

可撓セグメント地震時挙動の 観測結果とその考察

加藤教吉¹，水間利光²，岩見輝夫³

¹ 正会員 工修 日本シビックコンサルタント㈱ 計測・診断部 (〒116 東京都荒川区西日暮里 2-26-2)

² 正会員 日本シビックコンサルタント㈱ 情報技術部 (〒116 東京都荒川区西日暮里 2-26-2)

³ 正会員 東京都水道局建設部 (〒163-01 東京都新宿区西新宿 2-8-1 第二本庁舎 13 F)

近年、シールドトンネルの構築では地震時の安全確保を目的として、立坑とトンネルの接合部に免震部材として可撓セグメントを設置されることが多く、採用するに当っては必要とする変形能力を評価することが重要となっている。本研究では、これまで明らかにされていなかった地震時の可撓セグメントの変形の実態を現地観測により示し、振動特性の分析を行った。さらに、三次元有限要素法を用いて解析を行い、観測結果と比較することで解析手法の適用性を検証し、同時に巨大地震時の変形量について検討した。

Key Words : earthquake observation, flexible segment, 3-dimentional FEM analysis

1. はじめに

近年、都市機能の高度化、複雑化に伴い地震に対する機能の確保が非常に重要となっている。ライフラインの一翼を担う水道施設は都市機能を維持するだけでなく市民生活にとってなくてはならない重要な基本施設となっている。この施設が地震の被害によって機能が中断された場合には、最近の兵庫県南部地震における神戸市の例を引くまでもなく、社会に与える影響は非常に大きいものとなる。特に、シールドトンネルにより構築する幹線送水管では、施工深度が深いことから修復には多大な困難が伴うことになる。

一般にシールドトンネルでは発進および到達立坑を必要とし、立坑自体は何らかの機能を有する構造物として残されることが多い。トンネルは水平に長さを持つ地中線状構造物であるのに対して、立坑は鉛直方向に長さを持ち、質量も限定された部分に集中する特徴がある。このため、立坑とトンネルのように振動特性の異なる構造物の接合部は、地震に対して弱点となっている事例が数多く見られる。たとえば、国内においては昨年の兵庫県南部地震の下水道での人孔と管の接合部¹⁾、国外ではメキシコ地震の新設中の下水道での立坑の被害事例²⁾などが挙げられる。

東京都水道局では 1983 年に埼玉県三郷市に布設した三郷西線シールドトンネル（以下、三郷シールドという）で応答変位法による耐震設計³⁾を行い、

立坑とトンネルの接合部に免震効果を期待して可撓セグメントを配置した。現在では多くのシールドトンネルで可撓セグメントの使用が見られるが、現場に設置された可撓セグメントの地震時の挙動が報告された例はなく、接合部の挙動の実態および可撓セグメントの適正変形性能の把握には観測データの集積が望まれるところである。

三郷シールドではトンネルの耐震設計上の不明確な事項の検証を目的に、1983 年 4 月より 12 力年にわたって地震動の観測を実施してきた。本報告では、これまでに収集した観測記録の中から 1987 年 12 月 17 日に発生した千葉県東方沖地震の観測記録を基に可撓セグメントの変形挙動に着目して整理した。また、観測地震波を入力とする三次元動的 FEM プログラム (TDAPIII) による解析を行い、観測結果との整合性の確認および可撓セグメントの免震効果を推定するとともに巨大地震に対する変形量のシミュレーションを行った。

2. 観測の内容

(1) 観測地点の概要

観測地点の地盤は図-1に示すように、地表から G. L. -50 m 付近までは第四紀沖積世の有楽町層の砂質土および粘性土の互層であり、それ以深は第四紀洪積世の東京層で構成されている。土層は全般に起伏のない成層状態にある。シールドトンネルは表層地盤内を土被り約 25 m で施工された。耐震設

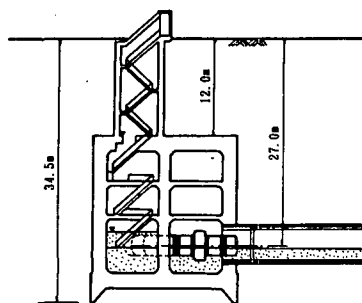
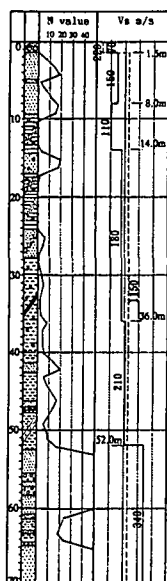


