

軟弱粘性土地盤中のシールドトンネルにおける地震後の圧密沈下による影響

小山 幸則¹・長屋 淳一²・粥川 幸司³・劉 通劍²・浦野 和彦⁴

¹フェロー会員 京都大学大学院 工学研究科社会基盤工学専攻 (〒615-8530 京都市西京区京都大学桂)
E-mail:koyama.yukinori.3c@kyoto-u.ac.jp

²正会員 株式会社 地域地盤環境研究所 地盤解析部 (〒550-0012 大阪市西区立売堀四丁目3-2)
E-mail:nagaya@geor.co.jp
E-mail:liu@geor.co.jp

³正会員 株式会社 地域地盤環境研究所 東京事務所 (〒113-0034 東京都文京区湯島1-8-4)
E-mail:kayukawa@geor.co.jp

⁴正会員 株式会社 間組 技術・環境本部 (〒305-0822 茨城県つくば市荻間515-1)
E-mail:ab8601@hazama.co.jp

東北地方太平洋沖地震のような巨大地震が発生した場合、粘性土地盤においても過剰間隙水圧が発生し、地震後に過剰間隙水圧の消散による圧密沈下が生じる。このような圧密沈下が生じる軟弱粘性土地盤中にあるトンネルは、上下方向に押しつぶされる変形が発生し、将来的に支障を来たすことが懸念される。本研究では、地震時に軟弱粘性土層に発生する過剰間隙水圧を一次元有効応力解析により求め、得られた過剰間隙水圧の消散による圧密沈下を二次元有限要素法(FEM)で解析することにより、軟弱粘性土層の圧密沈下に伴うシールドトンネルへの影響について検討する。解析は、沖積粘性土層の層厚、トンネルの土被り等の条件をパラメータとして行い、各種条件における地震による圧密沈下の影響を検討する。

Key Words : shield tunnel, earthquake, consolidation, segment, FEM analysis

1. はじめに

軟弱粘性土地盤中に構築されたシールドトンネルは、粘性土層の圧密沈下が生じた場合、地盤の収縮とともにトンネルにも上下方向に押しつぶされる変形が生じ、将来的に支障を来たすことが懸念される。実際に地下水の汲み上げに伴う軟弱粘性土地盤の圧密沈下によりトンネルが変形し、セグメントにひび割れが発生し、トンネル内への漏水が生じた事例もあり、有泉ら¹⁾により、周辺地盤の圧密沈下に伴うトンネルの変形および作用荷重の変化メカニズムについて研究されている。このような軟弱粘性土層の圧密沈下は、地下水の汲み上げによるものばかりでなく、地震により発生する圧密沈下も考えられ、松田ら³⁾は、メキシコにおいて発生した地震による粘性土層の圧密沈下の事例を踏まえて、地震によるランダムなひずみの時刻歴と等価な一様ひずみ振幅および繰返し回数を求め、それを基に沈下予測を行う手法を考案している。また、日本においても2007年に発生した中越沖地震後、柏崎市の新橋地区において地震によると考えられる長期的な圧密沈下が発生しており⁴⁾、地震が発生した

場合、軟弱粘性土地盤中のトンネルへの影響が懸念され、トンネルの長期的な維持管理を考えるとこれらの影響を念頭に入れた設計が必要あると考えられる。本研究では、地震時に軟弱粘性土層に発生する過剰間隙水圧を一次元有効応力解析により求め、得られた過剰間隙水圧の消散による圧密沈下を二次元有限要素法(FEM)で解析することにより、軟弱粘性土層の圧密沈下に伴うトンネルへの影響について検討する。解析は、沖積粘性土層の層厚、トンネルの土被り等の条件をパラメータとして行い、各種条件における地震後の圧密沈下によるトンネルへの影響を検討する。

2. 検討の手順と条件の設定

(1) 検討の基本手順

本検討の基本的な手順を図-1に示す。本検討では、粘性土地盤中に構築されるシールドトンネルを対象とし、土被りや粘性土層厚などの様々な条件において、地震時に発生する過剰間隙水圧が消散する過程で圧密沈下が発

生じた場合のシールドトンネルの変形挙動を検討する。

(2) 解析条件の設定

a) シールドトンネルと地盤の幾何学条件

シールドトンネルと地盤の幾何学条件を図-2 に示す。ここでは、鉄道単線シールドトンネルが粘性土地盤中に構築されている状況を仮定し、地震時に粘性土に過剰間隙水圧が発生し、これが消散する過程でシールドトンネ

