

多摩川・川崎航路沈埋トンネルの可撓性継手

FLEXIBLE JOINT OF THE TAMA RIVER AND KAWASAKI FAIRWAY SUBMERGED TUNNELS

富沢修次* 松本修一**

By Shuji TOMIZAWA and Shuichi MATSUMOTO

The Tama River and Kawasaki Fairway Tunnels are submerged roadway tunnels constructed on the Metropolitan Expressway Bayshore Line by trench method, using flexible joints between tunnel elements. The flexible joints play an important role in strengthening the aseismic capability of submerged tunnel. This report reviews the rigidity evaluation method of the flexible joints and the maximum allowable deformation of the joints applied in the design of the Tama River and Kawasaki Fairway Tunnels, and also presents the findings of the behavior of the joints through full-scale model experiment to demonstrate the justification of the rigidity evaluation method at design stage, and clarified analytically that the flexible joints are effective to the aseismic capability of the submerged tunnels.

1 まえがき

首都高速湾岸線の多摩川および川崎航路トンネルは沈埋工法を採用した道路トンネルであり、函体と函体を結ぶ継手には可撓性継手を採用している。沈埋トンネルの可撓性継手はトンネル全体の耐震性を向上させるうえで重要な役割を果たす。本報告では、多摩川および川崎航路トンネルで採用した可撓性継手について、継手部の剛性評価方法および許容変形量の設定についてまとめるとともに、可撓性継手の実物大模型を用いて実験的にその挙動を把握し、設計における剛性評価の妥当性を確認した。また、耐震計算における可撓性継手の効果を解析的に明らかにした。

2 多摩川および川崎航路トンネルの概要

東京湾環状道路は、東京湾の外周に沿って計画されている東京湾岸道路と湾口部横断道路および川崎と木更津を結ぶ東京湾横断道路で構成される。このうち東京湾岸道路は原則として総幅員 50m～100m、合計10～14車線で、自動車専用部と一般部とから構成されており、自動車専用部のうちの横浜市金沢区並木から市川市高谷までは首都高速道路公団が高速湾岸線として建設を進めている。

高速湾岸線3期4期のうち羽田空港に隣接した多摩川河口部と川崎航路部は空域制限および電波障害の關係からトンネル形式を採用した。多摩川トンネルは図-1に示すように多摩川河口部を横断し羽田沖埋立地と浮島埋立地を結ぶトンネルで、延長1549.5mの沈埋トンネル部とその両端の換気塔および陸上トンネルより構成される。一方、川崎航路トンネルは図-2に示すように川崎港の出入路を横断し浮島埋立地と東扇島

* 首都高速道路公団湾岸線建設局設計課(〒105 東京都港区海岸1-9-18)

