

剛体セグメントを用いたシールドトンネルの 3次元解析

田村 武¹・足立 紀尚²・廣松 智樹³・坂本 寛章⁴

¹フェロー 工博 京都大学教授 大学院工学研究科土木工学専攻 (〒 606-8501 京都市左京区吉田本町)

²フェロー 工博 京都大学教授 大学院工学研究科土木工学専攻 (〒 606-8501 京都市左京区吉田本町)

³正会員 工修 運輸省 鉄道局施設課環境対策室 (〒 100-8989 東京都千代田区霞が関 2 の 1 の 3)

⁴正会員 工学士 JR 西日本広島支社小郡施設管理室 (〒 754-0002 山口県吉敷郡小郡町下郷下開作 3394-3)

本研究は千鳥組みされた剛体セグメントからなるシールドトンネルの3次元解析を行ったものである。本モデルではシールドトンネルの全体変形は、継手部を模擬したばねによってのみ発生する。そのばねの剛性を変化させながら、継手部の影響、とくにセグメントの千鳥組みの添接効果について種々の観点から定量的な考察を行った。セグメントが完全な剛体とすることは極端な仮定ではあるが、その結果、未知量の数がかなり少なくなるため3次元解析がずいぶん容易となる。ここでは、微小変形、線形問題の範囲でトンネル軸方向の影響を直接に考慮できる3次元解析を通して、シールドトンネルの力学特性を調べた。

Key Words : shield tunnel, perfectly rigid segment, three-dimensional analysis, staggered arrangement, bending moment, shear force, joint

1. はじめに

これまで多くのシールドトンネルが建設され、設計、施工法にも有用な知見が得られてきた。とくにセグメントについては、慣用設計法、修正慣用設計法、あるいは、はり-ばねモデルによる設計法が実用上で大きな役割を果たしてきた。それぞれの設計法は、比較的簡単な計算を通してセグメント本体部と継手部の応力を照査することにより部材の設計をするものである。修正慣用設計法ではリング剛性の低下や千鳥組みにおける継手部の曲げモーメントの減少率をそれぞれ表わす2つのパラメータ η, ζ を導入している。また、はり-ばねモデルでは、はりで構成したリングをばねで接続することによりトンネル軸方向の力学的効果を取り込んでいる。このような方法により、いわゆる千鳥組みの添接効果のある範囲でモデル化しているが、これらはいずれもトンネル横断面の2次元解析を基本としているため、シールドトンネルを3次元問題として捉えたものではない。添接効果などの3次元現象を直接、評価するにはむしろ3次元解析を行なうほかはない。実際、それは技術的に不可能ではなく、有限要素法などにより地山とともに千鳥組みされたセグメントリングを解析すれば、かなりの部分がわかることになる。し

かし3次元解析をそのまま実行した場合、

- 1) 地山やセグメントの剛性の評価、
- 2) 継手部のモデル化、
- 3) 境界条件、荷重、水圧の設定、

などが結果に大きな影響を与えるため、千鳥組みされたシールドセグメント自体の力学特性をかえて見にくくするおそれがある。そこで本研究では、個々のセグメントピースを完全な剛体と仮定したうえ、継手部を模擬するためセグメント継手およびリング継手にばねを配することにより、全体の変形をこれらの継手部分のみに集約させた3次元モデルを作成した。具体的には、その考え方の基礎と計算手法を詳しく説明するとともに、千鳥組みされたセグメントリングの3次元解析を行なった。むしろ、セグメントピースが剛体であることは極端な簡易化であるが、

- 1) 3次元解析であるが未知量が少ない、
- 2) トンネル軸方向の力学特性が直接に加味できる、
- 3) 千鳥組みの添接効果や継手部の変形の影響が容易にわかる、

という利点がある。ここでは、セグメントの形状、継手の位置やその剛性については、なるべく簡単なものを仮定し、微小変形、線形問題の範囲で上記の項目3)に的を絞って考察を行なった。

2. 従来の研究

シールドセグメントの設計法の代表的なものとして、慣用計算法とはり-ばねモデル^{1),2),3)}が挙げられる。前者は、継手のない一様なリング状の構造体に設定された荷重と地盤からの反力を考慮して、発生する応力と許容応力を比較する方法である。むしろ、継手における変形の増加分を直接には加味していない。そこで継手による剛性の低下を評価するために、修正慣用計算法が提案されている。ここでは全体の曲げ剛性を一様に小さくする係数 η が用いられる。また、曲げモーメントの ζ 倍が千鳥組みされるリング間で授受されること想定してセグメント本体や継手ボルトの設計が行われる。しかし、これらの係数 η, ζ をどのように設定するかについては、必ずしも定められた方法はない。一方、はり-ばねモデルによる計算法では、1つのセグメントをはり要素に置き換え、それらを回転ばねでつなぎ合わせて1つのリングを構成したあと、さらに複数のリングをせん断ばねでトンネル軸方向に並べてシールドトンネルのモデルを作る。それに地盤ばねの影響を考慮しながら荷重を作用させて各部位に生じる応力を照査する方法である。これについては室内実験や数値計算を用いた研究が種々行われている。また、海外では硬質地盤に対して継手の曲げモーメントを無視して扱う多ヒンジモデルも用いられている。これによればシールドセグメントに発生する曲げモーメントが小さくなり、軟弱地盤の多い我が国では適用例はほとんどない。以上の手法がこれまでのシールドセグメントの設計計算法の中心であり、これらに種々の修正を加えたものや、実験データを加味した方法が提案されている。しかし、いずれもトンネル横断面の2次元モデルを基本としている。

3次元解析は一般に莫大な計算が要求されるが、各セグメントを剛体とすることにより、未知数をかなり少なくすることができる。剛体要素にばねを付けたものとして剛体-ばねモデル(RBSM)⁴⁾が提案されている。また、その板殻への応用も行なわれている。その概念は極めて単純であり、剛体のつりあい式を解くことによって、剛体の変位を定めることに帰着される。有限要素法等によるシールドトンネルの3次元解析を直接に実施するには、そのための条件設定がかなり複雑である。確かに、はり-ばねモデルでも、複数のリングを扱うことよりトンネル軸方向に対する考慮もされているが、軸方向の座標という概念はない。また、は

