断ひずみに対して、径の影響が小さく、形状および地盤物性が影響することを明らかにした。以上より、同手法を水路トンネルに適用するための基礎データを得た。

キーワード：水路トンネル、無筋コンクリート、平面ひずみ解析、耐震性能、地盤のせん断ひずみ

1. はじめに

水力発電所の水路トンネルの殆どが山岳トンネルであり、土被り厚が大きい山岳トンネルは一般的に地震による影響を受けにくいとされる。しかし、2016年熊本地震において震度5以上の地震を受けた水路トンネルの内、6箇所被害を受け、土被り厚が20～70m程度と比較的大きい箇所でもトンネルアーチ部が崩落したことが報告されている¹⁾。このように小土被りでない山岳トンネルであっても、地震被害を受けることが指摘されており、耐震性能を適切に評価することが重要である。

熊本地震を受けて、電力会社では公衆災害への影響度が高い貯水槽や水圧管路等の水路設備に対して、大規模地震に対する耐震性能照査を進めている。水力発電所の水路トンネルは1985年時点で総延長が約3650kmにのぼること²⁾から、膨大な総延長を有する水路トンネルの耐震性能を効率的に評価する手法の開発が望まれている。

鉄筋コンクリート製の山岳トンネルでは、主に応答変位法や応答震度法による耐震性能の評価手法が提案されている³⁾。一方で、無筋コンクリート製においては、耐荷力が小さく周辺の地質や常時荷重による影響が大きいため、定量的な耐震性能照査手法が確立されておらず、宮林ら⁴⁾は無筋コンクリートからなる小土被り山岳トンネル覆工の簡易耐震設計手法を提案している。ただし、同手法は鉄道用トンネルが対象であり、馬蹄型、円型、幌型等の様々な形状をもち、比較的小型である水路トンネルに、そのまま適用できるかは不明確である。そこで本研究では、既往の簡易耐震設計手法を水路トンネルに適用することを目的に、同手法に対するトンネル形状および寸法の影響を数値解析により検討する。

2. 簡易耐震設計手法の水路トンネルへの適用

2.1 既往の簡易耐震設計手法

簡易耐震設計手法⁴⁾では覆工の圧さ（曲げ圧縮破壊に

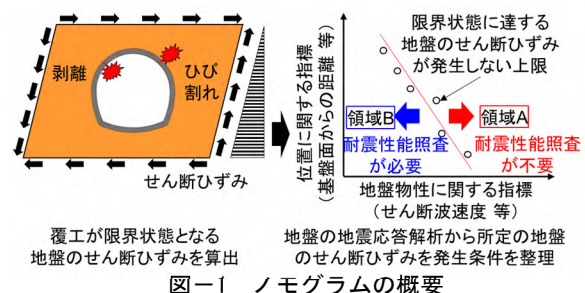
よる剥落）を限界状態として、せん断波速度および基盤面からの距離で整理したノモグラムにより簡易に耐震検討が不要と判断できる。低固結度の砂層中で基盤層の直上にトンネルが位置する等の耐震検討が必要な地形で、整形かつ表層が一樣な地形の場合に適用できる。ノモグラムの概要を図-1に示す。ノモグラムは以下の手順で算出される。①一樣なせん断変形を受ける地盤内の覆工が限界状態に達する地盤のせん断ひずみを地盤と覆工の連成モデルの押切解析により算出する。②物性と厚さをパラメータとした一樣地盤のみの地震応答解析により、①で求めた地盤のせん断ひずみが生じる条件を算出する。

2.2 水路トンネルの耐震性能照査手法への導入

筆者らは、水力発電所水路設備を対象に耐震性能照査手法を提案した⁵⁾。筆者らの手法に簡易耐震設計手法を取り入れることで、耐震裕度の高い設備はノモグラムにより、詳細な耐震性能照査を実施せずとも、地震時のトンネルの安全性は確保されたとみなすことができるため、効率的な照査が可能になると考えられる。ただし、不整形地盤、地質急変部、断層・破碎帯等の耐震上懸念される地質・地形は適用外とすべきと考えられる。

簡易耐震設計手法では、鉄道用トンネルを想定した馬蹄型かつ内径9.5mの大型覆工が対象である⁴⁾。水路トンネルに適用するのに伴い、以下の追加検討を実施した。

- ①馬蹄型の他に存在する円型、幌型の形状に対する検討
- ②水路トンネルに対応した小さい内径に対する検討



*1 (一財)電力中央研究所 サステナブルシステム研究本部 工修 (正会員)

*2 (一財)電力中央研究所 サステナブルシステム研究本部 博士(工学) (正会員)

