

運輸省港湾技術研究所

港湾技術研究所 報告

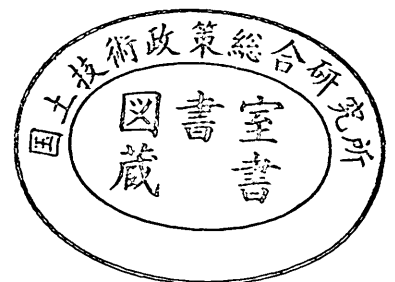
REPORT OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH
INSTITUTE
MINISTRY OF TRANSPORT

VOL. 22

NO. 3

SEPT. 1983

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN



港湾技術研究所報告 (REPORT OF P.H.R.I.)

第22巻 第3号 (Vol. 22, No. 3), 1983年9月 (Sept. 1983)

目 次 (CONTENTS)

1. A Unified Nonlinearity Parameter of Water Waves
..... Yoshimi GODA..... 3
(水面波の非線型性パラメーターの統一的表示について.....合田良実)
2. 無反射性造波方式の原理と推力制御式造波装置の特性
..... 谷本勝利・原中祐人・富田英治..... 31
(Principle and Performance of Non-reflective Wave Generator by Thrust Control
..... Katsutoshi TANIMOTO, Suketo HARANAKA and Eiji TOMIDA)
3. マイクロプロセッサ応用によるステップ式波高計の改良について
..... 佐々木 弘・高橋智晴..... 57
(Improvement of step-type recording wave gauge with application of micro-processor
..... Hiroshi SASAKI and Tomoharu TAKAHASHI)
4. 日本沿岸の波浪のスペクトル形について
..... 広瀬宗一・立花祐二・菅原一晃..... 83
(One-dimensional spectra of wind waves in coastal waters
..... Munekazu HIROSE, Yuji TACHIBANA and Kazuteru SUGAHARA)
5. 波力発電ケーソンの空気出力効率の解析
——波エネルギーに関する研究 第1報——
..... 小島朗史・合田良実・鈴木諭司..... 125
(Analysis of Efficiency of Pneumatic-type Wave Power Extractors Utilizing Caisson
Breakwaters—A Study on Development of Wave Power 1st Report—
..... Roushi OJIMA, Yoshimi GODA and Satoshi SUZUMURA)
6. 海域における物質循環数値モデルの水質支配要因について
..... 堀江 毅・細川恭史..... 159
(Water-quality controlling factors in an eutrophication model
..... Takeshi HORIE and Yasushi HOSOKAWA)

7. 深層混合処理工法による壁状改良地盤の耐震性に関する実験的研究
..... 稲富隆昌・風間基樹・今村俊博..... 207
(An Experimental Study on the Earthquake Resistance of Wall Type Improved Ground
by Deep Mixing Method
..... Takamasa INATOMI, Motoki KAZAMA and Toshihiro IMAMURA)
8. 川崎港海底トンネルでの地震応答観測と応答解析
..... 清宮理・西澤英雄・横田弘..... 253
(Field Observation and Response Analysis at Kawasaki Koh Submerged Tunnel
..... Osamu KIYOMIYA, Hideo NISHIZAWA and Hiroshi YOKOTA)
9. 港湾における空間設計手法の開発（第3報）
——入力方法の容易化と港湾計画への応用——
..... 奥山育英・梅山珠実・佐々木芳寛..... 301
(Development of Space Design of Port and Harbour (3rd Report)—Easy Input Methods
and Application to Port Planning—
..... Yasuhide OKUYAMA, Tamami UMEYAMA and Yoshihiro SASAKI)
10. 港湾経済効果の計測手法（第2報）
——付加価値モデルの汎用化と原単位の整備——
..... 竹内良夫・米澤朗・稲村肇..... 325
(Development and Application of Synthetic Economic Evaluation Model for Port
Planning (2nd Report)—Value Added Model—
..... Yoshio TAKEUCHI, Akira YONEZAWA and Hajime INAMURA)

8. 川崎港海底トンネルでの地震応答観測と応答解析

清宮 理*・西澤英雄**・横田 弘**

要 旨

川崎港海底トンネルでは、地震計、鉄筋計、表面ひずみ計等の各種の測定計器が沈埋トンネル内部及び周辺地盤（地表面及び工学的基盤内）に設置されている。1979年10月以来これらの測定計器を用いた地震応答観測が行われており、1982年末までに14個の地震波記録が取得された。取得された地震波記録の解析を行い、当沈埋トンネルの地震時の振動特性を調べた。

沈埋トンネル軸線沿いの各地点での地震波の軌跡、振幅、周波数特性等を整理したところ、地震の性質によって沈埋トンネルの振動特性が異なることが判明した。また沈埋トンネルに生ずるひずみの値と、地震の諸元（マグニチュード、震央距離等）との関係を求めた。

沈埋トンネル軸線沿いの各地点での地震波の相関性を調べたところ大方千数百 m/s 以上の見掛け上の速度で地震波が沈埋トンネル軸線沿いに水平方向に伝播することが認められた。この地震波の伝播の現象を考慮した質点系モデルによる動的応答計算法の整備を行った。この方法による動的応答計算では、伝播速度によって沈埋トンネルや表層地盤の振動特性が異なる。また表層地盤の土質定数（剛性と減衰比）のひずみ依存性を考慮し、かつ実測された地震波の伝播速度を用いて動的応答計算を行ったところ、伝播速度とひずみ依存性を考慮しないときよりも地震応答観測から得られた結果を良く説明できることがわかった。

* 構造部 沈埋構造研究室長

** 構造部 沈埋構造研究室

8. Field Observation and Response Analysis at Kawasaki Koh Submerged Tunnel

Osamu KIYOMIYA*
Hideo NISHIZAWA**
Hiroshi YOKOTA**

Synopsis

Field observation at Kawasaki Koh Submerged Tunnel has been carried out since October 1979 to study the behavior of the submerged tunnel during earthquakes. Seven seismometers, ten bar stress transducers and six dynamic strainmeters are installed in the structure and the ambient ground (on the ground surface and in the base rock). Fourteen earthquakes have been recorded up to November 1982. This paper describes the analyses of the data and the result of earthquake response calculations.

The followings are made clear by analyses and calculations.

a) The dynamic response of the tunnel depended on the propoeties of earthquakes. For instance, strains in the submerged tunnel are related to magnitudes and epicentral distances of earthquakes. Strain (ϵ) in Kawasaki Koh Submerged Tunnel is given in the following equation.

$$\log_{10} \epsilon / 10^{-6} = 0.52M - 1.36 \log_{10} \Delta - 0.12$$

where M is magnitude of earthquake and Δ is epicentral distance.

b) Apparant seismic wave velocities along the submerged tunnel axis are above 1000 m/s in the field observation. The wave propagation in the base rock and non-linear properties of the soil (rigidity and damping constant) are taken into consideration in the calculation model by mass-spring system. It is proved that dynamic response of the tunnel and the ground fairly depends on velocities of wave propagation.

This calculation model may explain the characteristics of the strain in the submerged tunnel and the surface ground response obtained from the field observation.

* Chief of Subaqueous Tunnels and Pipelines Laboratory, Structures Division

** Member of Subaqueous Tunnels and Pipelines Laboratory, Structures Division

目 次

要 旨	253
1. まえがき	255
2. 沈埋トンネルの地震時の挙動の考え方の現状	257
3. 川崎港海底トンネルの概略	258
3.1 構造及び施工上の特徴	258
3.2 周辺の地盤条件	260
3.3 耐震設計の概略	263
4. 地震応答観測システム	264
4.1 観測計器の配置	264
4.2 換振器の性能	266
5. 観測記録の解析	267
5.1 解析の項目と解析手法の概略	267
5.2 取得された地震波記録	267
5.3 表層地盤と沈埋トンネルの振動性状	272
5.4 沈埋トンネル軸線沿いの地震波の伝播性状	280
5.5 沈埋トンネルに生ずるひずみの性状	283
6. 動的応答計算法と計算結果	288
6.1 質点系モデルの概略	288
6.2 入力データと計算ケース	292
6.3 計算結果と観測結果との比較	293
7. 結 論	297
あとがき	298
参考文献	299

1. まえがき

トンネルの建設手法の一種類である沈埋工法が、欧米より日本に導入されて約40年が経過した。沈埋工法によるトンネルは、航路や河川を横切る有力な一手段として、近年数多く建設されている。東京湾の沿岸では、10本を超す長大な沈埋トンネルが既に建設された。沈埋トンネルは、周辺の地盤よりも見掛け上の比重が小さいことから、軟弱地盤での建設も可能であり、このことが建設数が増大した一原因ともなっている。沈埋トンネルの建設も現在のところ一段落した状況であるが、いくつか建設の計画もあり、将来とも建設の機会があると考えている。今までの数多くの建設実績を通して、沈埋工法の技術的課題が次々に克服され、今や日本での沈埋工法に関する建設技術は、世界の最先端に位置していると言っても過言ではない。沈埋トンネルは、日本の土木分野にとって比較的新しい構造型式である。しかし今まで施工中も完成後にも、大事故が発生したことはない。また自動車等の通行に大きな不都合が生じるような事態も発生していない。

沈埋トンネルを日本で建設する際の重要な検討課題の一つに耐震性の評価がある。大規模な地震が発生する頻度が低い欧米では、沈埋トンネルの耐震性についてあまり検討されていなかった。1969年に完成した BART トンネル（米国、カリフォルニア州）で初めて本格的な耐震設計がなされた。本邦への大規模な沈埋トンネルの建設に際しては、更に独自の努力が求められた。沈埋トンネルは、海底（あるいは水底）面下の地盤内に埋設されていること、構造物の長さが長大であること、見掛け上の単位体積重量が周辺地盤の単位体積重量と大差ないこと等により、震度法による耐震設計をそのまま適用できず、地盤内の相対的な変位に着目した、別の観点からの検討を行う必要が生じた。念入な現場観測¹⁾、模型実験^{2),3)}、理論解析⁴⁾などにより沈埋トンネルに関する数多くの耐震性の検討が行われ、これらの成果は、土木学会編の沈埋トンネル耐震設計指針（案）⁵⁾に反映されている。耐震性の評価手法が一応取りまとめられたとはいえ、沈埋トンネルや周辺地盤の地震時の挙動について、詳細に掌握されていない。ある仮定や制約下での模型実験、理論解析などによってそれらの挙動を推測している面もある。

そこで実際の地震時の挙動を把握するために実物の沈

埋トンネルを対象とした地震応答観測が、衣浦港水底トンネル^{6),7)}、多摩川トンネル（京葉線）など^{8),9)}で実施されている。地震応答観測の目的は、沈埋トンネルの地震時の安全性の確認、設計手法の妥当性の検証ができることである。この作業を通して耐震設計法をより合理的でかつ建設費を経済的な方向へ導くことが可能となる。この観点から川崎港海底トンネルでも各種の測定計器を沈埋トンネル内部及び周辺地盤（地表面及び地中）に設置して1979年10月のしゅん工以来、地震応答観測が実施¹⁰⁾されている。観測開始より1982年5月までに合計14個の地震波記録が取得された。いずれの記録でも大きな加速度値は得られていないが、地震波記録の解析から、地震の性質による沈埋トンネルに生ずるひずみ性状の相違、トンネル内の地震波の伝播性状の相違などに関する二、三の知見が得られた。

沈埋トンネルの地震時の応答を推定する計算手法は、既にいくつか提案されている。計算手法として、表層地盤の地点ごとの相対変位に着目した変位法^{11),12)}と、時間ごとに応答を計算する動的応答計算法とに大別できる。最近の沈埋トンネルの耐震設計は、変位法と動的応答計算法の両手法によって行われている。沈埋トンネルの地震時の応答を詳細に検討するためには、動的応答計算法のほうが適している。動的応答計算法にも二、三の手法があるが、その一つに質点系モデルによる手法がある。この手法は、有限要素法による動的応答計算法と比較して、計算モデルもさほど複雑でなく、演算時間も短くてすむ。また沈埋トンネルでの地震応答観測¹³⁾や模型振動実験¹⁴⁾等による結果との検証作業を通じて、質点系モデルの妥当性が評価され、この手法は、現在最も広く沈埋トンネルの耐震設計に用いられている。本報告では、この手法による動的応答計算を実施し、地震応答観測との比較検討を行った。これらの成果について本報告で述べる。

2. 沈埋トンネルの地震時の挙動の考え方の現状

沈埋トンネルの耐震性に関する研究は、各方面で行われてきた。模型実験、理論解析、現場観測などにより沈埋トンネルの地震時の挙動に関してかなりの情報が得られている。これらの情報を要約すると以下のとおりである。沈埋トンネルは、地震時に地盤内で自らの慣性力に起因する応答は示さずに周辺地盤の変形に従う。これは沈埋トンネルが地震動を受けて生ずる慣性力よりも、周

辺地盤が沈埋トンネルの動きを拘束する力のほうが大きいからである。周辺地盤が軟弱な状態あるいは大きな地震動などのときには、沈埋トンネルと周辺地盤間とで力の伝達がある値以上に行われなときもある。すなわち両者間に相対変位がこの際生ずる。このような場合以外には、沈埋トンネルに生ずる変形と周辺地盤に生ずる変形とは同程度とみなせる。沈埋トンネルの挙動を知る際、周辺地盤の変形を把握することが重要である。周辺地盤にこの変形を生じさせる主な要因として次の2種類を挙げることができる。①地形や土質条件が場所ごとに異なることにより、各場所ごとの振動特性が異なりその結果として地盤に変形を与える。②地震波の伝播現象によって地盤内に変形を生ずる。次にこれらのことを概説する。

(1) 航路、運河等を横断する沈埋トンネルの一般的な特徴として、地形的な観点から沈埋トンネルは、陸上部、護岸部、航路部と分類できる。通常護岸部はかなりの地形的な急変部となっている。川崎港海底トンネルでは、陸上部の地表面と航路部の海底面とでは、16m程度の標高差がある。陸上部と航路部とで同じ振幅と周期特性を持つ地震波が下方から伝播したとしても、層厚及び土質性状の差などから地震によっては表層地盤の応答は両者でかなり異なる。両者の応答の差による相対的な変形が護岸部では大きくなり護岸部の沈埋トンネル部に大きな断面力を与えることになる。

(2) いま、ほぼ一樣な地盤中に建設された沈埋トンネルの軸線に沿って f の関数で示される変位振幅を持つ地震波が水平に見掛け上伝播していると仮定する。ここで c は地震波の見掛け上の伝播速度である。地盤中に生ずるトンネル軸方向のひずみ (ϵ_a) は、 $\epsilon_a = \partial f / \partial x$ で示される。また地盤の速度振幅 (v) は、 $v = -c(\partial f / \partial x)$ で示される。両式より $\epsilon_a = -v/c$ なる関係が得られる。この式の意味することは、地盤すなわち沈埋トンネルに生ずる軸ひずみ量は、地震動の速度振幅と伝播速度に関連していることを示す。同様に沈埋トンネルの曲げひずみ量 (ϵ_b) は、 $\epsilon_b = aD/c^2$ で示される。ここに a は沈埋トンネル周辺での加速度、 D は沈埋トンネルの幅である。曲げひずみ量は、加速度及びトンネルの幅に比例し、伝播速度の2乗に反比例することを示している。一般的に沈埋トンネルから震源までの距離が長くマグニチュードの大きい地震では、比較的長周期成分の地震波が卓越し、速度振幅も大きいとされている。このような地震に対して、沈埋トンネルでは軸ひずみが卓越すると考えら

れる。一方震源までの距離が短い。いわゆる直下型の地震で加速度値が大きい場合、曲げひずみが軸ひずみと比較して無視できないと言える。また地震波の見掛け上の伝播速度は、地震の性質、地盤条件、伝播径路、トンネル軸への入射方向（水平及び鉛直方向）等と密接な関係がある。

トンネル軸に沿う見掛け上の伝播速度は、考えられる限りでは、0m/s から無限までの範囲がある。もし均一の地盤条件とみなせる表層地盤に真下よりあるいは水平面内でも沈埋トンネル軸の直交方向から地震波が、各地点間に位相差がなくほぼ同時に入射する場合がある。このとき見掛け上の伝播速度は、非常に早くなる。以上述べたとおり、沈埋トンネルの地震時の挙動は、各種の要因が絡まり複雑である。この複雑な挙動を理解する上で、地盤条件、地震の性質、地震波の伝播速度などの把握が重要となる。そこで本報告では、地震応答観測及び数値計算によって、種々の観点から検討・考察を行い、川崎港海底トンネルの地震時の挙動について調べる。

3. 川崎港海底トンネルの概略¹⁵⁾

3.1 構造及び施工上の特徴

図-3.1に示すとおり川崎港海底トンネルは、京浜運河を横断して千鳥町と扇島（人工島）とを連絡している4

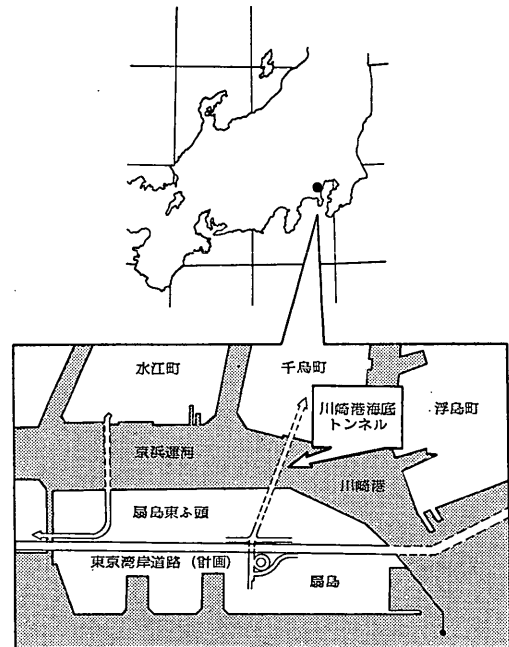


図-3.1 川崎港海底トンネル位置図

川崎港海底トンネルでの地震応答観測と応答解析

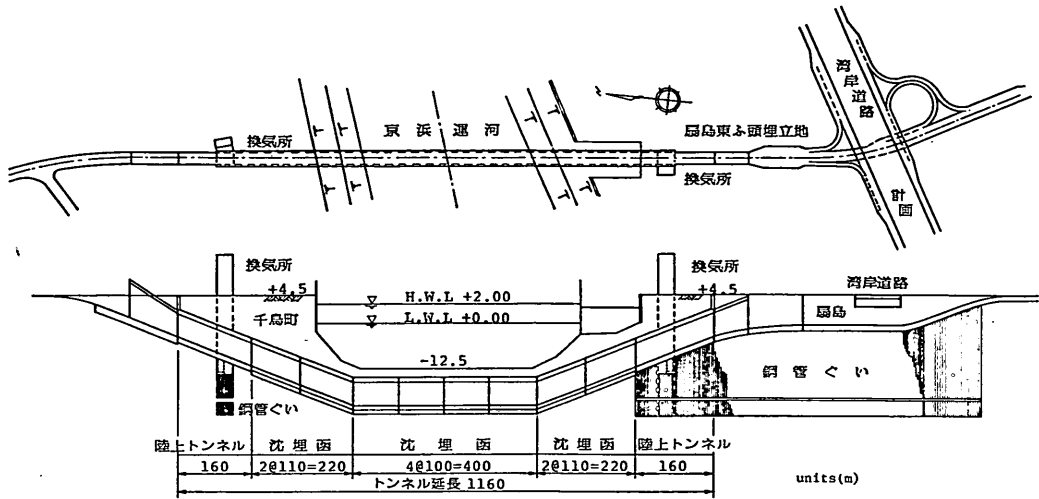


図-3.2 平面・縦断面

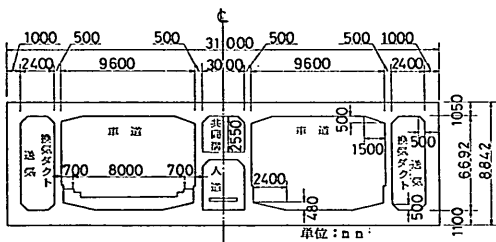


図-3.3 横断面

車線道路用トンネルである。図-3.2に当トンネルの平面図・縦断面図及び図-3.3に横断面図をおのおの示す。トンネルの全長は、1160mでこの内840mが沈埋工法で建設された。沈埋工法で建設された区間は、8函の沈埋函（エレメント）で構成されている。おのおの沈埋函の大きさは、幅が31m、高さが8.8m、長さが水平函（航路部）で100m、斜函（護岸部）で110mである。表-3.1に当トンネルの主要な諸元を示す。トンネルの地震時の挙動を理解する上で重要と考えられる構造及び施工上の特徴を次に列挙する。

(1) 千鳥町及び扇島の換気所は、図-3.4に示すとおりトンネルと分離して建設されている。他の大半の沈埋トンネルでは、換気所とトンネルとが一体化している。換気所とトンネル間は、ゴム製のフレキシブルジョイント（可ぎょう性継手）で結合されている。すなわち地盤沈下、温度変化、地震などの要因によって、相互に直接影響を及ぼさぬ構造形式となっている。

表-3.1 トンネルの主要な諸元

概略	
工期	: 昭和47年度～昭和54年度
道路の規模	: 3種1級 幅員3.5m 往復分離4車線
設計速度	: 80km/h
トンネル	
トンネル型式	: 鋼殻式沈埋トンネル
トンネル延長	: 1160m
陸上トンネル区間	: 320m
沈埋トンネル区間	: 840m
傾斜函	: 4函
水平函	: 4函
縦断こう配	: 4%
沈埋函	
沈埋函の外殻寸法:	
長さ	傾斜函 110m
	水平函 100m
幅	31m
高さ	8.842m
車道断面:	
車道幅員	7m (2車線)
総幅員	9.6m
建築限界の高さ	4.7m
横こう配	1.5%
換気所	
千鳥町側	幅17.5m×長さ33m×高さ30m (6階建)
扇島側	幅17.5m×長さ33m×高さ20m (4階建)
排気塔の高さは両側とも約43m	
その他の設計値	
航路水深	: -12.5m
最少土被り厚	: 1.5m
設計震度	: 震度法… $K_h=0.25$, $K_v=0.125$
換気方式	: 局所排気付送気型半横流式

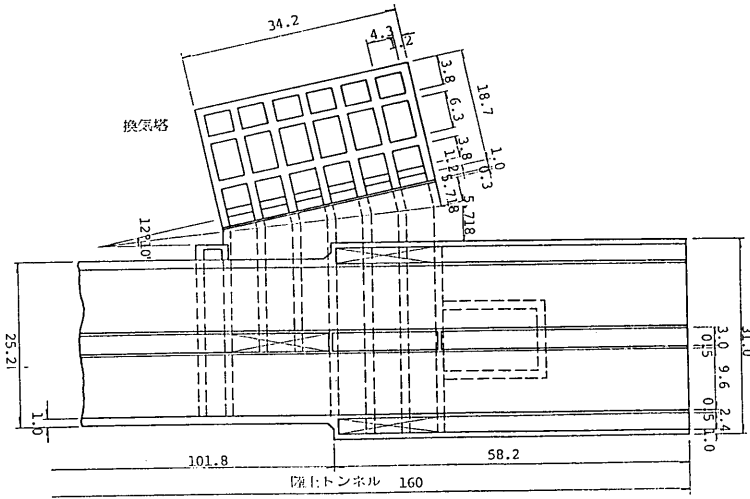


図-3.4 換気所と沈埋トンネルとの位置関係

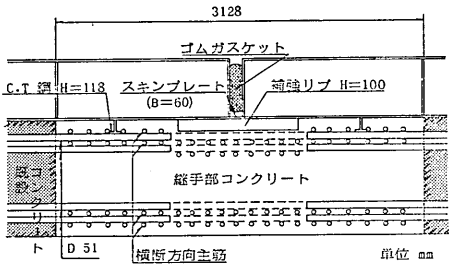


図-3.5 継手部

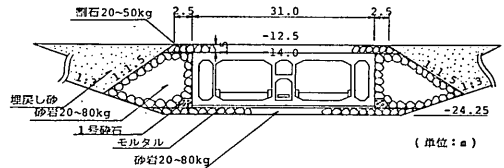


図-3.6 埋戻し断面

(2) 各沈埋函同志は、剛結合で連結されている。図-3.5 に示すとおり、沈埋函端部に突出している主鉄筋は隣接する沈埋函での主鉄筋と溶接されている。結合部での軸及び曲げ剛性は、沈埋函本体での剛性と大差ないと見なせる。