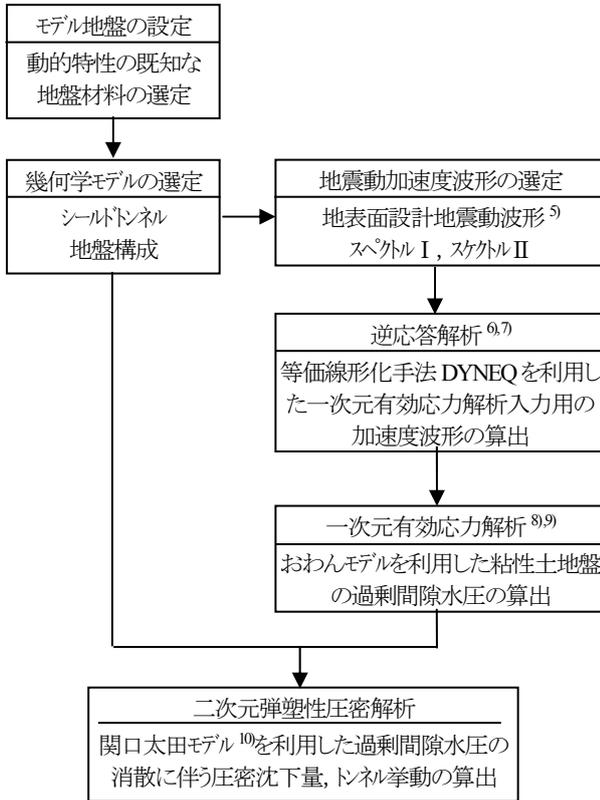


図-1 検討の手順

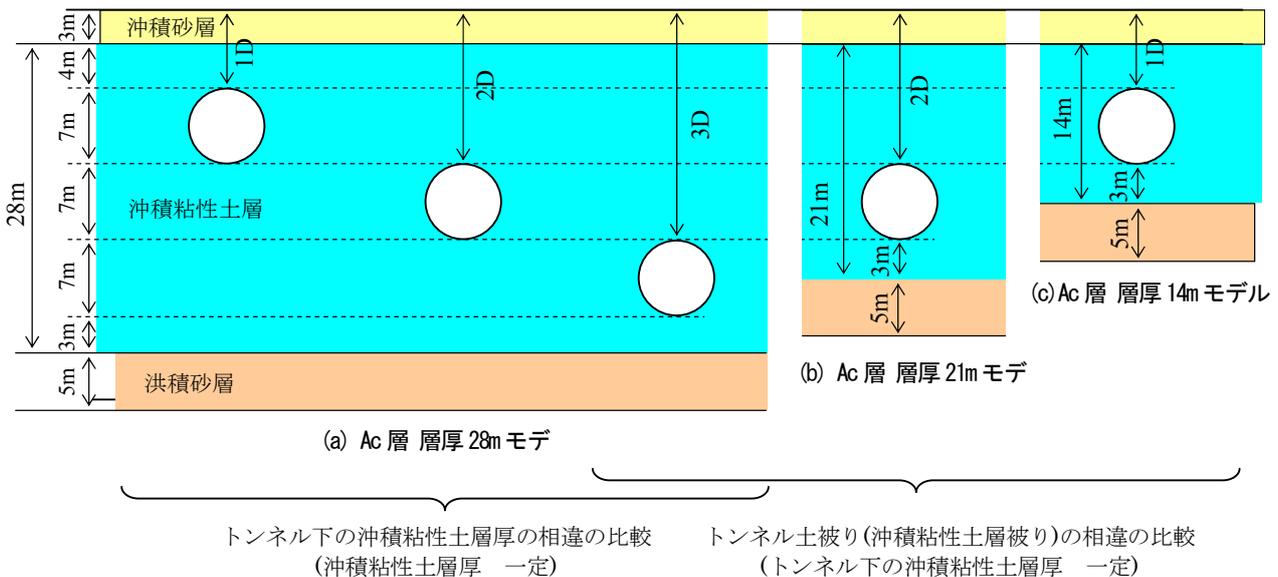


図-2 検討モデルケース

ルにどのような影響があるかをトンネルの土被り等をパラメータとして、次のような相互比較を行うものである。

① トンネル下沖積粘性土層厚の相違による比較

粘性土層の層厚が一定、すなわち、過剰間隙水圧の消散に伴う圧密沈下量は一定であるが、トンネルにとっては、過剰間隙水圧の排水条件（排水層までの距離）が異なる場合を比較する。

② 沖積粘性土層厚の相違による比較

粘性土層に発生する過剰間隙水圧の排水距離は一定であるが、粘性土層厚そのものが異なる場合を比較する。

なお、共通の条件として地盤では表層に沖積砂層（層厚 3m）、トンネル下部に基盤として洪積砂層（層厚 5m）を配置し、地下水位は GL-0m とした。また、シールドトンネルについては次のとおりとした。

- ・ 円心径 : 7m
- ・ セグメント材料 : 平板型コンクリートセグメント
- ・ セグメント厚さ : 30cm
- ・ コンクリート設計基準強度 : $f_{dk} = 42 \text{N/mm}^2$

b) 材料物性

本検討では、沖積粘性土のモデルに実地盤を想定するが、ここではその動的変形特性が一般に明らかとなっている東大阪の沖積粘性土層¹¹⁾を用いることとした。

東大阪における沖積粘性土層は N 値が 0 を示す超軟弱な鋭敏粘土であり、GL-8~14m 程度に分布している。一次元有効応力解析に用いるパラメータを設定するための情報として、その動的変形特性の試験結果を図-3 に、その他の物性を表-1 に示す。なお、コンクリートの物性値を次のとおりとした¹²⁾。

- ・ ヤング係数 E_c : 33kN/mm²
- ・ ポアソン比 ν_c : 0.17

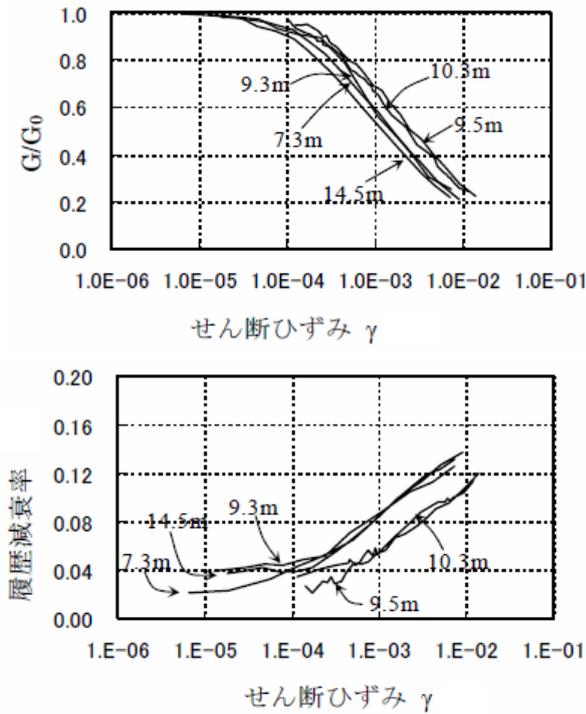


図-3 東大阪沖積粘性土層の動的変形特性¹⁾

表-1 地盤物性値

土層	P波速度	S波速度	密度	せん断	動的
	Vp	Vs		弾性係数	
	(m/s)	(m/s)	ρ	G ($=\rho \cdot Vs^2$)	ν_d
	(m/s)	(m/s)	(t/m ³)	(kN/m ²)	
沖積砂層 As	1500	120	1.8	25920	0.4968
沖積粘土層 Ac	1500	100	1.5	15000	0.4978
洪積砂層 Dc	1940	620	2	768800	0.4431

