

可撓性連結部を有する鉄筋コンクリート沈埋トンネルの耐震性に関する研究

STUDY ON SEISMIC BEHAVIOR OF REINFORCED CONCRETE IMMersed TUNNELS HAVING FLEXIBLE JOINTS

池田尚治*・加藤絃一**・萩原正雄***

By Shoji IKEDA, Koichi KATO and Masao HAGIHARA

Immersed tunnels with flexible joints which connect the submerged elements have been considered to be a rational structural system in the soft surface ground against severe earthquakes. The purpose of this study is to evaluate the effects of the flexible joints of such structures against earthquakes. Analytical models were proposed to calculate the response of the structures due to ground motion. Parametric studies were carried out in terms of the characteristics of reinforced concrete elements, flexible joints, ground conditions, and etc. The mechanical behavior of the flexible joints which consisted of the rubber and high strength tendons was obtained through the experimental study.

It was clarified that the proposed analytical models could evaluate the effects of flexible joints quantitatively in relation to the various parameters. Procedures and noticeable matters of the seismic design of immersed tunnels were briefly described.

Keywords: immersed tunnel, flexible joint, seismic design

1. はじめに

沈埋トンネルとは、あらかじめ製作した中空の函体(鉄筋コンクリート製、鋼製など)を浮力を利用して敷設現場まで曳航し、浚渫した河床もしくは海底に沈設した後に連結して一体とする工法により造られるトンネルの総称である。この形式のトンネルは、陸上に建設される通常の構造物と比較して次のような構造上の特徴を有している。

- ① 河口部等の表層地盤中に敷設されることが多いため一般にその周辺は、軟弱な地盤条件であることが多い。
- ② 個々の函体エレメントは、比較的剛な構造物であるが、それらが連結されたトンネル全体としてはたわみ性に富んだ構造物といえる。

このような特徴を有しているため沈埋トンネルの耐震設計には、通常の構造物の技術基準類をそのまま適用することは困難である。さらに、約80年にわたる沈埋トンネルの歴史においていまだに大地震を受けた例がほと

んどないので耐震設計方法の検証も十分になされていない。

近年、地震、不等沈下などの影響を軽減させる目的で沈埋トンネルに可撓性連結構造を導入することが検討されており、この場合の耐震検討に関する合理的な方法の確立が求められている。

沈埋トンネルの耐震性については、昭和50年に土木学会により沈埋トンネル耐震設計指針(案)¹⁾が提案されている。また、建設省土木研究所においても実験、解析両面で多くの研究がなされている^{2),3)}。さらに、実務面の必要性から首都高速道路技術センターにおいても設計に主眼をおいた研究がなされており、その成果がまとめられている^{4),5)}。これらの指針および研究には、共通して沈埋トンネルの耐震検討の重要な方法の1つとして動的解析の必要性が示されており、実際に沈埋トンネルの地震時挙動を数値解析的に把握する試みがなされている。しかしながら、可撓性継手の剛性の評価など判断の困難な問題も含まれている。

本研究は、沈埋トンネルの耐震検討の対象の例として首都高速道路公団によって建設が進められている高速湾岸線の川崎航路トンネルを想定し、可撓性連結部の剛性の評価および、トンネルの条件の変化に伴う可撓性連結継手の効果の変化に注目して地震応答解析を行うことに

* 正会員 工博 横浜国立大学教授 工学部建設学科
(〒240 横浜市保土ヶ谷区常盤台156)

** 正会員 首都高速道路公団湾岸線建設局設計課長

*** 工修 (株)大林組(前・横浜国立大学大学院計画建設学専攻)

より、新しい方向から耐震設計方法の確立へ向けてアプローチするものである。次に具体的な研究の流れを示す。

- ① 可撓性連結構造の力学的な挙動をファイバーモデルを用いて解析的に把握し、実験値と対比する。
- ② 沈埋トンネルの地震応答解析プログラムを開発し①の解析を応用した数値計算により沈埋トンネルの地震時挙動を把握する。
- ③ 沈埋トンネルの耐震設計方法について検討する。

2. 可撓性連結構造の力学挙動の解析的な把握

沈埋トンネルの地震時挙動を把握するには、可撓性連結部の剛性の評価が重要となるが、特殊な力学特性をもつゴムを材料として用いることなどから、これを解析的に把握することは容易ではない。そこで、可撓性連結部を有するRCはりの曲げ挙動を例にとり可撓性連結部の合理的なモデル化を試みその妥当性を検証した。

(1) 解析対象

今回解析の対象としたのは、図-1に示すような可撓性連結部を有するRCはり供試体の曲げ実験である^{6)~8)}。供試体は、箱形中空断面をもつ沈埋トンネルの上床版と下床版を中央に寄せ90°回転してモデル化したI形断面とし、これに伴いゴムも連結面にII形に配置して断面下部の連結用アンボンドPC鋼棒(連結鋼棒)により一体とした構造である。また、沈埋トンネルに作用する水圧に相当するものとして断面中央に配置したPC鋼棒によりプレストレスを与えた。なお、実構造物における水圧による応力は約4.3 kgf/cm²であるが、供試体の断面形状の関係から、ここではプレストレスとして8.8 kgf/cm²を与えた。

(2) 解析手法

ファイバーモデルにより可撓性連結部を有するRCはりの変形解析を行うことを考える。ファイバーモデルを用いた解析では、断面を水平方向に分割して得られるそれぞれの要素の応力-ひずみ関係から断面の曲げモー

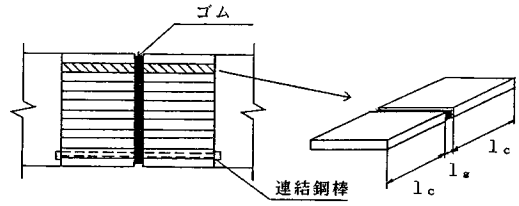


図-2 連結部の分割

メントと曲率の関係を求めることにより変形解析を行う。このとき連結鋼棒両端の定着部にはさまれた部分を連結部として取り出しこれを分割すると図-2のようにコンクリート、ゴム、コンクリートの順に連続した平らなファイバーを取り出したことになる。このファイバーのコンクリート部分の断面積をA_c、長さをl_c、ひずみをε_c、応力-ひずみ関係をε_c=C(σ_c)とし、ゴムの部分についても同様にそれぞれA_g、l_g、ε_g、ε_g=G(σ_g)とする。このファイバーは、軸方向にしか変形しないと考えるので、3本のばねが直列に連続したものとみなすことができる。

