

既設沈埋トンネルの耐震性能に関する検討

渡辺和明1・小池真史2・立石章3・高久雅喜4・本宮栄二5・道廣英司6

¹大成建設(株)技術センター (〒245-0051 神奈川県横浜市戸塚区名瀬町344-1) E-mail:kwatanab@ce.taisei.co.jp 2大成建設(株)土木本部 (〒163-0606 東京都新宿区西新宿1-25-1) E-mail: koike-m@ce.taisei.co.jp 3大成建設(株)技術センター (〒245-0051 神奈川県横浜市戸塚区名瀬町344-1) E-mail: tateishi@ce.taisei.co.jp 4大成建設(株)土木本部 (〒163-0606 東京都新宿区西新宿1-25-1) E-mail: mtakaku@ce.taisei.co.jp ⁵ | F E スチール(株) 東日本製鉄所 (〒210-0868 神奈川県川崎市扇島1番地1) E-mail: e-hongu@jfe-steel.co.jp ⁶JFEスチール(株) 東日本製鉄所 (〒210-0868 神奈川県川崎市扇島1番地1) E-mail: e-michihiro@jfe-steel.co.jp

筆者らは、供用開始から約30年が経過した沈埋トンネルを対象に、現状のトンネルが有する耐震性能に ついて調査した.まず建設当時の設計図書、工事記録、既往の現地調査結果の情報を収集し、それらに基 づいて検討条件を設定した.また当該地区の歴史地震や活断層等の地震環境を調査し、耐震検討に用いる レベル2入力地震動を設定した.そしてトンネル周辺地盤の地震応答解析、トンネルの横断及び縦断方向 の地震応答解析を実施し、トンネル躯体や継手部の安全性を照査した.これらの検討結果より、レベル2 地震動に対して両側立坑部の一部の部材でせん断耐力が不足すること、立坑部と函体間の継手部で最大目 開き量が大きくなること等、今後、耐震補強を検討する上での貴重なデータを入手できた.

Key Words : Seismic capacity evaluation, Immersed tunnel, Level-2 ground motions, Static finite element method, Seismic deformation method

1. はじめに

扇島海底トンネル¹⁾は、1974年に沈埋工法によっ て建設された海底トンネルで、約30年が経過した現 在でも健全に供用されている.本トンネルは、図-1 に示すように、JFEスチール東京製鉄所内の水江 地区と東扇島地区を隔てる京浜運河を横断する専用 道路 そして取付道路から構成されている. 扇島地区の物 流の大部分が,本トンネルを利用して行われており, 重要度の高い施設として位置付けられる.

新たな構造形式の導入ということで、当時として は画期的な動的解析法が、本トンネルの耐震設計の 一部に適用された.しかし当時の設計指針に準拠し ているため、現行の設計指針で規定されているレベ



図-1 扇島海底トンネルの全体図



図-2 耐震診断の検討フロー

れていない.そこで本検討では,当サイトの地震環境に基づいて設定したレベル2相当の入力地震動に対し,周辺地盤を含め現状のトンネルが有する耐震性能を把握するために耐震診断を実施した.

図-2に耐震診断の概略検討フローを示す.特に耐 震診断では、当時の設計計算書、図面、工事記録の 情報に加え、追加土質調査や躯体劣化調査の現状に 関する情報も重要となる.

なお周辺地盤の液状化,それに伴うトンネルへの 影響検討は,地中構造物の耐震診断において重要な 検討項目の一つであり,別途,検討している.

2. 検討用入力地震動の設定

(1) 設定手順

検討用入力地震動の設定手順を図-3に示す.

(2) 地震環境調査と対象地震の抽出

当サイト周辺で過去に発生した歴史地震²⁾,周辺 に分布する活断層^{3) 4)}について調査し,想定される プレート境界型地震及び内陸型地震を抽出した.そ して自治体の地震被害想定⁵⁾⁶⁾⁷⁾を参考に,これらの 想定地震から検討対象とする地震を選定した.**表-1** に検討対象とした地震・地震諸元の一覧を示す.

