

シールドトンネルの耐震性評価と
免震化手法に関する研究

1990年

鈴木 浩 康

①

シールドトンネルの耐震性評価と
免震化手法に関する研究

1990年

鈴木 猛 康

目 次

	<u>ページ</u>
第1章 緒論	・・・ 1
1. 1 序	・・・ 1
1. 2 本研究の目的	・・・ 3
1. 3 本論文の構成	・・・ 4
第2章 既往の研究	・・・ 6
2. 1 トンネルの実地震時挙動観測に関する研究	・・・ 6
2. 2 トンネルの地震応答解析に関する研究	・・・ 10
2. 2. 1 地盤モデルに関する研究	・・・ 10
2. 2. 2 トンネルのモデル化に関する研究	・・・ 14
2. 3 シールドトンネルの等価剛性算定法に関する研究	・・・ 15
2. 3. 1 等価軸剛性	・・・ 15
2. 3. 2 等価曲げ剛性	・・・ 17
第3章 シールドトンネルの実地震時挙動観測	・・・ 18
3. 1 序節	・・・ 18
3. 2 観測地点の地盤と地震観測システムの概要	・・・ 19
3. 3 解析に用いた地震	・・・ 21
3. 4 表層地盤の震動	・・・ 22
3. 4. 1 表層地盤の卓越振動	・・・ 22
3. 4. 2 表面波による地盤の振動	・・・ 24
3. 5 実体波によるシールドトンネルの地震時挙動	・・・ 26
3. 5. 1 トンネルの地震時変位	・・・ 26
3. 5. 2 トンネルの軸方向ひずみ	・・・ 27
3. 5. 3 トンネルの断面変形	・・・ 30
3. 6 表面波によるシールドトンネルの地震時挙動	・・・ 32
3. 6. 1 トンネルの軸方向変形	・・・ 32

3. 6. 2	トンネルの断面変形	・・・	3 2
3. 7	地盤とトンネルの相互作用	・・・	3 4
3. 8	第3章のまとめ	・・・	3 6
第4章	地震応答解析に用いるトンネルの等価剛性	・・・	7 0
4. 1	序節	・・・	7 0
4. 2	実測値から求めたシールドトンネルの等価剛性	・・・	7 1
4. 2. 1	トンネル軸剛性	・・・	7 1
4. 2. 2	トンネル曲げ剛性	・・・	7 5
4. 3	周辺地盤を考慮したシールドトンネルの等価軸剛性算定法	・・・	7 6
4. 3. 1	地盤～トンネル系のモデル化と数値解析	・・・	7 6
4. 3. 2	等価軸剛性の評価	・・・	7 7
4. 4	周辺地盤を考慮したシールドトンネルの等価曲げ剛性算定法	・・・	7 9
4. 4. 1	地盤～トンネル系のモデル化と数値解析	・・・	7 9
4. 4. 2	等価曲げ剛性の評価	・・・	7 9
4. 5	第4章のまとめ	・・・	8 3
第5章	3次元不整形表層地盤の地震応答解析モデル	・・・	1 0 3
5. 1	序節	・・・	1 0 3
5. 2	擬似3次元地盤モデルの数式化	・・・	1 0 4
5. 3	模型振動実験によるモデルの検証	・・・	1 0 8
5. 3. 1	模型振動実験	・・・	1 0 8
5. 3. 2	実験結果と解析結果の比較	・・・	1 0 8
5. 4	擬似3次元地盤モデルと従来モデルの比較	・・・	1 1 1
5. 4. 1	東京湾海底地盤のモード解析	・・・	1 1 1
5. 4. 2	擬似3次元地盤モデルによる解析結果	・・・	1 1 2
5. 4. 3	従来モデルによる解析結果との比較	・・・	1 1 3
5. 4. 4	まとめと考察	・・・	1 1 4
5. 5	擬似3次元地盤モデルによる非線形応答解析	・・・	1 1 5
5. 5. 1	はじめに	・・・	1 1 5

5. 5. 2	非線形モデル	・・・115
5. 5. 3	等価線形化法の適用	・・・116
5. 5. 4	等価線形化法による解析例	・・・119
5. 6	第5章のまとめ	・・・122
第6章 シールドトンネルの実地震時挙動シミュレーション		・・・138
6. 1	序節	・・・138
6. 2	モデル化と解析手法	・・・139
6. 2. 1	地盤のモデル化	・・・139
6. 2. 2	トンネルのモデル化	・・・139
6. 2. 3	応答解析手法	・・・140
6. 3	モード解析	・・・142
6. 4	地震応答解析	・・・143
6. 4. 1	YKHM-1 (神奈川・山梨県境地震)	・・・143
6. 4. 2	YKHM-2 (鳥島近海地震)	・・・146
6. 4. 3	YKHM-3 (長野県西部地震)	・・・147
6. 4. 4	YKHM-4 (千葉・茨城県境地震)	・・・148
6. 4. 5	YKHM-5 (千葉県東方沖地震)	・・・149
6. 4. 6	応答解析結果に関する考察	・・・151
6. 5	第6章のまとめ	・・・154
第7章 シールドトンネルの耐震性評価と免震構造		・・・192
7. 1	序節	・・・192
7. 2	免震構造の原理検証のための模型振動実験	・・・193
7. 2. 1	免震構造の基本原理解	・・・193
7. 2. 2	模型実験の目的と模型概要	・・・195
7. 2. 3	予備実験による検討	・・・197
7. 2. 4	実験方法と計測	・・・200
7. 2. 5	実験結果	・・・202
7. 2. 6	まとめ	・・・205

7. 3	免震構造による効果の定量的評価	・・・218
7. 3. 1	FEMによる数値解析モデルと解析条件	・・・218
7. 3. 2	シールドトンネルの軸方向変形に関する地震時挙動	・・・223
7. 3. 2. 1	引張変形時の解析結果と考察	・・・223
7. 3. 2. 2	解析モデルの検証	・・・224
7. 3. 2. 3	等価引張剛性算定式の検証	・・・226
7. 3. 3	免震層の効果の定性的、定量的評価	・・・228
7. 3. 3. 1	引張変形に関するセグメントひずみ低減効果	・・・228
7. 3. 3. 2	バネモデルによるシミュレーション	・・・229
7. 3. 3. 3	引張変形時の継手による変位吸収効果の向上	・・・230
7. 3. 3. 4	圧縮変形時のセグメントひずみ低減効果	・・・231
7. 3. 4	等価剛性算定に及ぼすトンネル外周地盤の非線形性の影響	・・・232
7. 3. 4. 1	数値解析モデルと解析条件	・・・232
7. 3. 4. 2	解析結果と考察	・・・233
7. 3. 5	まとめ	・・・236
7. 4	地震応答解析による検証	・・・259
7. 4. 1	解析条件と解析ケース	・・・259
7. 4. 1. 1	解析対象地盤の設定と解析手法	・・・259
7. 4. 1. 2	トンネルの諸元、モデル化と解析ケース	・・・260
7. 4. 1. 3	地盤～トンネル間の相互作用バネ定数の決定	・・・261
7. 4. 1. 4	入力地震波および地盤の減衰定数	・・・262
7. 4. 2	地震応答解析結果と考察	・・・263
7. 4. 2. 1	免震層の第3の効果	・・・263
7. 4. 2. 2	免震層の有無によるセグメントひずみ、継手軸力の比較	・・・264
7. 4. 2. 3	免震層を介在させたシールドトンネルの耐震性評価に関する考察	・・・266
7. 4. 2. 4	周辺地盤の影響を考慮した等価軸剛性の評価に関する考察	・・・267
7. 4. 3	まとめと考察	・・・268
7. 5	第7章のまとめ	・・・269

第8章 結論	••• 281
謝辭	••• 285
參考文獻	••• 286

第1章 緒論

1.1 序

シールド工法は比較的新しい都市トンネル施工法であり、その用途は上・下水道幹線、地下鉄、高電圧地中送電線、通信線等多岐にわたっている。近年掘進技術の進歩が目覚ましく、泥漿材や起泡材の切羽注入によって、軟弱地盤のみならず、砂礫地盤にまで地盤の適用範囲が飛躍的に拡大してきた。また最近では、外径が10m以上のトンネルが施工されるに至り、東京湾横断道路の海底部約10kmを、大断面（外径13.9m）のシールド工法で建設する計画が実現しようとしている。近年社会資本整備の一幹として、下水道幹線をはじめ都市トンネルの建設が増加しているが、都市の高度化に伴い、ますますシールドトンネルの需要は増大し、その適用性も拡大することが予想される。このようにシールドトンネルの果たす役割は、今後極めて重要である。

しかしシールド工法は比較的新しい工法であるため、これまでにシールドトンネルが大地震の洗礼を受けたことがほとんどない。これは幸いなことではあるが、耐震設計法を確立する立場から考えると、不安を感じる点でもある。筆者の知るところでは、1985年9月19日に発生したメキシコ地震の際に、メキシコ市内で建設途中の外径6.1mRCセグメント製のシールドトンネルの立坑近くで、リング間ボルトが切断し、ピース間継手部でコンクリートの欠落が生じた被害のみである。我が国は周知のごとく地震国であり、シールドトンネルの耐震設計法の確立が急務とされている。シールドトンネルは沈埋トンネルと比較して柔な構造であり、周辺地盤の変位に追従して挙動する地下構造物としては、地震の際柔な構造の効果を発揮し比較的安全のように思われる。しかし、セグメントリングを組立て、それらを継手部でボルトで結合するという複雑な構造であるために、地震時挙動のメカニズムも複雑になるという欠点を兼備している。

複雑な地震時挙動のメカニズムを解明し、より確かな耐震設計法と耐震技術の向上を目指し、最近シールドトンネルの実地震時挙動観測が各地で行われるようになった。その先駆的研究は、東京大学生産技術研究所・田村研究室で行われており、10数年前からシールド工法で構築された地下鉄トンネルにおいて、周辺地盤、トンネル内の加速度およびトンネルのひずみを測定す

ることによって、基本的な地震時のトンネルの動き方を明らかにしてきた。筆者は1984年より、横浜市内の地中送電用シールドトンネルで1983年から行われている、実地震時挙動観測に携わってきた。観測を通して、シールドトンネルの挙動を地形、とくに沖積地盤の3次元的な分布性状が支配していることを実感した。また、セグメントと継手の変形に関しては、直列バネを想定した従来の耐震設計法から推定されるほど、継手の変形は期待できないことがわかった。

そこで本研究では、地震観測データの解析から得られたシールドトンネルの地震時挙動特性をまとめるとともに、観測や模型実験に基づいて地震応答解析に用いる実用的な地盤およびトンネルの数値解析モデルの構築を目指したアプローチを試み、これら一連の研究を通してシールドトンネルの耐震性評価方法について考察している。またシールドトンネルの耐震性を向上させる一手法としてシールドトンネルの免震構造を提案し、そのメカニズム、効果の評価法、さらに耐震解析法まで考察し、地震に対して安全なシールドトンネルの構造、精度の高い耐震性評価法の実用化を可能にするための、基礎的な研究資料を提供している。

1. 2 本研究の目的

現在のシールドトンネルの耐震設計法および耐震解析手法は、沈埋トンネルの手法を流用したものである。沈埋トンネルとは、河底や海底に予め掘削しておいたトレンチに沈埋函を沈設し、その後埋め戻して水底トンネルを建設するものである。河口や湾の横断に用いられるが、このような場所ではトンネル軸直交方向の地盤の変化は極めて少なく、さらにトンネルが比較的河底、海底面に近い浅い深度にあること、および1エレメントが長く(約100m)エレメント内では剛性に変化がないこと等から、地盤については1質点バネマスをトンネル軸に沿って連結した系で、トンネルは柱・梁要素で置換えた各エレメントを継手バネで結び、さらに両者をバネで連結するモデル化手法が採用されている。

これに対してシールドトンネルの場合、建設される深さは様々で、沖積層内あるいは沖積層と洪積層の両者にまたがるような深さが多い。我国では臨海部に都市が形成されているが、都市トンネルとしてのシールドトンネルが建設される都市周辺部の沖積層と洪積層のバウンダリーは、非常に複雑に入組んでいるのが一般的である。一方トンネル構造については、沈埋トンネルが約100mの沈埋函を連結した剛な構造なのに対し、シールドトンネルは長さ1m前後のセグメントリングをボルトで連結した柔な構造と言える。したがって、厳密に言えば地盤は3次元モデルで、また地盤およびトンネル要素を細かく分割して、地震応答解析を行なわなければならない。しかしトンネルを1リング毎にモデル化し、これに対応して地盤を3次元FEMで細かく分割した場合、作業量、コンピュータの記憶容量が膨大となり、計算時間およびコストが莫大なものとなって実用的ではない。

そこで本論文では、

(1) 既往の研究成果と地震観測結果より、シールドトンネルの地震時挙動のメカニズムを明らかにする。

(2) 周辺地盤の剛性とシールドトンネルの構造を考慮したトンネルのモデル化手法を提案する。

(3) トンネルの地震時の変形を支配する表層地盤のモデル化手法を提案する。

(4) 以上の知見に基づき、シールドトンネルの免震化を目指して、免震構造の開発とそのメカニズムの解明、および耐震解析法を確立する。

の4項目の達成を、研究の目的としている。

1. 3 本論文の構成

本論文は、実地震時挙動観測、模型振動実験、地震応答解析モデルの構築およびプログラム開発、シールドトンネルの免震構造の開発を通じて、シールドトンネルの耐震に関して、筆者がこれまでに行った多岐にわたる基礎的研究をまとめたものである。以下に本論文の構成を、各章毎に簡単にまとめる。

第1章は緒論であり、これまで述べてきたように、序論と研究目的および本論文の構成をまとめたものである。

第2章はトンネルの地震時挙動および耐震解析手法に関する既往の研究について説明したものであり、地震観測、地盤の応答解析モデル、トンネルの応答解析モデルの順で、各分野における主な研究成果、研究の現状、問題点についてまとめたものである。

第3章は、横浜市で実施したシールドトンネルの実地震時挙動観測についてまとめたものである。本章では既往の研究に基づく基本的なトンネルの地震時挙動のメカニズムを確認するとともに、シールドトンネルの挙動が地震観測地点の表層地盤の振動特性に支配されるため、表層地盤の振動特性を正確に把握できるよう、いかにモデル化するかが、シールドトンネルの耐震解析において重要であることを示している。

第4章は、シールドトンネルの耐震設計あるいは耐震解析において採用すべき、トンネルの等価剛性の評価法について述べたものである。セグメント本体とリング間継手の変形に関する地震観測の結果を整理し、両者の地震時変位の比が両者のバネ定数の比とトンネル周辺地盤の剛性とによって決まるとして、シールドトンネルの等価剛性の評価に周辺地盤の影響を考慮することの重要性を指摘している。

第5章では、地盤のモデル化手法について述べている。表層地盤とくにシールドトンネルが建設される複雑で3次元的ななごりを有する地盤の振動解析を効率的に行うため、従来のバネマス系モデルによる擬似2次元地盤モデルを拡張し、バネマス系とFEMの複合モデルとして擬似3次元地盤モデルを考案した。本章ではこの数学モデルの構成および検証のための模型振動実験と、その適用性についてまとめている。

第6章では、第4章、第5章で示したトンネルと地盤の数値解析モデルによって、第3章の地震観測で得られた地盤およびシールドトンネルの実地震時挙動を、シミュレートした結果について述べている。複雑な観測地点の地盤条件に対し、十分な地盤データが入手できているわ

けではないが、実挙動をかなり再現したシミュレーション結果が得られ、本論文で提案した地盤およびトンネルのモデル化手法の妥当性を実証している。

第7章では、シールドトンネルの等価軸剛性算定式と、第6章までの研究から得た知見に基づいて筆者の提案する、シールドトンネルの免震構造についてまとめている。免震構造とは地山とシールドトンネルの間に地盤から伝達される変位を吸収するゾーン（免震層）を介在させることにより、シールドトンネルの免振化を目指したものである。本章では模型振動実験を行ってその効果を原理的に確認し、FEMを用いた数値シミュレーションにより免震効果を定性的、定量的に明らかにするとともに、免震構造の簡易解析モデルを提案することによって本免震構造の設計法についてまとめている。また免震トンネルとしたときの効果を免震層を介在させない場合と定量的に比較するため、第4章で述べたシールドトンネルの引張変形のみをFEM解析により定量的に分析し、シールドトンネルの等価引張剛性算定式を導いている。最後に地震応答解析例を示し、動的応答解析における免震トンネルの取扱い方について解説している。地震応答解析では、地盤〜トンネル間の相互作用バネの算定法を新たに提案して使用しており、さらにシールドトンネルの等価軸剛性の算定法の違いが解析結果に及ぼす影響についても解析を実施して示し、本論文を締め括っている。

第8章は結論であり、本研究の総まとめと今後の研究課題について、簡単にまとめている。

第2章 既往の研究

2. 1 トンネルの実地震時挙動観測に関する研究

トンネルの耐震設計法を確立し、地震応答解析によるトンネルの耐震性評価法を確立するためには、まずトンネルの地震時挙動のメカニズムを明らかにしなければならない。メカニズム解明を目的として、これまでにトンネルの実地震時挙動観測（これ以降地震観測と呼ぶ）が、周辺地盤の挙動観測とともに数多く行われている。本研究ではシールドトンネルの耐震性について取扱っているが、埋設管や沈埋トンネルでもシールドトンネルと共通した挙動を考えると良い部分が多いので、本節では広い意味の表層地盤中のトンネル（都市トンネル）に関し、過去に実施された地震観測の内、重要な貢献を果たした研究について紹介する。

この分野の先駆的な研究は、Sakurai and Takahashi¹⁾によって実施された。Sakuraiらは松代群発地震の際、沖積砂地盤の深さ1.5mに埋設された直径27cm、厚さ6.6mmの鋼管を始め、3タイプのパイプに加速度計、ひずみ計を設置すると共に、地表面付近および地中深さ最大50mまでの地盤中に加速度計を埋設し、1965年～1967年の3年間にわたって地震観測を実施した。観測期間中に得られた地表の最大加速度は196galに及び、地震の最大マグニチュードはM = 5.3であった。観測結果に対してSakuraiらは波動論的な考察を加え、次のような重要な結論を導いている。

- (1) 地盤の変形とパイプの変形は等しく、地盤からパイプに地震波が伝はんする時卓越振動数が変化したり、変形が増幅することはない。
- (2) 地震時のパイプの慣性力は無視できるほど小さい。
- (3) パイプのひずみでは、軸ひずみが曲げひずみに対して卓越する。
- (4) パイプの軸ひずみは、次式のように地震波の速度に比例する。

$$\varepsilon_a = C \cdot \frac{T \cdot A}{V} \quad \dots (2-1-1)$$

ここで、 ε_a : パイプの軸ひずみ、 C : 位相を表す定数、 V : 地震波の伝は速度、

T : 地震波の周期、 A : 地震波の加速度

観測地点は砂質地盤で、水平方向に一様な広がりをもった層構造を成しているため、波動論的考察と観測結果が一致したと考えられる。表面波によってパイプに大きなひずみが発生し、S波によるひずみはほとんど生じないと結論づけているが、不均質な表層地盤の場合は、S波に

よっても比較的大きなひずみが発生することを指摘している。

シールドトンネルの地震観測は、宮田地下鉄トンネルの下町地区および台地部において、田村ら^{2),3),4)}によって1976年より実施されている。シールドトンネルは外径6 mのRCセグメント製で、トンネルひずみはこの左右内壁で軸方向ひずみを、内壁の内円に沿って円周方向のひずみを、それぞれリング間継手、ピース間継手をまたいだ部分と（継手部）、継手を含まないセグメントピース上（セグメント部）で測定している。またトンネル内および周辺地盤で、加速度を観測している。観測期間中に得られた実体波の卓越した地震波、表面波が卓越した地震波の両方について詳細に分析し、田村らはシールドトンネルの地震時挙動について、以下のように結論づけている。

- (1) トンネル内加速度は、周辺地盤とほぼ同レベルかそれよりやや小さい。
- (2) トンネル円周方向のひずみは、軸方向に比べてかなり大きい。
- (3) 円周方向では、ピース間継手部とセグメント部のひずみはほぼ等しい。
- (4) 一方軸方向では、リング間継手部のひずみはセグメント部よりも大きく、軸方向では地震時にセグメントリングと継手は一体となって変形しない。
- (5) S波の上昇に伴って地盤が振動する際には、トンネル断面は図2-1-1(a)に示すようなせん断変形を呈する。
- (6) 表面波の伝ばによるトンネルの断面変形は、図2-1-1(b)のようになる。
- (7) トンネル内加速度とトンネル軸ひずみの間には顕著な関係は見られず、軸ひずみはむしろトンネル内速度と関係している。大まかに言って、速度1 kineがトンネル軸ひずみ25 μ に相当している。

以上の結論の中で(1)は、地震時にシールドトンネル本体の慣性力は無視でき、トンネルの自己励起振動は生じないことを意味しており、(7)の結果はSakuraiらの波動論的な考察と

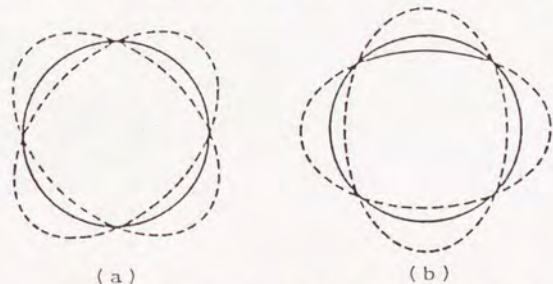


図2-1-1 シールドトンネルの地震時の断面変形モード

一致している。また(3)～(6)は、耐震設計を実際行う際に、検討を要する事項として注目される。第3章で述べる著者の実施したシールドトンネルの地震観測の解析では、上記の成果に負うところが大きい。

沈埋トンネルの地震観測は、J R京葉線多摩川トンネル^{5),6)}において1970年から実施されており、田村らは沈埋トンネルの地震時挙動について、その特徴を次のようにまとめている。

(1) 一般にトンネル軸方向ひずみは、トンネル周辺地盤の地震時の変位によって生ずるものと考えて良い。

(2) 地震波の短周期成分では、トンネルに大きな軸方向ひずみは発生しない。

(3) 長周期の地盤の震動によって、大きな長周期のトンネル軸方向ひずみが生じる。

(4) トンネルに生ずる軸ひずみの最大値は、地震のマグニチュードと関連があり、以下の式で近似される。

$$\log_{10} \varepsilon_m = 0.7M - \Delta / 450 - 3.2 \quad \dots (2-1-2)$$

ここで、 ε_m : トンネルの最大軸歪 ($\times 10^{-6}$)、M : マグニチュード、 Δ : 震央距離(km)

上記の(3)は、これまでに表層海底地盤の卓越振動が大きな地震が観測されていないこと、および表面波に比べて周期が短いため、加速度に対して変位が比較的小さいことが、理由として挙げられる。また(4)の結論は、表面波によるトンネルひずみに言及したもので、加速度に対して変位が大きいためである。

首都高速道路公団でも、東京港海底トンネル(第一航路)において、1975年より沈埋トンネルの地震時挙動観測を実施している⁷⁾。和田らの研究をまとめると、次のようになる。

(1) トンネルは周辺地盤と同様な挙動をし、沈埋トンネル自体の固有振動は見られない。

(2) 比較的近距离で発生した地震で比較的短周期の地震動の場合は、地盤の卓越周期と曲げひずみが卓越する周期が一致し、トンネルは周辺の表層地盤の応答に追従して変形している。

(3) 比較的遠距離で発生した地震で比較的長周期の地震動の場合は、軸ひずみが卓越して軸ひずみ波形と速度波形が良く類似し、曲げひずみ波形と加速度波形が良く類似する。このことは、トンネル軸に沿った伝ば性の波動によりトンネルが変形していることを示している。

以上埋設管、シールドトンネル、沈埋トンネルの地震時挙動観測に関する主な研究を紹介したが、地震時のトンネル挙動の基本的なメカニズムは、ほとんど共通していることがわかる。

そのほかにも、ダクタイル管、RCボックスカルバート、鋼管等、近年地震観測が活発に行われるようになってきている^{8),9),10),11)12)} Sakurai らと田村らの研究により、表層地盤中の都市トンネルの地震時挙動に関する、基本的なメカニズムについては把握されたので、今後そ

それぞれタイプの異なるトンネルの、構造上および建設位置（深度、地盤構造）による特有の挙動を明確にし、さらにこれに基づいて耐震性の高いトンネル構造の開発、精度の高い耐震設計法の確立が望まれる。

2. 2 トンネルの地震応答解析に関する研究

前節で述べたように、トンネルでは構造物自体の自己励起振動は生じない（無視できる）ので、地震応答解析では構造物の周囲の地盤の振動を、いかに正確にシミュレートできるかが重要である。またトンネルの地震時挙動のメカニズムを考慮し、トンネルに伝達すべき情報を、簡便かつ正確に解析できることが望ましい。そこで本節では、表層地盤の応答解析モデルとトンネルの応答解析モデルに分けて、既往の研究を説明する。

2. 2. 1 地盤モデルに関する研究

周知のように表層地盤の構造は複雑であり、基盤と表層の境界は平面的にも断面的にも入組んでいることが多い。トンネルの地震時の応答を求めるためには、表層地盤の層状構造と境界の両者をモデル化する必要がある。Tamura⁽¹³⁾は、沈埋トンネルの地震応答解析のために、多質点系の地盤モデルを考案した。これは、沈埋トンネルの沈設される縦断面を、いくつかの地盤のブロックに分割し、それぞれを1次のせん断振動をす一組のパネーマスに置換え、さらに隣合うマス同士を、質点間距離と地盤の1次のせん断振動モードを考慮したパネで繋いだもので、断面の震動を擬似2次元的にモデル化したと言える。以下に数式化について述べる。

図2-2-1は、表層地盤のモデル化手法を、模式的に示したものである。図のように表層地盤の縦断面をいくつかのブロックに縦割りにする。分割された地盤要素*i*の質量 M_i は、深さ z における単位幅当りの質量 $m_i(z)$ と要素*i*の高さ h_i 、および要素*i*の幅 $l_{i,i-1}$ を用いて、次式で与える。

$$M_i = l_{i,i-1} \int_0^{h_i} m_i(z) dz \quad \dots (2-2-1)$$

この質点と基盤とを結ぶせん断パネ $K_{3,i}$ は、地盤要素*i*の基本振動の周期を T_i とすれば、次式で表すことができる。

$$K_{3,i} = M_i \left(\frac{2\pi}{T_i} \right)^2 \quad \dots (2-2-2)$$

相隣合う地盤要素間の伸縮パネ $K_{2x,i,i-1}$ とせん断パネ $K_{2y,i,i-1}$ は、

$$K_{2x,i,i-1} = \frac{1}{l_{i,i-1}} \int_0^{h_i} E_i(z) f_i(z) dz \quad \dots (2-2-3)$$

$$K_{2y,i,i-1} = \frac{1}{l_{i,i-1}} \int_0^{h_i} G_i(z) f_i(z) dz \quad \dots (2-2-4)$$

ここで、 $l_{i,i-1}$; 質点 M_i と M_{i-1} 間の距離、

$E_i(z)$; 深さ z における地盤要素 i のヤング率

$G_i(z)$; 深さ z における地盤要素 i のせん断弾性係数

$f_i(z)$; 質点 M_i が単位の変位をしたときの深さ z の変位モードで、次式で表す。

$$f_i(z) = \frac{\int_0^{h_i} m_i(z) dz}{\int_0^{h_i} m_i(z) \phi_i(z) dz} \phi_i(z) \quad \dots (2-2-5)$$

ここで、 $\phi_i(z)$; 深さ z における地盤要素 i の基本振動モードベクトル

このようなバネマス直線を連結し、次の運動方程式を解いて、地盤全体系およびトンネル深さの地盤変位を求め、地盤変位をトンネルに伝達する。

$$[M] \{\ddot{x}\} + [C] \{\dot{x}\} + [K] \{x\} = -[M_e] \{\ddot{z}\} \quad \dots (2-2-6)$$

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、 $[M_e]$; 等価質量マトリックス、

x ; 地盤変位、 z ; 基盤変位

次にこのバネマス系モデルを平面的に拡張した地盤モデルを紹介する¹⁴⁾。まず地盤を平面的に格子状に分割し、地盤の各ブロックの質量を集中させる。次に質量と基盤とを結ぶ K_3 バネを(2-2-3)式で求め、最後に各質量を伸縮バネおよびせん断バネで平面的に繋ぎ、図2-2-2に示すバネマス系(平面バネマス系モデル)を構成する。鈴木(篤)は単一(均質)層地盤のみを対照としており、さらに土のせん断一次振動モードに関して近似を行った上で、質点間を結ぶ伸縮バネ K_{2x} およびせん断バネ K_{2y} を、次式で与えている。

