

大阪港夢洲トンネルの耐震検討

芥川博昭*・由井孝昌**・北澤壮介***

* 前 (財) 沿岸技術研究センター 調査部 主任研究員

** (財) 沿岸技術研究センター 企画部 主任研究員

*** 前 (財) 沿岸技術研究センター 理事

夢洲トンネルは、埋め立て造成直後の若齢地盤における建設である上、強固な耐震性が要求されることから、これまでに様々な検討がなされてきた。本稿では、これまでの検討の一部として、平成 17～18 年度に実施された沈埋トンネルの継手の耐震性及び立坑部の耐震性に関する検討結果について報告する。

キーワード：大阪港，沈埋トンネル，せん断キー，立坑部，耐震検討

1. はじめに

大阪港夢洲トンネルは、自動車はもちろん地下鉄も行き交う大阪臨海部を支える大動脈として期待されており、咲洲側の陸上アプローチ部約 670m、夢洲側の陸上アプローチ部約 670m、海底の沈埋トンネル部約 800m の全長約 2.1km の道路・鉄道併用の海底トンネルである。トンネルの位置図を図-1 に、トンネル縦断図を図-2 に示す。

本トンネルは、埋め立て造成直後の若齢地盤における建設であること、また海底に沈設するトンネルであり強固な耐震性が要求されることなどから、これまでに様々な検討がなされてきた^{1) 2)}。

本稿では、その一部として平成 17～18 年度に実施された沈埋トンネルの継手及び立坑部の耐震性に関する検討結果について報告する。



図-1 夢洲トンネル位置図

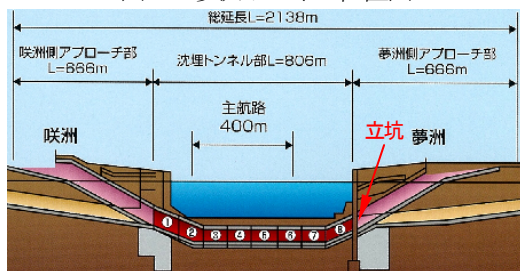


図-2 夢洲トンネル縦断図

2. 夢洲トンネルの技術課題と検討内容

本稿で取り上げる夢洲トンネルの技術課題と検討内容について、概要を以下に整理する。

(1) 沈埋トンネルの継手の耐震性

強固な耐震性を要求される沈埋トンネルの継手は、大阪市地域防災計画における上町断層モデルを用いた最大規模の内陸直下型地震にも耐えうる耐震性を持ち合わせている。しかし、近い将来発生すると予想される東南海・南海地震に対する耐震性については未検討であった。このため、東南海・南海地震に対して所定の機能を満足する継手構造であるか検討し、有効な対策工法を選定した。

(2) 立坑部の耐震性

夢洲トンネルの夢洲側立坑部は、沈埋トンネル部の耐震性能との整合を図り、耐震強化岸壁に準じた設計となっている。これに対して、立坑に隣接する取付護岸は、一般の護岸として設計されており耐震強化岸壁に準じた設計は行われていない。従って、地震時には取付護岸の挙動が立坑や沈埋函に影響を与える可能性が懸念される。

このため、立坑及び沈埋部に対する耐震性能照査を実施した。

3. 技術課題に対する検討

3.1 沈埋部

以下に沈埋トンネル継手部について行なった、東南海・南海地震に対する耐震照査及び対策の内容について述べる。

(1) 概要

夢洲トンネルでは図-3 に示すように、立坑一沈埋トンネル間の継手も含め、11 箇所の継手が用いられている。そのうち両端部付近の 5 ヶ所については、咲洲・夢洲の

埋立地盤の不同沈下が懸念されることから、大変形に追従可能な新型継手構造であるクラウンシール型継手を採用し、その他は従来形式であるジーナ型継手を採用している。図-4にクラウンシール型継手の構造を示す。