3. 一次元有効応力解析

(1) 解析手法

地表面加速度波形ならびに地盤条件から当該の粘性土の過剰間隙水圧を算出するに際しては、「地表面地震動から工学的基盤の波形を求める逆応答解析⁹⁾」と、「おわんモデルを用いた一次元有効応力解析⁸⁾」を行うこととした。なお、一次元有効応力解析は、トンネルの有無には依存しないものの地盤構成には依存するので、図-2に示したAc層の層厚28mモデル、層厚21mモデル、層厚14mモデルの3モデルで行うこととした。

(2) 地表面地震動と逆応答解析結果

ここでは、地震加速度に鉄道構造物等設計標準・同解説¹⁰⁾に示される液状化地盤における地表面設計地震動波形2種(図-4)を用いることとした。

スペクトルIは海洋型地震を対象とし、これまでの設計

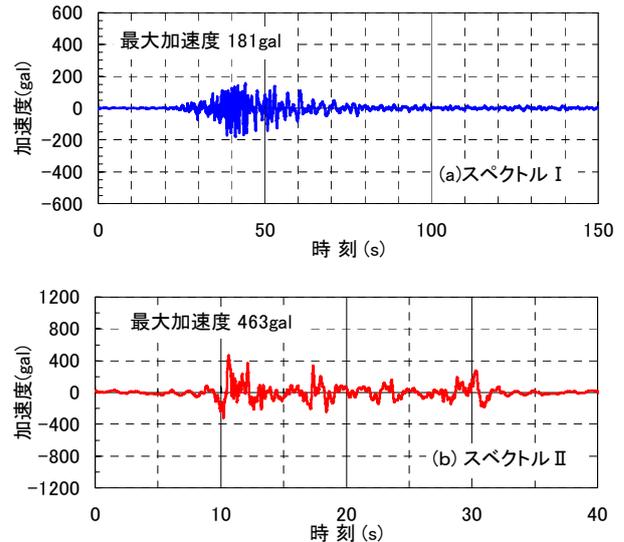


図-4 地表面入力加速度⁵⁾

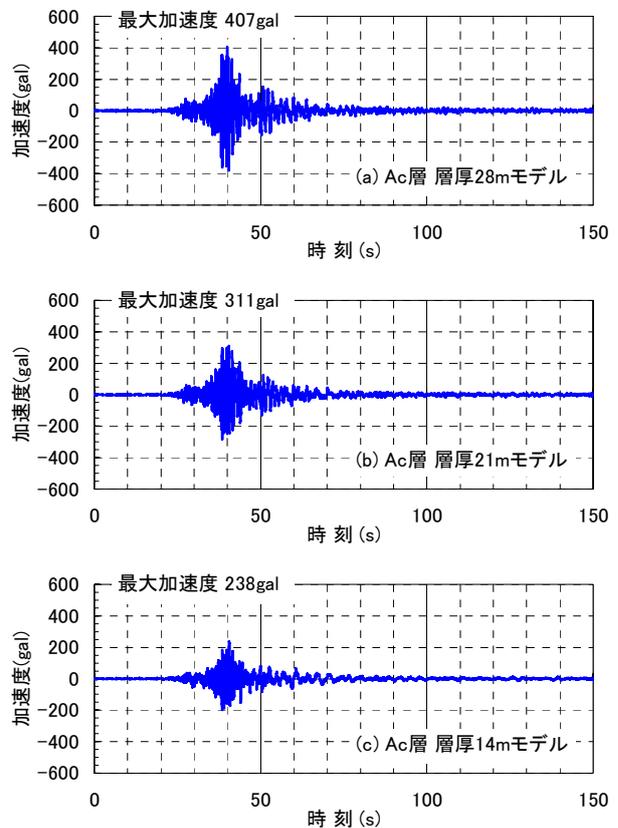


図-5 スペクトルI基盤加速度

で考慮された弾性加速度応答スペクトルである。

スペクトルIIは内陸型地震を対象とし、既往の地震観測記録に基づいて統計解析等により設定した弾性加速度応答スペクトルである。これらを用いて有効ひずみの周波数依存性を考慮した等価線形解析による逆応答解析を行った。当該の深度の基盤加速度の結果を図-5, 6に示す。スペクトルIでは地表面加速度が約181galであるのに対して、およそ240~400gal、スペクトルIIでは463galに対して、およそ600~1000galとなった。