(3) 検討対象地震の絞込み

検討対象地震について,安中ら⁸の加速度応答ス ペクトルの距離減衰式を用いて,工学的基盤面にお ける地震動強さを算定した.この応答スペクトルを



表-1 検討対象の想定地震

(a) プレート境界型地震

		地震	断層諸元				
	地 震	規模	長さ	幅	上端深さ	中心深さ	距離
		Mj	(km)	(km)	(km)	(km)	(km)
1	南関東	7.9	130	70	2	19.6	29.0
2	神奈川県西部	7.0	20	12	$2\sim\!\!8$	10.9	60.9
3	神奈川県東部	7.0	20	10	20	22.1	32.7
4	想定プレート間	7.0	30	30	30	36.3	30.6
5	横浜直下	6.5	16.5	16.5	23	26.2	26.1
6	1855年安政江戸	7.1	26	13	56	61.9	64.8

(b)内陸型地震

		地震	断層諸元				
	地 震	規模	長さ	幅	上端深さ	中心深さ	距離
		Mj	(km)	(km)	(km)	(km)	(km)
1	神縄・国府津-松田	8.0	30, 50	40	0	14.1	35.9
2	立川	7.3 ^{**1}	20	10	1	5.9	34.2
3	三浦半島断層群	$7.0^{\%1}$	20	10	4	9.0	30.4
4	鶴川	7.5^{*2}	40	20	3	13.0	37.1
5	伊勢原	7.0^{22}	20	10	3	8.0	40.3

※1 文部科学省地震調査研究推進本部の結果を参照

※2 断層長さから松田式を用いて設定:logL = 0.6M - 2.9

各地震で比較すると,南関東地震を想定した場合の 値が,他の対象地震の場合に比べ,全周期帯域で上 回る結果となった.よって検討用入力地震動は,南 関東地震について設定することとした.

(4) 既往の設計地震動との比較

安中ら⁸⁾の距離減衰式は、マグニチュードや断層 最短距離等の基本的な断層諸元のみから容易に地震 動強さを設定できる.しかし本来、地震動強さの推 定には、様々な不確定性が存在し、これらを一意的 に設定することは難しい.そこで本検討では、現行 の設計指針⁹⁾¹⁰⁾での地震動のばらつきの考え方、ま た代表的な設計指針¹¹⁾でのレベル2地震動の値を考 慮し、非超過確率80%として入力地震動を設定する こととした.非超過確率50%と80%の加速度応答ス ペクトル値と代表的な設計指針¹¹⁾の値との比較を 図-4に示す.



(5) 模擬地震波の作成

設定した加速度応答スペクトルに対し、この周期 特性に適合するような模擬地震動波形を作成する. なお模擬地震波の位相特性は、一様乱数による位相 特性、強震記録による位相特性の2種類の位相特性 とした.ここで強震記録としては、検討対象とした 南関東地震と、震源特性や震源からの伝播特性が比 較的似ている1968年十勝沖地震の八戸波、2003年十 勝沖地震の大樹波を用いることとした.

模擬地震波の作成法は,設計用入力地震動作成手法技術指針(案)¹²⁾に準拠した.今回設定した位相特性の異なる3種類の解放基盤面における入力地震動を図-5に示す.

3. 地盤の地震応答解析

(1) 解析概要

地盤の地震応答解析は、トンネルの耐震解析に用 いる外力及び地盤ばね算定用の等価剛性を評価する ために実施した.解析手法は、運河横断部の原地盤 は液状化の可能性が低いこと、またトンネル側方の 砂岩ずり及び直下の吹込砂も液状化の可能性が低い と判断されることより、全応力法に基づく逐次非線 形解析法とした.

本解析では、トンネル軸方向となる面内、トンネ ル軸直角方向となる面外の2方向を解析対象とした. またトンネル軸方向の検討では、地盤を2次元FE Mで、軸直角方向の検討では、2次元モデルを単位 奥行きとした3次元FEMモデルを用いている.

トンネル軸方向及び軸直角方向を基本解析とし, これに加え,入力地震動がトンネル軸方向に基盤面 内を伝播する位相差入力の影響も検討する.本検討 の位相差を考慮した軸方向の解析では,過去の耐震 設計事例に従い伝播速度Vshを1000m/secとし,地震 波動が扇島側から水江側へ,水江側から扇島側への 両方向の波動伝播を考慮した.