(3) 沈埋トンネル周辺の地盤は、比較的軟弱な状態である。沈埋函と、沈埋函下部の支持地盤間の空隙はベントナイトモルタルで充填されている。またある程度の地盤沈下が予想される扇島側の陸上トンネル部は杭基礎となっている。

(4) トレンチ内に設置された沈埋函周辺は、図-3.6 に示すように土砂によって埋戻されている。

(5) トンネル軸方向の主鉄筋に D 51 の太径鉄筋が用いられており、鉄筋量は関東大地震級の地震に対しても沈埋トンネル本体が安全であるよう決定された。

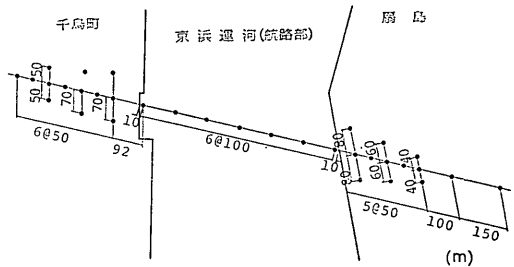


図-3.7 ボーリング実施位置

3.2 周辺の地盤条件

沈埋トンネルの建設が行われた川崎港は、多摩川の河口近くに位置しており、沖積層が厚く堆積している。この沖積層は薄いところで約 -40m まで、厚いところで約 -50m まで存在している。沖積層の下部は洪積層である。建設に先駆けて建設地点でボーリング調査、速度検層及び常時微動観測等が実施された。ボーリングを実施した位置を図-3.7 に示す。速度検層は、千鳥町及び

(千鳥町)

地表面(+4.0m)から-12~-13mまでは、所々にシルトを含んでいるが、 N 値が10~30程度の砂層である。この砂層の下部に層厚が12~20m程度で N 値が1~4程度の軟弱なシルト層が存在する。このシルト層の一軸圧縮強度(q_u)は、0.4~0.9 kgf/cm²である。軟弱なシルト層の下部は、層厚がほぼ11mで、 N 値が5~15程度の砂質シルト層である。この層の下部は、層厚が5m程度で、 N 値が50以上の砂層となっている。この層までが沖積層に分類される。洪積層の第一層は、層厚が6~16mで、 N 値が10~20程度のかかなり堅い粘土層である。-53m以深は、 N 値が50以上の締固まった砂層で、-65m以深は砂礫が出現する。常時微動観測の結果では、1.0~1.2秒の周期が卓越している。

(航路部)

航路部の水深は-12.5mである。航路部では海底面から-30mくらいまで、軟弱なシルト層であり、この層の性質は千鳥町側のシルト層と同じである。この軟弱なシルト層の下部は、層厚が10~13mくらいで、 N 値が5~15程度の砂質シルト層である。砂質シルト層の下部は、層厚が3~5m程度の良く締固まった砂層で、この砂層以深は洪積層である。

(扇島)

地表面から-8~-13mくらいまでは埋立砂層で、 N 値が10~30程度である。この砂層の下部-30mくらいまでは、千鳥町や航路部と同じ性質を持つ軟弱なシルト層である。この軟弱なシルト層の下部は、層厚が6m程度、 N 値が5~15程度の砂質シルト層である。この層の下に N 値50以上の砂礫層が出現するが、地表面からこの層までが沖積層で約-42mから洪積層となっている。洪積層の第一層は層厚9m程度の粘土層で N 値が10~30程度である。この粘土層以深は、 N 値が50以上の砂層である。埋立砂層がない状態での常時微動観測では、0.6~0.8秒の周期が卓越している。

以上の結果を基に作成された地盤条件を図-3.10に示す。工学的な設計基盤面を千鳥町で-53m、航路部で-58m、扇島で-52mの位置に設定した。また沈埋トンネルの設置するトレンチの陸上部での埋戻し状態を勘案して、地表面付近の土質条件を原調査時点よりも軟弱な状態に設定した。図-3.10の地盤条件で、千鳥町、航路部及び扇島での設計基盤面と地表面との周波数の伝達率を計算する。この結果を図-3.11に示すが、千鳥町では、1.1, 3.2 Hz……、航路部では、2.2, 5.1 Hz……、扇島では、1.1, 3.2 Hz……の振動数の伝達率が大きい。

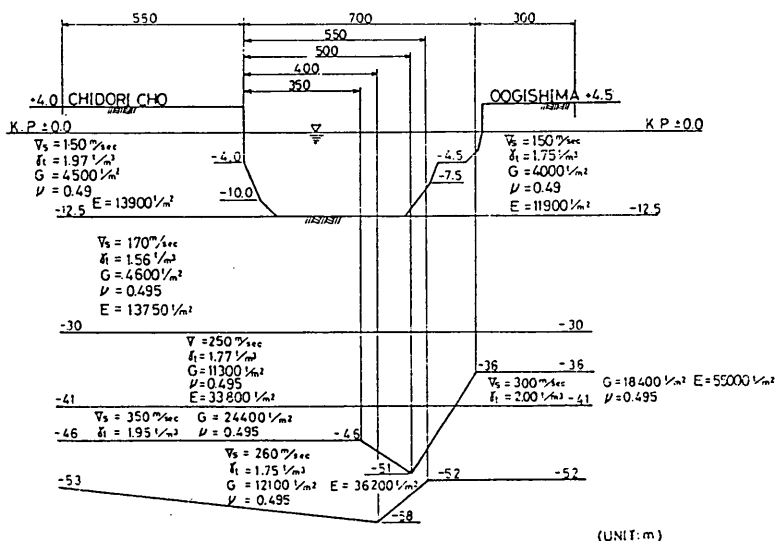


図-3.10 地盤条件図

川崎港海底トンネルでの地震応答観測と応答解析

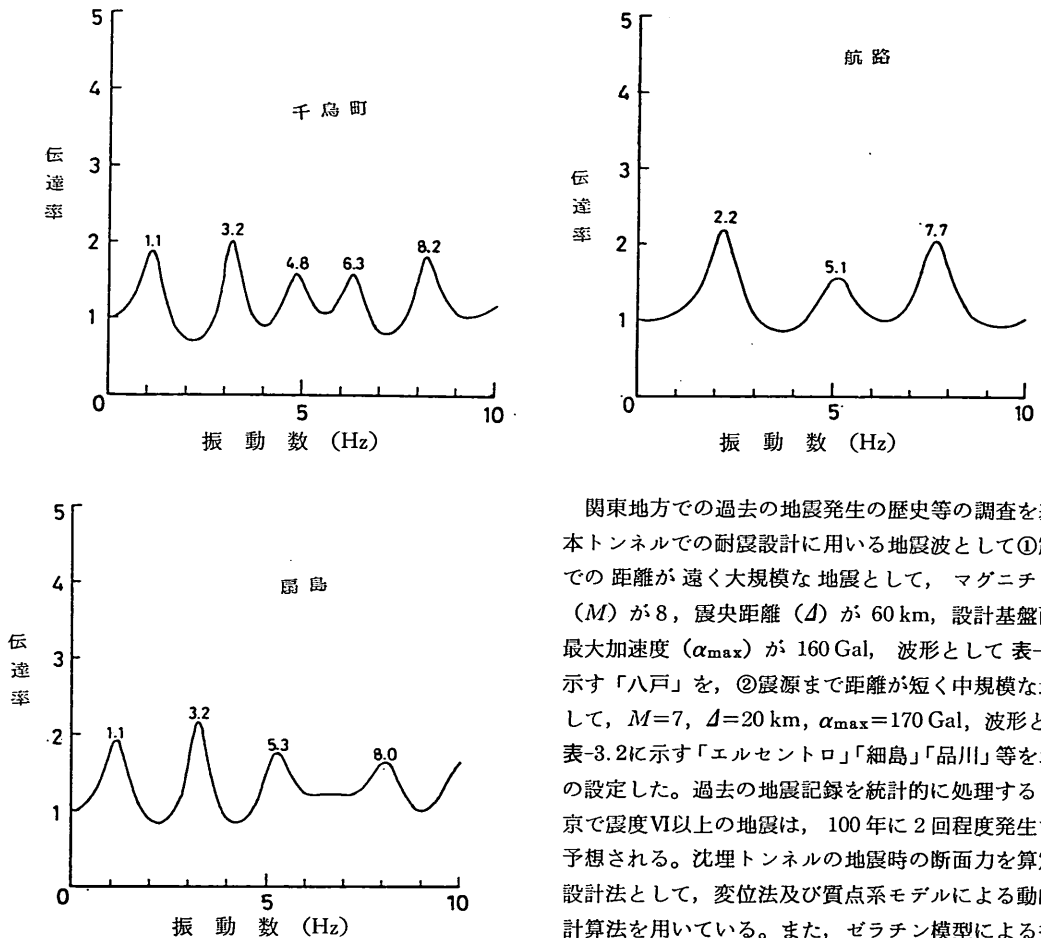


図-3.11 周波数伝達関数

3.3 耐震設計の概略

本トンネルの耐震設計は、図-3.12に示される流れ図に従って運輸省第二港湾建設局によって実施された。設計では、設計地震動の設定、地盤条件の設定、地震応答計算による断面力の検討等が行われた。

関東地方での過去の地震発生歴史等の調査を基に、本トンネルでの耐震設計に用いる地震波として①震源までの距離が遠く大規模な地震として、マグニチュード (M) が 8、震央距離 (D) が 60 km、設計基盤面での最大加速度 (α_{max}) が 160 Gal、波形として表-3.2に示す「八戸」を、②震源まで距離が短く中規模な地震として、 $M=7$ 、 $D=20$ km、 $\alpha_{max}=170$ Gal、波形として、表-3.2に示す「エルセントロ」「細島」「品川」等をおのおの設定した。過去の地震記録を統計的に処理すると、東京で震度VI以上の地震は、100年に2回程度発生すると予想される。沈埋トンネルの地震時の断面力を算定する設計法として、変位法及び質点系モデルによる動的応答計算法を用いている。また、ゼラチン模型による振動実験により動的応答計算法の妥当性の評価を行っている。換気所と沈埋函との取付部の設計、可きょう性継手（フレキシブルジョイント）の採用の可否等の検討もこの手法によって行われた。動的応答計算手法によって最終的に得られた断面力を表-3.3に示す。

表-3.2 入力地震波の諸元

地震の略称名	発震年月日	震源地	マグニチュード	震央距離 (km)	成分	最大加速度 (Gal)
八戸	1968. 5. 16	十勝沖	7.8	190	E-W	188
エルセントロ	1940. 5. 18	Imperial Valley	7.0	50	N-S	314
川崎	1972. 2. 29	八丈島近海	7.0	280	N-S E-W	42 46
品川	1968. 7. 1	埼玉県中部	6.1	80	E-W	88
細島	1970. 7. 26	宮崎沖	6.7	75	N-S	85

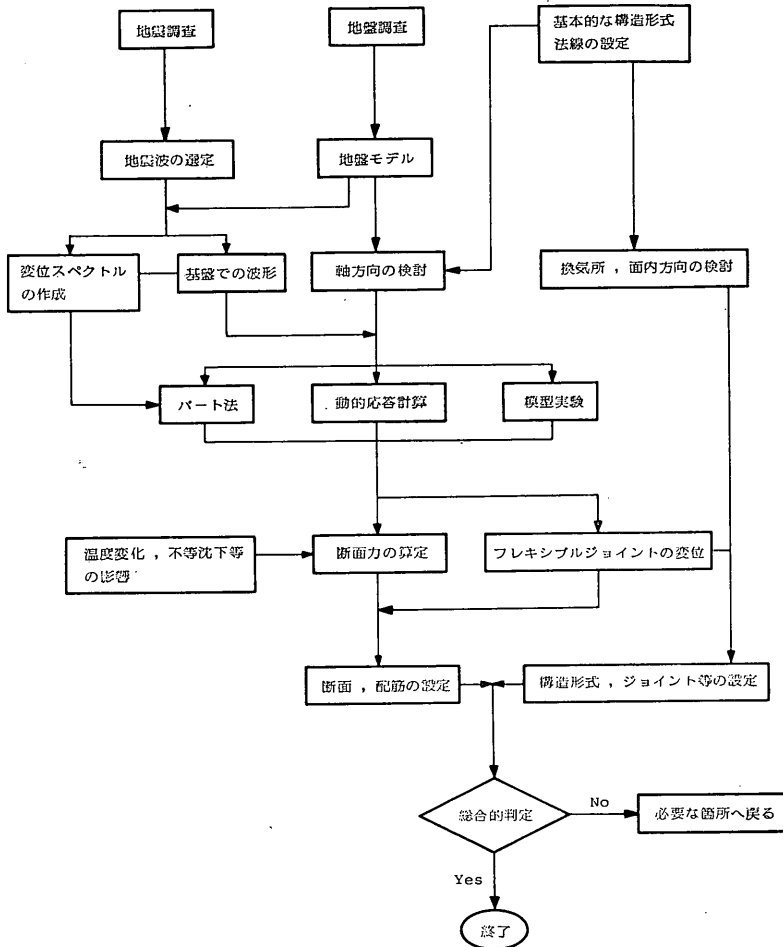


図-3.12 耐震設計の流れ図

表-3.3 動的応答計算によって得られた断面力

入力地震波	軸 力 (tf)		曲げモーメント (tf・m)	
	千鳥町側	扇島側	千鳥町側	扇島側
八戸	66,600	62,000	342,000	218,000
品川	18,800	17,400	101,000	87,000
川崎	27,000	22,300	51,700	39,700
細島	7,290	11,000	60,200	55,400
エルセントロ	31,500	30,400	174,000	174,000

4. 地震応答観測システム

4.1 観測計器の配置

地震応答観測に用いている地震計（換振器）、鉄筋計及び表面ひずみ計の配置を図-4.1に示す。地震計の数は7台、鉄筋計は10個、表面ひずみ計は6個である。地震計の符号はP、鉄筋計と表面ひずみ計の符号は、OあるいはCのアルファベットを用いている。千鳥町及び扇島の地表面と地中に TUSS 型（3成分）の地震計が設置されている。千鳥町側では、換気所より東側に約35m離れた地表面(+2.8mの箇所)と、同じ場所の-60.5m

川崎港海底トンネルでの地震応答観測と応答解析

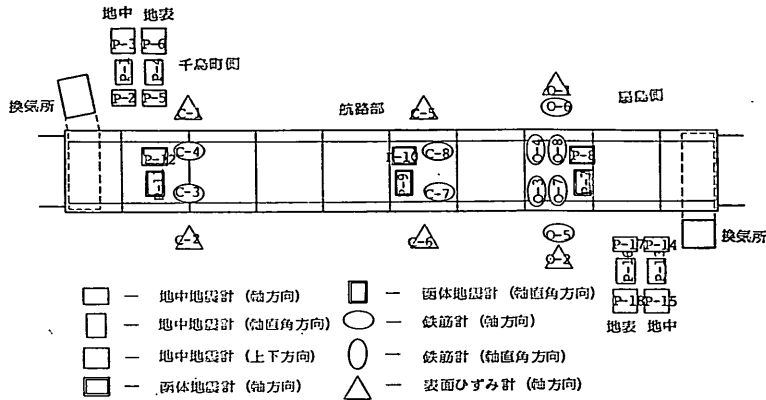


図-4.1 観測計器の配置

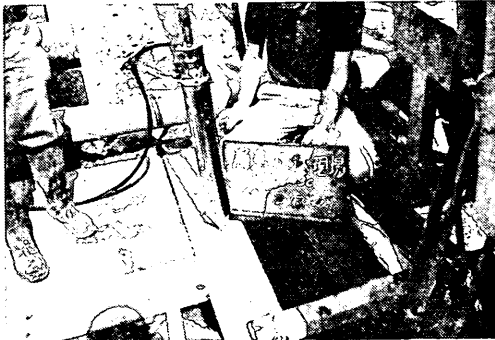


写真-1 換振器 (3成分)

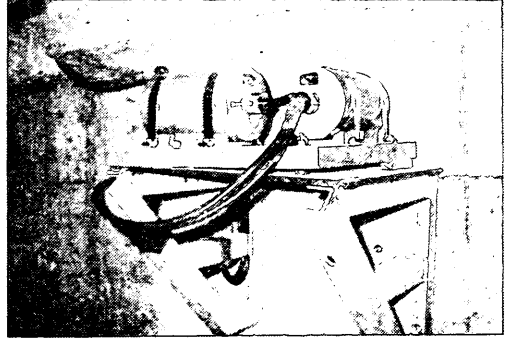
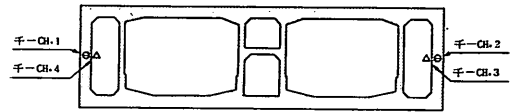


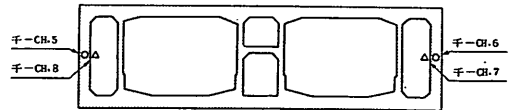
写真-2 換振器 (2成分)

の箇所には地震計が埋設されている。また扇島側では、換気所より北西に約 32m 離れた地表面 (+3.5m の箇所) と、同じ場所の -65.5m の箇所には地震計が埋設されている。沈埋トンネル内には、2号函、5号函及び7号函のほぼ中央に MTDHU-3C 型 (2成分) の地震計が設置されている。それぞれの地震計の成分の向きはトンネル軸線方向、直交方向及び上下方向 (MTDHU-3C 型にはない) である。

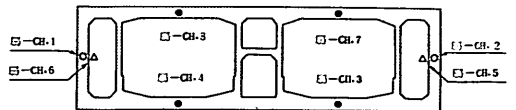
鉄筋計と表面ひずみ計の沈埋トンネル横断面内での配置を図-4.2に示す。表面ひずみ計は、コンクリート表面の1mの間隔に固定された棒によってひずみ量を電気的にとらえる計器である。表面ひずみ計は、BS-100 BS型で、1号函と2号函との接合部、5号函の中央及び7号函の中央におのおの対に6台設置されている。沈埋函内での設置場所は、換気ダクト内の側壁の表面である。鉄筋計は、D32及びD51 (太径鉄筋) に取付けている。D32にはBF-32B型の鉄筋計を、D51には直接ひずみゲージを貼付けた。1号函と2号函の接合部のD51に對に2台、5号函のほぼ中央部のD32に對に2台の鉄筋計がトンネル軸方向に設置されている。7号函に関しては、沈



(No. 1-295ジョイント区)



(No. 5号区)



(No. 7号区)

図断は千島側から扇島側を向いたものである。

- 千 — 千島町側断面 ○ — 地震計 D32 (軸方向)
 扇 — 扇島側断面 □ — 地震計 D51 (軸方向)
 ● — 地震計 D32 (軸直角方向)
 △ — コンクリート表ひずみ計 (軸方向)

図-4.2 鉄筋計と表面ひずみ計の配置

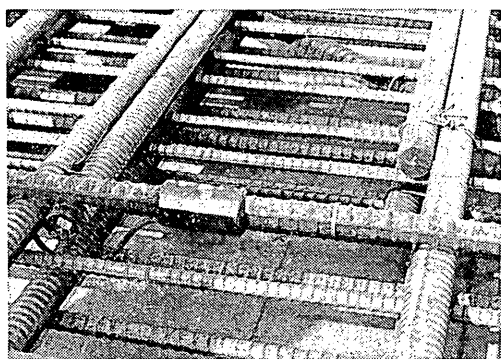


写真-3 鉄筋計

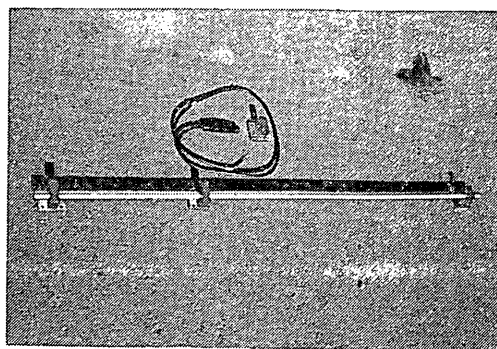


写真-4 表面ひずみ計

埋函のほぼ中央のD32に對し2台鉄筋計が、上床版と底版のD32に4台の鉄筋計が取付けられている。上床版と底版の鉄筋計の向きは、トンネル軸直交方向である。トンネル軸方向の鉄筋計はいずれも表面ひずみ計の近傍に取付けられている。

4.2 換振器の性能

TUSS 型の地震計の固有振動数は、5 Hz、減衰定数は約10である。この地震計の総合感度を 図-4.3 に示す。この感度の 範囲内で 0.01~1000 Gal の 加速度値が計測

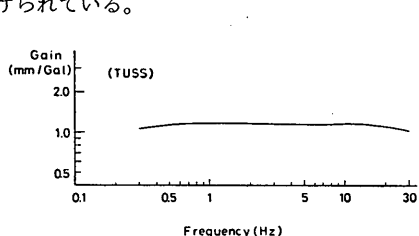


図-4.3 換振器 (地中地震計) の総合感度

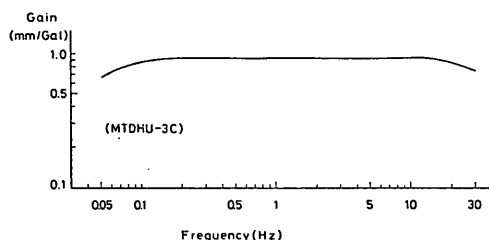


図-4.4 換振器 (地震計) の総合感度

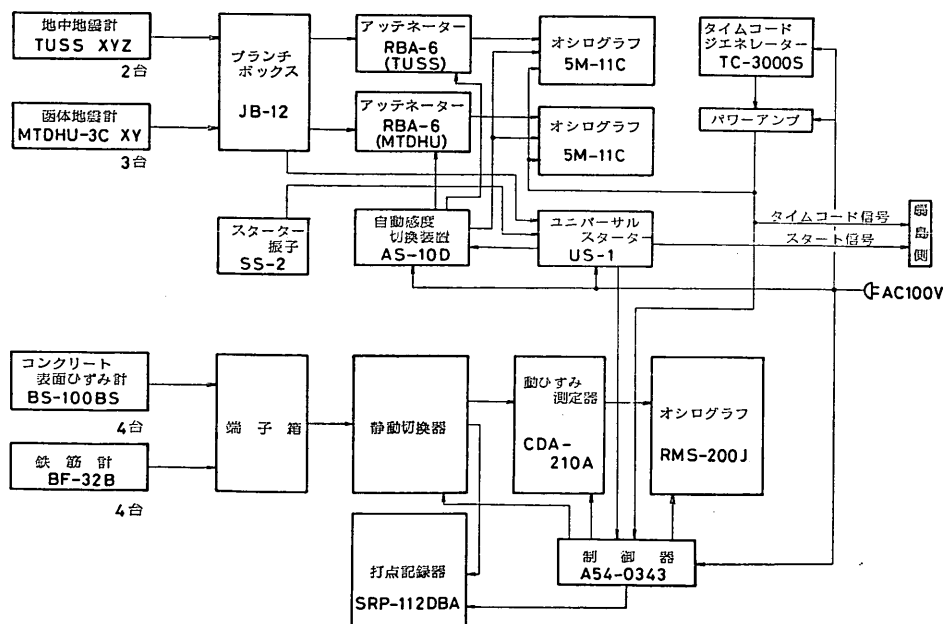


図-4.5 観測システム (千鳥町側)

川崎港海底トンネルでの地震応答観測と応答解析

できる。MTDHU-3C型の地震計の固有振動数は、3Hz、減衰定数は約17である。この地震計の総合感度を図-4.4に示す。この感度の範囲内で0.1~1000Galの加速度値が計測できる。

沈埋函内のコンクリート表面に取付けられている表面ひずみ計の測定容量は、約 $\pm 100 \times 10^{-6}$ である。これらの変換器で測定された電気信号が図-4.5に示す各種計器を通して電磁オシログラフの記録紙上に記録される。この際の記録紙の送り速度は4cm/sである。