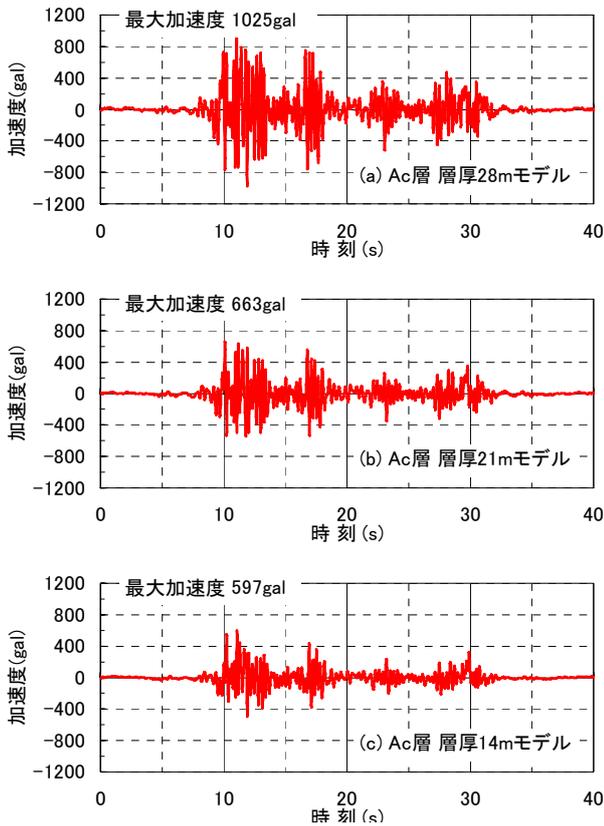


図-6 スペクトルⅡ基盤加速度

(3) 過剰間隙水圧算出結果

過剰間隙水圧の算定は、おわんモデルを用いて有効応力解析を行い、代表的な値を選定することとした。おわんモデルのパラメータを設定するに際し、材料の非排水繰返しせん断試験結果がない場合には、表-2を準用してよいとされている⁹⁾。なお、パラメータ B、ならびに $C_s(1+e_0)$ (C_s : 膨張指数, e_0 : 初期間隙比) はほぼ一定とされている。

本検討では、表-2で示した A, C, D, X_1 の中央値を基本値とし、それぞれの振れ幅をとってパラメータスタディを行い、算出される過剰間隙水圧の代表値を求めることとした。その結果を図-7, 8に示す。

パラメータを基本値とした場合、沖積粘性土ではいずれの断面も過剰間隙水圧比が40~70%となった。次に、パラメータを最大、最小とした場合、A (ダイレイタンスの膨張成分 ε_p を表す) と D (1/Dはダイレイタンスの圧縮成分 ε_G を表す双曲線の漸近線で最大圧縮量を表す) では、ほとんど変化がなかったものの、C, X_1 では変化があり、特にCではその変化が大きかった。Cを変化させた場合の過剰間隙水圧比の分布を図-7, 8に併記した。Cはダイレイタンスの圧縮成分 ε_G を表すパラメータで、その値が大きいほどせん断初期の圧縮成分または過剰間隙水圧が小さくなり (逆にその値が小さい程せん断初期の圧縮成分または過剰間隙水圧は大きい)、せん断初期においてパラメータとして感度がよいと言え

表-2 おわんモデルのパラメータ⁹⁾

層	パラメータ			
	A	C	D	X_1
沖積砂層 As	-4.0±1.0	5±2	30±5	0.16±0.04
沖積粘性土層 Ma13	-1.0±0.5	8±5	30±2	0.11±0.02
洪積砂層 Ds	-8.0±1.0	12±4	50±10	0.30±0.10

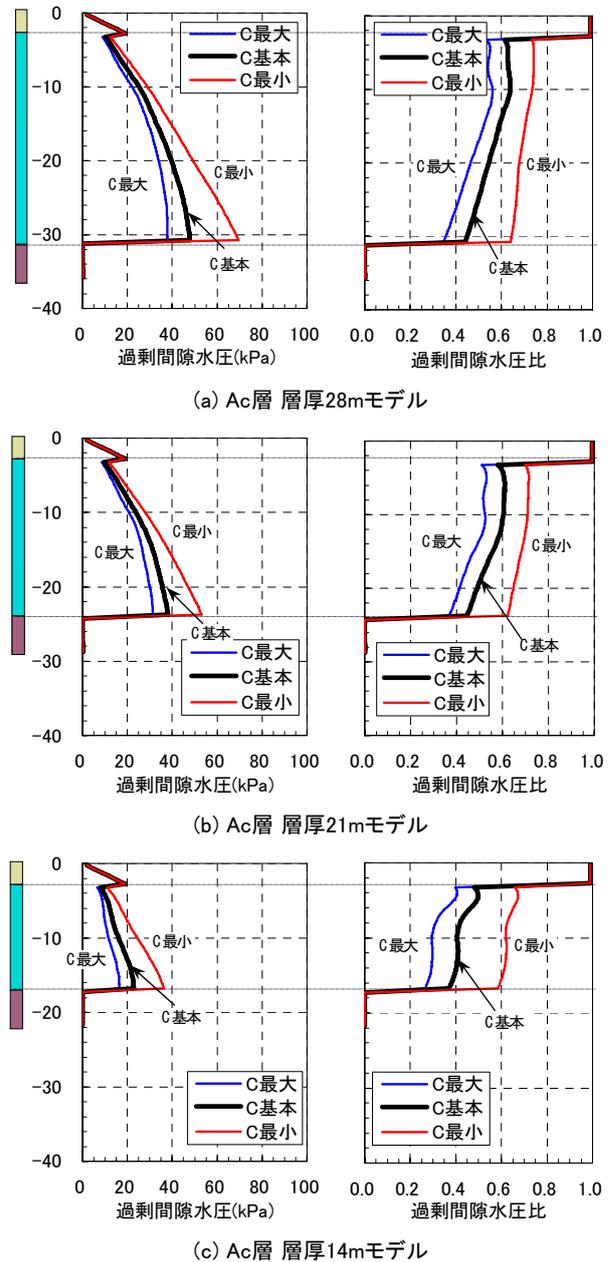
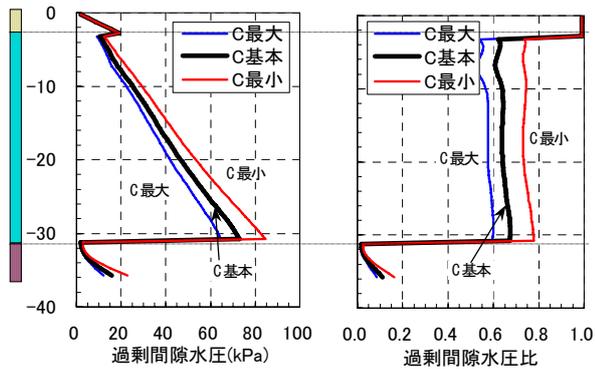