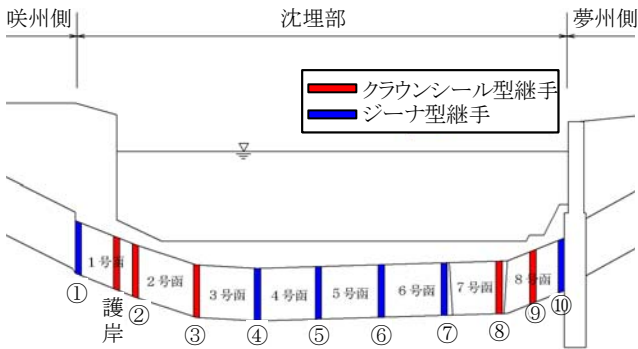


図-3 沈埋部継手位置図

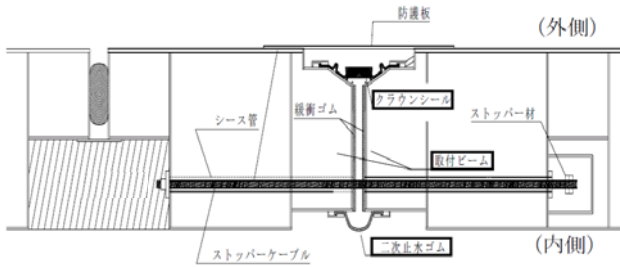


図-4 クラウンシール型継手構造図

また、夢洲トンネルでは、従来の沈埋トンネルと比較して、水平せん断力が大きい傾向であることが特徴であ

り、継手部せん断キーの凸凹形状の突起数を増加するなどの工夫により水平方向の変形を抑制している。特に8～9号継手については、せん断力が非常に大きく、路床厚の制限からせん断キーの部材厚が確保できなかったため、鋼殻構造が採用されている。

今回は、これらの沈埋トンネル継手に関する東南海・南海地震動の耐震照査として、トンネル法線方向、法線直角方向の検討を行なった。

(2) 地震動

夢洲トンネルの照査に用いた東南海・南海地震で想定される加速度時刻歴波形を図-5に示す。これは、「港湾における東南海・南海地震対策技術検討会」で設定されたパラメータを用いて統計的グリーン関数法により作成された地震動加速度時刻歴波形である。また、参考として設計時に用いられた内陸直下型地震動の加速度時刻歴波形を図-6に示す。

両者の地震動を比較すると、最大加速度については東南海・南海地震動は102galであり、内陸直下型地震動の23%程度に留まっているため、その影響は小さいと考えられる。しかし、東南海・南海地震動は継続時間が非常に長いこと、また図-7に示すように当該地盤の固有周期における加速度応答値は内陸直下型地震動に比べて大きいことが特徴として挙げられる。そのため当該地盤において、東南海・南海地震時に内陸直下型地震とは異なる影響が生じる可能性があることが予想された。

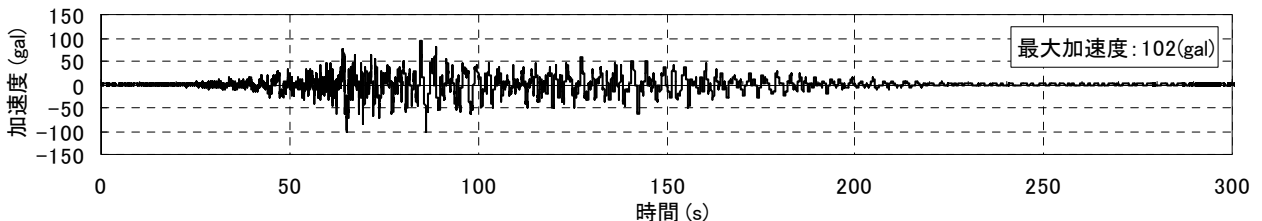


図-5 東南海・南海地震動 (EW波)

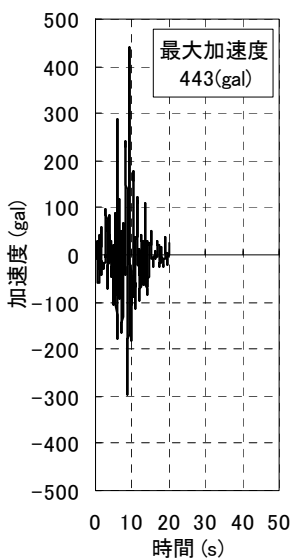


図-6 内陸直下型地震動

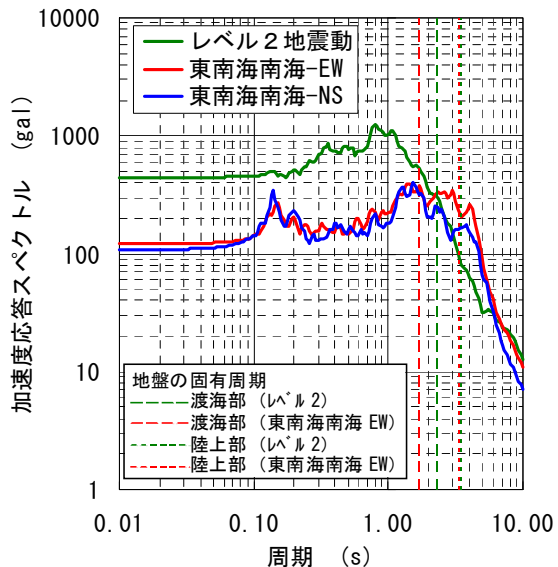


図-7 内陸直下型地震動と東南海・南海地震動の加速度応答比較

(3) 解析手法

地震応答解析は、入力地震動によって表層地盤のトンネル深度に生じる時刻歴応答変位波形を、地盤とトンネルを結ぶバネを介してトンネル構造部材に入力する方法を用いた。図-8に解析モデルのイメージを示す。

