

超高速鉄道のトンネル内圧力変動評価と 覆工構造の安全性に関する研究

**(Numerical Study on Fluctuating Air Pressure Loads by
High-Speed Trains for the Safety Evaluation of Tunnel Lining)**

宮本 雅章

Masaaki MIYAMOTO

2020 年 3 月

論文要旨

列車が高速で走行することに伴いトンネル内には圧力波や圧力変動が生じトンネル構造やトンネル内設備に外力として作用することが知られている。時速 500km の超高速走行においては、それら圧力の最大値や繰返し生じる圧力の性状を評価することはとりわけ重要な課題である。

そこで、本研究では、第一に車両の屋根に板を立てる形状の空力ブレーキを展開した列車の走行に着目し、山梨実験線での計測および列車まわりの流れの三次元圧縮性流体解析により圧力変動を評価し、営業線の 16 両編成列車の上下線走行により生じるトンネル内最大圧力を評価する。

第二に、トンネル内の圧力変動時刻歴を再現できる一次元解析モデルを構築し、山梨実験線での実測データと比較し再現性を検証する。そしてトンネル内分岐坑等の配置された営業線モデルトンネル内の圧力変動時刻歴を営業線で想定される複雑な列車運行条件に対応させて再現する。

さらに、中央新幹線の計画路線に山岳工法トンネルが多く計画されていることに鑑み、最大圧力作用時の覆工応力解析により破壊に関する覆工構造の安全性を確認する。また、営業線モデルトンネル内の圧力変動時刻歴から覆工コンクリートに生じる応力変動時刻歴を求め、レインフロー法を用いて覆工コンクリートの累積疲労損傷度を評価するとともに、この一連の手法を圧力変動に対する覆工コンクリートの疲労安全性を合理的に確認する手法として提案する。

第 1 章では、本研究の背景と目的、および、高速鉄道トンネル内における圧力波の生成・伝播や列車通過時の圧力低下等に関する現象把握や予測評価、およびこれら圧力現象によるトンネル覆工コンクリートへの影響検討等に関する既往の研究について述べている。

第 2 章では、まず、トンネル覆工構造の安全性照査に用いる最大荷重設定のための最大の圧力変動として、異常時に作動する空力ブレーキを展開した状態で生じる二列車による圧力が重畳した状況を想定した。山梨実験線において空力ブレーキを展開した単列車走行により生じる空力ブレーキ突入波およびトンネル内での空力ブレーキ波の最大値を評価した。また、列車通過に対して数値流体解析を実施し、計測結果とよく一致することを確認した。計測データの得られていない空力ブレーキを展開した状態での二列車すれ違い走行による圧力変動の数値解析を実施し、その圧力変動の最大値を評価した。その結果、列車先頭部から中間部までのすれ違いでは圧力降下割合が編成長によらずほぼ一定だが、列車後尾部では膨張波の影響と考えられる圧力降下割合の増加がみられ、列車最後尾の空力板がすれ違うときに最大負圧が生じるとの結果を得た。以上の結果を用いて、営業線のトン

ネル覆工に作用する最大圧力を設定した。最大正圧は自列車と対向列車の空力ブレーキ突入波の重畳による 0.19（大気圧比）である。最大負圧は空力板を開いた二列車のすれ違いで生じ、空力ブレーキ波、すれ違いによる圧力低下および空力板の局在圧力の重畳で算定され、その値は-0.21（大気圧比）である。

第 3 章では、第 2 章で設定した圧力変動荷重により覆工の応力解析を実施して覆工構造に生ずる応力を評価した。その結果、負圧により覆工構造に生じる応力の検討では、最大負圧を一様に作用させることで設計上安全側の評価となった。また、トンネル断面形状が山梨実験線から営業線に変更となっているが、それぞれのトンネルが最大正圧の作用を受けた際の応力分布の差は小さく、最大正圧の大きさの違いによる差に対して断面形状の違いによる応力への影響は小さいことを確認した。

第 4 章では、まず特性曲線法による一次元圧縮性流れの数値解析の概要を示したうえで、列車走行によりトンネル内に生成する圧力波の最大値や伝播に伴う減衰、列車通過時の圧力低下、分岐・合流部や多孔板を有する坑口緩衝工での圧力波生成や反射など営業線で起こりうる現象をモデル化し、特性曲線法による一次元解析モデルに組み込む手法を提案した。そして、この手法による解析結果が山梨実験線で取得した実測結果と定量的に一致していることを確認した。

