

トンネル中柱端部のフレキシビリティが 躯体の断面力分布に及ぼす影響

Effects of Flexibility at the Top Ends of Center
Pillars on the Stress Resultants Along Tunnel Members

森西由記^{*}, 三神厚^{**}, 澤田勉^{***}

Yoshiki Morinishi, Atsushi Mikami, Tsutomu Sawada

^{*} (株) 日建設計シビル 設計監理部 (〒541-8528 大阪市中央区高麗橋4-6-2)

^{**} 博 (工) 徳島大学大学院助手 ソシオテクノサイエンス研究部 (〒770-8506 徳島県徳島市南常三島町2-1)

^{***} 工博 徳島大学大学院教授 ソシオテクノサイエンス研究部 (〒770-8506 徳島県徳島市南常三島町2-1)

This study discusses how seismic isolation devices for center pillars of tunnels affect the moment and shear force distributions along side walls and upper/lower slabs as well as center pillars. The effects of seismic isolation are simply incorporated as flexible springs at the top end of the center pillars so that possible isolation effects can be taken into account in a simplified and comprehensive manner for the convenience of parametric study. The obtained results are useful for those who would like to choose appropriate devices for the seismic isolation of tunnels.

Key Words : tunnel, flexibility, seismic isolation, hinge

1. はじめに

開削トンネルの地震被害としては、兵庫県南部地震における神戸高速鉄道大開駅の崩壊が記憶に新しい。これは常時に土かぶり荷重を支えていた中柱が地震時における水平方向の変形により破壊したものである。被害原因としては、上下床版の水平方向相対変位や、中柱のせん断強度不足が考えられている¹⁾。

大開駅の他にも、兵庫県南部地震以前にはあまり多く地震被害が見られなかったトンネル構造物に被害が発生したことから、それを契機に、開削トンネルの設計において耐震照査のあり方が大きく変化した。例えば鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計では、応答変位法等によって地震時のトンネルの応答を算出し、各部材の損傷が制限値以下になることを照査しなくてはならなくなった²⁾。また、トンネル標準示方書(開削編)・同解説は2006年の改正で、許容応力度設計から限界耐力設計へ移行された³⁾。

兵庫県南部地震以前に設計された既設の開削トンネルでは、十分な耐震性を有していないと考えられるものもある。大開駅と同じ年代に建設された開削トンネルの中では、構造計算の際、計算を簡便化するために、中柱の

両端をピン結合として扱ったものもある。このため、中柱に曲げモーメントやせん断力が作用することは想定されていない。また、旧トンネル標準示方書(開削編)・同解説⁴⁾では、一般の場合には地震の影響は考慮しなくてよい、との記述がある。このように既存の開削トンネルには耐震性の検討が十分でないものが多く、中には耐震性を有していないものも存在する。このようなトンネルに対しては、耐震性を向上させることが喫緊の課題である。

地下構造物は地震時に地盤に追従して動く挙動を示すため、トンネル躯体の剛性を高めることは必ずしもトンネルの耐震性の向上につながらない。このような理由から、特に兵庫県南部地震以降、トンネルの免震化法が注目されている。トンネルの免震化法の一つとして、トンネル周辺に免震材を用いる手法がある。粕田ら⁵⁾は、トンネルの外周に軟らかな層を形成することによる免震化法を提案している。また、西山ら⁶⁾は、トンネルの外周で地盤と低摩擦材で滑動させる滑り型免震構造について検討している。しかしながら、これらの方法を既設トンネルに対して用いようとすると、トンネル周辺地盤を掘削しなおす必要があり、多大のコストを要する。

トンネルの免震化法で、既設トンネルにも用いること

が可能なものとして、中柱に免震装置を取り付ける方法がある。例えば金子ら⁷⁾は、形状復元力を利用した適度な剛性をもつ免震装置を開発している。また、中村ら⁸⁾は中柱上端部を水平方向に移動可能なスライダー構造とする免震装置を提案している。三神ら⁹⁾は中柱端部に回転に対してフレキシブルで鉛直方向には剛、かつ装置性能が土かぶり荷重に依存しない免震装置を提案している。これらの免震装置は、いずれも個々の要求性能を満足するものであるが、いずれの免震装置が最適であるかについての検討はなされていない。トンネル中柱の免震装置に対する要求性能は、トンネルが建設されるサイト条件やトンネル躯体の構造特性に応じて変化してくるものである。よって、トンネルの建設条件に応じて、免震装置が有すべき要求性能について検討した上で、要求性能を最も満足する免震装置を選択すべきである。

これまでに提案されている免震装置は、回転方向にフレキシブルであるものと、水平方向にフレキシブルであるものに大別される。これらを包括的に取り扱うため、本研究では、免震装置の効果を回転あるいは水平方向にフレキシビリティを有するばねとしてトンネル中柱端部に組み込み、中柱のみならず、トンネル躯体を構成する各部材に及ぼす影響をパラメトリックに検討した。検討にあたっては、設計例を参考に様々なトンネル構造諸元を考慮した。また建設サイトの地盤条件によって、構造物躯体の形状が決まってくることから、それを考慮した形状のバリエーションを考慮することで、地盤条件の影響を間接的に考慮した。本研究における検討結果は、

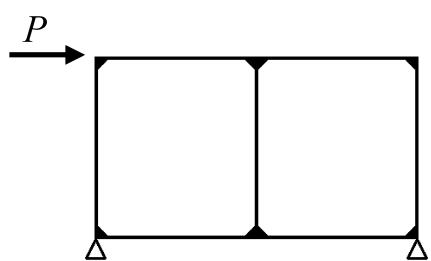


図-1 躯体の支持条件と荷重モデル

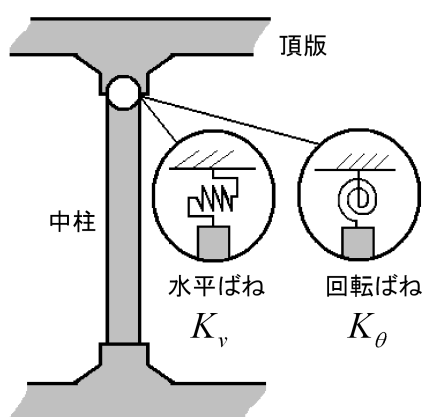


図-2 境界条件の設定方法

建設条件に適した免震装置の中から適切な免震装置を選択する際の指標指針となるものである。

2. 検討の方法

(1) トンネルの解析モデル

地震時にトンネルに作用する荷重は複雑に分布するが、既往の研究¹⁰⁾によれば、トンネルは地震時にせん断変形が卓越するため、トンネルを図-1のように支持し、頂版に集中荷重 P を静的に作用させることで、ある程度地震荷重を表現できるとされている。そのため、本研究では図-1のように躯体のみを対象とした解析モデルを用いて検討を行うことにした。

トンネル躯体は単位奥行きを解析対象とし、部材を梁要素にモデル化した。ただし、中柱については奥行き方向に連続していないことを考慮して、トンネル躯体単位奥行きあたりの等価な中柱剛性を算出した。

(2) 免震効果の組み込み

これまでに提案されている中柱の免震装置は、回転に対してフレキシビリティを持たせたものと、水平方向にフレキシビリティを持たせたものに大別できる。本研究では、各種の免震装置をダイレクトに組み込むことはせず、回転および水平ばねとして中柱端部に組み込み、様々な免震効果を包括的に扱う。図-2 のように、長さがゼロで互いに独立な回転ばね K_θ および水平ばね K_v を中柱上端と頂版の間に設置する。これらのばねの値が、 ∞ に近づくほどその方向に中柱と頂版が剛結されている状態を意味し、逆に K_θ がゼロに近づくほど回転自由なピン結合に近づく、 K_v がゼロに近づくほど水平方向に可動な結合に近づくことになる。