図-1 地盤の構成

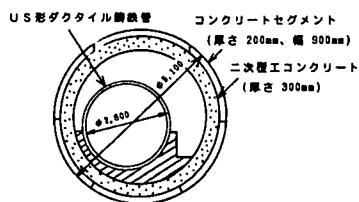


図-2 トンネルの構造

計上の基盤はせん断弾性波速度，N値の判定基準³⁾に従うと東京層の上面となり，表層地盤の固有周期は1.46 secと算定される。

a) シールドトンネル

シールドトンネルの総延長は約5kmで，両端に立坑のある中間区間の約800mを対象として観測を行った。トンネルの構造は図-2に示すように，外径5100mmの点検通路方式の断面を有している。一次覆工は平板形RCセグメント（厚さ200mm，幅900mm），二次覆工は鉄筋コンクリート（厚さ300mm）から成っている。

b) 可撓セグメント

シールドトンネルでは一般に，

- ① 周辺地盤が地震時に液状化の可能性があるなど安定性が乏しいと考えられる場合
- ② 表層厚，地形が急変し地盤の動特性の変化が考えられる場合
- ③ 立坑など振動特性が異なる構造物との接合がある場合
- ④ 河川横断のようにトンネル軸方向に荷重変化がある場合
- ⑤ 近接施工などにより荷重変化が考えられる場合

等の条件において可撓セグメントが使用されており，本トンネルは③、④により設置したものである。可撓セグメントにはスライド方式と耐力バー方式とがあるが後者を採用した。

可撓セグメントはトンネル両端とも立坑から3リ

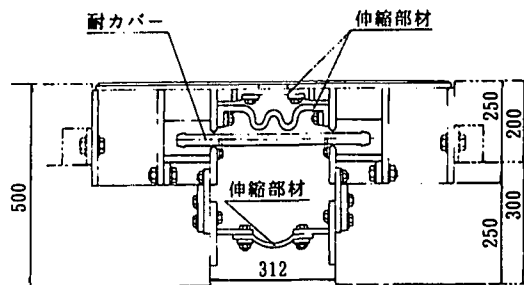


図-3 可撓セグメントの構造

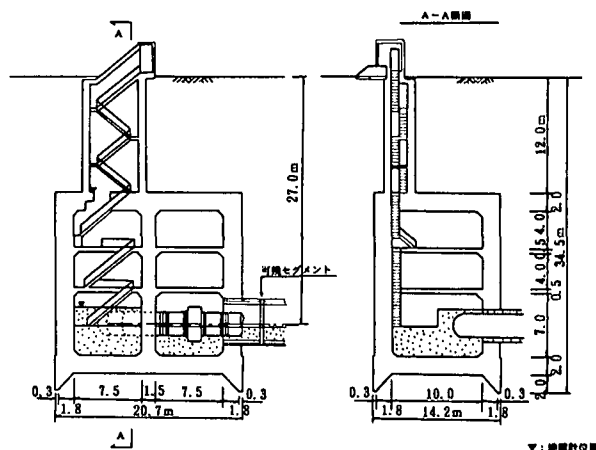


図-4 立坑の構造

ング（1リングは90cm）の位置に設置されている。可撓セグメントは図-3示す構造であり，基本部材は鋼製となっている。本トンネルで使用したものは，伸縮（トンネル軸方向）に対して $\pm 50\text{mm}$ ，せん断（トンネル軸直角方向）に $\pm 50\text{mm}$ ，ねじれには 3° の変形能力を有している。

c) 立坑

観測の対象とした立坑は図-4に示す矩形形状であり，施工はニューマチックケーソンにより行なわれている。立坑本体はG. L. $-12 \sim -34.5\text{m}$ であり，水平断面の形状と比較すると鉛直方向に長い構造とはなっていない。

ケーソン先端は洪積層に届いておらず浮き構造となっている。総躯体重量はおよそ10700tfとなるが，下部にダクトイル管の固定コンクリートがあることから重心は立坑中心より1mほど下方となる。

(2) 観測機器

観測は可撓セグメントの変形，トンネル周辺地盤，トンネル，立坑の振動および二次覆工の鉄筋応力度を対象とした。その内容は表-1に示すとおりである。なお，可撓セグメントの変形観測には計器長さ60mm，測定範囲 $\pm 100\text{mm}$ の差動トランス式変位計を用いた⁴⁾。