このファイバーが圧縮力を受けるときの全体のひずみは、次式で表わすことができる。

$$\epsilon = (2 l_c \epsilon_c + l_g \epsilon_g) / (2 l_c + l_g) \dots \dots \dots (1)$$

このときゴム断面とコンクリート断面に作用する圧縮力は等しいので次式が成り立つ。

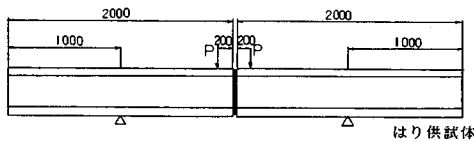
$$\sigma_g = \alpha \sigma_c \quad (\alpha = A_c / A_g) \dots \dots \dots (2)$$

したがって、連結部断面を分割して得られたはりの応力-ひずみ関係が次のように求められる。

$$\epsilon = \frac{\{2 l_c C(\sigma_g / \alpha) + l_g G(\sigma_g)\}}{(2 l_c + l_g)} \dots \dots \dots (3)$$

仮に連結部をn等分に分割し、そのどれをとっても断面積の比αが変化しないと仮定すれば式(3)で与えられる応力-ひずみ関係が、そのまま連結部を代表するものとなる。このことは、あたかも連結部を仮想上の均質な物質にモデル化したことを意味している。

一方、連結鋼棒は、アンボンドPC鋼棒でありプレストレス導入後に配置されることから、図-3に示すように連結鋼棒を除いた断面がプレストレスによって圧縮された状態を起点として連結鋼棒のひずみを決定するこ



はり供試体

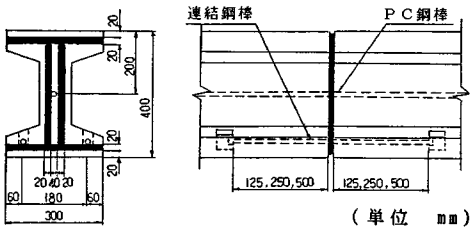


図-1 供試体一般図

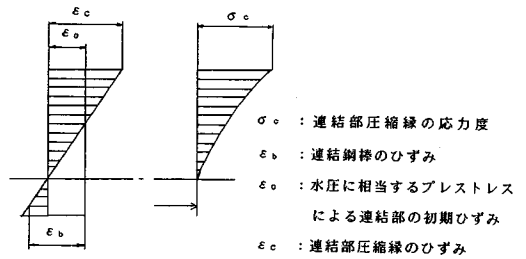


図-3 連結部のひずみと応力度の分布

となる。また、ゴムの応力-ひずみ関係は、図-4に示すように3本の直線によってモデル化したものを用いた。

(3) 実験値と解析値の比較および考察

図-5に実験値と解析値を比較した図を示す。比較に用いた実験値は、厚さ5mmのゴムを用いた供試体(B-4)と15mmのゴムを用いた供試体(B-9)の曲げ実験の結果得られたものである。また、これとは別に、これらと対比させる目的で連結部をもたない一体RCはり供試体(B-1)の実験値についてもファイバーモデルによる解析値と比較した。

B-1供試体の解析値は、実験値と非常によく一致しておりひびわれによる剛性の低下も表現されている。降伏荷重に若干の差がみられるのは今回使用した供試体が低鉄筋で設計されていたために、ひびわれ後のコンクリートの剛性が大きく、テンションスティフニング等の影響が現われたためであると思われる。

B-4供試体の解析結果も実験値と降伏荷重に至るまでほぼ十分な対応をみせており、特に低荷重域ではよく

一致している。低荷重域において実験値と解析値がよく一致することは1.5tから2t付近までは、連結面の引張縁が開かないことと対応していると思われる。しかし、いったん断面が開くと連結面の剛性が急激に変化するとともに平面保持の仮定が十分に成り立たなくなるので解析値と実験値に若干の差が生じたものと思われる。しかしながら、実際の沈埋トンネルにおいては、連結面の引張縁が開くことは許されないでそれ以後の挙動の予測の精度は、それほど高くなくともよいと思われる。

B-9供試体については、連結面の引張縁が開くのは、5t付近であり、全体的に実験値と解析値がよく一致している。

このように、ゴムの応力-ひずみ関係と連結部をここで述べたようにモデル化すれば、可撓性連結部を有するRC構造部材の力学挙動を解析的に簡便に把握することが可能である⁶⁻⁸⁾。

3. 沈埋トンネルの地震応答解析

鉄筋コンクリート製沈埋トンネルにおける可撓性連結継手は、地震時に特定の断面に応力が増大するのを防ぐために用いられる。しかしながらこの継手の効果は、トンネル近傍の地盤の性状、もしくは、継手部の剛性や函体部におけるひびわれの有無など多くの条件によって変化することが予想される。

そこで、沈埋トンネルの地震応答解析プログラムを開発し、前章に示した可撓性連結構造の解析手法を応用した数値計算モデルを用いて、上述した各種の条件をパラメトリックに変化させて沈埋トンネルの地震応答を試算し、可撓性継手の効果の変化を耐震性の観点から検討した。

(1) 解析方法の概要

沈埋トンネルの地震応答解析について栗林ら²⁾は、次のような解析手法の流れを示した。

- ① 表層地盤および沈埋トンネルのモデル化
- ② 地盤の地震応答解析によるトンネル埋設位置での地震応答変位の算定
- ③ 求められた地震応答変位(強制変位として沈埋トンネルに与える)によるトンネル断面力の算定

本研究においても地震応答解析はおおむね同様の方法で行った。このとき設ける仮定は次に示すとおりである。

- ① 地盤の地震時挙動は、地盤の固有の振動が卓越する。また、地盤の固有の振動は、沈埋トンネルの近傍を除けばトンネルの存在によって変化しない(沈埋トンネルの存在を無視する)。
- ② 地震時の地盤の減衰は粘性減衰であるとする。
- ③ 沈埋トンネルは、通常地盤条件では共振を起こすことなく、地盤の変形に対してあたかも弾性床