** 株式会社オリエンタルコンサルタンツ技術第4部(〒150 東京都渋谷区渋谷1-16-14)

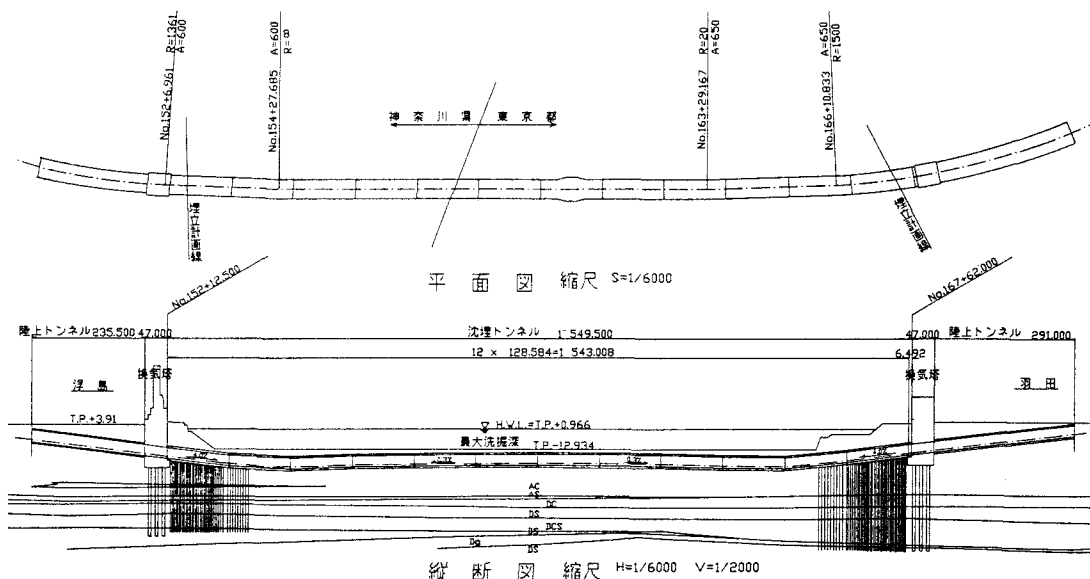


図-1 多摩川トンネル一般図

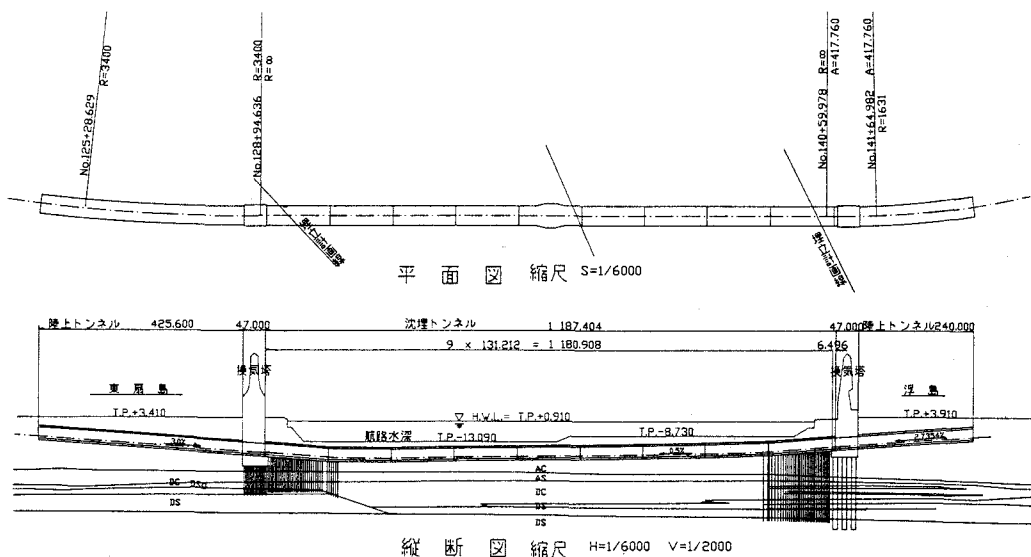
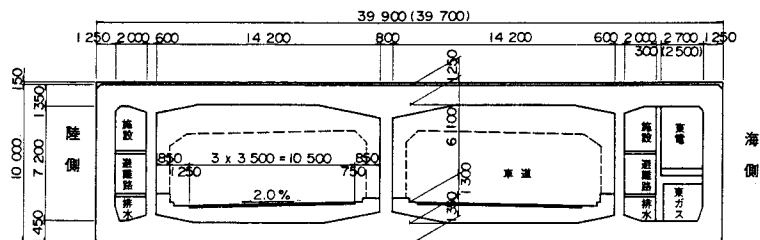


図-2 川崎航路トンネル一般図

を結ぶトンネルで、延長1187.4mの沈埋トンネル部とその両端の換気塔および陸上トンネルより構成される。函体の長さは経済性、施工性を考慮して130m程度とした。これにより多摩川トンネルの沈埋トンネル部は12分割、川崎航路トンネルの沈埋トンネル部は9分割される。沈埋トンネルの端部は換気塔の受台に載せており、支持状態の急変を避けるため換気塔付近の函体は杭により支持させている。

断面は図-3に示すように、車道部空間、避難路および諸施設用空間、企業者用空間で構成し、高さ10m、全幅39.9m（川崎航路トンネルは全幅39.7m）とした。函体の構造は基本的には鉄筋コンクリート構造であるが、トンネルとしての水密性を確保するため函体の下面および側面には厚さ8mmの防水鋼板を設置し、上

面には防水シートおよび厚さ15cmの保護コンクリートを施した。函体軸方向には縦締ケーブルを配置し、主にひびわれ制御を目的として $10\text{kg}/\text{cm}^2$ 程度のプレストレスを導入した。函体端面には、製作精度の確保と補強を兼ねて端部鋼殻を設けており、函体どうしを接合するのに必要なゴムガasket、鉛直せん断キーを取り付けてある。また、函体端面には、函体を浮上させ曳航するために、仮の止水壁であるバルクヘッドを設けてある。図-4に函体構造の概念図を示す。



() 内の寸法は川崎航路トンネルを示す。

図-3 沈埋トンネル部の標準横断面

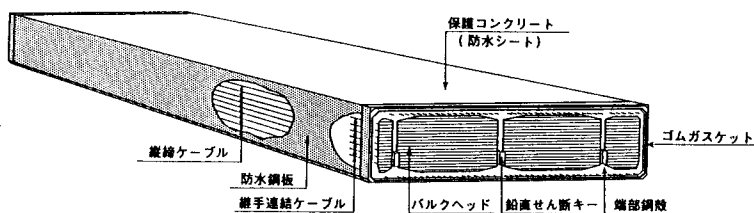


図-4 函体構造の概念図

3 可撓性継手の構造

沈埋トンネルの函体間は継手によって連結されるが、この継手には函体部より剛性を大幅に低下させた可撓性継手と函体とほぼ同等な剛性をもった剛継手とがある。一般に可撓性継手を配置した場合は、地盤の圧密沈下などで生じる不等沈下、温度変化の影響、あるいは地震により生じる変位および変形に対して、トンネルに発生する断面力を大幅に低減させることが可能であり、トンネル断面を経済的に設計することができる。しかしながら、可撓性継手には函体間の相対変位を吸収する変形能力とトンネルとしての機能を維持するための止水能力とが要求されるため、これらの能力をあわせてもっている継手の構造を考えなければならない。

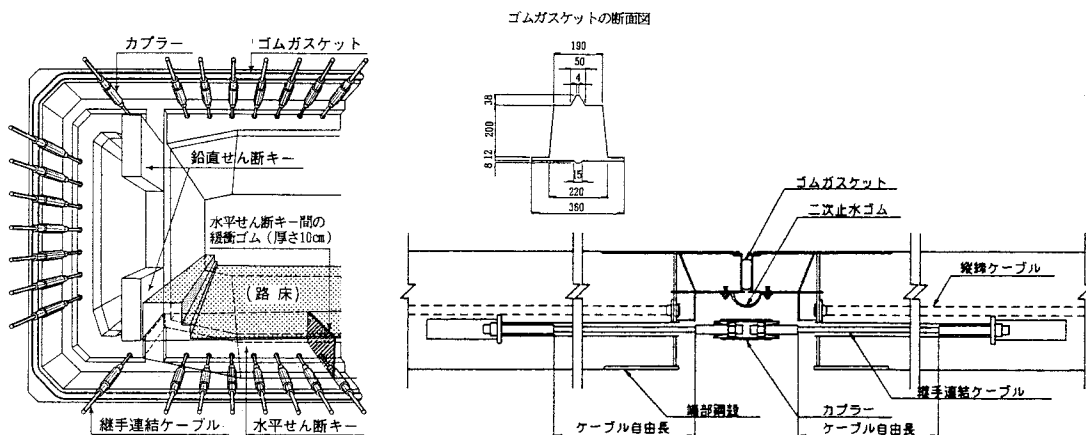


図-5 可撓性継手の構造

図-5に多摩川および川崎航路トンネルで採用した可撓性継手の構造を示す。この可撓性継手は大きく分けて ①ゴムガスケット ②継手連結ケーブル ③水平および鉛直せん断キー ④二次止水ゴムの4つの部材で構成されている。