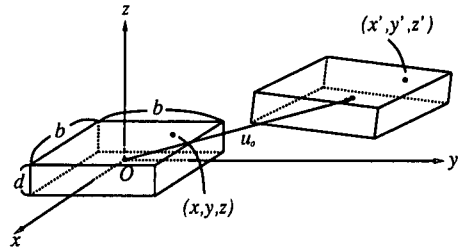


図-1 剛体平板セグメント

り-ばねモデルを基本にして軸方向の座標を入れた解析法も提案されているが、軸方向にははりで置き換えられている場合が多い。むしろ現状では、多少の単純化があっても幾何学的に3次元問題としてとらえた場合にどのような特性が見えるかを調べることが有効と考えられる。したがって本研究は、この目的のために剛体-ばねモデルを用いながら、幾何学的になるべく忠実な方法でシールドトンネルの3次元解析したものと位置づけることができる。

3. 「剛体セグメント」モデル

はじめに1つの剛体セグメントの変位を考える。図-1のように一辺が b の正方形で厚さ d の直方体からなる剛体をとる。3次元剛体は、任意の1点の移動量とそれを中心とする回転により運動が確定する。図-1のように直方体の中心に原点をとり、それぞれの辺に沿って x, y, z 軸を定める。原点の移動を表わすベクトルを $u_0 = (u_0, v_0, w_0)^T$ 、回転を表わす(3次元)直交行列を R とすると、点 $x = (x, y, z)^T$ の移動先の座標 $x' = (x', y', z')^T$ は

$$x' = u_0 + Rx \quad (1)$$

と書ける。直交行列の独立量は3個であるので、自由度3の u_0 と合わせて6個の値が確定すれば、剛体内部の任意の点 x の移動先は決定される。この点の変位 $u = (u, v, w)^T$ は

$$u = x' - x = u_0 + (R - I)x \quad (2)$$

となる。とくに回転が微小であれば、 R は単位行列 I に近い行列で、その差

$$W = R - I \quad (3)$$

は

$$W = -W^T = \begin{pmatrix} 0 & -\gamma & \beta \\ \gamma & 0 & -\alpha \\ -\beta & \alpha & 0 \end{pmatrix} \quad (4)$$

を満たす反対称行列となる。これを式(2)に代入すれば

$$u = u_0 + Wx \quad (5)$$

のようになる。反対称行列 W とベクトル x との積は

$$\omega = \begin{pmatrix} \alpha \\ \beta \\ \gamma \end{pmatrix} \quad (6)$$

なるベクトルによって

$$Wx = \omega \times x = -x \times \omega \quad (7)$$

のように外積の形にも書ける。ここにベクトル ω は、行列 W の固有値0に相当する固有ベクトルであり、行列 W の軸性ベクトル⁵⁾といわれる。また、3つの成分 α, β, γ はそれぞれ座標軸回りの微小な回転角を示す。これらを用いれば、式(5)は

$$u = \begin{pmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & z & -y \\ 0 & 1 & 0 & -z & 0 & x \\ 0 & 0 & 1 & y & -x & 0 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} u_0 \\ v_0 \\ w_0 \\ \alpha \\ \beta \\ \gamma \end{pmatrix} \quad (8)$$

となる。ここにベクトル $p = (u_0, v_0, w_0, \alpha, \beta, \gamma)^T$ は1つの剛体の運動を決定する6次元ベクトルであり、以下の問題においてセグメントごとの未知量として扱う。繰り返すが、ベクトル p がわかれば1つの剛体の運動は確定し、式(8)の行列に任意の点の座標を代入することにより、その点の変位が計算される。

4. 平板構造の解析⁶⁾

(1) 直列したセグメントとはりとの比較

図-2のように2つの(剛体)セグメントを直列につなぐ場合、相対する面の4つの隅角部の頂点どうしをばねで接続する。ばねを上下の組で設けているのは継手部での曲げの効果を表現するため、かならずしもボルトが2本あることを仮定しているのではない。実際のセグメントを模擬するためのばねの位置や力学特性はセグメントの性状

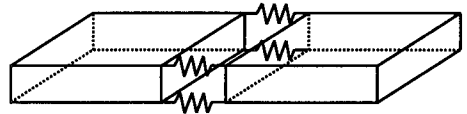


図-2 セグメント間のばね

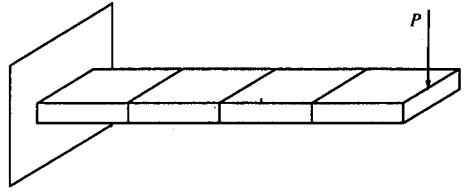


図-3 片持ちばり構造

や荷重の大きさにより異なるであろうが、ここではもっとも簡単なものを想定した。図では、各ばねは1次元的に描かれているが、対応する2つの頂点の相対変位に従って、法線成分とせん断(接線)成分をもつ「3次元ばね」であり、また、法線方向とせん断成分でばね定数を変えることができる。前者に k_n 、後者は k_s で表わす。このような方法で剛体セグメントを直列につなぎ、片持ちばりのような構造にしたのが図-3である。ここで固定端のばね定数は十分大きくしている。この先端に荷重 P を作用させる。図では4つのセグメントがあるので、全体の未知量は24個である。解くべきつりあい式は、個々のセグメントごとに、力のつりあい式3本と、力のモーメントのつりあい式3本、小計6本あり、全体ではやはり24本の方程式を得る。なお、個々の剛体セグメントの変位がわかれば、すべてのばねに作用する力は容易に計算されることに注意する。また、1つの境界値問題が与えられたとき、全体のつりあい方程式を作る過程は有限要素法の場合と類似している。具体的に $d/b = 0.1$ なるセグメントを30個つないで片持ちばりのたわみの問題を解いた結果が図-4に示されている。図中の x, l はそれぞれ固定端からの距離およびはりのスパンである。ここで、はりの厚さを $d = 0.1b$ とし、ばね定数については $k_s = k_n$ とした。このとき Bernoulli-Euler のはり理論に対する等価な曲げ剛性は