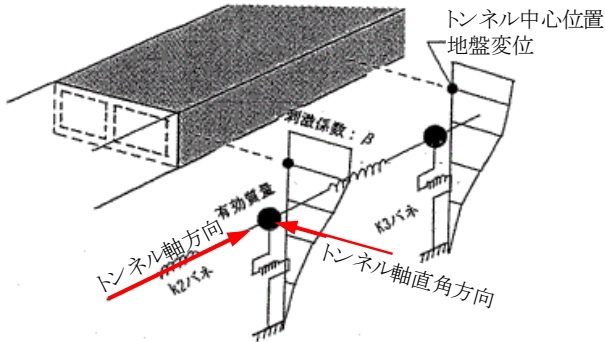


図-8 地震応答解析モデルのイメージ図

当該トンネルにおける東南海・南海地震動は、NS成分及びEW成分の二成分が作成されているが、咲洲側・夢洲側の両陸上部と、渡海部中央でのトンネル中心深度における発生変位量の比較の結果、より変形量の大きくなるEW成分波を用いることとした。入力地震動の伝播速度は1.0km/sとし、夢洲側から咲洲側に伝播した場合、咲洲側から夢洲側に伝播した場合の2ケースについて照査した。なお継手の照査における地震波の加振方向は、トンネル法線方向及び法線直角方向の2方向とした。

また、地震応答解析を実施する際のトンネルの初期状態として、温度変化2ケース(±10度)×沈下状態2ケース(0年経過, 100年経過)の4ケースを考慮した。

(4) 照査結果と対応策

1) 法線方向の検討

地震応答解析による照査の結果、9号継手(クラウンシール型)の取付ビーム部において、コンクリートの圧縮応力度が許容応力度を超えることが判明した。また、4号継手(GINA型)においても継手開き量が一次止水限界を超えることが判明したが、沈埋函同士を結ぶ連結ケーブルが弾性範囲内であることが確認できたこと、二次止水ゴムが存在すること等から、漏水は回避できるため、対策は不要であると判断した。

以上の照査結果から、9号継手については発生応力度低減のための対策を講じることとした。対策としては、①取付ビームに充填するモルタルの強度を増加し、60N/mm²(現状30N/mm²)とする、②取付ビーム部に配置している緩衝ゴムの設置範囲を拡大し、発生応力の分散・低減を図ると同時に充填モルタルの強度を増加し40N/mm²とする、の二案について検討を実施した。

まず施工性の観点で60N/mm²といった高強度モルタルを用いた場合に問題となるのは、鋼殻構造への充填性能

である。通常モルタルは高強度になるにつれ充填性能が低下する特性を示す。鋼殻構造に高強度モルタルが用いられた事例は少ないため、高強度モルタルの採用は事前の充填性の確認試験が必要と考えられる。

次に構造の安全性の観点として、緩衝ゴムを取付ビーム全周に配置することは、均等な応力伝達が可能となり、構造面での安全性がより向上すると考えられる。

また、両者の経済比較の結果、モルタルの強度を大幅に増加するよりも、応力低減策とモルタル強度の増加を併用する方が、経済性に優れる結果となった。

そのため、施工性、構造の安全性、経済性から②案を採用することとした。

2) 法線直角方向の検討

地震応答解析による照査の結果、主にトンネル両端部付近の継手部において、水平せん断キーの耐力を超えるせん断力が発生することが判明した。表-1に照査の結果、水平せん断キーの耐力を超えた継手位置と、それに対する対策方法を示す。

水平せん断キーの補強方法としては、せん断キー個数の増加、せん断キー構造の変更等が考えられるが、キーの設置場所の制限や補強に要する費用が問題となった。そこで、水平せん断力が水平せん断キー耐力を上回った継手については、せん断キー間に設置されている緩衝ゴムを増厚し、せん断力を緩衝ゴムによって吸収することで対応することとした。ただし、せん断力が非常に大きくなる10号継手については、緩衝ゴムの増厚のみではせん断力をキーの耐力以下とすることができなかつたため、従来RC構造としていたものを鋼殻構造に変更し、キー自体の耐力を向上することで対応することとした。

表-1 法線直角方向の検討結果

継手		対策	
形式	位置	対策法	仕様
CS	護岸	緩衝ゴム厚の変更	40mm→100mm
	2号	緩衝ゴム厚の変更	40mm→100mm
	9号	緩衝ゴム厚の変更	40mm→100mm
G	10号	構造形式の変更 緩衝ゴム厚の変更	RC→鋼殻 40mm→100mm