3. 無筋コンクリートの限界状態の基準値に関する検討

地盤とトンネルの連成モデルの押切解析を実施する際に、計算効率を考慮して非線形的地盤と線形の覆工を連成した解析モデルを用いた。そこで、既往実験⁹⁾を対象に覆工の非線形解析と線形解析を比較し、線形解析で表現可能な限界状態の基準値を検討した。

3.1 解析条件

解析対象は野城⁹⁾が実施した無筋コンクリート製覆工模型の載荷実験とした。覆工は中心半径 1000mm、覆工厚 150mm、奥行 300mm の円弧であり、22.5 度方向に設置された載荷ジャッキおよびシリンダから 9kN の初期荷重を導入した後、載荷ジャッキにより鉛直下方向に載荷される。詳細は該当文献⁹⁾を参照されたい。

解析手法は、覆工を 2 次元平面ひずみ要素で、載荷板と反力台との境界を接触が考慮されたジョイント要素（以降、接触ジョイント）でモデル化した押切解析とした。ただし、覆工-反力台間の外側端部はピン結合とし、反力台底面は固定とした。載荷方法としては、載荷板に 9kN の初期荷重を覆工中心方向に作用した後、反力用載荷板にシリンダを模擬した境界バネ（バネ定数 1500N/mm）を配置し、載荷用載荷板に鉛直下向きの強制変位を与えた。材料物性およびジョイントの入力条件を表-1、2 に示す。載荷板および反力台は剛体とした。

解析モデルは図-2 に示す。線形解析では汎用プログラム TDAPⅢ⁷⁾を用いて、解析モデルを 1/2 対象モデルとした。ひび割れを模擬したジョイント要素（以降、ひび割れジョイント）を載荷板間に 22.5 度間隔で設置した。非線形解析では汎用プログラム DIANA ver 10.5⁸⁾を用いた。圧縮および引張特性は図-3 に示すものを使用した。

3.2 解析結果

載荷点荷重と覆工の天端内側変位の関係を図-4 に示す。非線形解析では初期剛性が大きく、ひび割れ発生荷重が実験の約 1.3 倍に評価された。ひび割れ発生後の剛性や圧縮の発生変位は精度良く評価された。線形解析ではひび割れ発生荷重が実験と概ね同程度である一方で、ひび割れ発生後の剛性が高い。これはひび割れをジョイント要素の位置でしか考慮できないため、線形要素に引張強度よりも大きな引張応力が発生するためと考えられる。線形解析のひび割れ発生後の剛性は非線形解析の約 1.6 倍であり、線形解析でも、適切な箇所へひび割れジョイント要素を配置することで、トンネルのひび割れ挙動を概ね評価可能であると考えられる。

3.3 線形解析における限界状態の基準値

最小主ひずみは、1/2 対象モデルの範囲内において天端外側および右肩内側で卓越しており、同位置の要素の最小主ひずみと天端内側変位の関係を図-5 に示す。図-5(b)の拡大図により、非線形解析では圧縮強度到達時相当の最小主ひずみ 2000 μ が天端内側変位約 3mm で発生した。同変位時に線形解析では、約 500 μ の最小主ひずみが発生した。ここで、道路橋示方書⁹⁾に記載される許容応力度 $\sigma_{ck}/4$ （相当する圧縮ひずみは線形要素で 209 μ ）に着目する。ここで、 σ_{ck} はコンクリートの設計圧縮強度（N/mm²）である。図より、線形解析において最小主ひずみが $\sigma_{ck}/4$ 相当を超えない変形量であれば、非線形解析においてもコンクリートの圧縮強度に達する変形量になっていない。また、既往研究⁹⁾では覆工の限界状態として圧縮を想定しており、圧縮を塑性ひずみ 10000 μ と設定している。これは圧縮強度到達時より破壊が進んだ状態である。非線形解析では天端外側および右肩内側の要素の最大主ひずみが 10000 μ に達するのは、天端内側変位が約 12~13mm であった。以上のことから、線形解析における最小主応力が基準値 $\sigma_{ck}/4$ となる変形量は非線形解析における圧縮および圧縮強度到達時の双方の変形量に対して小さく、十分に安全側であると考えられる。