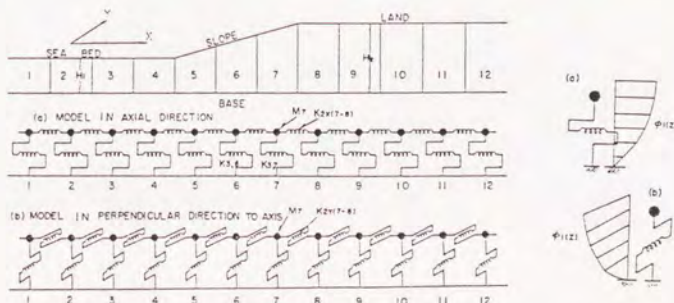


図2-2-1 沈埋トンネルの地震応答解析のための地盤モデル(田村モデル)

$$K_{2x} = \frac{W}{B} \int_0^H \frac{E(z)}{(1+\nu)(1-2\nu)} \left\{ f(z)(1-\nu) - \frac{f(z)\nu^2 z}{(1-\nu)H} \right\} \dots (2-2-7)$$

$$K_{2y} = \frac{W}{B} \int_0^H G(z) f(z) dz \dots (2-2-8)$$

ここで、 ν は地盤のポアソン比であり、 W および B はそれぞれ地盤ブロックの幅および奥行きである。しかしながら、このモデルでは水平 x および y 方向の振動は独立であり、一方向の振動による他方向の振動を全く考慮していない。従ってこのモデルが適用できるのは、振動主軸が一方向と認められるような地盤と言うことができよう。田村モデルと比較すれば、擬似2次元から擬似3次元へと拡張されているが、著しい振動の方向性を示す地盤にその適用が限定されるので、複雑な境界をもつ3次元的地盤構造の振動解析には適さないことになる。筆者も一つの試みとして、斜めの質点同士を連結するバネを配置して、平面バネマス系地盤モデルを構成し(図2-2-3)、シールドトンネルの実地震時挙動のシミュレーションを実施した¹⁵⁾。その結果によれば地盤の振動主軸方向でも、地盤の加速度やトンネルひずみの絶対値は実測値とほぼ一致するが時刻歴応答波形は十分シミュレートできず、ポアソン比を考慮した水平2方向の相互作用をモデル化することの必要性を実感した。第5章で提案する擬似3次元地盤モデルはこのような水平2方向の相互の振動まで考慮し、複雑な境界および3次元的地盤構造の振動性状を解析できるモデルとして、開発したものである。

トンネルの地震応答解析に用いる地盤モデルとしては、上記のバネマス系以外に、2次元FEMが多く使われている^{11), 16)}。2次元FEMの説明については成書に譲るとして、ここでは2次元FEMによる埋設管の実地震挙動のシミュレーション例を紹介する。

塚本ら¹⁶⁾は、切土と盛土による宮城県泉市の丘陵造成地で、ガス管(鋼管)の地震時挙動観測を実施している。管路は切土・盛土部を含む約175m間の地表面近くに埋設されており、この間で14の地点でPS検層が行われている。解析にはFLUSH¹⁷⁾を用いており、深さ14mで水平な地震基盤を設定している(図2-2-4)。解析の結果、切土・盛土の境界(地盤急変部)で埋設管に大きなひずみが発生し、地盤加速度や埋設管ひずみの時刻歴応答波形が実測と解析で良く一致した。宅地の造成という性質上、切土は管路軸直交方向に連続して行われており、地盤を2次元的にモデル化することが可能である。地盤条件を十分把握してこのようなFEM解析を行えば、前述の田村モデルよりもさらに高次のせん断振動も含めた正確なシミュレーションができるが、3次元的に複雑な地盤構造には、やはり適用することはできない。すなわち、2次元FEM解析も田村モデルと同様に、解析断面の直交方向が一様と見なせる地

盤にのみ適用できるモデルである。2次元FEMのもう一つの欠点は、解析断面の直交方向の振動が解析できないことである。これらの欠点を補い、複雑な3次元地盤の振動性状を解析するモデルとして、3次元FEMが考えられるが、複雑な地層の層序や境界を実際に3次元FEMでモデル化することは、あまりにも繁雑であり、またそのために必要な地盤情報が通常では得られることは滅多にない。さらにモデル化ができた場合でも、計算のためのコンピュータの記憶容量が膨大となり、この制約により解析が不可能になることも十分予想される。

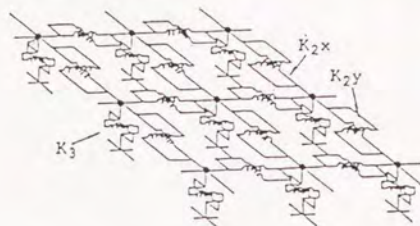


図2-2-2 平面バネマス系地盤モデル

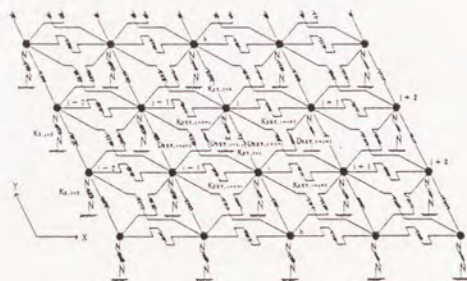


図2-2-3 斜めバネを導入した平面バネマス系地盤モデル

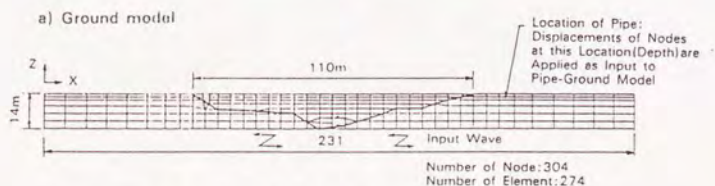


図2-2-4 2次元FEMによる造成地地盤のモデル化

2. 2. 2 トンネルのモデル化に関する研究

地震時挙動観測により、地震時のトンネル挙動は周辺地盤のそれと等しく、トンネルの慣性力は無視できることがわかったので、トンネルの地震時挙動解析は、静的な問題に置換えることができる。トンネルという線状構造をそれと等価な柱（軸変形）、あるいは梁（曲げ変形）に置換え、これと地盤を相互作用バネで結ぶ、いわゆる弾性床土上の柱・梁（Winkler's Model）として、地盤の応答解析から得られたトンネル周辺地盤の応答変位波形を相互作用バネに加えた時の、トンネルの応答を解析するモデル化が行われている^{13), 18)}。すなわち、トンネルの軸方向の応答に関しては、(3-2-9) 式を、

$$EA \frac{d^2 u}{dx^2} - K_x (u - u_G) = 0 \quad \dots (3-2-9)$$

トンネルの軸直交方向の解析に関しては、(3-2-10) 式を解くことになる。

$$EI \frac{d^4 v}{dy^4} + K_y (v - v_G) = 0 \quad \dots (3-2-10)$$

ここで、EA：トンネルの軸剛性、 EI：トンネルの曲げ剛性、

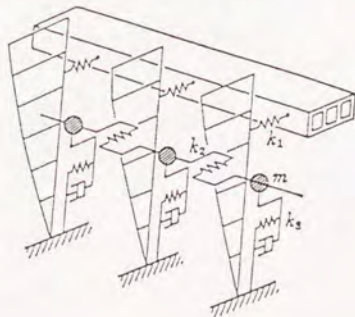
K_x, K_y ：トンネルのそれぞれ軸、軸直交方向の変形に対する相互作用バネ定数

u, u_G ：それぞれトンネル、地盤のトンネル軸方向の変位

v, v_G ：それぞれトンネル、地盤のトンネル軸直交方向の変位

弾性床土上の柱・梁のモデル化は、沈埋トンネル、埋設管、シールドトンネル等ほとんどの地下線状構造物に採用されているが、シールドトンネルのようにセグメントと継手の組合わせから成る構造の場合、上式のEA、EI（等価軸剛性、等価曲げ剛性）をいかに決定するかが問題となる。図2-2-5に、トンネルの地震応答解析モデルを示す。

図2-2-5 トンネルの地震
応答解析モデル



2.3 シールドトンネルの等価剛性算定法に関する研究

前節で述べたように、シールドトンネルを等価な柱・梁に置換える場合、等価剛性の評価が極めて重要になる。本節では、近年提案されたシールドトンネルの等価軸剛性、等価曲げ剛性の評価法に関する実験的研究について概説し、その問題点について論ずる。

2.3.1 等価軸剛性

シールドトンネルの軸方向の変形については、引張変形時はセグメントリングと継手の直列バネ系、圧縮変形時はセグメントリングのみのバネと考えて、等価剛性を算定する方法が一般的である。すなわち、

$$(EA)_{eq}^C = (EA)_{seg} \quad \dots (2-3-1)$$

$$(EA)_{eq}^T = \frac{K_{jt}}{(EA)_{seg} / L_{seg} + K_{jt}} (EA)_{seg} \quad \dots (2-3-2)$$

ここで、 $(EA)_{eq}^C$; 等価圧縮剛性、 $(EA)_{eq}^T$; 等価引張剛性、

$(EA)_{seg}$; セグメントの軸剛性、 K_{jt} ; 継手の軸方向バネ定数、

L_{seg} ; セグメントリング長

リング継手のバネ定数 K_{jt} は、従来継手ボルトのバネより与えるのが一般的であったが、近年実大セグメントの剛性試験が行われるようになり、継手板の曲げ剛性より算定する方法が、実験結果とよく一致することが報告されている。藍田、西野¹⁹⁾はセグメントの引張試験を行うことにより、継手部の加重～変位関係が図2-3-1に示すようにバイリニアな非線形でモ

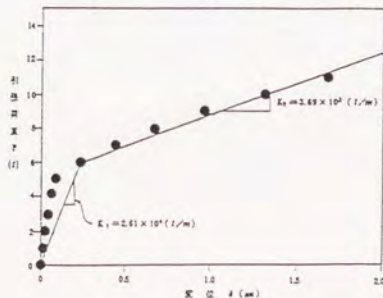


図2-3-1 継手の引張剛性試験結果

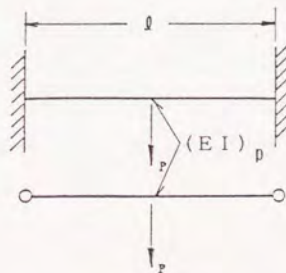


図2-3-2 継手板の変形模式図

デル化できることを示した。この割線係数である K_1 バネ、 K_2 バネは、図2-3-2のように、継手板の両端が完全固定された梁および両端単純支持梁に、集中荷重 P が加えられたときの撓みより、それぞれ以下の式で換算されたものである。

$$K_1 = \frac{1}{2} \cdot \frac{192(EI)}{l^3} \rho, \quad K_2 = \frac{1}{2} \cdot \frac{48(EI)}{l^3} \rho \quad (2-3-3)$$

図2-3-1において微小変位時に、実測値のプロットが直線の左に位置するのは、ボルトの初期締付け力によるプレストレス効果のためであり、引張により継手板の応力解放が生じていることを示している。この微小変形時に現れる高い継手剛性は、図から読取ると変位 0.1mm までは存続しており、したがってセグメントが変形しないと仮定しても、このときのトンネルのひずみは 100 μ 以上である。

また川島ら²⁰⁾ は、RC標準シールドセグメントの正負交番載荷試験を実施し、継手の載荷履歴曲線(図2-3-3)を求めるとともに破壊形態を明らかにし、継手の降伏前の引張剛性は、ボルトの軸剛性よりも1オーダー小さく、継手板の曲げ剛性に近いとしている。この剛性が適用できる範囲は、図

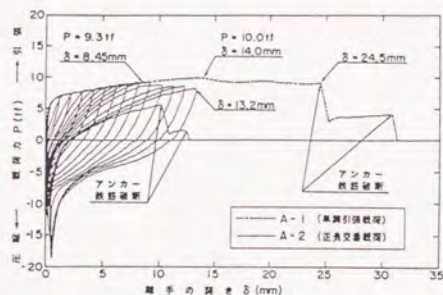


図2-3-3 継手の載荷履歴曲線

より変位 0.5mm から降伏変位の14mm までであり、このときのトンネルひずみは、変位をすべて継手が吸収するとしても 500~15000 μ に達する。図2-3-3で 200~300 μ のひずみレベルの剛性を読取ると、その引張剛性は川島らの求めた値より1オーダー大きく、このひずみ領域では比較的線形性を有していることがわかる。

200 μ 、300 μ のひずみレベルの変形を、藍田、西野は微小変形と述べているが、1985年のメキシコ地震の際、メキシコ市地下鉄トンネルで発生したひずみが 200~300 μ であった⁵⁰⁾ ことを考えれば、むしろ 200 μ 、300 μ は大地震で予想されるひずみレベルと思われる。地震で破壊することのないトンネルを設計するのが耐震設計であるから、逆にこのひずみレベルの継手挙動を正確に把握し、継手バネ定数 K_{jt} を決定して(2-3-2)式の等価引張剛性を定義すべきであると思われる。

(2-3-1)式によれば、圧縮時には等価剛性はセグメント剛性と一致することになるが西野ら²¹⁾ は外径 4.6m のRCセグメント製のシールドトンネルで、シールド掘進時のジャッ

キ推力に伴うセグメント本体と継手部の圧縮ひずみを実測しており、 $(EI)_{eq} = 0.3(EI)_{seg}$ 程度が妥当という結果を得ている。実験時の継手の変位は最大で 0.1~0.2mm (切羽付近) であり、セグメント本体のひずみも最大で 70~80 μ であるから、等価なトンネルひずみに換算すると 200~300 μ になる。現場施工時の実験であるから、引張変形時の挙動は測定されていないが、西野らは圧縮変形時に関しても、(2-2-2)式が適用できるとしている。この有効率 $\alpha = 0.3$ は、(2-3-2)式の K_{jt} としてボルトの軸剛性を用いた場合の試算を試してみたところ、標準 RC セグメントでは、 $\alpha = 0.1 \sim 0.3$ であるから、西野らが実施した現場試験のひずみレベルでは、圧縮と引張の等価剛性はほとんど変わらないと考えられる。

2.3.2 等価曲げ剛性

シールドトンネルの曲げ等価剛性についても、(2-3-2)式と同様な形で表すことができる。

$$(EI)_{eq} = \frac{K_{\theta}}{(EI)_{seg} / L_{seg} + K_{\theta}} (EI)_{seg} \quad \dots (2-3-4)$$

ここで、 $(EI)_{eq}$: 等価曲げ剛性、 $(EI)_{seg}$: セグメントの曲げ剛性、

K_{θ} : 継手の回転バネ定数、 L_{seg} : セグメント長

西野らは²¹⁾、ボルトの引張試験ならびに、作業台車を鉛直荷重とした時のセグメント本体および継手の曲げ変形を、施工中のシールドトンネルで測定し、 $(EI)_{eq} = 0.2(EI)_{seg}$ という結果を得ている。この係数 0.2 は、継手の曲げ変形時に、引張側はボルトが圧縮側はセグメントが力を分担し、断面の中立軸の位置が圧縮側に移動すると考えて、モーメントのつり合い式より継手の回転バネ定数 K_{θ} を与えた時の有効率 β に相当するとしている。

以上、シールドトンネルの軸剛性、曲げ剛性の算定法およびこれらを導くために行われた実験結果について説明したが、実験はすべて地上、あるいは地中において、直接トンネルに外力を加える方法で行われており、実地震時のような周辺地盤からの変位拘束によるトンネル変形を実測して、等価剛性を評価した例はない。シールドトンネルはセグメントと継手の連結構造であるが、トンネルの地震時変形メカニズムを考えれば、周辺地盤の剛性の影響も、シールドトンネルの等価剛性算定において、重要なパラメータとなり得る可能性がある。

第3章 シールドトンネルの実地震時挙動観測

3.1 序節

シールドトンネルの地震時挙動を明らかにし、その耐震性を検討する目的で、東京電力株式会社の実シールドトンネルにおいて、1983年4月より実地震時挙動観測が実施されている。観測を開始して以来、1987年末までに約20の地震波の収録が行われた。これらの中で震度がⅢ～Ⅳの地震で、データ収録に異常がなく、なおかつ地表の最大加速度が比較的大きいか、あるいは特徴的な地震波（表面波、震央位置等）について、観測記録の詳細な解析を実施した。

1983年8月8日の神奈川・山梨県境地震から1987年12月17日の千葉県東方沖地震までの5つの地震で、観測地点である横浜市を含む首都圏で想定される地震の巣を震源とする地震波が、ほぼ網羅されるに至った。またこれら観測データの解析により、観測地点のシールドトンネルの地震時挙動が、だいたい把握できるようになった。そこで本章では、これらの地震観測結果の要点をまとめ、考察を加える。

3. 2 観測地点の地盤と地震観測システムの概要

シールドトンネルの地震時挙動観測は、横浜市鶴見区にある東京電力株式会社の京浜蒲田線で実施されている。このシールドトンネルは外径 5.1m の RC セグメント製で、高電圧送電線用に建設されたトンネルである。表 3-2-1 に、このシールドトンネルの諸元を示す。図 3-2-1 は、観測地点の地形図を示している。観測地点は洪積台地（三浦層群）の浸食によって形成された谷に、N 値 0~2 の軟弱な沖積シルト質粘性土が堆積して、溺れ谷地形となっている。図のように、トンネルの東側と西側に洪積層の小高い丘があり、また南側は台地となっている。トンネルは南側の台地から東の丘にかけて、溺れ谷を約 60 度の角度で斜めに縦断する形で、地下約 20m の深さに建設されている。場所の選定に当たっては、表層地盤の境界が明瞭であり、なおかつ地盤構造が急変していることを条件としており、そのような点から言えば、観測地点の設定は適切だったと思われる。図 3-2-2 は、地質調査から推定した洪積泥岩（土丹層）と沖積層の境界を、トンネルの線形に沿った縦断面で示したものである。ほんの 200m でも洪積層と沖積層の境界の起伏は激しく、これを谷軸直交方向の断面で見れば、この起伏はさらに数倍激しくなることがわかる。表層の厚さは、もっとも深い位置で約 25m である。

図 3-2-3 は、F 点において実施された PS 検層および土質調査結果を基に、F 点の土質柱状図と物性値をまとめたものである。表に示すように、表層の沖積地盤は軟弱で、せん断波速度は $V_s = 40 \sim 260 \text{ m/sec}$ である。一方、地震基盤と考えている洪積泥岩の V_s は、750 m/sec である。これに基づいてモード解析を行うと、せん断一次振動数は 1.42 Hz となる。

観測地点の表層地盤とシールドトンネルの地震時挙動を明らかにできるよう、観測システムの適切な配置を行うため、表層地盤の模型振動実験が実施されている²²⁾。図 3-2-4 は、現在の観測システムの概要を示したものであるが、観測データに基づく地震波形の解析が進むに従い、計器の移設、入替え、新設等の変更を重ねた結果であり、1983 年の観測開始当初とはかなり異なっている。

まず地盤の振動は、地盤 F 点で G.L. -1.5 m、-12.6 m、-29.8 m の深さに、3 成分加速度計（圧電式）を埋設している。このうち最下部 G.L. -29.8 m の加速度計は洪積層（基盤）中であり、入力地震動を把握する目的で、設置したものである。F 点はシールドトンネルの C あるいは D の観測断面に近い距離にあり、G.L. -12.6 m の加速度、速度、変位とトンネルひずみを比較して、地盤とトンネルの相互作用の検討を行う目的で、加速度計を埋設している。

またGL、-1.5 mの加速度計はほぼ地表にあり、表層地盤全体の卓越振動を捉えるためのものである。しかしこのF点は、谷の中央部ではないので、この位置で谷全体にわたる表層地盤の振動を代表しているとは言えない。そこでもう1点、谷のほぼ中央に位置するG点のGL、-5.0 mの深さに、新たに加速度計を設置した。なお加速度計の3成分は、地盤中、トンネル内とも、Xが水平の谷軸方向、Yが水平の谷軸直交方向であり(図3-2-1参照)、Zが上下方向である。

次にトンネル内の観測計器類の配置について説明する。トンネル内では図3-2-4の6断面(A、B、C、D、E、H)を、観測断面に選定している。A~D断面は、表層地盤の卓越振動によるトンネルの挙動を把握することを目的としており、加速度計とひずみ計を設置している。E断面は基盤層内のトンネル挙動の把握を目的とし、またH断面はE~H間の加速度記録を基に、地震動の伝ば速度が求められるように設けたものである。トンネルひずみは、トンネル左右内壁で軸方向ひずみを測定すると共に、トンネル断面の内円に沿って円周方向のひずみを測定している。測定された軸方向ひずみ記録より次式を用いて、トンネルに発生した軸ひずみと曲げひずみを分離する。ただしA断面は、止水を目的とした二次覆工が施されている。

$$\varepsilon_a = \frac{\varepsilon_L + \varepsilon_R}{2}, \quad \varepsilon_b = \frac{\varepsilon_L - \varepsilon_R}{2} \quad \dots (3-2-1)$$

ここで、 ε_a 、 ε_b はそれぞれトンネルの軸、曲げひずみであり、 ε_L 、 ε_R はそれぞれトンネルのA断面からD断面の方向を見た場合のトンネルのそれぞれ左、右の内壁で測定した軸方向ひずみである。

軸方向ひずみ、円周方向ひずみとも、長さ50 cmの鋼棒を用い、50 cm区間の変位からその間の平均ひずみを換算する方法がとられている。したがって円周方向ひずみとは、実際は円周方向弦部のひずみであり、円周に沿ったひずみより数倍大きな値を示す。各観測断面における測定計器の配置を表3-2-2にまとめた。シールドトンネルには、数個のセグメントピースを円形に組むためのピース間継手と、組まれたセグメントリングを結合するためのリング間継手の2種類の継手がある。観測では、継手がセグメント本体と一体となって挙動するのか、それとも継手がある一定の比率で変位を吸収するのかを明確にするため、セグメント本体のみならず、これらの継手を跨いだ位置(50 cm区間)にも数箇所、ひずみ計を設置して観測を行っている。

さらにC断面では、地震時のトンネル断面の変形性状をさらに詳しく捉える目的で、トンネルの天端とインバート部の間、および天端と右側部との間で、内空変位を測定している。

3. 3 解析に用いた地震

1983年から1987年までの約5年間で、約20の地震が当観測所で収録された。これらの地震波から、表3-3-1に示す5つの地震に関しては、詳細な解析を実施し検討を行った。各地震のマグニチュードは6以上で、震度は横浜でⅢ～Ⅳである。以下に、各地震の特徴を簡単に述べ、その選定理由について表3-3-1を用いて記述する。

地震番号YKIH-1は神奈川・山梨県境地震で、5つの地震の中ではマグニチュードがもっとも小さいが、震央距離が短くて震源深さが浅く、地表(地盤F点G.L. -1.5 m)の加速度がもっとも大きかった(87 gal)地震である。震央は観測地点のほぼ西側に位置している。YKIH-2は鳥島近海を震源とする地震で、地表の加速度はそれほど大きくはないが、マグニチュードが7.9と大きく、遠くて深い地震である。震央方向は観測地点の南である。YKIH-3は長野県西部地震で、地盤の加速度は小さいが、表面波成分が明瞭に現れた地震である。震央方向はYKIH-1とさほど変わらないが、表面波によるシールドトンネルの地震時挙動を把握するために、非常に重要となる地震である。YKIH-4は千葉・茨城県境を震源とする地震で、地盤の加速度はYKIH-1より小さいが、地震波形に表面波成分が全く認められず、典型的な表層地盤の卓越震動が現れた地震である。この地震の震央方向は、観測地点の北東方向である。YKIH-5は千葉県東方沖を震源とする地震で、地表の加速度はYKIH-1と同レベルであるが、他の地震と異なって、地盤F点で谷軸方向(X方向)よりも谷軸直交方向(Y方向)の加速度の方が卓越した振動を示していた。また地震基盤と考えているF点G.L. -29.8mの加速度が、3成分とも20 gal以上で、5つの地震中最大であった。トンネルひずみが軸方向継手部で30 μ 、円周方向で60 μ と最大値を示した他、地震時のトンネルの内空変位が測定できた。5つの地震の中ではもっとも大地震時に近い情報を与えてくれる地震と思われる。なおこの地震の震央方向は観測地点の東南方向である。

以上のように5つの地震は、すべて横浜市あるいは首都圏を取巻く地震の巣で発生した地震である。地表の加速度やトンネルひずみ値から判断して、地盤やトンネルの非線形性が現れるような大きな振動ではないにしても、大地震時のシールドトンネルの挙動を推定できるだけの十分な振動レベルと観測精度を有していると思われる。

3. 4 表層地盤の振動

3. 4. 1 表層地盤の卓越振動

表層地盤の振動性状を捉えるために、地盤F点とG点(YKIH-4より)に加速度計が埋設されている。本節ではこれから得られたデータに基づいて、実体波による表層地盤の振動特性ならびに加速度の増幅特性について考察した。

図3-4-1に、YKIH-1の地震における地盤F点のそれぞれX、Y方向の加速度波形の主要動部を示した。洪積層内(G.L. -29.8m)では、両方向とも最大加速度は同レベルであるが、地表付近では加速度がX方向で5.6倍、Y方向で3倍増幅しており、方向によって表層地盤の加速度増幅率に大きな変化が見られる。またG.L. -29.8m X方向では波形の後半部約28秒から、表面波と思われる長周期成分が認められるが、地表付近の波形にはこの成分がほとんど現れておらず、増幅していないことがわかる。

図3-4-2はYKIH-5の地震における、地盤F点の加速度波形である。G.L. -29.8mにおける加速度レベルがX、Y方向で同じであるのはYKIH-1と一致しているが、地表付近の加速度増幅率がこの場合はX、Y方向でそれぞれ2.70、4.04でY方向の方が大きく、YKIH-1と逆の状態となっていることがわかる。これは、もしも表層地盤全体の振動を地盤F点で代表できるとした場合、必ずしもX方向(ほぼ谷軸方向)の振動が卓越する、あるいはY方向(谷軸直交方向)の振動が卓越するとは言えないわけで、入力となる基盤での卓越振動数や、震央方向等によって、地震毎に異なった表層地盤の卓越振動が起りうることを示している。図3-4-2(c)に示すように、Z方向では水平方向に比べて振動数が高く、地表における加速度は水平方向より数割小さい。

谷のほぼ中央部に位置するG点のG.L. -5.0mにおける、YKIH-5のX、Y方向の加速度波形(図3-4-3)を見ると、X方向の方がY方向より約3割大きな加速度となっている。F点やG点で表層全体の振動を説明することはできないが、この2点よりこの溺れ谷地形の表層地盤の振動特性を考察するために、YKIH-1~YKIH-5までの地震に関して、F点で得られた基盤と地表の最大加速度をまとめ、増幅率とともに表3-4-1に示した。またG点G.L. -5.0mについても同様に最大加速度をまとめ、表3-4-2に示した。ただし表3-4-2の増幅率は、F点G.L. -29.8mの加速度でG点の加速度を除いて求めている。表面波の卓越したYKIH-3については次節でまとめるため、ここでは省略するとして、表3-4-1で上記

の2つの地震以外のYKHH-2とYKHH-4を見ると、増幅率はX、Y方向でほぼ等しくなっており、全体で増幅率はX方向で2.70~5.60、Y方向で3.01~5.52の広範囲に分布していることがわかる。またX方向とY方向の最大加速度比 X/Y も、基盤では1.10~1.27でほぼ同じであるにもかかわらず、GL. -1.5 mでは0.73~2.04で地震によってかなり異なることがわかる。一方Z方向の加速度増幅率は、地震による差は比較的少なく3倍前後である。谷のほぼ中央に位置するG点では、観測をYKHH-4から実施したため2つの地震データしかないが、表3-4-1のようにF点では、 X/Y 、XおよびYの増幅率に関して2つの地震の間で相違が見られたが、表3-4-2に示すようにG点では、 X/Y はほぼ1.3で共通し、加速度の増幅率にXおよびYで相違が見られないという点で、両地震とも一致している。ただ増幅率の値自体は、2つの地震で異なっており、YKHH-4では約3倍、YKHH-5では約2倍である。

さらに、各地震時の表層地盤の振動性状を調べるために、加速度のパワースペクトルを求めた。ここでは分解能を高めるため、最大エントロピー法(Maximum Entropy Method)²³⁾により、スペクトルを求めている。図3-4-4はYKHH-4の地震の地盤F点GL. -1.5 mの加速度3成分のパワースペクトルであり、図3-4-5は同じ地震の地盤G点GL. -5.0 mの加速度3成分のパワースペクトルである。まず、水平方向成分について考察する。F点ではX、Y方向でそれぞれ1.47Hz、1.77Hzに非常に高いピークが存在し、谷軸方向および谷軸直交方向で表層の卓越振動数が異なっていることが明らかである。Y方向では、1.23Hzにも明瞭なピークがあるが、これは基盤において卓越した振動数であって、表層に固有のものではない。YKHH-4の地震は、このように長周期の振動成分がほとんどなく、実体波による表層地盤の振動が特にクローズアップされた地震である。次にG点のスペクトルに注目すると、X、Y方向の卓越振動数はF点より若干高くそれぞれ1.51Hz、1.86Hzであり、F点に比べれば2Hz以上の高次の振動数成分が極端に少なく、単一波に近い形状のスペクトルとなっている。このことから、G点は谷の中央部であるため、高次の振動あるいは境界の影響等による乱れが少なく、F点よりは谷全体の振動に近いと考えられる。

Z方向のスペクトルに着目する。Z方向でもF点とG点のスペクトルを比較すると、G点では高次の振動数成分とともに、1~2Hzの振動数成分が少なく、やはりZ方向でも単一波に近づいていることがわかる。この1~2Hzの成分は、水平振動に伴って生じた上下動と考えられる。またF点とG点とでは卓越振動数が異なり(F: 3.71Hz、G: 3.18Hz)、表層地盤の層厚や境界の相違が、上下方向では水平方向に比べて敏感に影響していることがわかる。