CS:クラウンシール型継手, G:ジーナ型継手

(5) 対策案の妥当性評価

1) 法線方向の検討

図-9に今回採用した対策を示す。ここでは緩衝ゴムの面積を従来の15.4m²から23.1m²と約1.5倍に増加して、地震応答解析を実施し、対策案の効果を確認した。

地震応答解析の結果、取付ビーム部の発生応力度は、対策前の43.8N/mm²から30.7N/mm²に低減でき、基準強度40N/mm²の充填モルタルを併用することで、東南海・南海地震にも耐えうる継手とすることが可能となった。

対策前：発生応力度 43.8N/mm²



対策後：発生応力度 30.7N/mm²

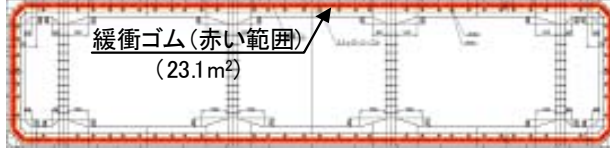


図-9 継手法線方向の対策（緩衝ゴム設置範囲拡大）

2) 法線直角方向の検討

今回せん断力の低減策として採用した緩衝ゴムの増厚を反映して各継手箇所のバネ定数を設定し、再度地震応答解析を実施した。

その結果、各継手位置における発生せん断力は緩衝ゴムの吸収効果により、約2～5割程度の低減することが確認できた。これにより、鋼殻構造に変更した10号継手も含め、全ての継手位置において発生せん断力はせん断キヤ耐力を下回り、東南海・南海地震にも耐えうる継手とすることが可能となった。

3.2 立坑部

(1) 概要

夢洲側の立坑取付護岸は、立坑と同等の耐震性能を有していないことから、立坑取付護岸の変形照査を実施し、立坑・沈埋函に与える影響や対策の必要性について検討した。検討フローを図-10に、立坑取付護岸の構造概要を図-11に、立坑と鋼管矢板の継手部構造を図-12に示す。

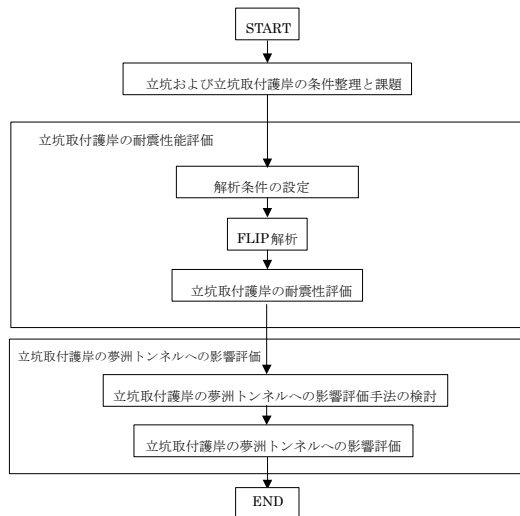


図-10 検討フロー

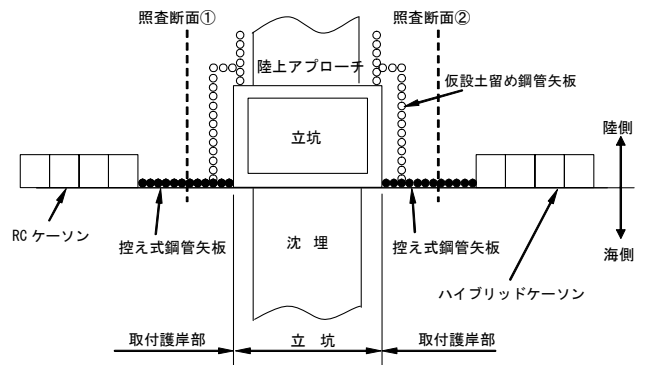


図-11 立坑取付護岸の構造概要（平面図）

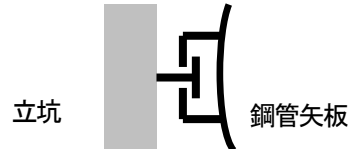


図-12 立坑と鋼管矢板の継手部構造

(2) 立坑取付護岸の耐震性能照査方法

FLIP解析より算出される変形量から、立坑取付護岸の現況耐震性能を評価した。入力地震動は、内陸直下型地震動と東南海・南海地震動を想定した。なお、東南海・南海地震動については、夢洲トンネル全体系の検討で応答が大きくなると判別されたEW成分を用いた。変形照査を行う断面は、立坑の両隣にある鋼管矢板護岸（2断面）とした。

解析モデルは、取付護岸部の標準断面図及び既往土質調査結果をもとに作成した。工学的基盤は、PS検層の結果からDg2層とした。また、サンドコンパクションパイルによる改良範囲はAc2層下端までとし、矢板下端はDg1層上面から1Dとした。粘性土については、埋立層による圧密の影響を考慮するため、岸壁法線の海側と陸側で異なる物性とした。解析モデルの一例を図-13に示す。