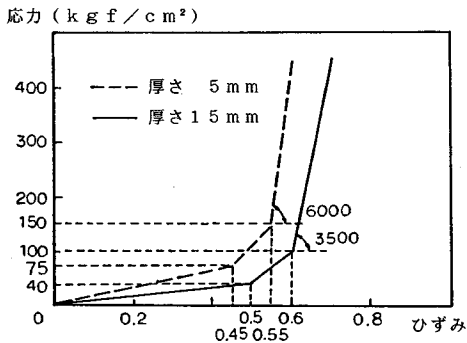


図-4 ゴムの応力-ひずみモデル

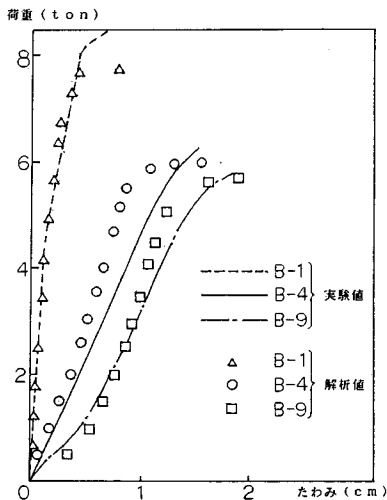


図-5 実験値と解析値の比較

上のはりのごとく挙動する。

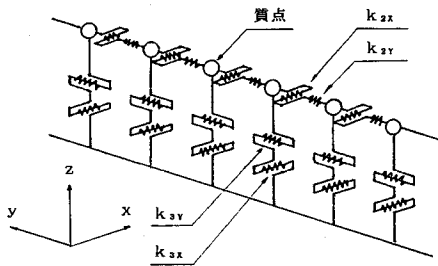
- ④ トンネル軸直角方向 (X 方向), および軸方向 (Y 方向) の地震動および振動応答は, 互いに独立である。

(2) 表層地盤のモデル化

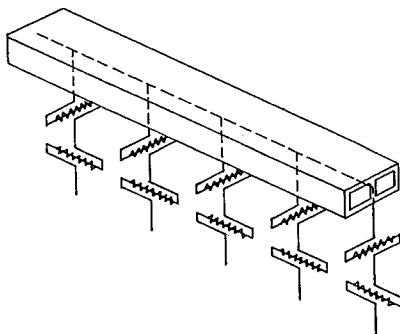
表層地盤は, 沈埋トンネル軸直角方向 (X 方向) には, トンネルの地震応答に影響を与える範囲内で地形, 地質の変化はないとし, トンネル断面の図心軸を含む単位幅の鉛直面内の地盤により周辺地盤の応答が代表されるとして図一6に示す多質点のせん断振動系離散型モデルで表現する。具体的なモデル化の流れは次に示すとおりである。

- ① トンネル軸方向 (Y 方向) に地盤を分割し, いくつかの土柱に分ける。
- ② 土柱の固有値解析を行い 1 質点系へ置換する。
- ③ 土柱相互間のばね効果をモデル化する。

トンネル軸に沿って地盤を分割して得られた土柱は, その固有値解析を行うことによって 1 次固有周期を求め, これと等しい固有周期をもつ 1 質点系に置換する。ただし, このような 1 質点系を確定するためには質量, もしくは, ばね剛性のどちらかを確定しなければならない。本研究においては, 土柱が振動時に受ける慣性力の総和と等しい慣性力を生じるものとしてこの 1 質点系の質量を定めた。このようにして地盤を分割することにより得られた土柱をモデル化した後, 土柱相互間のばね効果を評価した。



図一6 表層地盤の解析モデル概念図



図一7 沈埋トンネルの解析モデル概念図

(3) 沈埋トンネルのモデル化

沈埋トンネルは, 図一7に示すように, トンネル近傍の地盤により弾性的に支持されたはりからなる骨組み構造物としてモデル化した。この際, トンネル近傍の地盤は, 地震時の地盤の応答変位とトンネルの変位の差に弾性的に抵抗するばねとしてモデル化し, 沈埋トンネルの解析モデルの一部とみなす。

一方, 沈埋トンネルの可撓性継手の耐荷機構は, 次に示すとおりである。

- ① 軸力および曲げモーメントに対しては, 圧縮力を受けているゴムガスケット, 引張力を受けている連結用 PC 鋼材が抵抗する。
- ② せん断力には, せん断キーのみが抵抗する。

軸方向の地震動に対する検討を行う際の軸方向ばねの剛性は, 式 (3) で示されるファイバーモデルによるモデル化により評価することができる。ただし, 地震動により生ずる可撓性継手部両端間の相対変位は, 数 cm にすぎないと予想されるので継手部が直線的に挙動するものとして軸方向ばねの剛性を仮定することも可能である。本研究では, 簡便に解析が行えることから軸方向の地震動に対しては, 後者の方法により可撓性継手部を弾性ばねにモデル化した。

軸直角方向の地震動に対する検討を行う際には, 可撓性継手部を回転ばねに置換することとした。すなわち, 回転ばねの剛性 K_B の値は, 曲げモーメント-たわみ角関係を線形なものとすれば次式で表わされる。

$$K_B = M / \theta \dots\dots\dots (4)$$

式 (3) を用いたファイバーモデルの計算により, 可撓性継手部の曲げモーメント-曲率関係を計算し, これを用いて線形の曲げモーメント-曲率関係を決定する。本研究では, 可撓性継手部の連結面の引張縁が開く直前の曲げモーメント M_0 と曲率の値から線形な曲げモーメント-曲率関係を用いることとした。曲率 ϕ_q とたわみ角 θ の関係は, $\theta = \phi_q \cdot L$ (ここで L は, 継手部の長さ) で表わされるのでこれを用いて次式により回転ばねの剛性を求めることとした。

$$K_B = \frac{M_0}{\phi_q \cdot L} \dots\dots\dots (5)$$

せん断キーの剛性は, 函体エレメントのせん断剛性と等しいと仮定して決定した。

一方, トンネル近傍の地盤のばね効果は, 沈埋トンネルの設計施工に関する調査報告書^{4),5)}の中に示された値を参考にして, トンネル近傍の地盤のばね定数としてパラメトリックに変化させることにした。