沈埋トンネル内に置かれたスターターが1Gal以上の加速度を感知したときから測定が開始され、約2分間連続して測定される。また途中に大きな値の加速度値を感知したときには、自動感度切換器によって感度が、1/3あるいは1/9となる。

また鉄筋計については、静ひずみ記録も同時に測定されており、長期間の函体応力度の変動についての情報を与えている。記録紙に得られた波形は、当所構造部耐震構造研究室所有のデジタル装置により0.01秒刻みのデジタル記録に変換が行われる。

5. 観測記録の解析

5.1 解析の項目と解析手法の概略

本章で行う地震波記録の解析は多項目にわたっている。解析を実施した項目について以下に示す。

- ①地震記録の諸元（マグニチュード、震央距離、震源位置等）の整理を行う。
- ②加速度波形とひずみ波形を讀取る。
- ③加速度波形から速度波形と変位波形とを求める。

- ④地震波の性質（最大値、周期等）を整理する。
- ⑤沈埋トンネル軸線沿いの各地点での地震波形の軌跡と、時刻ごとの分布を把握する。
- ⑥各地震波記録間の相関性を調べる。
- ⑦地震波の伝播速度の計算を行う。
- ⑧ひずみ記録を軸ひずみと曲げひずみとに分離しておのの性状を調べる。

加速度波形を速度波形と変位波形とに変換するためには積分計算を必要とする。積分計算には、デジタル化した記録を用いるが、この記録には測定計器の性能、読取り作業等による誤差が含まれており、この誤差が積分結果に大きな影響を及ぼす。それゆえ、記録から極力誤差を排除が必要がある。この誤差の除去を含めた積分計算に関する方法は、いくつか提案されている。いずれの方法でも、記録波形中で誤差の介入する余地が大きいとされている低周波数側と高周波数側の成分を一定の基準で除去して積分を行う。本報告では、港湾技術研究所耐震構造研究室で開発された方法¹⁰⁾を用いる。この方法では、加速度波形に含まれている低周波成分をパラメータ付きフィルターによって除去する。このフィルターは、除去する周波数成分の大きさがある規定値以内とするものである。

地震波の性質や伝播特性に関する情報は、主にF.F.T.（高速フーリエ変換）を用いて解析を行う。F.F.T.を用いて、地震波形間のクロススペクトル、位相スペクトル、伝達関数等の計算を行う。

5.2 取得された地震波記録

(1) 地震の諸元

表-5.1 地震波の諸元

地震番号	発震年月日	震源地			マグニチュード	深度 (km)	震央距離 (km)
		場所	緯度	経度			
KWSK-1	1980.3.12	房総半島南東沖	34°57'	140°31'	5.6	80	92
KWSK-2	1980.3.31	京都府北部	35°30'	135°31'	5.9	360	384
KWSK-3	1980.4.22	東海道はるか沖	32°09'	137°55'	6.6	400	409
KWSK-4	1980.5.08	房総半島南東沖	34°31'	140°27'	5.7	60	126
KWSK-5	1980.6.18	千葉県中部	35°38'	140°01'	4.6	80	27
KWSK-6	1980.6.29	伊豆半島東方沖	34°55'	139°14'	6.7	10	81
KWSK-7	1980.8.15	房総半島南東沖	34°51'	139°46'	5.0	90	73
KWSK-8	1980.9.24	茨城県南西部	35°58'	139°48'	5.4	80	51
KWSK-9	1980.9.25	千葉県中部	35°31'	140°13'	6.1	80	37
KWSK-10	1981.1.19	宮城県沖	38°36'	142°58'	7.0	0	295
KWSK-11	1981.4.14	山梨県東部	35°28'	138°55'	4.5	20	76
KWSK-12	1981.6.25	神奈川県東部	35°36'	139°31'	3.6	40	25
KWSK-13	1981.9.02	茨城県沖	35°48'	141°08'	5.8	40	128
KWSK-14	1982.2.21	八丈島近海	33°43'	141°14'	6.4	40	262

昭和54年10月の川崎港海底トンネル開通直後より、昭和57年4月までに表-5.1に示す14個の地震記録を取得した。表中でKWSKは、記録を整理する上での記号で、観測開始より記録取得順に番号を付けてある。図-5.1に地震の発生位置を示す。

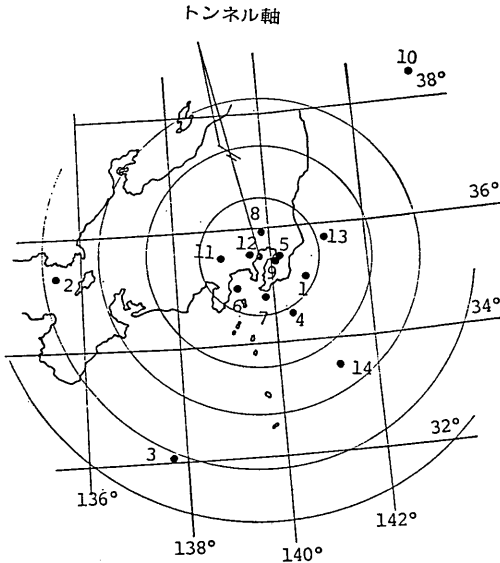


図-5.1 地震の発生位置

取得された加速度記録の最大値は、いずれの地震でも60Gal未満である。また取得された地震記録のマグニチュードは、3.6から7.0の範囲である。表-5.1に示す地震記録は、震央距離と深度から、次の3グループに大まかに分類できる。

(グループ1)

震央距離が比較的短く、深度が震央距離と比べて大きく、地震波がほぼ真下方向から表層地盤に到着し、地震の分類として直下型の地震と呼ばれる地震のグループ KWSK-1, 5, 7, 8, 9, 11, 12

(グループ2)

震央距離が比較的長く、深度が震央距離と比べて小さい地震のグループ。震源と観測点を結ぶ線と地表面となす角度をふ角とここで定義すると、このふ角が30度以下の地震。

KWSK-4, 6, 10, 13, 14

(グループ3)

震央距離が長く、かつ深度が震央距離と比べて大きい地震のグループ。

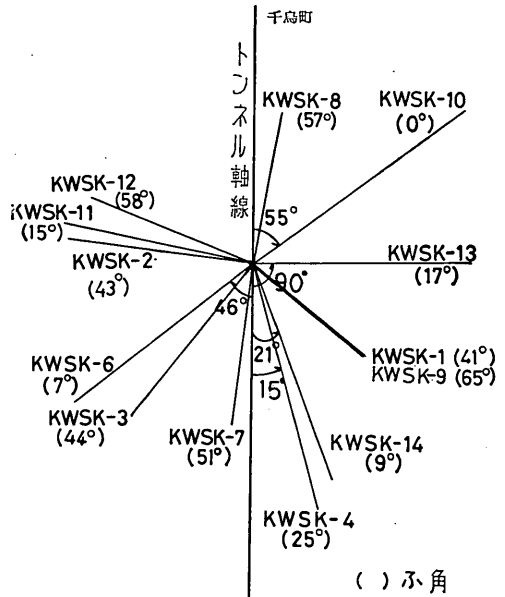


図-5.2 沈埋トンネル軸線と震源の方向

KWSK-2, 3

沈埋トンネル軸線と震央の方向との関係を図-5.2に示す。今までの観測では地震の発生位置が特に集中しておらず、沈埋トンネル軸線からみるとさまざまな方向に震央が位置している。地震記録の解析は、主にこれら14個の地震記録の中で、記録の取得の状況が良い、KWSK-4, 6, 8及び9を対象に行った。KWSK-8と9はグループ1を、KWSK-4と6はグループ2をおのおの代表している。グループ3については、今回詳しい検討を行うに至らなかった。

(2) 地震波記録の最大値と波形の特徴

図-5.3にKWSK-4、図-5.4にKWSK-8、図-5.5にKWSK-9の地震記録で、各観測箇所取得された地震記録の振幅の最大値を示す。ただし、図中の値は、記録紙から直接物指で読取った値を加速度あるいはひずみに換算したものであり、デジタル記録の最大値ではない。KWSK-4は、いずれの地震計でも10Gal未満の最大加速度の値である。また沈埋トンネル内のひずみ量も $2 \sim 3 \times 10^{-6}$ と小さな値である。KWSK-8での最大加速度は、16Galで扇島の陸上部で取得されている。ひずみ量は、やはり 2×10^{-6} 程度と小さな値である。KWSK-4及びKWSK-8では、ひずみの値が、沈埋トンネル内の3箇所ほぼ同程度である。KWSK-9では、今回整理を行った地震記

川崎港海底トンネルでの地震応答観測と応答解析

地震記録番号：KWSK-4

発震年月日：昭和55年5月8日

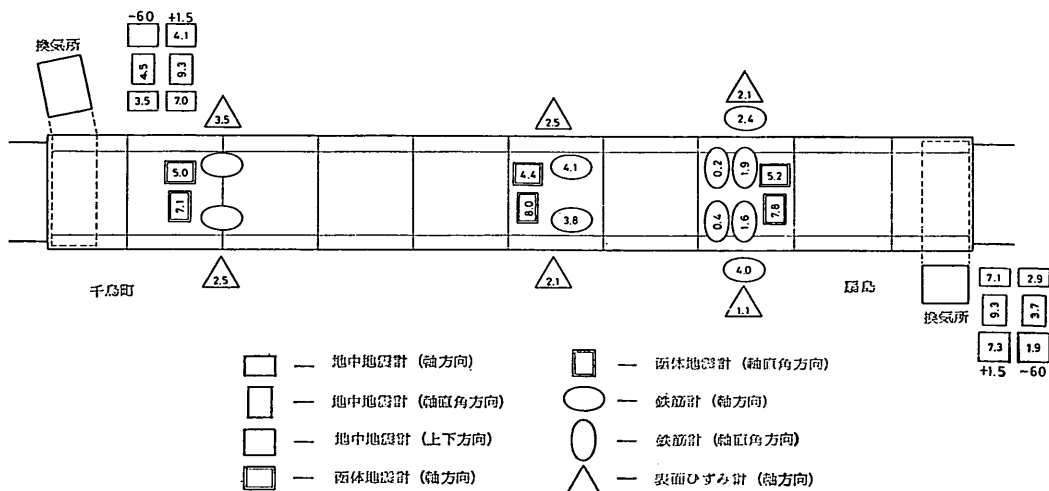


図-5.3 KWSK-4 での最大値

地震記録番号：KWSK-8

発震年月日：昭和55年9月24日

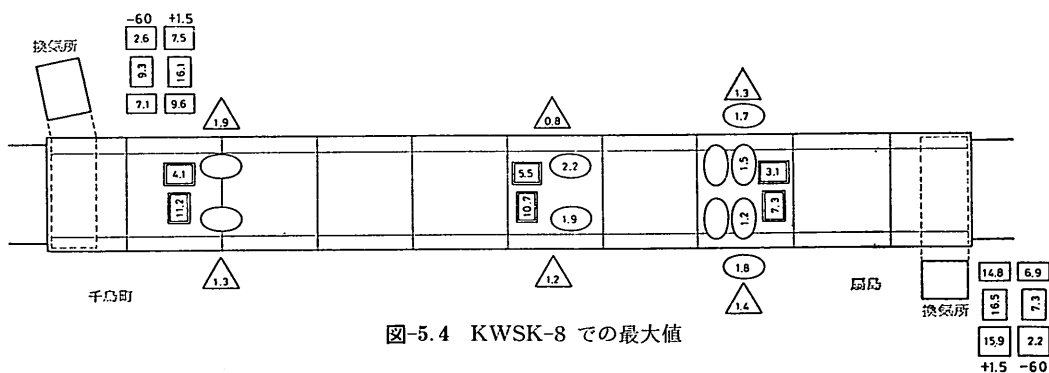


図-5.4 KWSK-8 での最大値

地震記録番号：KWSK-9

発震年月日：昭和55年9月25日

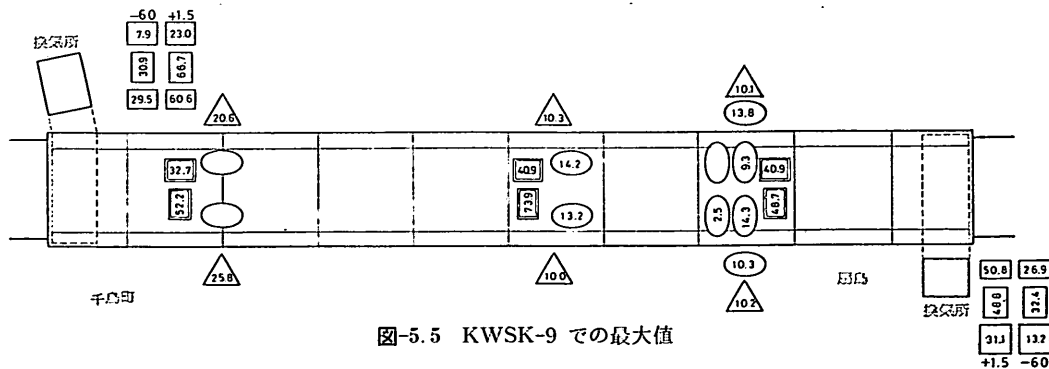


図-5.5 KWSK-9 での最大値

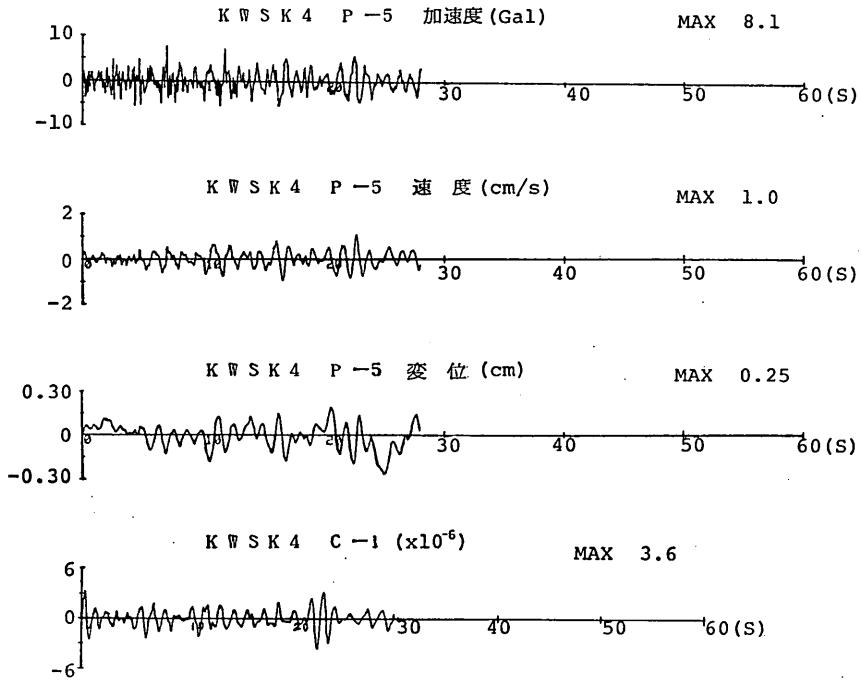


図-5.6 KWSK-4 の地震波形

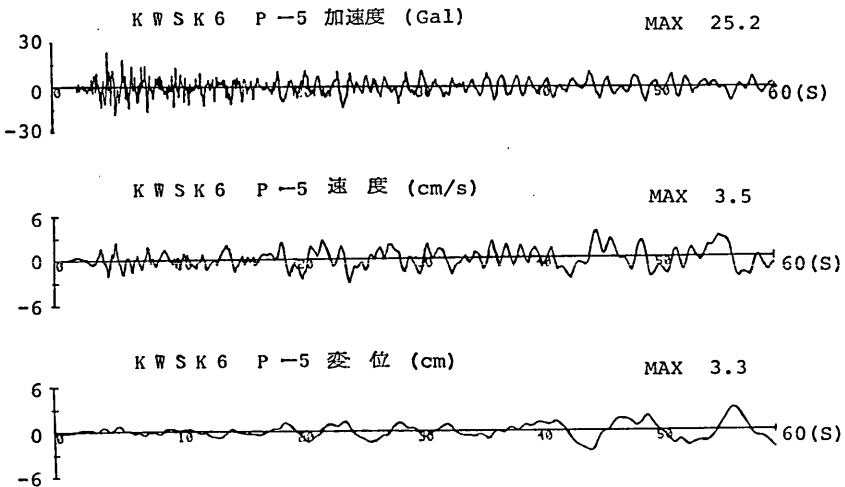


図-5.7 KWSK-6 の地震波形

川崎港海底トンネルでの地震応答観測と応答解析

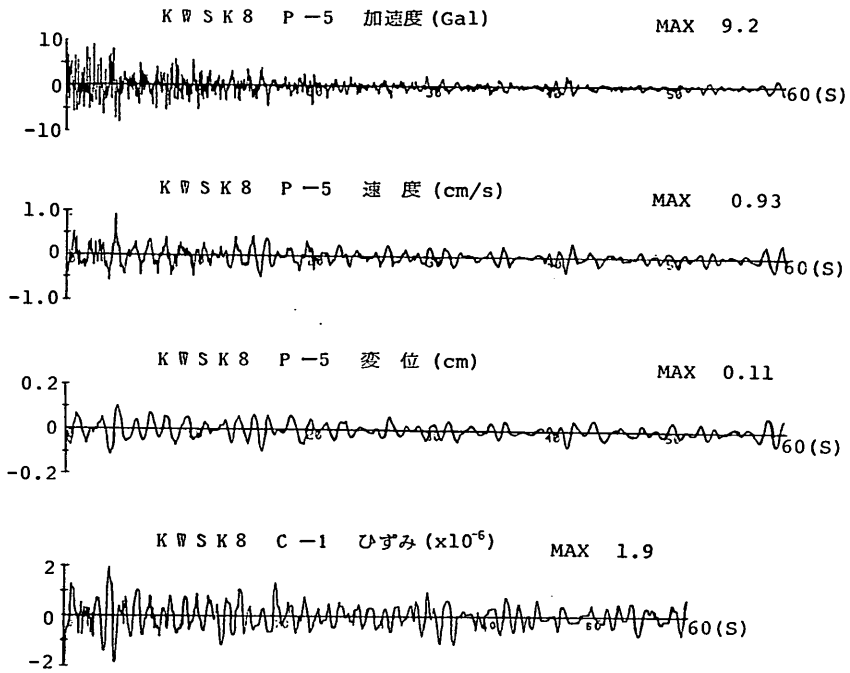


図-5.8 KWSK-8 の地震波形

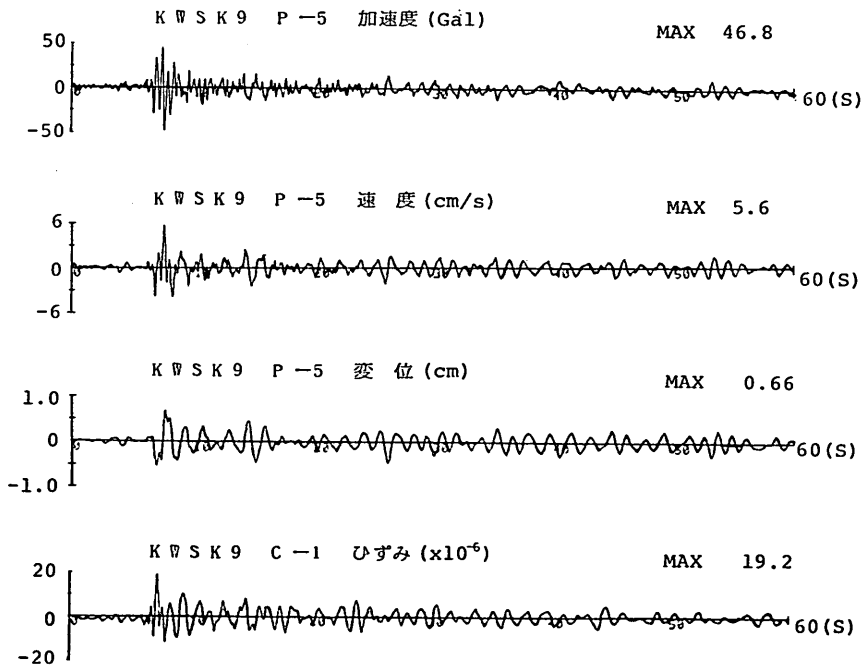


図-5.9 KWSK-9 の地震波形

録の内一番大きな加速度値を得ている。千鳥町の陸上部で 67 Gal、扇島の陸上部で 49 Gal の最大加速度が生じている。ひずみ量は、千鳥町の護岸付近で 25×10^{-6} 程度、航路部及び扇島の護岸付近で 10×10^{-6} 程度となっている。KWSK-6 では、30 Gal 程度の最大加速度値を得ているが、ひずみ記録は、すべて欠測となっている。

次に各地震記録の波形の特徴を示す。沈埋トンネルの各地点で同一の地震波形を得ているわけでないので、一箇所の地震波形でその地震で得られた各箇所の地震波形全体を代表させることは難しいが、各地震波記録のおよその特徴を述べるができる。各地震波記録から特に P-5 (千鳥町地表面で沈埋トンネル軸方向成分) での加速度波形と積分を行って得られた速度波形、変位波形及び沈埋トンネル内でのひずみ波形について説明する。

グループ 2 に属する KWSK-4 の P-5 の加速度波形では、記録開始後 10 秒くらいまでは、その振幅値も大きく、2.54 Hz、3.61 Hz 程度の比較的高い振動数の波が卓越している。記録が取得されている 28 秒までの範囲では、加速度振幅が減少せずにはほぼ同程度である。しかし振動数は途中から低くなっている。速度波形及び変位波形は、両波形とも加速度波形よりもなだらかで、全体的に 0.78 Hz の振動数の波が卓越している。加速度波形で卓越している 2.54 Hz、3.61 Hz の波の振幅値は、これらの波形では小さい。ひずみ波形では、0.78 Hz の振動数が卓越しており、速度波形や変位波形で卓越している振動数とはほぼ等しい。ひずみ波形での最大振幅値は、主要動部 (0~10 秒) を過ぎた 20 秒付近に生じている。

同じくグループ 2 に属する KWSK-6 の P-5 の加速度波形は、記録開始後 20 秒くらいまでは、1.27 Hz の振動数が卓越しており、加速度波形の振幅も数秒付近で最大となっている。20 秒を過ぎると 0.78 Hz の振動数の波が卓越し、波形もなだらかであり主要動部よりも振幅は小さいが、60 秒まで振幅の値が時間の経過とともにあまり減少していない。速度波形及び変位波形の振幅は、主要動部分では小さく 40~60 秒の区間に最大振幅値が生じている。

グループ 1 に属する KWSK-8 の P-5 の加速度波形では、記録開始後 5 秒程度までの主要動部分では、加速度振幅が数 Gal で振動数が 3.12 Hz の波が卓越している。その後加速度振幅は減少し、20 秒を過ぎると 2 Gal 未満となる。速度波形及び変位波形では、0.68 Hz 程度の比較的低い振動数の波が、記録開始後 60 秒の間に出現しており、おのおのの振幅も記録開始後あまり減衰して

いない。ひずみ波形でも 0.68 Hz 程度の振動数の波が卓越している。またひずみの振幅もあまり減衰していない。ひずみ波形での最大振幅値は、主要動部分 (0~5 秒) に生じている。

グループ 1 に属する KWSK-9 の P-5 では、7 秒付近に 50 Gal 程度の加速度振幅が生じているが、その後の加速度振幅は小さい。主要動部分の 7 秒付近では振動数が 0.68 Hz の波が卓越しているが、全般的には、2.25 Hz の比較的高い振動数の波が卓越している。速度波形及び変位波形では、0.68 Hz の振動数の波が卓越している。両波形の振幅は、10 秒を過ぎると減衰するが、10~60 秒では、振幅はほぼ同程度である。ひずみ波形では 0.68 Hz の振動数の波が卓越しており、振幅の性状は、速度波形や変位波形と似ている。最大ひずみ量も加速度波形での主要動部分に生じている。いずれの地震波記録でもひずみ波形の振動性状は、速度波形や変位波形の振動性状と類似している。