$$(EI)_{eq} = \frac{k_n d^2 b}{2} \quad (9)$$

で与えられるが、これによる解析解を実線で、また、Timoshenko ばり⁷⁾における等価なせん断剛

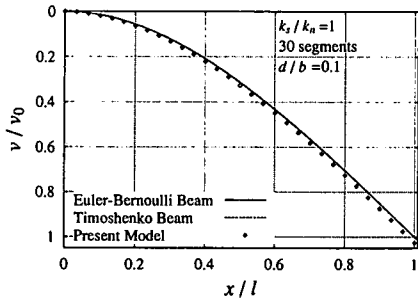


図-4 せん断変形の小さい場合

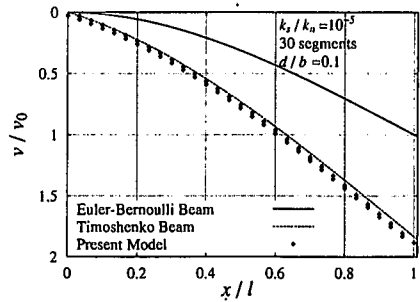


図-5 せん断変形の大きい場合

性を

$$\left(\frac{GA}{\kappa}\right)_{eq} = 4k_s b \quad (10)$$

として、せん断変形を考慮した解析解を破線で示した。なおここに、 E, G, I, A および κ は、それぞれ、Young 率、せん断弾性係数、断面 2 次モーメント、断面積および補正係数である。この場合、せん断変形の影響は十分小さくなり、実線と破線は重なっている。なお、図中のたわみ量 v は、Bernoulli-Euler ばりの理論解による先端のたわみ量：

$$v_0 = \frac{Pl^3}{3(EI)_{eq}} \quad (11)$$

で正規化した。図-5 には、 $k_s = k_n \times 10^{-5}$ とした場合の、本モデルによる解と上述の 2 つの理論解との比較が示されている。本モデルの解が各横座標ごとに 2 つあるのは、セグメントの継手部でせん断変形が生じていることによる。かなり小さなせん断ばね定数を仮定しているが、数値解は Timoshenko ばりの解を十分な精度で近似している。したがって、本モデルのように剛体セグメントを直列に並べた構造は、基本的に Timoshenko ばりに相当するものと考えられる。

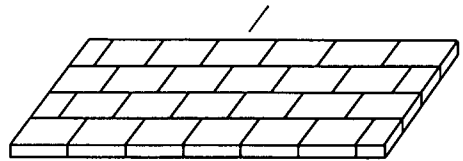


図-6 千鳥組みによる平板

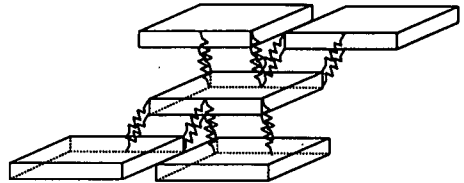


図-7 ライン間のばね

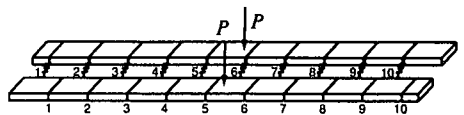


図-8 ライン数 2 の単純ばり

(2) 剛体セグメントによる千鳥組み平板解析

次に図-6 のように、直列につながれたはり構造を千鳥組みに並べて平板を構成する。以下、直列につながれたはり構造の単位を「ライン」とよぶ。1 つのライン上のセグメント間には図-2 と同様なばねがある。以下ではラインの方向にあるばねの法線成分、せん断成分の定数を k_{sn}, k_{ss} と書く。はじめの添え字 s はセグメント間であることを意味する。一方、並列する 2 つのライン間にも図-7 のようにライン間のばねを設ける。セグメントの各頂点から隣接する別ラインのセグメント側面の中央

の上下端に、やはり 3 次元的ばねを配置し、法線、せん断成分の係数をそれぞれ k_{ln}, k_{ls} と書く。はじめの添え字 l はライン間であることを意味する。これを図-8 のように並べ、左右端を単純ばりと同様の境界条件として中央に集中荷重をかけた場合を計算した。数値解析の方法は、先述した片持ちばりの場合と同様である。未知量である変位と回転角で表わした個々のセグメントのつりあい式を解けばよい。ここでは $k_{sn} = k_{ss} = k_s, k_{ln} = k_{ls} = k_l$ として 2 つのばね定数をパラメータとする。 $k_l = 0$ の場合、各ラインの構造はそれぞれ独立に挙動し、

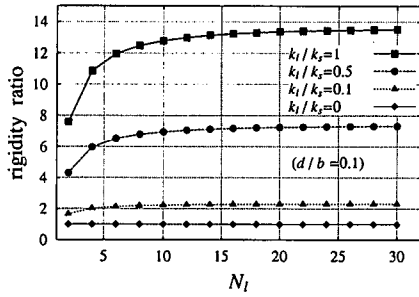


図-9 ライン間ばねと剛性の上昇率

添接効果がなくなるので「いも継ぎ」と同じ剛性をもつ。以下、荷重点でのたわみの逆数で剛性を比較する。図-9は、 $k_l = 0$ の場合の剛性をもって正規化したそれぞれの剛性（すなわち剛性比）がライン数 N_l とともにどのように変化するかを示したものである。ここでは、はりの厚さを $d = 0.1b$ とし、4種類のライン間のばね定数 k_l について調べた。 $k_l = k_s$ の場合、ライン数2とする千鳥組みでもいも継ぎの7倍以上の剛性となり、ライン数20程度で剛性比は約13に収束する。 $k_l = 0.1k_s$ でも剛性はほぼ2倍となることがわかる。なお、本モデルではセグメント自体の剛性は無限大であるので、ライン間ばね k_l を大きくすると、剛性は増大しつづける。したがって、ここでいう剛性の上昇率は、セグメント本体部と比べて継手部の剛性がかかり小さい場合の値と見ることができる。

次に同様の結果を、セグメントの桁高 d をパラメータにして調べたのが図-10である。ここでは $k_l = k_s$ とした。セグメントの桁高が大きくなると、千鳥組みによる相対的な剛性の上昇率は低下することがわかる。これは、桁高に伴ってラインごとの曲げ剛性が大きくなり、隣接ライン間のたわみ量の差が小さくなって添接効果が低減する結果と思われる。

以下は、はりの厚さを $d = 0.1b$ とし、図-8のようにライン数 $N_l = 2$ の場合の結果である。図-11は、図-8の手前のラインのセグメント継手に生じた曲げモーメント M を示したものである。添接効果のない $k_l = 0$ の場合は、(一部破線で補足した) 構造力学の理論値と一致する。なお、曲げモーメントの値は単純ばりにおける最大値 $M_0 = Pl/4$ で正規化している。この図からわかるように、ライン間のばね定数が大きくなると、添接効果が顕著となり、継ぎ手部の曲げモーメントは小さくなる。むしろ小さくなった分は、隣接するセグ