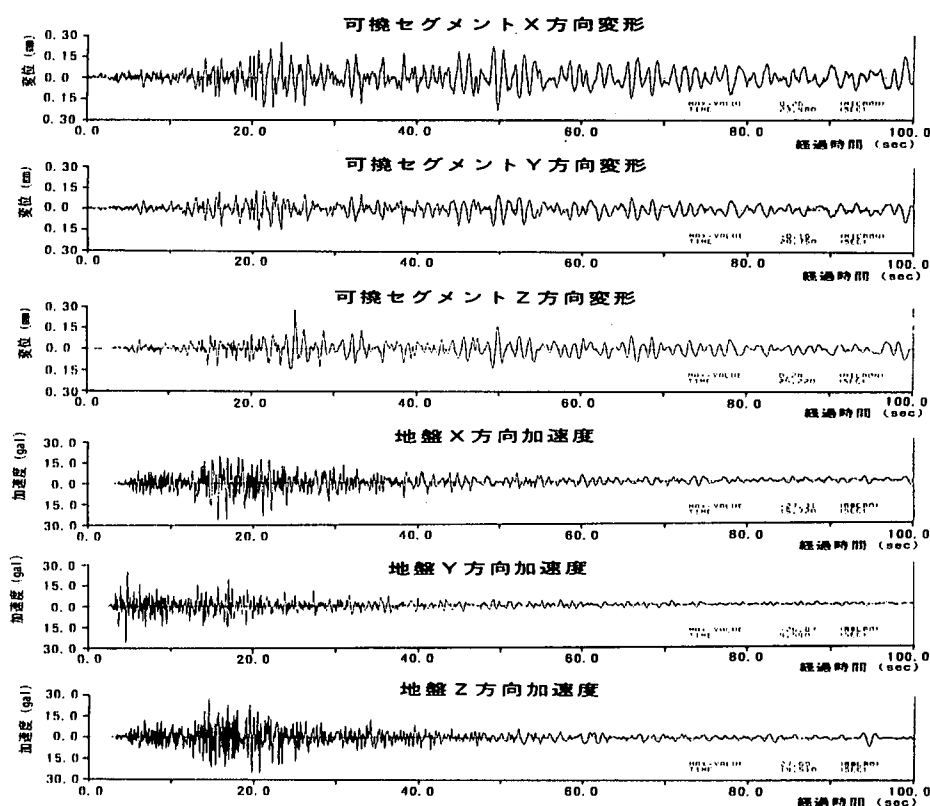


図-6 観測波形

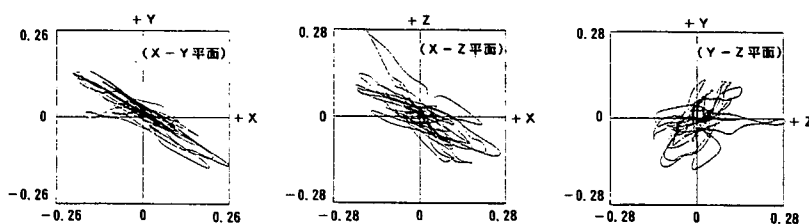


図-7 可撓セグメントの変位軌跡

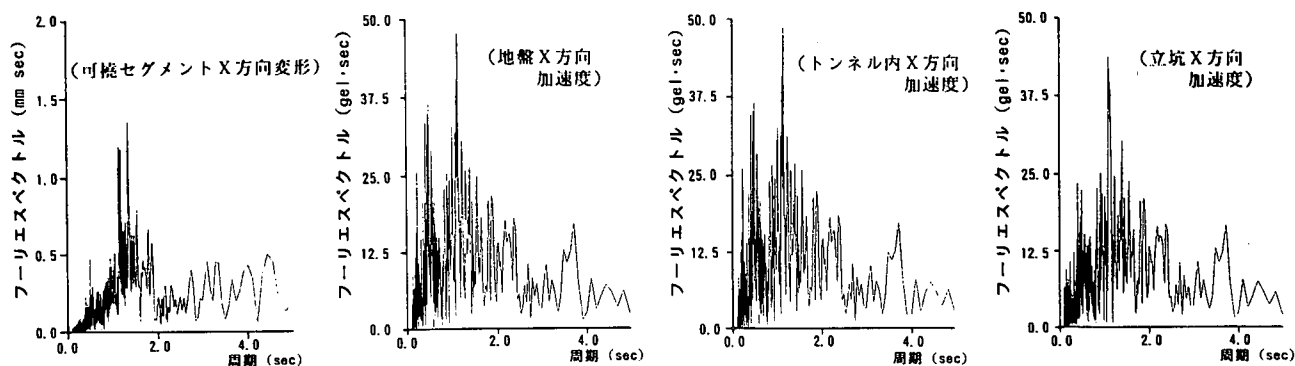


図-8 観測値のフーリエスペクトル

(2)可撓セグメントの変形挙動

千葉県東方沖地震発生時の可撓セグメントの3方向変形波形およびをトンネル深度で観測した加速度記録波形を図-6に示す。変形量自体は非常に小さく、 $\pm 0.3\text{mm}$ の範囲内にある。パルス的なものを除く成分ごとの変形量ではX成分が最も大きく 0.26mm 、Z成分はその55%の 0.14mm 、Y成分は