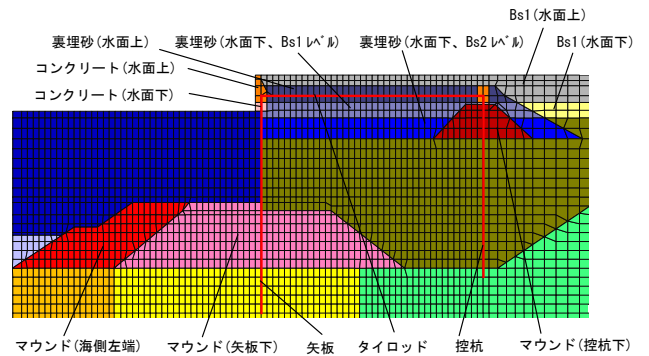


図-13 解析モデル拡大図（鋼管矢板護岸部）

(3) 立坑取付護岸の耐震性能

FLIPによる変形照査の実施ケースとその結果を表-2に示す。

表より、無対策の場合には最大5～6m程度の水平変位

が生じ、何らかの対策を実施して背後埋立層の液状化の発生を抑制したとしても、2～3m程度の水平変位が生じることが確認された。

表-2 FLIPによる変形照査結果

検討断面	入力地震動	液状化対象層※1		水平変位(cm)※2		鉛直変位 (cm) ※3	
		SCP改良部	埋立土層	最大	残留	最大	残留
断面①	東南海・南海	—	○	-576	-564	20	18
	—	—	—	-233	-180	36	24
	大阪市 上町断層	—	○	-318	-318	16	14
断面②	東南海・南海	—	○	-615	-605	12	6
	—	—	—	-287	-229	28	12
	大阪市 上町断層	—	○	-275	-275	11	9
				-87	-64	9	2

※1 ○:液状化対象層と設定、—:非液状化層と設定
 ※2 +:陸側への変位、-:海側への変位
 ※3 +:鉛直上側への変位(浮上り)、-:鉛直下側への変位(沈下)

(4) 夢洲トンネルへの影響評価方法

1) 被災のシナリオ

取付護岸背後地盤が液状化して取付護岸が大きな変形を生じた場合において、夢洲トンネル全体系に最も甚大な影響を与える以下の被災シナリオを想定し、地震時に挙動が大きく異なると考えられる立坑と沈埋函との接合点に着目して検討を行った。

- a) 取付護岸が液状化圧により海側に変形するため、護岸前面の基礎捨石が押し出される状況となる。このとき、沈埋函側面には基礎捨石を介した摩擦力により、沈埋函を立坑から海側に引き離す力が作用する。
- b) 立坑、アプローチ部は埋立地盤中に設置されており、地盤が軟化するとともに、土圧や液状化圧の影響を受けた応答が生じる。一方、沈埋函は海底面に据付けられた比較的軽い構造物であり、その周囲には液状化対象土層は存在しない。従って、地盤の液状化や変形によって構造的に最も影響を受ける部分は、地震時の応答モードが異なる立坑と沈埋函の接合点と想定される。

2) 影響評価方法

a) トンネル軸方向の影響評価

トンネル軸方向の地震力・液状化圧が取付護岸に作用した場合、立坑には取付護岸からの力が立坑・取付護岸の継手部を介して伝達される。この場合、立坑の安定が確保できないことが確認できた。従って、検討にあたり、立坑・取付護岸の継手部は縁切りをし、立坑に取付護岸からの力が伝達しない対策を施すことを前提とした。

取付護岸前面の基礎捨石は、鋼管矢板に押し出されて徐々に海側へと変形する。このとき、沈埋函には基礎捨石を含む沈埋函周辺地盤の変形により、捨石相当のせん断バネを介して沈埋函を立坑から引き離そうとする力(滑動力)が生じると想定した。その場合の沈埋函に作用する滑動力と滑動抵抗力とを対比し、(1)式により滑動安全率が確保されていることを確認した。

$$H < R \quad (1)$$

ここに、 H : 沈埋函に作用する滑動力の合力、 R : 沈埋函の滑動抵抗力である。なお、滑動抵抗力は、沈埋函重量及び土被り重量に底面摩擦係数を乗じた値である。

沈埋函周辺地盤の変形量は、FLIP解析により求めるこ

ととした。

b) トンネル軸直角方向の影響評価

トンネル軸直角方向の地震力・液状化圧作用時に、取付護岸の変形により、立坑片側の土砂が流出して偏土圧作用状態となった場合、立坑の安定が確保できないことが確認できた。従って、検討にあたり、立坑・取付護岸の継手部付近に土砂漏れ防止対策を施し、液状化後に偏土圧を生じないような対策を施すことを前提とした。