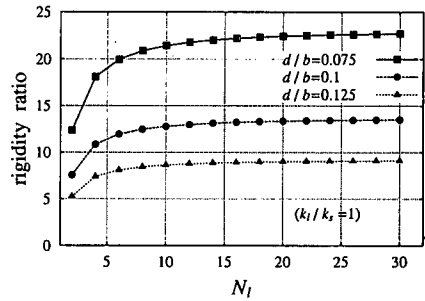


図-10 桁高と剛性の上昇率

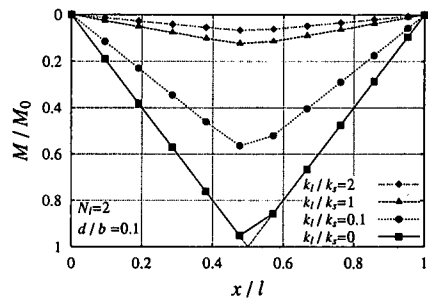


図-11 曲げモーメントの分布

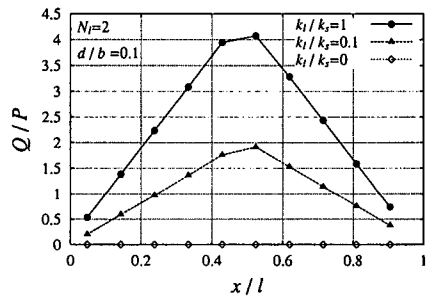


図-12 ライン間のせん断力の分布

メントの実質部で受け持たれることになる。一方、図-12はライン間をつなぐばねに発生しているせん断力 Q の分布を示したものである。せん断力 Q は、1つの接合部にある4つのばねに作用する鉛直、水平成分の合力の代数和とする。すなわち、2つのライン間の接合部に作用する全せん断力の大きさであり、添接効果の強弱の指標と考えられる。ただし、水平成分は鉛直成分と比べて無視できるほど小さい。なお、 Q の大きさは荷重 P で正規化されている。 $k_l = 0$ の場合は、この位置のばねに

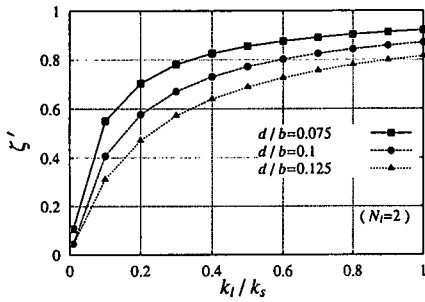


図-13 曲げモーメントの割り増し率

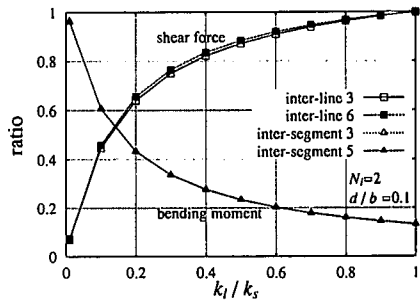


図-15 添接効果 (分布荷重)

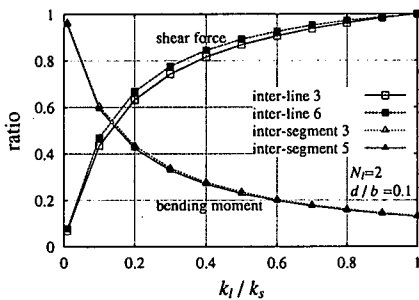


図-14 添接効果 (集中荷重)



図-16 分布荷重

は力は発生しない。しかし、 k_l が大きくなるにつれてライン間のせん断力は大きくなる。参考までにライン間の法線ばねに作用する軸力の大きさも調べたが、せん断力と比べて無視できるほどの小さな値であった。図-13は、図-8のセグメント間継手5における曲げモーメントの割り増し率 ζ' がライン間ばね k_l の大きさとともにどのように変化するかを調べたものである。ここで曲げモーメントの割り増し率とは

$$\zeta' = 1 - \frac{M}{M'} \quad (12)$$

と定義する。ここに M, M' はそれぞれ、千鳥組みおよびいも継ぎにおける曲げモーメントである。セグメントの桁高をパラメータにとっているが、図-10でも説明したようにセグメントの桁高が大きくなると k_l による ζ' の増加割合は小さくなる。

図-14は、横軸にライン間のばね定数 k_l をとり、縦軸にセグメント継手間の曲げモーメントおよびライン間のせん断力をとったものである。はりの厚さは $d = 0.1b$ である。ここでは図-8に示すセグメント継手3、5の曲げモーメントと、ライン間ばね3、6のせん断力を示す。前者は、いも継ぎの

場合にその位置で発生する曲げモーメントで、後者は $k_l = k_s$ の場合にその位置で発生するせん断力でそれぞれ正規化した。図-15は同様の結果を図-16に示す分布荷重の場合について調べたものである。これらのことから荷重形態や構造内の位置にあまり依存せず、継手における曲げモーメントの減少はライン間のせん断力の増加を伴っていることがよくわかる。したがって千鳥組みによる添接効果は、ライン間のせん断力の伝達によって生じるものといえる。

5. シールドトンネルの解析^{8),9)}

(1) シールドトンネルと継ぎ手ばね

これまでセグメントは平板としてきたが、ここからは実際のシールドトンネルを模擬するために曲面板セグメントを取り上げ、これらを6つ並べた構造を「リング」とよぶ。これを千鳥組みによってトンネル軸方向につなげるが、セグメント継ぎ手の位置によって2種類のリングができる。図-17(a),(b)のタイプをそれぞれリング1、リング2とよぶ。全体として図-18のようなシールドトンネルができる。トンネル外径を D_0 、セグメントの桁高を h 、セグメント幅を B と記す。以下の計算では $D_0/B = 5$ および $h/B = 0.2$ を仮定する。個々のセグメント間には平板セグメントと同様な位置に3次元ばねが付いている。セグメント間にあるばねの法線成