表-1 模型実験再現解析の覆工コンクリートの物性値

圧縮強度 [N/mm ²]	弾性係数 [kN/mm ²]	引張強度 [N/mm ²]	ポアソン比
18.70	22.35	1.620	0.2

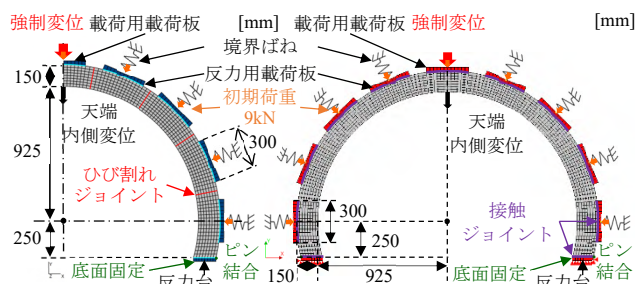


図-2 解析モデルの概要（左：TDAPⅢ，右：DIANA）

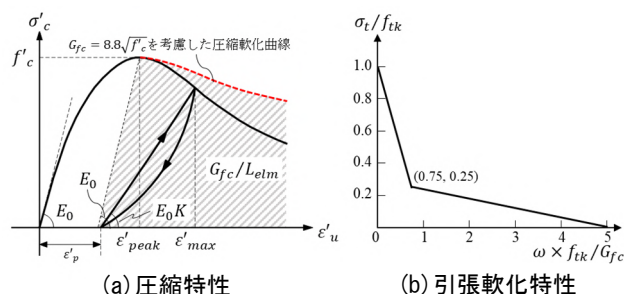


図-3 コンクリート材料非線形特性の模式図

表-2 模型実験再現解析のジョイント要素の物性値

解析	要素	引張強度 [N/mm ²]	法線剛性 [N/mm ³]	せん断剛性 [N/mm ³]	粘着力 [N/mm ²]	摩擦係数	備考
非線形	接触ジョイント	0	1.0×10 ⁷	1.0	-	-	相対変位正で法線剛性 0
線形	接触ジョイント	0	-	-	0	0	相対変位負で接触
	ひび割れジョイント	1.620	-	-	3.241	1	ひび割れ開口時に可動

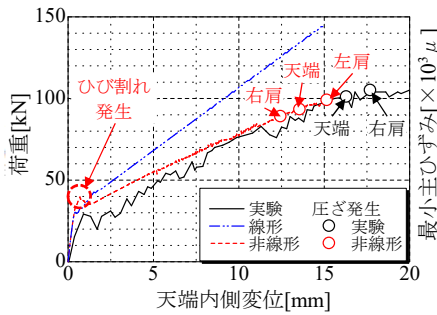


図-4 荷重-変位関係

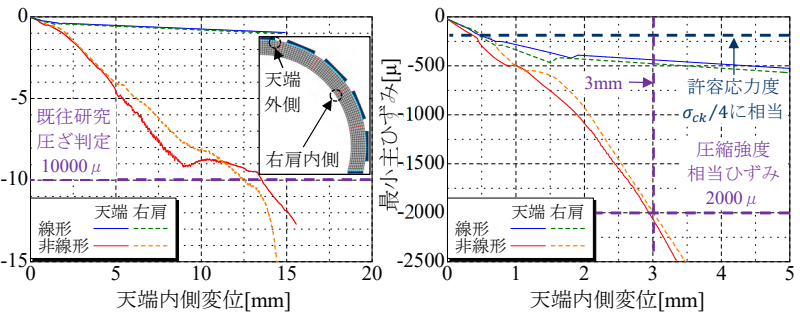


図-5 解析における天端外側と右肩内側の最小主ひずみ-変位関係

4. 覆工の限界状態における地盤のせん断ひずみの検討

3章で設定した線形解析における基準値を用いて、トンネル形状および外径、地盤物性をパラメータとした地盤内の覆工に対する数値解析を実施し、覆工が限界状態に達する地盤のせん断ひずみを検討した。

4.1 解析条件

地盤と無筋コンクリート製覆工を2次元平面ひずみ条件でモデル化し、地盤側面に一様なせん断ひずみ(以降、地盤側面せん断ひずみ)を作用させる。解析モデルを図-6に示す。覆工は3章と同様に線形要素とひび割れジョイントで構成される。地盤境界から覆工までの離隔は既往文献⁴⁾等を参考に同程度に広い範囲を確保した。

解析ケースを表-3に示す。パラメータとして、トンネル形状を馬蹄型、円型、幌型に、トンネル外径を2～8mに、地盤物性を6種に設定し、ケース数は計14ケースとした。外径は、国内外の内圧が作用する水路トンネルの内径と覆工厚の実績¹⁰⁾を考慮して設定した。外径が異なるケースは解析モデル全体の要素寸法を比例倍した。覆工厚は上記実績の下限に近い外径の1/20とした。地盤とトンネルの相互作用により覆工に発生する断面力は地盤の剛性の影響を受ける可能性がある。本研究では、表層地盤と岩盤を対象とし、それぞれに3段階の弾性係数を設定した。岩盤の弾性係数は岩盤等級C_M、C_L¹¹⁾を想定して、弾性波速度から式(1)を用いて逆算した。

$$V_p = \sqrt{\frac{E}{\rho} \frac{1-\nu}{(1-2\nu)(1+\nu)}} \quad (1)$$

ここで、 V_p は弾性波速度 (m/s)、 E は弾性係数 (kN/m²)、 ρ は密度 (t/m³)、 ν はポアソン比である。

入力物性について、覆工の物性値を表-4に示す。表層地盤の非線形特性は、粘性土に対する今津・福武の実験式¹²⁾を参考に設定した。図-7にせん断剛性比および減衰定数とせん断ひずみの関係を示す。ただし、同実験式による減衰定数はせん断ひずみが1%を超えると過大になると考えられるため、1%以降は頭打ちとした。岩盤は線形とした。ひび割れジョイントおよび地盤と覆工間の接触ジョイントの物性を表-5に示す。