ゴムガスケットは継手部の止水を図るとともに沈埋トンネルの軸方向力に対する圧縮、引張のばね作用をする。函体どうしの接合は水圧を利用して行うため、ゴムガスケットにはこの水圧による圧縮力と圧縮変形が生じている。継手連結ケーブルは継手部がトンネル軸方向に開こうとする変位に抵抗する引張抵抗部材である。ゴムガスケットとともに引張に対して合成ばねを形成し、継手部の開きに抵抗する。継手連結ケーブルがばねとして関与する部分をケーブル自由長と呼ぶ。水平および鉛直せん断キーは、機械的なかみあわせにより水平および鉛直方向の函体相互のずれを防止するもので、かみあわせの間に緩衝ゴムをはさむことでばね作用をさせている。二次止水ゴムは、継手部の止水に対する安全性を高める目的でゴムガスケットの内側に配置するものである。

4 可撓性継手の剛性評価

表-1に継手を構成する部材とばねの評価の関係を示す。

表-1 継手を構成する部材とばねの評価

ばねの作用方向	トンネル軸方向 圧縮ばね	トンネル軸方向 引張ばね	せん断ばね	回転ばね
ゴムガスケット	○	○	×	○
継手連結ケーブル	-	○	-	○
せん断キー（緩衝ゴム）	×	-	○	-

○ : 影響を考慮するもの
 × : 影響を無視するもの
 - : ほとんど影響が無いもの

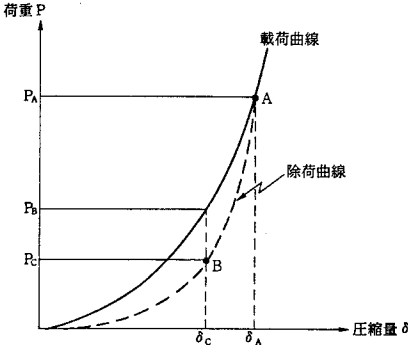


図-6 ゴムガスケットの圧縮特性

(1) トンネル軸方向ばね

ゴムガスケットの動的ばね定数は、ゴムガスケットの除荷曲線の割線勾配とほぼ等しいといわれている¹⁾。除荷曲線が得られていない場合は、載荷曲線を基にして図-6に示するようなA、Bの2点をとおり $P = \alpha \delta$ で表される指数曲線で除荷曲線を近似する。この場合A点 (P_A, δ_A) は載荷曲線上の点で、除荷の始まる点とする。B点 (P_C, δ_C) は $P_C = 0.6 P_B$ 、 $\delta_C = 0.8 \delta_A$ で求める。 P_B は δ_C における載荷曲線上の荷重とする¹⁾。

トンネル軸方向の圧縮力に対してはゴムガスケットがばね作用をする。圧縮ばね定数は除荷曲線の割線勾配を用いて算出する。引張力に対してはゴムガスケットのばねと継手連結ケーブルのばねを加算した合成ばねとして算出する。したがって、トンネル軸方向のばね定数は圧縮と引張とは異なった値となるが、一般には継手部は引張力が作用したときの止水性が問題となるので、引張ばねで代表させている。

図-7に本沈埋トンネルで設定したトンネル軸方向のばね特性を示す。ゴムガスケットは函体どうしを水圧により接合したときの圧縮変形状態が初期状態になる。継手連結ケーブル

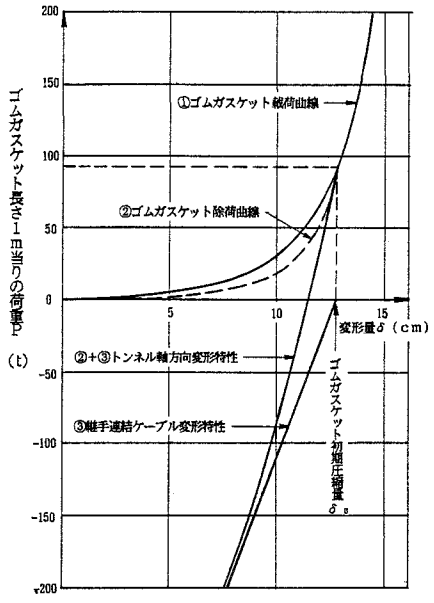


図-7 トンネル軸方向のばね

ルはこの状態で連結されるが張力は導入しない。したがって、初期状態から継手が開く引張側の変形に対してゴムガスケットと継手連結ケーブルとの合成ばねが形成される。

(2) せん断ばね

継手部における鉛直方向、水平方向のせん断ずれに対しては、せん断キーの間隙にはさんだ緩衝ゴムの圧縮ばねをせん断ばねとする。

(3) 回転ばね

継手部における鉛直軸回りおよびトンネル軸直角方向の水平軸回りのモーメントに対してはゴムガスケットと継手連結ケーブルで抵抗するものとし、図-8に示すように、変形と力の釣合条件から回転ばね定数を算出する。