(2) 地盤条件の設定

当サイトでは、原設計時と平成7年度に地盤調査 が実施されている。今回の耐震診断にあたり、より 詳細な地盤物性値を入手する目的で、新たに水江側 2箇所、扇島側1箇所の計3箇所でPS検層等の追加



図-5 検討用入力地震動

調査を実施した.既往の調査結果と今回の追加調査 結果を総合的に判断し,検討用の地盤条件を設定し た.図-6に2次元FEMの解析モデル,表-2に地盤 の動的物性値をそれぞれ示す.なお運河部の沖積層 については,拘束圧依存性を考慮して,陸上部より 初期剛性を低減して設定した.工学的基盤面は,せ ん断波速度300m/sec以上のDs2層とし,K.P.-60mの モデル下端に底面粘性境界を設けた.

地盤の動的変形特性は、室内試験による結果が得られていないため、港湾関連の設計指針¹³⁾に準拠し、 各層の動的変形特性の曲線を**表-2**に示すように定義した.地盤の地震応答解析では、せん断応力~せん 断ひずみの関係に修正R-Oモデルを適用し、動的 変形に伴う非線形特性を評価した.なお構造物周辺 の埋戻材料等の局所的な地盤の影響については、地 盤のみの解析では考慮せず、トンネルの地震応答解 析時に考慮した.

(3) 基本解析の結果

基本解析のうち軸方向解析について、まずトンネ ル横断方向の耐震性能に影響を及ぼす応答値として、 代表断面(図-6参照)における最大せん断ひずみの 深さ方向分布を図-7に示す.扇島側の断面3,5では、 基盤深さが浅くなるため、水江側の断面2,4に比べ て表層付近でせん断ひずみが増加する傾向となって いる.トンネル深度の応答値に着目すると、八戸波 の場合が他の地震波の場合に比べ大きく、最大約 1.5%のせん断ひずみが発生している.



図-6 地盤応答解析の解析モデル

単位体積 せん断波 初期せん ポアソン 修正R-0モデル 土層区分 断剛性Go H. 重量 速度Vs Ts 1.0 (kN/m3) (m/sec) (MN/m2)Yr hmax -As1-2 0.8 陸上部 埋土:Ts 17 150 39 0.493 1.0E-04 0.25 09/9 -As2-1 o 沖積砂層: As1-1 17 150 39 0.493 1.5E-04 0.25 -As2-2 沖積砂層: As1-2 17 170 50 0.493 1.8E-04 0.25 -Ds 世 0.4 沖積粘土層:Ac-1 160 42 0.494 1.0E-03 0.23 ■— Ac, De 16 沖積粘土層:Ac-2 42 16 160 0.494 1.0E-03 0.23 型 置 0.2 沖積砂層: As2-1 17 230 92 0.489 2.0E-04 0.25 250 108 0.487 3.0E-04 洪積砂層: Ds1-1 17 0.25 0.0 洪積砂層: Ds1-2 250 108 0.487 3. 0E-04 17 0.25 1.E-6 1.E-5 1.E-2 1.E-1 1.E-4 1.E-3 洪積粘土層 : Dc-1 16 260 110 0.486 1.0E-03 0.23 せん断ひずみ 運河部 沖積粘土層:Ac-3 16 130 28 0.494 1.0E-03 0.23 沖積粘土層:Ac-4 130 28 0.494 1.0E-03 16 0.23 0.3 沖積砂層:As2-2 17 190 63 0.489 1.7E-04 0.25 洪積砂層: Ds1-3 17 250 108 0.487 3. 0E-04 0.25 Ts, As, Ds ٠ 3.0E-04 108 0.487 洪積砂層:Ds1-4 17 250 0.25 鬏0.2 Ac. Dc 洪積粘土層 : Dc-2 16 260 110 0.486 1.0E-03 東定 0.23 基盤層:Ds2 360 238 0.490 18 鸞_{0.1} 埋戻部 砂岩(ずり) 20 200 81 0.380 埋戻し良質砂 17 150 39 0.493 埋土の単位体積重量とポアソン比は、沖積砂層と同じとした 0.0・沖積層については、「埋立地の液状化対策ハンドブック」を参照して、平均有効主応力 1.E-6 1.E-5 1.E-4 1.E-3 1.E-21. E-1

表-2 地盤の動的物性値と動的変形特性

に応じてせん断剛性の換算を実施した.