(4) 表層地盤の地震応答解析

先に示した手法によりモデル化した表層地盤の運動方程式は次のように与えられる。

$$[M]\ddot{u}+[c]\dot{u}+[K]u=-[M]\ddot{u}_B \dots \dots \dots (6)$$

ここで、 $[M]$:質量マトリックス、 $[c]$:減衰マトリックス、 $[K]$:剛性マトリックス、 u :相対変位、 \ddot{u}_B :基盤の加速度

ある地振動データが与えられた場合に上式を数値解析的に解くには、次の2つの方法が一般的である。

- ① 応答スペクトルを用いたモード重ね合わせ法により応答の最大値を推定する。
- ② 直接積分法により時刻歴応答を計算する。

本研究においては解析を簡便に行うために①の方法を採用した。

(5) 実寸法解析対象への適用

解析の対象として選んだのは、図-8に示す道路用沈埋トンネルである。このうち沈埋工法により施工される全長1152mの沈埋トンネル本体部のみを取り出して解析の対象とし、トンネル本体と両端の換気塔との取り合いは、構造上独立であるとした。可撓性継手を、全長を9等分して128mごとに合計8か所に設けられているとする。図-8中の各種地盤の動的地盤定数は表-1のように設定した。また、函体エレメント断面は、図-9に示すような形状である。モデル化により得られた沈埋トンネルの断面諸定数を表-2に示す。

入力する地震動は、解析において基盤面での地震動として与えることから、根室半島沖地震の際に静内橋周辺地盤の地表面下40mの位置で記録された地震動データを用いることにした。なお、実際に解析で使用した地震動データは、参考文献2)において示されたアナログデータをデジタイザーを利用して読み取りデジタル化したものである。この地震動データの加速度応答スペクトルを図-10に示す。

トンネル両端間の地盤は28質点系にモデル化した。また、継手の剛性、トンネル近傍の地盤の剛性、地盤の減衰定数、ひびわれによる函体剛性の低下などが継手の効果に与える影響をみるためにそれぞれをパラメトリックに変化させて解析した。解析モデルの一覧とパラメータの分類を表-3に示す。継手の剛性は、モデル化によって得られた値を基準とし、その1/2倍のもの、2倍のもの、合計3種類解析した。トンネル近傍の地盤の剛性は、表-4に示す3種類を選んだ。地盤の減衰定数は10%、15%、20%と変化させることにし、10%のものを基準とした。函体エレメントの剛性は、ひびわれの発生していないものを基準として、ひびわれに伴う剛性の低下による影響を便宜的に調べるためにひびわれが発生していると仮定して得られた函体剛性を用いた解析も行った。これらの函体の剛性は、RCはりのファイバーモデルによる解析結果をもとにして求めたものであり、表-2にそれらの値を示した。

(6) 解析結果と考察

地震応答解析結果の例を図-11、および図-12に示す。図-11は、軸直角方向に地震動が作用した場合について継手の効果を検討したものである。可撓性継手を配置したものと配置しないものを変位分布と比較すると、可撓性継手を配置したものは、継手の部分で沈埋トンネルが鋭角的に変形していることがわかる。また、こ

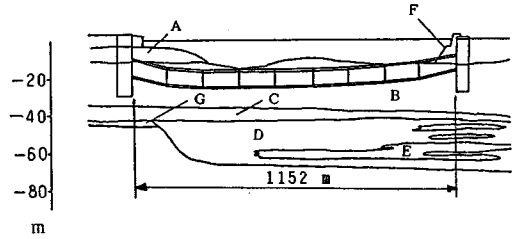


図-8 解析対象沈埋トンネル

表-1 動的地盤定数

| 地盤記号 | 湿潤単位体積重量 (t/m ³) | 変形係数 (t/m ³) | せん断弾性係数 (t/m ²) |
|------|------------------------------|--------------------------|-----------------------------|
| A | 1.75 | 5980 | 2000 |
| B | 1.50 | 3827 | 1280 |
| C | 1.80 | 9538 | 3190 |
| D | 1.75 | 6728 | 2250 |
| E | 1.90 | 27089 | 9060 |
| F | 2.00 | 14472 | 4840 |
| G | 1.75 | 6728 | 2250 |

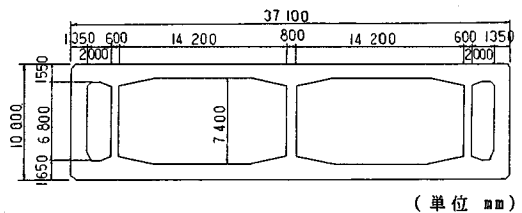


図-9 函体断面形状

表-2 モデル化による断面諸定数

| 函体エレメント部 | | 可撓性継手部 | |
|---------------|----------------------------------------|---------|---------------------------|
| 断面積 | 141.6m ² | 軸方向ばね定数 | 4.000×10 ⁴ t/m |
| 断面2次モーメント | 20931m ⁴ | せん断ばね定数 | 1.288×10 ⁴ t/m |
| 弾性係数 (ひびわれ無し) | 2.151×10 ⁴ t/m ² | 曲げばね定数 | 6.255×10 ⁴ tm |
| 弾性係数 (ひびわれ有り) | 8.628×10 ³ t/m ² | | |