同程度の 0.16mm であり、トンネル軸直角水平成分が卓越していることがわかる。この様子を変位軌跡(変位記録の主要動である20~25 sec間)で示したものが図-7である。

変形量の大きいX成分を含む平面内での変動に一様性があるものの、その他の平面内では顕著な方向性は認められない。

表-1 観測の内容

観測対象	観測機器	観測点	成分
地盤設計	加速度計	1	3
トンネル深度		3	3
地表面		1	3
立坑		2	2
トンネル内	変位計	1	3
可撓セグメント		2	3
二次覆工	鉄筋計	16	—

表-2 地震の諸元

発 生 年 月 日	1987/12/17
震 北 緯	35° 23'
源 東 経	140° 29'
震央距離 (km)	82
震源深さ (km)	58
M	6.7
東京震度階	IV
地表面加速度*	84.0 gal

※震央は観測地点からの距離

(3) 観測記録

観測は設計基盤面に設置した加速度に水平成分で 2 gal 以上、鉛直で 1 gal 以上の入力があった場合の地震を対象とし、12 カ年で 60 余りを収集した。この内、ここで解析に用いることとした千葉県東方沖地震は、東京地区において 1983 年以降から現在までの期間内では最も強い揺れを感じた地震の 1 つであり、千葉県を中心に被害があり死者 2 名、負傷者 138 名、建物全壊 10、一部損壊 6 万余のほか道路などにもかなりの被害があったと記録⁵⁾されている。地震の諸元は表-2 に示すものである。なお、この地震による観測地点（トンネル深度）での地盤ひずみは 1.0×10^{-5} ⁶⁾ であった。

3. 可撓セグメントの変形記録

(1) 変形の観測方法

本観測では可撓セグメントの変形をトンネル軸方向、軸直角水平方向および鉛直方向の 3 成分に分離できる方法として、図-5 に示す変位計の取付方法を考案した。3 本の変位計を槽型に組み合わせ、離散した変位計 3 点 (A, B, C) を固定点とした変位計の集合点 O の相対変位量を演算により 3 成分に分離するものである。その方法は以下に示すとおりである。なお、以下本文中の X, Y, Z の座標は図中に示したものに従うものである。

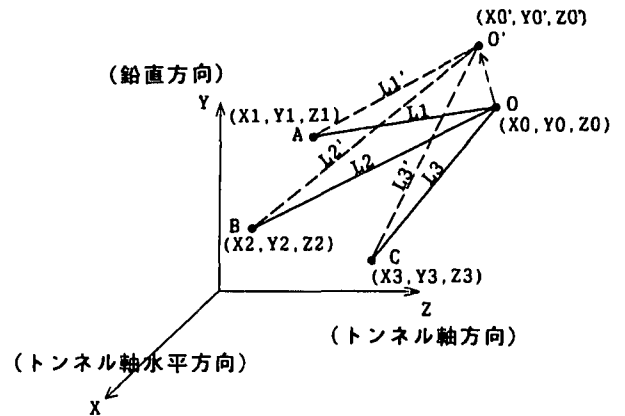
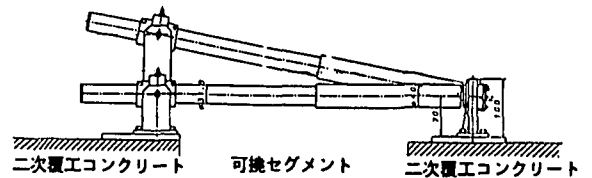


図-5 変位計の取付方法

集合点 O (初期値) が地震により O' に移動した状態での各測点間の距離は (1) 式で表すことができる。

$$\begin{aligned} L_1' &= \{(X_1 - X_0')^2 + (Y_1 - Y_0')^2 + (Z_1 - Z_0')^2\}^{1/2} \\ L_2' &= \{(X_2 - X_0')^2 + (Y_2 - Y_0')^2 + (Z_2 - Z_0')^2\}^{1/2} \\ L_3' &= \{(X_3 - X_0')^2 + (Y_3 - Y_0')^2 + (Z_3 - Z_0')^2\}^{1/2} \end{aligned} \quad (1)$$