表3-4-3に、5つの地震におけるF点(GL. -1.5 m)とG点(GL. -5.0 m)の

卓越振動数をまとめた。F点ではX方向で1.30~1.61Hz、Y方向で1.60~1.81Hzの範囲にあり、いつでもX方向の卓越振動数の方が低い。またZ方向では3.66~4.00Hzの範囲にあり、X方向の3倍弱の振動数となっている。一方G点では、水平方向の卓越振動数はF点よりやや高い程度であるが、Z方向では約3HzでF点よりも約3割低い。

以上述べてきたように、地震毎に表層地盤の地震動の増幅特性や卓越振動数が変化し、また場所が少し違えば振動性状に相違があることがわかった。A断面の周辺には、地表付近に加速度計を埋設していないのでわからないが、恐らくF点やG点とはまた異なった振動性状を示すものと思われる。したがって、溺れ谷の狭い領域であるにも拘らず、表層地盤の振動モードは単純ではなく、表層固有の振動モードもいくつか存在し、入力地震動の性質によって、それらが組合わされて地盤の振動が形成されると思われる。

3. 4. 2 表面波による地盤の振動

YKHM-3は長野県西部地震であり、当観測地点で明瞭な表面波が観測された。図3-4-6は、地盤F点の3方向の加速度波形を示したものである。とくにX方向（ほぼ震央直交方向）の成分の40秒前後から、長周期の波動が明瞭に現れていることがわかる。図3-4-7は、F点GL-1.5m X方向とGL-29.8m X方向の加速度の0.3 Hz以下の成分を、プロットして比較したものである。基盤と地表の加速度波形はほとんど同一と見なされ、波形のみならず加速度の絶対値もほぼ一致していて、表層地盤での増幅が見られない。また50秒過ぎに8秒の周期の振動が、時間の経過と共に次第に短くなり、70秒では約5秒、90秒では約3秒まで変化しており、明瞭な表面波の分散性が認められる。X方向は震央直交方向に近いので、この表面波はLove波であると考えられる。

図3-4-8は、F点GL-1.5mの加速度水平方向2成分を用いて角度変換を行い、加速度の震央方向成分と震央直交方向成分を求め、各波形の非正常スペクトル(Multi-filter Spectrum)²⁴⁾を計算したものである。ただしここで用いた減衰定数は、亀田の研究を参考にして $h=0.10$ としている。震央直交方向(a)では、明らかに実体波と表面波が時間帯によって分離でき、30~50秒はS波の卓越振動、それ以降は表面波が卓越していることがわかる。震央方向(b)でも、低い振動数領域で高いスペクトルを示す部分が認められるが、低い振動数成分もS波と同時にそれ以前から始まっている。これら2つの非正常スペクトルから、震央直交方向の表面波成分はLove波、震央方向成分はRayleigh波と判断される。

図3-4-9に、F点GL-29.8mの震央方向、震央直交方向、上下方向の3成分の変位

の $0.1\sim 0.2$ Hz成分で、 $40\sim 60$ 秒の20秒間にわたって粒子の軌跡（リサージュ曲線）を描いてみた。（a）の図から、この地震波形では震央直交方向成分が卓越していることがわかるが、（b）の図では、この波に上下動がほとんどなく、震央直交方向の成分が著しく卓越していることがわかる。また（c）では、不規則な軌跡を描いている。図3-4-9からはこのようにLove波と認められる典型的な軌跡が得られた。波形後半部の $80\sim 90$ 秒で、同様に $0.1\sim 0.35$ Hzの変位成分で軌跡を描いた場合に、上下方向-震央方向面でRayleigh波と思われるような楕円運動が見られたが、Love波ほど明瞭ではなかった。

以上のように、YKIII-3では表面波とくにLove波が卓越していた。後節では、この表面波によるシールドトンネルの挙動を解析した結果について、他の地震と区別して説明することにする。

3. 5 実体波によるシールドトンネルの地震時挙動

3. 5. 1 トンネルの地震時変位

トンネル観測断面A~Dには3成分加速度計が設置されているので、これらの加速度記録を積分して求めた変位波形より、トンネルの変形のみならず、地盤F点、G点からは得られないA、B断面付近の地盤の動きを知ることができ、さらに表層地盤全体の振動性状を推測することができる。

図3-5-1は、YKHM-1の地震におけるA~D断面の変位波形の主要動部を、地盤の卓越振動数成分(1.0~2.0 Hz)でフィルター処理してプロットしたものである。X方向(a)とY方向(b)の変位波形を比較すると、各断面とも時刻歴応答特性に、大きな相違が見られることがわかる。変位の絶対値についても、全断面でY方向の方が2~4割大きく、これは当初の予想の逆であり、トンネルあるいは表層地盤の振動は、谷軸方向よりも谷軸直交方向の方が卓越していることを意味している。それぞれX、Y方向のA~D断面の変位波形は、絶対値は違うものの時刻歴応答特性は各断面ともほとんど一致しており、幾何学的に相似な波形となっている。変位の最大値は、両方向ともC、B、A、D断面の順で大きい。一方Z方向の変位波形(c)に着目すると、時刻歴応答特性がY方向の変位波形とだいたい一致している。表層地盤の卓越振動数は地盤F点で約4.0 Hz、地盤G点で約3.0 Hzであるから、1.0~2.0 Hzの振動数領域の(c)の変位成分は、Y方向(谷軸直交方向)の水平動に伴って、ボアソン比に応じて生じた上下動と考えても良いであろう。このことを裏づける事実として、変位の最大値が基盤(洪積層)との側方境界に近いAおよびD断面で大きくなっていることが挙げられる。

次に地震による表層地盤ならびにトンネルの応答性状の違いを検討する目的で、YKHM-2の地震の際のトンネル変位のXおよびY方向成分の主要動部を、図3-5-1と同様に1.0~2.0 Hzのフィルターを通して、図3-5-2に示した。図3-5-2を図3-5-1と比較してもっとも大きく異なるのは、C断面を除いてX方向の方が、変位が若干大きいことである。またY方向の変位波形に着目すると、68~76秒と96秒以降に1.3 Hz程度の周期の長い波があり、この時間帯ではA~Dの全断面の位相が一致しているが、76~96秒の時間帯では卓越振動数が約1.8 Hzとなり、これに1.3 Hzの成分が重なり合って、各断面で変位波形の時刻歴応答特性に相違が認められる。

もっとも変位の大きかったYKHM-5でも、YKHM-2と同じくC断面を除いてA、B断面では

X方向の変位が若干大きく、Y方向変位の時刻歴応答波形が各断面でそれぞれ少しづつ異なっている。さらにYKHM-4では、YKHM-1と同じ傾向が現れていた。このようにトンネルの応答変位波形から表層地盤の振動性状を推測すると、地震によって表層地盤の応答が異なり、応答のタイプはYKHM-1と4、YKHM-2と5の2つに分類できることがわかった。シールドトンネルの地震時の変形も、この2つのタイプではかなり異なることが予想され、平面的に少なくとも2つの卓越した表層地盤の振動モードが存在することがわかった。

3. 5. 2 トンネルの軸方向ひずみ

YKHM-4では、表面波による長周期の振動数成分が極めて少なく、表層地盤固有の卓越振動が支配的であった。図3-5-3は、YKHM-4の地震によるトンネルA~D断面の軸ひずみ(a)および曲げひずみ(b)の主要動部を示したものである。また図3-5-4に、各断面のひずみのパワースペクトルを示した。

各断面の軸ひずみ波形を比較すると、全体的には時刻歴応答特性は似ているが、A、B断面とC、D断面がそれぞれ幾何学的に相似となっていることがわかる。さらに特徴的な波に着目して詳しく調べてみると、A、B断面とC、D断面で対応する波の位相が逆となっている。パワースペクトルでは、5Hz以上の振動数成分ではスペクトルのピークはなく、地盤と異なりトンネルでは、高い振動数成分は減衰してなくなっていることがわかる。各断面の軸ひずみの卓越振動数はほぼ1.3Hzで、地盤F点およびG点のX方向(谷軸方向)の卓越振動数(1.5 Hz)よりもやや低い。またC、D断面では1.8~1.9 Hzに高いピークが存在している。この振動数は地盤F、G点のY方向の卓越振動数と一致しており、C、D断面では、A、B断面とトンネル軸の方位が異なり、数度Y方向寄りとなっていることと、A、B断面の周辺とC、D断面の周辺では地形の相違から振動主軸に違いが出ていることが、両地点のひずみ波形の違いとなって現れていると思われる。したがって、観測を行っている地盤FおよびG点は、必ずしも表層地盤全体の振動を代表しているとは言えないことになる。

次に各断面の曲げひずみ波形に着目する。曲げひずみ波形についても各断面の時刻歴応答特性は似ているが、軸ひずみ波形ほどではない。パワースペクトルでは、曲げひずみの卓越振動数は1.36~1.54Hzで、やはり地盤F、G点の卓越振動数(1.77Hz、1.86Hz)よりも低くなっている。軸ひずみについても言えることであるが、A、B断面に比べてC、D断面のひずみのパワースペクトルの幅が広く、ピークの数も多くなっており、C、D断面付近では振動が複雑になっていることがわかる。

次に軸ひずみ、曲げひずみの最大値分布について述べる。表3-5-1と表3-5-2は、5つの地震における、それぞれ軸ひずみと曲げひずみの最大値をまとめたものである。まず軸ひずみについて考察する。軸ひずみではどの地震でもA断面でひずみがかっとも大きい、これはA断面では二次覆工が施されているために、セグメント本体と継手の平均的なひずみが生じるためと思われる。この二次覆工は止水を目的としたもので、強度的には期待できないものである。表面波の卓越したYKIH-3については後述するとして、その他の4つの地震について調べて見ると、やはりYKIH-1と4、YKIH-2と5の2つの最大ひずみ分布のタイプに分けることができる。すなわち前者のタイプでは、B~D断面でひずみの最大値がそれほど変わらず、後者のタイプではC断面のひずみだけが非常に小さい。3、5、1では、トンネルの変位から2つの地震タイプでトンネルあるいは表層地盤の挙動が異なることを述べたが、これによりトンネルひずみの絶対値にも変化が現れていることがわかる。

次に曲げひずみについて着目すると、表3-5-2ではA断面のみでひずみが大きくなっていくわけでもなく、また2つの地震タイプで特別な傾向は見られない。一般に軸ひずみに比べて曲げひずみは小さいため、(3-2-1)式によって曲げひずみを定義すると、トンネル左右の内壁の軸方向ひずみの出力値がアンバランスになった場合には、軸ひずみの一部が曲げひずみとして算出されてしまう。したがって、真の曲げひずみの発生状況が、地震のタイプによってどのように変わるかを、軸ひずみのように表から判断することはできない。

そこで軸ひずみの主要動部において、ある時刻のトンネル各断面の軸ひずみの分布を、YKIH-2、4、5の地震について図3-5-5に示した。図3-5-5では、表層地盤の卓越振動によるトンネルのひずみを明確にするために、各ひずみ波形に1.0~2.0 Hzのフィルター処理をした上、ひずみの主要動部でA断面のひずみの正のピーク、ゼロクロスポイント、負のピーク、ゼロクロスポイントの順で、各時刻におけるトンネル各断面のひずみ分布を示している。明らかにYKIH-2(a)とYKIH-5(c)は同じ分布と見なすことができ、A断面とD断面が同位相、またB断面とC断面が同位相となり、両者は互いに逆位相の関係にある。YKIH-4(b)ではA、B断面で正のひずみとなるときC、D断面では負のひずみとなって、前記のひずみ分布とは異なっている。図3-5-5には示していないが、YKIH-1でもこれとまったく同じひずみ分布形状が得られており、やはりひずみ分布でも地震により2つのタイプに分れることになる。これらの観測結果から判断すると、前者ではトンネル縦断面を考えた場合、トンネル左右境界付近で谷の外側に向かって地盤が変位するとき、谷の中央部では谷の中央に向かって地盤は変位し、境界付近で谷の内側に向かって変位するときは谷の中央部では外側に変位す

るといった、2次の振動モードが現れていることが推測される。一方後者のひずみ分布は、谷全体が同時に一方向に移動するときを生ずるものであるから、1次の振動モードが現れていると判断される。以上のように、表層地盤で卓越する振動モードが2種類あり、トンネル軸を通る縦断面で言えば、これらは1次と2次モードであることがわかった。以後YKHM-1と4をタイプ1、YKHM-2とYKHM-5をタイプ2の地震あるいは地震動と呼ぶ。

次にリング間継手の地震時挙動について説明する。YKHM-1~YKHM-4までは、トンネルD断面においてセグメント部(セグメント本体50cm区間)とともに、これに隣合うリング間継手部(継手を含む50cm区間)において軸方向ひずみを測定している。まずこれを分離して求めた軸ひずみについて述べる。図3-5-6(a)はYKHM-4の地震におけるトンネルD断面のセグメント部の軸ひずみ波形とリング間継手部の軸ひずみ波形の主要動部を比較したものであり、(b)はYKHM-5の地震における同様な比較を行ったものである。(a)はYKHM-4でタイプ1の地震であり、セグメント部と継手部のひずみ波形が幾何学的に相似である。また継手部ではセグメント部の約3倍のひずみが発生しており、継手で変位吸収が生じていることがわかる。同じタイプ1のYKHM-1では約5倍であり地震によってこの比は少々異なるが、セグメント部と継手部のひずみ波形は幾何学的に相似で同位相である。(b)はYKHM-5でタイプ2の地震であり、セグメント部と継手部の軸ひずみ波形の相似性は、タイプ1ほど良くなく、一部に時刻歴応答特性が異なっている時間帯もある。最大値だけで判断すれば、継手部でセグメント部の約10倍の軸ひずみが発生していることになるが、両者の最大値発生時刻が異なっているため、単純に継手部で10倍のひずみを吸収しているとは言いがたい。同じタイプのYKHM-2でも、セグメント部と継手部の軸ひずみ波形の相似性は悪く、最大値では継手部がセグメント部の約9倍となっていた。

図3-5-7(a)は、YKHM-4の地震におけるセグメント部と継手部の曲げひずみ波形を比較したものである。また(b)はYKHM-5の地震について、同様な比較を行ってプロットしたものである。地震動のタイプがそれぞれ異なる地震であるが、曲げひずみに関してはセグメント部と継手部のひずみ波形はほぼ幾何学的に相似であり、位相もほぼ一致していることがわかる。これはすべての地震について言えることである。しかしYKHM-1~YKHM-4の地震では両者の絶対値がほぼ同レベルであるのに対し、YKHM-5の地震では図のように継手部のひずみがセグメント部の約6倍になっている。YKHM-5の地震の振動レベルが他に比べて高いため、曲げひずみについても継手の変位吸収がいくらか生じているとは思われるが、左右軸方向ひずみの出力値がアンバランスであり、この数値(約6倍)にはあまり信憑性がない。

3. 5. 3 トンネルの断面変形

シールドトンネルの横断面の変形は、各トンネル観測断面でトンネル内円に沿って設置されたひずみ計からの情報により、知ることができる。これらのひずみは、軸方向ひずみと同様に50cmの鋼棒を用いて、その区間の変位から求める方法を採用しているため、正確に言えば円周方向弦部のひずみであるが、ここではこれを円周方向ひずみと称する。

トンネルC断面では、セグメント上4箇所において円周方向ひずみを測定している。すなわち、トンネルA断面からD断面を見た場合、左斜め上45°方向(-45)、天端(0)、右斜め上45°方向(+45)、右(+90)の4測点である。以後測定位置を、()内の角度によって表すことにする。

図3-5-8と図3-5-9はそれぞれ、YKIH-4とYKIH-5の地震におけるC断面4測定点の円周方向ひずみ波形を示したものである。両地震に共通して、トンネル円周方向の軸ひずみ波形の時刻歴応答特性は各測点で非常に良く一致しており、また-45と+45の斜め上のひずみ波形が互いに逆位相で、これらのひずみ値は0、+90のひずみ値の約2倍となっている。さらに0と+90のひずみ波形も逆位相の関係にあり、0のひずみ値の方が+90よりも大きい。これらは第2章で説明したが、田村ら¹¹⁾の指摘したトンネル横断面のせん断変形時に生ずる、典型的なひずみの発生状況である。

図3-5-10は、図3-5-8で示したYKIH-4の地震におけるC断面円周方向ひずみのパワースペクトル(左)と、同じ地震における他断面の円周方向ひずみのパワースペクトル(右)を示したものである。C断面については断面内で位置が異なっても、その周波数特性はほとんど変わらず卓越振動数は約1.5 Hzで、この振動数は図3-5-4に示したC断面の曲げひずみの卓越振動数にはほぼ一致している。したがって曲げひずみと同様に、トンネル軸直交方向の地盤の変形によって、断面変形が生じていることがわかる。また他断面の円周方向ひずみの卓越振動数を見ると、A断面では他断面より振動数が低く(1.27Hz)、場所により卓越振動数に相違があることがわかる。

表3-5-3に、5つの地震時における各トンネル断面の最大円周方向ひずみと、その発生した断面内位置(角度)を示した。ただし、すべて最大ひずみは波形の主要動部で発生しているため、YKIH-3(長野県西部地震)でも実体波成分である。表に示すように、A~C断面ではほとんどが45°方向で最大ひずみが発生しており、トンネル横断面のせん断変形が著しいことがわかる。しかしD断面ではどの地震でも0°、すなわち天端で円周方向ひずみが最大で、少しいびつな楕円に変形していることが予想される。これはD断面が基盤との側方境界に極く

近い場所にあり、ここでは基盤の傾斜が急峻となっているためと考えられ、水平動に伴う上下動成分が他断面よりも相対的に大きく、第2章で示した表面波による変形と同じような断面変形が上記のせん断変形に加わり、その結果天端でひずみが増大したものと思われる²⁵⁾。図3-5-11は、YKHM-4の地震における、トンネルA、B、C断面の円周方向ひずみの分布を波形の主要動部で描いたものであるが、トンネル断面のせん断変形によって発生したひずみ分布の特徴が、良く表されていることがわかる。

C断面においては+45°方向で、セグメント本体上(セグメント部)およびピース間継手を跨いだ50cm区間(継手部)でひずみを測定している。図3-5-12は、YKHM-4およびYKHM-5の地震の際のセグメント部と継手部の円周方向ひずみ波形を、比較してプロットしたものである。両地震のみならずすべての地震で、セグメント部と継手部のひずみ波形は同位相、幾何学的相似で、なおかつひずみの絶対値もほぼ等しい。したがってピース間継手は、セグメント本体と一体化して地震時に挙動し、継手による変位吸収は生じないことが示された。

トンネルC断面における計測のもう1つの特徴は、トンネルを縦に2分するように設置された内空変位計と、トンネル右斜め上45°で90°の角度範囲にわたって設置した内空変位計による、地震時の内空変位が測定されていることである。内空変位の測定は非常に難しく、正常なデータが記録できたのはYKHM-5の地震のみである。図3-5-13は、この内空変位の記録波形を示したものである。明らかに両者の変位波形は互いに逆位相となっており、右斜め上45°成分は、C断面円周方向ひずみ+45と、垂直成分はC断面円周方向+90と相似な時刻歴応答波形が得られていることがわかる(図3-5-9参照)。このような状況は、トンネル周辺地盤の水平動によっても上下動によっても起こるが、YKHM-5の地震におけるC断面円周方向ひずみの分布から判断すると、水平動によるせん断変形である。YKHM-5の地震におけるC断面45°方向の最大ひずみは約45 μ であり、このときの内空変位のオーダーが約0.35mmであることがわかったことは、今後の軟弱地盤中のトンネルの地震時変形を考え、耐震設計を行う際の重要な目安となろう。

3. 6 表面波によるシールドトンネルの地震時挙動

3. 6. 1 トンネルの軸方向変形

3. 4. 2で述べたように、YKIH-3（長野県西部地震）では表面波、とくにLove波が顕著に現れた。このような波動によるトンネル軸方向の地震時変形については、Sakurai らによりほぼ解明されており、現在各種の耐震設計指針で採用されている。したがって、ここではYKIH-3の観測記録を紹介し、簡単にその特徴を述べるに止どめる。

図3-6-1にこの地震により生じた、トンネル各断面の軸ひずみ（a）と曲げひずみ（b）を示す。とくに軸ひずみ波形は、後半の長周期成分が各断面とも幾何学的に相似で位相が一致し、なおかつ二次覆工の施されたA断面以外ではひずみの絶対値も同レベルとなっている。勿論後半部のひずみ波形より軸ひずみの分布をプロットすれば、全断面で同位相の図となり、これまでの実体波によるひずみ分布とは異なる。地盤F点G.L. -1.5 mにおける最大加速度値が約12 galであるから、実体波の場合に比べれば大きな軸ひずみが発生している。YKIH-3の地震では、最大変位はどの地点でも約1.7 cmであるが、表面波では想定される最大変位がせいぜい10~20cmであるから、マグニチュード8クラスの地震でも、表面波によって生ずる軸ひずみは数十 μ のオーダーとなり、あまり問題とはならないと考えられる。

これに対し曲げひずみ波形では、D断面のひずみが他断面に比べてとくに大きく、またB断面とD断面のひずみ波形が軸ひずみと同位相でA、C断面と幾何学的に相似となっていない。YKIH-3の地震では、トンネル左右内壁の軸方向ひずみの出力値が、左右で倍以上も異なる場合があり、とくにD断面では著しく異なっていた。したがって、この地震の曲げひずみに関しては（3-2-1）式を用いた軸、曲げひずみの分離によって、軸ひずみ成分を曲げひずみとして算出してしまったものと考えられる。波動論によれば²⁶⁾表面波の伝ば速度を1000m/secと仮定し、この波の最大加速度4.5gal、速度1.50kineを代入すれば、曲げひずみは軸ひずみの1.5%しか発生しないことになるので、この場合0.1 μ 程度のひずみを分離するには（3-2-1）式による方法では精度上無理である。

3. 6. 2 トンネルの断面変形

図3-6-2は、YKIH-3の地震によるトンネルC断面の円周方向ひずみを示したものである。円周方向ひずみの場合は、前半の実体波成分と後半の表面波成分がだいたい同レベルであ

り、若干実体波成分の方が大きい。ひずみの最大値は 45° 方向で大きい、80秒からは天端（ 0° ）の方が 45° 方向よりも大きくなり、トンネル断面が上下に変形していることがわかる。図3-6-3はこの時刻におけるトンネル各断面の円周方向ひずみの分布を示すが、C、D、E断面では 0° 方向で最大ひずみを示し、さらに基盤中にあるE断面では、 0° と $+90^\circ$ で同位相となって、2章で示した典型的な表面波によるトンネル断面の変形を示している。円周方向ひずみも、実体波によるひずみに比較すると加速度に対して大きなひずみが現れているが、3.6.1と同様マグニチュード8クラスの地震でも、それほど大きなトンネルの変形は生じないと思われる。

3. 7 地盤とトンネルの相互作用

トンネルの地震応答解析手法を確立するためには、地盤とトンネルの動的相互作用を明らかにしておく必要がある。弾性床上の梁モデルのように、トンネルの慣性力を無視して、相互作用バネを介して地盤変位をトンネルに伝達させる、いわゆる応答変位法がシールドトンネルの地震応答解析に適用できるかどうかを、検討するのが本節の目的である。そのために、トンネルD断面の軸ひずみ波形および円周方向ひずみ波形と、トンネルにもっとも近い位置にある地盤F点のGL、-12.6mの水平X、Y方向変位波形の間の関係について明確にする。

まず、地盤の振動とトンネルひずみの間の伝達特性を非定常的に表現するため、次に示す非定常スペクトル比 $G_{ratio}(t, \omega)$ を定義する。

$$G_{ratio}(t, \omega) = \frac{G_s(t, \omega)}{G_d(t, \omega)} \quad \dots (3-7-1)$$

ここで、 $G_s(t, \omega)$: トンネルひずみの非定常スペクトル (Multi-filter Spectrum)

$G_d(t, \omega)$: 地盤変位の非定常スペクトル (Multi-filter Spectrum)

G_s 、 G_d は亀田の非定常スペクトルにおいて、それぞれトンネルひずみ、地盤変位を入力としたときのフィルター出力であり、トンネルひずみ、地盤変位の周波数特性を非定常的に表したものである。 G_{ratio} は両者の比をとったものであり、地盤変位のトンネルひずみに対する伝達特性を、周波数毎でかつ経時的に表現できる。以下で述べる非定常スペクトル比は、減衰定数 $h=0.10$ として計算したものであり、 G_s 、 G_d についても、また G_{ratio} についても、フィルターによる細かな変動を除去するために、亀田の提唱する移動平均を行っている。

図3-7-1に、YKHH-3の地震における、地盤F点GL、-12.6mのX方向変位とトンネルD断面の軸ひずみの非定常スペクトル比(a)と、Y方向変位とD断面+45°方向円周方向ひずみの非定常スペクトル比(b)を示した。YKHH-3は長野県西部地震で、(a)、(b)の地盤変位波形は、どちらも表面波による長周期成分が著しく、1~2Hzの表層地盤の卓越振動数成分は極くわずかである。軸ひずみに関しては(a)に示すように、この表面波成分がひずみとして伝達していることが明らかで、これに比べれば実体波成分の伝達は0に等しい。ところが円周方向ひずみ(断面変形)に関する(b)を見ると、波形後半の表面波成分とともに1~2Hzの実体波成分でも高いスペクトルのピークがあり、トンネルの断面変形は実体波成分による影響が大きいことを表している。

図3-7-2はYKHH-2の地震について、図3-7-1と同様に非定常スペクトル比を求め

てプロットしたものである。軸変形 (a) については前半の実体波成分で高いスペクトル比を示しているが、後半の長周期成分でもかなり大きなひずみの伝達が現れている。また断面変形 (b) では、変位波形には長周期成分があるがスペクトル比のピークは実体波成分のみである。図3-7-3は、YKHH-5の地震について同様の解析を行ったものである。両方向とも変位波形には大きな振幅の表面波成分が認められるが、軸変形 (a) では長周期成分でひずみの伝達が著しいのに対して、やはりこの場合でも、断面変形 (b) では長周期成分のひずみの伝達はわずかで、実体波成分の伝達が著しい。このようにトンネルの軸変形については、地盤変位の周波数特性に応じて、表面波でも実体波でもひずみの伝達が認められるが、断面変形に関しては、実体波によるトンネル断面のせん断変形がほとんどである。

図3-7-4は、YKHH-5の地震における、地盤F点GL、-12.6mのX方向変位とトンネルD断面の軸ひずみの、1.0~1.5 Hz成分を比較してプロットしたものである。また図3-7-5は、YKHH-4の地震における、地盤F点GL、-12.6mのY方向変位とトンネルD断面円周方向0°ひずみをプロットしたものである。両図から明らかなように、地盤変位波形とトンネルひずみ波形は幾何学的に相似であり、トンネル周辺地震の変位によって、トンネルにひずみが伝達されていることが示された。

さらに周辺地盤変位によるトンネルの変形を明確にするために、F点GL、-12.6mにおける地盤変位とトンネルの軸および円周方向ひずみの比 (μcm^{-1}) を求め、表3-7-1にまとめた。ただし、表面波のように波動による成分は取除き、実体波による1~2 Hz成分の比率を計算しており、軸ひずみの比率の計算では地盤のX方向の変位を用い、円周方向のひずみの比率の計算ではY方向の変位を用いている。軸ひずみについては、地盤の振動モードの違いが比率に明確に現れており、1.0~1.5 Hz成分では地震タイプ1のYKHH-1と4で約20、地震タイプ2のYKHH-2と5で約10となっている。また円周方向ひずみについては、1.0~1.5 Hzでは各地震でそれほど比率は異なっていない。1.5~2.0 Hz成分になると地盤の振動モードが高次となり複雑になることと、F点とD断面の場所の違いから、軸ひずみ、円周方向ひずみとも、比率が地震毎でバラついているが、各地震でオーダーが異なるほどの変動は見られない。このように地盤変位とトンネルひずみの関係は、異なった地震による両者の絶対値の比率と時刻歴応答特性の一致から、弾性床土上の柱・梁とした応答変位法の立場からのトンネルのモデル化が、妥当であると判断される。

3. 8 第3章のまとめ

横浜市におけるシールドトンネルの実地震時挙動観測によって、従来の実挙動に関する研究成果を確認するとともに、興味深い新たな知見が得ることができ、とくに溺れ谷地形の当観測地点特有の地盤およびトンネルの振動特性がクローズアップされた。まず本地震観測結果をまとめるに当たって、あらかじめ注意すべき事項について述べる。

(1) 得られた観測結果の最大値のレベルは、地表最大加速度で 90gal 、トンネルの軸ひずみはリング間継手部で 30μ 、セグメント本体部で 5μ であり、トンネルの円周方向(弦部)ひずみについては 60μ であった。また内空変位の最大値は 0.35mm であった。したがって、得られた観測結果が必ずしも大地震の挙動を代表するものではない。

(2) トンネル左右内壁に設置されて軸ひずみ計によるひずみから、トンネル軸方向ひずみ(軸ひずみ、曲げひずみ)を分離しているが、左右の軸方向ひずみの出力がアンバランスだったため曲げひずみについてはデータの信憑性が薄い。

しかしながら解析に用いたデータは、計測装置の感度およびデータ欠測の点から比較的信頼性のあるものに選別されており、トンネルの地震時挙動の基本的特性に関しては、大地震時の挙動を類推する上で極めて重要であると思われる。以下に観測結果より得られた結論、知見をまとめた。