ひずみ波形での最大振幅値は、グループ 1 とグループ 2 の地震で生じる区間が異なっている。すなわち、グループ 1 (KWSK-8 と KWSK-9) では、加速度波形での主要動部 (加速度振幅が大きい区間) で生じており、グループ 2 (KWSK-4) では、主要動部を少し過ぎた部分に生じている。

5.3 表層地盤と沈埋トンネルの振動性状

沈埋トンネルに生じるひずみ(あるいは断面力)は、前述したように沈埋トンネル軸線沿いの周辺地盤の地点ごとの相対的な動揺に支配される。そこで沈埋トンネル軸線に沿った表層地盤と沈埋トンネルの動揺性状について検討する。動揺性状については、地震波(加速度波形、速度波形及び変位波形)の軸線沿いの各地点ごとの軌跡、時間ごとの地震波の振幅の分布、及び地震波の卓越する振動数を整理して明らかにする。千鳥町での地震計設置地点と扇島での地震計設置地点との水平距離は、970 m である。したがってこの 2 地点間を結ぶ線上での動揺性状を調べることになる。すなわち、この 2 地点と沈埋トンネル内の 3 地点の合計 5 地点に設置されている地震計で取得された地震波記録を用いて解析を行う。

(1) 沈埋トンネル軸線沿いの地震波の軌跡

表層地盤での地震動の軌跡¹⁷⁾は、地震の諸元や地震波の伝播径路等の影響を受けて複雑な形をとること、すなわち地震によって軌跡の特徴が異なることが知られている。ここでは、個々の軌跡について、地震波の種類を判定するなどの詳細な検討は行わず、沈埋トンネル軸線沿

川崎港海底トンネルでの地震応答観測と応答解析

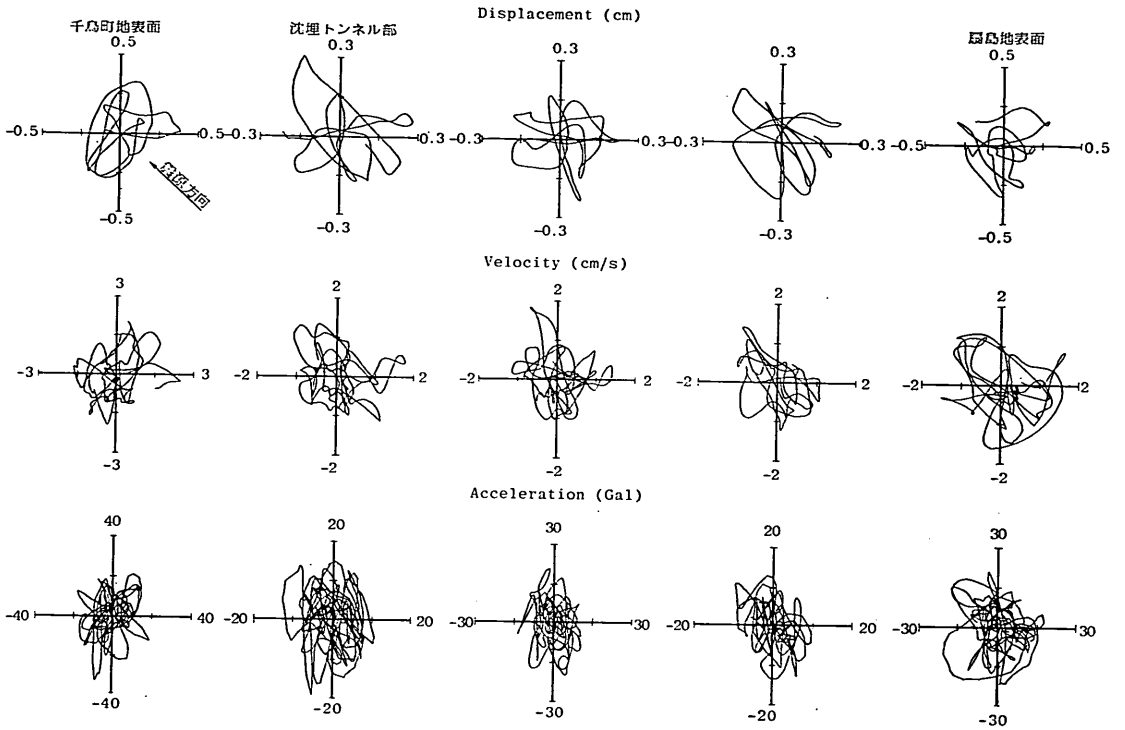


図-5.10 地震動の軌跡 (KWSK-6, 5~10秒間)

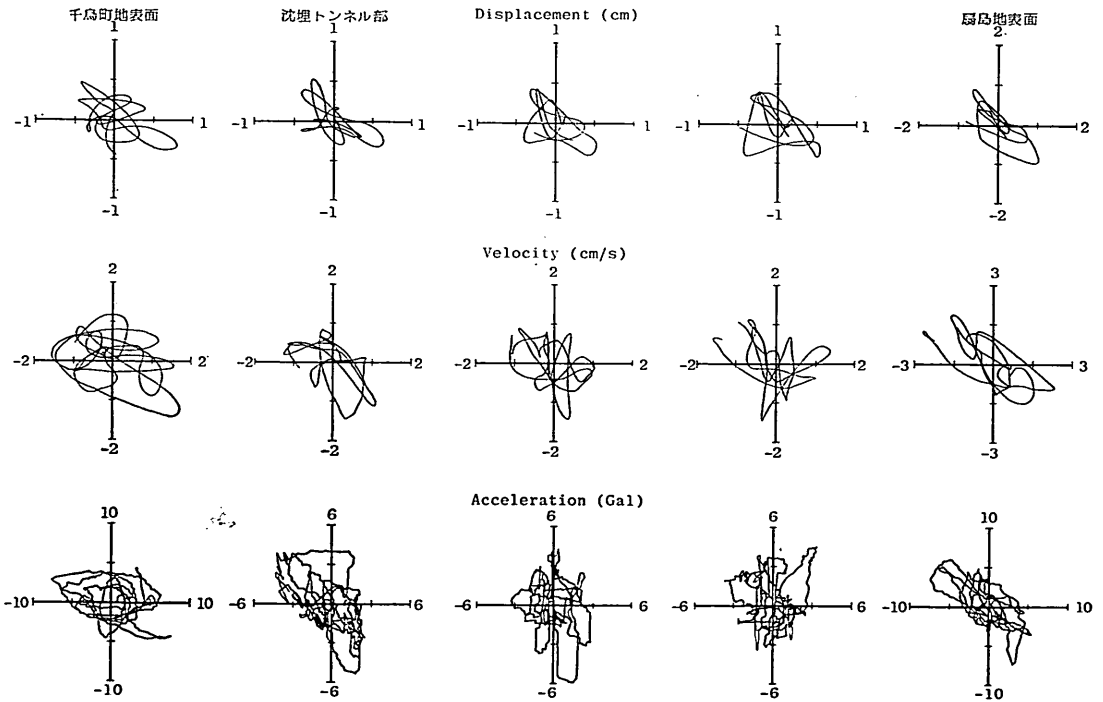


図-5.11 地震動の軌跡 (KWSK-6, 50~60秒間)

いの各地点での地震動の軌跡が、どのようにおのの類似しているかについて調べる。

図-5.10 に KWSK-6 の地震での記録取得後5秒から10秒までの水平面内の地震動の軌跡を示す。この区間は、KWSK-6 の地震の主要動部分であり、他の区間よりも加速度波形の振幅が大きく比較的振動数の高い成分の波が卓越している。地震波の振幅としては、航路部の沈埋トンネル内のほうが地表面よりも一般的に小さな値である。加速度波形及び速度波形では、軌跡の線が混み入り良く判読できないが、変位波形を含めて振動する方向あるいは軌跡のパターン（だ円形状、円形状、直線状等）は、各地点で異なっている。すなわち各地点で同一の振動性状をしていないことがわかる。図-5.11 に、同じく KWSK-6 の地震で記録取得後50秒から60秒までの軌跡を示す。この区間は、主要動部分と比較して、地震動の波形がなだらかで比較的低い振動数の成分が卓越している所である。この区間でも加速度波形及び速度波形では、振動する方向や軌跡のパターンは、各地点で必ずしも同一でない。しかし変位波形では、隣接する2地点間で振動する方向や軌跡のパターンが若干類似してい

る。主要動部よりは、50秒から60秒までの区間のほうが、沈埋トンネル軸線沿いに各地点が同じように振動していることがわかる。図-5.12 に千鳥町の地表面での50

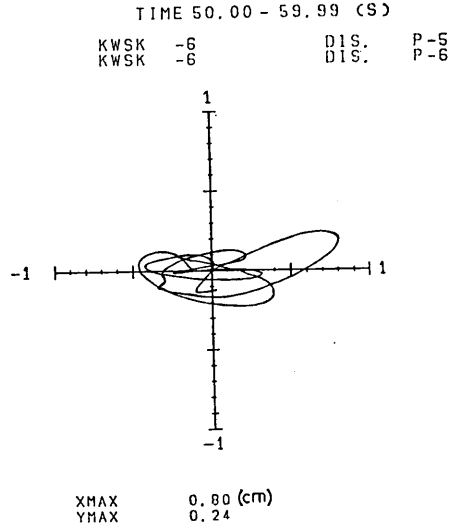


図-5.12 地震動の軌跡 (KWSK-6, 鉛直方向)

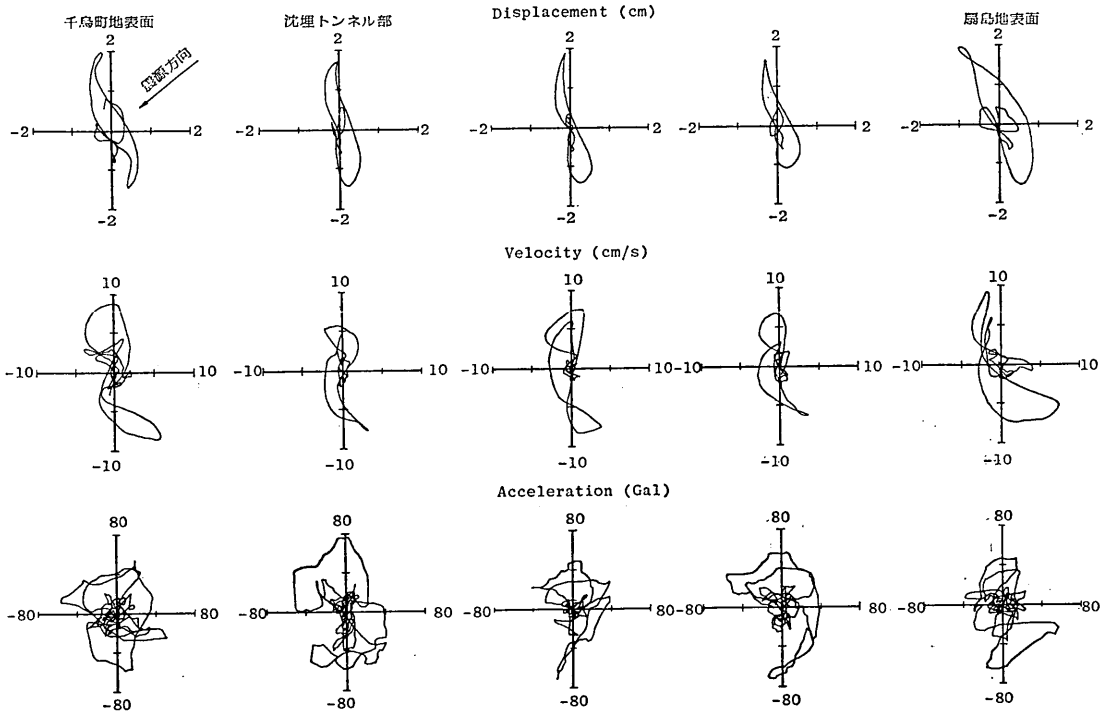


図-5.13 地震動の軌跡 (KWSK-9, 5~10秒間)

川崎港海底トンネルでの地震応答観測と応答解析

秒から60秒までの鉛直面内の変位に関する軌跡を示す。鉛直方向の変位振幅は、水平方向の変位振幅よりも小さな値で、地表面は、ほぼ水平面内で振動していることがわかる。

図-5.13にKWSK-9の地震での記録取得後5秒から10秒までの水平面内の軌跡を示す。この区間では、振幅の大きい衝撃的な波が生じている。加速度波形では、振動の方向や軌跡のパターンは、各地点であまり類似していない。しかし速度波形及び変位波形では、KWSK-6の場合と異なり、各地点の振動の方向と軌跡のパターンとが非常に良く類似している。振動の方向は、沈埋トンネル軸直角方向である。軸方向には、沈埋トンネルはあまり振動しておらず、各地点でほぼ同一に軸直角方向に振動していることがわかる。

図-5.14にKWSK-9の地震での千鳥町の地表面での5秒から10秒までの鉛直面内での変位に関する軌跡を示す。鉛直方向の変位振幅は、KWSK-9の地震でも水平方向よりも小さな値である。また地震面は、ほぼ水平面内で振動していることがわかる。

(2) 時刻ごとの地震波の振幅の分布

沈埋トンネル軸沿いの各地点での時刻ごとの地震波の振幅の分布について述べる。図-5.15にKWSK-6の地震での0～10秒間の加速度波形、速度波形及び変位波形の各地点での振幅を連ねて作成した分布図を示す。3～20秒間は、KWSK-6の地震で主要動の部分である。この部分では、取得された記録時間での振幅が大きく、比較的振動数の大きい成分が卓越している。加速度波形で

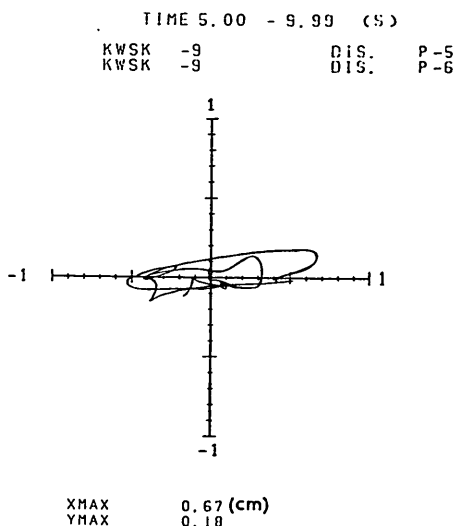


図-5.14 地震動の軌跡 (KWSK-9, 鉛直方向)

は、加速度の振幅が地表面及び沈埋トンネル内の各地点で、時間ごとにかなり異なっている。加速度波形に関しては、場所ごとに独自の振動をしているようである。一方速度波形及び変位波形では、沈埋トンネル内では、時刻ごとにほぼ同じ振幅である。しかし、地表面と沈埋トンネル内とで、振幅の値に差があると同時に振動する方向が逆の場合もある。すなわち陸上部と航路部との間の護岸部に、速度波形及び変位波形の振幅に相対的な差が時刻によっては生じていることがわかる。

次に、同じKWSK-6の地震での40～60秒間の地震波

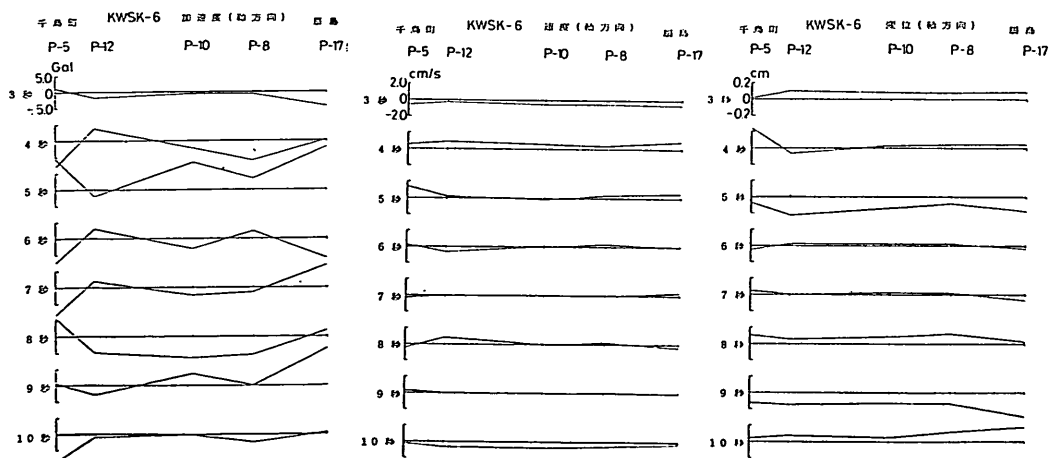


図-5.15 KWSK-6での地震波の振幅の分布 (0～20秒間)

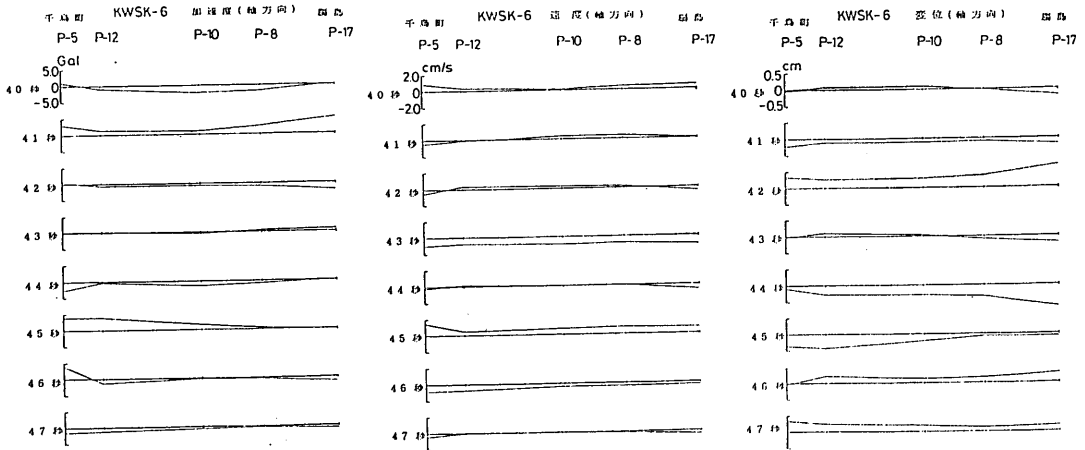


図-5.16 KWSK-6 での地震波の振幅の分布 (40~60秒間)

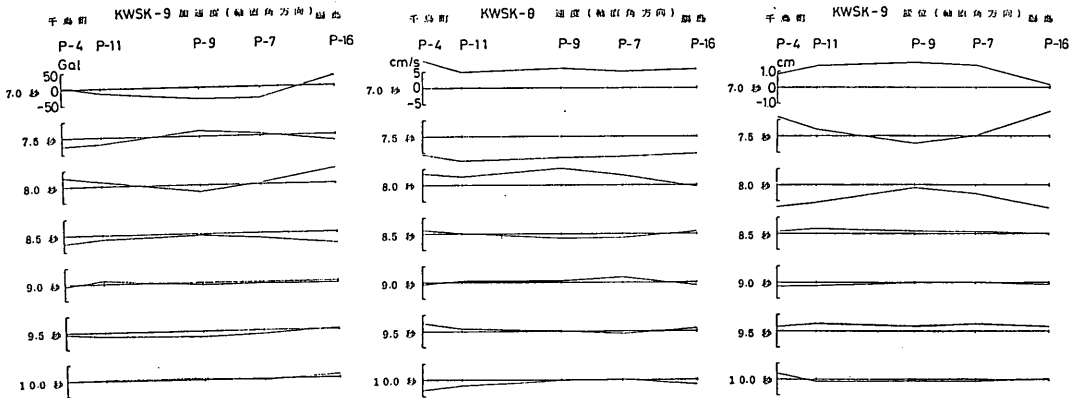


図-5.17 KWSK-9 での地震波の振幅の分布 (7~10秒間)

の振幅を示す。40~60秒間は、振幅の値が主要動部分よりも小さいが、卓越している振動数が比較的低い区間である。この区間では、加速度波形、速度波形及び変位波形とも沈埋トンネル軸線沿いにほぼ同じ振幅で振動している。しかし地点ごとの相対的な振幅の差が沈埋トンネル内部の地点間よりも護岸部に生じていることがわかる。図-5.17にKWSK-9の地震での7~10秒間の地震波の振幅の分布を示す。7~10秒間に振幅の大きい衝撃的な波が、3~4波生じている。加速度波形では、沈埋トンネル内の3地点では、かなり地点ごとに振幅の値が異なっている。また、陸上部と沈埋トンネル部との間に相対的な振幅の差が生じている。速度波形では、地点ごとに相対的な振幅の差が見受けられるが、変位波形では、加

速度波形と同様に、護岸部に相対的な振幅の差が時刻によって生じていることがわかる。

(3) 沈埋トンネル軸線に沿ったスペクトル特性

沈埋トンネル軸線沿いの各地震波の振動成分の性状について調べる。図-5.18にKWSK-4での地震波(加速度波形、速度波形、及び変位波形)のパワースペクトルを沈埋トンネル軸線沿いに整理した結果を示す。

加速度波形では、千鳥町地表面(P-5)で、0.88 Hz、扇島の地表面(P-17)で、1.07 Hzと3.03 Hzの振動数が卓越している。沈埋トンネル内のP-12で取得された加速度波形では、0.78 Hz、P-10では、0.78 Hzと2.05 Hz、P-8では、0.98 Hzの振動数が卓越している。加速度波形では、沈埋トンネル軸線沿いの各地点で卓越

川崎港海底トンネルでの地震応答観測と応答解析

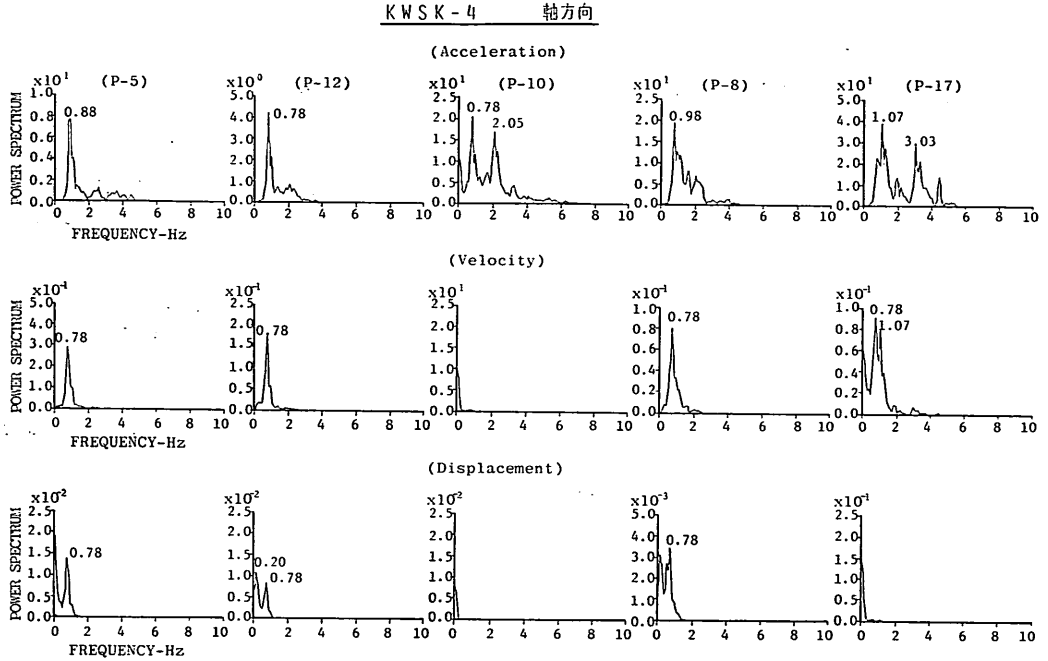


図-5.18 地震波のパワースペクトル (KWSK-4)

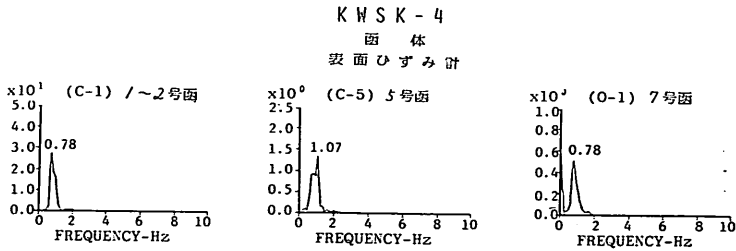


図-5.19 ひずみ波形のパワースペクトル (KWSK-4)