ここで、 X_i, Y_i, Z_i : 変位計 $i(i=1,2,3)$ の座標

X_0', Y_0', Z_0' : 変位計集合点の座標

また、

$$\begin{aligned} L_i' &= L_i + l_i \\ X_0' &= X_0 + X \\ Y_0' &= Y_0 + Y \\ Z_0' &= Z_0 + Z \end{aligned} \quad (2)$$

ここで、 L_i : 変位計 i の長さ

l_i : 変位計 i の測定値

X_0, Y_0, Z_0 : 変位計集合点の初期座標

X, Y, Z : 変位計集合点の相対変位量

さらに X, Y, Z を、

$$\begin{aligned} X &= X_1 + X_2 + X_3 + \dots \\ Y &= Y_1 + Y_2 + Y_3 + \dots \\ Z &= Z_1 + Z_2 + Z_3 + \dots \end{aligned} \quad (3)$$

と (1), (2) 式により 3 方向成分を解析的に算出する。

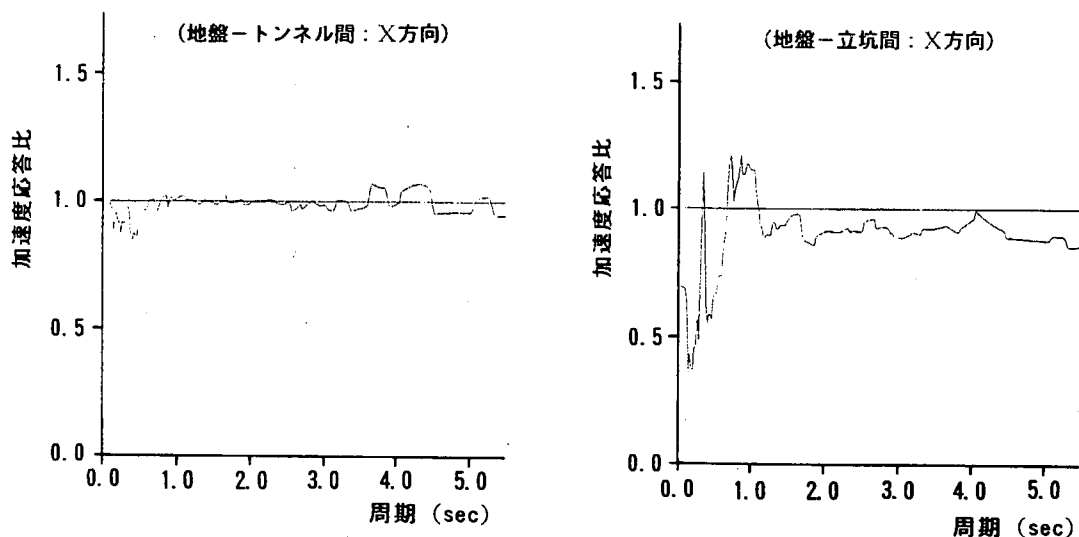


図-9 加速度応力のスペクトルの比

図-8 (変形の大きいX成分に注目) には可撓セグメントの変形、トンネル深度の地盤加速度、トンネル内加速度、立坑内(下部)加速度のフーリエスペクトルを示したが、可撓セグメントの卓越周期は1.3 sec 付近に集中している。地盤とトンネルのスペクトルはほとんど変わらず、0.5 sec と1.0 sec に顕著な卓越周期が見られる。立坑のスペクトルでは0.5sec 付近の周期成分が減少し1.2 sec 付近の周期成分が増加する傾向を示している。また、図-9 に示す地盤とトンネル間および地盤と立坑(立坑下部)間の加速度応答スペクトルの比から、地盤とトンネル間の加速度伝達率はほぼ100%であり、地盤とトンネルは同一振動をしているものと見ることができる。地盤と立坑は周期1.0 sec 以下で変化が著しく、1.0 sec 以上の周期では90%程度を示している。このような立坑とトンネルの振動特性の違いが、接合部にある可撓セグメントの変形に現れているものと考えられる。

なお、図-8, 9 に示したスペクトルを算出するに当たっては、各観測波形に0.2 から10.0Hz の範囲でバンドパスフィルターの処理が加えてある。

4. 可撓セグメントの挙動評価

(1) 解析の概要

可撓セグメントの挙動を評価する方法としては、一般に地盤・トンネル・立坑を多質点系としたモデルによる時刻歴解析を行う方法が慣用されているが、本解析では地盤の三次元的な広がりができるかぎり表現するものとして三次元有限要素法を採用した。

地盤モデルの大きさはトンネル長、耐震基盤の深

さおよび境界の影響が片寄らないことを考慮し、図-10 に示すように立坑間800 m を中心として観測地点を幅800 m、長さ1000 m、深さ50 m に代表した。トンネルおよび立坑は全体地盤モデルの大きさとの関係から一次元の梁構造に簡略化し、表-3 に示すケースについて検討した。