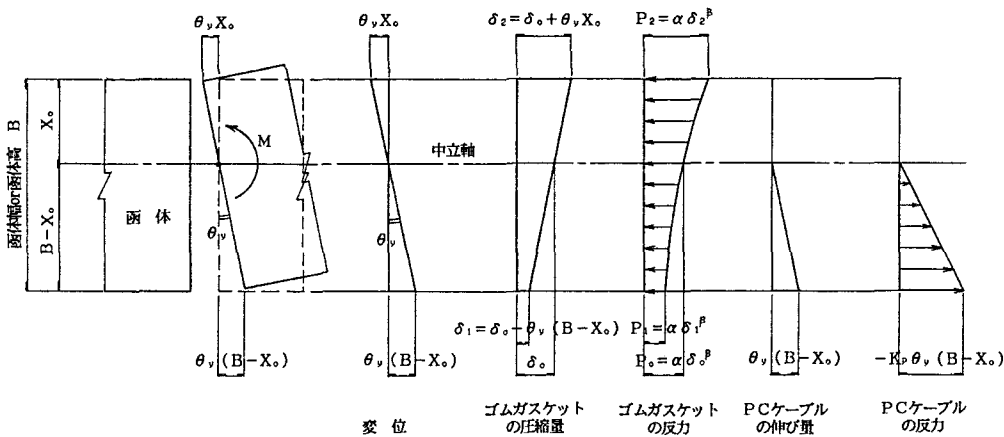


図-8 回転変形におけるゴムガスケットと継手連結ケーブルの力の釣合

(4) 本沈埋トンネルにおける継手のばね定数

本沈埋トンネルの可撓性継手について上記の方法で算出したばね定数を表-2に示す。

表-2 可撓性継手のばね定数

		ばね定数
引張	張 (t/m)	5.7 × 10 ⁵
	鉛直軸まわり	9.5 × 10 ⁷
回転	水平軸まわり	2.4 × 10 ⁷
	水平方向	4.7 × 10 ⁴
せん断	鉛直方向	5.5 × 10 ⁶

5 可撓性継手の許容変形量

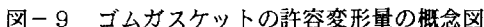
可撓性継手の安全性は、PCケーブルが耐力に達する変形量とゴムガスケットの止水性が保持できる限界の変形量の2点で照査される。本トンネルの継手連結ケーブルは自由長7.0mのSEEE F270Tを100本配置しており、引張強度はPu=26800t、降伏強度はPy=22800tである。常時の許容引張力をPa=0.6Pu=16100t、地震時の許容引張力をPa=Py=22800tとすると、許容変形量は常時δa=4.0cm、地震時δa=5.7cmとなる。

一方、ゴムガスケットの止水性による許容変形量は、次式により算出され最深部継手でδa=5.9cmである。図-9にゴムガスケットの許容変形量の概念図を示す。

$$\delta a = \delta o - \delta w - \delta p$$

- ここに δa：ゴムガスケットの止水性より決まる継手の許容変形量(cm)
- δo：ゴムガスケットの初期圧縮量(cm)。本トンネルの最深部継手では12.7cmである。
- δw：止水を維持するためのゴムガスケットの最小圧縮量(cm)。ゴムガスケットのノーズ部が圧縮されていれば止水が維持できるものとし、本トンネルでは3.8cmと設定。

したがって本トンネルの最深の可撓性継手の許容変形量は、常時・地震時とも継手連結ケーブルの許容変形量で決まり、常時は $a = 4.0\text{cm}$ 、地震時は $\delta a = 5.7\text{cm}$ ある。



関係はほぼ直線で表される。その回転ばね定数はゴムガasketの圧縮量が多いほど大きい。

⑥ 動的回転ばね定数は静的回転ばね定数より若干大きい。

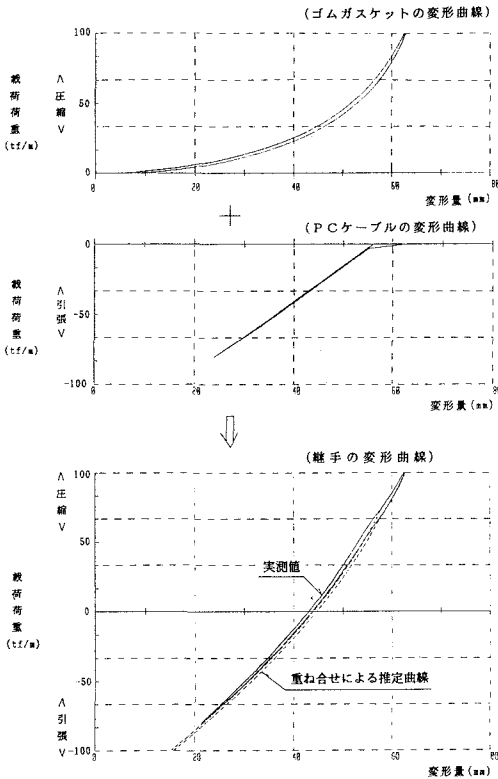


図-12 継手の静的変形曲線

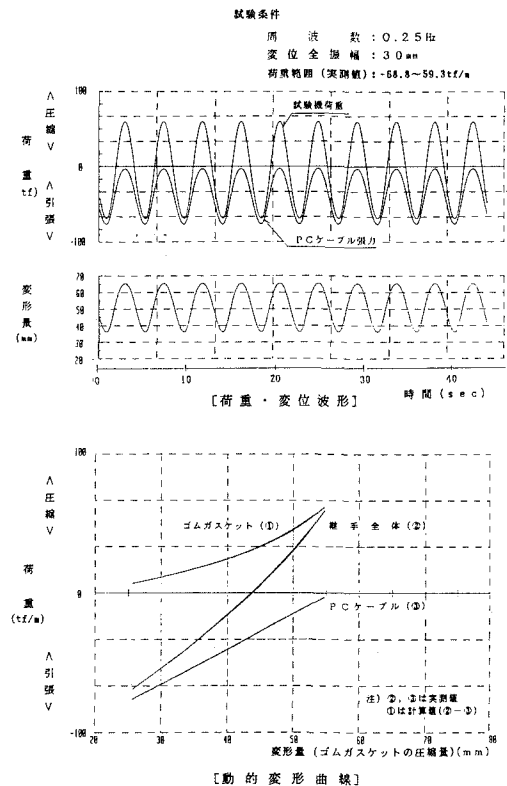


図-13 継手の動的圧縮引張試験

7 耐震設計

(1) 耐震設計の基本方針

沈埋トンネルの横断面の部材寸法や補強鋼材量は、曳航時における所定の乾舷量の確保、完成後の浮き上がりに対する安全性の確保、および常時の水圧、土圧により決定される。トンネル軸方向については主に地盤沈下、温度変化の影響および地震の影響により補強鋼材量と継手の構造が決定される。