(1) 地盤構造に起因する2種類の表層地盤の卓越震動モードが存在し、この2種類の震動に応じてトンネルの軸ひずみのモードや、軸ひずみの最大値の分布に代表されるトンネル軸方向変形状に、明瞭な相違があることが確認された。

(2) 表面波によって生ずるトンネルの軸ひずみは、同じ加速度の実体波による軸ひずみと比較して大きい。しかし表面波の場合、大地震でも加速度はそれほど大きくはならないので、実体波に比べてトンネルの構造上問題とはならない。

(3) トンネルの軸方向変形に対しては、リング間継手が変位を吸収するため、継手の変形はセグメント部と比較して大きい。

(4) 実体波によるトンネル横断面変形は、表層地盤のトンネル軸直交方向のせん断震動により、斜め 45° 上方で最大ひずみが発生するようなせん断変形が卓越するが、基盤の側方境界に近い位置では、地盤の水平震動に伴う上下動により、変形の際の楕円がいびつとなり、天端で最大ひずみが発生するようなせん断変形を示すことがある。

(5) 表面波 (Rayleigh波) により上下のトンネル断面変形が発生するが、実体波による断面変形に比べて変形は極めて小さい。

(6) トンネルの断面変形の際、ピース間継手はほとんど変位を吸収しておらず、トンネルは一体となって変形する。

以上より、シールドトンネルの耐震性を正確に評価するためには、表層地盤構造 (3次元) に起因する地盤卓越震動の推定と、トンネル軸方向変形で問題となるリング間継手の挙動に関するメカニズムを解明する必要があることが指摘された。

表3-2-1 RCシールドトンネルの諸元

セグメント リング	外径 (mm)	5100
	内径 (mm)	4550
セグメント	桁高 (mm)	275
	幅 (mm)	900
継手ボルト	種類	M24
	本数	21本/Ring

表3-2-2 トンネル各断面の計器設置状況

断面	加速度計	軸方向ひずみ計		円周方向ひずみ計				
		本体	継手部	-45°	0°	+45°	+45J	+90°
A	○	○			○	○		○
B	○	○	○			○		
C	○	○	○	○	○	○	○	○
D	(○)	○	○		○	○		○
E	○	○				○		○
H	○							

○：計器有り、(○)：YKHM-4まで有り、
+45J：ピース間継手を跨いだひずみ計

表3-3-1 解析に用いた地震

地震番号	震源位置 (発震年月日)	マグニチュードM	震央距離(km)	震源深さ(km)	震度(横浜)	最大加速度(gal)
YKHM-1	神奈川・山梨県境 ('83. Aug. 8)	6.0	58	22	IV	87 X方向
YKHM-2	鳥島近海 ('84. Mar. 6)	7.9	689	452	Ⅲ	38 X方向
YKHM-3	長野県西部 ('84. Sep. 14)	6.9	193	2	Ⅲ	12 X方向
YKHM-4	千葉・茨城県境 ('85. Oct. 4)	6.1	59	78	IV	53 X方向
YKHM-5	千葉県東方沖 ('87. Dec. 17)	6.7	75	58	IV	85 Y方向

最大加速度は地盤F点GL. -1.5 mの値で、その下に最大値の発生した方向を示した。(X:谷軸方向、Y:谷軸直交方向)

表3-4-1 地盤F点における加速度増幅特性

種別 地震	G.L. -29.8m (gal)				G.L. -1.5m (gal)				増幅率		
	X	Y	X/Y	Z	X	Y	X/Y	Z	X	Y	Z
YKHM-1	15.51	14.13	1.10	13.00	86.87	42.54	2.04		5.60	3.01	
YKHM-2	7.58	6.21	1.22	6.11	37.57	34.31	1.10	18.85	4.96	5.52	3.09
YKHM-3	4.78	4.30	1.11	2.74	12.12	9.05	1.34	9.43	2.54	2.10	3.44
YKHM-4	11.72	9.23	1.27	8.89	52.67	40.05	1.32	33.54	4.49	4.34	3.77
YKHM-5	24.52	21.08	1.16	20.47	66.13	85.19	0.78	55.07	2.70	4.04	2.69

X:谷軸方向、Y:谷軸直交方向、Z:上下方向

表3-4-2 地盤G点における加速度増幅率

種別 地震	G L. -5.0m (gal)			増幅率	
	X	Y	X/Y	X	Y
YKHM-4	38.61	30.75	1.26	3.29	3.33
YKHM-5	55.60	42.52	1.31	2.27	2.02

表3-4-3 表層地盤振動の卓越振動数 (HZ)

地震	F-X	F-Y	F-Z	G-X	G-Y	G-Z
YKHM-1	1.59	1.75	4.00			
YKHM-2	1.61	1.71	3.66			
YKHM-3	1.30	1.81	3.91			
YKHM-4	1.47	1.77	3.72	1.51	1.87	3.17
YKHM-5	1.34	1.60	3.98	1.38	1.74	2.90

表3-5-1 トンネルの最大軸ひずみ
(μ)

地震	A	B	C	D
YKHM-1	10.20	3.24	3.91	5.20
YKHM-2	4.98	1.63	0.64	1.88
YKHM-3	9.88	3.91	5.49	4.75
YKHM-4	4.41	3.29	3.51	3.96
YKHM-5	8.95	4.32	1.48	2.55

表3-5-2 トンネルの最大曲げひずみ
(μ)

地震	A	B	C	D
YKHM-1	2.93	1.88	1.39	2.93
YKHM-2	1.63	0.76	0.60	0.91
YKHM-3	1.78	0.86	0.95	2.75
YKHM-4	1.79	1.98	1.17	2.23
YKHM-5	2.93	1.85	1.09	1.72

表3-5-3 トンネルの最大円周方向ひずみ
(μ)

地震	A	B	C	D
YKHM-1	11.69(+45)	15.39(+45)	28.86(-45)	32.51(0)
YKHM-2	5.75(+45)	11.28(+45)	20.15(-45)	28.67(0)
YKHM-3	11.33(+45)	9.50(+45)	9.87(-45)	11.10(0)
YKHM-4	11.43(+45)	12.05(+45)	21.67(-45)	17.44(0)
YKHM-5	10.77(0)	35.33(+45)	45.85(-45)	62.40(0)

()内は断面内の位置(角度)

表3-7-1 地盤F点G.L. -12.6m単位地盤変位に対するトンネルひずみ
(μ /cm)

種別 地震	軸ひずみ			円周方向ひずみ		
	1-1.5HZ	1.5-2HZ	1-2HZ	1-1.5HZ	1.5-2HZ	1-2HZ
YKHM-1	23.2	71.9	32.9	225.1	285.7	304.8
YKHM-2	9.6	63.7	28.5	279.5	882.4	476.0
YKHM-4	23.6	70.8	46.3	175.9	362.7	211.9
YKHM-5	10.1	30.0	10.4	242.0	475.3	246.3

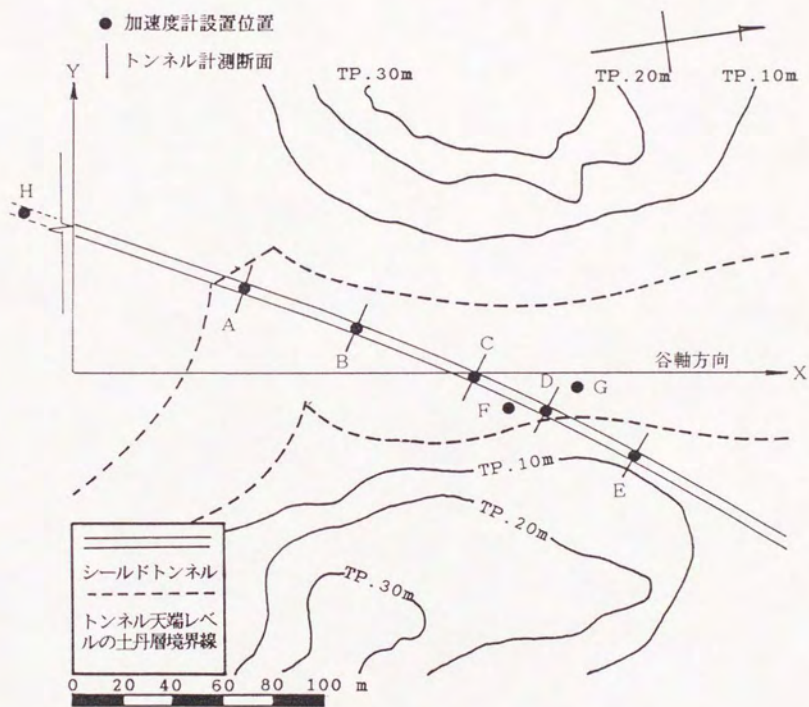


図3-2-1 地震観測地点の平面地形と計測の概要

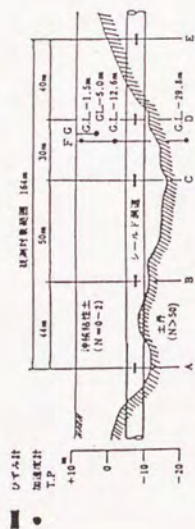


図3-2-2 観測地点の縦断面図

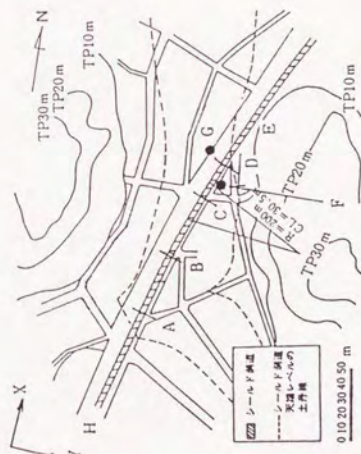


図3-2-3 地盤F点の土質柱状図と物性値

深度 (m)	層厚 (m)	土質名	V_s (m/sec)	T_v (g/cm ²)	Q_p (t/cm ²)
2.00	2.00	強土	40	1870	3053
3.90	1.90	Y Y Y 泥岩	40	1108	1809
5.0	2.15	粘土質シルト		(1592)	796.0
6.05	6.05	粘土質シルト	70	1765	8825
7.10	0.50	粘土質シルト		(1592)	795.0
8.55	0.90	シルト質泥砂	80	(1778)	889.0
	8.55	泥砂		(1778)	2195.3
100	1.45	砂質シルト		1592	1965.6
	2.00	シルト質粘土	110	1592	1965.6
120.0	1.00	粘土	130	1474	1819.9
	14.50	粘土		1474	10167.4
150	15.55	シルト質砂	260	1778	12264.5
	16.80	泥り砂	168	(1778)	12264.5
205		泥岩	750		工学的基盤

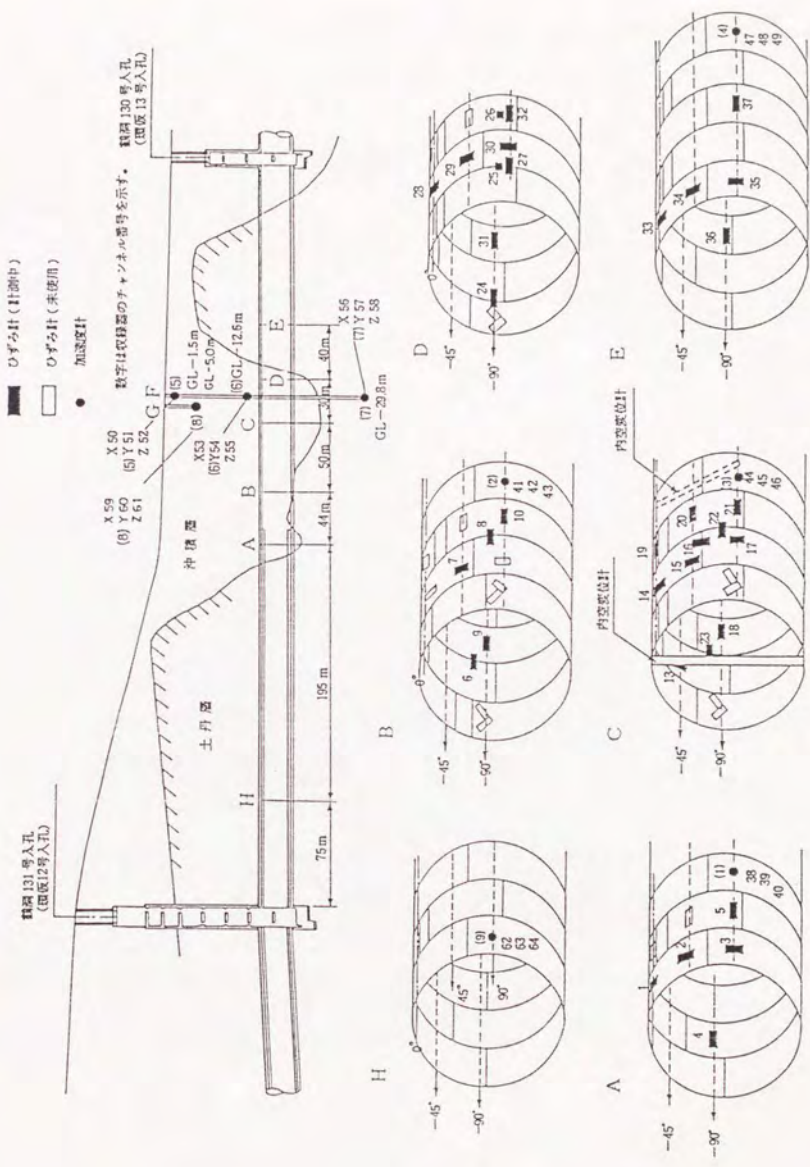


図3-2-4 地震観測システムの概要

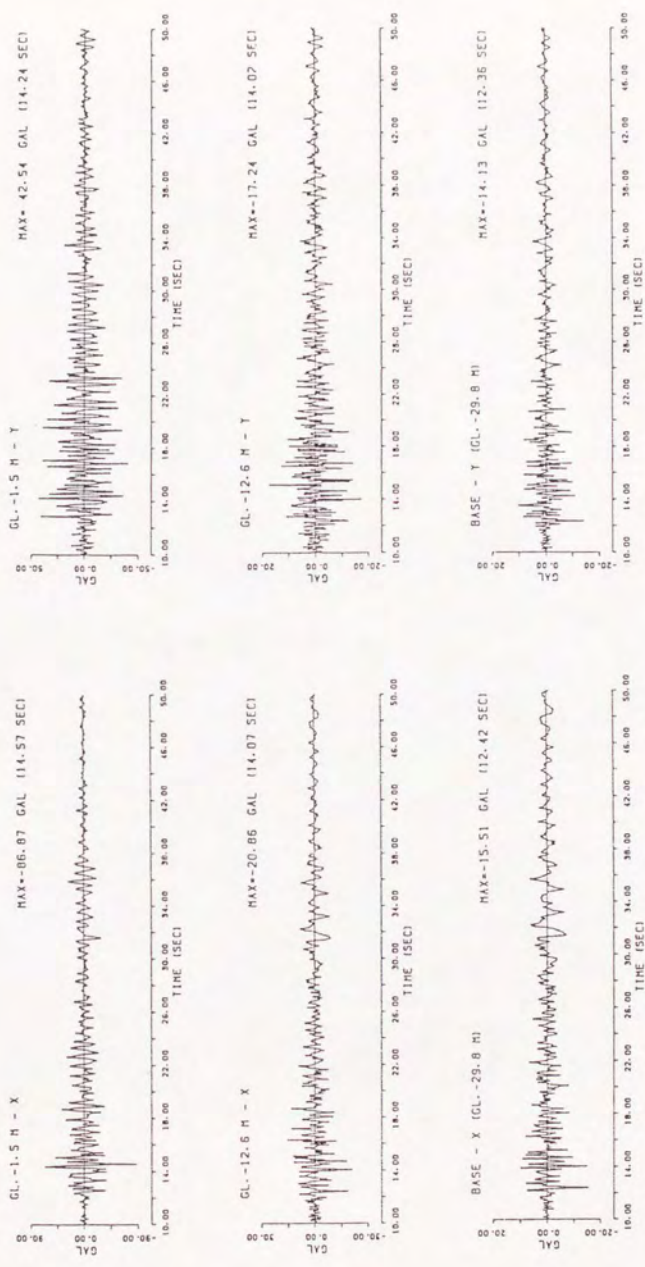


図3-4-1 (a) 地震F点の加速度波形
(YXIH-1, X方向)

図3-4-1 (b) 地震F点の加速度波形
(YXIH-1, Y方向)

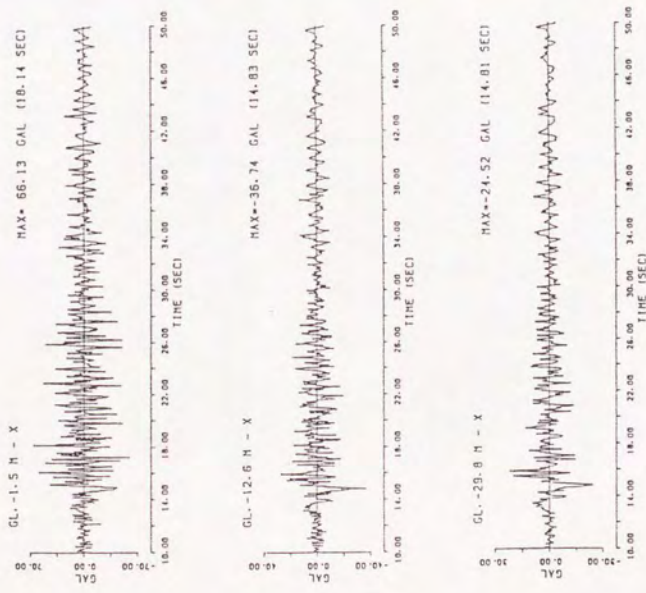


図3-4-2(a) 地震F点の加速度波形
(YKIH-5、X方向)

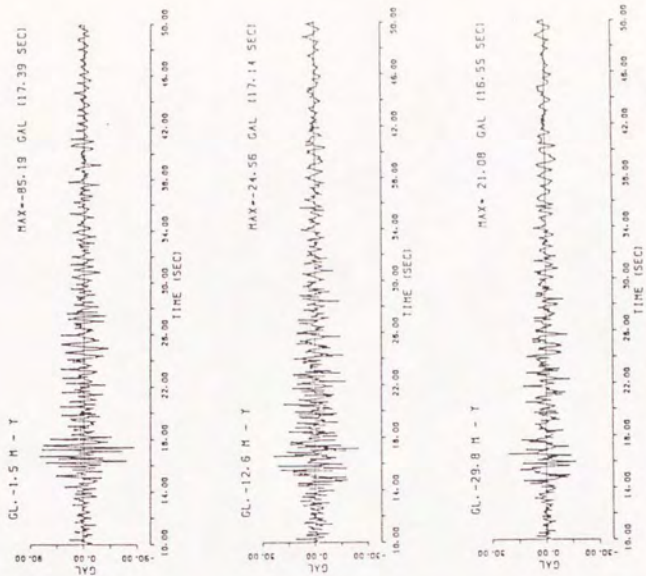


図3-4-2(b) 地震F点の加速度波形
(YKIH-5、Y方向)

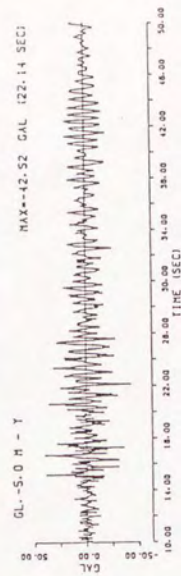
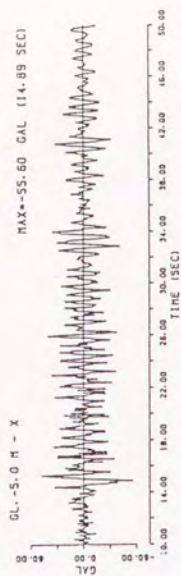
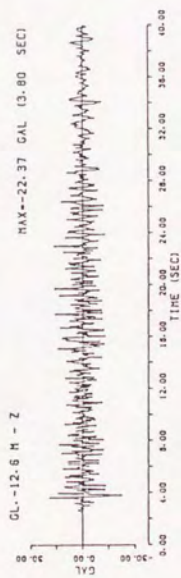
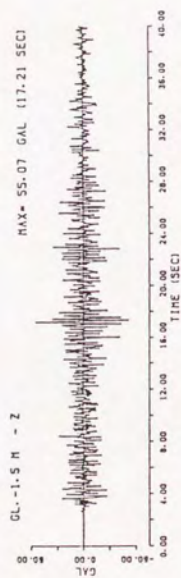
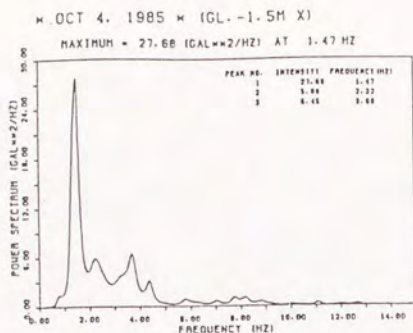


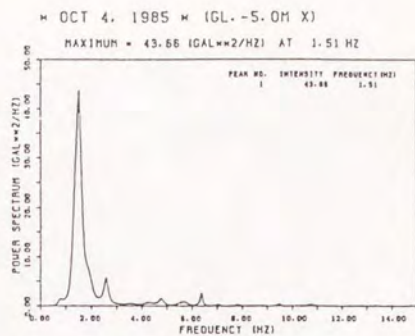
図3-4-3 地盤G点G.L. -5.0 mの加速度波形
(YKIH-5)

X: 谷軸方向
Y: 谷軸直交方向
Z: 上下方向

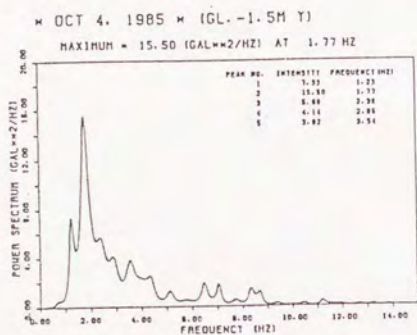
図3-4-2(c) 地盤F点の加速度波形
(YKIH-5、Z方向)



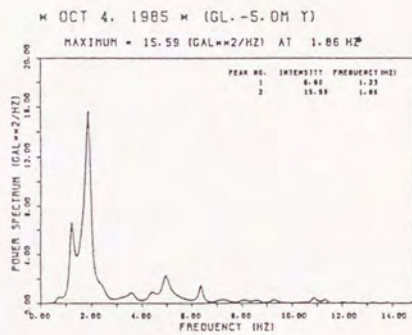
(a) X方向



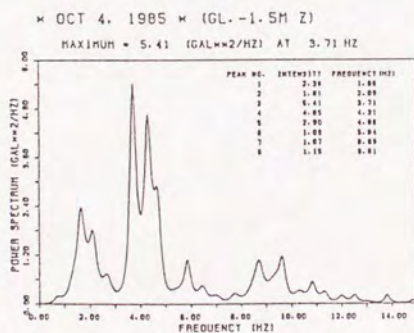
(a) X方向



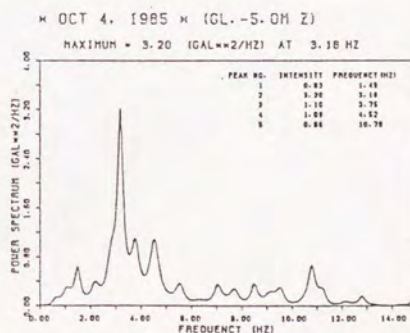
(b) Y方向



(b) Y方向



(c) Z方向



(c) Z方向

図3-4-4 地震F点GL. -1.5 mの
 加速度パワースペクトル
 (YKHH-4)

図3-4-5 地震G点GL. -5.0 mの
 加速度パワースペクトル
 (YKHH-4)

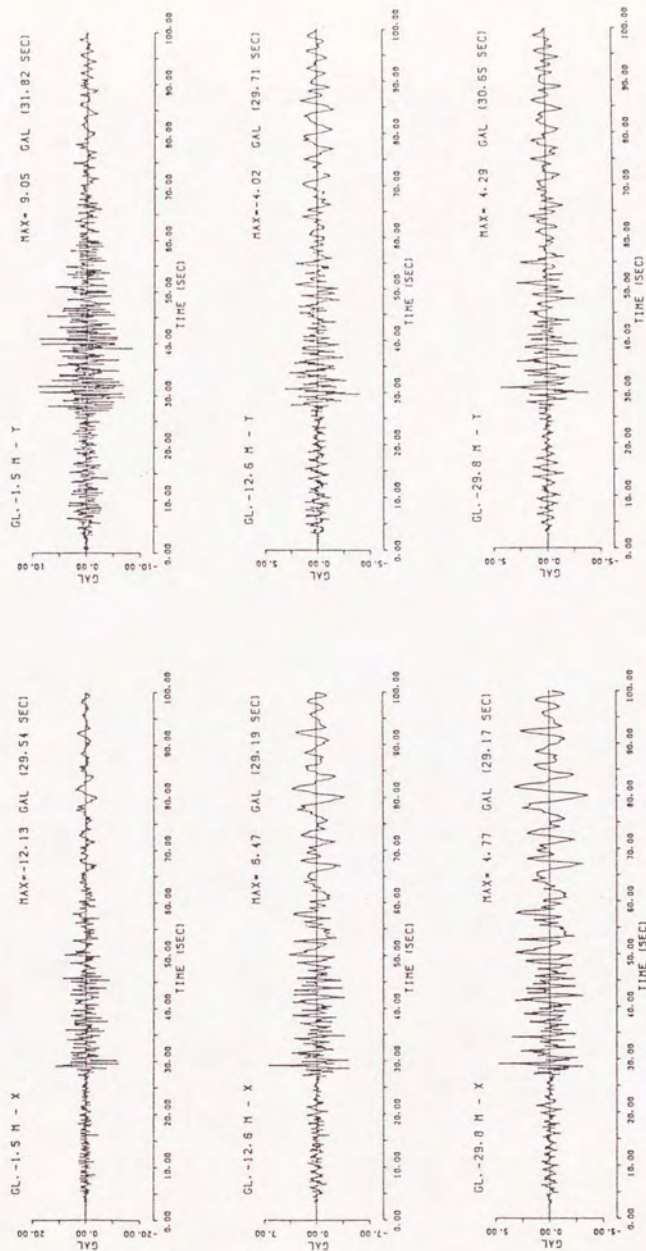


図3-4-4-6 (a) 地震F点の加速度波形
(YKIH-3、X方向)

図3-4-4-6 (b) 地震F点の加速度波形
(YKIH-3、Y方向)

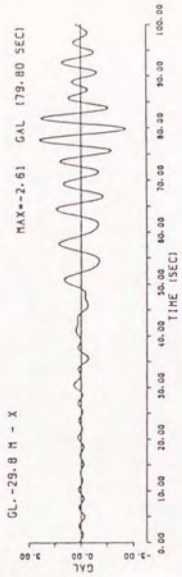
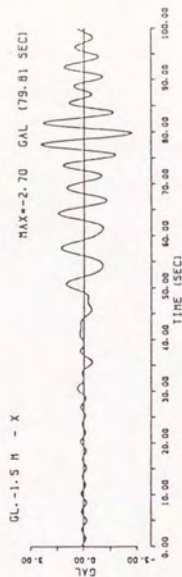
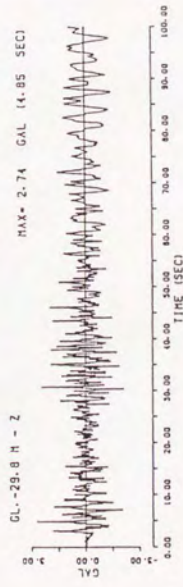
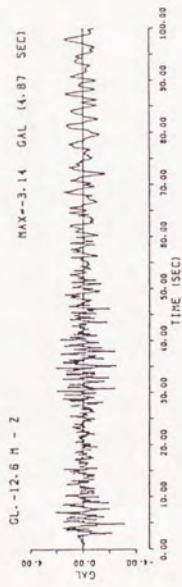
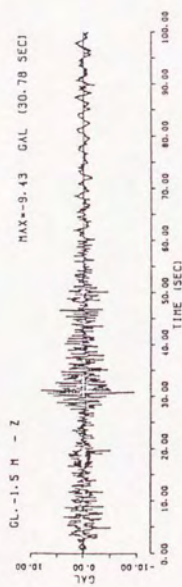
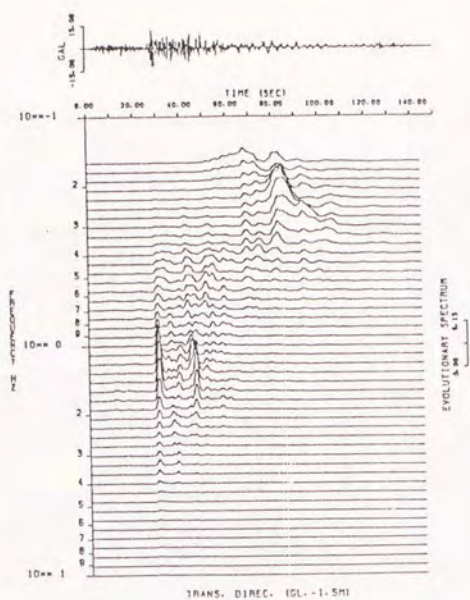