地盤の境界条件として、底面は固定、側面は水平ローラとした。載荷方法は、覆工の自重解析の後に押切解析

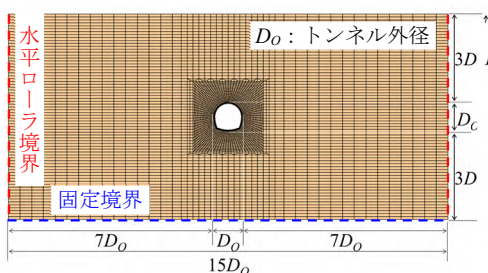
表-3 解析ケース

Case No.	トンネル		地盤条件			
	形状	外径 [m]	分類	弾性係数 E [N/mm ²]	弾性波速度 V_p [m/s]	備考
HS5S1	馬蹄	5	表層地盤	44.00	181.5 ^{※2}	$E_c^{※3}/500$
HS5S2	馬蹄	5	表層地盤	220.0	405.9 ^{※2}	$E_c^{※3}/100$
HS5S3	馬蹄	5	表層地盤	2200	1284 ^{※2}	$E_c^{※3}/10$
HS5B1	馬蹄	5	岩盤	1021 ^{※1}	700.0	V_s =約 400m/s
HS5B2	馬蹄	5	岩盤	4688 ^{※1}	1500	C _L 級岩盤
HS5B3	馬蹄	5	岩盤	15188 ^{※1}	2700	C _M 級岩盤
HS2S3	馬蹄	2	表層地盤	2200	1284 ^{※2}	$E_c^{※3}/10$
HS8S3	馬蹄	8	表層地盤	2200	1284 ^{※2}	$E_c^{※3}/10$
HS2B3	馬蹄	2	岩盤	15188 ^{※1}	2700	C _M 級岩盤
HS8B3	馬蹄	8	岩盤	15188 ^{※1}	2700	C _M 級岩盤
CI2S3	円型	2	表層地盤	2200	1284 ^{※2}	$E_c^{※3}/10$
CI2B3	円型	2	岩盤	15188 ^{※1}	2700	C _M 級岩盤
HF2S3	幌型	2	表層地盤	2200	1284 ^{※2}	$E_c^{※3}/10$
HF2B3	幌型	2	岩盤	15188 ^{※1}	2700	C _M 級岩盤

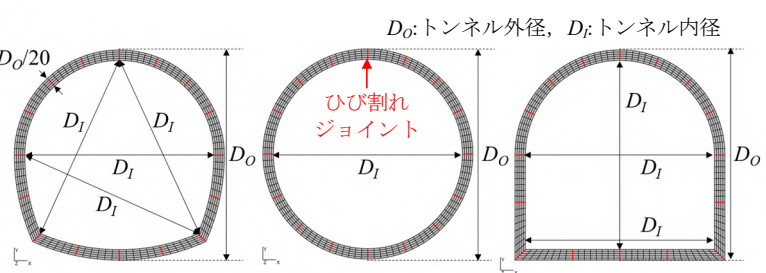
※1 弾性波速度から算出 (岩盤: ポアソン比 $\nu=0.25$, 質量密度 $\rho=2.5$ t/m³)

※2 弾性係数から算出 (表層地盤: ポアソン比 $\nu=0.333$, 質量密度 $\rho=2.0$ t/m³)

※3 コンクリートの弾性係数



(a) 全体



(b) 覆工 (左: 馬蹄型, 中: 円型, 右: 幌型)

図-6 解析モデル

を実施した。地盤は安定しているものとして自重を考慮せずに、押切解析では覆工の自重による初期応力を覆工のみに引き継いだ。押切解析では両側面に三角形分布の水平変位を作用させて、地盤側面せん断ひずみ Δ/H (Δ : 地表の水平変位, H : 解析モデルの高さ, 図-8 参照) を一様に保ち、4%になるまで強制変位を漸増させた。