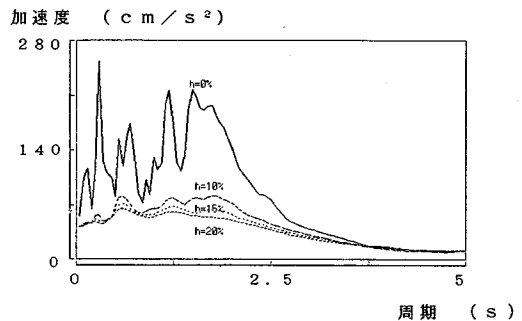


図-10 地震動の加速度応答スペクトル

表—3 解析モデル一覧

| パラメーター モデル名 | 振動方向 | 継手の有無 | 減衰定数 | 継手剛性 | トンネル近傍 の地盤の剛性 | 函体剛性 |
|----------------|-------|-------|------|------|------------------|--------|
| X108MP | 軸直角方向 | 有り | 10% | 柔 | 中 | ひび割れ無し |
| X108MP' | 軸直角方向 | 有り | 10% | 剛 | 中 | ひび割れ無し |
| X108MP'' | 軸直角方向 | 有り | 10% | 柔 | 中 | ひび割れ無し |
| X100MP | 軸直角方向 | 無し | 10% | 中 | 中 | ひび割れ無し |
| X158MP | 軸直角方向 | 有り | 15% | 中 | 中 | ひび割れ無し |
| X150MP | 軸直角方向 | 無し | 15% | 中 | 中 | ひび割れ無し |
| X208MP | 軸直角方向 | 有り | 20% | 中 | 中 | ひび割れ無し |
| X200MP | 軸直角方向 | 無し | 20% | 中 | 中 | ひび割れ無し |
| X108HP | 軸直角方向 | 有り | 10% | 中 | 剛 | ひび割れ無し |
| X100HP | 軸直角方向 | 無し | 10% | 中 | 剛 | ひび割れ無し |
| X108SP | 軸直角方向 | 有り | 10% | 中 | 柔 | ひび割れ無し |
| X100SP | 軸直角方向 | 無し | 10% | 中 | 柔 | ひび割れ無し |
| X108MC | 軸直角方向 | 有り | 10% | 中 | 中 | ひび割れ有り |
| X100MC | 軸直角方向 | 無し | 10% | 中 | 中 | ひび割れ有り |
| Y108MP | 軸方向 | 有り | 10% | 剛 | 中 | ひび割れ無し |
| Y108MP' | 軸方向 | 有り | 10% | 中 | 中 | ひび割れ無し |
| Y108MP'' | 軸方向 | 有り | 10% | 柔 | 中 | ひび割れ無し |
| Y100MP | 軸方向 | 無し | 10% | 中 | 中 | ひび割れ無し |
| Y158MP | 軸方向 | 有り | 15% | 中 | 中 | ひび割れ無し |
| Y150MP | 軸方向 | 無し | 15% | 中 | 中 | ひび割れ無し |
| Y208MP | 軸方向 | 有り | 20% | 中 | 中 | ひび割れ無し |
| Y200MP | 軸方向 | 無し | 20% | 中 | 中 | ひび割れ無し |
| Y108HP | 軸方向 | 有り | 10% | 中 | 剛 | ひび割れ無し |
| Y100HP | 軸方向 | 無し | 10% | 中 | 剛 | ひび割れ無し |
| Y108SP | 軸方向 | 有り | 10% | 中 | 柔 | ひび割れ無し |
| Y100SP | 軸方向 | 無し | 10% | 中 | 柔 | ひび割れ無し |

表—4 トンネル近傍の地盤のばね剛性

| 記号 | 軸直角方向 (t/m) | 軸方向 (t/m) |
|----|---------------------|---------------------|
| H | 2.133×10^4 | 1.600×10^4 |
| M | 4.267×10^4 | 3.200×10^4 |
| S | 8.533×10^4 | 6.400×10^4 |

れと対応して、可撓性継手の部分で曲げモーメントが極端に小さくなっており、最大モーメントも50%程度に低下している。せん断力の分布を比較すると、場所によっては、可撓性継手を配置しないときよりも大きなせん断力が生じている。しかし、これは、モデル化においてせん断キーが函体部と等しいせん断剛性をもつと仮定したためであると考えられ、可撓性継手を配置することによりトンネルの回転変形が大きくなり、最大せん断力は、低下している。図—12は、軸方向の地震動が作用した場合について継手の効果を検討したものである。可撓性継手を配置したものは継手において階段状に変形が進んでおり、この結果軸力が全体的に低下していることがわかる。これらから、可撓性継手が地震時に沈埋トンネルに作用する断面力を低減する効果をもつことがわかる。

以下に、各種の条件をパラメトリックに変化させたときの解析結果から得られた可撓性継手の効果に関する考察を各パラメーターごとに分類して述べる。ここで、継手の効果は、他の条件が等しい場合に、継手を設けない場合の最大断面力に対する継手を配した場合の最大断面力の比を百分率で表わしたもの（低下断面力比）として評価した。すなわち、低下断面力比が小さいほど継手の効果が大きいことを意味する。さらに、図中のX方向はトンネル軸直角方向に地震動を作用させた場合の曲げモーメントに対する解析結果、Y方向は、トンネル軸方向に地震動を作用させた場合の軸力に対する解析結果を意味している。

a) 地盤の減衰定数の影響

図—13に減衰定数と低下断面力比の関係を示す。減衰定数が大きくなれば当然のごとく地盤の応答変位が小さくなり、これと同時にトンネルに作用する断面力も低下する。このとき10%、15%、20%と減衰定数を変化させることに伴う低下断面力比の変化は小さく、軸直角方向に地震動を作用させた場合で53%、50%、46%、軸方向に地震動を作用させた場合で58%、56%、57%程度である。すなわち地盤の減衰定数は、地震時に沈埋トンネルに作用する断面力自体には影響を与えるが、継手の効果に大きな影響を及ぼす要因にはならないと判断できる。

b) トンネル近傍の地盤の剛性の影響

図—14にトンネル近傍の地盤の剛性の比と継手をもつ構造の最大断面力（基準解析モデル(X108MP)の値を100%とする)の関係を示す。また、図—15にはトンネル近傍の地盤の剛性の比と低下断面力比の関係を示す。地盤の剛性が0.2:1:5の比で変化するのに伴って最大曲げモーメントが約0.4:1:2.3、最大軸力が0.3:1:2.3と増加しており、トンネル近傍の地盤が硬くなるに従ってトンネルに作用する断面力が大きくなるのがわかる。これは、トンネル近傍の地盤の剛性が高い場合には、トンネルの変形を地盤の変形に適合させるように作用する強制外力が大きくなるためである。また、軸直角方向に地震動を与えた場合の低下断面力比が地盤の剛性が高くなるにつれて37%、58%、72%となり、継手の効果が減少することも同様の理由によると思われる。しかしながら、これとは逆に、軸方向に地震動を作用させた場合には、トンネル近傍の地盤の剛性が大きくなるのに伴って低下断面力比が79%、58%、57%となり、継手の効果が大きくなっている。これは、地盤