ここでは、図-3 のように、中柱下端を固定した状態で中柱上端で定義される回転剛性、水平剛性をそれぞれ $K_{\theta 0}$ および K_{v0} とし、これらで中柱上端に設けるばね値を除いた無次元量を考える。

$$\alpha = \frac{K_\theta}{K_{\theta 0}} \quad \beta = \frac{K_v}{K_{v0}} \quad \dots (1)$$

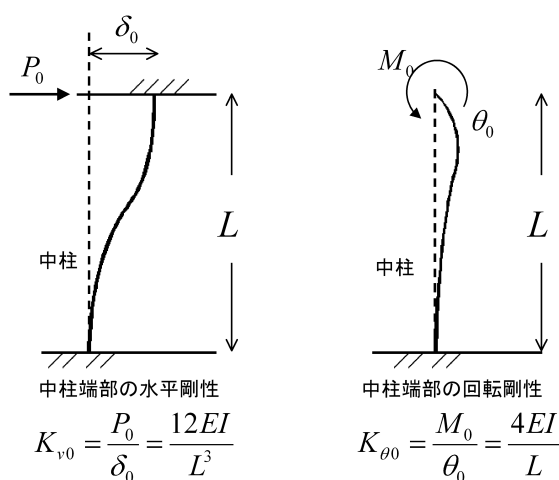


図-3 規準剛性

これらの無次元パラメータ α および β によって免震性能を制御し、ばね値の変化がトンネル躯体に及ぼす影響を検討する。

(3) 無次元パラメータ α および β の意味

まず、無次元パラメータ α および β の変動が免震効果を持たせた中柱の上端で定義される水平方向剛性に及ぼす影響を定量的に検討する。なお、ここでは図-4のように、中柱下端を固定した条件を考えている。

図-5 のように、中柱上端に水平ばね K_v が設置されている状態を考える。免震効果を有する中柱上端で定義される水平剛性 $K_{E\beta}$ は次式のようにになる。

$$\begin{aligned} K_{E\beta} &= \frac{K_v \cdot K_{v0}}{K_v + K_{v0}} = \frac{\beta K_{v0}^2}{\beta K_{v0} + K_{v0}} \\ &= \frac{\beta K_{v0}^2}{\beta K_{v0} + K_{v0}} \quad \dots (2) \end{aligned}$$

次に、中柱上端に回転ばね K_θ が設置されている状態を考える。式 (1) を利用すれば、 K_θ は次式のように書ける。

$$K_\theta = K_{\theta 0} \times \alpha = \frac{4EI}{L} \alpha$$

これを利用して、中柱に水平力 P' が作用するときの中

柱上端の変位 δ (図-6 参照) を求めると、式 (3) のようになる。

$$\delta = \left(\frac{4\alpha + 4}{4\alpha + 1} \right) \frac{P'L^3}{12EI} = \left(\frac{4\alpha + 4}{4\alpha + 1} \right) \frac{P'}{K_{v0}} \quad \dots (3)$$

式 (3) について、荷重 P' を変位 δ で除せば、 α を変化させたときの免震化した中柱の水平抵抗 $K_{E\alpha}$ が次式のように書ける。

$$K_{E\alpha} = \frac{4\alpha + 1}{4\alpha + 4} K_{v0} \quad \dots (4)$$

式 (2) および (4) より、免震化した中柱の水平剛

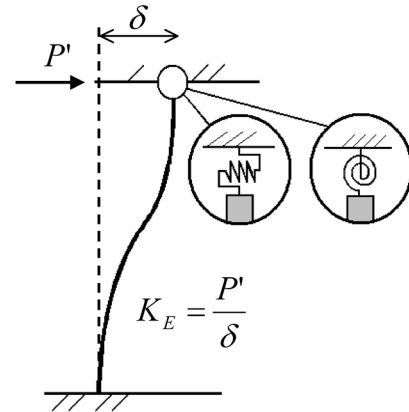


図-4 中柱の見かけの水平剛性

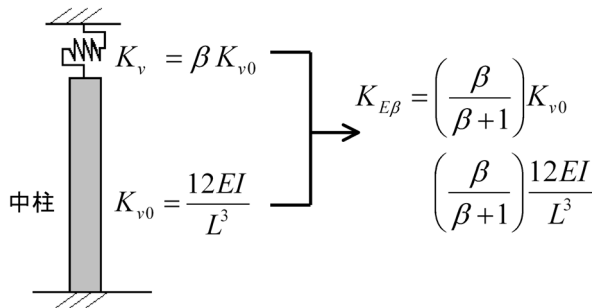


図-5 中柱の水平剛性

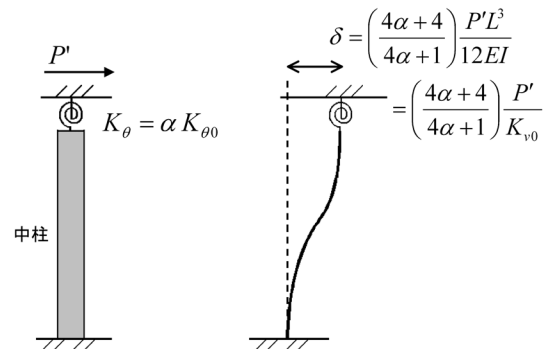
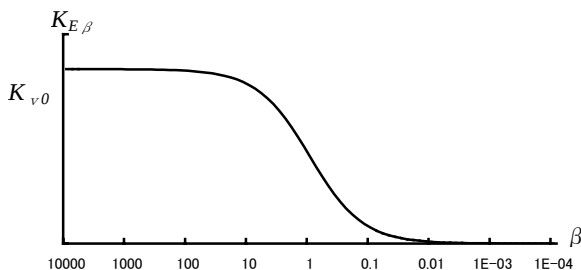
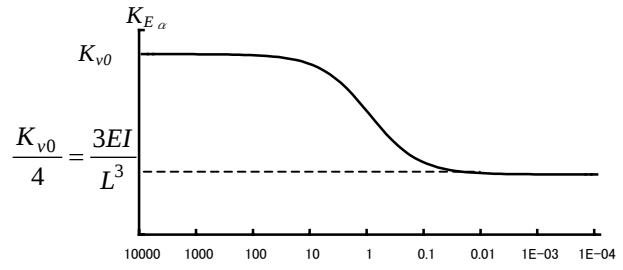


図-6 回転ばね K_θ を変化させたときの中柱の変位



(a) $K_{E\beta}$ と β の関係



(b) $K_{E\alpha}$ と α の関係

図-7 中柱の見かけの水平剛性と α および β の関係

性は、 α を変化させた場合は $(4\alpha+1)/(4\alpha+4)$ 倍され、 β を変化させた場合は $\beta/(\beta+1)$ 倍されることがわかった。

式 (2) および (4) の意味をより詳しく把握するため、式 (2) および (4) をそれぞれ図-7 (a) および (b) にプロットした。

図-7 (a) を見ると、 β が ∞ に近づくと、免震化した中柱の見かけの水平剛性は両端固定時の水平剛性の値 K_{v0} に収束し、 β がゼロに近づくと水平抵抗もゼロに収束することがわかる。