立坑と沈埋函の接合点の耐震照査(軸直角方向)として、周辺地盤が液状化した際の立坑の重力式構造としての挙動を把握するため、トンネル軸直角方向の立坑断面をモデル化してFLIPによる解析より得られた立坑・沈埋函接続位置での変形量と、トンネル全体系の多質点系解析(地盤剛性は線形としてモデル化)より得られた変形量とを比較し、そのオーダーを確認することにより照査を行った。なお、FLIP解析では、立坑と底面捨石間については両者の滑りや剥離を表現できるジョイント要素でモデル化し、立坑周辺の仮設土留め鋼管矢板も非線形性を考慮してモデル化した。

(5) 影響評価

1) トンネル軸方向の影響評価

沈埋トンネル部の標準断面図を図-14に示す。照査にあたり、クラウンシール継手付近までと8号函全体での滑動安全率の検討を行うため、便宜的にA-A区間、B-B区間に分割した。

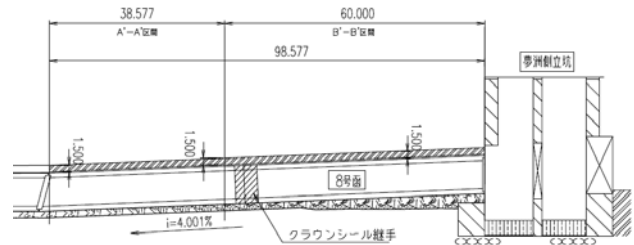


図-14 沈埋トンネルの標準断面図

a) 沈埋函の滑動抵抗力の算定

沈埋函の滑動抵抗力の算定にあたり、沈埋函重量は函体の浮力を考慮した有効重量とした。土被り重量は土被り厚1.5m、有効単位体積重量 10kN/m^3 とした。沈埋函底面の摩擦係数は $\mu=0.6$ とした。滑動抵抗力の集計結果を表-3に示す。

表-3 滑動抵抗力の集計結果

対象区間		A-A	B-B
沈埋函重量 W' (kN/m)		318	318
土被り重量 W'_t (kN/m)		531	531
小計 ($W = W' + W'_t$)		849	849
底面摩擦抵抗 R (kN/m) ($R = \mu \times W = 0.6 \times W$)		509	509
函体延長 L (m)		38,577	60,000
滑動抵抗力 (kN)	各区間の抵抗力: $\Sigma R = R \times L$	19,636	30,540
	立坑～クラウンシール継手付近 ΣR		30,540
	8号函全体 ΣR		50,176

b) 沈埋函側面の地盤せん断バネの設定

沈埋函側面の地盤せん断バネを設定するため、埋め戻し雑石のN値を5程度と想定し、根入れ式鋼板セルの設計に準じて諸係数を以下のように設定した。水平方向地盤反力係数を $k_h = 2N = 10000(\text{kN/m}^3)$ 、せん断方向地盤反力係数を $ks = 1/3 \times k_h = 3330(\text{kN/m}^3)$ とした。単位奥行き延長当たりのせん断反力係数は $Ks = ks \times (\text{沈埋函高} 8.90\text{m} + \text{土被り厚})$ とすると、以下のとおりである。

$$Ks = 2 \times ks \times (\text{沈埋函高} 8.90\text{m} + \text{土被り厚}) \\ = 2 \times 3330 \times (8.90 + 1.5) = 69,264(\text{kN/m}^2)$$

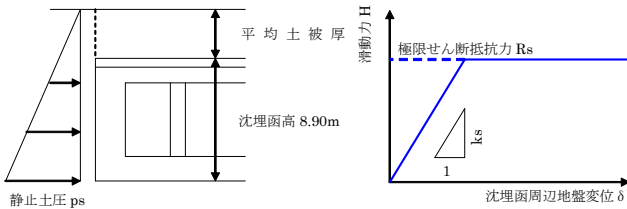


図-15 静止土圧による摩擦抵抗

ただし、沈埋函へ作用する滑動力は、沈埋函側面に作用する静止土圧による摩擦抵抗分を上限とした(図-15)。函体側面と埋戻し雑石との摩擦係数を $\mu = \tan \phi = \tan 40^\circ = 0.727$ 、単位奥行き延長当たりの静止土圧合力を $Ps = 1/2 \cdot ps \cdot (\text{沈埋函高} 8.90\text{m} + \text{土被り厚})$ 、極限せん断抵抗力(両面分)は $2Rs = Ps \cdot \mu$ とすると以下のとおりである。