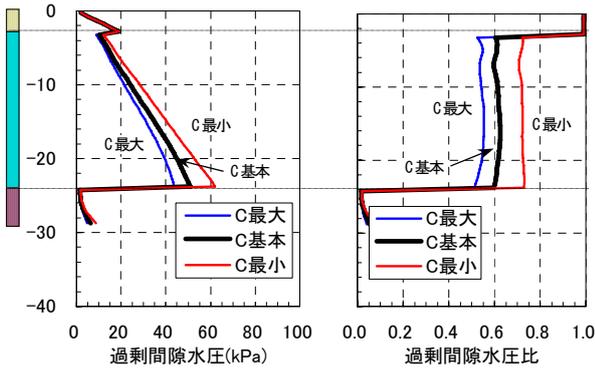
図-7 スペクトルⅠにおける過剰間隙水圧と過剰間隙水圧比の深度分布

る。

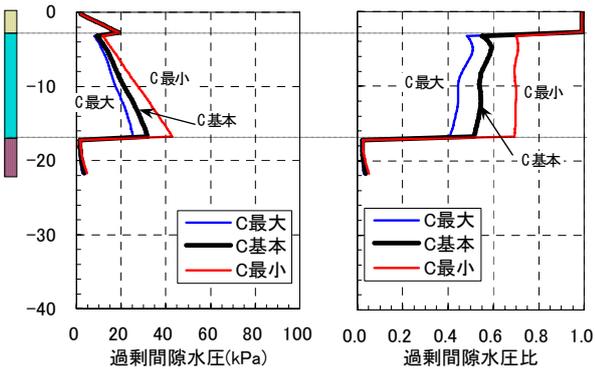
以上より、過剰間隙水圧については、地盤構成とともに、土質の性状によっても変化するものと思われる。今回の検討では、詳細な地盤の情報がないので一般に考えられる条件のもとでこれらの結果の範囲内で過剰間隙水



(a) Ac層 層厚28mモデル



(b) Ac層 層厚21mモデル



(c) Ac層 層厚14mモデル

図-8 スペクトルIIにおける過剰間隙水圧と過剰間隙水圧比の深度分布

圧が発生する可能性のあるものと考えた。

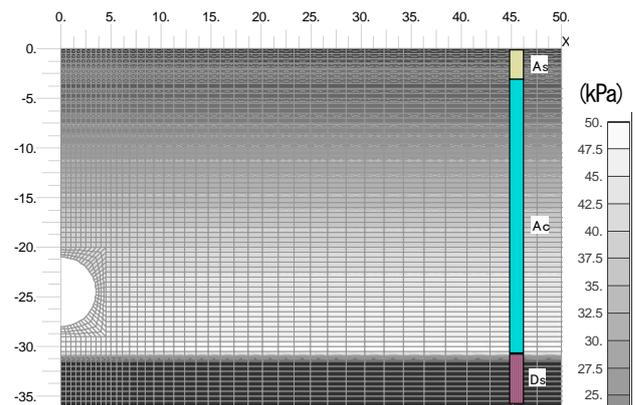
4. 二次元有限要素法 (FEM) による圧密沈下解析

(1) 解析条件と解析ケース

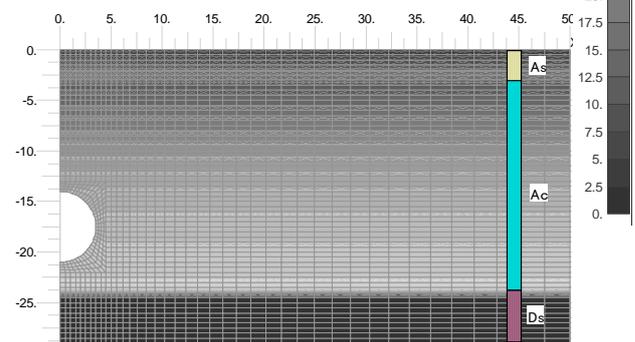
解析は、一次元有効応力解析により地震による過剰間隙水圧の分布を算定した東大阪をモデル地盤とし、沖積粘性土層と上下の砂層をモデル化した。また、粘性土層中のトンネルは、外径 7m と仮定し、沖積粘性土層の層厚およびトンネルの位置による圧密沈下の影響の違いを調べるために図-2 に示したケースについて解析を行った。また、地震後の過剰間隙水圧は、一次元有効応力解析結果のうち、基準値における過剰間隙水圧分布を初期

表-3 圧密沈下解析の解析ケース

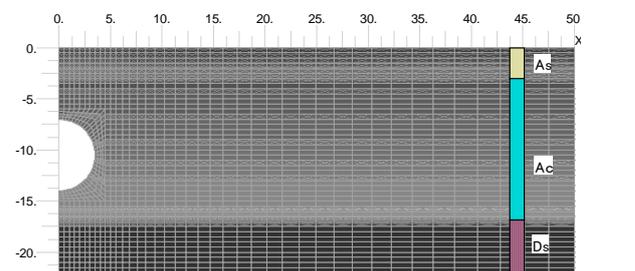
ケース	想定地震動	粘土層厚	土被り厚	トンネル下部の粘土層厚
I-1	スペクトル I	28m	1D (7m)	17m
I-2			2D (14m)	10m
I-3			3D (21m)	3m
I-4		21m	2D (14m)	3m
I-5		14m	1D (14m)	3m
II-1	スペクトル II	28m	1D (7m)	17m
II-2			2D (14m)	10m
II-3			3D (21m)	3m



(a) 層厚 28m モデル (ケース I-1 ~ I-3)



(b) 層厚 21m モデル (ケース I-4)