第 5 章では、営業線を想定した長短 2 ケースのトンネルに対し斜坑の配置条件や列車運行計画を仮定し、第 4 章で構築した特性曲線法により圧力変動時刻歴を計算した。その結果、4km トンネルでは突入波と退出波が重なる時間差 30 秒で上り線側坑口付近において大きな圧力変動が得られた。また、閉塞された斜坑があるトンネルでは斜坑内の重複反射の影響で周期の短い圧力変動が本坑内で繰返し見られた。長大トンネルでは開口した斜坑により中間の本坑内最大正圧は 4km トンネルよりも小さくなるが、閉塞された斜坑では通過波により中央付近の最大正圧が大きくなっていた。

第 6 章では、最大圧力を受けた際の覆工コンクリートの破壊に関する安全性照査を限界状態設計法により実施した。その結果、設計断面耐力に対する設計断面力は、最大正圧作用時にトンネル内空側で 0.26、地山側で 0.29、最大負圧作用時に 0.05 となり、営業線トンネルの覆工構造は最大圧力変動に対し十分な耐力を有することを確認した。また、特性曲線法により営業線で想定されるトンネル配置条件および列車運行条件を仮定してトンネル覆工構造の圧力時刻歴を算定し、レインフロー法に基づいて疲労安全性の確認を実施した。その結果、今回検討したケースでは覆工コンクリートの累積損傷度は最大値の小さいケースで 0.03、最大値が大きいケースで 0.11 程度となることを確認した。

第7章では、本研究のまとめとして結論を述べている。

本研究では、まず、列車の超高速走行に伴ってトンネル内に発生する圧力変動の最大値を評価し、営業線トンネルの覆工構造は最大圧力変動に対し十分な耐力を有することを明らかにした。次に、営業線の供用期間中に想定される列車の運行本数に対応させ予測したトンネル内に生じる圧力変動時刻歴をもとに覆工コンクリートに生じる応力変動時刻歴を作成し、覆工構造の累積疲労損傷度を合理的に確認する方法を示すとともに、検証したケースにおいて、累積疲労損傷度が十分に小さいことを確認した。

目次

第1章 序論

- 1.1 研究の背景と目的
- 1.2 超高速鉄道による中央新幹線計画の経緯
 - 1.2.1 全国新幹線鉄道整備法に基づく中央新幹線計画の経緯
 - 1.2.2 山梨実験線における走行試験の経緯
- 1.3 超高速鉄道の技術的な特色
 - 1.3.1 線形条件
 - 1.3.2 推進・浮上案内の基本原理
 - 1.3.3 車両
 - 1.3.4 走行制御とブレーキ
 - 1.3.5 トンネル
 - 1.3.6 軌道（ガイドウェイ）
- 1.4 トンネル内の圧力変動現象の概要
 - 1.4.1 トンネル内の圧力変動現象
 - 1.4.2 圧力変動とトンネル覆工構造に生じる応力との関係
- 1.5 既往の研究
 - 1.5.1 列車走行に伴う圧力現象
 - 1.5.2 トンネル覆工コンクリートの力学挙動
- 1.6 本研究の構成

第2章 覆工構造に作用する最大圧力の設定

- 2.1 はじめに
- 2.2 最大圧力算定のための圧力の組み合わせ
- 2.3 山梨実験線での計測結果
 - 2.3.1 空力ブレーキ突入波
 - 2.3.2 トンネル内走行で空力板を開いた際の圧力変動
- 2.4 空力板を開いた二列車すれ違いの数値解析
 - 2.4.1 数値解析の概要と計測結果との比較
 - 2.4.2 空力板一開すれ違いによる圧力変動
- 2.5 破壊に関する安全性照査に用いる荷重の設定
 - 2.5.1 編成長の換算
 - 2.5.2 最大正圧の設定