静止土圧
 $ps = K \Sigma \gamma h = 0.5 \times 10.0 \times 10.4 = 52\text{kN/m}^2$

静止土圧合力

$$Ps = 1/2 \cdot ps \cdot h = 1/2 \times 52 \times 10.4 = 270.4\text{kN/m}$$

極限せん断抵抗力(両面)

$$2Rs = 2 Ps \cdot \mu = 2 \times 196.58\text{kN/m} = 393.16\text{kN/m}$$

c) FLIP 解析結果の整理と滑動力検討

立坑取付護岸の FLIP 解析より算出される変形量から、沈埋函周辺地盤の変形量を算出したポイントを図-16 に、算出した変形量を表-4 に示す。沈埋函に作用する滑動力を表-5 に示す。

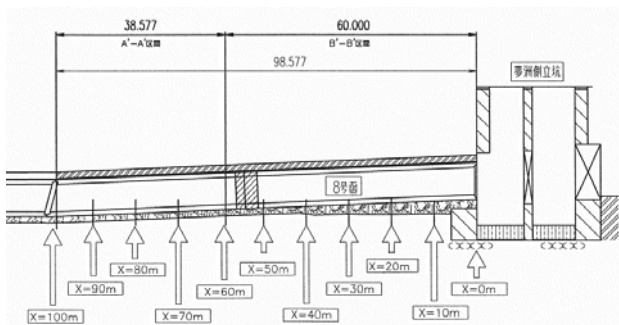


図-16 変形量の算出ポイント位置図

表-4 最大水平変形量

トンネル軸方向距離(m)*1	100	90	80	70	60	50	40	30	20	10	0
節点最大水平変位量 δ (m)*2	0.4	0.4	0.4	0.4	0.5	0.6	0.7	1.0	2.0	2.3	3.2

*1 立坑前面 X=0m, 海側へ+ *2 照査断面②における解析結果、最大変位

表-5 滑動力

対象区間	A-A	B-B	
せん断反力係数 ΣKs (kN/m^2)	69,264	69,264	
平均水平変位量 δ (m)	0.40 (X=60m~100m)	1.47 (X=0m~60m)	
滑動力 $H = \Sigma Ks \times \delta$ (kN/m)	27,706	101,818	
極限せん断抵抗力 ΣRs (kN/m)	393	393	
採用値 H' (kN/m)	393	393	
函体延長 L (m)	38.577	60.000	
滑動力合力 (kN)	滑動力合力 $\Sigma H = H' \times L$ (kN)	15,160	23,580
	立坑~クラウンバル継手付近 ΣH		23,580
	8号函全体 ΣH		38,740

d) 沈埋函の滑動安全率

8号沈埋函の滑動に関する照査結果を表-6 に示す。滑動安全率は下式で算定した。

$$Fs = \Sigma R / \Sigma H \quad (2)$$

表-6 照査結果

対象区間	A'-A'	B'-B'
立坑~クラウンバル継手付近 Fs		1.30 > 1.0 O.K.
8号函全体 Fs		1.30 > 1.0 O.K.

以上より、8号函の滑動安定性は確保されていると考えられる。また、これまでの結果を整理すると、立坑・取付護岸の継手部の縁切り対策により立坑の安定性は確保され、取付護岸の変形が沈埋函(8号函)に与える影響は小さいと考えられる。

2) トンネル軸直角方向の影響評価

立坑の挙動を把握するため、トンネル軸直角方向の立坑断面をモデル化してFLIPによる解析より得られた変形量と、トンネル全体系の多質点系解析より得られた変形量との比較を行った。

a) 入力条件と解析モデル

本検討では、液状化による変形の影響が大きくなる東南海・南海地震動を入力地震動とする。立坑周辺部のモデル図(断面図)を図-17 に示す。

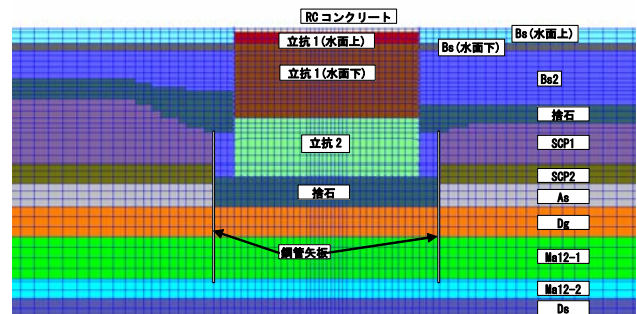


図-17 解析モデル(断面図)

工学的基盤面はDs層下(0.P.-66.9m)とし、左右の解析領域はモデル中心から約130mとした。立坑部については、重心位置を考慮した材料分割とした。また、立坑部