の剛性が低下したこと自体による軸力の低下の割合が、曲げモーメントの場合よりも大きいこと、および解析例に示した軸方向と軸直角方向の変位分布を比較すればわかるように軸方向の変位は、トンネル軸に沿ってゆるやかに分布しており、そのために継手の効果が平均化されたことによると思われる。仮に、軸方向の変位分布が、軸直角方向の変位分布と同じように変位が極端に変化する箇所をもてば同じような傾向がみられたと思われる。

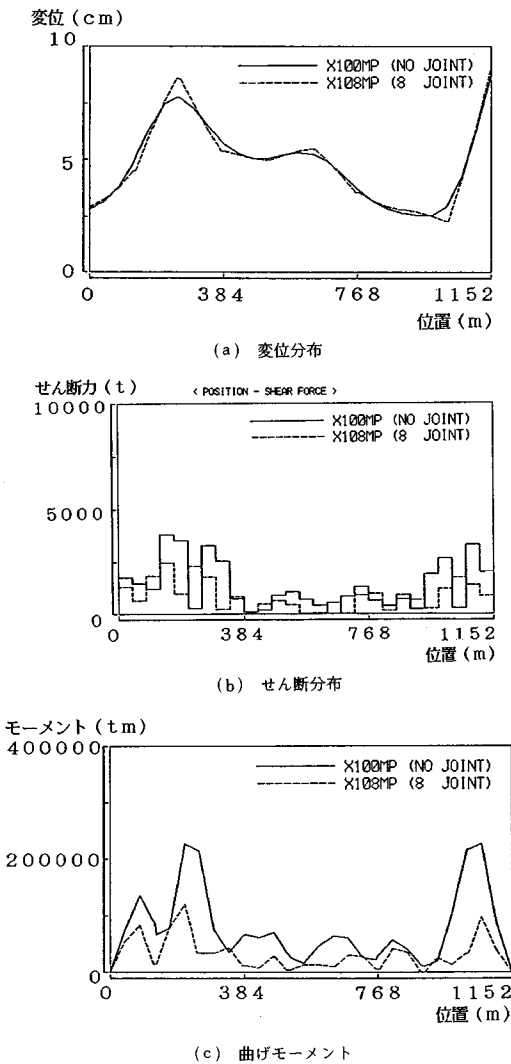
c) 継手の剛性の影響

図一16に継手の剛性と低下断面力比の関係を示す。軸直角方向に地震動を作用させた場合には、可撓性継手の剛性は、継手の効果には、ほとんど影響を与えないと判断できる。これに対し、軸方向に地震動を作用させた場合の軸力に対しては、比較的継手の剛性の影響が現わ

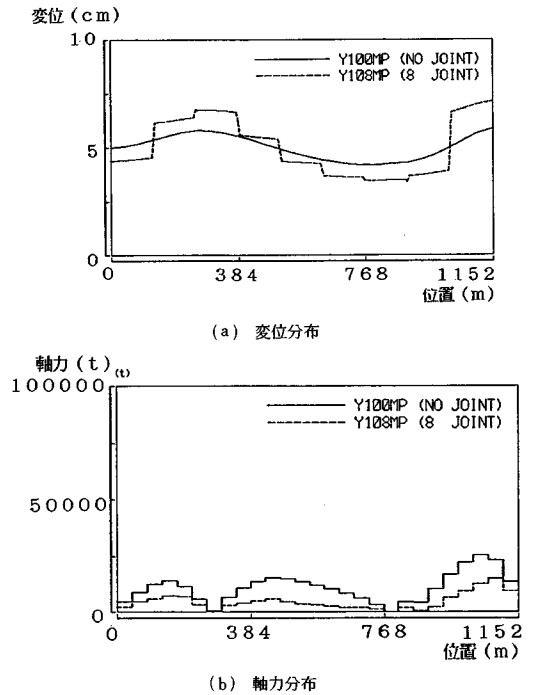
れている。しかし、この場合も継手の剛性の変化幅ほど最大軸力には差がでていない。このことは、継手の剛性を0.5 : 1 : 2の比で変化させたときの断面力の分布にも現われており、継手の近傍では断面力に差がみられたが、最大曲げモーメントは、117 000 t・m, 119 600 t・m, 13 510 t・mであり、最大軸力は、12 310 t, 14 810 t, 17 390 tであって大きな差がみられなかった。

d) 函体エレメントの剛性の影響

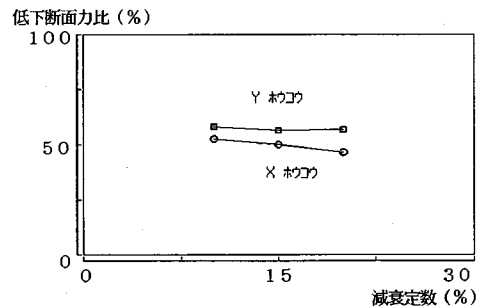
図一17に、ひびわれの存在を想定した場合の曲げモーメントの分布図を示す。図一11に解析結果の例として示したひびわれのない場合の結果と比較すると、ひびわれの発生によって函体の剛性が低下することにより相対的に継手の剛性が高くなり、低下断面力比が53%から73%へととなって継手の効果は減少している。また、こ



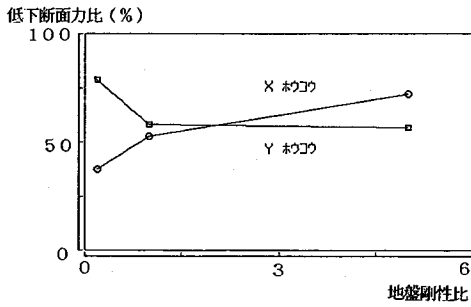
図一11 解析結果の例 (X方向の検討)