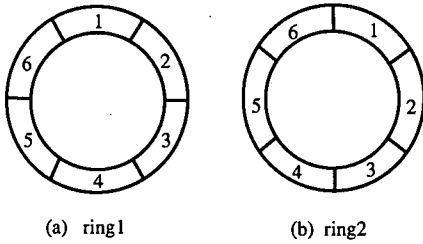


図-17 リングのタイプ

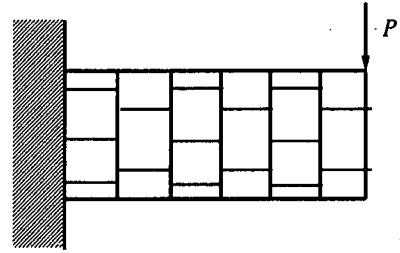


図-20 片持ちばり構造のシールドトンネル

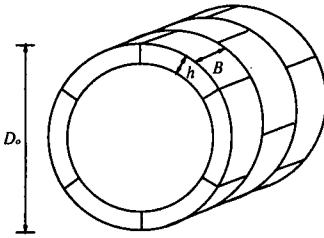


図-18 シールドトンネル

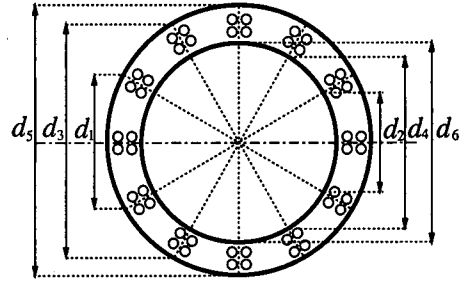


図-21 横断面内のばねの位置

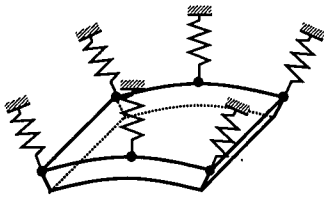


図-19 地盤ばね

分、せん断成分のばね定数は、平板のときと同様にそれぞれ k_{sn}, k_{ss} と書く。一方、リング間のばねの法線成分、せん断成分のばね定数は、それぞれ k_{rn}, k_{rs} と書く。ここではじめの添え字 r はリング間であることを示す。そのほか図-19 に示すように各セグメントの外周側の 6 点には地盤反力係数から定まる地盤ばねを付けることができる。これも 3 次元的であり、法線成分、せん断成分の地盤反力係数をそれぞれ k_{gn}, k_{gs} と書く。ここではじめの添え字 g は地盤に対応することを示す。このような構造物に種々の荷重を作用させて変形解析を行なう。すなわち、個々のセグメントの変位と回転角を未知量とし、ばねに作用する力と外力から剛体としてのつりあい式を解くが、その解法は平板の場合と同様である。

(2) トンネル軸方向の解析

図-20 に示すように千鳥組みされたシールドトンネル構造を片持ちばりのような境界条件のもとで先端に集中荷重 P を作用させる。計算はリング数 $N_r = 50$ で行なった。各リング間には図-21 に示すようなばねがあり、それらの距離 $d_1 \sim d_6$ に注意しながらトンネル軸方向の曲げ剛性を計算すると

$$(EI)_{eq} = 6k_{rn}BD_o^2 \left\{ 1 - 2\frac{h}{D_o} + 2\left(\frac{h}{D_o}\right)^2 \right\} \quad (13)$$

となる。一方、等価なせん断剛性は

$$\left(\frac{GA}{\kappa}\right)_{eq} = 48k_{rs}B \quad (14)$$

となるので、Bernoulli-Euler ばりおよび Timoshenko ばりの理論解は容易に計算される。本モデルによる数値計算と上記 2 つの理論解を比較したのが図-22 である。ここではリング間のせん断ばね定数 k_{rs} を k_{rn} と等しくした。また、セグメント継ぎ手の 2 つのばね定数もこれと同じ大きさにした。なお図-22 のたわみ量は、式 (11) で表される Bernoulli-Euler ばりの先端におけるたわみ量 v_0 で正規化されている。 $k_{rs} = k_{rn}$ とした場合、せん断によるたわみは微小であって、2 つの理論に

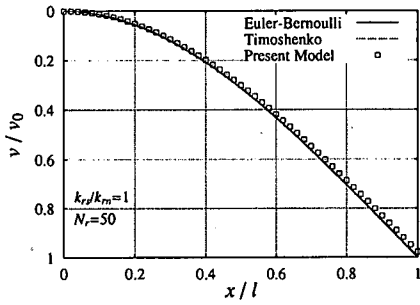


図-22 せん断変形の小さい場合

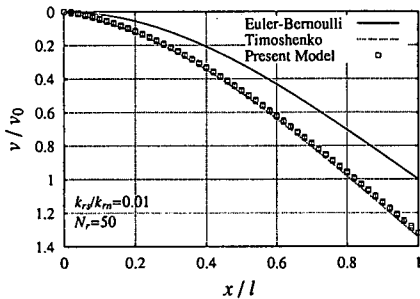


図-23 せん断変形の大きい場合

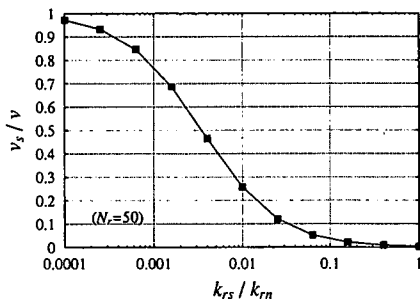


図-24 せん断変形の占める割合

よる解はほとんど一致している。一方、 $k_{rs} = k_{rn} \times 10^{-2}$ とした場合の結果が図-23に示されている。このようにせん断変形が大きくなると、本モデルによる解は Timoshenko ばりの結果とよく一致する。図-24は、 k_{rs} を変化させたとき荷重点のたわみ全体 v に占めるせん断変形 v_s の割合を示したものである。この図からわかるように、せん断ばね定数 k_{rs} が法線ばね定数 k_{rn} の数パーセント以上ならばトンネル軸方向のせん断変形は無視される。