2.5.3 最大負圧の設定

2.6 まとめ

第3章 覆工コンクリートの応力解析

3.1 はじめに

3.2 解析手法の概要

3.3 解析モデル

3.4 荷重条件

3.5 応力解析結果

3.5.1 最大正圧の応力解析結果

3.5.2 最大負圧の応力解析結果

3.6 断面形状の違いによる影響

3.7 まとめ

第4章 トンネル内圧力変動再現モデル

4.1 はじめに

4.2 特性曲線法による一次元圧縮性流れ数値解析の概要

4.3 外部接続境界における流入・流出条件

4.4 列車通過時の圧力変動のモデル化

4.5 分岐・合流のモデル化

4.6 列車突入による圧力波のモデル化

4.7 まとめ

第5章 営業線トンネルを想定したトンネル覆工に作用する圧力変動の評価

5.1 はじめに

5.2 解析の概要

5.3 4km トンネルの解析結果

5.4 長大トンネルの解析結果

5.5 まとめ

第6章 覆工構造の破壊に関する安全性照査および疲労の検討

6.1 はじめに

6.2 覆工構造の破壊に関する安全性照査

6.2.1 許容応力度法による照査

6.2.2 限界状態設計法による照査

6.3 覆工構造に作用する応力の算定

6.4 覆工構造の疲労に関する検討

6.5 まとめ

第7章 結論

付録

A 1次元非定常等エントロピー流れの方程式

A.1 方程式の導出

B 特性曲線法における仮定の算定値への影響

B.1 密度および音速を基準状態（一定）とすることによる圧力分布および累積疲労損傷度への影響

C 圧力変動時刻歴・応力の時刻歴および累積疲労損傷度の算定結果

C.1 トンネル内圧力変動時刻歴（長大トンネル）

C.2 トンネル覆工に作用する応力の時刻歴

C.3 累積疲労損傷度のトンネル内分布

第1章

序 論

1.1 研究の背景と目的

旧国鉄が次世代高速鉄道の研究に着手したのは東海道新幹線開業前の1962年である。その後1969年に超電導磁気浮上式鉄道（以下、「超高速鉄道」という）の研究開発が日本独自の技術として開始された¹⁾。1977年には宮崎実験線での走行試験が開始され、超高速鉄道の基本的な技術についての確認・実証が進められた。しかしながら宮崎実験線は時速500kmの可能性を確認するために作られたものであり、営業線で予想されるような多様な条件での走行試験の実施を想定して作られたものではない²⁾。そのため、1)在来鉄道の軌道に相当するガイドウェイ延長が7kmしかなく連続的に高速域の状況を把握できない、2)全区間単線のため2列車のすれ違い走行試験ができない、3)全区間明かりであるためトンネル内走行試験ができないなど営業線に向けた技術開発を進める上での制約があった。このことから1988年10月、運輸省内に超電導磁気浮上式鉄道検討委員会が設置され³⁾、本検討会において営業線に向けた本格的な実証研究を実施することが可能な新実験線の設置に関する検討を経て、山梨実験線の建設が決定された。1997年3月の山梨実験線の完成と同年4月の走行試験開始により営業線に向けた本格的な研究開発がはじまった。

超高速鉄道のように高速走行する列車は、1)非常に細長く、2)地上面上を走行し、3)対向列車と近接してすれ違い、4)トンネル内を走行する、ことから列車風、トンネル内圧力変動、トンネル微気圧波、空力騒音、空気抵抗など特有の空気力学的現象を発生させる⁴⁾。よって、

表-1.1. 山梨実験線の概要

	山梨実験線（全線）	宮崎実験線
総延長	42.8km	7.0km
トンネル区間	35.1km	0km
明かり区間	7.7km	7.0km
単線／複線	複線	単線
最急こう配	40‰	5‰
最小曲線半径	8,000m	10,000m

これら現象の解明や評価、また、これら現象に関連する走行安全性、乗り心地、騒音・微気圧波などによる環境影響、走行エネルギーなど諸課題の緩和や改善に関わる研究開発が重要である。超高速鉄道におけるこのような空力学的現象や、現象に関わる諸課題についての営業線に向けた本格的かつ実証的な研究についても、山梨実験線での走行試験開始により初めて可能となった。