KWSK-8 軸直角方向

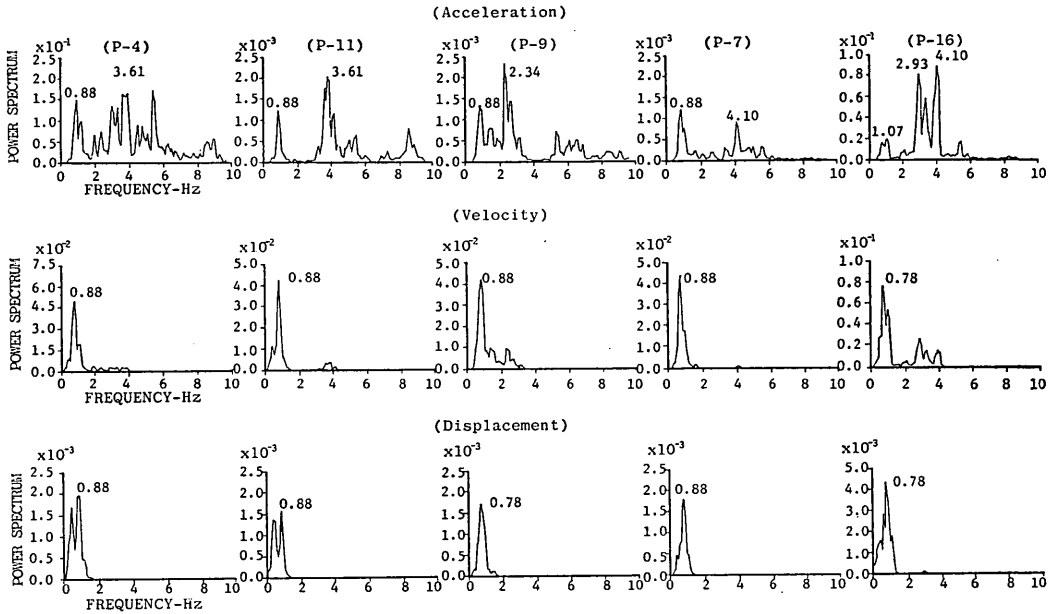


図-5.20 地震波のパワースペクトル (KWSK-8)

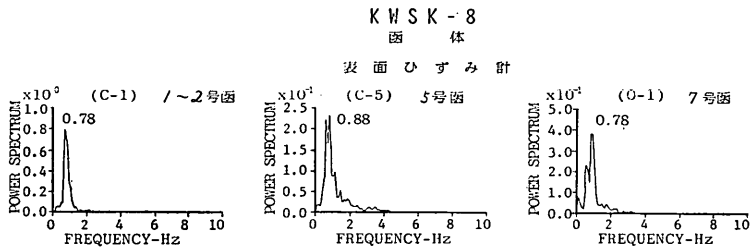


図-5.21 ひずみ波形のパワースペクトル (KWSK-8)

川崎港海底トンネルでの地震応答観測と応答解析

KWSK-9、軸直角方向

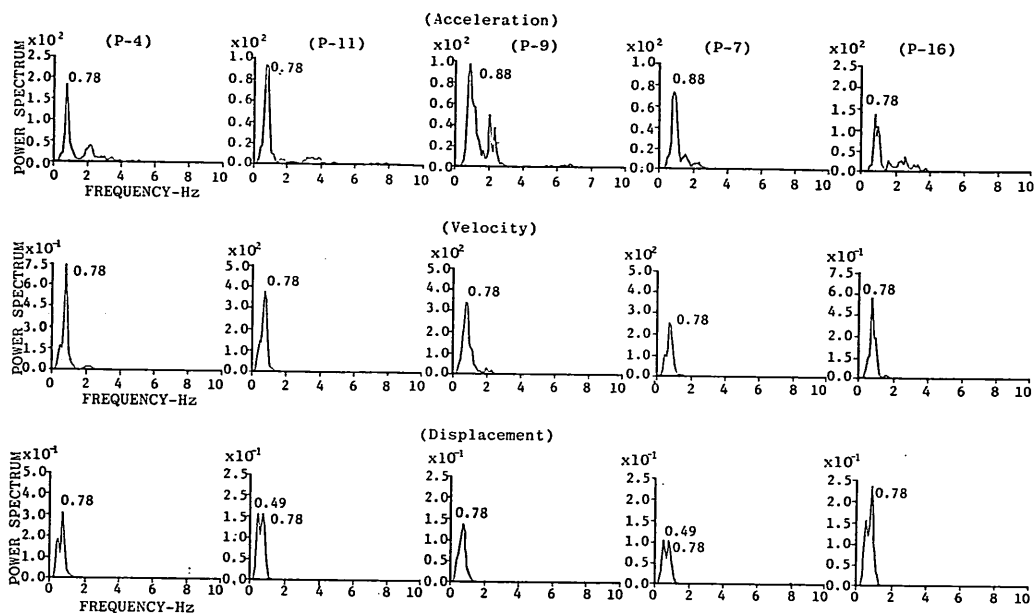


図-5.22 地震波のパワースペクトル (KWSK-9)

KWSK-9

函体

表面ひずみ計

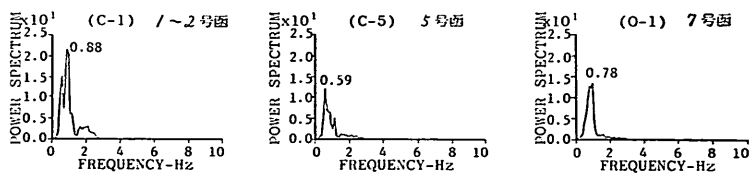


図-5.23 ひずみ波形のパワースペクトル (KWSK-9)

している振動成分が若干異なっている。一方、速度波形及び変位波形では、2~3 Hz の比較的高い振動数の成分の振幅値は小さく各地点で 0.78 Hz の振動数の波が卓越している。ただし、P-10 と P-17 では、0.1 Hz 程度のかんり低い振動数の成分が卓越しているが、これは加速度波形に低い振動数の成分があるからである。しかしこの原因が、実際の地震波に含まれていたのか誤差によるのかは不明である。図-5.19 に示すとおり沈埋トンネル内の表面ひずみ計 (C-1, C-5, O-1) で取得されたひずみ記録でも、速度波形や変位波形と同様に 2~3 Hz の振動数の成分の振幅値は小さく、0.78 Hz や 1.07 Hz の比較的低い振動数の成分が卓越している。

図-5.20 及び図-5.21 に KWSK-8 の場合を示す。加速度波形では、沈埋トンネル軸線の各地点で 0.88 Hz 程度の比較的低い振動数の成分と 2~4 Hz の振動数の高い成分が卓越している。速度波形、変位波形及びひずみ波形では、振動数の高い成分よりも、0.78 Hz あるいは、0.88 Hz と比較的低い振動数の成分が卓越している。図-5.22 及び図-5.23 に KWSK-9 の場合を示す。衝撃的な波が特徴的な KWSK-9 では、加速度波形、速度波形、変位波形及びひずみ波形で、0.78 Hz あるいは 0.88 Hz の振動数が各地点で同じように卓越している。KWSK-8 及び KWSK-9 は、5.2 で定義したグループ 1 の地震であり、この地震では、沈埋トンネルの各地点でほぼ同様な振動成分が卓越する傾向がある。

5.4 沈埋トンネル軸線沿いの地震波の伝播性状

(1) 地震波の伝播速度

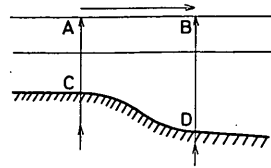
沈埋トンネル軸線に沿った地震波の伝播性状は、沈埋トンネルに生ずるひずみ性状の把握や後述する動的応答計算に用いる入力地震波の取扱い方法等にとって重要である。沈埋トンネル軸線に沿って、実質上あるいは見掛け上地震波が伝播する原因として、次の項目を挙げることができる¹⁸⁾。

① 表層地盤の厚さあるいは土質性状が場所によって異なっている。この場合、表層地盤へ鉛直下方から同時に地震波が入射しても、地盤内を地震波が伝播する時間に差が生じ、2 点間で見掛け上地震波が伝播するように見える。

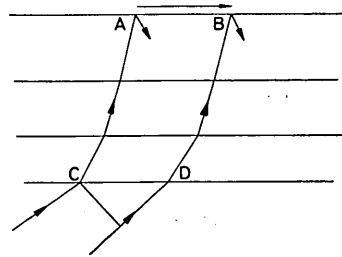
② 基盤から表層地盤に斜め下方から地震波が入射する。この場合には、表層地盤が地形的かつ土質的にも均一であっても、見掛け上の地震波の伝播が生じる。

③ 表面波が沈埋トンネル軸線に沿って、実質的に伝播する等。以上述べた原因を 図-5.24 に概念的に示す。実

① 表層地盤の土質条件が場所毎に異なる場合



② 表層地盤へ地震波が斜めに入射する場合



③ 表面波が伝播する場合

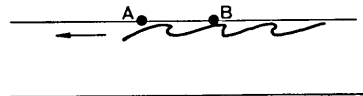


図-5.24 地震波の伝播の原因

際の地震波の伝播では、上記の原因が重なり、各地震に対する個々の原因の分析は容易ではない。また、地震波が沈埋トンネルに真下あるいは真横等から同時に到着する場合には、沈埋トンネル軸線沿いの見掛け上の伝播速度は、無限大 (∞) となる。一方、ラブ波、ラーリー波で代表される表面波が地盤内を伝播する場合には、振動数の高い成分の地震波は、表層地盤のせん断波 (S波) 速度とほぼ等しい速度でもって、振動数の低い成分の地震波は、より深い地層の土質性状と関連して、伝播速度が表層地盤のせん断波速度よりも速くなる。以上述べたように、考えられる見掛け上の伝播速度の範囲は、非常に広い。沈埋トンネル軸線に沿った地震波の伝播速度は、千鳥町及び扇島での地中地震計の設置地点間及び沈埋トンネル内の 3 地点 (換振器の設置位置) 間で求めることができる。地中地震計設置地点の水平距離は 970m、沈埋トンネル内の 3 地点の水平距離は、おのおの 360m、205m である。いま水平距離が d だけ離れた 2 点での地

震波形（加速度，速度あるいは変位に関する波形）の時系列データをおのおの $x(t)$ と $y(t)$ とする。 $x(t)$ と $y(t)$ での両波形が相互に類似していることが解析をする上で前提となる。この2点間での地震波の伝播速度 (c) を求める手法には，次の3種類がある。

① 2つの時系列データを並べて，物指でピーク値あるいは基線を横切る点での時間差 (τ) を求める。これより伝播速度 (c) を d/τ で計算する。

② 2つの時系列データの相互相関 ($C_{xy}(\tau)$) を計算する。相互相関は次式で計算する。

$$C_{xy}(\tau) = \frac{\sum_{t=1}^N x_i(t)y_i(t+\tau)}{N} \quad (5.1)$$

N : データ数

相互相関でのピーク値より時間差（時間遅れ）が求められる。

③ 2つの時系列データで相互に時間差 (τ) をずらしてそれらの合計のフーリエ変換を行う^{19),20)}。すなわち次式で示す計算を行い振動数 (f) と時間差 (τ) との関係 ($H(f, \tau)$) を求める。

$$H(f, \tau) = \int_{-\infty}^{\infty} \{x(t+\tau) + y(t)\} e^{-i2\pi ft} dt \quad (5.2)$$

このフーリエ変換により振動数 (f) ごとの時間遅れ (τ) を計算できる。ある特定の振動数で τ ずらして2つの時系列データの位相が合致すれば $H(f, \tau)$ は，大きな値となり，逆に $H(f, -\tau)$ は小さい値となる。また， $P = H(f, \tau)/H(f, -\tau)$ の比でもって，より時間差を明確に計算することができる。この方法では，各振動数ごとの時間遅れが計算できるので，地震波の分散性，すなわち伝播速度が振動数に依存する性質の解析に適している。本報告では，②と③の方法で伝播速度の計算を行う。②の方法では，計算の対象とする地震波の区間（時間的な）での平均的な伝播速度を得ることになる。次に②と③の手法で得られた一例を示す。

図-5.25にグループ2に属する KWSK-4 で，P-2（千鳥町地中地設計）と P-14（扇島地中地設計）で取得された加速度波形を示す。二つの加速波形を比べると P-14 の加速度波形が P-2 の加速度波形より少し進んでいることがわかる。図-5.26に加速度波形及び速度波形での相互相関係数 ($C_{xy}(\tau)/C_{xy}(0)$) を示す。KWSK-4 では，図-5.2に示すとおり，沈埋トンネル軸線に対して図中央位置とトンネル位置とを結ぶ線が約15度の角度をなしている。ほぼ扇島側から千鳥町側へ地震波が見掛け

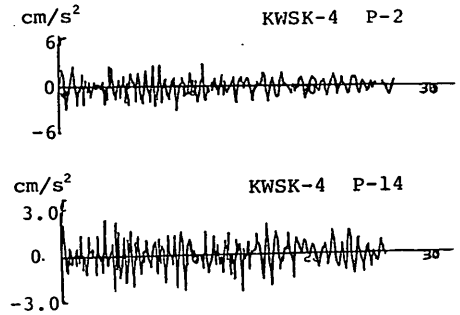


図-5.25 970m 離れた2点間の加速度波形

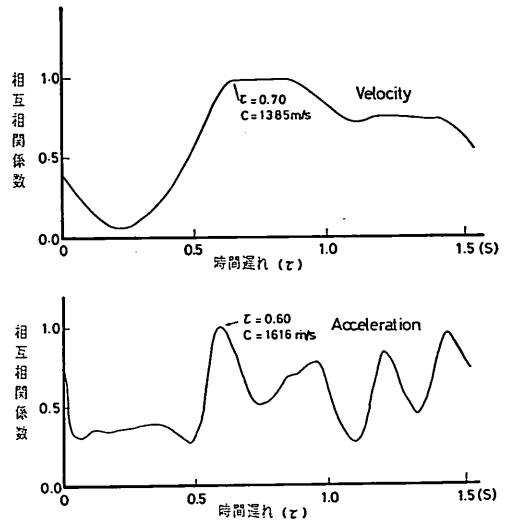


図-5.26 相互相関係数 (KWSK-4)

上伝播したと考えられる。この見掛け上の伝播速度は，加速度記録で 1616 m/s，速度記録で 1385 m/s と計算された。図-5.27に同じくグループ2に属する KWSK-6 で P-2 及び P-14 で取得された加速度波形について $H(f, \tau)/H(f, -\tau)$ を示す。KWSK-6 では，沈埋トンネル軸線に関して扇島から千鳥町へ向かって地震波が伝播していると考えられる。周期2秒程度の波では，時間遅れ (τ) が 0.5 秒，2.0 秒，4.0 秒……とほぼ周期的な所に大きな値が出現する。ラブ波の振動数と伝播速度との関係を示す分散曲線を図-5.27中に示す。この分散曲線は，表層地盤でのせん断波速度を 200 m/s，表層地盤の厚さを 60 m，基盤でのせん断波速度を 2500 m/s と設定して求めたものである。ラブ波の分散曲線では，0.8 Hz 以下の振動数の波の伝播速度が，1000 m/s 以上であり，

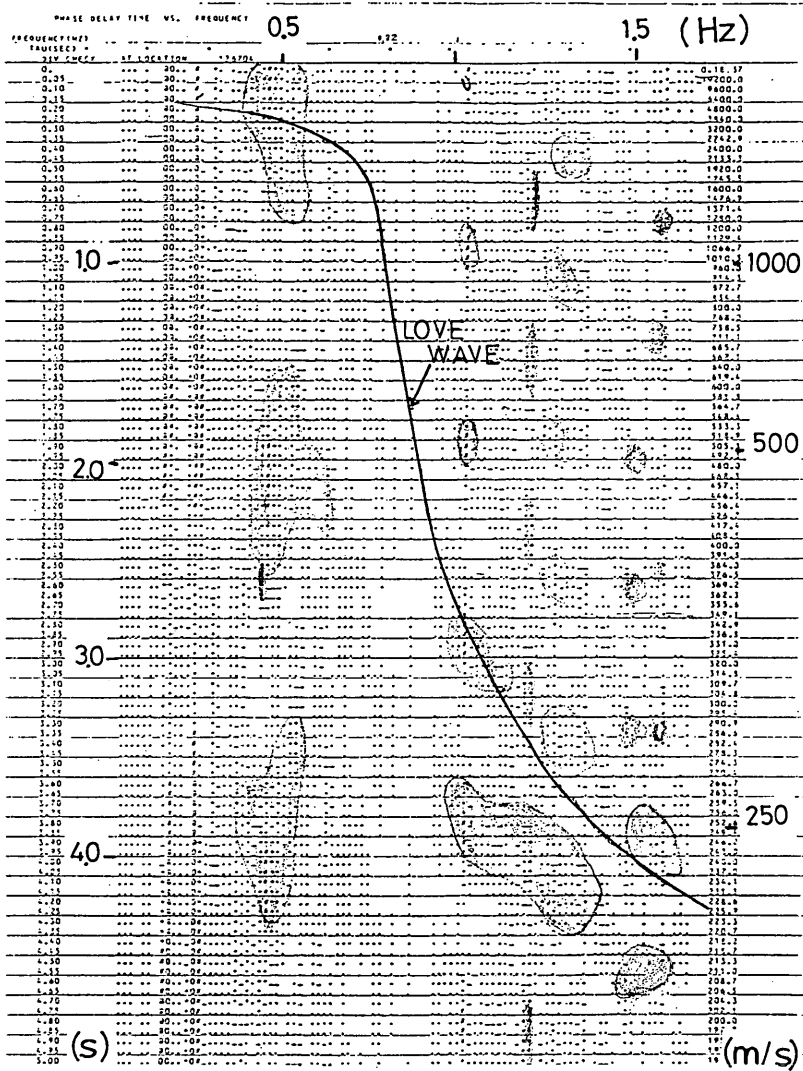


図-5.27 伝播速度と振動数との関係 (KWSK-6)

1.5 Hz 以上の振動数の波の伝播速度が、250 m 程度である。1 Hz 前後の振動数の付近で、伝播速度が大きく変化する。

グループ1に属する KWSK-9 では、震央の方向が、沈埋トンネル軸線に対して約50度である。沈埋トンネル軸直交方向の見掛け上の伝播速度 (P-1 と P-13 間) は、加速度波形で 4409 m/s、速度波形で 6930 m/s とかなり早い。地震波が沈埋トンネル軸線に対してほぼ同時に到着したと言える。大方の地震波で、沈埋トンネル軸に沿って、千数百m以上とかなり早い見掛け上の伝播速度で

地震波が伝播している。

(2) 地震波形の振動数の相関性

二点間の地震波の伝播性状を把握する上で、どの範囲の振動数の波が伝達するか、相関性を調べて検討する。970 m 離れている P-2 と P-14 の地中地震計で取得された加速度波形及び速度波形 (積分値) のクロススペクトルを計算する。図-5.28 及び 図-5.29 に KWSK-4 のときの結果を示す。加速度波形では、0.5~2 Hz の振動数の範囲でクロススペクトルの振幅の値が大きい。速度波形では、2 Hz 以下の振動数の範囲でクロススペクトルの

川崎港海底トンネルでの地震応答観測と応答解析

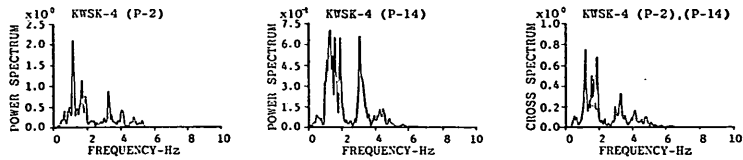


図-5.28 クロススペクトル (KWSK-4, P-2~P-14, 加速度波形)

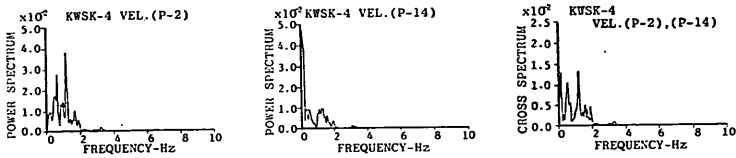


図-5.29 クロススペクトル (KWSK-4, P-2~P-14, 速度波形)

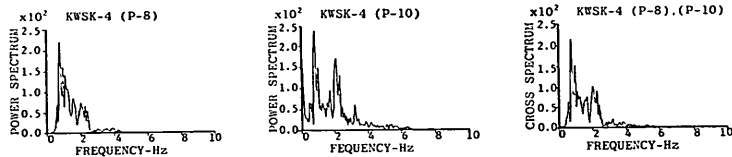


図-5.30 クロススペクトル (KWSK-4, P-8~P-10, 加速度波形)

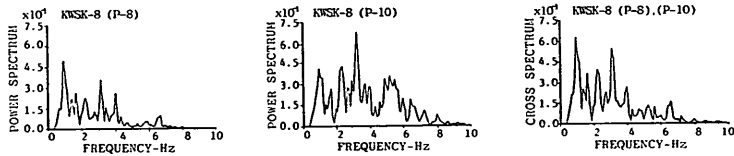


図-5.31 クロススペクトル (KWSK-8, P-8~P-10, 加速度波形)

振幅の値が大きい。

図-5.30 に 205 m 離れている P-8 と P-10 (沈埋トンネル内) の地震計で取得された KWSK-4 の加速度波形のクロススペクトルを示す。この図では、3 Hz 以上の振動数でのクロススペクトルの振幅は小さい。また同じく図-5.31 に P-8 と P-10 地震計で取得された KWSK-8 の加速度波形のクロススペクトルを示す。P-10 では、5 Hz 前後の振動数の波も卓越しているが、この付近のクロススペクトルの振幅は小さい。

以上述べたように、およそ 2 Hz 以上の振動数の高い領域でのクロススペクトルの振幅は小さい。振動数の高い波は、各地点の地盤の振動に帰して生じていると考える。換言すれば、地盤内を伝播する地震波で、振動数の高い波は、伝播現象に大きく寄与していないとも言える。

5.5 沈埋トンネルに生ずるひずみの性状

(1) 沈埋トンネルに生ずるひずみと周辺の地盤に生ずるひずみとの関係

沈埋トンネルに生ずるひずみは、周辺の地盤に生ずるひずみに支配される。ひずみ量は、地点間の変位の差によって生ずるが、周辺の地盤の変位が沈埋トンネルに伝達される程度は、沈埋トンネルと周辺地盤との剛性の比と、地震波の波長等に支配される。川崎港海底トンネルでは、どの程度周辺の地盤の変位が沈埋トンネルに伝達されるか計算により調べる。

今、地震波が表層地盤を水平方向に伝播する正弦波であり、かつ沈埋トンネルが弾性支承上の梁と取扱えると仮定する。周辺の地盤の変位が沈埋トンネルに伝達される率を η_a (沈埋トンネル軸方向) 及び η_b (軸直角方向) とすると、 η_a と η_b は、次式で求まる³⁾。

$$\left. \begin{aligned} 1/\eta_a &= 1 + \frac{EA}{2K_a} \left(\frac{2\pi}{L} \right)^2 \\ 1/\eta_b &= 1 + \frac{EI}{K_b} \left(\frac{2\pi}{L} \right)^4 \end{aligned} \right\} \quad (5.3)$$