次にトンネル縦断方向の耐震性能に大きな影響を 及ぼす応答値として、トンネル軸線位置に沿った最 大軸ひずみの分布を図-8に示す.この軸ひずみの値 は、陸上部と運河部の境界付近で、地形及び地盤物 性値の変化による影響で、値が増加する分布傾向と なっている.立坑付近での最大ひずみ分布に着目す ると、大樹波の場合が他の地震の場合に比べて大き な軸ひずみが発生している.

(4) 位相差入力解析の結果

基本解析の軸方向解析のひずみ応答で,最も支配 的であった大樹波について,位相差入力の影響を考 慮した軸方向解析を実施した.

基本解析と同様に、トンネル軸線に沿った地盤の 軸ひずみの最大値分布を図-8に示す.全般的に、位 相差を考慮した解析結果は、基本解析に比べ大きな ひずみとなった.また水江側の立坑部付近の軸ひず みは、扇島側から水江側に波動伝播する場合に最も 大きくなり、逆に扇島側の立坑部付近は、水江側か ら扇島側に波動伝播する場合に最も大きくなり、波 動が伝播する進行方向の領域で軸ひずみが増加する 傾向となった.これは鉛直方向の波動伝播による応 答増幅に、位相差入力に伴う水平方向の波動伝播に よる応答増幅が重なったためと考えられる.最大軸 ひずみの値は、水江側と扇島側でほぼ同程度の値で あった.

せん断ひずみ

4. トンネル横断方向の耐震検討

(1) 検討概要

図-9に横断方向の耐震検討フローを示す.横断方向の耐震検討は,沈埋トンネル部,両側の立坑部, そして両側の取付道路部の計5断面(図-6参照)を

[・]基盤層の単位体積重量とポアソン比は、工事誌の中砂・砂礫の値より設定した.



図-8 トンネル軸線に沿った地盤の最大軸ひずみ分布(トンネル軸方向解析)

検討対象とした.このうち沈埋トンネル部の標準断面を図-10に示す.

横断方向の耐震解析には、応答震度法を適用した. 本解析では、トンネル躯体を梁要素、周辺地盤を平 面ひずみ要素とした2次元FEMモデルを用い、特 に沈埋トンネル部と立坑部は、RC、鋼殻、鋼管矢



板等を考慮した合成構造とし、ファイバーモデルを 用いて詳細にモデル化した.

トンネル横断方向に相当する地盤の軸直角方向の 解析結果より,深さ方向の等価水平震度を評価し, この水平震度を地盤及び躯体に静的に作用させ,躯 体に発生する断面力,応力・ひずみを算定した.な お横断方向の耐震解析では,別途,常時荷重に対す る初期応力状態を算定し,これを初期応力状態とし て考慮する.この初期応力は,土水圧等の常時荷重 に加えて,鉛直震度による荷重も考慮した静的解析 より算定した.ここで鉛直震度は,地盤の地震応答 解析の結果より,トンネル深度での等価水平震度の 1/2とし,上向き・下向きの両方向を考慮した.



図-10 沈埋トンネルの標準横断面

(2) 検討条件

トンネル躯体については、これまでに随時、劣化 調査が実施され、全区間において補修が施されてい る.また躯体のコア調査の結果、施工後約30年が経 過した現状でも、原設計時と同等以上の強度・剛性 を有していることが明らかになっている.これらを 考慮して、表-3に示す材料特性、安全性の照査基準 を設定した.なお材料の応力~ひずみ関係等の力学 特性は、コンクリート標準示方書¹⁴に準拠した.