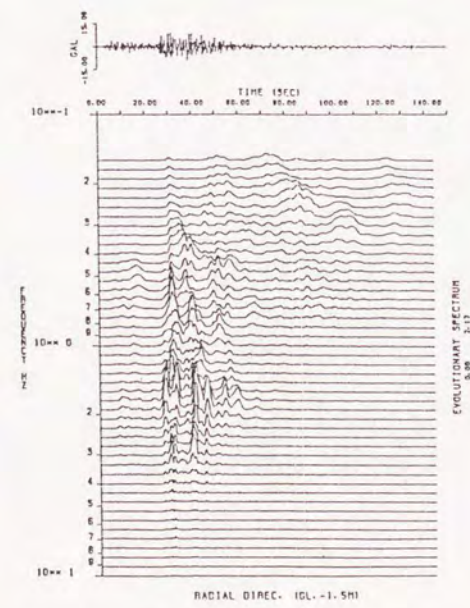
図3-4-7 地盤F点基盤と地表の加速度波形
(YKIH-3、X方向、0~0.3HZ)

X : 谷軸方向
Y : 谷軸直交方向
Z : 上下方向

図3-4-6(c) 地盤F点の加速度波形
(YKIH-3、Z方向)



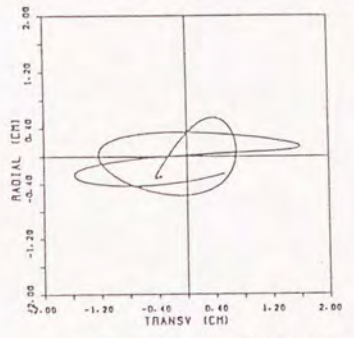
(a) 震央直交方向



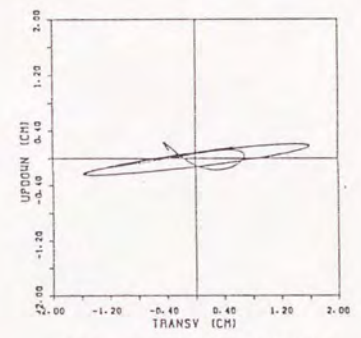
(b) 震央方向

図3-4-8 F点GL. -1.5 mの非常スペクトル (YKIH-3)

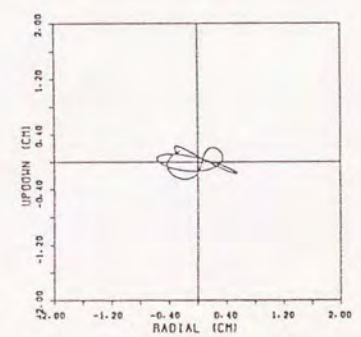
TIME: 40.0 (SEC)
 TIME: 60.0 (SEC)
 DELTIME: 0.01 (SEC)
 FILTER: FLL= 0.10 HZ
 FLU= 0.10 HZ
 FU 0.20 HZ



(a) 震央方向-震央直交方向



(b) 上下方向-震央直交方向



(c) 上下方向-震央方向

図3-4-9 F点GL. -1.5 mの変位リサージュ曲線 (YKIH-3)

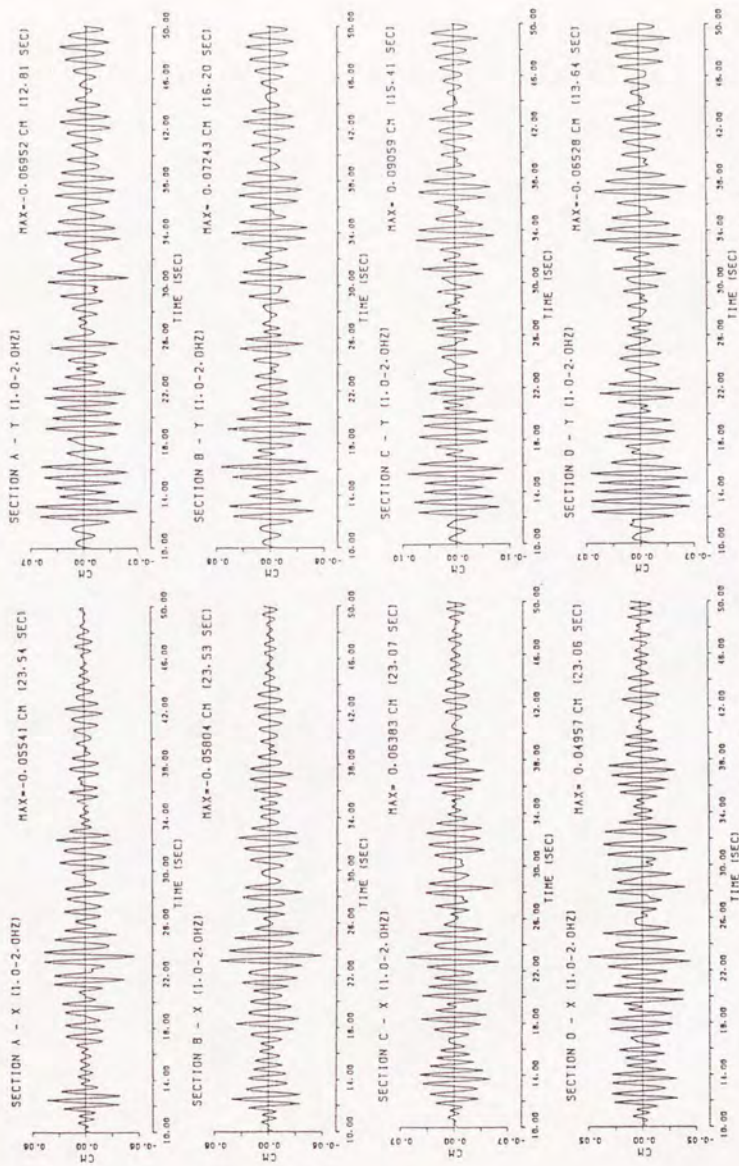
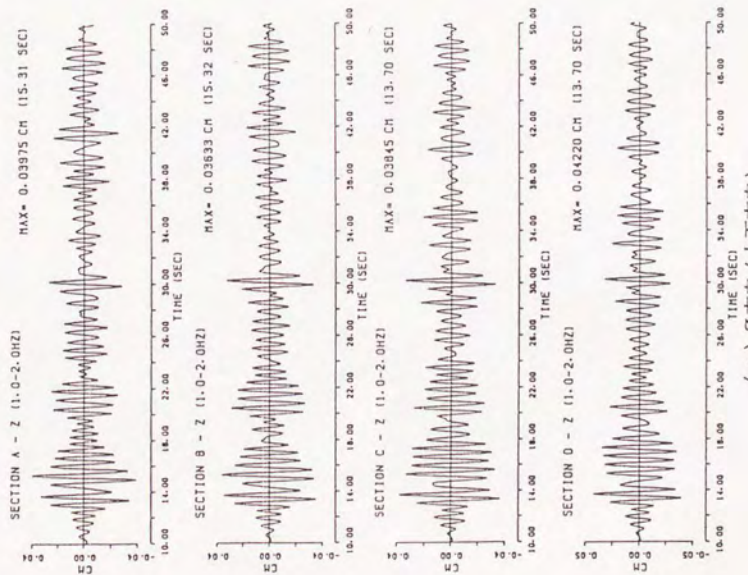


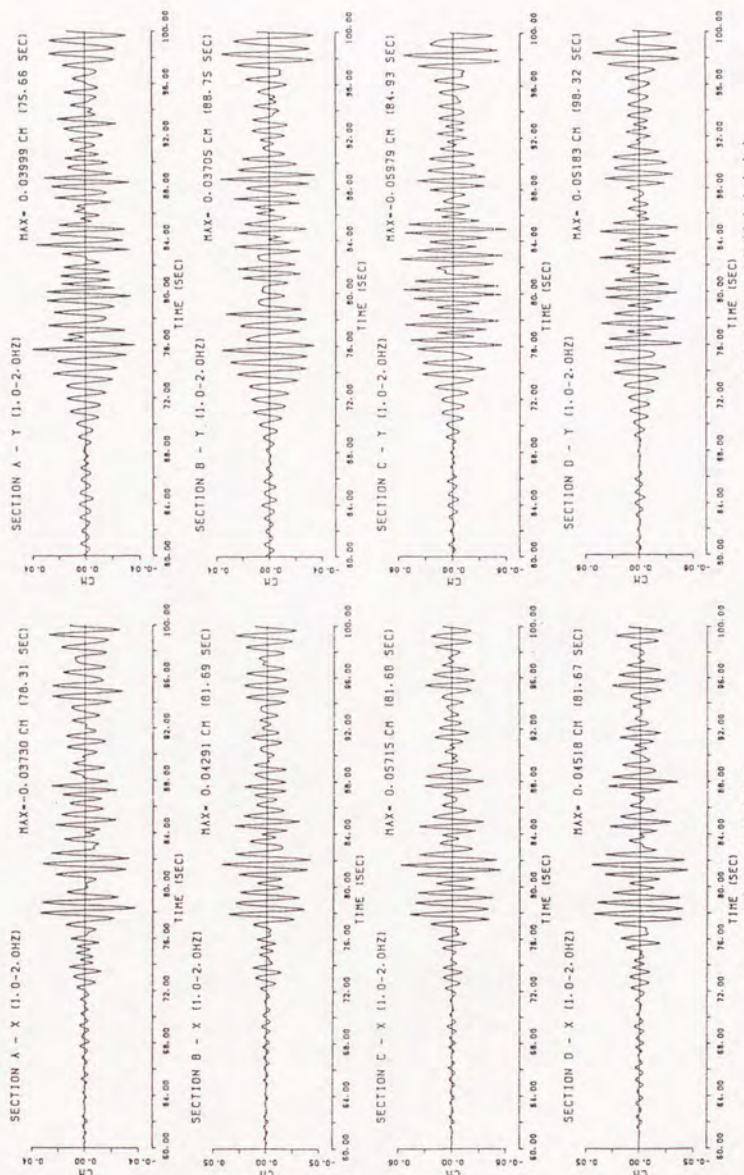
図3-5-1 トンネル各断面の変位波形 (YKIM-1)



(c) Z方向(上下方向)

地震番号	震源位置	発震年月日
YKIH-1	神奈川県・山梨県境	1983年8月8日
YKIH-2	鳥島近海	1984年3月6日
YKIH-3	長野県西部	1984年9月14日
YKIH-4	千葉・茨城県境	1985年10月4日
YKIH-5	千葉県東方沖	1987年12月17日

X: 谷軸方向
 Y: 谷軸直交方向
 Z: 上下方向



(a) X方向 (谷軸方向)

(b) Y方向 (谷軸直交方向)

図3-5-2 トンネル各断面の変位波形 (YMH-2)

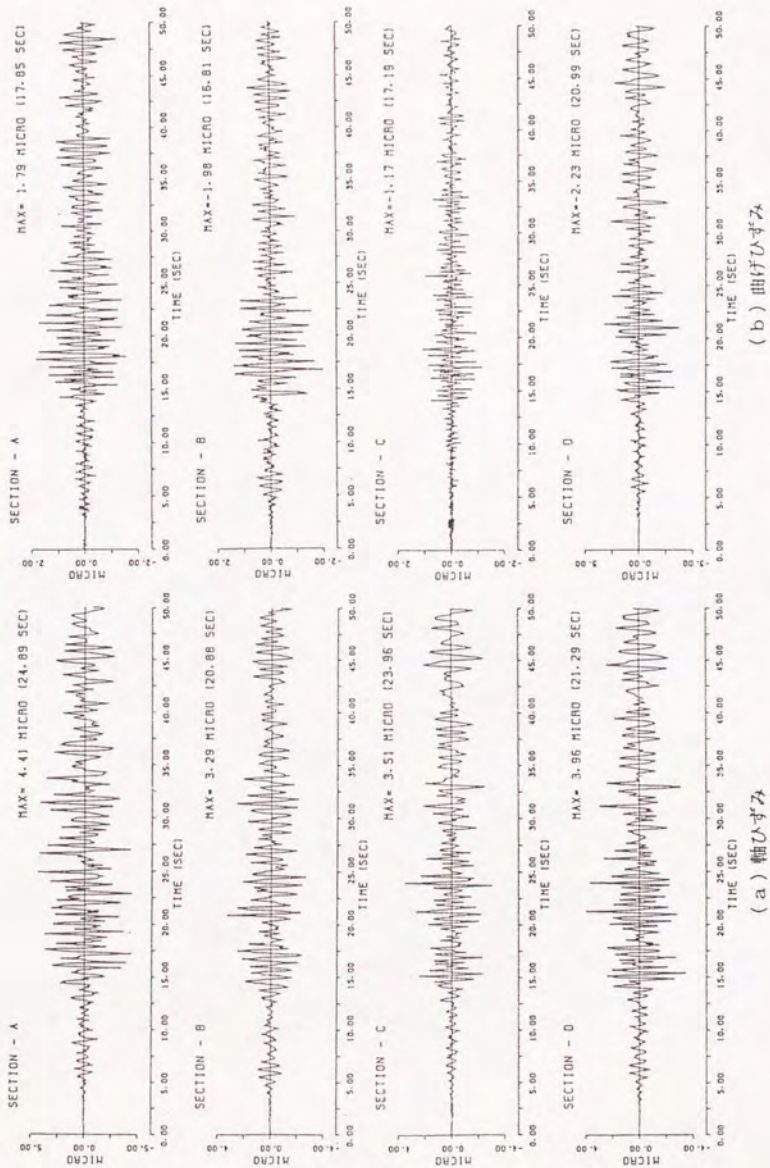
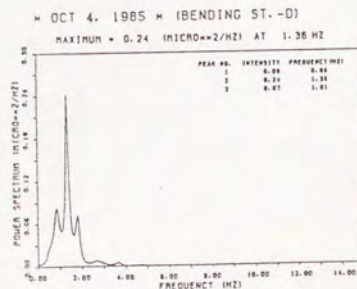
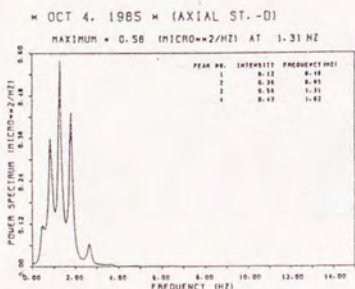
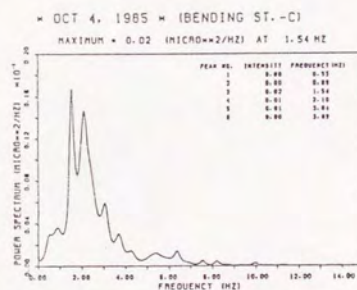
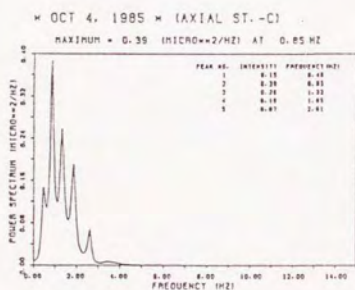
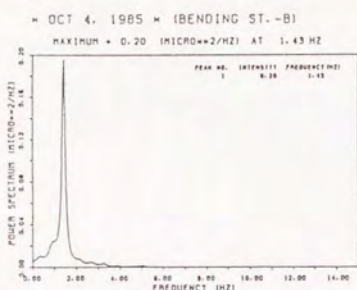
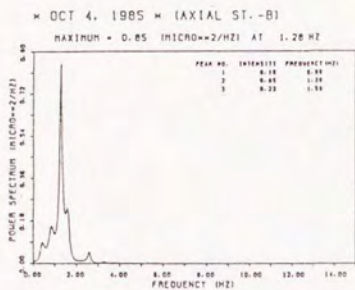
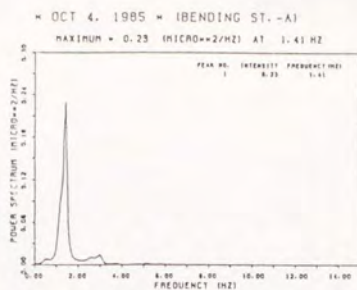
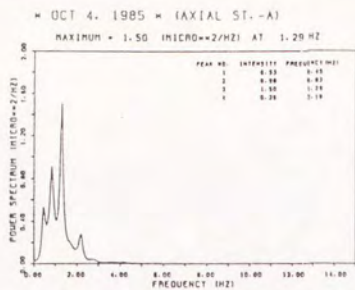


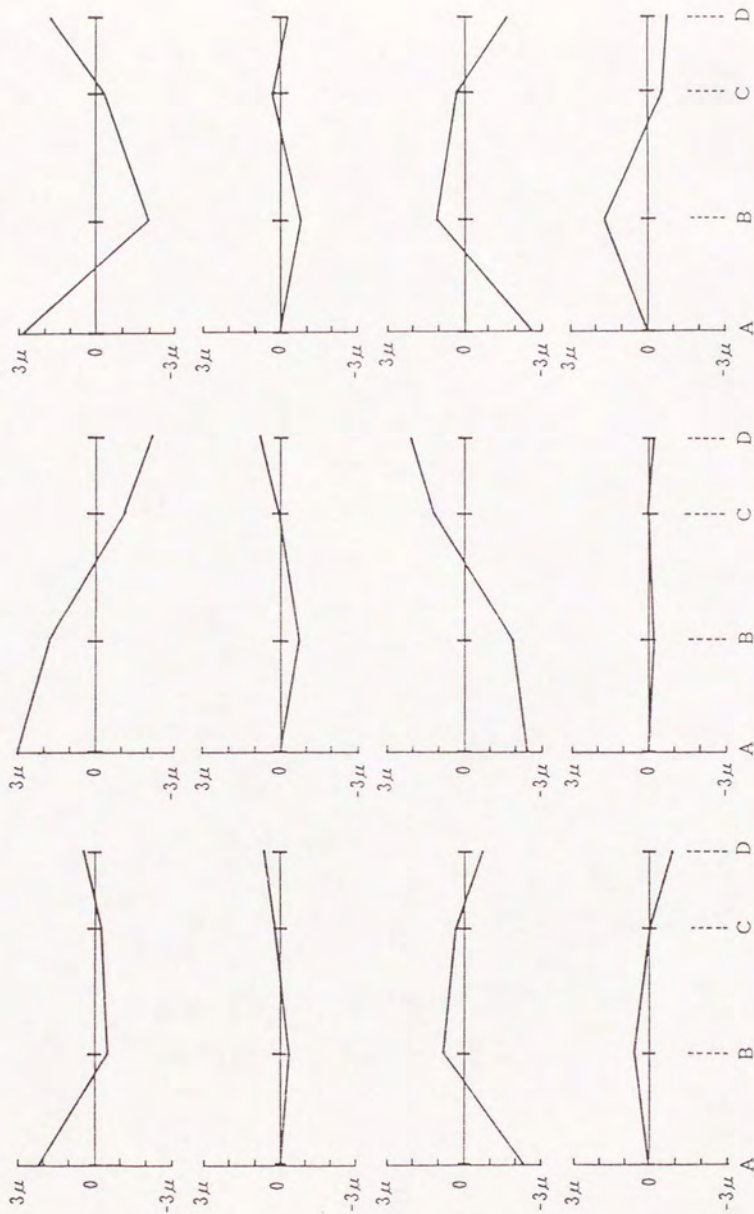
図3-5-3 トンネルの軸方向ひずみ波形 (YMIH-4)



(a) 軸ひずみ

(b) 曲げひずみ

図3-5-4 トンネル軸方向ひずみのパワースペクトル (YKIM-4)



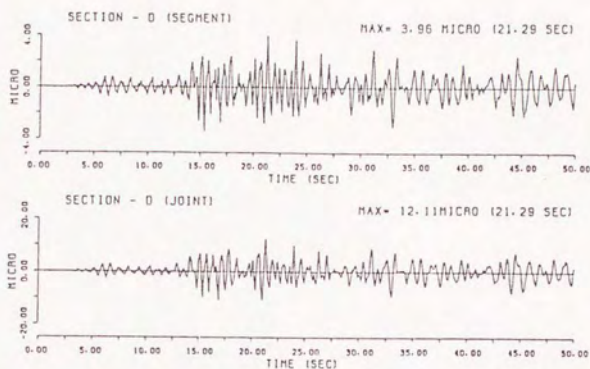
(c) YKHM-5

(b) YKHM-4

(a) YKHM-2

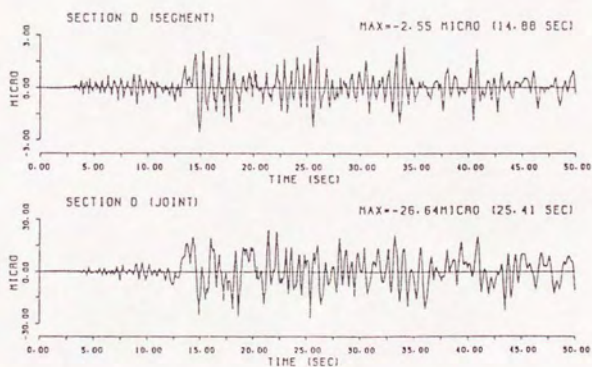
図3-5-5 トンネル軸ひずみ分布

TUNNEL AXIAL STRAINS (OCT. 4, 1985)



(a) YKHM-4 (上:セグメント部、下:継手部)

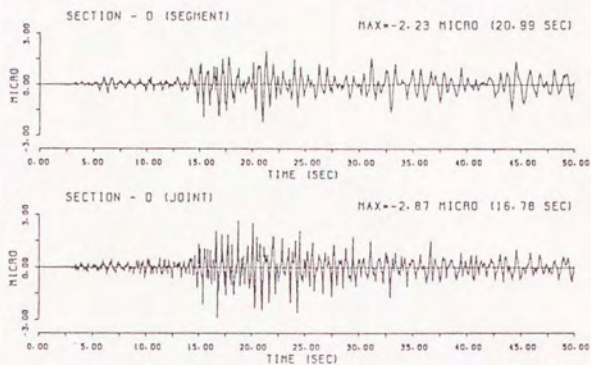
TUNNEL AXIAL STRAINS (DEC. 17, 1987)



(b) YKHM-5 (上:セグメント部、下:継手部)

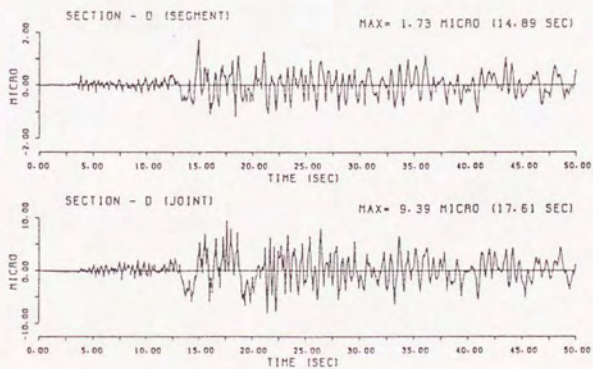
図3-5-6 トンネルD断面のセグメント部と継手部の軸ひずみ波形の比較

TUNNEL BENDING STRAINS (OCT. 4, 1985)



(a) YKHM-4 (上:セグメント部、下:継手部)

TUNNEL BENDING STRAINS (DEC. 17, 1987)



(b) YKHM-5 (上:セグメント部、下:継手部)

図3-5-7 トンネルD断面のセグメント部と継手部の曲げひずみ波形の比較

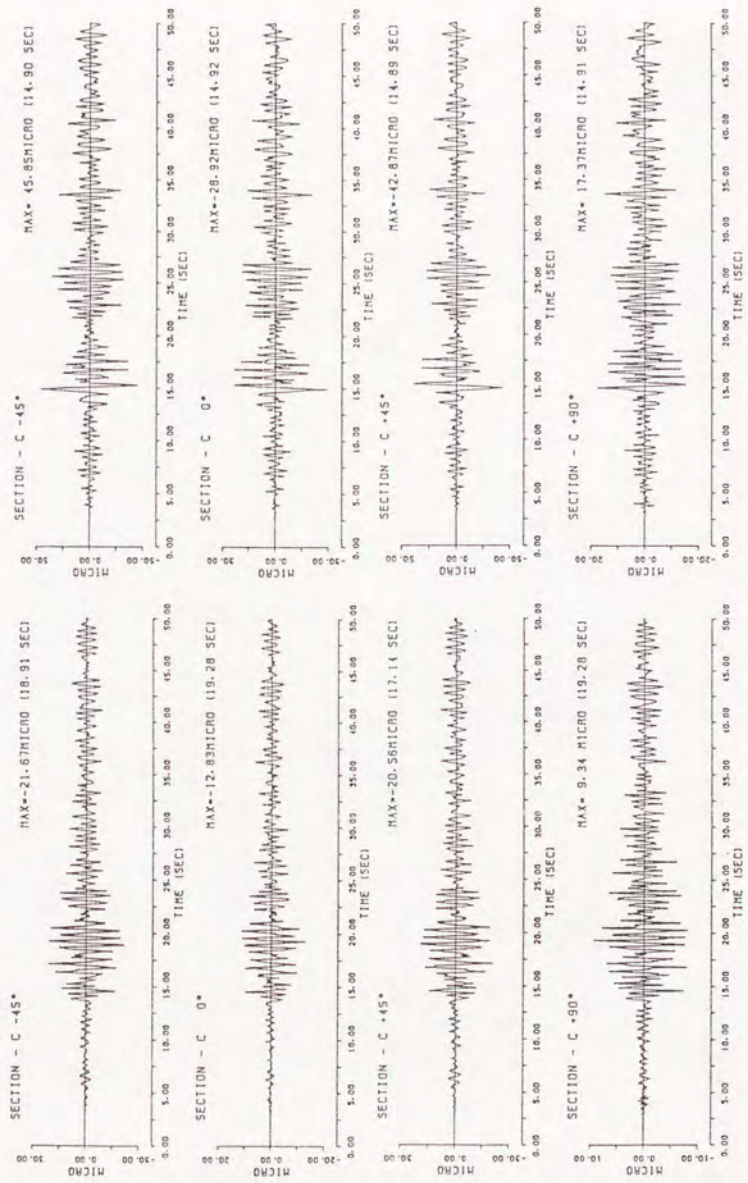


図3-5-8 C断面の円周方向ひずみ波形 (YKIH-4)

図3-5-9 C断面の円周方向ひずみ波形 (YKIH-5)

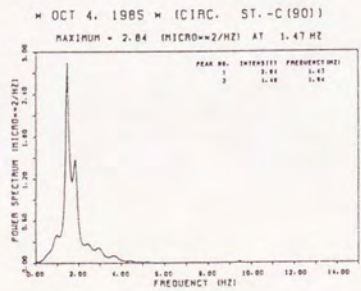
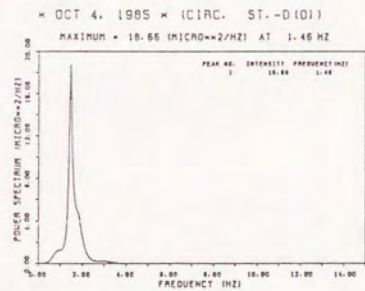
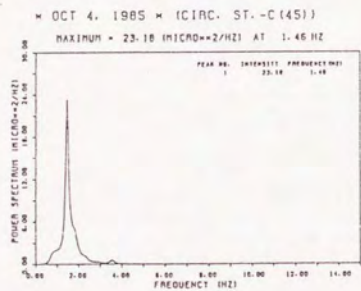
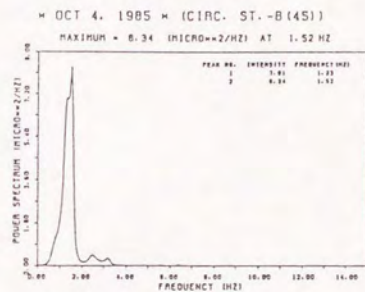
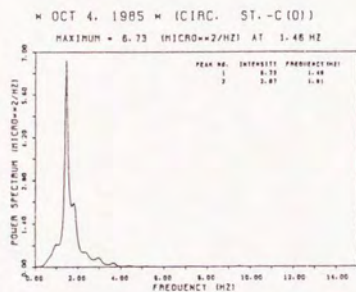
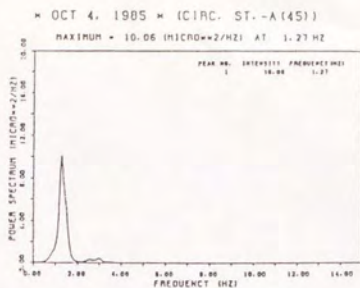
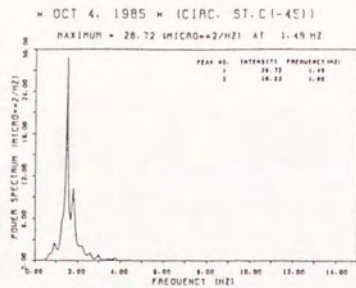
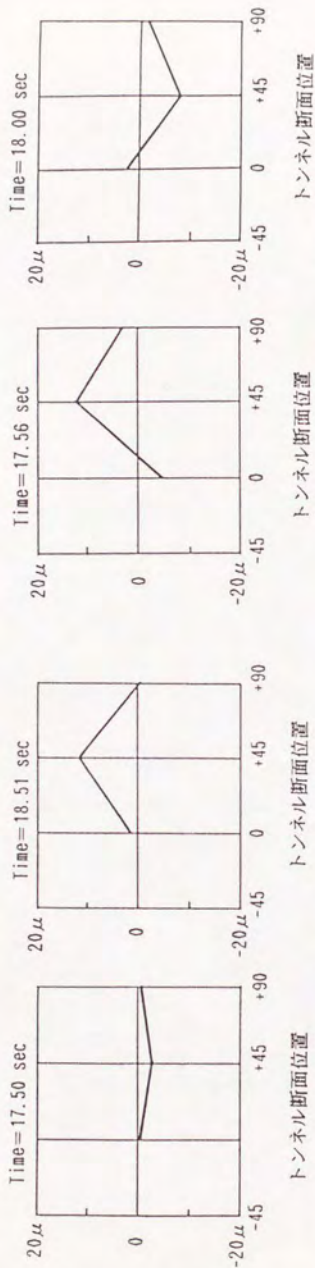