また、図-7 (b) を見ると、 α が ∞ に近づくと、免震化した中柱の水平剛性は両端固定時の水平剛性の値 K_{v0} に収束し、 α がゼロに近づくと、水平剛性は $3EI/L^3$ に収束する。なお、 α をゼロに近づけたときの水平抵抗 $3EI/L^3$ は、中柱を片持ち支持したときのそれと同値である。

ところで、図-7 (a) および (b) を見ると、 $K_{E\alpha}$ および $K_{E\beta}$ は、 α および β が $10^4 \sim 10^{-4}$ の範囲で変動している。そのため、後の検討では α および β は $10^4 \sim 10^{-4}$ まではパラメトリックスタディの範囲とした。

3. 中柱の免震化がトンネル躯体全体の断面力分布に及ぼす影響

(1) 検討内容

トンネル中柱を免震化して中柱の地震時断面力を低減させることは、躯体全体の断面力分布に影響を及ぼす。すなわち、中柱の負担していた曲げモーメントおよびせん断力が低減されることにより、他の部材の負担が増えることになる。過度の中柱免震化によって、中柱以外の部材の断面力が許容値以上となる可能性も考えられる。よって、中柱と他部材の断面力負担率の相互関係を把握することが重要である。そこで、ここでは中柱上端部に種々の境界条件を設定し、中柱と他部材の断面力負担率について検討する。

(2) 断面力負担率について

中柱両端部が剛結の状態（中柱にばねが挿入されていない通常の状態）のトンネルについて、水平荷重 P が作用したときに中柱に生じるせん断力、曲げモーメント

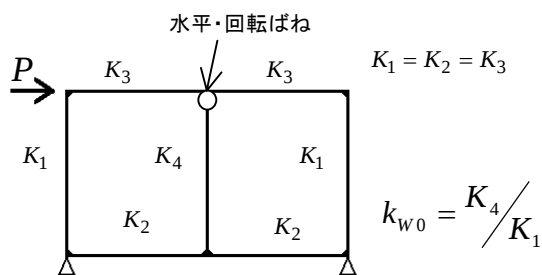


図-8 単純な断面

を、それぞれ V_{N0} および M_{N0} とする。また、他部材に生じるせん断力および曲げモーメントを、それぞれ V_{W0} および M_{W0} とする。

一方、中柱を免震化したときに中柱に生じるせん断力、曲げモーメントを、それぞれ V_N および M_N とする。また、他部材に生じるせん断力および曲げモーメントを、それぞれ V_W および M_W とする。

ここで、各条件下で生じる断面力の比を次式のように表す。

$$\gamma_{VD} = \frac{V_N}{V_{N0}} \quad \dots (5a)$$

$$\gamma_{VI} = \frac{V_W}{V_{W0}} \quad \dots (5b)$$

$$\gamma_{MD} = \frac{M_N}{M_{N0}} \quad \dots (5c)$$

$$\gamma_{MI} = \frac{M_W}{M_{W0}} \quad \dots (5d)$$

γ_{VD} , γ_{VI} は、それぞれ、中柱の免震化の程度を変化させたときに、中柱および他部材のせん断力負担率の変化の程度を表す無次元量であり、中柱を免震化させた状態でのせん断力の値を、中柱が免震化されていない状態のせん断力の値で除して正規化したものである。 γ_{MD} および γ_{MI} についてもモーメントについて同様である。なお、ここでいう他部材とは、中柱の免震化の程度を変動させたときに、中柱以外で最も大きな断面力が生じる部材で代表させている。

本章では、式 (5a) ～ (5d) で定義される負担率が、 α および β の変動とどのような関係を持つかを検討する。

(3) 単純な断面の断面力負担関係

まず、図-8 のような、壁部材の剛度が全て等しく、中柱との剛比が k_{w0} である単純なトンネル断面に対して、 α および β を変動させたときの断面力の負担率変化を算出する。ただし、水平・回転ばねは、中柱部材と上床版の境界に設ける。また、剛域は考慮しない。

図-8 の構造物の断面力図を、たわみ角法によって求めると、図-9 のようになる（中柱の曲げモーメントについては、底版と中柱の境界部に注目している）。

以下、せん断力に注目する。

$$V_{N0} = \frac{4k_{w0}}{7k_{w0} + 2} P \quad \dots (6a)$$

$$V_{W0} = \frac{3k_{w0} + 2}{14k_{w0} + 4} P \quad \dots (6b)$$

ここに

V_{N0} : 中柱に生じるせん断力 (kN)

V_{W0} : 側壁に生じるせん断力 (kN)

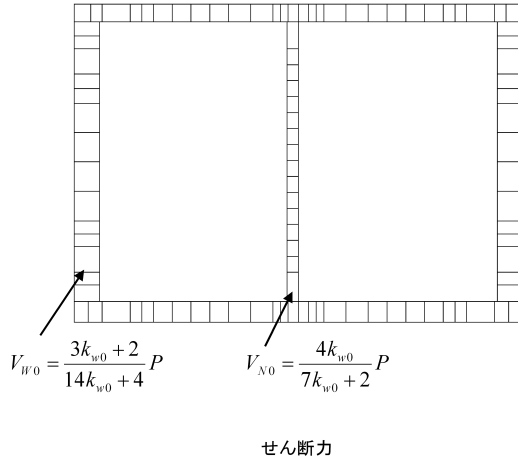


図-9 断面力図

次に、中柱の境界条件を変動させたときの中柱の断面力を求める。

式 (2) および (4) で表される中柱全体の見かけの水平抵抗の変化は、中柱全体の見かけの剛度の変化とみなすことができる。したがって、 α および β を変化させたときの見かけの剛比 $k_{w\alpha}$ および $k_{w\beta}$ は次式で表される。

$$k_{w\alpha} = \frac{4\alpha+1}{4\alpha+4} k_{w0} \quad k_{w\beta} = \frac{\beta}{\beta+1} k_{w0} \quad \dots (7)$$

式 (6a) より、中柱に生じるせん断力 V_{N0} は、剛比 k_{w0} によって表されているため、 α および β を変化させたときのせん断力 V_{α}' および V_{β}' が、式 (7) を式 (6a) の k_{w0} に代入することによって得られる。

$$V_{\alpha}' = \frac{16k_{w0}\alpha + 4k_{w0}}{28k_{w0}\alpha + 7k_{w0} + 8\alpha + 8} P$$

$$V_{\beta}' = \frac{4k_{w0}\beta}{7k_{w0}\beta + 2\beta + 2} P$$

いま、 V_{α}' および V_{β}' を V_{N0} で除すと、次式を得る。

$$\gamma_{V\alpha} = \frac{(7k_{w0}+2)(4\alpha+1)}{(28k_{w0}+8)\alpha + 7k_{w0} + 8} \quad \dots (8a)$$

$$\gamma_{V\beta} = \frac{(7k_{w0}+2)\beta}{(7k_{w0}+2)\beta + 2} \quad \dots (8b)$$

$\gamma_{V\alpha}$ および $\gamma_{V\beta}$ は、それぞれ α および β を変動させることによって、中柱に生じるせん断力の負担がどの程度変化するかを表す関数である。

さて、本研究では、中柱境界の回転ばねと水平ばねを独立に扱っているので、 α および β を同時に変化させたときの負担率 γ_{VD} は、式 (8a) および (8b) の重ね合わせで表現できる。

$$\gamma_{VD} = \frac{(7k_{w0}+2)^2}{[(28k_{w0}+8)\alpha + 7k_{w0} + 8]} \times \frac{(4\alpha+1)\beta}{[(7k_{w0}+2)\beta + 2]}$$