一方、首都圏～中京圏～近畿圏の三大都市圏を結ぶ中央新幹線については、超高速鉄道により整備することが計画され、全国新幹線鉄道整備法に基づいて、2014年10月に国土交通大臣から工事実施計画（その1）が認可され、その後、本格的な建設工事が進められているところである。現在この三大都市圏の大動脈輸送を担っている東海道新幹線は、わが国の経済社会の発展に大きな役割を担ってきた最も重要な社会基盤の1つであるが、2019年10月で開業から55年を経過し、将来の経年劣化に対して抜本的な備えをしなければならない時期を迎えている。また、東日本大震災を契機として、この大動脈の輸送を二重系化することにより大規模災害の発生に対する災害リスクを軽減する必要性および重要性は高まっている。中央新幹線は、こうした役割を担うことに加え、東京・大阪間の全線開業によって三大都市圏が約1時間で直結され人口約7000万人の巨大な都市圏を形成することにより、その成長力が全国に波及し日本経済全体を発展させるものとして期待されている⁵⁾。



図-1.1.中央新幹線（東京都・名古屋市間）の路線概要図

現在建設が進められている中央新幹線の本線構造物は、トンネル、高架橋、橋梁および路盤から構成されているが、このうちトンネルの延長は約247kmであり、中央新幹線の総延長（品川・名古屋間：約286km）の約86%を占める。トンネル区間のうちシールドトンネルで施工が計画されている首都圏および中京圏の大深度地下区間約55km⁶⁾を除く多くの区間は山岳工法で施工されることが想定されている。山岳工法トンネルでは、多くの場合、支保工で地山を安定させ、地山の变形が収束してから覆工を施工する。そのため、覆工には外力は作用しないと考えられ、通常、覆工に力学的機能を付加させないことが多い。このような場合、覆工に求められる機能は供用性が主となり、覆工は場所打ちの無筋コンク

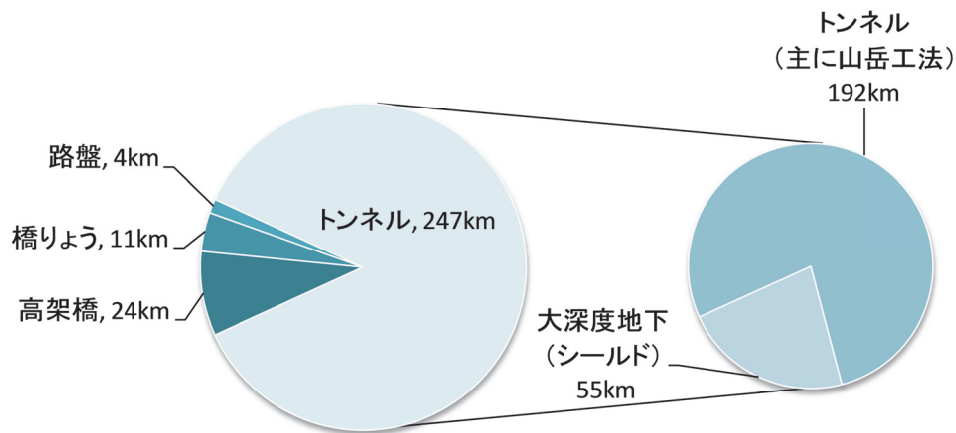


図-1.2. 中央新幹線の本線土木構造物の構成

リートとするのが一般的である^{7,8)}。

一方、高速列車がトンネル内を走行すると列車のトンネル突入時に圧力波（以下、突入波）が、また列車のトンネルからの退出時には圧力波（以下、退出波）が生じる。これらはトンネル内の圧力を上昇させる。またトンネル内を列車が高速で通過すると急激な圧力低下が生じる。山岳工法のトンネル覆工の多くに用いられる無筋コンクリートは、自重による圧縮応力状態となっている。圧力波によりトンネル内の圧力が上昇する場合には、トンネル覆工には自重を打ち消すように外力が作用し、自重による圧縮応力を上回ると覆工構造は引張応力状態となる。トンネル内の圧力が低下する場合には、自重による圧縮応力にさらに圧縮応力が加わる。このような圧力変動に対するトンネル覆工の耐力を確認する観点から、列車走行に伴って覆工構造に作用し得る最大の圧力変動を評価し、その作用を受けた際の覆工構造の挙動および破壊に関する安全性を把握することが重要である。またトンネル内には、扉や機械装置も設置されるため、このようなトンネル内設備を設計する上でも最大圧力を把握する必要がある。なお、後述するように、超高速鉄道車両には空気抵抗を増大させることにより減速力を得る空力ブレーキがバックアップブレーキとして搭載されている。最大の圧力変動の評価では、この空力ブレーキの展開により増大する圧力変動を考慮する必要がある。