図3-5-10 円周方向ひずみのパワースペクトル
 (YKHM-4)



(b) B断面

地震番号	震源位置	発震年月日
YKIH-1	神奈川・山梨県境	1983年8月8日
YKIH-2	鳥島近海	1984年3月6日
YKIH-3	長野県西部	1984年9月14日
YKIH-4	千葉・茨城県境	1985年10月4日
YKIH-5	千葉県東方沖	1987年12月17日

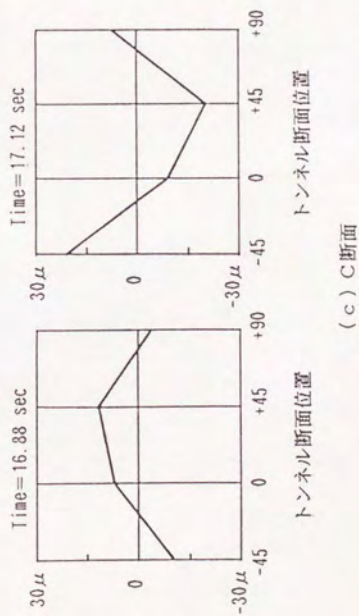


図3-5-11 トンネルの円周方向ひずみ分布 (YKIH-4)

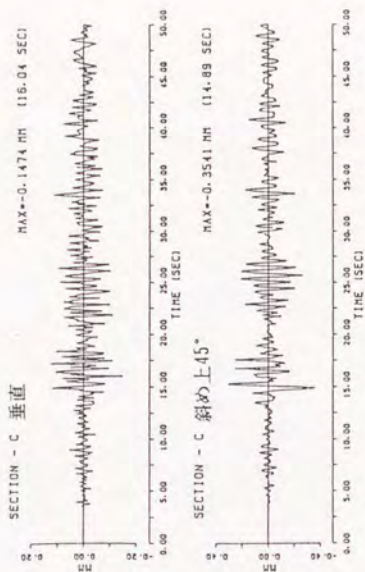


図3-5-13 トンネルの内空変位 (YKHM-5)
(上: 斜め上45°成分, 下: 垂直成分)

地震番号	震源位置	発震年月日
YKHM-1	神奈川・山梨県境	1983年8月8日
YKHM-2	鳥島近海	1984年3月6日
YKHM-3	長野県西部	1984年9月14日
YKHM-4	千葉・茨城県境	1985年10月4日
YKHM-5	千葉県東方沖	1987年12月17日

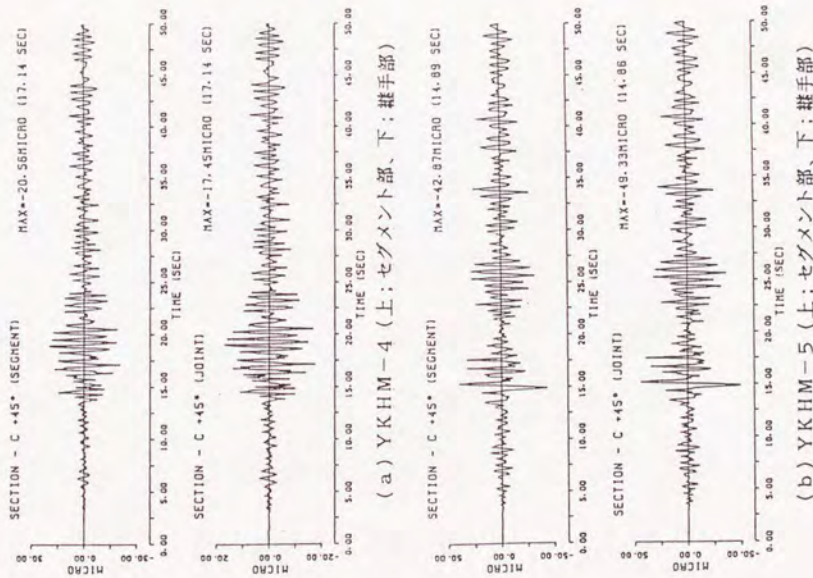
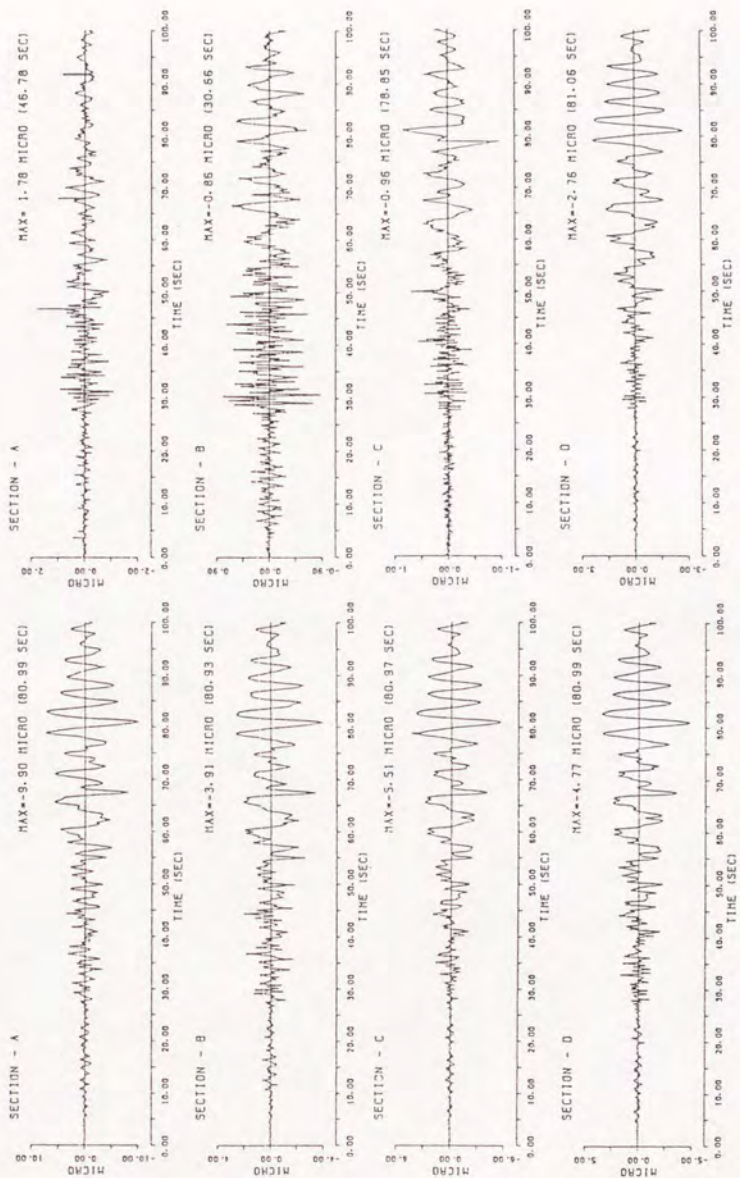


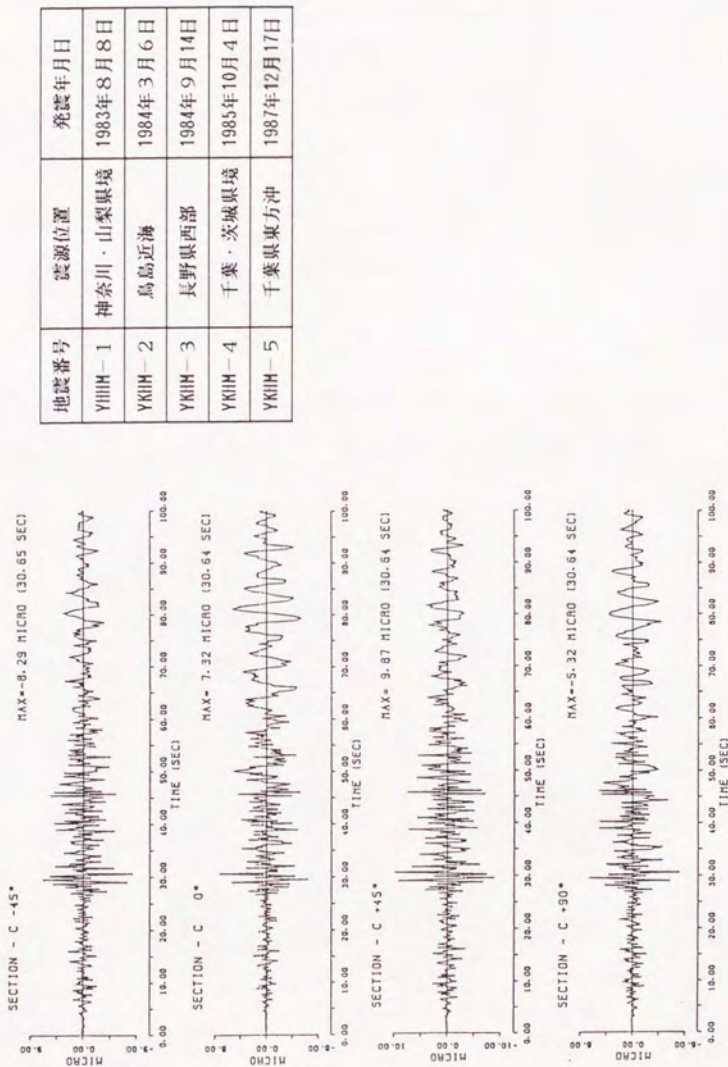
図3-5-12 トンネルC断面のセグメント部と
継手部の円周方向ひずみ波形の比較



(a) 軸ひずみ波形

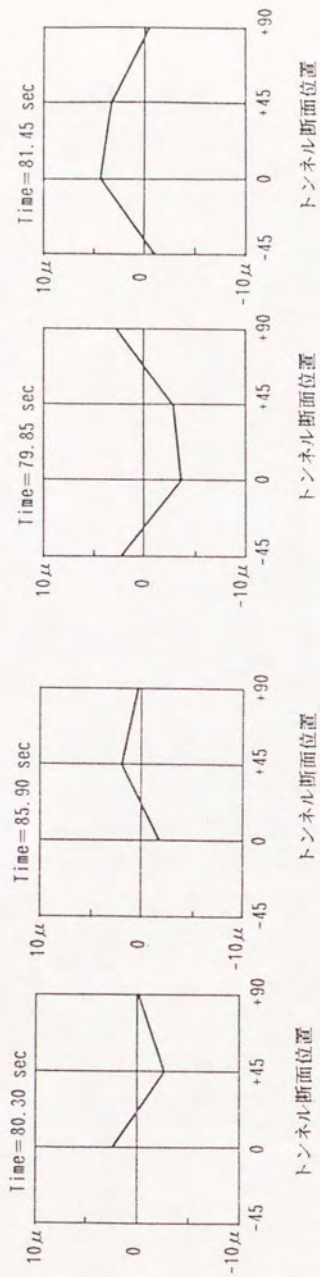
(b) 曲げひずみ波形

図 3-6-1 表面波によるトナーの軸方向ひずみ波形 (YMH-3)



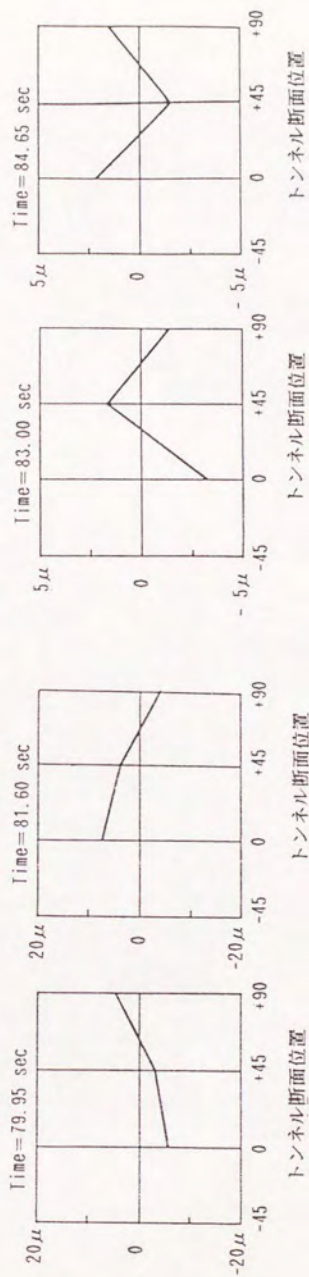
地震番号	震源位置	発震年月日
YKIH-1	神奈川県・山梨県境	1983年8月8日
YKIH-2	鳥島近海	1984年3月6日
YKIH-3	長野県西部	1984年9月14日
YKIH-4	千葉・茨城県境	1985年10月4日
YKIH-5	千葉県東方沖	1987年12月17日

図3-6-2 表面波によるトンネルの円周方向ひずみ波形 (YKIH-3)



(a) B断面

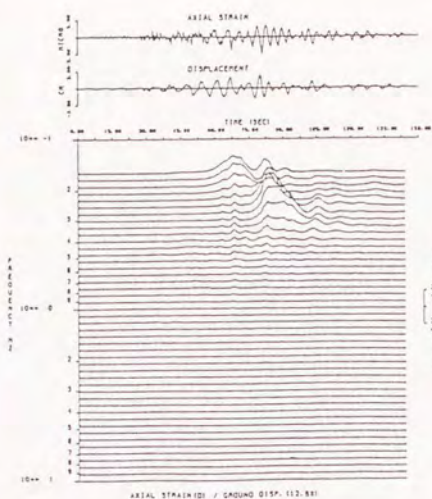
(b) C断面



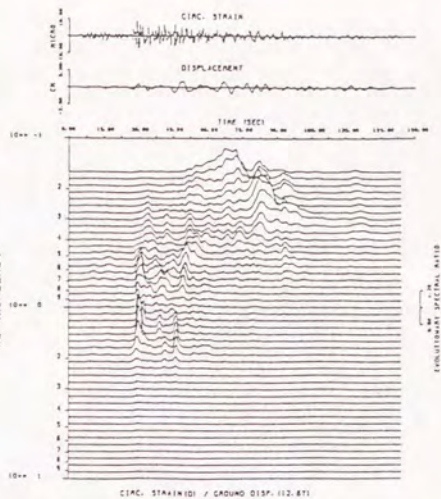
(c) D断面

(d) E断面

図3-6-3 表面波によるトンネルの円周方向ひずみ分布 (YKIII-3)

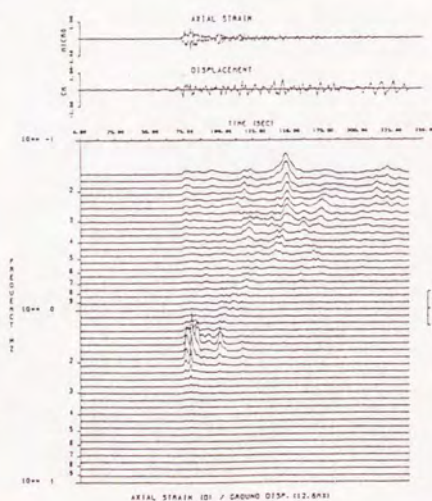


(a) 軸ひずみとX方向地震変位

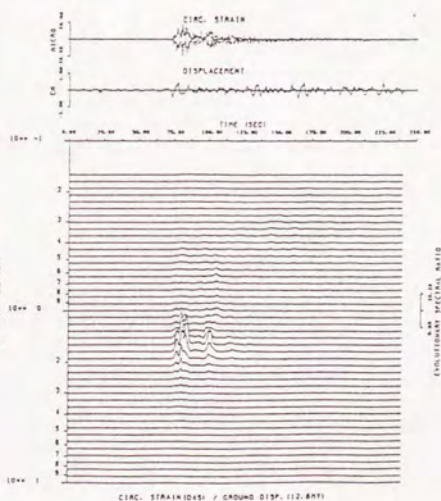


(b) 円周方向45° ひずみとY方向地震変位

図3-7-1 トンネルひずみと地震変位の非定常スペクトル比 (YKHM-3)

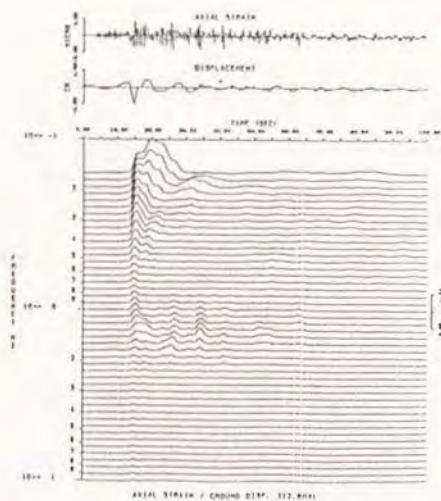


(a) 軸ひずみとX方向地震変位

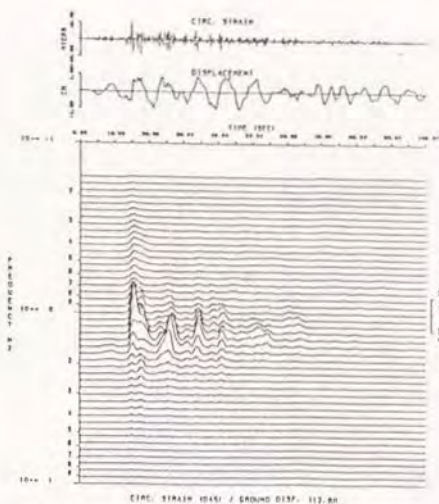


(b) 円周方向45° ひずみとY方向地震変位

図3-7-2 トンネルひずみと地震変位の非定常スペクトル比 (YKHM-2)



(a) 軸ひずみとX方向地震変位



(b) 円周方向45°ひずみとY方向地震変位

図3-7-3 トンネルひずみと地震変位の非定常スペクトル比 (YKHM-5)

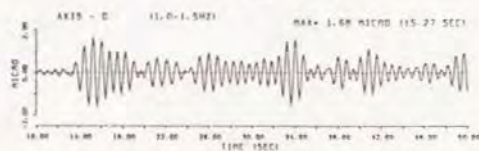
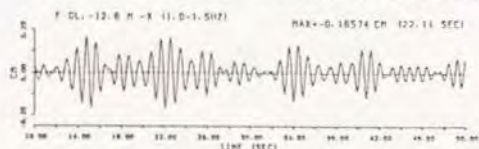


図3-7-4 F点X方向地震変位波形とトンネルD断面軸ひずみ波形の比較 (YKHM-5)

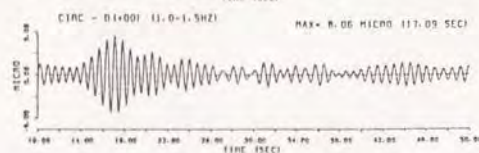
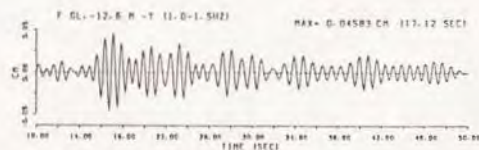


図3-7-5 F点Y方向地震変位波形とトンネルD断面円周方向ひずみ波形の比較 (YKHM-4)

第4章 地震応答解析に用いるトンネルの等価剛性

4.1 序節

シールドトンネルは、数個のセグメントピースを円形に組立てて製作した長さ1 m程度のリングを、ボルト等のリング間継手で連結したものである。地震応答解析では、このような連結構造を等価な柱・梁に置換え、地盤とトンネルを結ぶバネを介して地盤の変位をトンネルに伝達させる、いわゆる応答変位法が用いられている。現行の耐震設計指針では^{27), 28)}、設計あるいは地震応答解析に用いるトンネル等価軸剛性を、セグメントと継手(ボルト)の直列バネ構造と見なして算定している。

しかし周辺地盤の変位によってトンネルの変形が生ずるのであり、トンネルが自己励起振動をしているのではないから、トンネルの周辺が拘束されていない条件下の現行の等価剛性算定法では、恐らく実際よりも小さな剛性を算定していることになろう。すなわち、ある区間(20~30m)でトンネル軸方向に一樣に地盤ひずみを与えるように、地盤が振動する状況があったとする。この時トンネルは、上記のような構造であるにもかかわらず、周辺地盤から加わる外力が、一樣なひずみを発生させるようにトンネルを変形させようとする外力であるため、ボルトがそのバネ定数から期待できるほど自由に変形できない状況が起りうるわけである。

直列バネ構造を仮定し、トンネルの剛性を低下させることは、結果としてトンネルに発生する断面力を低減させることに繋がるが、現実にはボルトによる変位吸収が予想するほど行われないとすれば、これはセグメントにとって危険側の評価(ボルトにとっては安全側の評価)を与えていることになる。本章では、地震観測データを整理してこの様な現象を示すとともに、実測値からトンネルの等価剛性を算定してみる。さらにこの結果を基に、簡単な数学モデルによる数値解析によって、地震応答解析に用いるトンネルの等価剛性を評価する方法について提案する。

4. 2 実測値から求めたシールドトンネルの等価剛性

4. 2. 1 トンネル軸剛性

地震観測地点のトンネルD断面では、1リング半(約135cm)離れてRCセグメントリングの中央部(セグメント部)およびリング間継手をまたいだ位置(継手部)で、トンネル左右内壁に設置したひずみ計(長さ50cm)により、地震時のトンネル軸方向ひずみを観測している(図4-2-1)。2点間の距離が僅かでも同一の場所と見なしても良いので、観測で得られたトンネルひずみより実地震時のセグメント本体および継手の変位量を求めることができる。またこれらから、トンネルを一樣な構造をもつ柱あるいは梁に置換えた場合の実測の等価ひずみを算出することもでき、さらには等価ひずみから等価剛性を計算することも可能である。以下にこれらの計算方法について述べる。

実測で得られたセグメント部およびリング継手部のトンネル軸ひずみをそれぞれ ϵ_{seg} 、 ϵ_{jt} とする。それぞれ50cm区間のひずみであり、1リング長は90cmであるから、セグメント本体、継手(ボルト)の変位 D_{seg} (cm)、 D_{jt} (cm)は次式によって与えることができる。

$$D_{seg} = 90.0 \times \epsilon_{seg} = 90 \epsilon_{seg} \quad \dots (4-2-1)$$

$$D_{jt} = 50.0 \times \epsilon_{jt} - 50.0 \times \epsilon_{seg} = 50 (\epsilon_{jt} - \epsilon_{seg}) \quad \dots (4-2-1)$$

したがってトンネルを一樣な柱と考えた場合の等価軸ひずみ ϵ_{eq} は、

$$\begin{aligned} \epsilon_{eq} &= \frac{D_{seg} + D_{jt}}{90.0} = \frac{90 \epsilon_{seg} + 50 (\epsilon_{jt} - \epsilon_{seg})}{90} \\ &= \frac{5 \epsilon_{jt} + 4 \epsilon_{seg}}{9} = \frac{5 \alpha_a + 4}{9} \cdot \epsilon_{seg} \quad \dots (4-2-3) \end{aligned}$$

となる。ここで $\alpha_a = \epsilon_{jt} / \epsilon_{seg}$ である。(4-2-3)式より、シールドトンネルの等価軸剛性を $(EA)_{eq}$ とし、セグメントの軸剛性を $(EA)_{seg}$ とすれば、 $(EA)_{eq}$ は次式で算出できる。

$$(EA)_{eq} = \frac{9}{5 \alpha_a + 4} \cdot (EA)_{seg} = R_a (EA)_{seg} \quad \dots (4-2-4)$$

ここで R_a は軸剛性低減係数であり、実測ひずみより α_a を求めれば決定することができる。(4-2-4)式は比較的物性の明瞭なセグメント本体の剛性 $(EA)_{seg}$ を基準にしており、継手の存在による変位吸収の度合いが R_a によって評価できるという理由から、 R_a を軸剛性低減係数と名づけた。

一方現行の耐震設計指針による等価剛性算定式は、以下の通りである。

$$(EA)_{eq} = K_{eq} \cdot l_{seg} \quad \dots (4-2-5a)$$

$$(EI)_{eq} = E_{seg} \cdot I_{eq} \quad \dots (4-2-5b)$$

$$A_{eq} = \frac{(EA)_{eq}}{E_{seg}}, \quad K_{eq} = \frac{K_B \cdot K_{seg}}{K_B + K_{seg}}$$

$$K_B = \frac{E_B \cdot A_B}{l_B}, \quad K_{seg} = \frac{E_{seg} \cdot A_{seg}}{l_{seg}}$$

$$I_{eq} = \frac{\pi}{64} (D_1^4 - D_2^4), \quad D_2 = D_1 - 2t_{eq}$$

$$t_{eq} = \pi D_1 - \sqrt{(\pi D_1)^2 - 4\pi^2 A_{eq}}$$

ここで、

$(EA)_{eq}$ 、 $(EI)_{eq}$: Seg~B系の換算伸び剛性 (t) および曲げ剛性 (t m²),

A_{eq} 、 K_{eq} 、 I_{eq} 、 t_{eq} 、 D_2 : Seg~B系の換算部材の断面積 (m²), バネ定数 (t/m), 断面二次モーメント (m⁴), 肉厚 (m) および内径 (m),

K_B 、 K_{seg} : ボルトおよびセグメントのバネ定数 (t/m)

E_B 、 E_{seg} : ボルトおよびセグメントの弾性係数 ($E_B = 2.1 \times 10^7$ t/m², $E_{seg} = 3.5 \times 10^6$ t/m²)

l_B 、 l_{seg} : ボルト長およびセグメント長 (m)

D_1 : セグメント外径 (m)

この中で軸剛性につき、(4-2-4)式の R_a に対応するのは、指針の等価軸剛性を $(EA)_{eq,s}$ とすれば、

$$R_a = \frac{(EA)_{eq,s}}{(EA)_{seg}} \quad \dots (4-2-6)$$

で与えることができる。

図4-2-2から4-2-6に、観測された中規模の地震(震度Ⅲ~Ⅳ)の際得られた、セグメント部とリング継手部の軸ひずみ波形を示す。まず図4-2-2(a)と4-2-2(b)はYKH M-1の地震における軸ひずみ波形の主要動部であり、(a)が実体波成分が卓越した時間領域、(b)が表面波成分が卓越した時間領域で、それぞれ1.0~2.0Hz, 0.1~1.0Hzのフィルターで処理した波形である。(a)では20秒付近で若干セグメント部と継手部のひずみの時刻歴応答波形に相違が見られるが、この時間帯でも位相は一致しており、両者は相似な波形と

言える。また (b) では、両者の相似性が非常に高い。 α_a (ここでは継手部最大軸ひずみとセグメント部最大軸ひずみの比) を求めてみると、(a)、(b) ではそれぞれ 5.52、5.56 であり、実体波成分でも表面波成分でも α_a の値はほとんど変わらない。

図4-2-3はYKHM-2の地震の際の軸ひずみ波形の主要動部であり、実体波成分(1.0Hz~2.0Hz)のフィルターを通してある。セグメント部とジョイント部のひずみ波形は相似性が低く、位相もズレている。この理由については不明であるが、観測計器類の異常も考えられるので(4-2-4)式より R_a を決定し、剛性を評価するデータとしては値しない。ちなみに $\alpha_a = 8.12$ でYKHM-1の地震の場合に比べて大きな値となった。

図4-2-4は、YKHM-3(長野県西部地震)の地震における同様な軸ひずみ波形を示している。実体波成分(a)でも、表面波成分(b)でも、セグメント部と継手部のひずみの時刻歴応答特性はほぼ一致し、相似な波形が得られている。 α_a は実体波成分および表面波成分で、それぞれ4.64、4.48でほぼ等しい。

図4-2-5はYKHM-4の地震の際、同様に得られたトンネル軸ひずみ波形の実体波成分である。YKHM-3と同じく、セグメント部と継手部の波形の相似性が高い。 $\alpha_a = 3.24$ で4つの地震の中ではもっとも小さい。(以上、トンネルD断面の挙動のみ)

図4-2-6(a)~(c)は、YKHM-5の地震の際、それぞれトンネル観測断面B、C、Dで得られたセグメント部と継手部の軸ひずみ波形の実体波成分である。これまでに得られた継手軸ひずみの中では、もっとも大きな値を示している。セグメント部と継手部の波形の相似性は全体的に悪い。時刻歴応答特性が部分的に異なっていたり、波形の主要動における位相のズレが大きい部分が存在している。本地震はYKHM-2とともにタイプ2の地震動に属しており、タイプ2の地震動ではこのように、トンネルの振動が複雑となり、両者の相似性が悪いと言えよう。それぞれの α_a の値は、B、D断面で約10倍、C断面で約8倍である。

これらの軸ひずみに関する各地震のセグメント部と継手部のひずみ波形を比較してみると、第3章で得た表層地盤の2つの振動モードによる相違が、継手の地震時挙動に顕著に現れていることに気付く。すなわちタイプ1に属するYKHM-1と4にYKHM-3を加えた地震のグループでは、セグメント部と継手部の波形の相似性が高く、両者のひずみの比が比較的小さい。これに対しタイプ2に属するYKHM-2と5では、セグメント部と継手部の波形の相似性が悪く、継手部で大きなひずみが発生している。後者では表層地盤で2次の振動モードが卓越したため、表層地盤についてはトンネルが複雑な挙動を示したためと思われるが、後述するようこの振動モードの寄与率は前者に比べて大きくないので、ここでは特殊なケースとして取