(3) 検討結果

本トンネルの安全性照査は、曲げ破壊については コンクリート標準示方書¹⁵⁾、せん断破壊については、 地中構造物の荷重形態や構造形状に応じて耐力を評 価できる原子力施設の照査指針¹⁶⁾に準拠した.

曲げ耐力に対する照査では、沈埋トンネル部の鉄 筋ひずみは、降伏ひずみに達しておらず、躯体の安 全性は高い.また両側の立坑部及び取付道路部にお いても、部材の一部で鉄筋が降伏するものの、コン クリートの圧縮破壊にまでは達しておらず、曲げ破 壊に対する耐力を有していることが明らかになった. これに対してせん断耐力に対する照査では、図-11 に示すように、現行の設計指針で照査した場合、両 側の立坑部の上・中・下床版と側壁の一部で、発生 せん断力がせん断耐力を上回る結果となった.これ らの部位については、今後、適切な耐震補強工法を 検討する必要がある.

5. トンネル縦断方向の耐震検討

(1) 検討概要

縦断方向の耐震検討は、トンネル軸方向、軸直角 方向、それぞれについて実施し、トンネル躯体及び 継手部の安全性を照査する.図-12に概略の耐震検 討フローを示す.また代表的な断面として水江側立 坑部の縦断構造図を図-13に示す.

縦断方向の解析は、時刻歴応答変位法を適用した.

表-3 材料特性と照査基準

	コンクリート	圧縮強度(N/mm ²)	27.0
		引張強度(N/mm ²)	2.07
		ヤング率(kN/mm ²)	27.0
		ポアソン比	0.2
	鉄筋	引張強度(N/mm ²)	295
		ヤング率(kN/mm ²)	200
		ポアソン比	0. 3
	鉄骨・鋼殻	引張強度(N/mm ²)	235
		ヤング率(kN/mm ²)	200
		ポアソン比	0. 3
	照査基準	コンクリートのピーク強度 ひずみ:最外縁(μ)	2000
		コンクリートの終局圧縮 ひずみ : 最外縁(μ)	3500
		鉄筋の降伏引張ひずみ (µ)	1475
		綱殻の隆伏引張ひずみ(μ)	1175

解析モデルは、トンネルを梁、地盤とトンネルの相 互作用を地盤ばねでモデル化し、特にトンネル躯体 は、RC部及び構造部材(鉄骨、鋼殻)を考慮した 合成構造とし、ファイバーモデルでモデル化した. 沈埋函体間及び函体と立坑間の継手部は、剛継手構 造であるため、鉄筋とコンクリートによる構造とし てモデル化した.また立坑部は、躯体を剛体とし、 鋼管矢板基礎をばね要素でモデル化した.

(2) 検討条件

材料物性及び照査基準は,表-3に示す横断方向の 条件と同様である.なおトンネル軸方向を対象とし た地震応答解析では,沈埋トンネル周辺の砂岩ずり による摩擦力を考慮して,地盤ばねの上限値を設け, バイリニア型の力学特性で,トンネル周辺の局所的 な非線形特性をモデル化した.

(3) 検討結果

各検討ケースについて、トンネル隅角部のファイ バー要素の最大ひずみを算出し、各材料の照査基準 と比較し安全性を評価した.また継手部については、 最大ひずみから最大目開き量を換算し、止水に対す る安全性を照査した.コンクリート及び鉄筋のファ イバー要素の最大ひずみ分布を図-14に示す.





図-13 水江側立坑部の縦断構造図

(a) 基本解析の結果

継手部は、トンネルー般部に比べて鋼材量が少な く剛性が小さいため、一般部に比べて局所的に大き なひずみが発生する結果となった.軸方向の検討で は、鉄筋の引張ひずみが、特に水江側及び扇島側の 立坑付近で増加するが、降伏ひずみには達していな い.またコンクリートの圧縮破壊に対する余裕度も 高い.軸直角方向の検討では、立坑と函体の境界部 で、ひずみが局所的に増加する分布傾向となった. 扇島側立坑の継手部で、一部片側の鉄筋が降伏する 結果となるが、耐力的に問題はないレベルである.