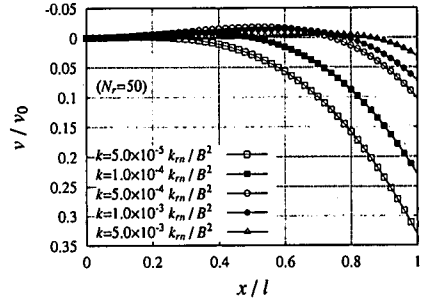


図-25 地盤ばね中の曲げ荷重

図-25は、同様の片持ちばり構造の先端に曲げ荷重 M をかけ、さらに周辺の地盤ばねを付加した結果を示している。シールドトンネルの4種類のばねはすべて k_{rn} と等しくし、2種類の地盤反力係数を $k_{gn} = k_{gs} = k$ としながら変化させた。ここでもたわみ量は地盤ばねのない場合の Bernoulli-Euler ばりの理論値

$$v_0 = \frac{Ml^2}{2(EI)_{eq}} \quad (15)$$

により正規化している。この図からわかるように、地盤ばねが大きくなるとたわみ全体が小さくなるとともに変形が荷重近辺に限定されることになる。

(3) トンネル横断方向の解析

図-26はリング1およびリング2を1つずつ取り出し、それぞれ単独で集中荷重を作用させる境界値問題を示している。セグメント間のばね定数を仮定すると図-27のような変形図を得る。両方で荷重の大きさは同一であるが、継手の位置の違いにより、荷重点のたわみ量 δ_1, δ_2 は異なる。次にこれらのリングをリング間ばねで接続すると千鳥組みによる添接効果によって全体剛性は大きくなる。千鳥組みにしたときのそれぞれのたわみ量を δ'_1, δ'_2 とし、全体の剛性の上昇率を

$$\eta' = \frac{1}{2} \left(\frac{\delta_1}{\delta'_1} + \frac{\delta_2}{\delta'_2} \right) \quad (16)$$

と定義する。図-28は、リング数 N_r に伴って上昇率がどのように変化するかを示したものである。ここでは、3つのばね定数を $k_{sn} = k_{ss} = k_{rn}$ のように同一の値に固定し、リング間のせん断成分のばね定数 k_{rs} のみをパラメータとしている。 k_{rs} がセグメント間の法線ばね定数 k_{sn} と同程度の大きさの場合、リング数とともに上昇率は20程度まで増加する。図-29は30リングに固定したとき、

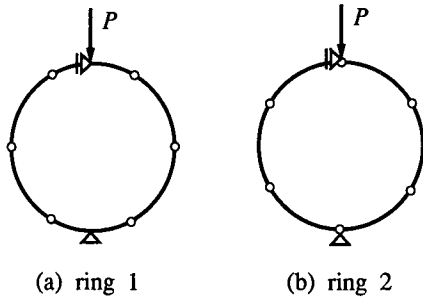


図-26 2種類のリングの境界条件

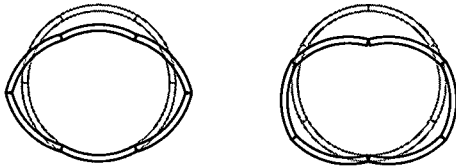


図-27 いも継ぎの場合の変位モード

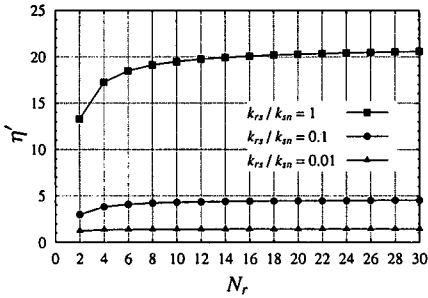


図-28 リング数と剛性の上昇率

k_{rs} に対する上昇率の変化を示している。 k_{rs}/k_{sn} が 0.1 を超えると急激に上昇率は大きくなるのがわかる。平板構造のときにも述べたように個々のセグメントの剛性は無限大であるので、この図の結果は継手剛性が十分小さい場合に相当する。

図-30、31は、リング数 N_r が 30 のときのリング 1 および 2 のセグメント間継手に生じている曲げモーメント M の分布を示している。ここで値は PD_0 で正規化されている。また、横軸中央はリングの頂上に対応する。 $k_{rs} = 0$ はいも継ぎの場合 (M') に相当するが、これから曲げモーメントの割り増し率を式 (12) のように定義すると以下の結果を得る。

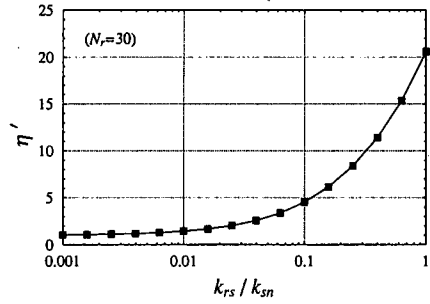


図-29 せん断ばねと剛性の上昇率

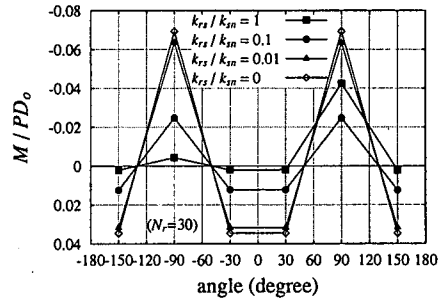


図-30 リング 1 の曲げモーメント分布

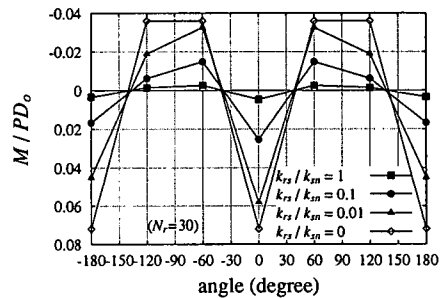


図-31 リング 2 の曲げモーメント分布

図-32 は、最大の曲げモーメントが生じる継手における割り増し率 ζ' をリング数 N_r の関係として示している。ここでも k_{rs} をパラメータとしている。図-33 は、 N_r を 30 としたとき、 k_{rs} に対する割り増し率 ζ' の変化を示している。この図からわかるように地盤からの反力を考えない場合、 k_{rs}/k_{sn} が 1 に近づくと割り増し率は 0.9 を超える。また、図-13 の平板の結果と比較すれば、この形状のシールドトンネルはかなり桁高の低い平板に相当することがわかる。