ここに、

K_a : 周辺の地盤の沈埋トンネル軸方向に関する剛性

K_b : 周辺の地盤の沈埋トンネル軸直角方向に関する剛性

EA : 沈埋トンネルの軸剛性

EI : 沈埋トンネルの曲げ剛性

L : 沈埋トンネル軸に沿った見掛け上の地震波の波長

川崎港海底トンネルの剛性及び地盤の剛性を上式に代入して、地震波の波長(L)と伝達率との関係を求める。この結果を図-5.32に示す。沈埋トンネル軸方向に関し

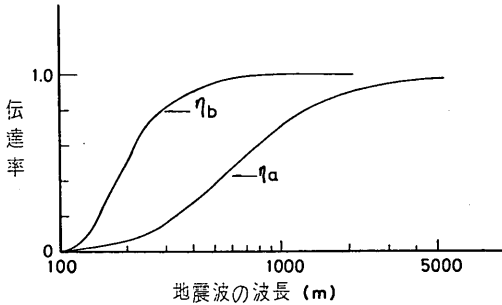


図-5.32 地震波の波長と伝達率との関係

ては、波長が 1500m 以上、軸直角方向に関しては、300m 以上となると、変位の伝達率は、0.85 以上となる。したがって、地震波の波長が 1500m 以上であれば、沈埋トンネルに生ずる変位と周辺地盤での変位とがほぼ等しいと言える。地震波の波長(L)は、振動数(n)と伝播速度(c)から、 $L=c/n$ で計算される。5.4 で計算された伝播速度と卓越する振動数とから、見掛け上の波長を推定すると、ほとんどが 1500m 以上となるので、今回の検討では、周辺地盤と沈埋トンネルに生じる変位は、同程度と考えて良い。

(2) ひずみと地震の諸元との関係²¹⁾

今回取得されたおのおの地震で、沈埋トンネルに生じた最大ひずみ量(ϵ)と、地震の諸元(マグニチュード(M)、震央距離(D))との関係を整理したので、この結果を図-5.33に示す。一般的な傾向として、震央距離がほぼ等しい地震間では、マグニチュードが大きい地震ほど、沈埋トンネルに生じるひずみ量は大きい。また、マ

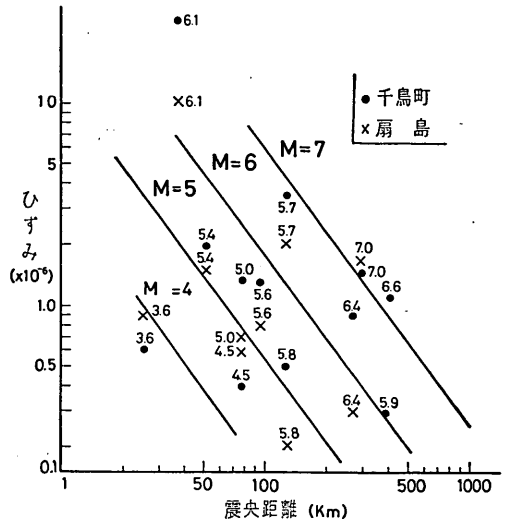


図-5.33 最大ひずみ量と地震の諸元との関係

グニチュードがほぼ等しい地震間では、震央距離が長くなれば、ひずみ量は減少する傾向にある。図-5.33 で ϵ と M 、 D との関係を図-5.33 で示すと、川崎港海底トンネルでのひずみ量は、次式でおおよその値がわかる。

$$\log_{10} \epsilon = 0.52 M - 1.36 \log_{10} D - 0.12 \quad (5.4)$$

ただし ϵ は、 10^{-6} で除した値である。

川崎港海底トンネルと同じく地震応答観測を行っている衣浦港水底トンネル及び多摩川トンネル(京葉線)では、式(5.4)と同じように次式でひずみ量を推定できる。(衣浦港水底トンネル)

$$\log_{10} \epsilon = 0.75 M - 0.94 \log_{10} D - 1.44 \quad (5.5)$$

(多摩川トンネル)

$$\log_{10} \epsilon = 0.56 M - 0.77 \log_{10} D - 1.21 \quad (5.6)$$

多摩川トンネルの式は、参考文献(11)を参照して作成した。図-5.34にこれら3箇所の沈埋トンネルで得られたひずみ量の関係式を示す。図中では、 M を 5.0 としたときの関係式である。衣浦港水底トンネルは、他の2箇所の沈埋トンネルよりもマグニチュードが5の地震に対して発生するひずみ量が大きい。川崎港海底トンネルと多摩川トンネルは、東京湾沿岸の厚い沖積層中に建設されている沈埋トンネルであるが、発生するひずみ量の傾向は、類似している。

図-5.34では、沈埋トンネル周辺の地盤の振動の要因が考慮されていない。そこで沈埋トンネル周辺の地盤に設置されている地震計に生じた最大加速度(α)でひずみ量(ϵ)を除した値(ϵ/α)と震央距離、マグニチュード

川崎港海底トンネルでの地震応答観測と応答解析

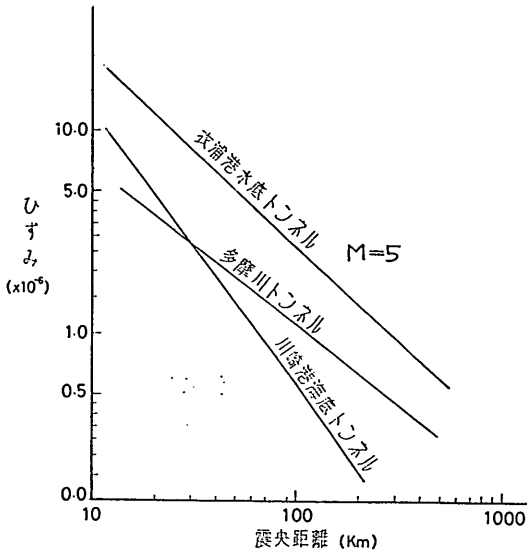


図-5.34 3か所の沈埋トンネルでのひずみ量

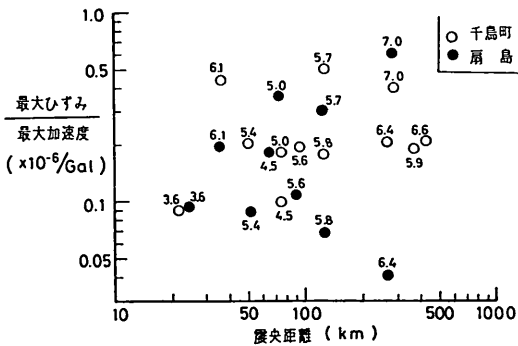


図-5.35 (ひずみ量/加速度)と地震の諸元との関係

との関係を図-5.35に示す。沈埋トンネルに生ずる ϵ/α の傾向は、図-5.34と大きく変わらない。しかし、マグニチュードが大きい地震では、震央距離が長くても、単位加速度あたりに生じたひずみ量は大きいことがわかる。逆に、マグニチュードが小さく、かつ震央距離の短い地震では、周辺の地盤の加速度が大きくてもひずみ量は小さい傾向が見られる。

(3) 軸ひずみと曲げひずみの性状

沈埋トンネル軸方向に設置されている鉄筋計や表面ひずみ計で取得されるひずみ量には、軸ひずみと曲げひずみが合成されている。沈埋トンネルの横断面の両側で対になっている鉄筋計や表面ひずみ計で記録が取得されれば、軸ひずみ量 (ϵ_a) と曲げひずみ量 (ϵ_b) は、次式で得られる。

$$\left. \begin{aligned} \text{軸ひずみ量} \quad \epsilon_a &= \frac{\epsilon_1 + \epsilon_2}{2} \\ \text{曲げひずみ量} \quad \epsilon_b &= \frac{\epsilon_1 - \epsilon_2}{2} \end{aligned} \right\} \quad (5.7)$$

表-5.2 軸ひずみ量と曲げひずみ量

地震番号	測定器番号	軸ひずみ量	曲げひずみ量
KWSK-4	C-1~C-2	2.8	2.4
	C-5~C-6	1.4	2.1
	O-1~O-2	1.9	1.3
KWSK-8	C-1~C-2	1.0	1.6
	C-5~C-6	0.9	0.9
	C-7~C-8	1.6	1.1
	O-1~O-2	1.0	0.9
	O-5~O-6	1.6	1.4
KWSK-9	C-1~C-2	15.7	15.2
	C-3~C-4	6.1	4.9
	C-7~C-8	9.9	7.9
	O-1~O-2	9.1	7.3
	O-5~O-6	10.1	9.1

($\times 10^{-6}$)

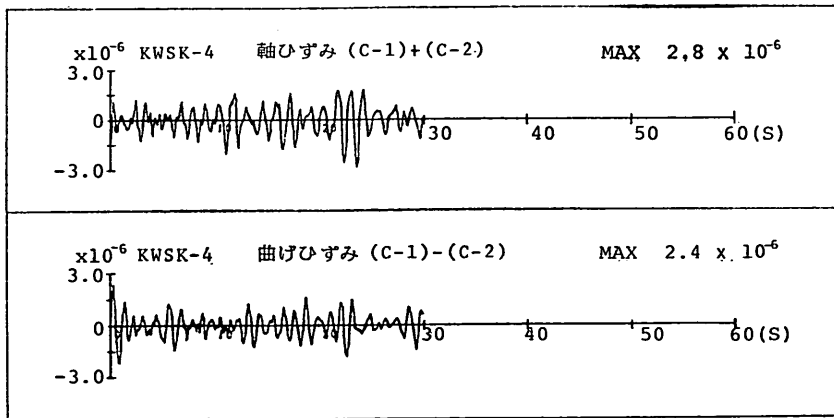


図-5.36 軸ひずみと曲げひずみ (KWSK-4)

ここで ϵ_1 及び ϵ_2 は取得されたひずみ量である。このひずみ量から沈埋トンネルに生じる軸力及び曲げモーメントが計算できる。表-5.2 に KWSK-4, 8 及び 9 の地震で得られた、軸ひずみ量及び曲げひずみ量の沈埋トンネル各断面での最大値を示す。いずれの地震記録でもひずみ量は、 30×10^{-6} 未満と小さい値である。最大値だけを見ると、軸ひずみ量は、曲げひずみ量よりも若干値が大きいかはほぼ同じ程度である。埋設パイプラインでは、軸ひずみ量が曲げひずみ量よりも通常かなり大きくなるが、沈埋トンネルでは、軸ひずみ量と比較して、かなりの曲げひずみ量が生じている。これは、沈埋トンネルのほうが埋設パイプラインよりも寸法が大きいことが主な原因である。

図-5.36 に KWSK-4 (C-1 と C-2) での軸ひずみと曲げひずみとの波形を示す。両者の波形ともなだらかで比較的単一周期の波が記録取得時間中に続いている。また、加速度波形での主要動部分 (0~10秒間) を過ぎた 10~30秒の間でもひずみ波形の振幅の値が、主要動部とさほど変わらない。

図-5.37 に示すとおり、KWSK-4 の軸ひずみ波形で

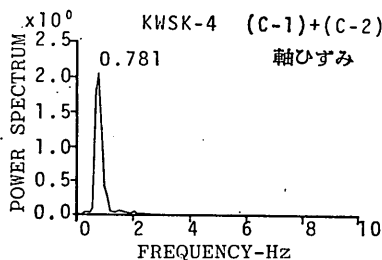
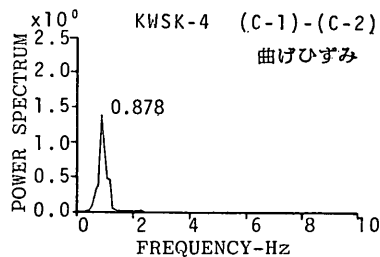


図-5.37 軸ひずみと曲げひずみのパワースペクトル (KWSK-4)

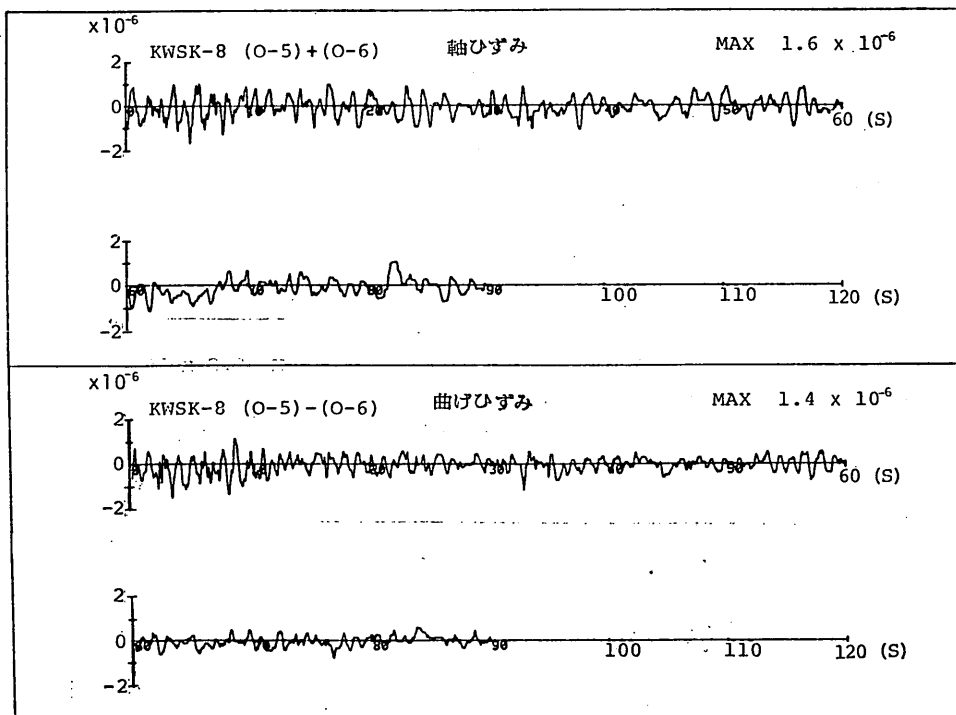


図-5.38 軸ひずみと曲げひずみ (KWSK-8)

川崎港海底トンネルでの地震応答観測と応答解析

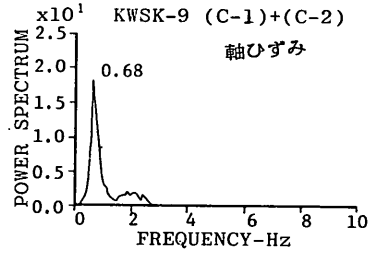
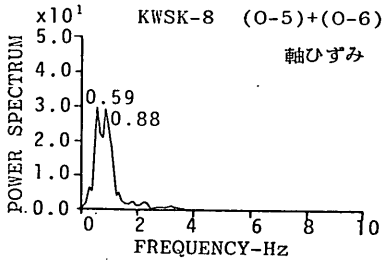
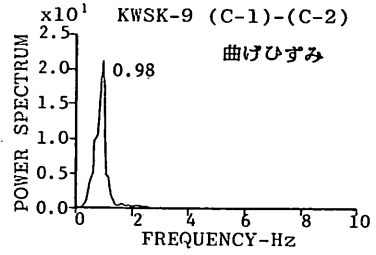
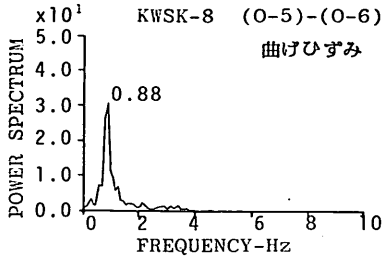


図-5.39 軸ひずみと曲げひずみのパワースペクトル (KWSK-8)

図-5.41 軸ひずみと曲げひずみのパワースペクトル (KWSK-9)

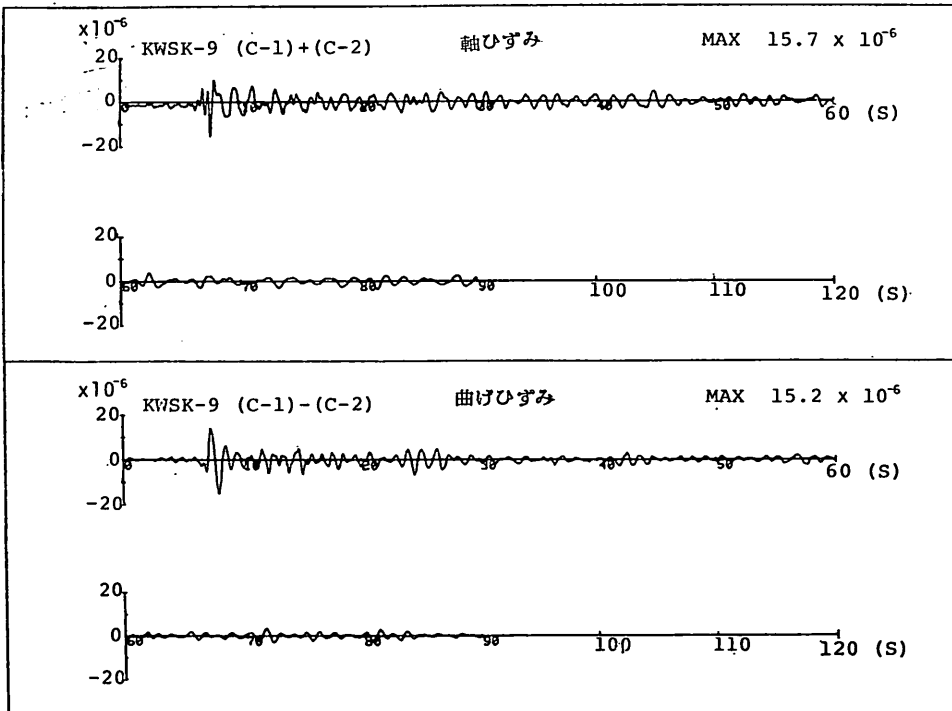


図-5.40 軸ひずみと曲げひずみ (KWSK-9)

は、0.78Hz、曲げひずみ波形では、0.88Hz と比較的振動数の低い成分が卓越している。最大軸ひずみ量は、主要動部を過ぎた20秒付近に生じている。

図-5.38 に KWSK-8 (O-5 と O-6) での軸ひずみと曲げひずみとの波形を示す。KWSK-4 と同様に、両波形ともなだらかで比較的単一周期の波が記録取得中に続いている。記録取得後30秒を過ぎても、振幅の値はあまり減衰していない。

図-5.39 に示すとおり、KWSK-8 の軸ひずみ波形では、0.59Hz と 0.88Hz が卓越している。一方曲げひずみ波形でも 0.88Hz と比較的低い振動数の波が卓越している。ただし、最大軸ひずみ量と曲げひずみ量は、加速度波形での主要動部に生じている。

図-5.40 に KWSK-9 (C-1 と C-2) での軸ひずみと曲げひずみの波形を示す。衝撃的な3～4波の地震波が生じている7～10秒間に大きな振幅の軸ひずみと曲げひずみが生じているが、その後、軸ひずみ波形と曲げひずみ波形の振幅は減衰していることがわかる。

図-5.41 に示すとおり、KWSK-9 の軸ひずみ波形では、0.68Hz、曲げひずみ波形では、0.98Hz と比較的低い振動数の波が卓越している。

図-5.37、図-5.39 及び図-5.41 に示すように、軸ひずみ波形のほうが曲げひずみ波形よりも卓越している振動数が低いことがわかる。

6. 動的応答計算法と計算結果

6.1 質点系モデルの概略

本報告に用いた動的応答計算手法そのものは、田村、浜田らによって提案された手法⁴⁾である。筆者らによってその後若干の機能拡張がなされている。機能拡張項目は^{22), 23)}、地盤定数のひずみ依存性と、工学的基盤面での地震波の伝播性に関することである。以下順次、今回行った動的応答解析について説明を行う。

(1) 質点系モデルの作成

沈埋トンネル軸線沿いの周辺地盤を表層地盤と基盤とに分ける。標準貫入試験によるN値が50以上の地盤ここでは工学的に基盤と取扱う。沈埋トンネル軸線に沿って表層地盤を30～50mの間隔でいくつかの直方体に分割する。この直方体の幅は、およそ300mくらいであり、高さは、表層地盤の厚さである。おのおの直方体を一質点に置換を行う。質点と基盤及び質点同志をばねとダンパーで連結する。沈埋トンネルは梁として取扱い、この梁と質点ををばねで連結する。この質点モデル

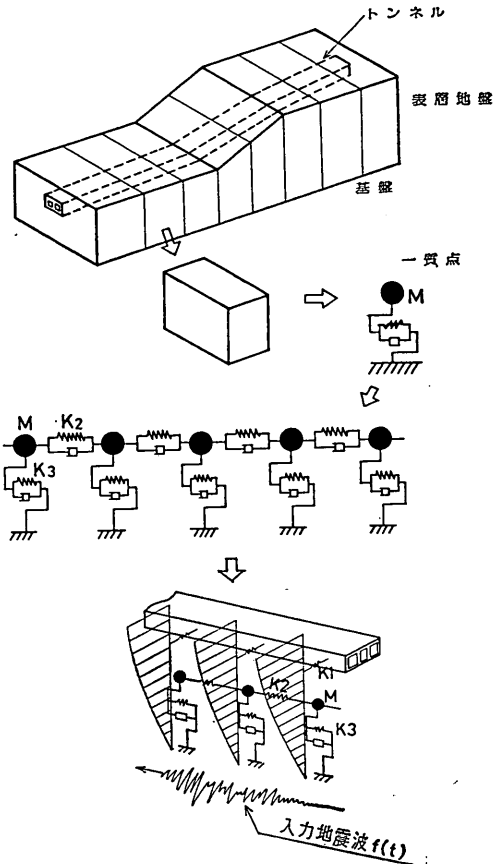


図-6.1 質点系モデル

の概略を図-6.1に示す。質点モデルでは、ばねが3種類ある。すなわち、質点と沈埋トンネルを結ぶばねを K_1 、質点同志を結ぶばねを K_2 、質点と基盤とを結ぶばねを K_3 とおのおの名付ける。このモデルでは、表層地盤の一次の基本せん断振動を考慮したことになる。地震波は、工学的な基盤内を伝播し、表層地盤、すなわちおのおののばね K_3 の下端に到達するものとする。地震波は、実体波と表面波とに分類できるが、このモデルでは、表層地盤内を伝播する表面波は直接取扱わない。ただし工学的基盤を伝播して表層地盤にせん断振動を与える表面波については、取扱える。

質点、ばね及びダンパー(沈埋トンネル部材とばね K_1 を含まない)により構成されている片字モデルの応答は、次式で求まる。

$$[m][\ddot{x}] + [C][\dot{x}] + [K][x] = -[m][f(t)] \quad (6.1)$$

ここに

[m]: 各質点の有効質量より構成される質量マトリックス

[C]: 減衰定数より構成される減衰マトリックス

[K]: ばね K_2 及びばね K_3 より構成される剛性マトリックス

[x], [\dot{x}], [\ddot{x}]: 各質点の変位, 速度及び加速度のベクトル

[$f(t)$]: 入力地震波 (加速度入力)

各質点の質量, ばね定数, 減衰定数及び入力地震波を設定すれば, 式 (6.1) によって各質点の, 加速度, 速度及び変位の時刻歴を得ることができる。沈埋トンネルを弾性支承上の梁と仮定し, かつ沈埋トンネルの地震時の慣性力による振動を無視すれば, 沈埋トンネルに生ずる変位 (y) は, 次式によって得られる。

(沈埋トンネル軸直角方向に振動する場合)

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + k_y (y - y_G) = 0 \quad (6.2)$$

(沈埋トンネル軸方向に振動する場合)

$$EA \frac{d^2 y}{dx^2} + k_x (y - y_G) = 0 \quad (6.3)$$

ここに, k_x, k_y : 沈埋トンネルと地盤とを結ぶばね (ばね K_1 の x 及び y 方向成分)

y_G : 式 (6.1) から得られる [x] に刺激係数を乗じて求まる沈埋トンネル位置の変位

EI : 沈埋トンネルの曲げ剛性

EA : 沈埋トンネルの軸剛性

ところで, 分割された直方体を一質点に置換することは, 表層地盤の振動特性をかなりおおまかにしか表現できないのではないかという危惧もある。そこでより振動特性を精ち(緻)に得るため直方体を質点に置換する力学モデル²⁴⁾が考えられる。しかし直方体を一質点に置換しても, 二質点に置換しても, 表層地盤の厚さが特に厚い場合等, 特別な地盤条件以外, 表層地盤の変位に関する振動性状は大差がないことが確かめられている²⁴⁾。

(2) ばね定数と減衰定数

(a) ばね定数と減衰定数の求め方

3種類 (K_1, K_2 , 及び K_3) のばね定数の設定の仕方を概説する。沈埋トンネルと質点を結ぶばねの値は, 有限要素法によって求める。すなわち表層地盤と沈埋トンネルとを有限要素モデルに置換し, 沈埋トンネルに振動方向 (トンネル軸直角方向あるいは軸方向) に任意の荷重 (P) を与え, そのとき沈埋トンネルの変位 (δ) を計算する。これよりばね定数 (K_1) を $K_1 = P/\delta$ により求