… (9)

式 (9) を図-10にプロットする。ただし、ここでは例として、後述の表-1のCASE1の断面を想定し、剛比 $k_{w0}=0.014$ の場合のグラフを描いた。これを見ると、 γ_{VD} は α 、 β の値が減少するにしたがって中柱のせん断力が低減される様子が定量的に把握できる。

ところで、側壁のせん断力 V_W および、中柱のせん断力 V_N には次式のような関係がある。

$$2V_W + V_N = P$$

したがって、 α 、 β の減少によって軽減された中柱のせん断力は、側壁に 1/2 ずつ分配される。 α 、 β の減少によって軽減される中柱のせん断力の差分は、 $(1-\gamma_{VD})V_{N0}$ であるため、次式が成り立つ。

$$V_W = V_{W0} + \frac{1}{2}(1-\gamma_{VD})V_{N0} \quad \dots (10)$$

式 (10) を V_{W0} で除して、式 (10) 中の γ_{VD} に式 (9) を代入し、整理すると、他部材の負担率関数として次式を得る。

$$\begin{aligned} \gamma_{Vt} &= 1 + \frac{1}{2}(1-\gamma_{VD}) \frac{V_{N0}}{V_{W0}} \\ &= 1 + \frac{1}{2} \left[1 - \frac{(7k_{w0}+2)^2}{\{(28k_{w0}+8)\alpha + 7k_{w0} + 8\}} \right. \\ &\quad \left. \times \frac{(4\alpha+1)\beta}{\{(7k_{w0}+2)\beta + 2\}} \right] \times \frac{8k_{w0}}{3k_{w0}+2} \\ &\quad \dots (11) \end{aligned}$$

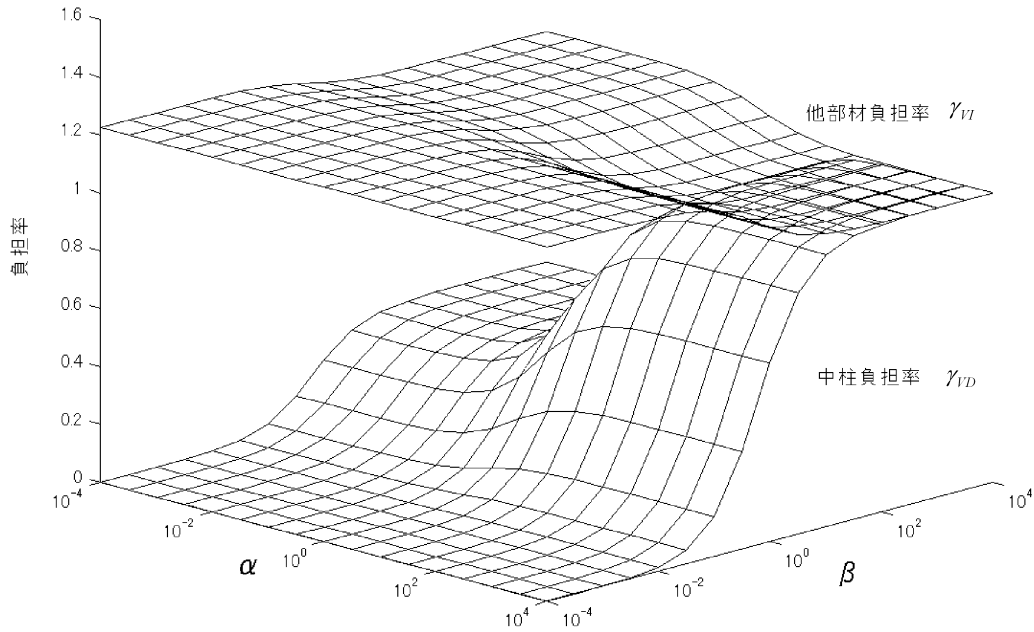


図-10 セン断力の負担率

式 (11) で表される関数を，図-10 に示す．ここでは例として剛比 $k_{w0}=0.014$ のグラフを描いた．これを見ると，中柱の負担率の低減にともなって，側壁のせん断力がどの程度増大するかを定量的に把握することができる．

式 (5c) および (5d) で表した曲げモーメントの中柱負担率 γ_{MD} および他部材負担率 γ_{MI} については，せん断力の負担関係を利用して，付録に示すような式変形を行えば，次式 (12) および (13) を得る．

$$\gamma_{MD} = \frac{(7k_{w0} + 2)^2}{[(28k_{w0} + 8)\alpha + 7k_{w0} + 8]} \times \frac{(4\alpha + 2)\beta}{[(7k_{w0} + 2)\beta + 2]} \quad \dots (12)$$

$$\gamma_{MI} = \left[1 - \frac{4(4k_{w0}\alpha + k_{w0})}{\{(28k_{w0} + 8)\alpha + 7k_{w0} + 8\}} \right] \times \frac{(7k_{w0} + 2)\beta}{\{(7k_{w0} + 2)\beta + 2\}} \times \frac{7k_{w0} + 2}{3k_{w0} + 2} \quad \dots (13)$$

(4) 実際のトンネルの断面力負担率関係

前節で考えた構造物は，壁部材の剛度が全て等しい単純な構造物である．実際のトンネルでは，壁部材の剛比はそれぞれ異なり，また，トンネルごとにそれらの値はばらつく．しかし，実構造物の部材剛比のばらつきが解析結果に影響しない程度のものであれば，式 (9)，

(11)，(12) および (13) と同様の形の剛比を用いた式によって，実構造物の負担率を包括的に扱うことができる．そこで，実構造物を想定した様々なケースのト

ンネルを解析し，断面力を求め，それらを中柱と側壁の剛比 k_w を用いて表すことを試みる．

解析に用いたトンネルを図-11および表-1に示す．これらのトンネルにおいて，トンネル外周の壁部材を仮定する際は，文献¹¹⁾を参考に埋設条件と躯体の縦横比によって決定した．また，中柱の断面形状を仮定する際は，鉄道構造物等設計標準・同解説²⁾に従い，常時の軸応力がコンクリートの設計圧縮強度の40%未満となるようにした．免震装置については，図-11のような位置に設置される場合を対象とした．

これらのトンネル部材について，水平荷重 P を作用させたときに各部材に生じる断面力を，次式のように係数 q_w ， q_N ， m_w ， m_N を用いて表すことを考える (図-12) ．