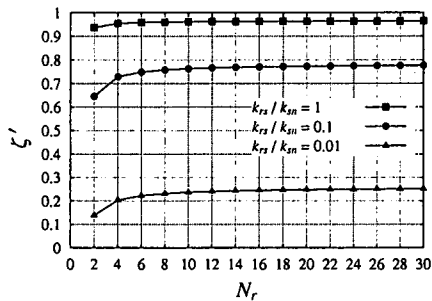


図-32 リング数と割り増し率

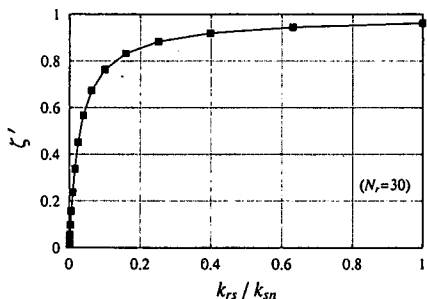


図-33 せん断ばねと割り増し率

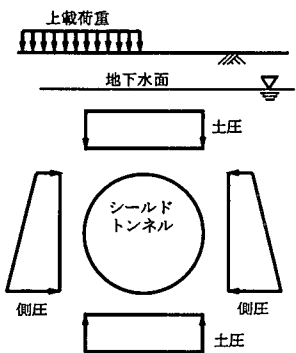


図-34 想定荷重

(4) 周辺地山と荷重分布を用いた解析

図-34のような土圧、水圧および地表面荷重を想定する。それらの具体的な数値は表-1に記す。なお、水圧は土圧と別個に扱う方法(土水分離)を用いる。

図-35には、リング数 $N_r = 30$ として剛性の上昇率と地盤反力係数 $k (= k_{gn} = k_{gs})$ との関係を示す。ここでの $k = 0$ における値は周辺地盤がない場合に相当し、図-28で $N_r = 30$ における3つ

表-1 地盤反力係数をパラメータとしたときの解析条件

項目	設定値
リング数 N_r	30
上載荷重 p_0 (kN/m ²)	200
土被り H (m)	5
地表面からの地下水位 H_0 (m)	2
側方土圧係数 λ	0.50
地盤反力係数 k ($\times 10^4$ kN/m ³)	0.5 ~ 3.0
湿潤単位体積重量 γ_t (kN/m ³)	18
飽和単位体積重量 γ_{sat} (kN/m ³)	20
土水圧の考え方	土水分離

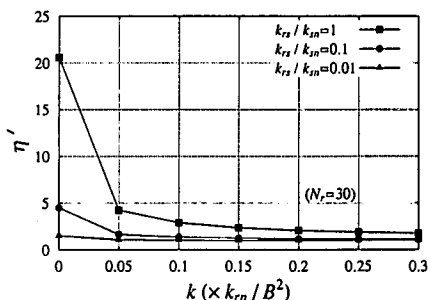


図-35 地盤反力と剛性の上昇率

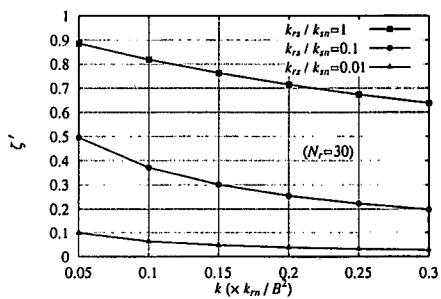


図-36 地盤反力と割り増し率

の値に、あるいは図-29の3点の値に等しい。地盤の剛性が増加すると添接効果によるシールドリングの(見かけの)剛性の上昇率は大きく抑制されるように見える。

図-36には、同様の条件のもとでの曲げモーメントの割り増し率の変化を示す。この場合にも周辺地盤の剛性が高くなると割り増し率が低下することがわかる。

6. シールドトンネルと等価となるばね定数

本研究では個々のセグメントは剛体としている。このモデル自体は幾何形状のほか、4種類の継手のばね定数で完全に定まってしまう。したがってこのモデルによる添接効果の評価などは上で述べたとおりである。しかし別の応用方法として、これらのばね定数を適当に設定することにより実際のセグメントリングに近似的に等価なモデルを作成することも可能である。以下ではそのためにどのようなばね定数を採用すべきかについて考察する。

まず、トンネル軸方向の変形に大きく関係するリング間の法線ばね定数 k_{rn} を検討する。継手の存在のため、一般に軸方向の曲げ剛性は15ないし40%に減少する¹⁰⁾といわれている。この減少率をここでは η_{axis} と書く。実際のシールドトンネルの軸方向の曲げ剛性を $(EI)_{real}$ とすれば

$$\eta_{axis} = \frac{(EI)_{real}}{EI} \quad (17)$$

である。ここに E はセグメント材料のYoung率、 I はトンネルの内外径を $D_i, D_o (= D_i + 2h)$ とするときの断面2次モーメントであって

$$I = \frac{\pi}{64}(D_o^4 - D_i^4) \quad (18)$$

となる。ところで本モデルの軸方向の曲げ剛性 $(EI)_{eq}$ は式(13)で与えられている。そこで

$$\eta_{axis} = \frac{(EI)_{eq}}{EI} \quad (19)$$

とおくことによって経験的に定まる η_{axis} ごとに

$$\eta_{axis} = \frac{384BD_o^2}{\pi E(D_o^4 - D_i^4)} \left\{ 1 - 2\frac{h}{D_o} + 2\left(\frac{h}{D_o}\right)^2 \right\} k_{rn} \quad (20)$$

なる式からばね定数 k_{rn} が定まる。すなわち、式(17)と(19)を比較すると分母は共通の EI であるので式(20)は

$$(EI)_{eq} = (EI)_{real} \quad (21)$$

を意味することになる。

次にセグメント間の法線ばね定数 k_{sn} を検討する。横断面内の曲げ剛性に対しても軸方向と同じ記号 EI や $(EI)_{real}$ を用いる。千鳥組みされた実際のセグメントリングの横断面内の曲げ剛性 $(EI)_{real}$ は、継手のない一様なリングの剛性 EI と比べて小さい。この比率はいわゆる曲げ剛性の有効率:

$$\eta = \frac{(EI)_{real}}{EI} \quad (22)$$

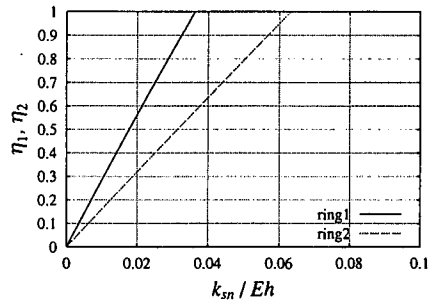


図-37 横断面内の曲げ剛性有効率とばね定数

といわれている。ここでは当面、リング1, 2ごとに同様の有効率 η_1, η_2 を考える。ところで、ばね定数 k_{sn} (および k_{ss}) を定めると図-26に示す(いも継ぎ状態にある)リング1, 2ごとに頂部のたわみ δ_1, δ_2 が計算できる。一方、構造力学から一様なリングの頂部のたわみ

$$\delta_0 = \frac{3(\pi^2 - 8)PD_o^3}{16\pi EBh^3} \quad (23)$$

が求められる。ここで δ_0/δ_1 および δ_0/δ_2 をそれぞれリング1, リング2に対する曲げ剛性の有効率

$$\eta_1 = \frac{(EI)_{eq1}}{EI}, \quad \eta_2 = \frac{(EI)_{eq2}}{EI} \quad (24)$$