める。

質点同志を結ぶばね定数 (K_2) は, 隣接する直方体で振動方向に任意の荷重 (P) を与え, そのときの載荷点の変位 (δ) から $K_2 = P/\delta$ によって求める。質点と基盤とを結ぶばね定数 (K_3) は, $K_3 = \omega^2/\bar{M}$ で与える。

ここに, \bar{M} は, 質点の質量, ω は, その質点系での一次の基本せん断振動の角速度である。

ところで, ばね定数 (K_1, K_2 , 及び K_3) を求める際には, 表層地盤の力学的性質を示すせん断弾性係数 (G_s) が必要である。せん断弾性係数は, 速度検層より求めることができる。すなわち,

$$G_s = \frac{\gamma}{g} V_s^2 \quad (6.5)$$

ここに, γ : 表層地盤の単位体積重量, g : 重力加速度, V_s : せん断弾性波速度である。また式 (6.1) で応答解析を行う場合, 減衰定数 (h) を設定する必要がある。せん断弾性係数と減衰定数とは, 地震時に表層地盤に生ずるひずみ量に依存することが知られている。ひずみ量が非常に小さいとき (10^{-6} 程度) では, せん断弾性係数は速度検層から得られた値であり, 減衰定数は小さい値となる。しかしひずみ量が増加すると, せん断弾性係数の値は減少し減衰定数の値は増加することが知られている。本報告に用いる質点系モデルでのばね定数と減衰定数の値の設定では, 上述したひずみ量の依存性を考慮する。そしてせん断弾性係数と減衰定数とのひずみ量の依存性を等価線型として取扱う。等価線型とは, 例えば表層地盤内に生ずる応力とひずみとの関係とが実際には一次比例しないが, これを擬似的に線型と見なすことである。具体的には, 計算の対象とする表層地盤のせん断弾性係数及び減衰定数の初期値を与え重複反射理論による等価線型応答解析 (プログラム名 SHAKE)²⁶⁾ を行い, 得られた表層地盤内のひずみ量に対応する新たなせん断弾性係数と減衰定数との値をあらかじめ用意されている関係式より求める。新たな計算によって得られた値と, 前回の計算で得られた値との差がある値以下に収まるまで繰返し計算を行い, 最終的なせん断弾性係数と減衰定数とを求める。これらの値を用いて質点系モデルにおけるばね定数の値の修正や減衰定数の値を設定する。したがってこれらの値は, 入力地震波及び計算の対象とする地点ごとに異なることになる。

ところで沈埋トンネルと地盤を結ぶばね (K_1) については, 有限要素法によらない別の方法も提案²⁵⁾されている。この方法は BART トンネルの耐震設計で用いられ

た。ここでばね定数の値は次式で与えられる。

(沈埋トンネル軸方向に関するばね定数)

$$K_a = \frac{4\pi G_s D}{L} \left(\frac{L}{2\pi h} + \frac{\pi h}{L} \right) \quad (6.5)$$

(沈埋トンネル軸直角方向に関するばね定数)

$$K_b = \frac{E_s}{2(1-\nu^2)I_y} + \frac{2G_s \tan \theta}{\log x_2/x_1} \quad (6.6)$$

ここで

E_s : 表層地盤の弾性係数

G_s : 表層地盤のせん断弾性係数

L : 地震動の波長

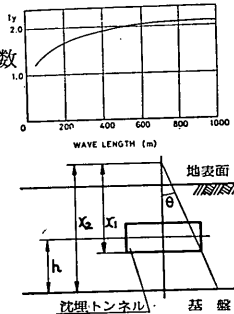
ν : ポアソン比

h : 基盤面と沈埋トンネル軸との距離

D : 沈埋トンネルの幅

I_y : 影響値, θ , x_1 及び x_2

は右図参照



ここでは、式(6.5)及び式(6.6)で与えられるばね定数の求め方をパート法による方法と呼ぶ。パート法では、地震波の見掛け上の波長の関数でもってばね定数の値が設定される。いま沈埋トンネル軸線に沿って地震波が伝播する場合を想定して、見掛け上の波長が、どの程度ばね定数の値に反映されるか調べる。この結果を図-6.2及び図-6.3に示す。計算によると K_a と K_b の値は、

見掛け上の波長が長くなると減少する傾向を示す。しかし沈埋トンネル軸直角方向のばね K_b の値は、見掛け上の波長が、1000m 以上、軸方向のばね (K_a) の値は、500m 以上となるとほぼ一定となる。このことは、入力地震波の卓越する見掛け上の波長が、1000m 以上であれば、波長の長さが K_a と K_b の値に与える影響が小さいことを示唆している。今回の実測結果から見掛け上の波長は、約 1000m 以上であるという結果を得ている。したがって質点系モデルでの K_1 ばねに関して地震波の見掛け上の伝播速度による K_1 ばねの変化を今回考慮しないとする。

(b) ばね定数と減衰定数が断面力に及ぼす影響

ばね定数と減衰定数が表面地盤内のひずみ量に依存するさい、これらの値が川崎港海底トンネルに計算される断面力(軸力と曲げモーメント)に、大まかにどの程度影響を及ぼすか調べる。計算に用いる入力地震波は、

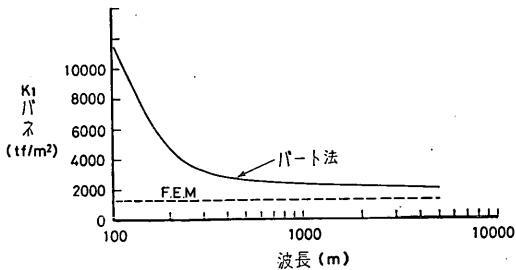


図-6.2 波長とばね定数との関係(軸方向)

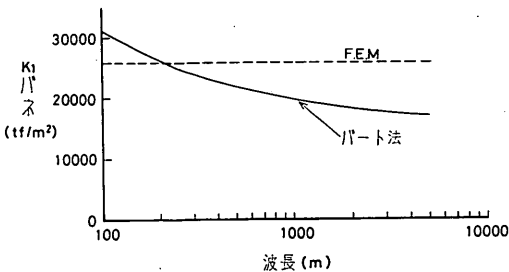


図-6.3 波長とばね定数との関係(軸直角方向)

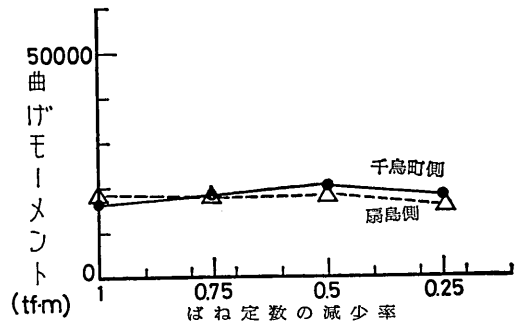
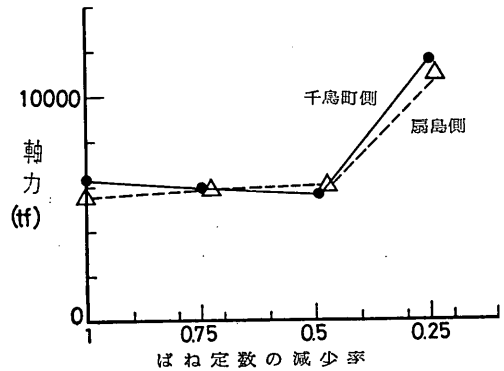


図-6.4 ばね定数の影響

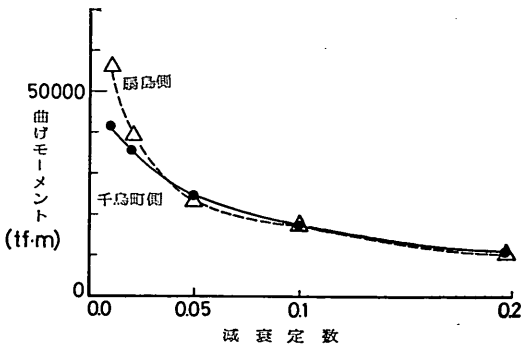
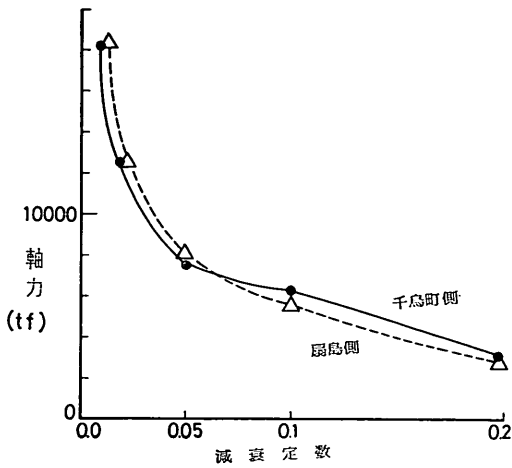


図-6.5 減衰定数の影響

KWSK-9 の地盤で千鳥町側の地中地震計で取得された加速度記録である。すなわちトンネル軸方向の計算には、P-2 で、軸直角方向の計算には、P-1 で取得された加速度記録をそれぞれ用いる。図-6.4 にばね定数の値が断面力に及ぼす程度を示す。計算に際しては減衰定数の値を 0.1 に固定した。図-3.10 に示した地盤条件から求められたばね定数の値を基準にして、このばね定数の値に対して、0.75 倍、0.5 倍及び 0.25 倍にばね定数の値を沈埋トンネル軸線に沿って一様に減少させて計算を行った。図中では、航路中央を境にして千鳥町側及び扇島側の沈埋トンネルに発生した断面力の各質点ごとの最大値を示している。計算によると、ばね定数の値が減少すると若干断面力は上昇する。しかし、ばね定数の値が半分になっても断面力は、20%ほどしか変化していないという結果を得た。

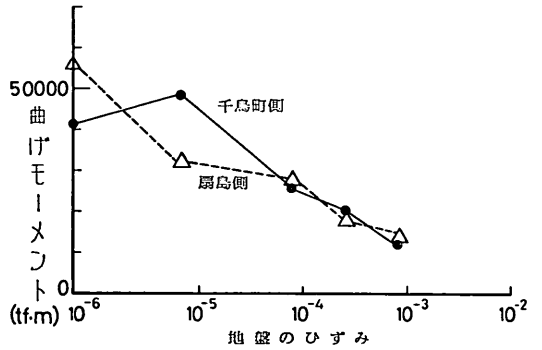
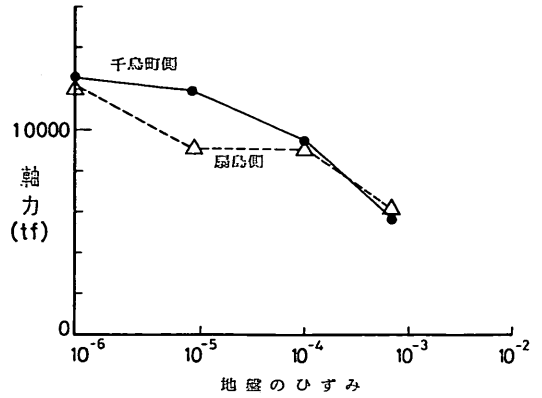


図-6.6 地盤のひずみ量と断面力との関係

図-6.5 に減衰定数の値が断面力に及ぼす程度を示す。計算に際しては、ばね定数の値を図-3.10 に示した地盤条件から求められたばね定数の値に固定した。計算によると、減衰定数の値が増加すると断面力は減少する。とくに減衰定数の値が小さいところで、断面力の値の減少する程度が大きい。計算によると、減衰定数が 0.1 から 0.2 の範囲（地盤に $5 \times 10^{-3} \sim 5 \times 10^{-2}$ 程度のひずみ量が生じている）では、減衰定数の値が多少変化しても断面力に与える影響は小さい。しかし、減衰定数が 0.01 から 0.05 の範囲（地盤に $10^{-6} \sim 10^{-4}$ 程度のひずみ量が生じている）では、減衰定数の値が少し変化しても断面力が大きく変わる。

図-6.6 に表層地盤の平均的なひずみ量に対する断面力の関係を示す。ここでは、ばね定数と減衰定数の両者のひずみ依存性を同時に考慮してある。地盤のひずみ量が大きくなると断面力は減少する傾向を示している。ただしここで述べた計算例では、地盤のひずみ量が多い

とき、沈埋トンネル表面と地盤間に生じる可能のあるすべりについては考慮していない。本トンネルでの地震応答観測で得られた実測値と質点系モデルによる計算値とを比較する際には、地盤の力学定数を適切に設定する必要がある。今回両者を比較する際、計算での入力加速度の最大振幅値は、30 Gal 未満である。この際には地盤に生じるひずみ量も小さいと考えられる。したがって今回の断面力の検討には、ばね定数のひずみ依存性より減衰定数のひずみ依存性のほうが影響が大きいとと言える。

(3) 工学的な基盤面での地震波の伝播の取扱い方法

5. で述べたとおり、地震波の伝播経路等の原因によって工学的な基盤面で地震波が見掛け上伝播する現象（各地点ごとに地震波に位相差が生じているとも換言できる）がある。地震波が各地点ごとに同位相でもって表層地盤に入射する場合には、式(6.1)の右辺の入力地震波($f(t)$)を各質点で時刻ごとに同一とする。しかし地震波が工学的な基盤面で伝播するとみなせる場合には、各質点ごとでの入力地震波に位相差を与える必要がある。

そこで本報告で用いる質点系モデルでは、入力地震波の伝播を考慮した機能を追加する^{27), 28)}。すなわち質点系モデルの一端から他端へ地震波が伝播すると見なせる場合、ある任意の質点の基盤での入力地震波を $f(t - (d/c))$ と取扱う。ここで d は、入力が $f(t)$ となる質点からある特定の質点までの距離、 c は工学的な基盤面での地震波の伝播速度である。

ところで、地震波の伝播速度が、地震波の振動周期に依存する場合がある。地震波は、おのおの振動周期、振幅、位相の異なる多数の正弦波形の合成と捕えることができる。個々の正弦波の伝播速度がその振動周期に依存する性質は分散と呼ばれている。一般的には、振動周期が長いほど、伝播速度が早くなる。また離れた2点間の距離が長いほど、地震波の分散による影響が顕著となる。入力地震波で分散を考慮する場合には、入力地震波を、

高速フーリエ変換(F.F.T.)で多数の正弦波にまず分解し、おのおのの正弦波に対して振幅と位相を与える。おのおのの正弦波に対する応答値を合計して所定の応答値を求める。振動周期と伝播速度との関係は、5. で述べた手法で与えることができる。千鳥町と扇島に設置されている地中地震計で得られた加速度記録を基に振動周期と伝播速度との関係が得られるが、図-5.27に示すとおり振動周期に対する伝播速度の変動が大きい。そこでここでは、便宜的に、ラフ波の分散曲線を求め、これより振動周期と伝播速度との関係を設定した。以上の手順で求めた個々の正弦波に対して、式(6.1)によって表層地盤の応答値を計算し、これらの応答値を合計して最終的な表層地盤の応答値とする。

6.2 入力データと計算ケース

動的応答計算によって沈埋トンネルの地震応答を調べる対象とする地震は、KWSK-4とKWSK-9である。KWSK-4は、5.2で述べたグループ2(深度と比較して震央距離が長い地震)の地震群、KWSK-9は、グループ1(直下型の地震)の地震群の代表的な地震である。動的応答計算に用いる入力地震波(加速度波形)は、千鳥町あるいは扇島の地中地震計で取得された加速度記録である。またおのおのの入力地震波に対する表層地盤の剛性の低下率(10⁻⁶程度の微小ひずみでの G_s に対する低下率)と減衰定数の値を表-6.1に示す。表-6.1の値は、重複反射理論による等価線型応答解析(プログラム名SHAKE)によって計算されたものである。川崎港での表層地盤は、多層より構成されている。したがって表-6.1の値は各層で得られた剛性の低下率と減衰比を各層での層厚を重みとした重みつき平均値である。SHAKEによる計算は、千鳥町、航路部及び扇島の3地点を対象に行った。KWSK-4では、工学的基盤面でトンネル軸線に沿って扇島側から千鳥町側へ1500 m/s前後の伝播速度でもって見掛け上地震波が伝播している。そこで入

表-6.1 剛性の低下率と減衰定数

地震	千鳥町		航路部		扇島	
	剛性の低下率	減衰定数	剛性の低下率	減衰定数	剛性の低下率	減衰定数
KWSK-4 軸方向	90.9%	0.034	92.0%	0.034	92.9%	0.031
KWSK-4 軸直角方向	95.8	0.028	93.9	0.030	94.7	0.027
KWSK-9 軸方向	82.7	0.049	84.4	0.049	81.5	0.052
KWSK-9 軸直角方向	78.5	0.058	83.4	0.051	78.2	0.060

力地震波として、伝播を考慮しない場合、伝播を考慮する場合及び更に伝播速度の分散性を考慮する場合の3ケースの状況を考えた。また KWSK-9 では、見掛け上の伝播速度が非常に速いので、地震波が、計算上の基盤面に同時に下方から入射する状況を考えた。なお、今回の質点系モデルでの質点総数は、47個で、千鳥町側から扇島側へ1から47まで番号付けしている。

6.3 計算結果と観測結果との比較

(1) 地震波形 KWSK-4 の場合

(a) 断面力の検討

入力地震波として沈埋トンネル軸方向の計算では、P-14 (扇島地中地震計での軸方向成分)、軸直角方向の計算では、P-1 (千鳥町地中地震計での軸直角方向成分)の地震計で取得された加速度記録を用いる。図-6.7 で細

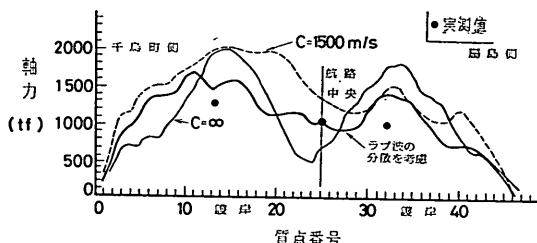


図-6.7 軸力の分布 (KWSK-4)

い実線が、工学的な基盤面での入力地震波の伝播速度を無限大とした場合、すなわち各質点ごとと同じ位相の加速度記録を入力した場合の計算結果である。破線は、入力地震波が扇島から千鳥町の方へ(質点番号47から1の方へ) 1500 m/s の見掛け上の伝播速度で工学的な基盤面を伝播する場合の計算結果である。太い実線は、入力地震波の伝播速度が振動数に依存するという分散性

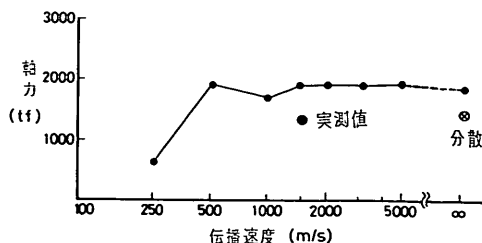


図-6.8 伝播速度と軸力との関係

を考慮した場合の計算結果である。軸力の最大値は、いずれの計算ケースでも千鳥町側あるいは扇島側の護岸部に与えられる。陸上トンネル部では、護岸部と比較して小さな軸力となっている。伝播速度が無限大(位相差がない)の場合には、航路部では護岸部よりもかなり小さな軸力となっている。しかし伝播速度を考慮すると航路部でも比較的大きな軸力の値が与えられる。伝播速度の分散性を考慮すると、航路部でも比較的大きな軸力の値が与えられる。実測値と計算値とを比較すると、必ずしも両者が良く一致しているとは言い難いが、オーダー的には、一致していると言える。軸力の最大値は地形が変化する護岸部に与えられるが、この箇所での軸力と伝播速度との関係を調べて見る。

図-6.8 に伝播速度と質点番号 No.13 (千鳥町側で1号函と2号函の接合位置)での軸力の値との関係を示す。この質点位置では、伝播速度が 1000 m/s のとき軸力の値が最大となっている。しかし伝播速度が 1500 m/s 以上となると軸力の値はほぼ一定となる。すなわち伝播速度が 1500 m/s. 以上では、軸力の値に対する伝播速度の影響は小さくなる。一方、伝播速度が遅くなると、軸力の値は、しだいに減少する傾向が見られる。扇島側のひずみ計設置位置での伝播速度と軸力との関係でも同じ傾向が見られた。

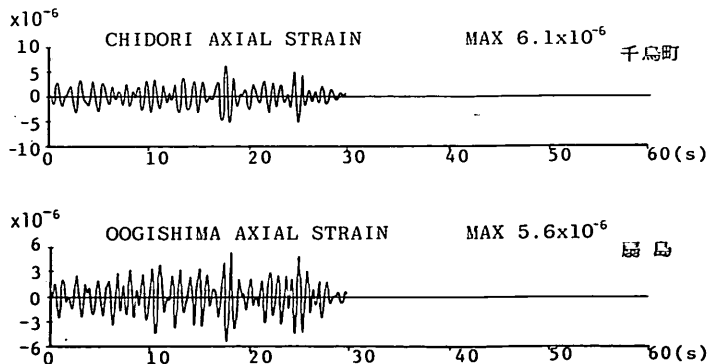


図-6.9 計算された軸ひずみの波形 (KWSK-4)

図-6.9 に質点番号 No. 13 での伝播速度を 1500 m/s としたとき、計算された軸ひずみの波形を示す。計算された軸ひずみ波形は比較的なだらかであり、図-5.36 に示した実測の軸ひずみ波形と比較的良く類似している。図-6.10 に計算された軸ひずみ波形のパワースペクトルを示すが、1.27 Hz と 0.97 Hz の振動数が卓越している。実測の軸ひずみ波形では、0.79 Hz と 1.07 Hz が卓越している。卓越している振動数は計算のほうが実測よりも若干大きくなっている。

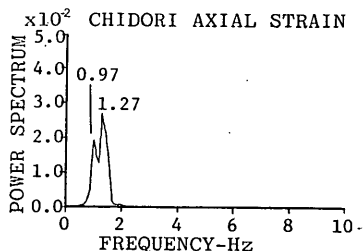


図-6.10 計算された軸ひずみ波形のパワースペクトル (KWSK-4)

図-6.11 に曲げモーメントの質点ごとの最大値とその分布を示す。太い実線は伝播速度が 1000 m/s、細かい実線が伝播速度が無限大、破線が伝播速度の分散を考慮したときの計算結果である。三者間での曲げモーメントの分布形は類似しており、いずれの場合でも護岸付近に大きな曲げモーメントの計算された。航路部及び陸上でのトンネル部では、護岸部のトンネル部と比較して小さな曲げモーメントとなっている。質点番号 No. 13 と No. 33 で計算された曲げモーメントは、それらの位置

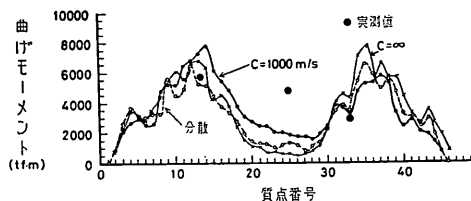


図-6.11 曲げモーメントの分布 (KWSK-4)

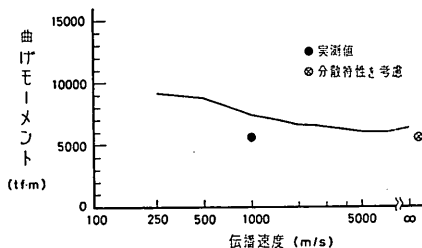


図-6.12 伝播速度と曲げモーメントとの関係

で、実測された曲げモーメントとほぼ値が等しい。しかし、航路部での沈埋トンネルでは、実測された曲げモーメントのほうが計算値よりもかなり大きな値となった。

図-6.12 に伝播速度と曲げモーメントとの関係を示す。曲げモーメントでは、伝播速度が遅いほど曲げモーメントの値は大きくなる。しかし、伝播速度が 1500 m/s 以上なら、曲げモーメントの値はほぼ同じである。分散を考慮しても曲げモーメントの値は、伝播速度が 1500 m/s 以上のときの値とほぼ同じである。