(c) 層厚 14m モデル (ケース I-5)

図-9 有限要素メッシュ図と初期過剰間隙水圧分布

条件とした。表-3に解析ケースを示す。

図-9 に有限要素解析メッシュ図と初期条件として与えた過剰間隙水圧分布を示す。図-9 に示す初期過剰間隙水圧分布は、一次元有効応力解析により算定された過剰間隙水圧を各深度の要素に与えたものである。

(2) 解析パラメータ

圧密解析では、粘性土層を弾塑性体（関口・太田モデル）、砂層は弾性体とし、トンネルは厚さ 300mm のコンクリートセグメントと仮定して梁要素によりモデル化を行った。表4に解析に用いたパラメータを示す。Ac層のパラメータの内、圧縮指数 λ 、膨潤指数 κ 、基準間隙比(1kN/m²時の間隙比) e_1 は、図-10に示す東大阪基準ボーリング調査で実施された圧密試験¹¹⁾のうち、GL-7~13mの平均的な値より設定した。トンネルの梁要素は、解析上、継手のない剛性一様リングでモデル化するため、継手による曲げ剛性低下率 $\eta=0.8$ として断面二次モーメントを低減した値を用いる。

(3) 圧密沈下解析結果

図-11に層厚 28m モデルの地震動スペクトル I, IIにおけるトンネル直上および周辺地盤の地表面沈下の経時

表4 圧密沈下解析パラメータ

Ac層	弾粘塑性体 (関口・太田モデル)	圧縮指数	λ	0.61
		膨潤指数	κ	0.0434
		基準間隙比	e_1	2.4
		限界応力比	M	1.3
		ポアソン比	ν	0.33
		単位体積重量	γ_t (kN/m ³)	15
		過圧密比	OCR	1
		透水係数	k (cm/sec)	1.0×10^{-7}
As層	弾性体	変形係数	E (kN/m ²)	7000
		ポアソン比	ν	0.33
		単位体積重量	γ_t (kN/m ³)	18
		透水係数	k (cm/sec)	3.0×10^{-3}
Ds層	弾性体	変形係数	E (kN/m ²)	42000
		ポアソン比	ν	0.33
		単位体積重量	γ_t (kN/m ³)	20
		透水係数	k (cm/sec)	3.0×10^{-3}
トンネル	梁要素	ヤング係数	E (kN/m ²)	3.3×10^7
		断面積	A (m ²)	0.3
		断面二次モーメント	I (m ⁴)	0.0018

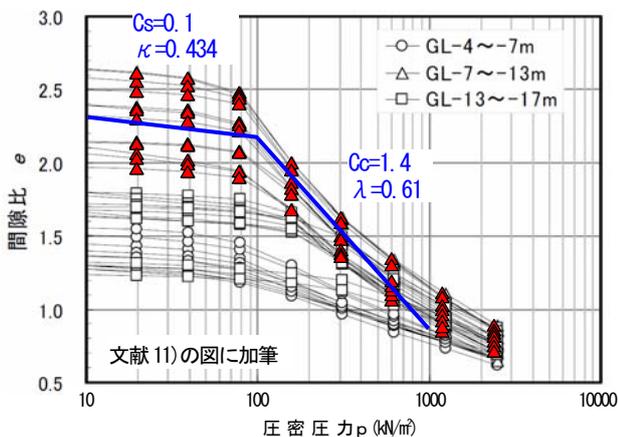


図-10 東大阪のAc層における e-logp 関係¹¹⁾

変化を示す。過剰間隙水圧の消散による5年後の地表面沈下は地震動スペクトル I で約 34cm, スペクトル II で約 41cm 発生する。この沈下によりトンネルの内空変位は上下方向に圧縮されるが、1年後以降はほぼ横ばい状態となる。1年後におけるトンネルの内空変位は、地震動スペクトル I で上下方向に 6.7mm の縮み、水平方向に 6.8mm の伸び、スペクトル II では上下方向に 9.0mm の縮み、水平方向に 9.0mm の伸びである。また、表-5に各ケースにおける1年後の地表面沈下量、トンネル変形および内空変位を示す。粘性土層厚が同じでトンネルの深度が異なる場合（ケース I-1~I-3およびケース II-1~II-3）を比較すると、地表面沈下量は同じであるが、トンネルが深いほど内空変位は大きくなる。これは、トンネルが浅い場合、粘性土層の沈下とともにトンネル全体が変位するが、トンネルが深い場合、トンネル下部の沈下が小さくなるため、沈下による上部地盤からの押し