4.2 解析結果

(1) トンネルの変形

地盤のせん断変形がトンネルの挙動に与える影響を比較するために、トンネルのせん断変形率 $\delta_{H,o}/h_o$ ($\delta_{H,o}$: 覆工外側の上下端節点の水平方向相対変位, h_o : 同節点の高低差, 図-8 参照) と Δ/H の関係を図-9に示す。各図において、 Δ/H が4%に達していないケースがある。これは収束不良により解析が終了したためであり、表層地盤のケースに多く、地盤が軟らかいHS5S1, HS5S2では、1%未満であった。上記ケースについては解析終了時の Δ/H を図中に併記した。全体として、表層地盤では岩盤に対して $\delta_{H,o}/h_o$ が大きく、 $\delta_{H,o}/h_o$ が Δ/H と同程度である。 Δ/H が2.0%における代表的な地盤のせん断ひずみ分布を図-10に示す。 Δ/H が同じであっても、表層地盤ではトンネル周辺のせん断ひずみは岩盤よりも大きいことから、軟らかい表層地盤では地盤のせん断変形が殆どそのまま覆工に作用したと考えられる。

図-9(a)より外径の影響を比較する。表層地盤、岩盤ともに外径の影響は見られない。本検討では地盤境界からの離隔を外径に対して水平方向で7倍、鉛直方向で3

倍とした。同範囲以上の一様地盤であれば、トンネルのせん断変形に対する外径の影響は小さいと考えられる。

表-4 覆工のコンクリートの物性値

圧縮強度 [N/mm ²]	弾性係数 [kN/mm ²]	引張強度 [N/mm ²]	ポアソン 比	質量密度 [t/m ³]
18.00	22.00	1.580	0.2	2.3