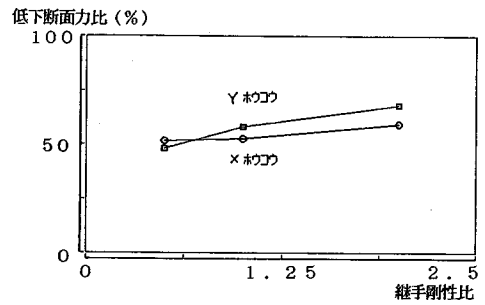
図一12 解析結果の例 (Y方向の検討)



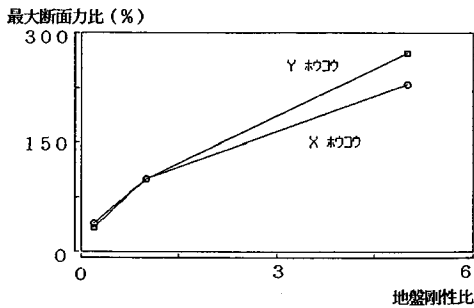
図一13 地盤の減衰定数と低下断面力比の関係



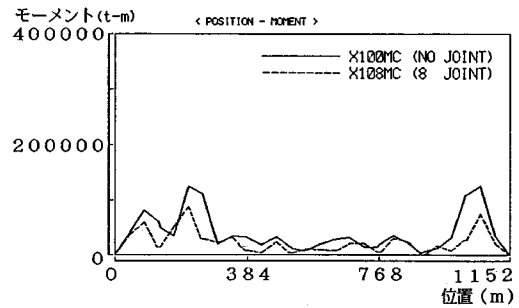
図—14 地盤の剛性と低下断面力比の関係



図—16 継手の剛性と低下断面力比の関係



図—15 地盤の剛性と最大断面力比の関係



図—17 ひびわれを想定した場合の曲げモーメント分布

のとき継手を配置しない解析モデルの最大曲げモーメントに与える函体の剛性の影響をみると、函体の剛性の低下に伴って最大曲げモーメントが50%にも低下する結果を得た。函体エレメントの剛性が低下することによって相対的にトンネル近傍の地盤の剛性の影響を受けやすくなり、その結果として継手部における変形量が増し、継手の効果が減殺されるのである。

(7) 解析結果の適用範囲

本研究で示した沈埋トンネルの地震応答解析は、数々の仮定のもとに成り立っている。したがって、その適用範囲は限られたものであっていかなる条件に対しても適用できるものではない。そこで、本研究で用いた解析手法の適用範囲を検討すると次のことがいえる。すなわち、本研究で用いた解析モデルにおいては、剛体であると仮定された耐震計算上の基盤面のせん断振動により表層地盤が振動させられる状態を想定している。よって、解析の対象とし得る地震動は、基盤面に対して垂直に入射するもの、もしくは、そのように近似できるものに限られ遠方から伝播しトンネルの側方から入射するような地震動に対しては対象としていない。

また、本研究で用いた解析手法にはいくつかの問題点があるがこれを補う解析手法として和田ら⁹⁾が示したように入射する地震動を波動として扱う方法がある。地震動による変位波形を沈埋トンネルに沿って伝播させトンネルに作用する断面力を算定する方法である。実際に沈

埋トンネルの耐震性の検討を行う場合には、これら2種類の解析方法を組み合わせて用いることによって相互に欠如した部分を補うようにすることが望ましい。

4. 沈埋トンネルの耐震検討方法

(1) 鉄筋コンクリート沈埋トンネルの限界状態

沈埋トンネルは水底に建設される構造物であるので大きな損傷を招く原因の1つとして、ひびわれに伴う漏水が挙げられる。ひとたび漏水が始まれば水流によりだいにひびわれ幅が増すことが考えられる。また、少量の漏水でも海水による鉄筋の腐食が心配される。したがって、水圧による圧縮力がひびわれを閉じるように作用することを考えてもひびわれの発生を許容すべきでないと思われる。さらに、沈埋トンネルは補修や再建が容易に行えない構造物であることなども考え合わせると土木学会のコンクリート標準示方書¹⁰⁾の耐震設計における「地震動を受けた後も健全維持を望まれる構造物」に当てはまると思われる。

(2) ひびわれに対する検討

鉄筋コンクリート沈埋トンネルは、本来引張力に対してはひびわれることを前提としている鉄筋コンクリートを材料として使用しながら、ひびわれを許容できないことの結果として、相対的に軸引張力に対して安全性を確保しにくい構造物になっている。本研究で行った解析結果を例に取れば、水圧による初期圧縮応力は、わずかに

4.3 kgf/cm²であり、これが引張力には、安全側に作用することを考慮してもひびわれに対する引張側の耐力は30 kgf/cm²程度しかなく、圧縮側の耐力が約300 kgf/cm²あることを考えると明らかに引張に対する耐力が低い。したがって、沈埋トンネルの耐震性を検討する場合には、特に軸方向の変位に対して注意を払う必要があると思われる。このことを考えると、先に示した解析結果からわかるように、沈埋トンネルに可撓性継手を設けることは、軸力を50%から60%程度に低減することが可能であり、有効な手段であると思われる。

(3) 継手の効果に対する検討

数値計算結果から明らかのように、沈埋トンネルに可撓性継手を導入することにより地震時に沈埋トンネルに作用する断面力を35%から50%程度まで低減することが可能である。したがって、可撓性継手を導入する場合には、その効果を見込んだ設計が可能である。しかしながらその効果は、継手の剛性、および函体エレメントの剛性、トンネル近傍の地盤の剛性などに影響され、低下断面力比にして30%から70%もの幅で変化することに留意する必要がある。

(4) 地盤の大変形に対する検討

ここまで述べてきた沈埋トンネルの耐震性に対する考察には、地震時の地盤の流動化、埋め戻し土の重量による地盤のすべり破壊、浮力によるトンネルの浮き上がりなど、沈埋トンネルにとって考慮すべき重要な事項は、含まれていない。したがって、沈埋トンネルの設計にあたり、可撓性継手を採用する場合には、継手部の変形能力、および強度を十分に確保することが肝要となると思われる。