本トンネルの耐震設計は、許容応力度法に対応した地震レベルL-1を設定し応答変位法により行い、地盤応答解析により照査するのを原則とした。

(2) 入力地震動

本トンネルの位置する地盤は、表層に軟弱な沖積粘性土層が厚く堆積しているため、耐震設計上の基盤面はT P-70m付近に存在するN値50以上の洪積砂質土層とした。しかしながら、同層のせん断波速度は $V_s = 300 \sim 400 \text{ m/s}$ であり、1種地盤相当の第3紀層(T₀層)はさらに深くT P-150m付近に存在するものと推定される。したがってまず第1種地盤における地震強度を設定し、重複反射理論により地盤の応答解析を行って耐震設計上の基盤面における設計用入力地震動を設定した。

第1種地盤における地震強度の設定は、許容応力度法で設計を行うことを前提に建設省土木研究所の研究成果²⁾のうちL-1地震を用いるものとした。L-1地震は構造物の耐用年数内に1~2回起こりうる地震という設定で、再現期間75年の地震と、マグニチュード7、震央距離50kmの地震の加速度応答スペクトルを

周辺の地震活動から求め、このスペクトルを包絡して定めたものである。図-14にL-1スペクトルを示す。このL-1スペクトル特性を有する地震波形は、L-1スペクトルに近い周波数特性を持つ1978年宮城県沖地震の開北橋付近の地盤で観測された波形を用い、振幅特性を周波数領域で調整して作成した。

地震動は震源からくる上昇波と、反射屈折をしてもどってくる下降波との合成波である。第1種地盤が均質で減衰が小さいものとするれば、第1種地盤の露頭部と地中部の上昇波はほぼ等しいと考えられる。耐震設計上の基盤面における入力地震動は、図-15に示すように第1種地盤にL-1地震波形の1/2を上昇波として入力し、重複反射理論による地盤の応答解析を行い、耐震設計上の基盤面における応答値を取り出して設定した。図-16に耐震設計上の地盤面における入力地震動を示す。

(3) 地盤ばね定数の評価

トンネル軸方向の解析に用いる地盤ばね定数の算定方法には、共同溝設計指針(案)(日本道路協会、昭和61年)に示されているように地盤のせん断弾性係数を用いて地盤ばねを算定する方法と、トンネルを含む地盤のFEMモデルを用い、荷重と変位の関係から地盤ばねを算定する方法の2つがある。一般にはFEMモデルにより算出したばねの方が大きく、トンネルの断面力は大きく算出されるため安全側の評価となる。本解析ではFEMモデルにより地盤ばねを算定するのを基本とした。以下に両者のばねの算定方法を示す。

(a) FEMモデルによる地盤ばねの算定

トンネル軸方向1m当りに着目してトンネルと地盤のFEMモデルを作成し、トンネルに荷重を与えたときのトンネル変位を用い、次式で地盤ばねを算出する。

$$K = P \cdot \delta$$

ここに K : トンネル長さ1m当りのトンネル
～地盤間ばね ($t/m/m$)

P : FEMモデルにおいてトンネルに
与える荷重 (t/m)

δ : トンネルの変位 (m)

なお、トンネル軸方向のばねの算出では3次元FEMモデル、トンネル直角方向のばねの算出では2次元のFEMモデル(平面ひずみ)を用いる。

(b) 共同溝設計指針による地盤ばねの算定

地盤ばねは次式で算定する。

$$K_x = G_s', \quad K_y = G_s', \quad K_z = E_s'$$

ここに K_x : トンネル軸方向の変位に関するばね ($t/m/m$)

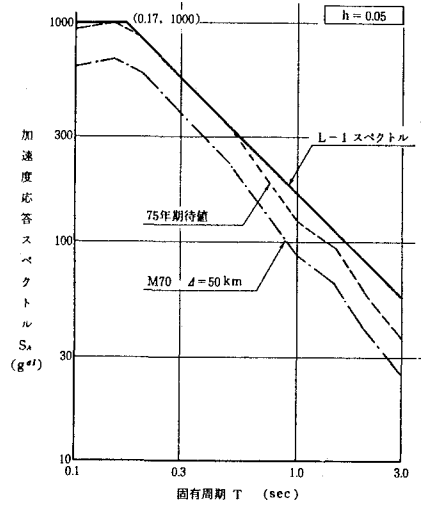


図-14 L-1スペクトル

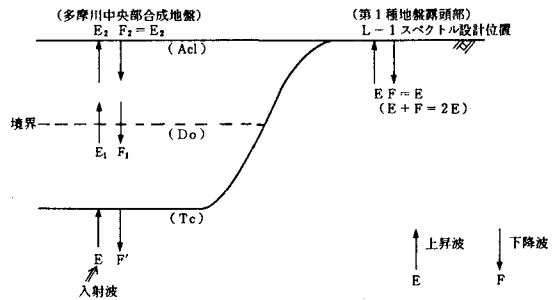


図-15 入力地震動の設定方法

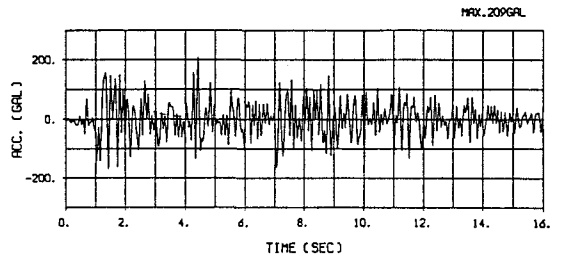


図-16 耐震設計上の地盤面における入力地震動

- K_v : トンネル軸直角水平方向の変位に関するばね (t/m/m)
 K_z : トンネル軸直角鉛直方向の変位に関するばね (t/m/m)
 G_s' : 換算せん断変形係数 (t/m²)。表層地盤の固有値より換算
 E_s' : 換算変形係数 (t/m²)