$$V_{N0} = q_N \cdot P \quad \dots (14a)$$

$$V_{w0} = q_w \cdot P \quad \dots (14b)$$

$$M_{N0} = m_N \cdot PL \quad \dots (14c)$$

$$M_{w0} = m_w \cdot PL \quad \dots (14d)$$

なお，ここでの中柱の曲げモーメント M_{N0} は，中柱端部の剛域境界の値に注目したものである (図-12参照) ．

表-1に示した各トンネルを解析して，係数 q_w ， q_N ， m_w ， m_N の値を求めた．それらを表-2に示す．

ところで，係数 q_w ， q_N ， m_w ， m_N は，前節で扱った単純な構造物では，次式で表された (図-9参照) ．

$$q_w = \frac{3k_{w0} + 2}{14k_{w0} + 4} \quad \dots (15a)$$

$$q_N = \frac{4k_{w0}}{7k_{w0} + 2} \quad \dots (15b)$$

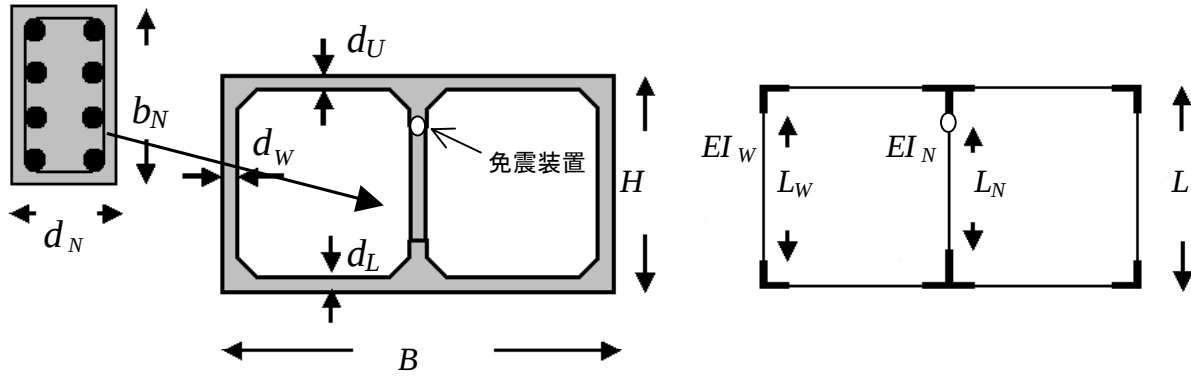


図-11 断面の諸量

表-1 解析対象としたトンネルの諸量

CASE	土かぶり (mm)	H (mm)	B (mm)	d_U (mm)	d_L (mm)	d_W (mm)	中柱形状($d_N \times b_N$) および間隔
1	3250	6000	9300	450	550	500	400×500@2500
2	750	4750	10000	350	400	350	400×500@2500
3	1250	4750	9000	350	400	350	350×500@2500
4	2250	4900	9200	400	500	450	400×500@2500
5	3500	6450	13600	700	750	650	400×1000@2500
6	3750	5250	11300	600	650	500	400×800@2500
7	1750	6050	12300	500	550	500	400×600@2500
8	2000	4950	10100	450	500	400	400×500@2500
9	1750	4950	13000	450	500	350	400×1000@3500
10	2750	5750	12400	600	650	550	400×800@2500
11	4000	5050	9200	500	550	450	400×600@2500
12	4250	5550	9300	500	550	500	400×1000@3500
13	4500	6100	9400	500	600	550	400×1000@3500
14	1000	5150	13100	550	600	400	450×1000@3500
15	2500	5350	13200	650	700	450	450×1000@3500
16	4000	5650	13500	800	850	600	450×1000@2500
17	2000	6250	13300	600	650	500	450×1000@3500
18	2750	6350	13400	650	700	550	450×1000@3500
19	4250	6550	13600	750	800	650	450×1000@2500
20	1000	5950	12200	450	500	450	450×500@2500
21	1750	5050	12100	500	550	400	400×600@2500
22	1000	5550	13100	500	550	400	400×800@2500
23	1000	4950	12000	450	500	350	400×600@2500

$$m_W = \frac{3k_{w0} + 2}{2(14k_{w0} + 4)} = \frac{1}{2}q_W \quad \dots (15c)$$

$$m_N = \frac{4k_{w0}}{2(7k_{w0} + 2)} = \frac{1}{2}q_N \quad \dots (15d)$$

これら式 (15a) ～ (15d) を参考に、実構造物の q_W , q_N , m_W , m_N を以下の式 (16a) ～ (16d) のような形で近似的に表現することを試みる.

$$q_W = \frac{A_1 k_w + A_2}{A_3 k_w + A_4} \quad \dots (16a)$$

$$q_N = \frac{B_1 k_w}{B_2 k_w + B_3} \quad \dots (16b)$$

$$m_W = \frac{1}{C_1} q_W \quad \dots (16c)$$

$$m_N = \frac{1}{D_1} q_N \quad \dots (16d)$$

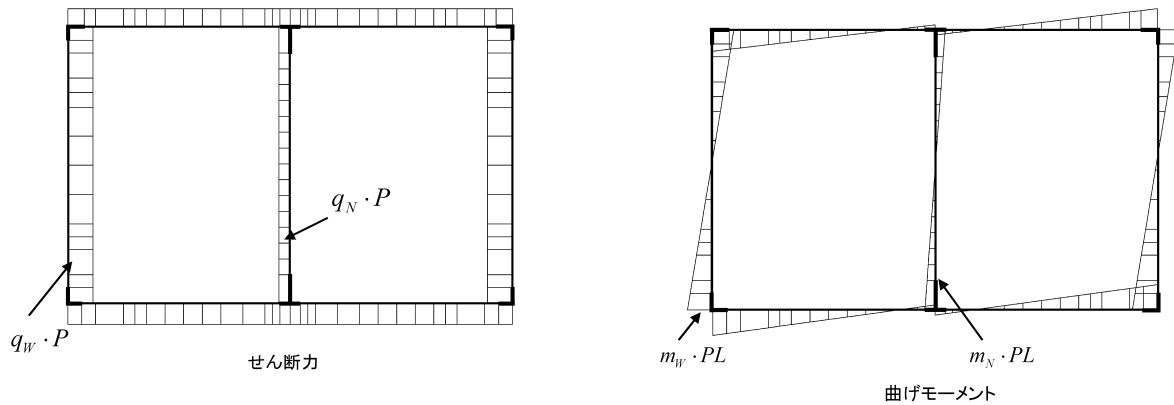


図-12 断面力図

ここに

$$A_1, A_2, \dots, D_1 \quad \dots \quad \text{定数}$$

$$k_w = \frac{\left(\frac{EI_N}{L_N} \right)}{\left(\frac{EI_W}{L_W} \right)} \quad \dots \quad \text{側壁と中柱の剛比}$$

式 (16a) ～ (16d) の形式で実構造物の断面力分布を表現できれば、前節で単純な構造物の負担率を求めたときと全く同様の手順で実構造物の負担率関数を求めることができるため、都合がよい。

定数 $A_1 \sim A_4$ を決定するにあたっては、図-13のような手順によった。これによって得られた q_w と k_w の関係を表現する近似関数を式 (17) および図-14に示す。図-14には近似関数の標準偏差も示してある。

$$q_w = \frac{2.5k_w + 0.9}{9.7k_w + 1.8} \quad \dots (17)$$

なお、 $A_1 \sim A_4$ の組み合わせは、実際には無数に存在するが、ここでは $A_1 \sim A_4$ の個々の値を0.1～10.0の間で0.1刻みに変動させたものを組み合わせた。図-14を見る

表-2 各ケースの剛比と断面力

CASE	k_w	q_w	q_N	m_w	m_N
1	0.1140	0.4114	0.1797	0.2238	0.0890
2	0.1368	0.3919	0.2189	0.2049	0.1097
3	0.2206	0.3645	0.2731	0.1922	0.1372
4	0.1591	0.3761	0.2510	0.2077	0.1265
5	0.1059	0.4117	0.1812	0.2130	0.0908
6	0.1879	0.3850	0.2350	0.1987	0.1179
7	0.3293	0.3315	0.3391	0.1710	0.1747
8	0.2235	0.3701	0.2631	0.1924	0.1320
9	0.4704	0.3214	0.3604	0.1662	0.1816
10	0.1396	0.3730	0.2570	0.1964	0.1291
11	0.1909	0.3837	0.2363	0.1989	0.1185
12	0.1650	0.3877	0.2277	0.2015	0.1147
13	0.1236	0.4054	0.1921	0.2200	0.0963
14	0.4547	0.3283	0.3476	0.1684	0.1749
15	0.3235	0.3618	0.2819	0.1849	0.1415
16	0.1985	0.3835	0.2411	0.1963	0.1210
17	0.2320	0.3772	0.2489	0.1941	0.1248
18	0.1761	0.3942	0.2156	0.2028	0.1080
19	0.1508	0.3975	0.2100	0.2044	0.1053
20	0.2207	0.3656	0.2713	0.1981	0.1366
21	0.2682	0.3603	0.2832	0.1863	0.1423
22	0.6279	0.3038	0.3954	0.1563	0.1995
23	0.3951	0.3368	0.3294	0.1741	0.1657