地盤条件は表-4 に示す数値を用いたが、入力観測地震波の場合については、地盤解析プログラム(SHAKE)により観測結果を逆解析した数値を採用した。また、巨大地震を入力とする条件ではその結果に地盤のひずみ依存性を考慮した数値とした。

地震波の入力位置は図-10 中のO点(耐震基盤面)とし、基盤面上を速度を持って伝播させている。入射角度は千葉県東方沖地震の震源と観測地点の位置関係よりトンネル軸に対して 45° とした。

入力地震波は現地観測波ならびに兵庫県南部地震の観測波とも加速度記録を数値積分して求めた変位波形であり、水平方向成分だけを採用した。基盤面での伝播速度は観測期間中に収集した記録を解析した結果⁶⁾をもとに1000m/secを採用した。

なお、兵庫県南部地震の観測波は神戸市によりポートアイランドK. P. -79 m で採取された記録である。

a) 現地観測地震波による解析(case-1)

case-1 は実際のトンネルと同様に立坑とトンネルの接合部に可撓セグメントを配置し、解析結果と観測値を比較したものである。解析結果はX成分で0.21mm、Z成分で0.14mm が得られ、観測値を若干下回っているものの同程度のオーダーとなっている。また、X成分とZ成分の比率についても整合性が認められる。この結果、地盤ひずみが小さい条件

▼：立坑位置

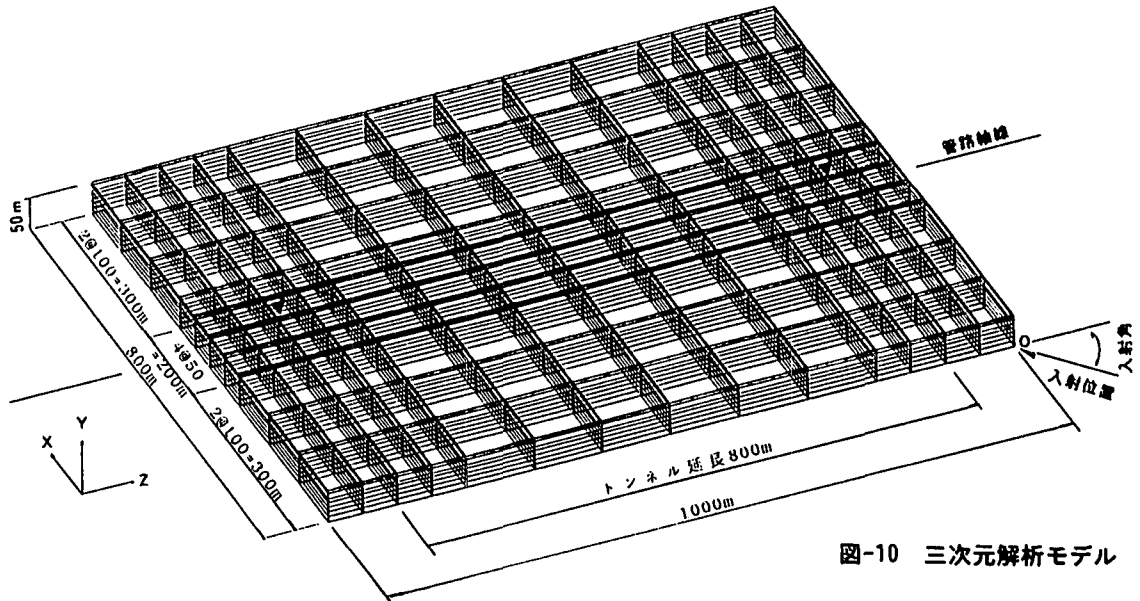


図-10 三次元解析モデル

表-4 地盤の諸定数

土層区分	層厚 (m)	単位重量 (tf/m ³)	γ _v 比	減衰定数*	1/4波長*	弾性係数*
Ac ₁₋₁	1.02	1.70	0.270	0.035/0.050	2117/1951	5378/4957
As ₁	4.00	2.00	0.477	0.035/0.114	4282/2369	12593/7001
Ac ₁₋₂	10.23	1.65	0.495	0.081/0.113	1819/1009	4843/3018
As ₂₋₁	17.20	1.90	0.472	0.082/0.241	3488/681	10270/2008
Ac ₂	22.45	1.65	0.487	0.048/0.088	4700/3512	13991/10445
As ₂₋₂	28.12	1.65	0.467	0.048/0.094	4697/3328	13970/9900
Ac ₂	32.58	1.90	0.459	0.046/0.221	6813/1517	19831/4428
Ds ₁	37.62	1.65	0.483	0.048/0.088	6370/4790	18895/14209
Ds ₁	45.62	2.00	0.477	0.054/0.228	6724/1485	19883/4329
Ds ₁	84.90	2.00	0.477	0.034/0.131	20814/10046	60894/29676
Ds ₁	94.90	2.00	0.477	0.029/0.114	21387/9151	83177/27032
Ds ₁	127.40	2.00	0.477	0.031/0.153	21173/8488	82547/25078