表-5 ジョイント要素の物性値

	引張強度 [N/mm ²]	粘着力 [N/mm ²]	摩擦 係数
接触ジョイント	0	0	0
ひび割れジョイント	1.580	3.160	1.0

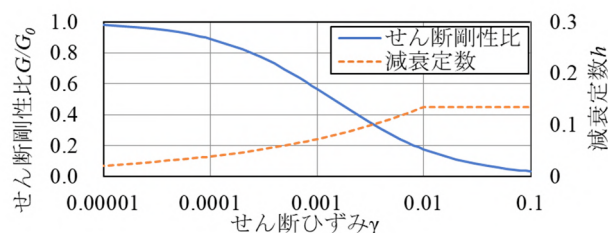


図-7 表層地盤のせん断特性と減衰特性

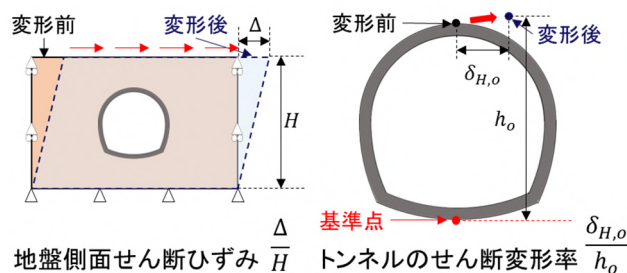


図-8 各指標の定義

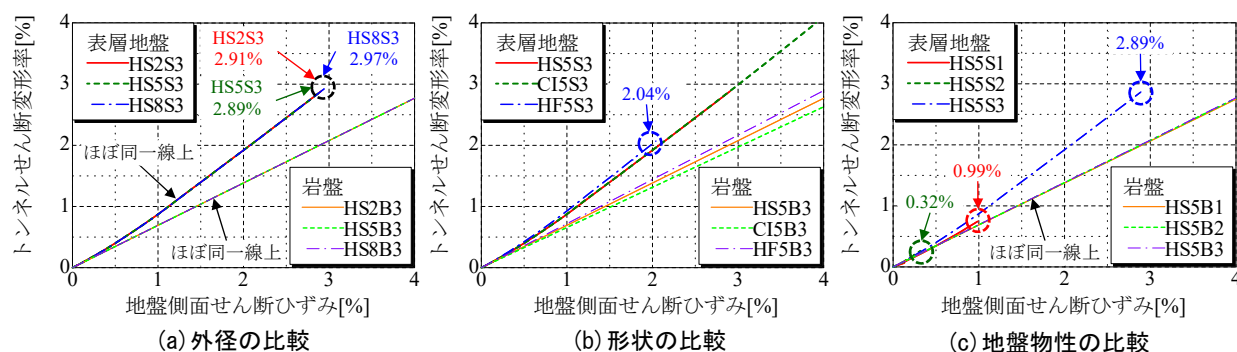


図-9 トンネルせん断変形率と地盤側面せん断ひずみの関係

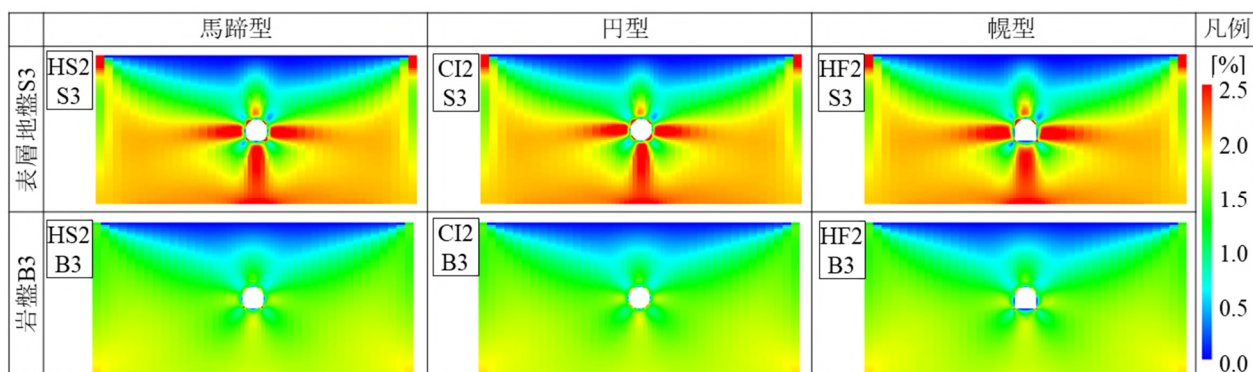


図-10 地盤のせん断ひずみ分布 (外径 2m, $\Delta/H=2\%$)

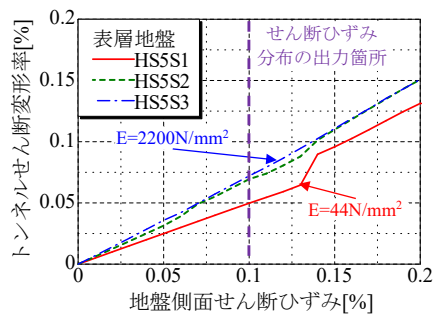


図-11 図-9(c)の拡大図

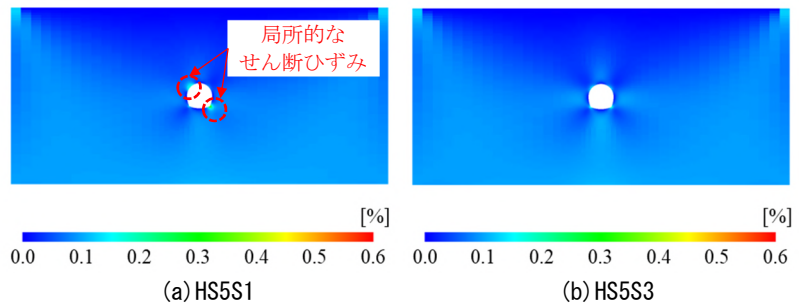


図-12 $\Delta/H=0.1\%$ における地盤のせん断ひずみ分布

図-9(b)より形状の影響を比較する。表層地盤では馬蹄型、円型に対し、幌型の $\delta_{H,o}/h_o$ がわずかに大きい。岩盤では、幌型、馬蹄型、円型の順に $\delta_{H,o}/h_o$ が大きい傾向があり、円型が地盤のせん断変形に抵抗する一方で、幌型は地盤の変形の影響を受けやすく、馬蹄型はその間の挙動となることが示された。

図-9(c)より地盤物性の影響を比較する。岩盤では地盤物性の影響は見られない。図-11に図-9(c)の表層地盤のケースに対する拡大図を示す。表層地盤では地盤の弾性係数が小さいほど、 $\delta_{H,o}/h_o$ が小さい。これは、地盤が図-7に示す非線形のせん断特性による影響を受けたためと考えられる。図-12にHS5S1とHS5S3の $\Delta/H=1.0\%$ における地盤のせん断ひずみ分布を示す。弾性係数が小さいHS5S1では、トンネル周辺で局所的に大きなひずみが発生している。このため、局所的にせん断剛性が低下し、地盤が変形して、トンネルにせん断変形が作用しにくくなると考えられる。

(2) 覆工の最小主応力

$\Delta/H=0.4\%$ における代表的な覆工の最小主応力分布を図-13に示す。同 Δ/H において、全ケースで基準値 $\sigma_{ck}/4$ に対応する約 -4.5N/mm^2 を超過する最小主応力が発生したことが確認できる。同 Δ/H における最小主応力の絶対値は表層地盤よりも岩盤で大きい。同 Δ/H における変形図を図-14に示す。変形倍率は100倍とした。ここで、ジョイントの開口幅が表層地盤よりも岩盤で小さい傾向が全ケースで確認できる。岩盤の方がトンネル周辺地盤による拘束力が大きいいため、コンクリート要素に発生する最小主応力が大きくなったと考えられる。