再びトンネル内の圧力現象に目を向けると、突入波や退出波はトンネル内を伝播しトンネル坑口に達すると、その大部分は反射波として正負反転してトンネル内をそれまでとは逆方向に伝播する。また、一部はパルス状の圧力波である微気圧波としてトンネル坑口から外部に放射される。さらにトンネル内を伝播する突入波、退出波およびそれらの反射波がトンネル内に設備された斜坑などの分岐坑を通過すると、これらの波は本坑と分岐坑に

分岐するとともに、分岐内に伝播した波は分岐坑の坑口で反射して再び本坑内にも伝播する。一方、列車通過時には急激な圧力低下が生じるが、この圧力低下は列車とともに列車速度でトンネル内を進み、突入波、退出波、それらの反射波、分岐坑で分岐した新たな波と重なり合う。列車がトンネル内の分岐坑区間を通過する際にも本坑および分岐坑内に圧力波が生じ、同様に本坑内および分岐坑内を伝播していく。こうして生じた各々の圧力波は、トンネル壁面等で生じる摩擦による減衰と坑口での反射によるエネルギーの損失を伴いながらトンネル内を繰り返し伝播する。このように、一般に自重以外に外力は作用しないものとして設計、施工される山岳工法による覆工構造には、高速列車が走行することに伴って生じる様々な圧力変動が経時的に作用する。したがって、トンネル覆工の疲労に対する耐久性を確認する観点から、トンネル供用期間中に予想される圧力変動履歴から覆工に繰り返し生じる応力状態を評価し、覆工構造の疲労安全性を把握することが重要である。また、扉や機械装置などのトンネル内設備を設計し、耐久性を検討する上でも、トンネル内に生じる圧力変動履歴を把握する必要がある。

トンネル内での列車の高速走行によって生じるこのような圧力現象を解明・評価することは超高速鉄道の長期間にわたる安全を確保する上で極めて重要な研究課題であり、さらに中央新幹線においては山岳工法トンネルの延長が長いことから、これら圧力の作用に対する覆工コンクリートの力学的な挙動を把握するとともに破壊や疲労に関する安全性を定量的に評価することが必要である。

そこで本研究では、このような背景のもと、超高速鉄道列車の走行中に圧力を増大させる空力ブレーキが展開された際にトンネル内に発生する圧力変動の最大値を山梨実験線での計測および数値流体解析により評価すること、そしてその最大圧力に対する覆工構造の挙動を明らかにするとともに覆工構造の破壊に関する安全性を検証すること、および超高速鉄道の営業線で想定される複雑な列車運行に対してトンネル内の圧力現象を再現できる解析モデルを構築すること、そしてその解析モデルで得られたトンネル覆工構造に作用する圧力変動の時刻歴を元に、覆工構造の疲労安全性を検証するとともに、疲労安全性の合理的な確認方法を示すことを目的とする。

1.2 超高速鉄道による中央新幹線計画の経緯

1.2.1 全国新幹線鉄道整備法に基づく中央新幹線計画の経緯

東京都を起点、大阪市を終点とする中央新幹線は、1973年に全国新幹線鉄道整備法に基づく基本計画路線として告示された。翌1974年には運輸大臣から国鉄に対して、そして1990年には運輸大臣から東海旅客鉄道株式会社（JR 東海）と鉄道建設公団に対して地形・地質に関する調査が指示された⁹⁾。

しかし、既に先行して整備計画が決定されている5路線以降の計画であった中央新幹線の整備には、従来の整備新幹線と同様の公的資金によるのでは当分の間、建設の展望が開

けないことから、JR 東海は、まずは東京都・名古屋市間を開業させ、その後、経営体力を回復させたうえで速やかに大阪市まで実現する計画とし、2007 年 12 月、まずは第一局面として東京・名古屋市間を自己負担により建設を進める意思決定をした^{6,9)}。その後、JR 東海は、地形地質調査および全国新幹線鉄道整備法で定めるその他の項目に関する調査結果を国土交通大臣に提出、交通政策審議会の審議を経て、2011 年 5 月、国土交通大臣より中央新幹線の整備計画が決定されるとともに、営業主体および建設主体に指名され、中央新幹線建設の指示を受けた。