(4) 応答変位法

応答変位法ではトンネルを地盤ばねによって支持された弾性支承上のはりとしてモデル化し、トンネル軸に沿った地盤の変形分布を正弦波形とし、地盤変位を地盤ばねを介して強制変位としてトンネルに与えることによりトンネルの変形と断面力を求める。この場合、地盤がトンネル及ぼす荷重は図-17に示すように地盤の耐力を越えないものとした。地盤の耐力は、トンネル軸方向については函体と周辺地盤との摩擦抵抗、トンネル軸直角方向については、水平方向を地震時受働土圧強度、鉛直方向を極限支持力とした。

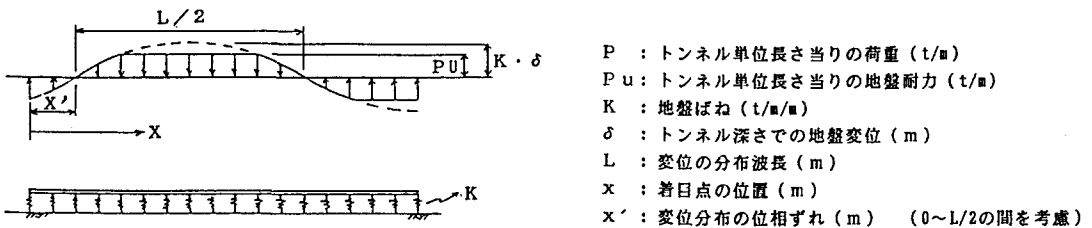


図-17 応答変位法における地盤の耐力の考慮

正弦波と仮定した地盤の変位振幅は次式より求める。

$$U_h = m \cdot \beta \cdot S_D$$

ここに U_h : トンネル位置における地盤の変位振幅 (m)

m : トンネル深さ位置での地表面に対するモード振幅比

β : 表層地盤のせん断振動1次モードの刺激係数

S_D : 応答変位 (m)。図-18の変位応答スペクトルより求める。図-18は図-16に示す入力地震動の変位応答スペクトルを地盤の減衰定数を $h = 10\%$ として求めたものである。

表層地盤の固有周期 T 、 m 、 β は地盤を多層地盤としてモデル化して求める。また、地盤変位の波長は共同溝設計指針 (日本道路協会) に準じ、次式により求める。

$$L = \frac{2 L_1 \cdot L_2}{L_1 + L_2}$$

$$L_1 = V_{Ds} \cdot T = 4 H$$

$$L_2 = V_{Bs} \cdot T$$

ここに L : 地盤変位の波長 (m)

V_{Ds} : 地表面の換算せん断弾性波速度 (m/s)

V_{Bs} : 基盤のせん断弾性波速度 (m/s)

T : 地表地盤の固有周期 (sec)

H : 表層地盤の厚さ (m)

表-4 に多摩川および川崎航路トンネルにおける地盤ばね、地盤の応答変位、地盤変位の波長を示す。

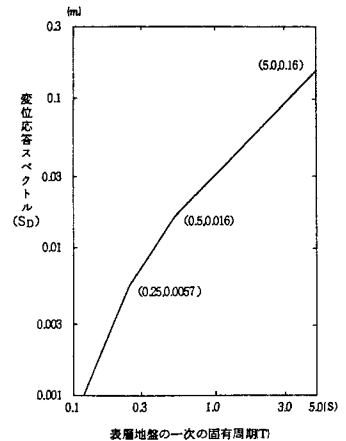


図-18 変位応答スペクトル

(5) 地震応答解析

トンネルおよび換気塔からなる動的解析モデルを図-19に示す。トンネル軸方向に地盤を分割し、それぞれ分割した部分を1質点系に置換する。本解析における分割間隔は沈埋函1函を4等分する間隔とし、約3.2mとした。地盤の振動特性はトンネルの存在によって影響を受けないものとし、トンネルの存在を無視して地盤の変位応答を求め、その地盤変位を地盤ばねを介してトンネルに強制変位として与え、トンネルの变形と断面力を求める。

(6) 解析結果

図-20は多摩川トンネルの動的解析の結果を示したものであるが、沈埋トンネルの函体間の継手を函体と同じ剛性をもった剛継手とした場合と、可撓性継手を配置した場合について、函体および継手に生じる断面力を比較したものである。可撓性継手のばねは線形ばねとし、引張側のばね値で代表させている。

継手が剛の場合は、換気塔付近の函体にかかなりの大きな軸力、曲げモーメント、せん断力が発生するが、可撓性継手とした場合には継手部の断面力だけでなくトンネル全体の断面力が低減する傾向となる。特に換気塔付近

の断面力の低減が著しく、最大値と比較すると、軸力、曲げモーメント、せん断力とも約1/4となる。これらは可撓性継手を配置する効果が大いことを示している。

図-21は多摩川トンネルについて各種解析結果による断面力を比較して示したものである。動的解析によるトンネル軸方向断面力は応答変位法による断面力より小さい。これは、動的解析による地盤変位の分布形状が比較的なめらかであり、地盤変位のみかけ上の波長が応答変位法の波長より長いことが原因している。