と見ることができる。横軸に Eh (h はセグメントの桁高) で正規化したばね定数 k_{sn} 、たて軸にいま述べた有効率をとると図-37のように直線となる。いま、室内実験等の何らかの方法でリングごとに曲げ剛性の有効率 η_1, η_2 が明らかになったとすると k_{rn} の場合と同様の理由から、この図を用いてばね定数 k_{sn} が推定できることになる。

次にリング間のせん断ばね定数 k_{rs} について検討する。本来、このばね定数 k_{rs} は添接効果に大きな影響を与えるものであるが、ここでは逆に添接効果を仮定してばね定数を推定する。それには図-29を参照すればよい。たとえば実際に添接効果による剛性の上昇率が3であれば k_{rs}/k_{sn} が約0.04であることがわかる。こうして k_{sn} から k_{rs} の大きさの推定が可能となる。ここで剛性の上昇率 η' の範囲について注意しておく。添接効果による剛性の上昇率を式(16)で定義すると、ばね定数 k_{rs} との関係は図-29のように計算される。むしろ添接効果が最大限に発揮されてもはじめの曲げ剛性以上に復活することはない。つまり、十分に強いリング間ばねによる添接効果によってもせいぜい一様なリングの曲げ剛性にまで戻すことしかでき

ない。いま仮りに曲げ剛性の有効率 η を 0.2 とすると、剛性の上昇率 η' は、その逆数 5 まで認めることになる。そこで図-29 を参照すれば k_{rs}/k_{sn} は 0 から 0.1 までが許容範囲となる。

最後にセグメント間のせん断ばね定数 k_{ss} についても検討が必要であるが、図-24 にも示したように、せん断変形が問題となるほどまで k_{ss} 小さくなることはあまりなく、 k_{sn} と同程度の大きさに設定しておけば十分である。

7. まとめ

本研究では、剛体セグメントを用いてシールドトンネルの 3 次元解析法を述べるとともに、千鳥組による添接効果などについて検討した。得られた主たる知見は以下のとおりである。

- 1) セグメントを剛体と仮定すると未知数が十分に減少するためシールドトンネルの 3 次元解析がかなり容易なものとなる。
- 2) 本モデルはトンネル軸方向には Timoshenko ばりで近似されるが、せん断変形はかなり小さく、実際には Bernoulli-Euler ばりと等価である。
- 3) 千鳥組みによる添接効果はリング間のせん断力の大きさに支配される。とくにセグメント間の曲げモーメントはせん断力によって隣接リングに授受される。
- 4) 添接効果はセグメントの桁高が大きくなると軽減する。
- 5) 添接効果による曲げモーメントの割り増し率や剛性の上昇は 6 から 10 リングをつなぐ範

囲まで増加する。

- 6) 地盤ばねが大きいと添接効果は見かけ上、小さくなる。
- 7) 本モデルにおけるばね定数を適当に設定することにより、弾性セグメントからなる等価なシールドトンネルに置き換えることができる。

以上、セグメントを剛体とするシールドトンネルの 3 次元解析について述べた。剛体という極端な仮定をしているため、ここでの結果からですぐにセグメントや継手部の設計が可能というわけではないが、本モデルによる 3 次元解析は千鳥組みの力学的効果がより簡単に考慮できる 1 つの有効な手法と考えられる。今後これを用いて継手部分の非線形効果や耐震評価などを検討する予定である。

謝辞： 本研究は文部省科学研究費補助金特定領域研究 (A) (2) の援助を得て行われたものである。

参考文献

- 1) 土木学会：トンネル標準示方書 [シールド工法編]・同解説, 1996.
- 2) 土木学会：トンネル・ライブラリー第 6 号 セグメントの設計, 1994.
- 3) 村上博智, 小泉 淳：シールドセグメントリングの耐荷機構について, 土木学会論文報告集, No.272, pp103-115, 1978.
- 4) 川井忠彦：離散化極限解析法, 培風館, 1991.
- 5) 久田俊明：非線形有限要素法のためのテンソル解析の基礎, 丸善, 1992.
- 6) 坂本寛章：剛体平面セグメントの 3 次元解析に関する研究, 京都大学特別研究, 1999.
- 7) 土木学会：構造工学シリーズ 7 構造工学における計算力学の基礎と応用, 1996.
- 8) 廣松智樹：シールドセグメントの 3 次元解析に関する基礎的研究, 京都大学特別研究, 1997.
- 9) 廣松智樹：シールドセグメントの力学挙動に関する研究, 京都大学修士論文, 1999.
- 10) 土木学会：トンネル・ライブラリー第 8 号 都市 NATM とシールド工法との境界領域—設計法の現状と課題—, 1996.
- 11) 坂田泰章：継手間ばねの非線形性を考慮した 3 次元シールドセグメントの解析, 京都大学特別研究, 1998.

(1999.4.17 受付)

THREE-DIMENSIONAL ANALYSIS OF SHIELD TUNNEL COMPOSED OF PERFECTLY RIGID SEGMENTS

Takeshi TAMURA, Toshihisa ADACHI, Tomoki HIROMATSU
and Hiroaki SAKAMOTO

A three-dimensional analysis of shield tunnel is done with the assumption that perfectly rigid segments are connected by paired-springs at all joints to which the total deformation of the tunnel is attributed. The present paper aims at the numerical evaluation of the mechanical effect of ring-joints along the tunnel axis through a simple analysis of shield tunnel in the three-dimensional space. Some useful and interesting results are obtained concerning the staggered-joint effect on the deflection and the bending moment by comparing with the case of the straight joints. A few remarks are also made to determine the spring constants of the present model.