※ 観測地震に対する数値/巨大地震に対する数値

表-3 解析の内容

解析ケース	検討項目	入力波形	最大加速度	可撓セグメント
1	観測値との比較による手法の検証	現地観測波	32.5gal	有り
2	可撓セグメントの断面力への影響	現地観測波	32.5gal	無し
3	入力波の周期特性	現地観測波	600.0gal	有り
4	と変形の関連性	ポートアイランド地震		

下においては、用いた解析手法が観測値を無理なく説明できた。

b) 現地観測地震波による解析 (case-2)

case-2 では立坑とトンネルの接合部が剛結合とした場合の、接合部の断面力変化を試算した。図-11には鉄筋計による観測値 (二次覆工鉄筋の軸応力度) および case-1,2 の計算値の内、最大軸力 (絶対値) 分布を示した。

鉄筋応力度は可撓セグメントに近づくに従って応力度の低下が顕著に見られる。その要因の一つとして、可撓セグメントによる変位吸収の効果が挙げられる。なお、鉄筋計の観測値は一次覆工と二次覆工の剛性評価に不明確な部分があるため、ここでは鉄筋応力度のままの表示とし、それぞれの比較は定性的な範囲に止めた。

case-1,2 の解析結果では可撓セグメントの有無の違いから接合部の断面力への影響を比較してみた。case-1 では可撓セグメントに剛性を与えていないことから軸力は接合部に向かって急激に減少してい

る。case-2 ではトンネルと立坑の振動形態の差により約 50tf の軸力が算定されたが、50 m付近では両者にほとんど差は見られない結果となっている。

c) 巨大地震波による解析 (case-3)

巨大地震を想定して、現地で観測した基盤上の加速度振幅を 600 gal に増幅した入力波 (入力波 A) およびポートアイランドの記録 (最大加速度振幅 600 gal: 入力波 B) を設定した。ポートアイランドの記録については本トンネル位置の地盤特性を考慮した周波数調整等の処理は加えず観測波形を入力した。入力波 A での可撓セグメントの変形は X 成分で 22.9mm, Z 成分で 20.2mm の結果を得た。入力波 B では X 成分で 2.2mm, Z 成分で 3.7mm となり入力波 A に比べると 1/10 程度の値である。このような結果となった原因として入力地震波の周期特性の違いによる影響が考えられる。図-12 は入力波 B のフーリエスペクトルである。図-8 に示した各成分のスペクトルでは 1.0~1.3sec 付近に卓越周期を持っているのに対して、ポートアイランドの記録の卓

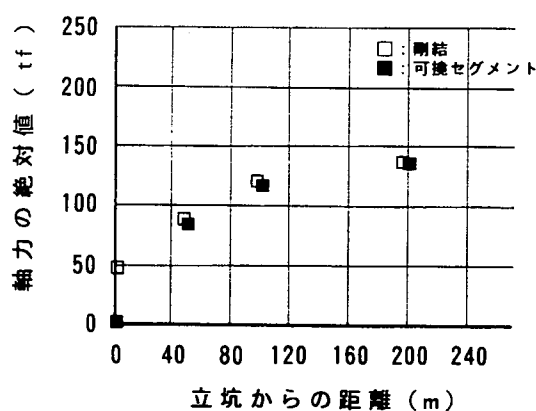
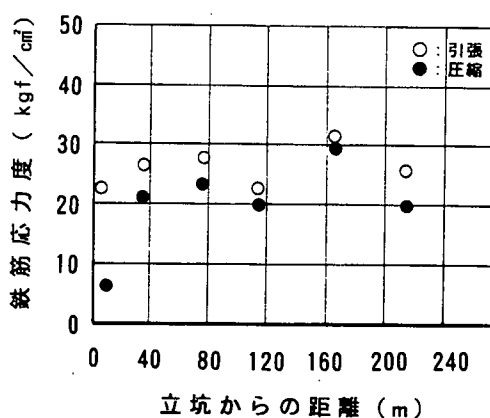