扱う。これらの結果を各地震毎にまとめたものが表4-2-1である。表中の r は4.3で述べる継手とセグメントリングの変位の比である。また2つのひずみ波形の相似性については、極めて高いを◎、良いを○、あまり良くないを△、悪いを×で分類した。相似性の良いデータについて整理すると、軸剛性低減係数は0.26~0.45の範囲にあり、実測の等価軸剛性がセグメントの軸剛性 $(EA)_{seg}$ の0.26~0.45倍であることを意味している。 R_a の数値のバラツキについては、ひずみ計の精度および感度の変化から説明できる程度であると思う。一方、耐震設計指針²⁷⁾により、(4-2-6)式を用いて R_a を計算すると $R_a = 0.23$ であり、実測よりも小さな剛性を算定していることになる。このことは、指針では実際よりもボルトの変位吸収を過大に評価していることを意味している。また図4-2-2~4-2-6の継手を含む50cm区間で測定された継手部の軸ひずみ波形から分るように、引張、圧縮によるひずみ振幅に差は認められない。このことから、(4-2-3)式による等価ひずみあるいは平均ひずみ e_{eq} にして20 μ 程度までは、ボルトの締付けの際のあそびやリング間の止水パッキン等の存在により、圧縮の際にも継手が変位を吸収し、引張、圧縮とも同じ等価軸剛性 $(EA)_{eq}$ が有効であると考えられる。さらに西野ら¹⁹⁾の現場実験から判断すれば、これを200~300 μ にまで拡大できそうである。

4. 2. 2 トンネルの曲げ剛性

トンネルの曲げ剛性についても、曲げひずみがトンネルの左右内壁面のトンネル軸方向伸縮量の差から求められるという性質上、(4-2-4)式と同じ形の次式が成立つ。

$$(EI)_{eq} = \frac{9}{5\alpha_b + 4} (EI)_{seg} = R_b (EI)_{seg} \quad (4-2-7)$$

ここで $(EI)_{eq}$ および $(EI)_{seg}$ はそれぞれ、シールドトンネルの等価曲げ剛性、セグメントの曲げ剛性であり、 α_b は実測の継手部とセグメント部の曲げひずみの比、 R_b は曲げ剛性の低減係数である。

軸ひずみの場合と同様に、各地震におけるセグメント部と継手部の曲げひずみ波形を図4-2-7~4-2-11に示した。またその結果を表4-2-2まとめた。セグメント部と継手部の波形の相似性については、軸ひずみの場合とほぼ同じと言えるが、表4-2-2の4.4で定義する角変位の比 s および R_b の数値は、軸ひずみの場合と比べて大きな相違が見られる。すなわち、相似性の悪いYKHM-2の地震と、もっともトンネルひずみの大きかったYKHM-5の地震を除けば、 s の値は0に近く、マイナスになるケースさえ存在する。これは継手ボルトがほとんど変形していないことを意味しているものであり、したがって R_b の値はほぼ1である。大地震の場合はYKHM-5のように継手が変位を吸収し、 $R_b = 1$ とはならないと考えられるが、これらの観測結果からは、曲げ変形には継手はほとんど寄与せず、トンネルの等価曲げ剛性には、セグメントの剛性をそのまま当てはめれば良いと結論づけられる。前述の指針に従い曲げ剛性の低減係数 R_b を導入すると、次式で表現される。

$$R_b = \frac{I_{eq, s}}{I_{seg}} \quad \dots (4-2-8)$$

ここで $I_{eq, s}$ は指針による換算部材の断面二次モーメント、 I_{seg} はセグメントの断面二次モーメントである。(4-2-8)式で R_b を求めてみると $R_b = 0.13$ となり、実測から求めた $R_b = 1.0$ との差はかなり大きく、YKHM-5の地震の場合に比べても、この値は約 $1/2$ であることがわかる。

4. 3 周辺地盤を考慮したシールドトンネルの等価軸剛性算定法

4. 3. 1 地盤～トンネル系のモデル化と数値解析

周辺地盤を無視し、トンネルをセグメントと継手の直列バネ構造と見なせば、トンネルにある外力（軸力）が加えられた時、両者のバネ定数の逆数に応じて、セグメントおよび継手の変形が発生することになる。RCセグメントの場合は、継手のバネ定数がセグメントのバネ定数の数分の1であるのが一般的である。したがって、継手部がセグメントの数倍近く変形し、変位を吸収することになる。ところが地震観測によると^{29),30)}、継手の変形量 D_{jt} とセグメント部の変形量 D_{seg} との比は、表4-2-1のように1.2～2.5倍程度（直列バネ系では3.43倍）であり、セグメント～継手の直列バネ系としては、力学的に釣合っていないという不合理な結果が生じてしまう。

このような現象が発生する理由を考えるために、トンネルの地震時挙動に関して経験的に得られている『トンネルは、周辺地盤の動きに追隨して変形する。』という前提まで立返ってみる。すなわち、トンネルの変形は、トンネルと地盤の相互作用であるから、トンネルの剛性評価には、周辺地盤を含めた地盤～トンネル系のモデル化が必要と考えた。

引張変形の際のトンネル外周のごく近傍の周辺地盤～トンネル系を図4-3-1のバネ系で置換えた。このモデルでは、トンネルより十分離れた位置の地盤の変形は無視し、トンネル外周のごく近傍の地盤に一律な地盤ひずみが発生するように、地盤に $u_{g1} \sim u_{g13}$ の変位を与えたとき、セグメントバネ K_s 、継手バネ K_{jt} で構成されたトンネルの引張変形が、どのように生じるかを簡易的に計算することにより、トンネル外周における地盤のせん断抵抗がトンネルの変形に及ぼす影響を定性的に示すことができる。解析で用いる K_s および K_{jt} は、地震観測地点の標準RCセグメントの値であり、それぞれ $K_s = 3.34 \times 10^8 \text{ kgf/cm}$ 、 $K_{jt} = 4.86 \times 10^7 \text{ kgf/cm}$ である。また地盤とトンネルを結ぶバネ K_g (K_{g1} 、 K_{g2})は、地盤の単位体積重量 $\gamma_t = 2.0 \text{ gf/cm}^3$ で一定とし、トンネル外周の厚み1 cmの土のリングを仮定して、そのせん断抵抗バネとして(4-3-1)式で簡易的に与えた。

$$K_g = \pi D L \cdot G = \pi D L \cdot \frac{\gamma_t}{g} V_s^2 \quad \dots (4-3-1)$$

ここで、 π ；円周率、 G ；土のせん断弾性係数、 V_s ；地盤のせん断弾性波速度、

D ；トンネル外径、 γ_t ；土の単位体積重量、

L ；トンネルの長さ、 g ；重力加速度

当然ながら、地盤の剛性が高い程トンネルの変形は地盤の変形に近づき、低いほど両者の相対変位は大きくなるはずである。また地盤の剛性がある程度高ければ、トンネルは強制変位を受けて、継手の伸びが拘束されると考えられる。そこで、地盤のせん断弾性波速度 V_s をパラメータとして K_g を変化させ、その時のセグメント部 (90cm 区間) の変位量と継手部の変位量を図4-3-1のモデルの中央部で計算した。

4. 3. 2 等価軸剛性の評価

計算で得られた継手変位量 D_{jt} とセグメント変位量 D_{seg} の比を r とし、次のように表す。

$$r = \frac{D_{jt}}{D_{seg}} \quad \dots (4-3-2)$$

(4-3-1) 式を変形すると、 D_{jt} は次式で与えることができる。

$$D_{jt} = r D_{seg} \quad \dots (4-3-3)$$

セグメントと継手を一体と考えた1リング長 L_{seg} 分の等価ひずみ ϵ_{eq} は、

$$\epsilon_{eq} = \frac{D_{seg} + D_{jt}}{L_{seg}} \quad \dots (4-3-4)$$

と表すことができる。一方セグメントのひずみ ϵ_{seg} は、

$$\epsilon_{seg} = \frac{D_{seg}}{L_{seg}} \quad \dots (4-3-5)$$

であるから、(4-3-2) 式と (4-3-4) 式を (4-3-3) 式に代入すると、(4-3-6) 式のように ϵ_{eq} を表すことができる。

$$\epsilon_{eq} = \frac{D_{seg} + r D_{seg}}{L_{seg}} = (1+r) \frac{D_{seg}}{L_{seg}} = (1+r) \epsilon_{seg} \quad \dots (4-3-6)$$

上式よりトンネルの等価引張剛性 $(EA)_{eq}^t$ を、セグメントの軸剛性 $(EA)_{seg}$ を用いて (4-3-7) 式により与えることができる。

$$(EA)_{eq}^t = \frac{1}{1+r} (EA)_{seg} = R_a \cdot (EA)_{seg} \quad \dots (4-3-7)$$

ただし、 R_a : 軸剛性低減係数 $1/(1+r)$

図4-3-2は図4-3-1の計算結果から、 r と地盤の V_s の関係をプロットしたものである。図中の $V_s = 0$ に対する r の値は、継手のバネ定数 K_{jt} をセグメントのバネ定数 K_{seg} (

90 cm 区間) で除したもの ($r=3.43$) であり、 V_s が遅い場合 r がこの値に近づいていることがわかる。 V_s が速くなり地盤が硬くなるに従い、 $V_s = 400\text{m/sec}$ まで r の値は急激に低下しそれからは勾配が次第に緩やかになっている。地震観測地点の地盤では、トンネルレベルで V_s が 260m/sec よりやや速い程度であるから、観測結果が図4-3-2の計算結果によって説明できることがわかる。

次に(4-3-7)式の係数 R_a と地盤の V_s の関係を、図4-3-3にプロットした。ここでも図4-3-2と同様に $V_s = 0$ に対する R_a は、 $r=3.43$ を用いて算出している。地震観測結果によれば $R_a = 0.28 \sim 0.45$ であり、これは図4-3-3の $V_s = 230 \sim 480\text{m/sec}$ に対応しているので、妥当な結果と言えよう。この解析では地盤のせん断抵抗バネの評価方法に関してまだ検討の余地が残されており、また継手バネについても、解析では地震観測における微小ひずみの変形を想定して単純にボルトの軸剛性より決定しているが、これらのバネを適切に評価できれば、外径およびタイプ異なるシールドトンネルについても、地震応答解析に用いるための実用的なトンネルの等価軸剛性を求めることができると考えている。

4. 4 周辺地盤を考慮したシールドトンネルの等価曲げ剛性算定法

4. 4. 1 地盤～トンネル系のモデル化と数値解析

シールドトンネルの等価曲げ剛性についても、式(4-3-7)式と同様な形で定義できるはずである。曲げ変形に対しては、図4-3-1のようなバネ系のみモデル化では不十分であるから、図4-4-1に示すように、曲げとせん断変形を表す曲げ剛性 EI の梁部材に置換え、継手ボルトをせん断バネ K_y と回転バネ K_θ に置換えて、シールドトンネルをモデル化した。次に等価軸剛性を求める際には地盤が一様な軸ひずみとなるように変位を与えたが、曲げ変形の際は地盤が一様なたわみ角となるような回転変位を地盤に与え、相互作用バネを通じてトンネルに伝達させる必要がある。その時の地盤とトンネルを結ぶ相互作用バネ $K_{g\theta}$ は、トンネルの左右両側に単位厚み、高さ D (トンネル外径)の土の板を仮定し、この板のトンネル軸方向の曲げに対する抵抗として与えてみた。ここで土のヤング率はポアソン比 $\nu = 0.5$ として $E = 3G$ (せん断弾性係数)で近似すると、バネ定数は以下の式で表すことができる。

$$K_{g\theta} = 2 \cdot 3G \cdot \frac{L \cdot D^3}{12} = \frac{1}{2} \frac{\tau_t \cdot D^3 \cdot L \cdot V_s^2}{g} \quad (4-4-1)$$

ここで L は梁の長さを表し、 $K_{g\theta 1}$ の場合セグメントリング長の $1/2$ 、 $K_{g\theta 2}$ の場合セグメントリング長の $1/4$ である。

解析では右端においてたわみ、たわみ角を0として固定しておき、曲率がどの節点でも一定となるように、角変位を各地盤節点に与えた。すなわち、 c を定数、 x を固定端からの距離とすると、ここに与える角変位 θ は次式で示される。

$$\theta = cx \quad \dots (4-4-2)$$

4. 4. 2 等価曲げ剛性の評価

このような解析によって得られた各トンネル節点の角変位より、モデル中央部のセグメントリングの角変位 T_{seg} と継手の角変位 T_{jt} を求め、その比 s を次のように定義する。

$$s = \frac{T_{jt}}{T_{seg}} \quad \dots (4-4-3)$$

外径 D のシールドトンネルを曲げ剛性が一様な梁と仮定した時の、セグメント外縁の等価な曲げひずみ e_{eq} は、セグメントリングの角変位 T_{seg} と(4-4-3)式の s を用いて、次式で表現することができる。

$$\begin{aligned}\varepsilon_{eq} &= \frac{D/2 \cdot (T_{seg} + T_{jt})}{L_{seg}} = \frac{D}{2L_{seg}} (T_{seg} + s T_{seg}) \\ &= (1+s) \frac{D}{2L_{seg}} T_{seg} = (1+s) \varepsilon_{seg} \quad \dots (4-4-4)\end{aligned}$$

このように等価軸ひずみの式と同じ形となるので、求めるべき等価曲げ剛性 $(EI)_{eq}$ は、継手とセグメントリングの角変位の比 s とセグメントリングの曲げ剛性 $(EI)_{seg}$ により、次式で表すことができる。

$$(EI)_{eq} = \frac{1}{1+s} \cdot (EI)_{seg} = R_b \cdot (EI)_{seg} \quad \dots (4-4-5)$$

ここで、 R_b ; 曲げ剛性低減係数 $1/(1+s)$

次に図4-4-1に用いる継手のバネ定数 K_Y および K_θ の求め方について述べる。継手のせん断バネ K_Y は、伸縮バネと同様に次式で決定する。

$$K_Y = \frac{(GA)_b}{L_b} \quad \dots (4-4-6)$$

一方継手の回転バネ K_θ は、指針に従えば次式で与えることができる。

$$K_\theta = \frac{K_{eq} \cdot K_{seg}}{K_{eq} + K_{seg}} \quad \dots (4-4-7)$$

ここで、 $(GA)_b$; ボルトのせん断剛性、

K_{eq} ; 指針に従って求めたトンネルの等価回転バネ定数 $(EI)_{eq} / L_b$ 、

K_{seg} ; セグメントの回転バネ定数 $(EI)_{seg} / L_{seg}$

L_b ; ボルト有効長、 L_{seg} ; セグメントリング長

4. 2で示したように、指針では等価曲げ剛性を継手が入ることによる断面二次モーメントの低減という形で表現しており、上式はこの等価曲げ剛性からトンネルの等価回転バネ定数を定義し、回転に関するセグメントリングと継手の直列バネ系より継手の回転バネ定数を逆算して求めたものである。継手の回転バネ定数の決定法には、継手が曲げ変形をする際、引張側ではボルトが、圧縮側ではセグメントが力を分担し、継手の断面において中立軸が圧縮側へ移動するという考えに基づくものもある。以下にこの考えに基づく継手の回転バネ定数の決定法について述べる。まず単位円周当りのセグメントおよび継手(ボルト)のそれぞれ圧縮バネ定数、引張バネ定数を、次式によって定義する。この際両者のバネは、トンネル外半径と内半径の平均を r とすると、半径 r の同一円周上に分布すると仮定する。

$$k_{rc} = \frac{K_{rc}}{2\pi r} = \frac{(EA)_{seg} / L_{seg}}{2\pi r} \quad \dots (4-4-8)$$

$$k_{rt} = \frac{nk_t}{2\pi r} = \frac{n(Ea)_b / L_b}{2\pi r} \quad \dots (4-4-9)$$

ここで、 k_{rc} : 単位円周当りのセグメントの圧縮バネ定数、

k_{rt} : 単位円周当りのボルトの引張バネ定数、

$(EA)_{seg}$: セグメントの軸剛性、 L_{seg} : セグメントリング長、

$(Ea)_b$: ボルト1本の軸剛性、 L_b : ボルト有効長、

K_{rc} : セグメントの圧縮バネ定数、 k_t : ボルト1本の引張バネ定数、

n : ボルト本数

中立軸の位置は、図4-4-2のように角 ω を定義すると、 k_{rc} および k_{rt} を用いて、次の関係式が成立する。

$$\tan \omega - \omega = \frac{k_{rt}}{k_{rc} - k_{rt}} \cdot \pi \quad \dots (4-4-10)$$

上式を解いて中立軸の位置を求め、次式によって中立軸の移動を考慮した継手の回転バネ K_θ を定義することができる。

$$K_\theta = 2r^3 \left[(k_{rc} - k_{rt}) \left\{ \left(\frac{\cos 2\omega}{2} + 1 \right) \omega - \frac{3}{4} \sin 2\omega \right\} + k_{rt} \left(\frac{\cos 2\omega}{2} + 1 \right) \pi \right] \quad \dots (4-4-11)$$

地震観測を実施している標準RCセグメントの諸物性から、モデルのバネ定数を求めると、 $K_Y = 1.90 \times 10^{11}$ kgf/cm、 K_θ は指針に基づく(4-4-7)式の場合 7.27×10^{11} kgf/rad、(4-4-11)の場合 2.34×10^{12} となる。またセグメントの曲げ剛性 $EI = 4.38 \times 10^{14}$ kgfcm²である。図4-4-2は、指針に基づく K_θ と上記の諸数値をモデルに代入し、 $r_t = 2.0$ gf/cm³として地盤のせん断波速度を変化させながら、梁に一定のたわみ角を与えたときの角変位比 s と地盤のせん断波速度 V_s の関係をプロットしたものである。当然ながら軸変形と同様な図となり、角変位比 s が $V_s = 400$ m/sec付近まで、地盤が硬くなるに従い急激に減少し、それからは次第に0に漸近してくる。図4-4-3は、その時の曲げ剛性低減係数 R_b と V_s の関係を示す。 $V_s = 0$ の時の R_b は、セグメントと継手の回転バネ定数の比から決まる0.13に一致しており、地盤が硬くなるに従い R_b が次第に増加する様子が認められる。1987年12月17日の千葉東方沖地震の際の R_b の値は0.18~0.26で、図4-4-1の解析結果より $V_s = 260 \sim 400$ m/secの R_b を読取ると0.25~0.39であるから、若干実測値の方が小さい。しかしながら、

このモデルの地盤～トンネル間の相互作用バネの評価方法に問題があるので、ここでは傾向を定性的に示すことが重要であろう。上記の地震とYKHM-2以外の観測では、 R_b はほぼ 1.0に等しかったが、図の様な定性的な傾向は存在するはずであるから、振動レベルが低かったために継手が有効に作用しなかったと考えても良いであろう。

次に継手部における中立軸の移動を考慮した K_θ を用いた解析例について説明する。解析の結果得られた角変位比 s と V_s の関係を図4-4-4に、 R_b と V_s の関係を図4-4-5に示した。中立軸の移動を考慮すると、継手のバネ定数が指針の約3倍になり、せん断波速度が遅く地盤が比較的軟らかい場合の s は小さく、 R_b は大きくなる。これらの計算結果からは、実測値である $R_b = 0.18 \sim 0.26$ は説明できず、また解析の精度と観測データの数を考慮するとどちらの継手バネ定数の評価法が正しいかまでは議論できない。

この様に、シールドトンネルの等価曲げ剛性についても、周辺地盤との相互作用の影響を考慮する必要があることが、定性的に示された。

4. 5 第4章のまとめ

本章では、地震観測によるトンネルひずみの実測値より等価剛性を算定し、簡単な数値解析モデルにより実挙動のシミュレーションを実施し、周辺地盤の剛性を考慮したシールドトンネルの等価剛性の評価方法を提案した。その結果、本章で得られた結論を以下にまとめた。

トンネルの等価軸剛性に関して、

(1) セグメントの軸剛性と軸剛性低減係数の積の形で、シールドトンネルの等価軸剛性を定義した。

(2) 地震観測においてセグメント本体および継手部で実測したひずみから換算した軸剛性低減係数は、現行の指針で提案されているセグメント～ボルトの直列バネ系から与えられる軸剛性低減係数よりも大きく、現行の指針が継手による変位吸収を、過大に評価していることが指摘された。

(3) トンネル外周の土による地震時の変位拘束の影響を考え、周辺地盤も含めてシールドトンネルをモデル化し、数値解析を行った。その結果、周辺地盤が硬くなるほど土による変位拘束が強くなり、継手による変位吸収がそのバネ定数から期待されるほど、有効に行われないことが定性的に示された。

トンネルの等価曲げ剛性に関して、

(4) セグメントの曲げ剛性と曲げ剛性低減係数の積の形で、シールドトンネルの等価曲げ剛性を定義した。

(5) 地震観測においてYKHM-1～4の地震ではひずみレベルが低いために、トンネルの曲げ変形に継手が有効に作用していないが、YKHM-5の地震では継手が変位吸収を行っていた。この場合でも、実測ひずみより換算したトンネルの曲げ剛性低減係数は現行の指針による値よりも大きく、現行の指針が曲げ変形に関しても、継手の変位吸収を過大に評価している可能性があることが指摘された。

(6) 周辺地盤も含めてシールドトンネルのモデル化を行い、数値解析を実施した。その結果曲げ変形に関しても、周辺地盤の硬軟によって継手の変位吸収効果が異なることが定性的に示された。

表4-2-1 実測ひずみから求めた軸剛性低減係数

地震名 (震源地)	filter (HZ)	r (D_{jt}/D_{seg})	剛性低減 係数 R_a	波形の 相似性
YKHM-1 神奈川県山梨県境	1.0-2.0	2.516	0.284	○
	0.1-1.0	2.587	0.279	◎
YKHM-2 鳥島近海	1.0-2.0	3.956	0.202	×
YKHM-3 長野県西部	1.0-2.0	2.203	0.331	◎
	0.1-0.5	1.933	0.341	◎
YKHM-4 千葉県茨城県境	1.0-2.0	1.246	0.445	◎
YKHM-5 千葉県東方沖	1.0-2.0B	4.813	0.172	△
	C	5.024	0.166	△
	D	3.975	0.201	×

YKHM-5はそれぞれB、C、D断面のデータ

表4-2-2 実測ひずみから求めた曲げ剛性低減係数

地震名 (震源地)	filter (HZ)	s (I_{jt}/I_{seg})	剛性低減 係数 R_b	波形の 相似性
YKHM-1 神奈川県山梨県境	1.0-2.0	0.015	0.985	○
	0.1-1.0	0.017	0.983	◎
YKHM-2 鳥島近海	1.0-2.0	0.875	0.553	△
YKHM-3 長野県西部	1.0-2.0	-0.074	1.109	◎
	0.1-0.5	-0.092	1.101	◎
YKHM-4 千葉県茨城県境	1.0-2.0	-0.103	1.115	○
YKHM-5 千葉県東方沖	1.0-2.0B	4.275	0.190	△
	C	2.839	0.260	△
	D	2.668	0.273	△

YKHM-5はそれぞれB、C、D断面のデータ

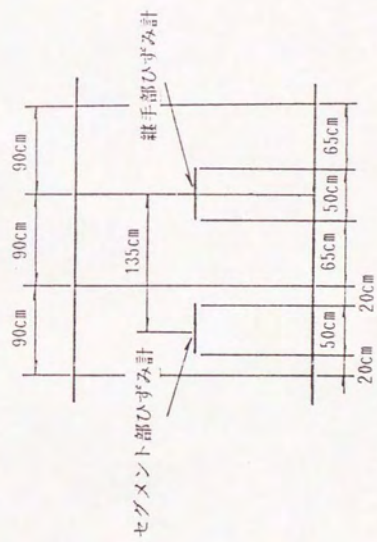
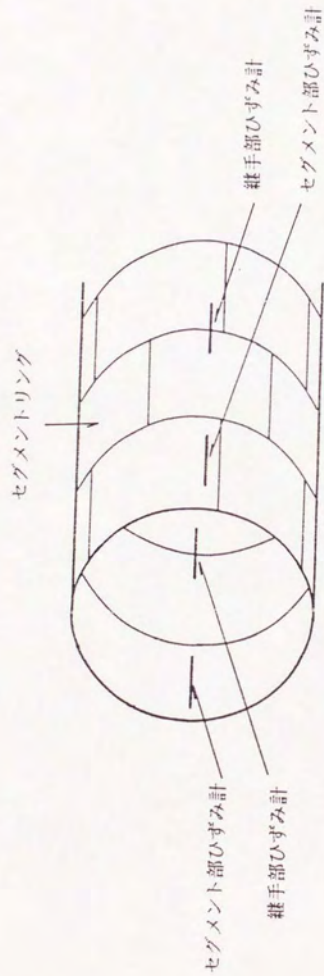
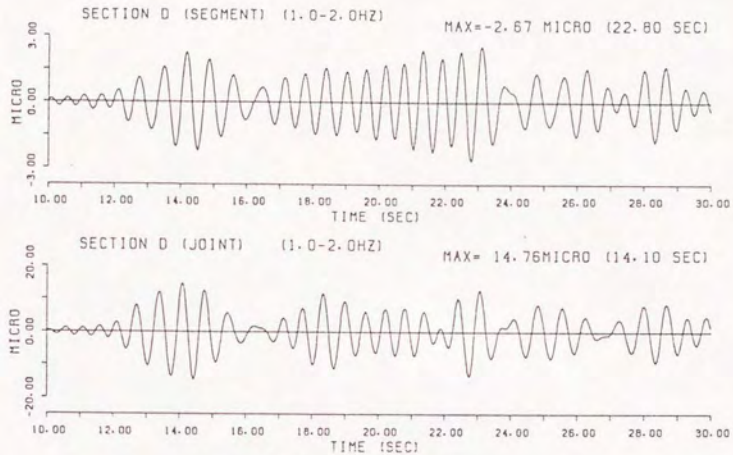


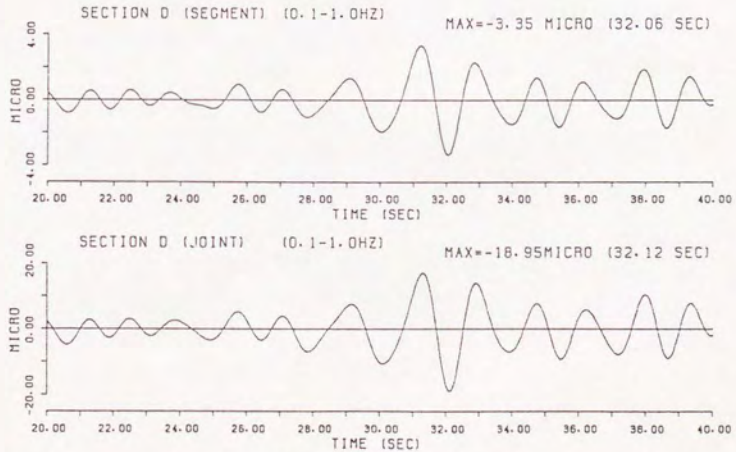
図4-2-1 D断面における軸方向ひずみ計の配置

TUNNEL AXIAL STRAINS ('83, AUG. 8)



(a) 実体波成分 (1.0~2.0HZ)

TUNNEL AXIAL STRAINS ('83, AUG. 8)



(b) 表面波成分 (0.1~1.0HZ)

図4-2-2 セグメント部と継手部の軸ひずみ波形 (YKHM-1)

TUNNEL AXIAL STRAINS (MARCH 6, 1984)

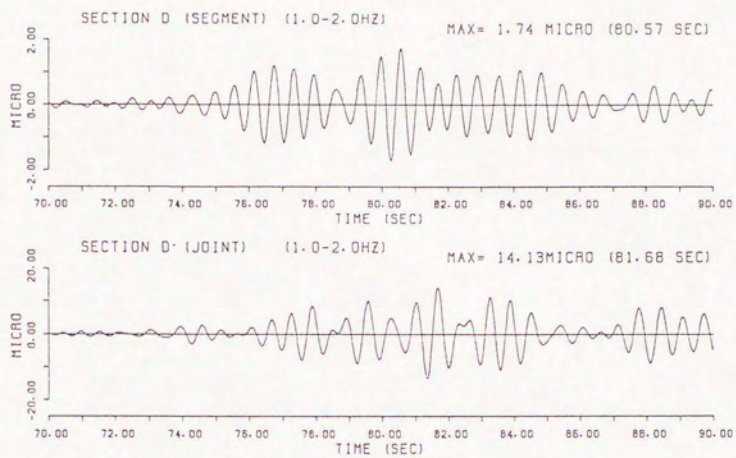
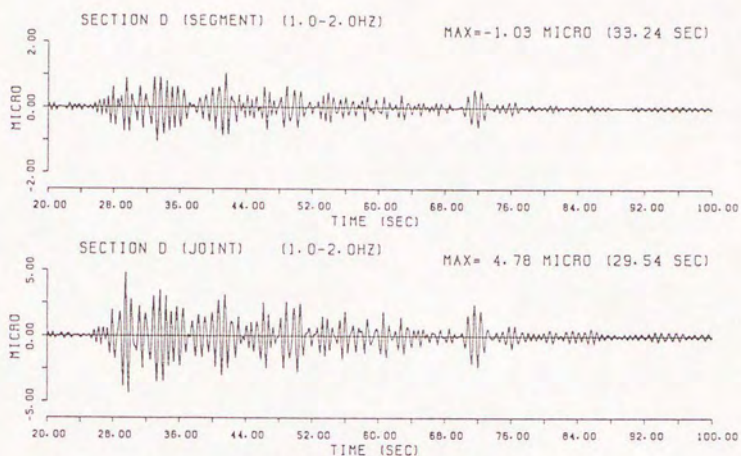