と底面捨石の接触面にはジョイント要素を配し、両者間の滑りや剥離を表現した。土中の鋼管矢板と土は、両者の水平・鉛直方向変位を多点拘束でモデル化した。

b) 解析結果と考察

過剰間隙水圧比最大値分布を図-18 に示す。Bs 層で過剰間隙水圧比が大きく上昇していることが確認できる。

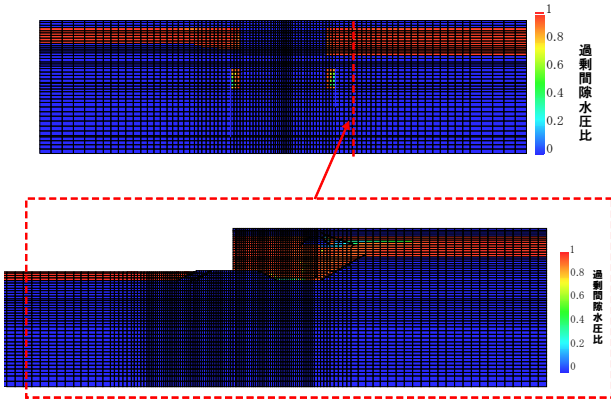


図-18 過剰間隙水圧比最大値分布
(上段：正面図，下段：断面図)

図-19 は、東南海・南海地震波の主要動部分(30s~210s)について、トンネル全体系の多質点系解析による立坑部の時刻歴変位応答値と、FLIP 解析による立坑・沈埋函接続位置での時刻歴変位応答値を重ねてプロットしたものである。

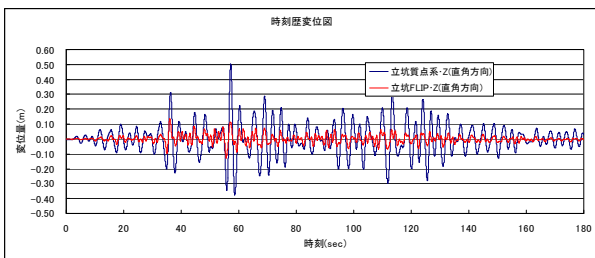


図-19 軸直角方向解析結果

これまでの結果を整理すると以下のとおりである。

- ①多質点系解析の立坑部における最大変位は 50cm, FLIP による解析では最大変位は 13cm 程度であり, FLIP の方が応答が小さい。
- ②多質点系解析と FLIP による解析の各応答に位相のずれはほとんどない。
- ③FLIP 解析結果による最終的な残留変位は 7mm 程度である(沈埋函中心位置)。通常の岸壁のように、陸側と海側とで地盤高が異なる場合は、海側に向かって変形が累積し、大きい残留変位が生じるが、本事例では偏土圧が生じないので、変形は小さくなっている。

以上の点を考えると、トンネル軸直角方向に地震力が作用し、立坑両側の埋立地盤が液状化した場合でも、土砂漏れ防止対策により偏土圧が発生しなければ、立坑の安定性は確保され、取付護岸の変形が立坑に与える影響は小さいと考えられる。

4. まとめ

沈埋トンネル継手部の耐震性の検討により得られた成果を以下に示す。

- (1) 東南海・南海地震動を考慮した沈埋部の地震応答解析を実施したところ、トンネル軸方向において継手取付ビームの発生圧縮応力が許容値を超える箇所があった。またトンネル軸直角方向において、発生せん断力がせん断キーの耐力を超える箇所があった。
- (2) 発生応力度低減のための対策工として、トンネル軸方向では緩衝ゴムの設置範囲の拡大に併せて取付ビームへの充填モルタルの強度増加(現状 30N/mm²→40N/mm²)を考え、トンネル軸直角方向ではせん断キーの緩衝ゴムの増厚、もしくは鋼殻構造への変更を考えた。
- (3) 対策工を施した条件において、地震応答解析により対策効果の検証を実施したところ、継手はトンネル軸方向・軸直角方向で、東南海・南海地震に対しても所定の耐力を有することが確認された。

また、立坑部の耐震性の検討により得られた成果を以下に示す。

- (1) 立坑取付護岸を FLIP にて変形照査したところ、背後埋立層の液状化発生を抑制したとしても、2~3m の水平変位が生じる結果となった。
- (2) トンネル全体系に甚大な影響を与える被災のシナリオを想定し、立坑に取付護岸からの力が伝達しないよう立坑・取付護岸の継手部は縁切りをした上で、継手部付近に土砂漏れ防止対策を施し、液状化後に偏土圧が生じないことを前提として、立坑と沈埋函との接合点における耐震性能を照査した。
- (3) 照査の結果、取付護岸の変形が立坑・沈埋函に与える影響は小さいと考えられる。

参考文献

- 1) 近畿地方整備局 大阪港湾・空港整備事務所のホームページ <http://www.pa.kkr.mlit.go.jp/osakaport/index.shtml>
- 2) 上田 隆：東南海・南海地震への対応～夢洲トンネル，平成 18 年度近畿地方整備局研究発表会論文集，調査・計画・設計部門Ⅱ，No. 19