4.3 限界状態における地盤のせん断ひずみ

3章で設定した線形解析における無筋コンクリート覆工の限界状態の基準値 $\sigma_{ck}/4$ に、覆工の最小主応力が初めて達する地盤側面せん断ひずみ Δ/H を表-6にまとめる。HS5S1とHS5S2は基準値に到達する前に収束不良で解析が終了した。ここで、図-15にHS5S1～HS5S3の覆工の最小主応力の最小値と Δ/H の関係を示す。図より、 $\Delta/H=0.3\%$ 時点で、HS5S1とHS5S2の最小主応力の最小値が基準値の半分以下であり、基準値に最小主応力が到達する Δ/H はHS5S3よりも大きいと予想できる。このた

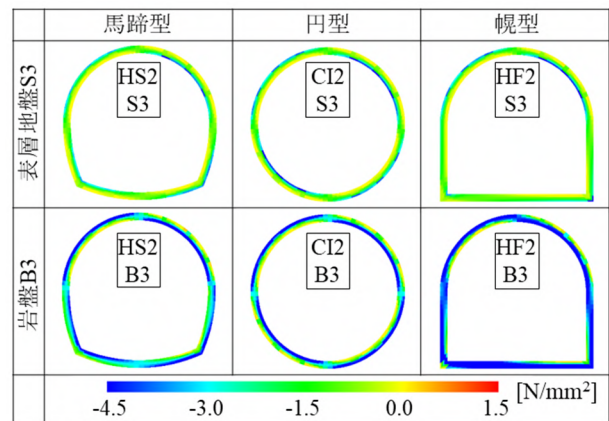


図-13 覆工の最小主応力分布図 (外径 2m, $\Delta/H=0.4\%$)

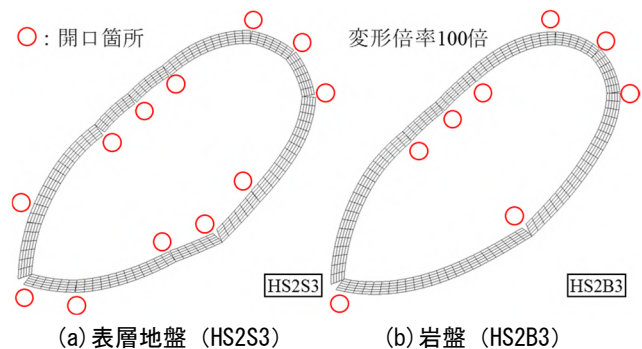


図-14 覆工の変形図 (外径 2m, $\Delta/H=0.4\%$)

表-6 限界状態に達した地盤側面せん断ひずみ Δ/H

ケース	Δ/H [%]	ケース	Δ/H [%]
HS5S1	—※	HS8S3	0.399
HS5S2	—※	HS2B3	0.150
HS5S3	0.418	HS8B3	0.136
HS5B1	0.244	CI2S3	0.302
HS5B2	0.177	CI2B3	0.169
HS5B3	0.134	HF2S3	0.293
HS2S3	0.377	HF2B3	0.097

※ 基準値に到達する前に収束不良により解析が終了。

め、HS5S3の値はHS5S1とHS5S2に対して、安全側の指標となると考えられる。

基準値に達する Δ/H は岩盤よりも表層地盤で大きい傾向にある。馬蹄型において、表層地盤の最小値は0.377%、岩盤の最小値は0.134%である。既往研究⁴⁾では、土砂地山を想定した地盤に対して、限界状態が生じない地盤のせん断ひずみを1.0%に設定している。これは、本研究とは異なり、限界状態に圧縮を想定し、覆工に材料非線形

性を考慮した違いのためである。本研究のひび割れジョイントを導入した線形解析では、限界状態が生じる地盤のせん断ひずみを約 0.4 倍に安全側に設定する傾向を把握した。一方でトンネル形状の影響について、岩盤ではトンネルのせん断変形率と同様に基準値に達する Δ/H が大きい方から順に幌型、馬蹄型、円型となったが、表層地盤では馬蹄型の 0.377% に対して、円型と幌型が約 0.3% と小さく、一概に傾向が把握できなかった。