応答変位法については、地盤とトンネルを結ぶばねをFEMで算出し、地盤がトンネルにおよぼす荷重が地盤耐力を越えないようにした場合と、従来から行われている方法である共同溝設計指針により算出したばねを用い、地盤がトンネルにおよぼす荷重に制限を設けない場合の2つの解析結果を比較して示した。前者は、後者に比べ、ばね値は大きいトンネルを支持している沖積粘性土層の耐力が小さいため地盤がトンネルに与える荷重はそれほど大きくはならず、トンネルに発生する断面力は小さくなる。しかしながら、換気塔付近の護岸部では地盤改良が施されており、この耐力は比較的大きいため、トンネル両端部では断面力が大きくなる傾向を示す。函体および継手の設計は応答変位法により算出された断面力、変位を用いて行ったが、トンネルの安全性を考え、両方法の大きい値を採用した。多摩川トンネルにおける最深部継手の設計用断面力と設計用変位量をそれぞれ表-5、表-6に示す。

函体の標準的な配筋を図-22に示す。トンネル軸方向の鉄筋は間隔を20cmとして配筋している。この鉄筋は可撓性継手の採用により、かなり減少させることができた。多摩川トンネルの場合では、換気塔付近の函体は護岸荷重の影響が大いためトンネル軸方向の鉄筋径はD32が必要であるが、トンネル中央部の函体

表-4 地盤ばね、地盤の応答変位、地盤変位の波長

		川崎航路トンネル	多摩川トンネル
地盤ばね	トンネル軸方向	5 330 ~ 10 500	4 000 ~ 9 000
	水平直角水平方向	26 800 ~ 47 700	19 700 ~ 25 900
	鉛直方向	57 500 ~ 259 000	45 300 ~ 85 500
地盤の応答変位 (cm)		3.8 ~ 7.8	7.2 ~ 10.7
地盤変位の波長 (m)		190 ~ 390	350 ~ 500

地盤のばね値はトンネル単位長さ当り (t/m/m)

地盤の応答変位はトンネル深さでの値

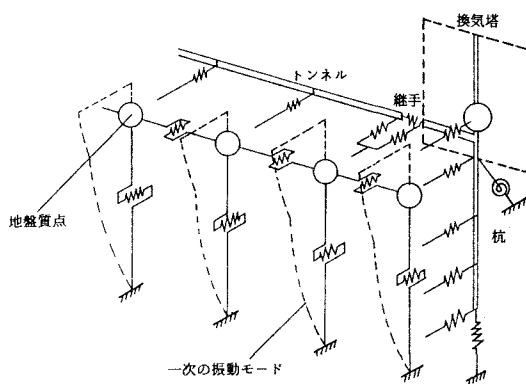


図-19 動的解析モデル (トンネル全体系)

は最小鉄筋量を部材（トンネルの上・下床版あるいは壁）の有効断面積の0.5%としてD22を配置した。
 函体はこの最小鉄筋量の配置で地震時に発生する断面力を十分上回る耐力を有している。

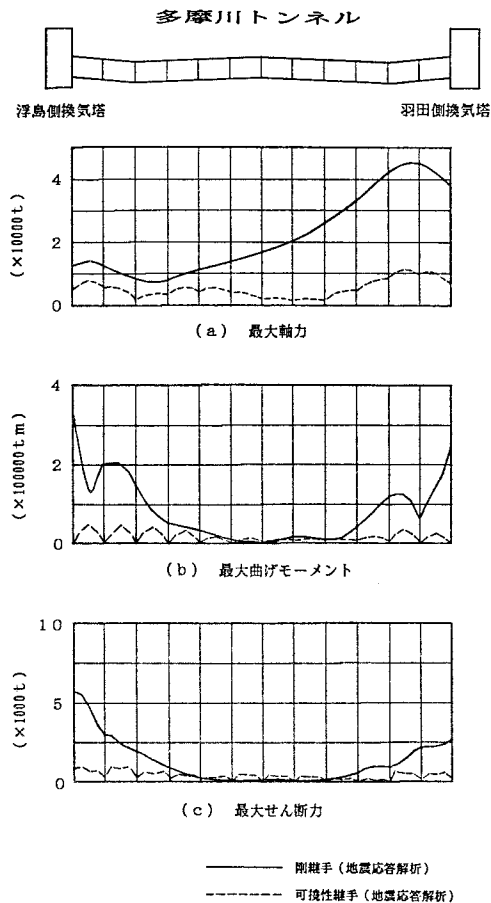


図-20 トンネル軸方向の地震応答解析結果
 （継手剛性の相違による断面力の比較）

		上 載 荷 重	温 度 変 化	地震の影響（応答変位法）	
				A 欄	B 欄
トンネル軸方向 引張力（t）		—	3060	6060 22700	4290 16000
				32300 142000	22800 100000
曲 げ モー メント (t・m)	水 平	—	—	12400 17200	8770 12100
	鉛 直	18300	—	961 1740	—
せん断力 (t)	水 平	—	—	1150 1030	—
	鉛 直	566	—	—	—

A欄：軸力および曲げモーメントは各々単独で用いる
 B欄：軸力と曲げモーメントを組合せて用いる
 地震の影響の欄の上段：FEMで地盤とトンネルを結ぶばねを算出。地盤がトンネル
 におよぼす荷重が地盤の耐力を越えないようにした場合
 地震の影響の欄の下段：共同溝設計指針によりトンネルと地盤を結ぶばねを算出
 地盤がトンネルにおよぼす荷重に特に制限を設けない場合