図-6.13 に伝播速度を 1500 m/s とした場合の質点 No.13 の位置で計算された曲げひずみを示す。曲げひずみ波形はなだらかである。図-6.14 に示すように、曲げ

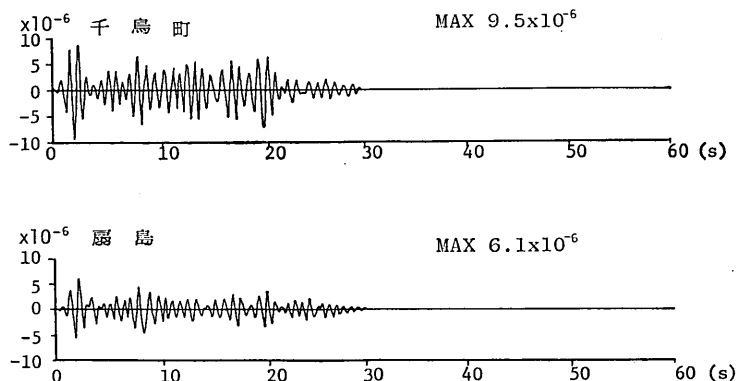


図-6.13 計算された曲げひずみの波形 (KWSK-4)

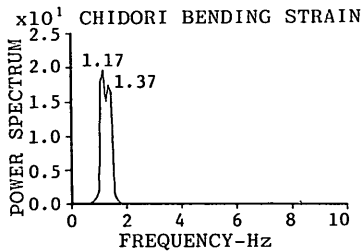
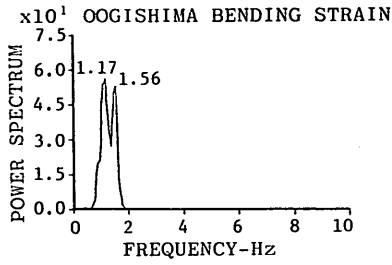


図-6.14 計算された曲げひずみ波形の
パワースペクトル (KWSK-4)

ひずみ波形では 1.17 Hz の振動数の波が卓越している。実測での曲げひずみ波形では、0.88 Hz の振動数が卓越しており、計算での卓越振動数は実測での卓越振動数よりも若干低い。地盤条件がほぼ均一な航路部では、伝播速度の影響を考えないと、断面力の値は小さい。しかし伝播速度を考慮するとかなりの断面力が算定される。ただしこの断面力も地盤条件が変化する護岸部での断面力は超えていないという結果を得た。

(b) 表層地盤の応答の検討

図-6.15 に伝播速度を 1500 m/s (実線で示す) と伝播速度を無限大 (破線で示す) として計算された変位の値と分布とを示す。変位は、航路部よりも陸上部の地表面のほうに概して大きな値が生じている。しかし、伝播速度が 1500 m/s と無限大とでは変位の値と分布はさほど変わらない。相対的な変位としては、護岸部に大きな値

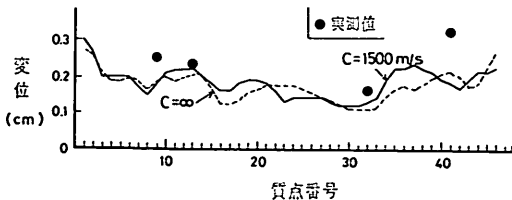


図-6.15 変位の分布 (KWSK-4)

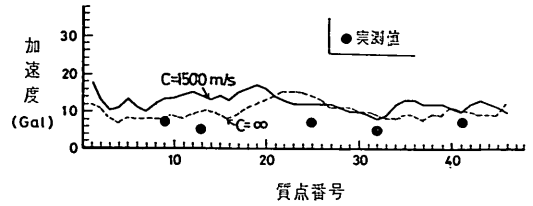


図-6.16 加速度の分布 (KSWK-4)

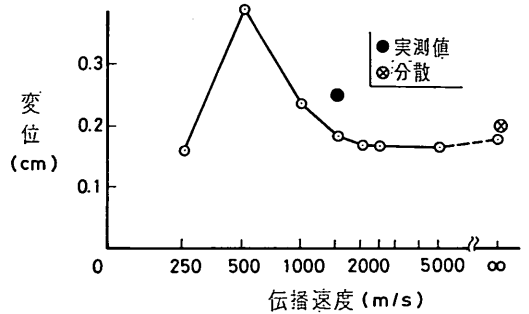


図-6.17 伝播速度と変位との関係 (KWSK-4)

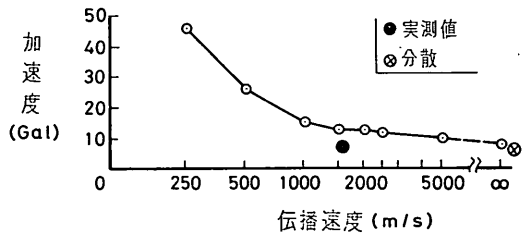


図-6.18 伝播速度と加速度との関係 (KWSK-4)

を与えている。実測値と計算値とでは、実測値のほうが若干大きい値を与えているが、ほぼ両者とも値が比較的良く一致していると言える。図-6.16 に計算された加速度の値と分布とを示す。伝播速度が 1500 m/s と無限大とでは地点によっては 5 割くらい値が異なっているが、分布の傾向は両者で似ている。この計算例では、沈埋トンネル軸線上にほぼ同程度の加速度の値が計算されている。計算値は実測値よりもやや値が大きい。図-6.17 に質点番号 No.13 での伝播速度と変位との関係を示す。変位は伝播速度が 500 m/s のとき最大値となり、1500 m/s を超すとほぼ一定値となっている。ただし質点番号が異なる地点では若干の傾向が異なる所もあるが大方図-6.8 に示す傾向を示している。図-6.18 に同じく質点番号 No.13 での伝播速度と加速度との関係を示す。加速度の値は、伝播速度が速くなるとしだいに小さくなり、1500 m/s を超すとほぼ一定値となるのがわかる。

(2) 地震記録 KWSK-9 の場合

(a) 断面力の検討

KWSK-9 の地震では、工学的基盤面での沈埋トンネル軸線沿いの地震波の見掛け上の伝播速度が非常に速いので、地震波はほぼ同時に表層地盤に入射したとみてよい。したがって、伝播速度を変えての検討は行わない。図-6.19 に軸力の値と分布とを示す。入力地震波は P-2 で取得された加速度記録を用いた。図-6.19 によると、

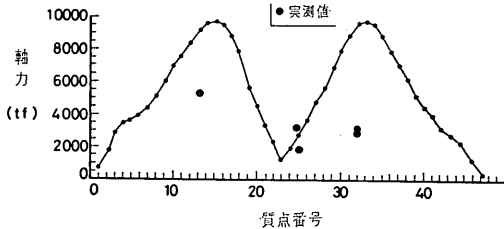


図-6.19 軸力の分布 (KWSK-9)

護岸部の沈埋トンネルに大きな軸力の値が計算されている。一方、航路部及び陸上部での沈埋トンネルには、護岸部と比較してかなり小さな軸力の値となっている。実測された軸力の値は、航路部では計算値と良く一致している。しかし千鳥町及び扇島の護岸部では計算値のほうが実測値よりもかなり大きな値となっている。計算されたひずみ波形を 図-6.20 に示すが波形はなだらかで、0.98 Hz の振動数の波が卓越している。図-6.21 に曲げモーメントの値と分布を示す。入力地震波は P-1 で取得された加速度記録である。計算された曲げモーメントの値は、護岸部及び扇島で実測された曲げモーメントの値と良く一致している。

図-6.22 に計算された曲げひずみの波形を示すが、波

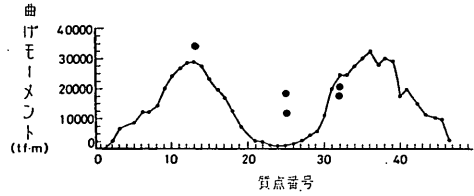


図-6.21 曲げモーメントの分布 (KWSK-9)

形はなだらかで、1.27 Hz と 1.07 Hz の振動数の波が卓越している。実測された軸及び曲げひずみ波形では、大きな値のひずみの振幅が 7~10秒の間に生じ、その後、振幅の値は小さくなっている。しかし、計算によるひずみ波形では振幅の値が 10~30秒の間でもかなり大きいことが実測の結果と異なる。

(b) 表層地盤の応答の検討

図-6.23 に表層地盤の地表面での 応答変位の値と分布とを示す。計算された応答変位は、千鳥町及び扇島の陸上部のほうが航路部よりも大きな値である。したがって護岸部付近に大きな相対変位を与えており、沈埋トンネルの護岸部に大きな断面力が生ずることがわかる。観測された加速度波形から得られた各地点での変位の値は、計算値よりも若干小さな値である。しかし、分布の傾向は両者で類似していることがわかる。図-6.24 に同じく表層地盤の地表面での応答加速度の値と分布を示す。

計算では、陸上部と比較して航路部により大きな応答加速度の値が与えられている。実測された加速度の値では、航路部よりも陸上部により大きな加速度の値が発生している。計算では、表層地盤を一質点系に置換していることから、表層地盤で 2 次以上の高次のせん断振動の影響が入らない。この原因により質点系モデルによる計算から得られる加速度については、誤差が大きくなる場

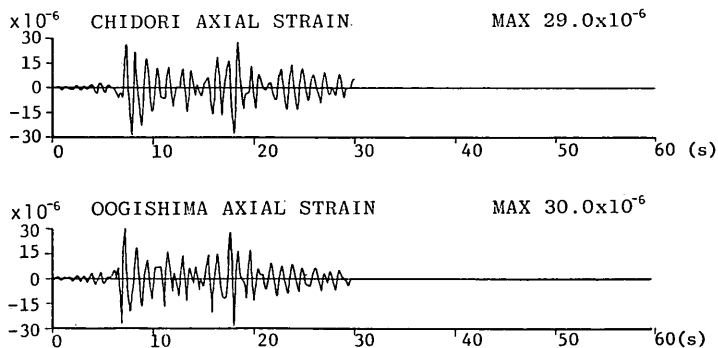


図-6.20 計算された軸ひずみの波形 (KWSK-9)

川崎港海底トンネルでの地震応答観測と応答解析

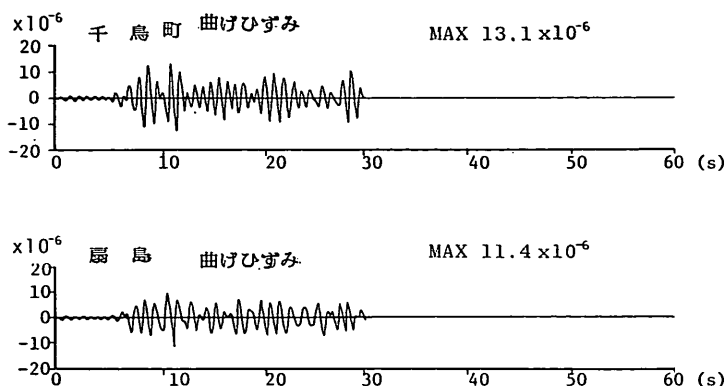


図-6.22 計算された曲げひずみの波形 (KWSK-9)

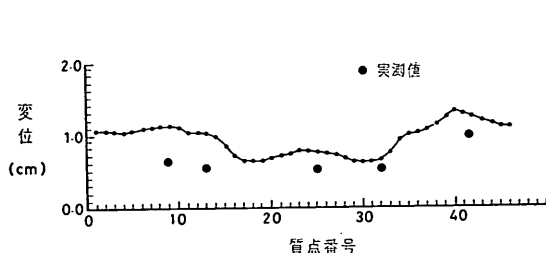


図-6.23 変位の分布 (KWSK-9)

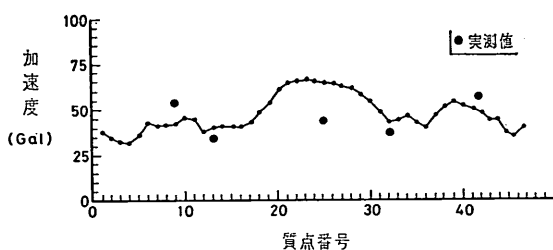


図-6.24 加速度の分布 (KWSK-9)

合もあるとされている。しかし、実測値と大きな差は生じていない。

以上述べたとおり、本報告で用いた動的応答計算法によって、満足できるほどではないが比較的良く、実際の沈埋トンネルの地震応答特性を追跡することができた。したがって、この動的応答計算法が、沈埋トンネルの地震応答特性を把握する際の有効な手段の一つとなりうることが確認できた。

7. 結論

川崎港海底トンネルでの地震応答観測で得られた14個の地震記録の解析及び質点系モデルによる動的応答計算を実施して、当トンネルに関して以下に述べる結論を得た。

(地震応答観測から得られた結論)

(1) 地震時に川崎港海底トンネルに生ずる最大ひずみ量(ϵ)と、地震の諸元(マグニチュード(M)と震央距離(D))との関係を整理した、当トンネルでのこれらの諸量間の関係は、次式でおおよその近似ができる。

$$\log_{10} \epsilon / 10^{-6} = 0.52 M - 1.36 \log_{10} D - 0.12$$

また川崎港海底トンネル周辺の表層地盤に生じた最大加速度(α)と最大ひずみ量(ϵ)との比 ϵ/a をとると、マグニチュードが大きくかつ震央距離が長い地震ではこの比の値が、いわゆる直下型の地震(衝撃的な数波の地震波が、ほぼ真下から沈埋トンネルに到着する場合)よりも大きいことが分った。

(2) 直下型の地震では、地震波動の主要動部の区間に最大ひずみ量が生じ、主要動部をすぎるとひずみ波形の振幅は小さくなる。一方震央距離が深度と比較して長い地震では、主要動部を少し過ぎた部分に最大ひずみ量が生じ、ひずみ波形の振幅は、その後もあまり減衰しない。

(3) 観測されたひずみ波形は、軸ひずみ波形と曲げひずみ波形とに分離できる。軸ひずみ波形は、概して加速度波形よりも速度波形あるいは変位波形とその振動特性(波形、振動周期など)が類似している。今回解析を行った地震に対しては軸ひずみ波形での最大値は、曲げひずみ波形での最大値よりも若干大きい、ほぼ同程度に生じている。また、軸ひずみ波形よりも曲げひずみ波形のほうが卓越している振動数が高い傾向にあった。

(4) 沈埋トンネル軸線沿いの工学的基盤内で980m離れた2点間で取得された地震波形では、地震波が一方から他方へ見掛け上伝播する現象が見られた。相互相関係数等を計算してこの見掛け上の伝播速度を求めると、大方千数百 m/s 以上と速い速度であった。直下型の地震では、この速度は非常に速く、地震波がほぼ同時に沈埋トンネルに到着するとみなしてよい。また、2点間の地震波形でクロススペクトルを計算すると、2~3Hz 以上の振動数の波のスペクトル振幅は小さい。地震波の伝播では、2~3Hz 以下の振動数の波が支配的であり、2~3Hz 以上の振動数の波は、各点での地盤の独自の振動によるものと考えられる。

(動的応答計算から得られた結論)

(6) 沈埋トンネルの地震に対する動的応答計算は、従来から質点系モデルを用いていたが行われてきている。ところで、川崎港海底トンネルの地震応答観測結果によると工学的基盤面で地震波が見掛け上伝播する現象が見られた。そこで、工学的基盤面での地震波の伝播を考慮した質点系モデルによる動的応答計算法を作成した。また、地震時に地盤のひずみが大きくなると、地盤の力学定数(せん断剛性や減衰定数)の値がひずみが小さいときで得られた力学定数から変化することが知られている。そこで、地盤の力学定数がひずみに依存することを計算モデルに導入した。これら両者を考慮した動的応答計算法は、従来の方法よりも実際の現象をより合理的に取扱える。また計算結果も地震応答観測結果と満足できるほどではないが、比較的良く一致していると言える。

(6) 沈埋トンネルに生じる断面力(軸力と曲げモーメント)は、入力地震波の伝播速度(位相差をも言える)によって値と分布形とが変動する。断面力の最大値は、地形が変化している護岸部に算定される。この地点での軸力に関しては、伝播速度が1000 m/s 付近で最大値をとり、それよりも遅い伝播速度では、軸力はかなり減少する。一方、伝播速度が1500 m/s 以上だと断面力はほとんど変化しないという結果を得た。従来の質点系モデルでの耐震設計法では、入力地震波の伝播性を考慮していないが、入力地震波の伝播速度が1500 m/s 以上ならば、伝播性を考慮してもしなくても両者の結果に大差がない。

(7) 入力地震波の伝播速度が地震波の振動数に依存する、いわゆる分散性を示す場合がある。今回はこの分散性をラブ波の分散曲線から求めた。しかし、この分散性

を考慮しても断面力の最大値は、分散性を考慮していないときの計算結果と大きくは変わらない。

(8) 今回の計算の対象とした地震では、川崎港海底トンネル位置での加速度も小さいので地盤に生じたひずみ量も小さいと言える。この場合地震時のばね定数の値は、地盤が弾性状態のときのばね定数の値とさほど変わらない。ひずみ量が小さい所でのばね定数の値の変化が断面力に与える影響は小さい。しかし、この場合でも減衰定数の値が断面力に与える影響は大きく、減衰定数の設定が今回実測値との比較をする際重要となった。

あとがき

筆者らは、昭和48年から川崎港海底トンネルと同様に沈埋工法で建設された衣浦港水底トンネルでも地震応答観測を実施してきている。このトンネルでの観測からも沈埋トンネルの地震時の挙動に関する情報を得ており、成果については既に発表されている^{6),7)}。両沈埋トンネルの地震応答観測の相違は、川崎港海底トンネルでは、工学的基盤に地中地震計が2箇所を設置されていることである。このため工学的基盤での地震波の特性に関する情報を得ることが可能である。したがって表層地盤の振動特性の把握のみならず動的応答計算に用いる入力地震波の設定がより合理的に行えることになった。

本報告で得られた成果は、限られた個数の地震記録かつ振幅の小さい地震波形を対象に行った検討から導かれている。したがって必ずしも満足できる解析が今回行われたと言えない面もあるが、今後とも地震応答観測を継続して実施し、地震記録の集積を図り、更に詳細な検討を加える所存である。マグニチュードが大きく沈埋トンネルの建設地点での加速度が大きい大規模な地震に対する沈埋トンネルの耐震性の検討や、沈埋トンネルの断面力に与える影響を無視できないと指摘されている表面波成分の検討がこれからの重要な課題となろう。これらの検討を通して沈埋トンネルの耐震設計法がより合理化され信頼されるものになると考えている。

(1983年6月30日受付)

謝 辞

川崎港海底トンネルの地震応答観測については、各方面の方々に関係しています。観測計器の設置工事は、運輸省第二港湾建設局京浜港工事事務所が実施しました。観測システムの日常の点検、記録の取得は、川崎市港湾局及び川崎市東扇島ふ頭管理事務所が行っています。貴重

な観測記録の取得のための観測業務に関係されまた現在関係されている方々に、この紙面を借りて深甚なる感謝の意を表します。

輪湖建雄元沈埋構造研究室長（現第五港湾建設局）南兼一郎前沈埋構造研究室長（現環境庁）及び藤沢孝夫前沈埋構造研究室員（現第二港湾建設局）は、観測システムの立案の過程及び観測システムが軌道に乗るまでに多大なる尽力をつくされました。また、土田肇構造部長は、本報告を取りまとめにあたって終始指導と助言とを与えて下さいました。地震波記録の読み取り作業等で耐震構造研究室の協力を得ました。ここに心から感謝の意を表します。

参 考 文 献

- 1) 田村重四郎, 岡本舜三, 加藤勝行: 地震時に発生する沈埋トンネルの歪について(地震観測), 土木学会第28回年次学術講演会講演概要集, 第1部, 1973年10月, pp.501~502
- 2) 青木義典, 土田 肇, 林 聡: 沈埋トンネルの野外模型振動実験, 港湾技術研究所報告第11巻第2号, 1972年6月
- 3) 青木義典, 田淵民雄: 沈埋トンネルと地盤の相互作用に関する実験的研究, 港湾技術研究所報告第11巻第4号, 1972年12月
- 4) 浜田政則: 沈埋トンネルの地震応答計算, 土木学会第26回年次学術講演会講演概要集, 第1部, 昭和46年10月, pp.317~320
- 5) 沈埋トンネル耐震設計指針(案), 土木学会, 1975年
- 6) 清宮 理, 中山茂雄, 土田 肇: 衣浦港海底トンネル地震応答観測および地震応答計算, 港湾技研資料, No.221, 1975年6月
- 7) 清宮 理, 藤沢孝夫: 衣浦港沈埋トンネルでの地震応答観測, 第14回土質工学研究発表会, 昭和54年度発表講演集, 1979年, pp.1509~1512
- 8) 田村重四郎, 加藤勝行, 木戸義和: 沈埋トンネルの地震観測記録と応答計算結果の比較, 土木学会第37回年次学術講演会講演概要集, 第1部, 昭和57年10月, pp.593~594
- 9) 榎名淳一, 田村 徹, 高野護国, 大石 博: 扇島連絡海底トンネルの地震観測, 日本鋼管技報, No.71, pp.35~44
- 10) 南兼一郎, 清宮 理, 藤沢孝夫: 川崎港海底トンネルにおける地震観測, 第16回地震工学研究発表会講演概要, 1981年, pp.69~72
- 11) 田村重四郎: 地中建造物の耐震設計方法としての変位法に関して, 生産研究29巻5号, 1977年5月, pp.33~39
- 12) 青木義典: 沈埋トンネルの耐震設計について, 1977年9月, 東京都立大学学位論文
- 13) 矢作 枢, 西山啓伸, 浜田政則, 泉 博充: 沈埋トンネルの地震観測と数値解析, 第5回日本地震工学シンポジウム講演集, 1978年, pp.937~943
- 14) 中野拓治, 森 賢治: 沈埋トンネルの耐震計算と模型振動実験について, 港湾技研資料 No.172, 1973年
- 15) 川崎港海底トンネル工事誌, 日本港湾協会, 昭和56年4月
- 16) 井合 進, 倉田栄一, 土田 肇: 強震記録の数字化と補正, 港湾技研資料, No.286, 1978年3月
- 17) 金子孝吉, 渡辺 昇: 地震時における地震軌跡と波動特性, 土木学会第31回年次学術講演会講演概要集, 第1部, 昭和51年10月, pp.461~462
- 18) 土岐憲三: 新体系土工学11 建造物の耐震解析, 技報堂, pp.61~63 および pp.174~178
- 19) Yasuo Sato: Analysis of Dispersed Surface Waves by means of Fourier Transform 1, *Bull. Earthq. Res. Inst.* Vol.33, 1955, pp.33~49
- 20) 土岐憲三: 強震加速度記録による位相速度の検出, 第4回日本地震工学シンポジウム講演集, 1975年11月, pp.265~272
- 21) 土田 肇, 他4名: 地震動の多点同時観測に基づくパイプラインの応力の検討, 港湾技術研究所報告, 第20巻第4号, 1981年12月, pp.22~24
- 22) 清宮 理, 南兼一郎, 倉田栄一: 二次元アレー観測に基づくパイプ応力度, 第6回日本地震工学シンポジウム講演集, 1982年12月, pp.1889~1896
- 23) 清宮 理, 西沢英雄, 横田 弘: 工学的基盤面での地震波の伝播を考慮した沈埋トンネルの地震応答解析, 土木学会第10回関東支部年次研究発表会, 1983年1月
- 24) 清宮 理: 海底パイプラインの耐震設計法の検討, 港湾技研資料, No.307, 1978年12月
- 25) Thomas R. Kuesel: Earthquake Design Criteria for Subways, June 1969, *S. D ASCE*
- 26) Shnabel, P. B., Lysmer, J. and Seed, H. B.: SHAKE, A Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites, *Report No. EERC 72-12*, University of California, Berkeley, 1972
- 27) 大日方尚己, 岩崎敏男, 干場良信: 位相差入力した場合の沈埋トンネルの地震応答解析, 土木学会第37回年次学術講演会講演概要集, 第1部, 昭和57年10月, pp.595~596
- 28) 土岐憲三, 久保田勝: 多点異入力を受ける長大橋梁の非線形地震応答, 第5回日本地震工学シンポジウム講演集, 1978年, pp.1065~1072