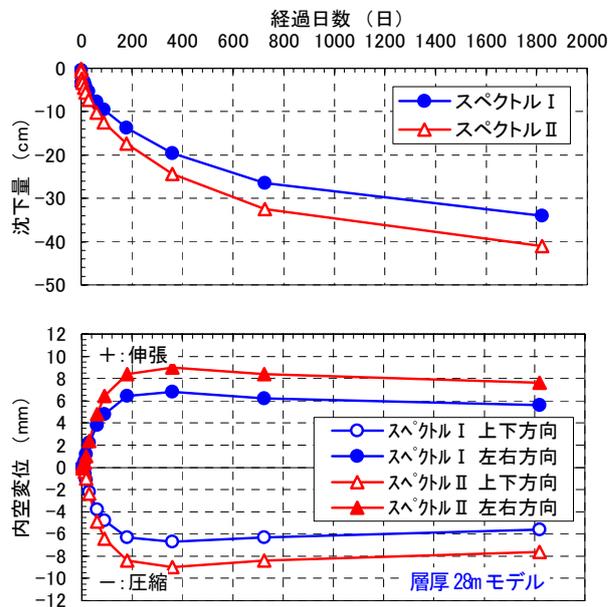


図-11 地表面沈下およびトンネル内空変位の経時変化

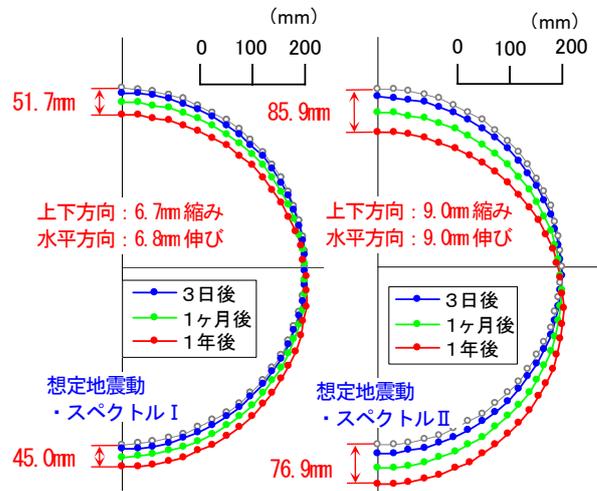


図-12 トンネルの変形図（層厚 28mモデル）

付け荷重が大きくなることによると考えられる。また、トンネル下の粘性土層厚が同じで粘性土層厚が異なる場合（ケース I-3～I-5）を比較すると、粘性土層厚が厚く、圧密沈下量が大きいほどトンネルの内空変位も大きくなる。すなわち、粘性土層厚が厚く、トンネルが粘性土層の下端に近いほど、圧密沈下に伴うトンネルの内空変位は大きくなる傾向にある。

れるセグメント応力増分を併記してあり、圧密沈下によりセグメント応力増分は、ケース II-3 で 4.72N/mm^2 である。これは、ここで設定したコンクリートセグメント（設計基準強度： $f_{ck}=42\text{N/mm}^2$ ）の許容応力度 16N/mm^2 の約 30% であり、セグメント設計において無視できない値である。トンネルの長期的な維持管理を考慮すると

5. 圧密沈下によるトンネルへの影響

図-13 に圧密沈下によるトンネルに作用する軸力、曲げモーメント分布を示す。トンネルが上下方向に潰れることにより、軸力は側部で圧縮力、上下部で引張力が作用し、曲げモーメントは側部で内側圧縮・外側引張、上下部で内側引張・外側圧縮となる曲げモーメントが作用する。また、図-13 にトンネル下部の断面力から算出さ

表-5 1年後のトンネル変形および内空変位

ケース	地表面変位 (cm)	トンネル変位 (cm)			内空変位 (mm)	
		上部鉛直	下部鉛直	側部水平	上下方向	水平方向
I-1	19.7	12.57	12.25	0.16	3.2	3.2
I-2	19.7	9.51	9.02	0.25	4.9	5.0
I-3	19.7	5.17	4.50	0.34	6.7	6.8
I-4	17.3	5.08	4.57	0.26	5.1	5.2
I-5	10.3	4.01	3.74	0.13	2.7	2.6
II-1	24.3	17.97	17.71	0.13	2.6	2.6
II-2	24.4	14.91	14.38	0.26	5.3	5.2
II-3	24.3	8.59	7.69	0.45	9.0	9.0