表-5 多摩川トンネル最深部継手の設計用断面力

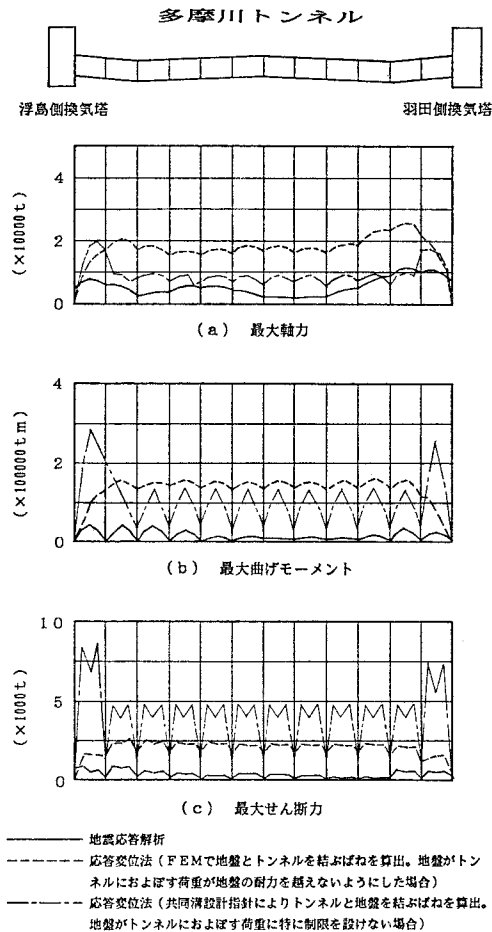


図-21 トンネル軸方向に対する各種解析結果の比較

		上 載 荷 重	温 度 変 化	地震の影響（応答変位法）	
				A 欄	B 欄
軸力によるトンネル軸 方向の伸び（cm）		—	0.5	1.1 4.0	0.8 2.8
				0.7 2.9	0.5 2.0
曲げモー メントによるトン ネル軸方向の 開き（cm）	水 平	—	—	0.2 0.3	0.2 0.2
	鉛 直	0.3	—	—	—

A欄：軸力による伸びおよび曲げモーメントによる開きは各々単独で用い組合せはしない
 B欄：軸力による伸びと曲げモーメントによる開きは組合せて用いる
 地震の影響の欄の上段：FEMで地盤とトンネルを結ぶばねを算出。地盤がトンネルにお
 よぼす荷重が地盤の耐力を越えないようにした場合
 地震の影響の欄の下段：共同溝設計指針によりトンネルと地盤を結ぶばねを算出
 地盤がトンネルにおよぼす荷重に特に制限を設けない場合
 継手の最大変位量
 常 時：δmax=0.3+0.5=0.8<δa=4.0cm
 地震時：δmax=0.5+2.8+2.0=5.3<δa=5.7cm

表-6 多摩川トンネル最深部継手の設計用変位量

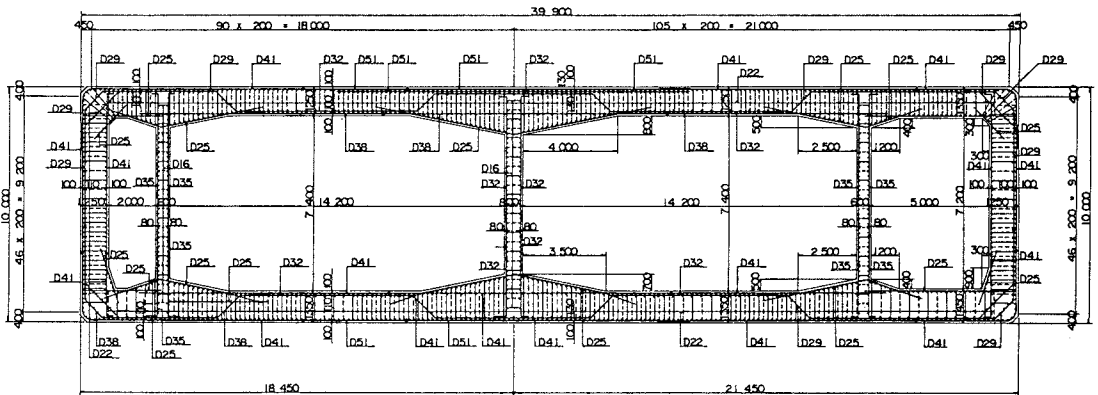


図-22 函体の標準配筋図

8 あとがき

沈埋トンネルにおける可撓性継手の剛性の評価を実験により確認し、トンネル全体系の耐震計算において可撓性継手の効果を解析的に明らかにした。これらは実構造物の挙動で確認することが重要であるが、トンネルのような地中構造物の地震観測記録はあまり多くなく、特に耐震設計で対象とするような大規模地震時の観測記録はほとんど得られていないのが実状である。本沈埋トンネルでは、トンネルの維持管理の目的とあわせ、地震時のトンネルの挙動を観測する目的で鉄筋ひずみ計を主体とした各種計測計器の設置を計画している。将来、大規模地震の観測記録が得られれば、可撓性継手の耐震性におよぼす効果等の問題も含め沈埋トンネルの耐震設計手法の確立に大いに役立つものと期待している。なお、この報告は「沈埋トンネルの設計施工に関する調査研究委員会」における成果を参考にしてとりまとめたものである。今田委員長をはじめ、委員ならびに幹事の方々にこの場をかりて心から感謝の意を表する次第である。

参考文献

- (1)建設省土木研究所、沈埋トンネルの可撓性継手の動的剛性の評価方法、土研資料No.1859、昭和57年8月
- (2)建設省土木研究所、動的解析用入力地震動の設定法、土研資料No.2120、昭和59年3月
- (3)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）、昭和61年3月
- (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3）、昭和62年3月

(1989年10月12日受付)