図-11 観測鉄筋応力度と解析軸力

越成分は 0.5 sec 以下に集中しており、可撓セグメントに変形を生じさせる立坑とトンネルの振動差への影響が少ないことが考えられる。

5. まとめ

本論では三次元有限要素法を用いた動的解析を通じて、代表例ではあるがシールドトンネルと立坑の接合部に設置した可撓セグメントの変形挙動を示すことができ、巨大地震を想定した挙動予測においては地盤の振動特性の影響が大きいことを指摘できた。また、地震時の地盤のひずみが 1.0×10^{-5} のという小さい状況下ではあるが解析の妥当性を検証もできた。その内容を要約すると以下のとおりである。

- ①観測した震度Ⅳ程度の観測地震では可撓セグメントの変形は伸縮・せん断変形とも $\pm 0.3\text{mm}$ 以下の非常に小さい量であった。
- ②可撓セグメントの変形は地盤振動の成分に対して、やや長周期の変動をする。
- ③小規模地震波による解析の結果、可撓セグメントの断面力に対する免震効果が明かとなり、その影響が及ぶ範囲は 50 m 程度であった。
- ④液状化をしない前提で行った巨大地震のシミュレーションでは、入力加速度 600 gal の時の可撓セグメントの変形量は 23mm となり、既存の変形吸収能力で対応は十分に可能である。
- ⑤兵庫県南部地震の記録を入力波とした解析では上記に比べて小さい結果となった。このことは解析対象地盤の振動特性を考慮した入力波の設定が重要であることを示している。

本論では軟弱な地盤内に浮き構造として構築された立坑とトンネルを対象に分析、解析を行った。ここに紹介した観測はすでに終了したが、東京都水道

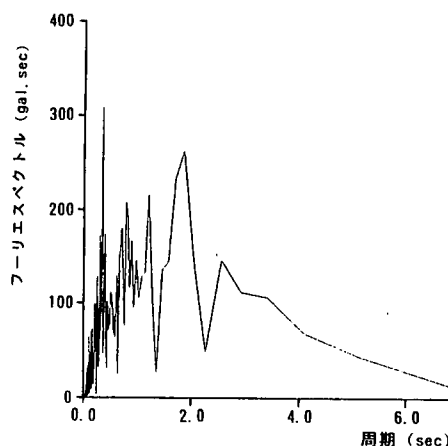


図-12 入力波Bのフーリエスペクトル

局では先端支持の立坑も対象とした観測を別な地点で実施している。先端支持の条件での試算では立坑は基盤面を支点とする振り子に類似した振動をする結果が得られており、今後、立坑挙動にも注目した観測を続け、可撓セグメントを含めたシールドトンネルの耐震、免震向上に反映できる記録収集に努めたい。

謝辞：本論文をとりまとめるに当たり、日本シビックコンサルタント（株）の宮島信雄氏には熱心な討議と技術的指導を頂いた。末尾ながら記して謝意を表します。

参考文献

- 1) (社)土木学会：阪神大震災調査、緊急報告会資料、1995.1
- 2) 田村重四郎、伯野元彦、家村浩和、竹内幹彦：1985年メキシコ地震の被害、土木学会誌、Vol.71, pp.79-85, 1986.5
- 3) (社)日本水道協会：水道施設耐震工法指針・解説、1979

- 4) 横田一郎, 藤塚 仁, 岩見輝夫, 宮島信雄, 蘭康則 : シールドトンネルの地震時挙動の一考察, 土木学会
シールドトンネルの地震観測と考察, 第9回日本地
震シンポジウム講演集, pp.1063-1068, 1994. 論文集, N o. 528 号/VI-29, pp. 81-89, 1995. 12
- 5) 国立天文台 : 理科年表, 平成7年 (1996. 9. 14 受付)
- 6) 島田泰行, 多田純治, 宮島信雄 : 観測に基づく送水

IN-SITU MEASUREMENTS AND ANALYSIS OF SEISMIC BEHAVIOR OF THE FLEXIBLE SEGMENT

Noriyoshi KATO, Toshimitsu MIZUMA and Teruo IWAMI

Recently, many shield tunneling constructions have been installing flexible segments at the joint between the shaft and tunnel as the isolation material to ensure the seismic reliability. Evaluation of the flexible segment's deformability has thus become an important subject for such constructions.

This paper deals with the hitherto unclear seismic behavior of the flexible segment by presenting the results of in-situ measurements and analysis of the vibrational mode. An analysis using the three dimensional finite element method was carried out; the obtained results were then compared with the measurement values to prove the validity of the analytical method. Furthermore, the impacts of a severe earthquake on the deformation was examined.