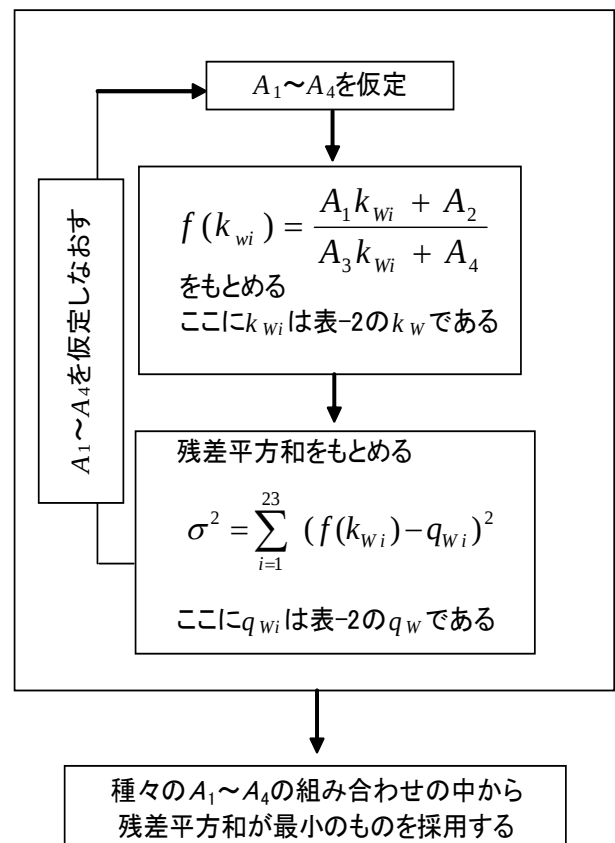


図-13 近似関数決定の流れ

と、この範囲の組み合わせによって十分な精度の近似関数が得られていることがわかる。

q_N については以下のような計算によって求めた。まず、側壁のせん断力 V_W 、中柱のせん断力 V_N および水平荷重 P には次式のような関係がある。

$$2V_W + V_N = P$$

上式に式 (14a) および (14b) を代入し、両辺を P で除して、 q_N について解くと

$$q_N = 1 - 2q_W$$

これに式 (17) を代入すると、 q_N と k_W の関係を表現する近似関数が得られる。

$$q_N = \frac{4.7k_W}{9.7k_W + 1.8} \quad \dots (18)$$

式 (18) を図-14 (a) に示す。

定数 C_1 および D_1 は、 $A_1 \sim A_4$ を決定するときと同様、図-13のような手順によった。これによって得られた m_W と k_W の関係を表現する近似関数を式 (19) に、 m_N と k_W の関係を表現する近似関数を式 (20) にそれぞれ示す。

$$m_W = \left(\frac{2.5k_W + 0.9}{9.7k_W + 1.8} \right) \frac{1}{1.9} \quad \dots (19)$$

$$m_N = \left(\frac{4.7k_W + 0.9}{9.7k_W + 1.8} \right) \frac{1}{2.0} \quad \dots (20)$$

式 (19) および (20) の近似関数と標準偏差 σ を図-14 (b) に示す。標準偏差からもわかるように、これらの関数はよく近似されている。よって、集中荷重 P に対するトンネルの断面力は剛比 k_W を算出すれば求めることができる。

以上の過程で、式 (17) ～ (20) によって、断面力が剛比を用いて表現された。ここで、前節で式 (9) 、

(11) 、(12) および (13) を導出したときと全く同様な式の変形を行えば、 α および β を変化させたときの負担率変化を表す関数が式 (21) ～ (24) のように

得られる。

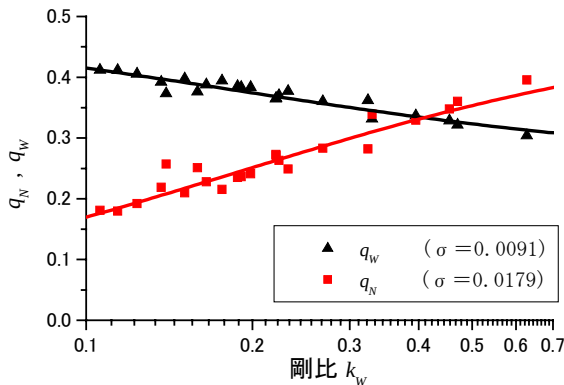
$$\gamma_{VD} = \frac{(9.7k_W + 1.8)^2}{[(38.8k_W + 7.2)\alpha + 9.7k_W + 7.2]} \times \frac{(4\alpha + 1)\beta}{[(9.7k_W + 1.8)\beta + 1.8]} \quad \dots (21)$$

$$\gamma_{VI} = 1 + \frac{1}{2} \left[1 - \frac{(9.7k_W + 1.8)^2}{\{(38.8k_W + 7.2)\alpha + 9.7k_W + 7.2\}} \times \frac{(4\alpha + 1)\beta}{[(9.7k_W + 1.8)\beta + 1.8]} \right] \times \frac{4.7k_W}{2.5k_W + 0.9} \quad \dots (22)$$

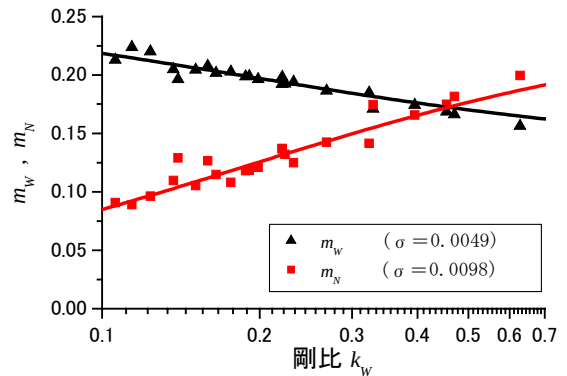
$$\gamma_{MD} = \frac{(9.7k_{W0} + 1.8)^2}{[(38.8k_{W0} + 7.2)\alpha + 9.7k_{W0} + 7.2]} \times \frac{(4\alpha + 2)\beta}{[(9.7k_{W0} + 1.8)\beta + 1.8]} \quad \dots (23)$$

$$\gamma_{MI} = \left[1 - \frac{4.7(4k_{W0}\alpha + k_{W0})}{\{(38.8k_{W0} + 7.2)\alpha + 9.7k_{W0} + 7.2\}} \times \frac{(9.7k_{W0} + 1.8)\beta}{[(9.7k_{W0} + 1.8)\beta + 1.8]} \right] \times \frac{9.7k_{W0} + 1.8}{5k_{W0} + 1.8} \quad \dots (24)$$