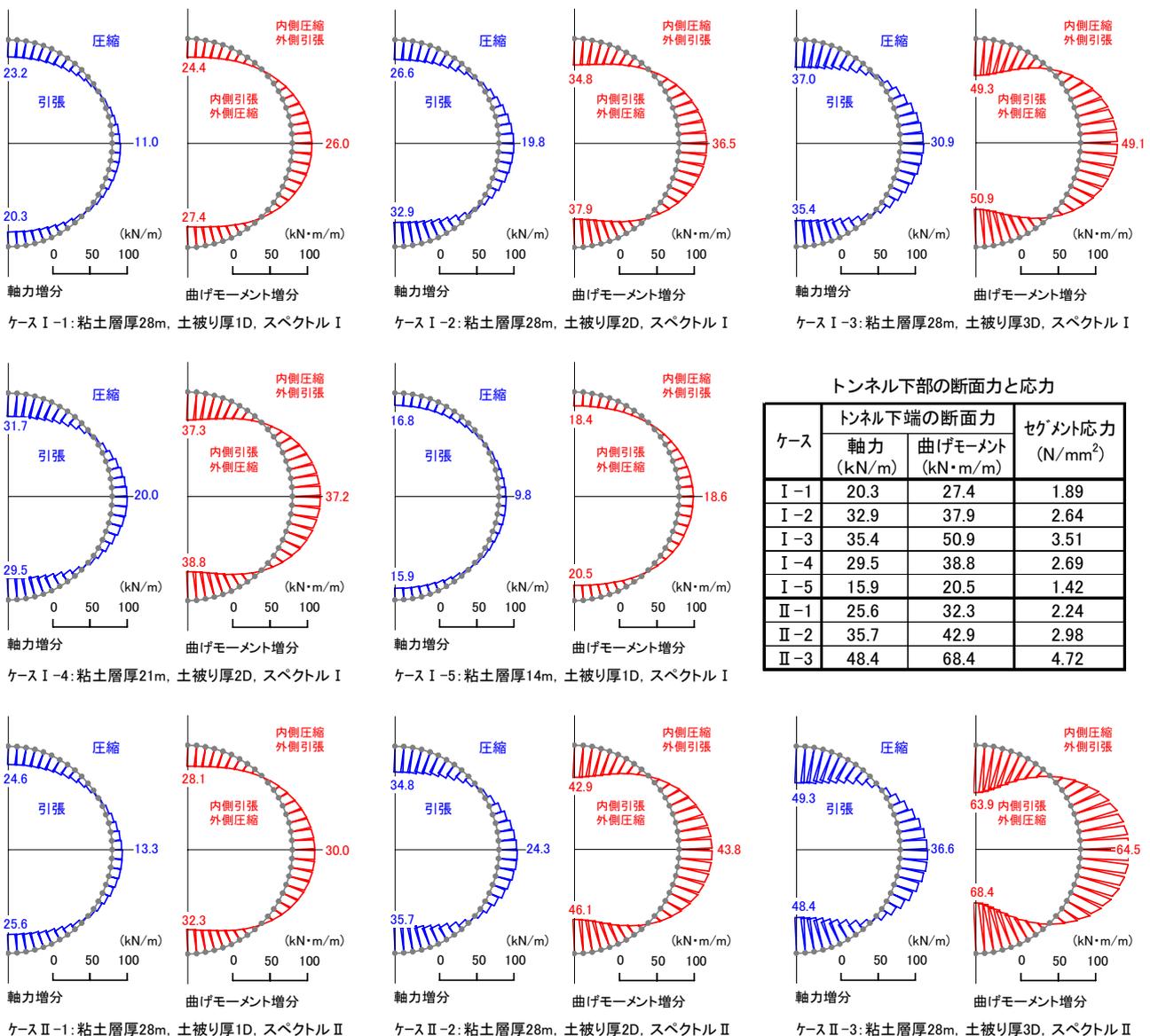


図-13 圧密沈下によるトンネルに作用する断面力

地震あるいは地下水位低下による圧密沈下によるトンネルへの影響を考慮した余裕のあるセグメント設計が必要であると考えられる。

6. まとめ

本検討では、東大阪の沖積粘性土層を対象として、一次元有効応力解析により地震時の過剰間隙水圧を算定し、圧密沈下によるシールドトンネルへの影響について解析を行い、以下の知見を得た。

- ①一次元有効応力解析を行い、鉄道構造物等設計標準・同解説に示される地震動による東大阪の沖積粘性土層に発生し得る過剰間隙水圧を想定した。
- ②一次元有効応力解析により得られた過剰間隙水圧の消散に伴う圧密沈下により、シールドトンネルは上下方向に潰れ、左右方向に広がる内空変位が発生する。
- ③圧密沈下によるシールドトンネルへの影響は、粘性土層厚が厚く、トンネルが粘性土層の下端に近いほど大きい。
- ④このトンネル変形により軸力は側部で圧縮力、上下部で引張力が作用し、曲げモーメントは側部で内側圧縮・外側引張、上下部で内側引張・外側圧縮となる曲げモーメントが作用する。
- ⑤ここで試算した圧密沈下によるセグメント応力増分の最大値 4.72N/mm^2 は、許容応力度 16N/mm^2 の約 30% であり、セグメント設計において無視できない値である。トンネルの長期的な維持管理を考慮すると地震あるいは地下水位低下による圧密沈下によるトンネルへの影響を考慮した余裕のあるセグメント設計が必要であると考えられる。

日下部 治：周辺地盤の圧密沈下に伴う既設シールドトンネル作用荷重の変化メカニズム，土木学会論文集，No.750/III-65, pp.115-134, 2003.12.

- 2) 有泉 毅，金子俊輔，塩治幸男，山崎 剛，日下部 治：軟弱粘性土地盤の圧密に伴うシールドトンネルの長期荷重に関する解析的研究，土木学会論文集 No.799/III-72, pp.89-108, 2005.9.
- 3) 松田 博，星山英一：地震に起因した粘性土層の沈下予測に関する研究，山口大学工学部研究報告 Vol.41, No.1, pp.33-40, 1990.
- 4) 小石悠介，友淵真寛，大塚 悟，磯部公一：沖積粘性土地盤の地震による長期地盤沈下に関する研究，第 47 回地盤工学研究発表会，C-07, pp.265-266, 2012.7.
- 5) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計），pp.374-375, 丸善，1999.10
- 6) 吉田望：地盤の地震応答解析入門，pp.84~91, 2005.5 (<http://www.civil.tohoku-gakuin.ac.jp/yoshida/inform/document/eqresp.pdf#search=地盤の地震応答解析入門>)
- 7) 吉田望：DYNEQ(http://www.civil.tohoku-gakuin.ac.jp/yoshida/computercodes/Japanese_02.htm)
- 8) 吉田望：地盤の地震応答解析，鹿島出版会，2010.10
- 9) 福武毅芳：土の多方向繰返しせん断特性を考慮した地盤・構造物系の三次元液状化解析に関する研究，名古屋工業大学博士論文，1997.9.
- 10) Sekiguchi, H. and Ohta, H. : *Induced anisotropy and time dependency in clays, Constitutive Equation of Soils*, Proc. Specialty Session 9, 9th Int. Conf. Soil Mech. & Found. Engrg. Tokyo, ed. S. Murayama and A.N. Schofield, pp.306~315, 1977
- 11) 新関西地盤 2007, pp.297~330, 2007.12
- 12) 土木学会：トンネル標準示方書シールド工法・同解説，p.62, 平成18年7月

参考文献

(2012.9.3 受付)

- 1) 有泉 毅，五十嵐寛晶，金子俊輔，水谷英基，山崎 剛，

EFFECTS OF CONSOLIDATION AFTER EARTHQUAKE ON SHIELD TUNNEL IN SOFT CLAY GROUND

Yukinori KOYAMA, Junichi NAGAYA, Koji Kayukawa Yujian LIU and Kazuhiko URANO

A great earthquake could cause pore water pressure arising, even in cohesive soil ground. Accompany by it dissipated, consolidation settlement of the cohesive soil would take place and cause the structure of tunnel settled in this ground being compressed in vertical direction. In consequence, troubles in function of the tunnel could happen. In this research, excess pore water pressure was obtained by 1-dimensional effective stress analysis, and was used as initial condition of a 2-dimensional FEM analysis on the consolidation settlement of the cohesive soil ground with a tunnel settled in. The effect on tunnel structure is studied by different parameters on thickness of cohesive soil and the coverage of the tunnel.