上記より得られた限界状態に達する地盤のせん断ひずみの基準値は、SHAKE 等の簡易に評価可能な地盤のみの地震応答解析と組み合わせることで利用できる。地震応答解析により、トンネルの位置に発生する地盤のせん断ひずみが基準値を超えなければ、覆工が限界状態に達しないとみなせるため、耐震性能照査は不要になる。本研究では「コンクリートの圧縮強度に達しない」ことを限界状態に設定し、馬蹄型の覆工が限界状態とならない地盤のせん断ひずみの基準値に表層地盤で約 0.4%、岩盤で約 0.14%を用いることを提案する。また、宮林ら⁴⁾は土砂地山を想定した地盤内の馬蹄型かつ内径 9.5m の大型覆工を対象に、地盤のせん断ひずみの基準値に 1.0%を提案している。本解析よりトンネル外径の影響は見られないため、寸法以外が同条件であれば、比較的小型の水路トンネルにも同基準値を用いてもよいと考えられる。ただし、同基準値は「トンネル内空側に圧ぎを生じない」を限界状態に設定している。円型、幌型に関して、限界状態に達する地盤のせん断ひずみの基礎データを得たが、ケース数が少ないことから、より合理的な基準値を設定するために、データの蓄積とコンクリートの材料非線形解析による検討が必要である。

4. まとめ

本研究で得られた知見は以下の通りである。

- (1) 無筋コンクリート覆工の模型実験を対象とした、ひび割れジョイントを導入した線形解析と非線形解析の比較により、線形解析におけるコンクリートの最小主応力が $\sigma_{ck}/4$ 程度となる変形量が、非線形解析におけるコンクリートの圧縮強度到達時の変形量より小さいことに示し、 $\sigma_{ck}/4$ が圧縮強度到達時に対して安全側の基準値であることを示した。
- (2) トンネルを含む様な地盤に様にせん断変形を与える解析により、トンネルの変形挙動を明らかにし、トンネル外径、形状、地盤物性に対する覆工が限界状態に達する地盤側面せん断ひずみの関係を示した。
- (3) 解析により、せん断変形率および限界状態に達する地盤側面せん断ひずみは、岩盤よりも表層地盤で大きい。表層地盤では弾性係数が小さいほどせん断変形率が小さく、岩盤では弾性係数が小さいほど地盤

側面せん断ひずみが大きい傾向を確認した。なお、上記に対するトンネル外径の影響は小さい。

- (4) トンネル形状による影響について、せん断変形率が大きい方から順に幌型、馬蹄型、円型となる。限界状態に達する地盤側面せん断ひずみも、岩盤では同様の傾向となるが、表層地盤では一概に傾向を整理できなかった。

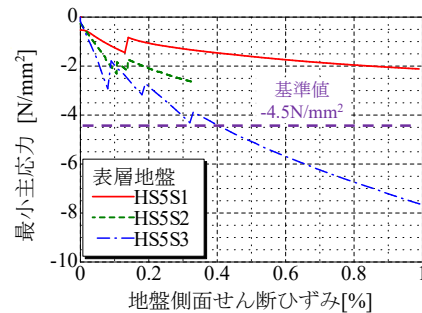


図-15 コンクリートの最小主応力- Δ/H 関係

参考文献

- 1) 土木学会トンネル工学委員会：熊本地震調査特別小委員会報告書，2018.7
- 2) 土木学会エネルギー土木委員会設備診断・補強技術小委員会：水路トンネルの維持管理支援エキスパートシステム，1995.2
- 3) 土木学会トンネル工学委員会：トンネル・ライブラリー第33号 トンネルの地震被害と耐震設計，2023.3
- 4) 宮林秀次，井浦智実，小島芳之，野城一栄，朝倉俊弘：小土被り山岳トンネル覆工の耐震性能と耐震設計手法に関する基礎的研究，土木学会論文集 F1，Vol.67，No.2，pp.126-143，2011.1
- 5) 杉本啓太，西内達雄：水力発電所水路設備の耐震性能照査手法に関する研究（その1）一効率的な照査の進め方と斜面上の設備への静的地震力の設定手法一，電力中央研究所報告 SS22001，2022.7
- 6) 野城一栄，小島芳之，新井泰，岡野法之，竹村次郎：圧縮破壊後の軟化を考慮した無筋コンクリート山岳トンネル覆工の数値解析手法に関する研究，土木学会論文集 C，Vol.65，No.4，pp.1024-1038，2009.12
- 7) アーク情報システム：耐震・構造解析シリーズ，TDAP III，<https://www.ark-info-sys.co.jp/jp/product/tdap/tdap3/>，閲覧日 2023.12
- 8) DIANA FEA: DIANA User's Manual, Release 10.5, 2022.
- 9) 日本道路協会：道路橋示方書 I 共通編，IV 下部構造編，2012.3
- 10) 国際協力機構，電源開発，開発コンサルタント：水力開発ガイドマニュアル，Vol.1，2011.3
- 11) 菊地宏吉：地質工学概論，土木工学社，1990.5
- 12) 吉田望：地盤の地震応答解析，鹿島出版会，2010.10