表-1のCASE1のトンネルに関して、実際に、 α および β を変化させたときの負担率を解析したものと、近似式 (21) ～ (24) を適用させたものを図-15 (a) および (b) に示す。これらを見ると、これらの式が負担率関係をよく近似できていることがわかる。ただし、図-15 (b) について、 $\beta = 10^0 \sim 10^{-2}$ の範囲で、近似式と解析結果の間に傾向の差異が見られる (β の値を固定としたとき、近似式については α が減少するにしたがって γ_{MD} が減少しているのに対して、解析結果は α が

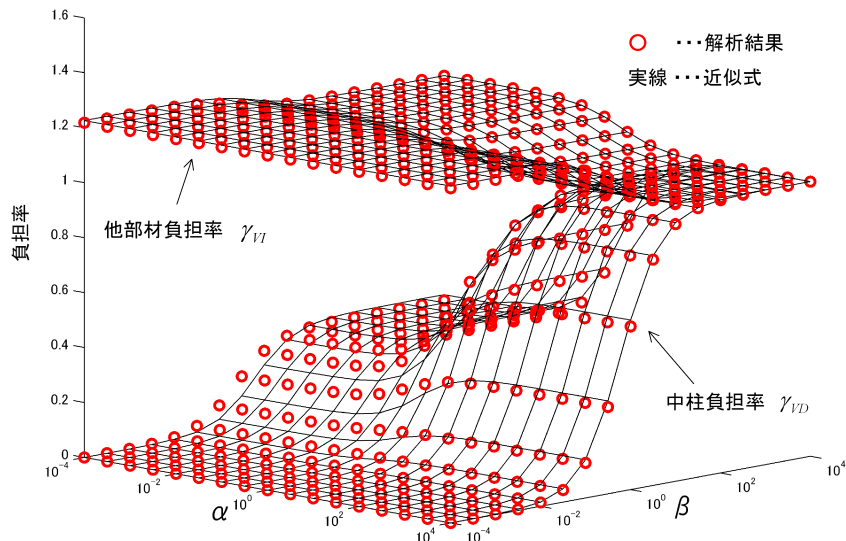


(a) 剛比とせん断力の関係

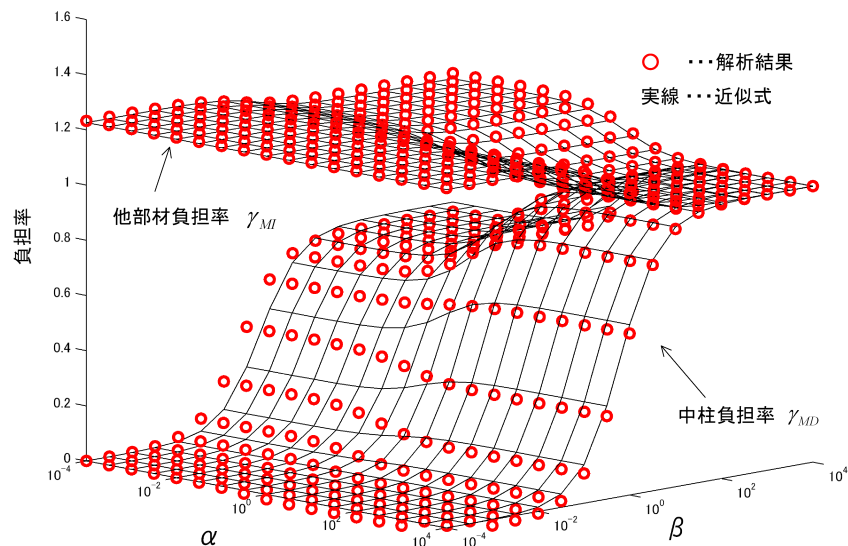


(b) 剛比と曲げモーメントの関係

図-14 q_W , q_N , m_W , m_N の近似式



(a) せん断力



(b) 曲げモーメント

図-15 中柱と他部材の負担率
(解析結果と近似式の比較)

減少するにしたがって γ_{MD} が増大している）。この原因は、図-16のように、両者のモデルの違いによるものであると考えられる（近似式は、式（15a）～（15d）をモデルとして作成したが、これらの式は、図-16（a）のような理想的な構造物を解くことによって得られたものである。一方、解析結果は図-16（b）のような、剛域を持った現実の構造物モデルを解析したものである）。

以上より、近似式（21）～（24）を適用すれば、境界条件を変化させた場合の、中柱および他部材の断面力の増減を算出できる。ただし、これらの式は地震荷重を最も簡単な集中荷重に置き換えて導出したものである。実際の地震荷重は複雑に分布するため、必ずしも確実なものではない。また、今回の検討では、部材が線形領域にある場合を想定し、応力のみを検討を行った。実際の

地震ではトンネルの変形性能によっても結果が左右されるが、本研究ではそれによる影響は考慮していない。そのため、本研究で得られた結果は、断面力の変化を概略的に知るための指標と位置づけるのが妥当である。

4. 適用例

ここでは式（21）～（24）の適用例を示す。表-1のCASE1のトンネルに対して、以下のような要求性能があったと仮定する。

- (1) 中柱の損傷を防ぐために、中柱の地震時増分曲げモーメントを、現状の65%以下に低減させる必要がある。

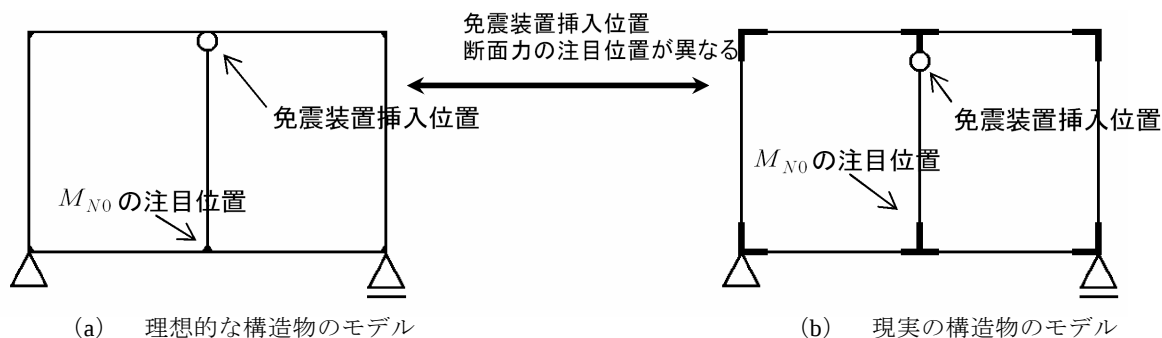


図-16 躯体モデルの比較

(2) 中柱に免震装置を挿入するにあたって、他部材の増分曲げモーメントは、現状の10%以上増加させると許容値を上回るため、これを避ける必要がある。

このような要求を満たす免震装置の性能について、式(23)および(24)を利用することで、概略的に検討できる。

式(23)および(24)に、対象構造物の剛比 k_w を代入して、それぞれの関数で要求性能に相当する領域を図-17のようにコンタープロットした。図-17を見ると、 $\alpha=10^4 \sim 10^0$ 程度、 $\beta=1.0$ 程度の領域で、それぞれの要求性能に相当する領域が重なっている。すなわちこの領域が設計可能領域を示し、この領域に相当する α および β の値が、免震装置に持たせるべき性能であることがわかる。

5. まとめ

本研究ではトンネル中柱の免震装置としてこれまでに提案されている装置を水平および回転ばねを用いて包括的に解析に取り込み、それらのばね剛性を変化させた時のトンネル各部材に発生する断面力の変化を考察したものである。また、免震性能の変化に伴う躯体の断面力の変化を簡便に求めることのできる近似式を算出した(式(21)～(24))。これらの式によれば、免震方法の違いがトンネル躯体全体に及ぼす影響を概略的に把握す