(5) 沈埋トンネルの耐震検討方法

本研究で用いた沈埋トンネルの地震応答解析方法を耐震検討の観点からまとめると図-18に示すフローチャートが得られる。まず、解析の対象とする地震動を設定する。次に、表層地盤を多質点のせん断振動系にモデル化し、設定した地震動をこれに作用させることにより地震時の地盤の応答変位を推定する。続いて、沈埋トンネルを骨組み構造物にモデル化し、さきに求めた地盤の応答変位を強制変位として構造解析することにより、沈埋トンネルの地震時の応答変位と断面力を算定する。そして、最後に耐震性を検討し問題がある場合には、基本設計にフィードバックする。

沈埋トンネルは、さきに述べたように弾性床上的はりとしてモデル化する。このとき、沈埋トンネル本体を、函体エレメント部と可撓性継手部分に分けてそれぞれモデル化を行う。耐震検討の対象が、鉄筋コンクリート沈埋トンネルの場合には、函体エレメント部の剛性の評価に際し、本研究で行ったようにひびわれの影響を考慮する

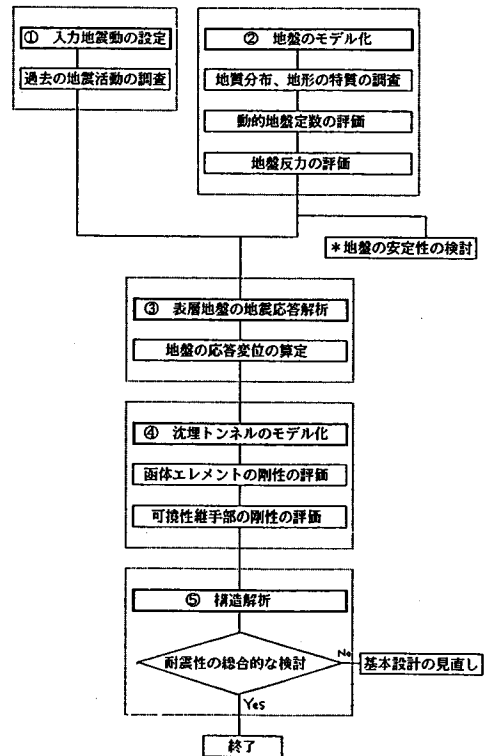


図-18 沈埋トンネルの耐震検討方法

場合についても検討することが望ましい。また、基本的に可撓性継手部は、線形ばねにモデル化しても十分な精度で解析が行えると思われる。そのモデル化に際しては、本研究で行ったように、連結用 PC ケーブルの定着板の内側を可撓性継手部として取り出し、ファイバーモデルを適用するなどして合理的なモデル化をすればよい。なお、図-18の中の*印は、解析の考慮の範囲外であるが、地盤の流動化やすべり破壊、沈埋トンネルの浮き上がりに対する安全性も別途考慮すべきであると思われるので付け加えた。

5. 結 論

本研究から得られた知見を以下に列挙する。

(1) 可撓性連結部を本研究の方法のようにモデル化することにより可撓性連結部を有する RC はりの曲げ挙動を解析的に簡便に把握できることが明らかとなった。

(2) 沈埋トンネルの継手部をファイバーモデルによる解析を用いてモデル化し、表層地盤の地震応答解析を行うことにより、沈埋トンネルの地震時の挙動を解析的に推定できることが認められた。

(3) 可撓性継手を設けることにより地震時に沈埋トンネルに作用する断面力を35%から70%程度まで低

減できることが示された。しかし、可撓性継手が構造上の弱点とならないように十分な強度をもたせる必要がある。

(4) 地盤や構造上の条件をパラメトリックに変化させて沈埋トンネルの地震応答を計算することにより、これらが継手の効果に与える影響を次のように把握できた。

- ① 地盤の減衰定数は継手の効果にはほとんど影響を与えない。
- ② 曲げモーメントに着目した場合にはトンネル近傍の地盤の剛性が高くなるほど継手の効果が低下する。
- ③ 継手の剛性の影響は軸力に対して比較的顕著であり、曲げモーメントに対してはほとんど影響を与えない。
- ④ 函体エレメントの剛性が低下すると見掛けの継手の効果は低下する。

(5) 可撓性連結部を有する鉄筋コンクリート沈埋トンネルの耐震検討方法をまとめた。

謝 辞：本研究の立案にあたっては、首都高速道路技術センターの沈埋トンネルの設計施工に関する調査研究委員会(委員長 今田 徹 東京都立大学教授)より種々のご示唆を得た。また、横浜国立大学建設学科コンクリート構造研究室の山口助手を始め、森下技官など多くの方々のご助力をいただいた。さらに、本研究に際し、文部省科学研究費補助金一般研究(B) No. 61460159

の一部を使用した。以上関係各位に深甚の謝意を表します。

参 考 文 献

- 1) 土木学会：沈埋トンネル耐震設計指針(案)，1975。
- 2) 栗林栄一・川島一彦・柴田松雄：沈埋トンネルの軸線上の断面力及び変位の応答解析法に関する研究，土木研究所資料1193号，建設省土木研究所，1977。
- 3) 栗林栄一・川島一彦・柴田松雄：沈埋トンネルの地震応答に及ぼす耐震継手の効果，土木技術資料12-21，建設省土木研究所，1979。
- 4) 首都高速道路技術センター：沈埋トンネルの設計施工に関する調査研究報告書(その1)，1985。
- 5) 首都高速道路技術センター：沈埋トンネルの設計施工に関する調査研究報告書(その2)，1986。
- 6) 池田尚治・山口隆裕・萩原正雄：可撓性連結部を有するRC部材の連結部剛性の評価に関する研究，第42回土木学会年次学術講演会講演概要集第5，pp. 204～205，1987。
- 7) 高津和義・山田 淳・大崎 弘：可撓性継手が沈埋トンネルの耐震性に及ぼす影響，第42回土木学会年次学術講演会講演概要集第5，pp. 246～247，1987。
- 8) 池田尚治・高津和義・山田 淳・山口隆裕：連結部を有する鉄筋コンクリートはりの曲げ挙動，コンクリート工学年次論文報告集，第10巻，pp. 703～708，1988。
- 9) 和田克哉・泉 博充：地震応答解析のための土の動的性質(沈埋トンネルの地震応答解析)，土と基礎，34-7，pp. 83～88，1986。
- 10) 土木学会：コンクリート標準示方書(昭和61年制定)，1986。

(1988. 4. 5・受付)