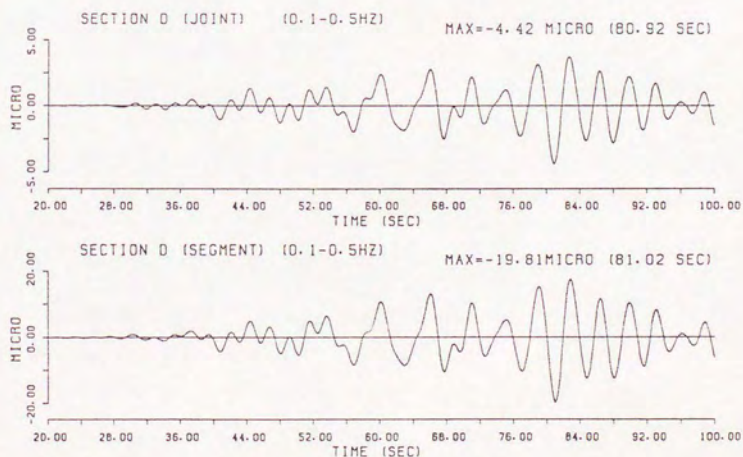
図4-2-3 セグメント部と継手部の軸ひずみ波形 (YKHM-2)

AXIAL STRAINS ('84 SEPT. 14)



(a) 実体波成分 (1.0~2.0HZ)

AXIAL STRAINS ('83 SEPT. 14)



(b) 表面波成分 (0.1~0.5HZ)

図4-2-4 セグメント部と継手部の軸ひずみ波形 (YKHM-3)

TUNNEL AXIAL STRAINS (OCT. 4, 1985)

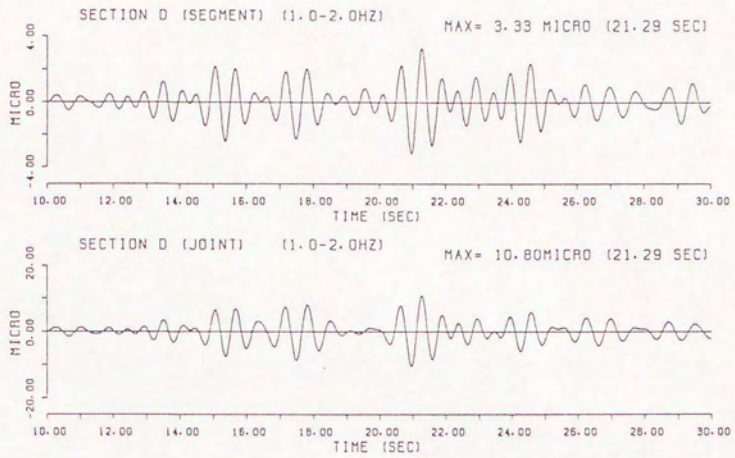
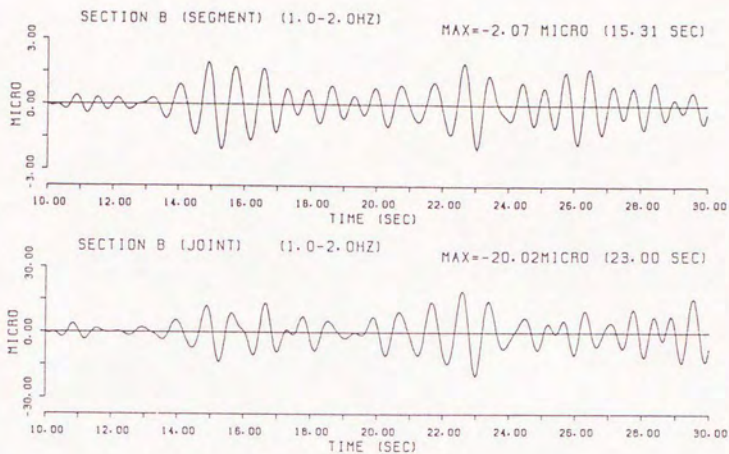


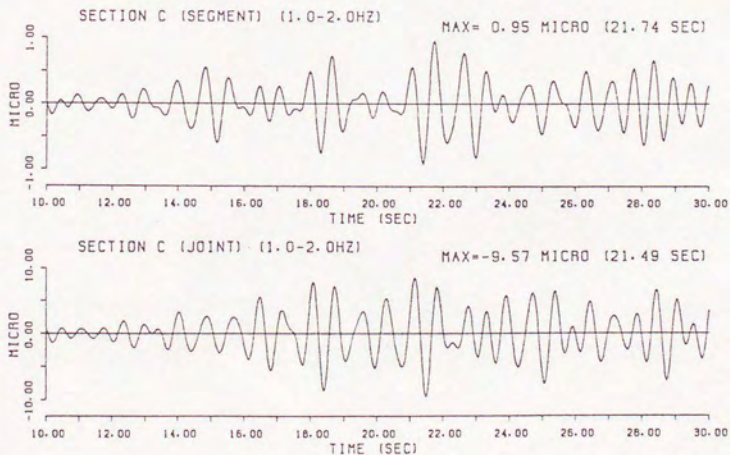
図4-2-5 セグメント部と継手部の軸ひずみ波形 (YKHM-4)

TUNNEL AXIAL STRAINS ('87.DEC.17)



(a) B断面

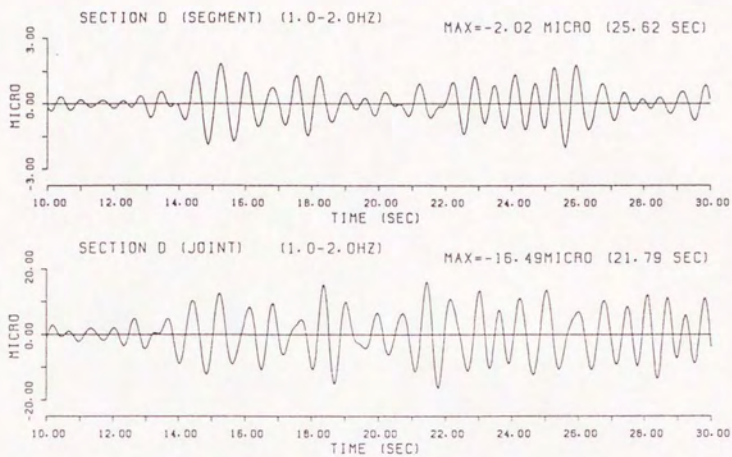
TUNNEL AXIAL STRAINS ('87.DEC.17)



(b) C断面

図4-2-6 セグメント部と継手部の軸ひずみ波形 (YKHM-5)

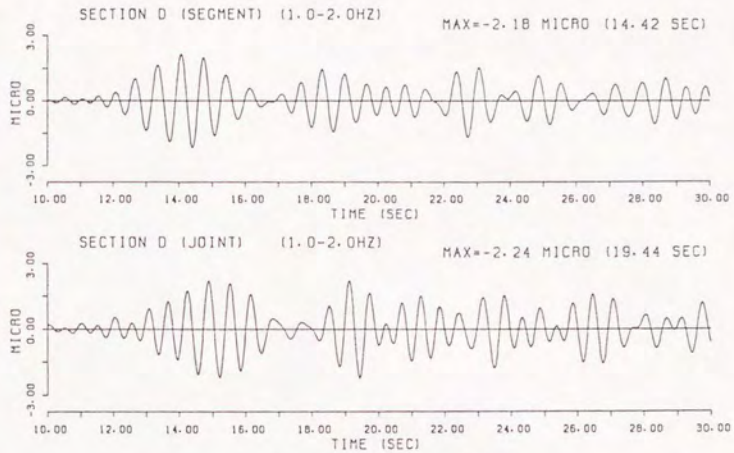
TUNNEL AXIAL STRAINS ('87. DEC. 17)



(c) D断面

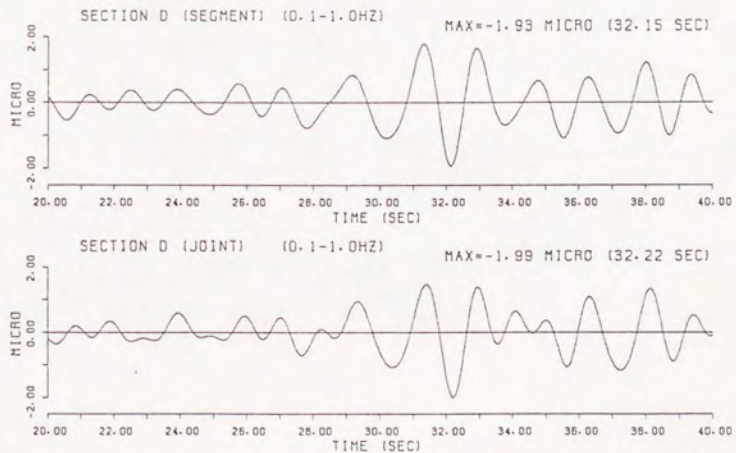
図4-2-6 セグメント部と継手部の軸ひずみ波形 (YKHM-5)

TUNNEL BENDING STRAINS ('83, AUG. 8)



(a) 実体波成分 (1.0~2.0HZ)

TUNNEL BENDING STRAINS ('83, AUG. 8)



(b) 表面波成分 (0.1~1.0HZ)

図4-2-7 セグメント部と継手部の曲げひずみ波形 (YKHM-1)

TUNNEL BENDING STRAINS (MARCH 6, 1984)

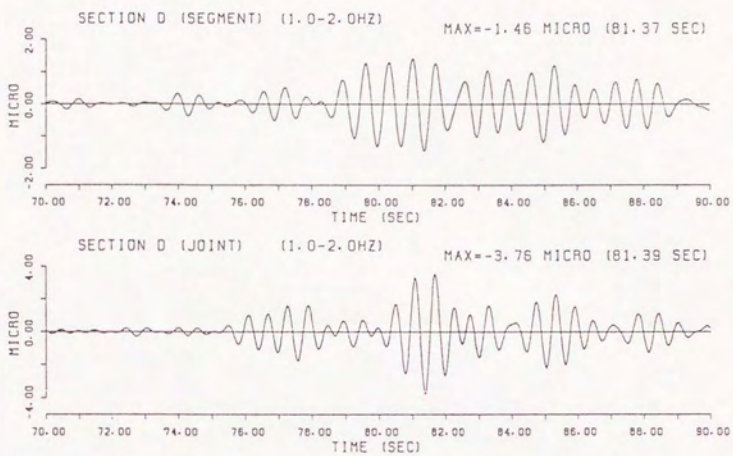
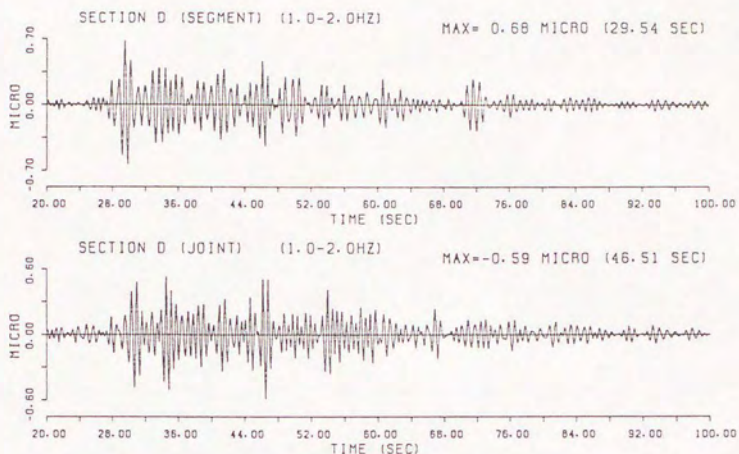


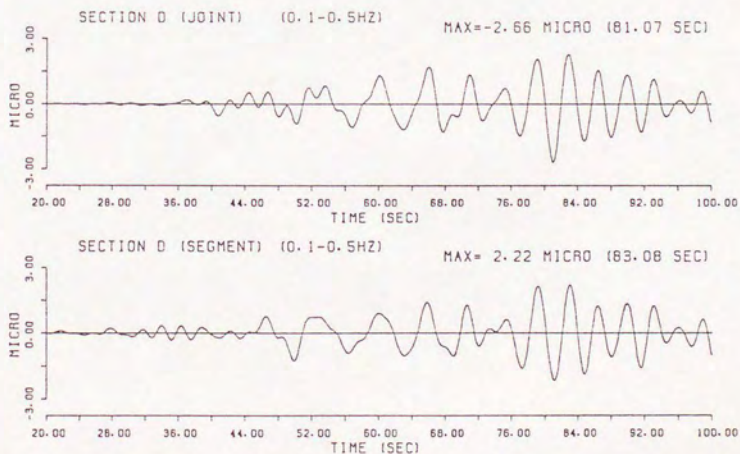
図4-2-8 セグメント部と継手部の曲げひずみ波形 (YKHM-2)

BENDING STRAINS ('84 SEPT. 14)



(a) 実体波成分 (1.0~2.0HZ)

BENDING STRAINS ('83 SEPT. 14)



(b) 表面波成分 (0.1~0.5HZ)

図4-2-9 セグメント部と継手部の曲げひずみ波形 (YKHM-3)

TUNNEL BENDING STRAINS (OCT. 4, 1985)

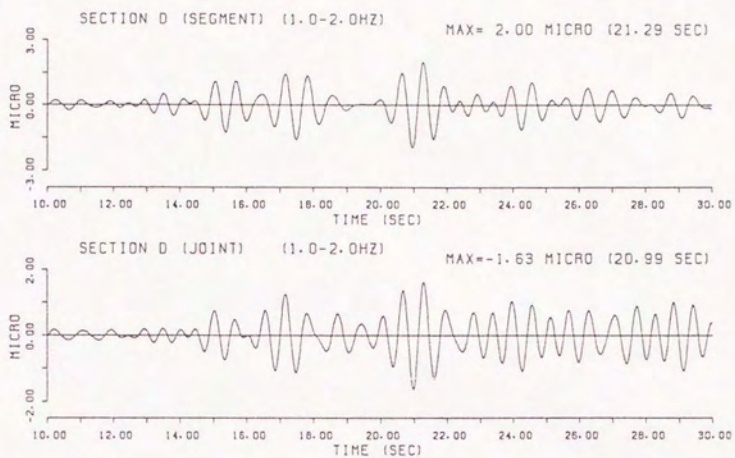
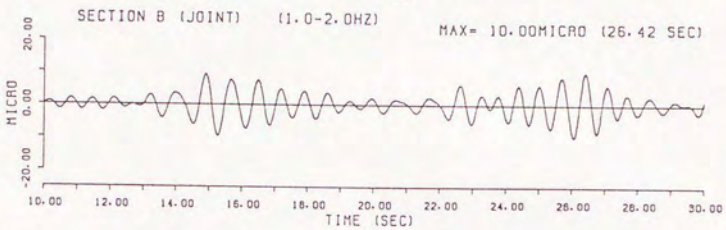
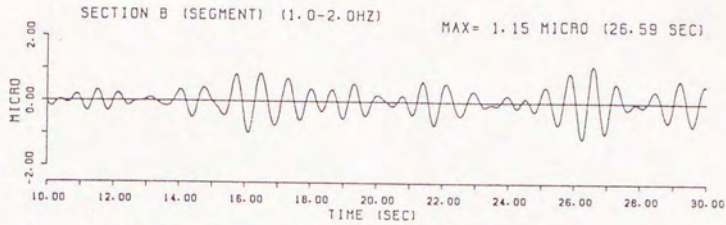


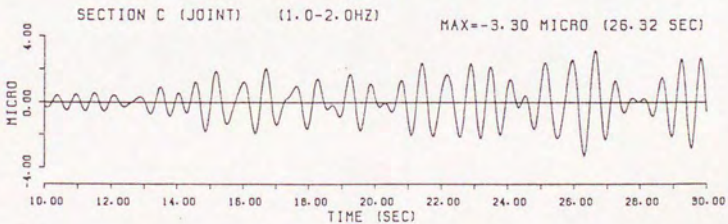
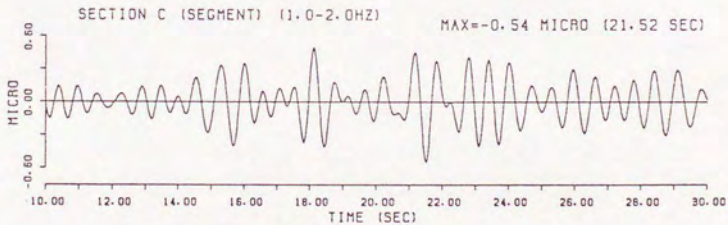
図4-2-10 セグメント部と継手部の曲げひずみ波形 (YKHM-4)

TUNNEL BENDING STRAINS ('87. DEC. 17)



(a) B断面

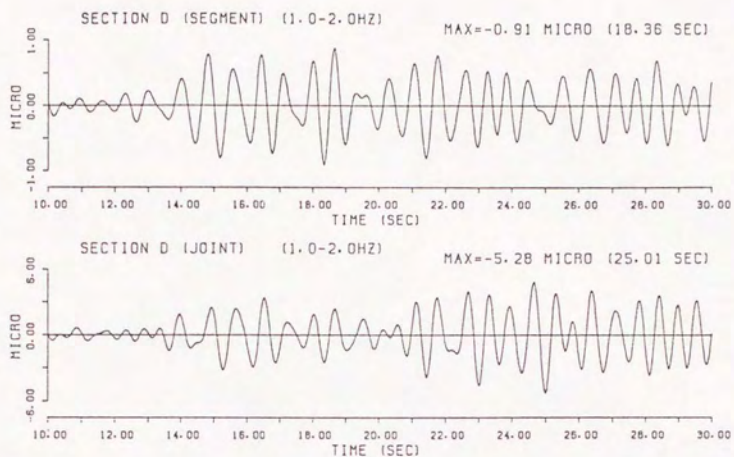
TUNNEL BENDING STRAINS ('87. DEC. 17)



(b) C断面

図4-2-11 セグメント部と継手部の曲げひずみ波形 (YKHM-5)

TUNNEL BENDING STRAINS ('87. DEC. 17)



(c) D断面

図4-2-11 セグメント部と継手部の曲げひずみ波形 (YKHM-5)

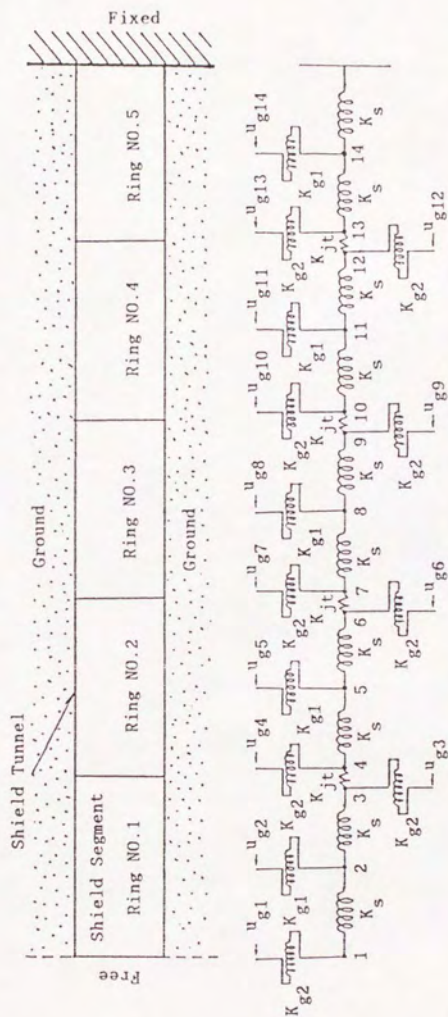


図4-3-1 等価軸剛性算定のためのシールドトンネルと周辺地盤のモデル化

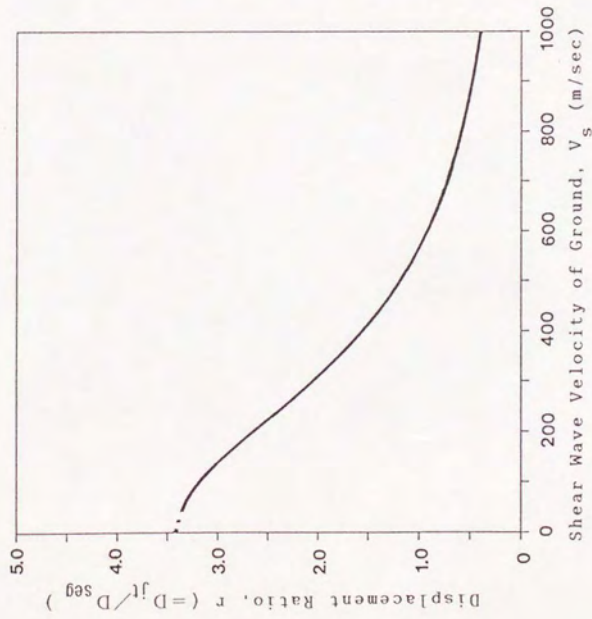


図4-3-2 変位比 r と地震のせん断波速度の関係

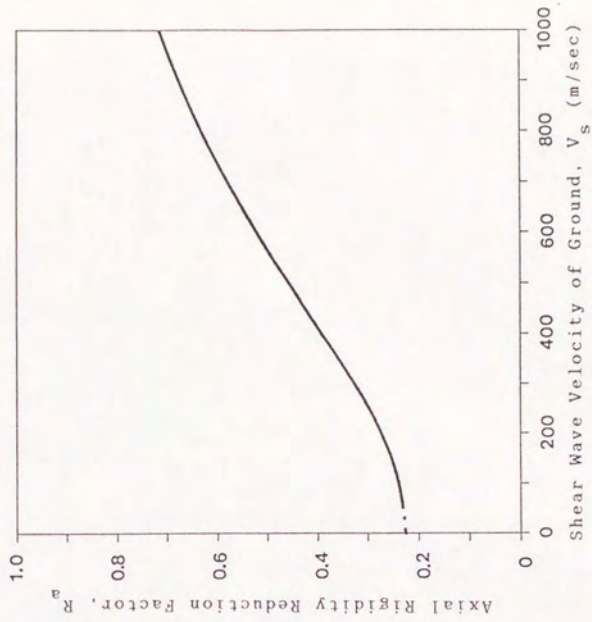


図4-3-3 軸剛性低減係数 R_a と地震のせん断波速度の関係

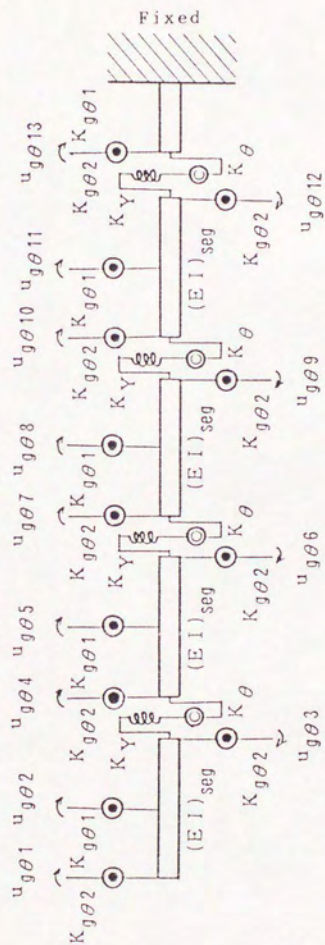


図4-4-1 等価曲げ剛性算定のためのシールドトンネルと周辺地盤のモデル化

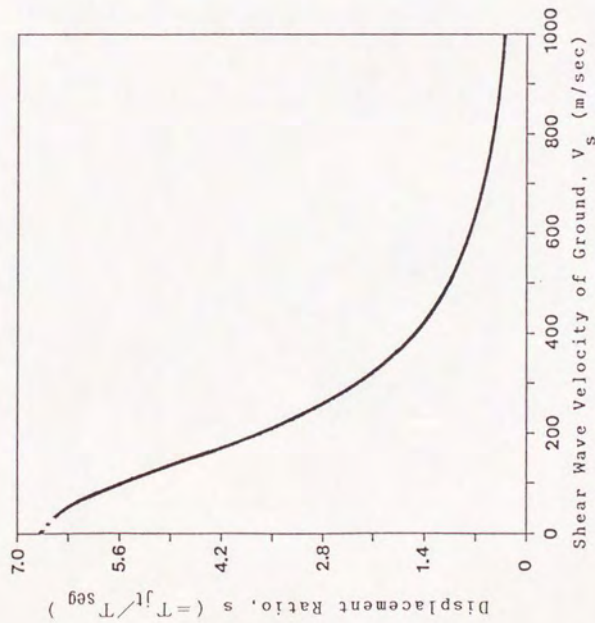


図4-4-2 角変位比 s と地盤のせん断波速度の関係

(継手の回転バネ定数の決定に水道指針を採用)

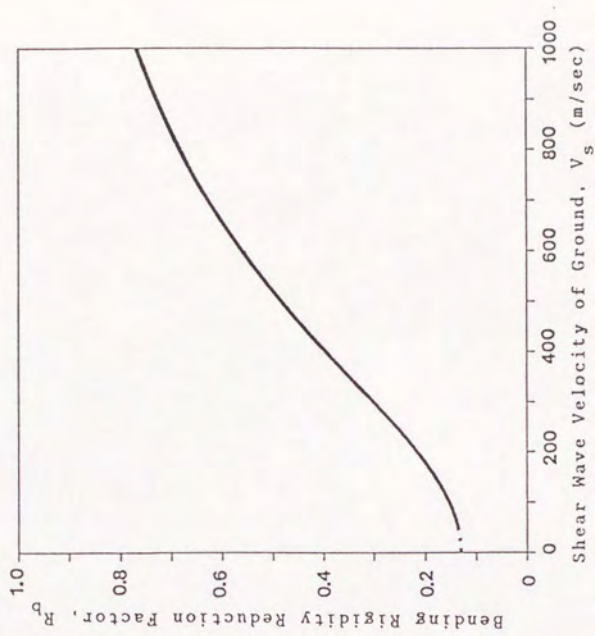


図4-4-3 曲げ剛性低減係数 R_p と地盤のせん断波速度の関係

(継手の回転バネ定数の決定に水道指針を採用)

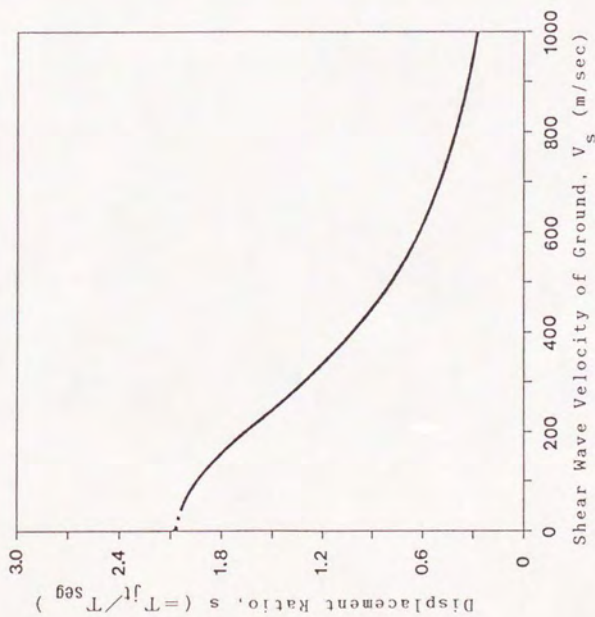


図4-4-4 角変位比 s と地盤のせん断波速度の関係

(継手の回転バネ定数の決定に中立軸の移動を考慮)

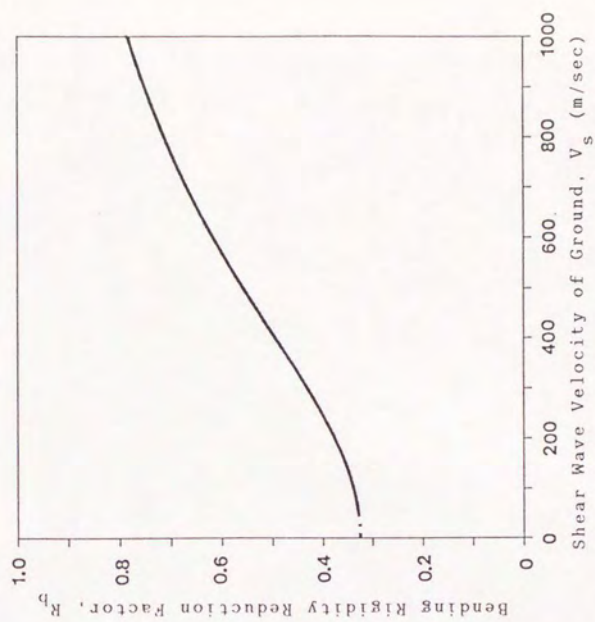


図4-4-5 曲げ剛性低減係数 K_b と地盤のせん断波速度の関係

(継手の回転バネ定数の決定に中立軸の移動を考慮)