ることができるため、例えば、既設トンネルの免震化にあたっては、各部材の断面力の余裕度をみながら、免震装置に対する要求性能を議論し、最も適した免震装置を選択するために有益な情報を提供するものである。

付録

ここでは式(12)および(13)の導出過程について触れる。

図-8のような単純な構造物について、中柱の境界条件が躯体の曲げモーメント分布に及ぼす影響について考える。まずは中柱のみに注目する。図-Aのように中柱を両端固定し、中柱①-②の端部に長さゼロのばね要素②-②'を設ける。この条件で、中柱に水平力 P' が作用するときの中柱下端のせん断スパン長 l を求める。せん断スパン長は回転ばねには影響されるが、水平ばねには影響されないため、ここでは回転ばねのみの影響に注目し、水平ばねは無限大とした(式①)。

$$K_\theta = K_{\theta 0} \times \alpha = \frac{4EI}{L} \cdot \alpha, \quad K_v = \infty \quad \dots \text{①}$$

まず、要素①-②について次式が成り立つ。

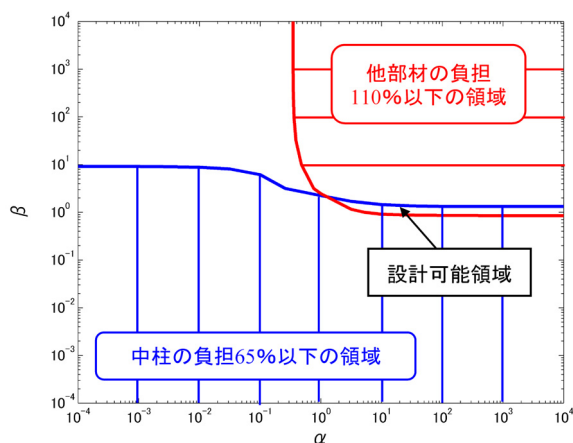


図-17 要求性能の領域と設計可能領域

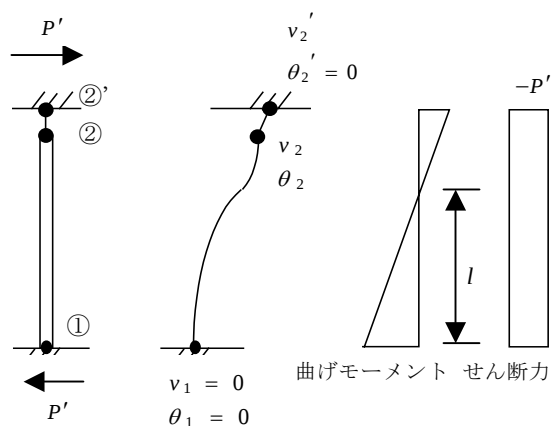


図-A 中柱の境界条件とせん断スパン

$$EI \begin{bmatrix} \frac{12}{L^3} & \frac{6}{L^2} & -\frac{12}{L^3} & \frac{6}{L^2} \\ -\frac{6}{L^2} & \frac{4}{L} & -\frac{6}{L^2} & \frac{2}{L} \\ \frac{12}{L^3} & -\frac{6}{L^2} & \frac{12}{L^3} & -\frac{6}{L^2} \\ -\frac{6}{L^2} & \frac{2}{L} & -\frac{6}{L^2} & \frac{4}{L} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} v_1 \\ \theta_1 \\ v_2 \\ \theta_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} g_1 \\ M_1 \\ g_2 \\ M_2 \end{Bmatrix} \dots \textcircled{2}$$

さらに、長さゼロの②-②'要素について、以下が成り立つ。

$$\begin{bmatrix} K_v & 0 & -K_v & 0 \\ 0 & K_\theta & 0 & -K_\theta \\ -K_v & 0 & K_v & 0 \\ 0 & -K_\theta & 0 & K_\theta \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} v_2 \\ \theta_2 \\ v_2' \\ \theta_2' \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} g_2 \\ M_2 \\ g_2' \\ M_2' \end{Bmatrix} \dots \textcircled{3}$$

ここで、 $K_v = Inf$ 、 $K_\theta = K_{\theta 0} \times \alpha = \frac{4EI}{L} \alpha$ において、境界条件 $v_1 = 0$ 、 $\theta_1 = 0$ 、 $\theta_2' = 0$ を代入すると、以下が得られる。

$$v_2 = \left(\frac{1+\alpha}{1+4\alpha} \right) \frac{P'L^3}{3EI}, \quad \theta_2 = \left(\frac{1}{1+4\alpha} \right) \frac{nPL^2}{2EI}$$

これらを②に代入して

$$g_1 = -P', \quad M_1 = -P'L \frac{(2\alpha+1)}{(4\alpha+1)}$$

したがってせん断スパン長 l は

$$l = \frac{M_1}{g_1} = \frac{(2\alpha+1)}{(4\alpha+1)} L$$

ここで、中柱にせん断力 $V_N (= \gamma_{VD} V_{N0})$ が作用しているときの、中柱下端の曲げモーメントは M_N は $V_N \times l$ で求まる。

$$M_N = V_N \times l = \gamma_{VD} \times V_{N0} \times \frac{(2\alpha+1)}{(4\alpha+1)} L \dots \textcircled{4}$$

ところで、図-9 より

$$M_{N0} = V_{N0} \times \frac{L}{2} \dots \textcircled{5}$$

本文中の式 (5c) に④、⑤を代入すれば

$$\gamma_{M0} = \frac{M_N}{M_{N0}} = \gamma_{VD} \times \frac{(4\alpha+2)}{(4\alpha+1)} \dots \textcircled{6}$$

⑥に式 (9) を代入すれば式 (12) が得られる。

式 (12) で得られた曲げモーメントをもとに側壁下端の曲げモーメントを求め、同様の変形を行えば式 (13) が得られる。

参考文献

- 1) 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会：阪神・淡路大震災調査報告 土木・地盤5，社団法人土木学会，1999.
- 2) (財) 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計，1999.
- 3) 土木学会編：トンネル標準示方書（開削編）・同解説，2006.
- 4) 土木学会編：トンネル標準示方書（開削編）・同解説，1986.
- 5) 粕田金一，鈴木猛康：矩形断面トンネルの免震メカニズムに関する解析的検討，地震工学研究発表会講演論文集Vol:24, pp.409-412, 1997.
- 6) 西山誠治，川満逸雄，羽矢洋，棚村史郎：スリップシートを用いた矩形地下構造物の免震に関する一考察：第2回免震・制震コロキウム講演論文集，pp.255-259, 2000.
- 7) 金子誉，鈴木猛康，勝川藤太，松本達治：高軸力を受ける地下構造物中柱用の免震装置，第2回免震・制震コロキウム講演論文集，pp.319-324, 2000.
- 8) 中村敏晴，栗本雅裕，竹内幹雄，遠藤達巳：ボックスカルバートの中柱上端スライダ化の効果，第2回免震・制震コロキウム講演論文集，pp.325-330, 2000.
- 9) 三神厚，小長井一男，澤田勉：トンネル中柱の免震装置形状と各自由度における剛性の関係，土木学会論文集No.682/I-56, pp.415-420, 2001.
- 10) Jaw-Nan Wang: Seismic Design Tunnels, Parsons Brickerhoff Inc., 1993.
- 11) 建設省：土木構造物標準設計第1巻（側こう類・暗きょ類），1986.

(2006年9月11日)