(c)位相差入力の結果

鉄筋の最大ひずみは,波動伝播の到達側の立坑部 付近の継手部で増大し,降伏ひずみを越えている. ただしコンクリートひずみは,圧縮破壊にまでは達 していない.継手部の鉄筋の最大引張ひずみから目 開き量の最大値を算出すると,両側の立坑と沈埋ト ンネルの継手部で約30mmとなった.よって継手部の 止水について詳細に検討する必要がある.

7. まとめ

供用開始後,約 30 年が経過した沈埋トンネルを 対象に,現状のトンネルが有する耐震性能を把握す る目的で耐震診断を実施した.

本トンネルの耐震診断の結果を以下に示す.

1) トンネル横断方向

・沈埋トンネルは、曲げ破壊、せん断破壊に対して 十分な耐力を有している.

・両側立坑部及び取付道路部では、一部の部材で鉄 筋が降伏するものの、コンクリートの圧縮破壊まで には達していない.

・両側立坑部では、上下床版、側壁において、せん 断破壊に対する耐力が不足しており、適切な耐震補 強を検討する必要がある.

2) トンネル縦断方向

・沈埋トンネル部の函体は,縦断方向の地震時挙動 に対して十分な耐力を有している.

・立坑部付近の継手部で,最大で約15~30mm程度の 目開きが発生する可能性があり,継手部の止水構造 について詳細に検討する必要がある.

今後は、専用道路トンネルとしての要求性能を整 理するとともに、施工に関する制約条件についても 整理し、適切な耐震補強、耐震対策を検討する予定 である.

参考文献

- 1) 日本鋼管株式会社:扇島海底トンネル工事記録, 1975.
- 字佐美龍夫:日本被害地震総覧[416]-2001,東京大学 出版会,1994.
- 3) 活断層研究会編:新編 日本の活断層,東京大学出版 会,1991.
- 4) 文部科学省地震調査研究推進本部ホームページ: http://www.jishin.go.jp/main/index.html
- 5) 神奈川県地震被害想定調査委員会: 神奈川県地震被害 想定調査 報告書, 1999.
- 6) 損害保険料算定会:地震保険調査報告28 地震被害想 定資料集.
- 7) 横浜市総務局災害対策室:横浜市における直下型地震 被害想定見直し調査 報告書, 1996.
- 8) 安中 正,山崎文雄,片平冬樹:気象庁87型強震計記録を用いた最大地動および応答スペクトル推定式の提案,第24回地震工学研究発表会講演論文集,pp.161~164,1997.
- (社)日本水道協会:水道施設耐震工法指針・解説, 1997.
- (社)日本下水道協会:下水道施設の耐震対策指針と 解説,1997.
- (社)日本道路協会:道路橋示方書・同解説 V耐震 設計編,2002.
- 12) (財)日本建築センター:設計用入力地震動作成手法 技術指針(案)本文解説編, 1992.
- 13)(財)沿岸開発技術センター:埋立地の液状化対策ハンドブック,1995.
- 14) (社)土木学会 コンクリート委員会:コンクリート 標準示方書 [耐震性能照査編], 2002



(b) 位相差を考慮した解析



15) (社)土木学会 コンクリート委員会:コンクリート 2002
標準示方書 [構造性能照査編], 2002

16) (社)土木学会 原子力土木委員会:原子力発電所屋 外重要土木構造物の耐震性能照査指針・同マニュアル,

(2005.6.15 受付)

EVALUATION ON SEISMIC CAPACITY OF AN EXISTING IMMERSED TUNNEL

Kazuaki WATANABE, Masafumi KOIKE, Akira TATEISHI, Masaki TAKAKU, Eiji HONGU and Eiji MICHIHIRO

The authors investigated the seismic capacities of an immersed tunnel that has been used for about thirty years. Level-2 input ground motions were defined by the seismic investigation of historical earthquakes and active faults around this site. Seismic capacities of the tunnel were evaluated through earthquake response analyses for the surrounding ground and earthquake response analyses for the tunnel structures against a cross section and a longitudinal section.

The results of the seismic capacity evaluation are as follows.

1) Some structural parts of the underground shaft were not ensured strength against shear forces.

2) Joints between the tunnel and the underground shaft were not ensured capacity against watertight.