これを踏まえ、東京都・名古屋市間の環境影響評価を進め、2014 年 8 月、国土交通大臣に対し最終的な環境影響評価書を送付するとともに、工事実施計画（その 1）の認可申請を行い、同年 10 月 17 日に認可を受けた。このような経緯を経て、品川と名古屋の両ターミナルにおいて工事が着工された。さらに、2017 年 9 月に電気設備を中心とした工事実施計画（その 2）の認可申請を行い、2018 年 3 月にその認可を受けたところである⁹⁾。



図-1.3. 中央新幹線計画の経緯（手続き）

1.2.2 山梨実験線における走行試験の経緯

超高速鉄道の研究は前述のように 1969 年、国鉄において開始され、1977 年からは宮崎実

験線での走行試験が開始された。1987 年 4 月の国鉄分割・民営化ののちには、JR 東海も技術開発に主体的に加わることとなった。ここでは、1997 年以降の山梨実験線での走行試験の経緯について概説する。



写真-1.1. 宮崎実験線での走行試験



写真-1.2. 山梨実験線（先行区間）の走行試験開始

(1) 先行区間での走行試験の経緯³⁾

1997 年 4 月からの 3 年間の走行試験では、まず、最高速度を徐々に向上する試験を実施し、同年 12 月に設計最高速度である時速 550km を達成した。1999 年には二列車による高速すれ違い試験を開始し相対時速 1,003km を記録した。2000 年 3 月には運輸省（現・国土交通省）・超電導磁気浮上式鉄道実用技術評価委員会（以下、「評価委員会」という）において、「超高速大量輸送システムとして、実用化に向けた技術上のめどがたったものと考えられる」との評価を受けた¹⁰⁾。

その後の 5 年間の走行試験では、将来の営業線設備の最適設計を行うために、より高いレベルの安全性・信頼性・耐久性を確認することを目指した試験を実施した。1 日の連続走行距離について 2,876km（実験線先行区間 89 往復）、最高速度について時速 581km、二列車によるすれ違い相対速度について時速 1,026km に、それぞれ記録を更新した。これら試験結果を受け、2005 年 3 月には評価委員会において、「実用化の基盤技術が確立した」との評価を受けた¹¹⁾。

その後は、更なる長期耐久性の検証、メンテナンスを含めた更なるコスト低減のための技術開発、営業線適用に向けた設備仕様の検討、を柱に技術開発、走行試験が推進された。2009 年 4 月からは、先頭部の長さを最適化するとともに、車体上部両側を円型から角型にするなど、これまでよりも営業線に近い形状へ車両を改良して走行試験を実施した。同年 7 月には評価委員会において「営業線に必要な技術が網羅的、体系的に整備され、今後詳細な営業線仕様および技術基準等の策定を具体的に進めることが可能となった」との評価がなされた¹²⁾。また、2011 年 5 月には交通政策審議会にて中央新幹線整備計画が決定され、走行方式について超電導磁気浮上方式を採択することが適当であるとされた。

(2) 延伸・更新工事

2006 年 9 月、超高速鉄道の実用化確認試験を目的とし、実験線の設備を営業線と同等の仕様に全面的に更新し、実験線を 18.4km から全線 42.8km に延伸する、山梨実験線の設備更新および延伸に係る JR 東海の設備投資計画が決定された。2007 年 1 月には、JR 東海を含む事業三者が国土交通大臣に対し建設計画の変更を申請し、大臣承認を得た。

延伸区間は、先行区間 18.4km の東側に 7.8km、西側に 16.6km である。更新区間は 16k610m ~ 35k010m の先行区間が対象とされた。更新工事では、最新のガイドウェイ・地上コイルへの取替え、最新の半円形フード構造物への取替えと増設置のほか、変電所・変換器の増強、沿線電気設備の取替え、大深度地下模擬設備の設置等が実施された。延伸・更新工事により、実験線延長が延びたこと、およびトンネル間をトンネルと同一の断面積を持つ半円形のフード構造物で接続することにより最大延長約 20km の長大トンネルにおける圧力現象に関する試験を実物で実施することが可能となった。

(3) 設備延伸・更新後の山梨実験線での走行試験の経緯

設備更新・延伸後の山梨実験線の車両は L0（エルゼロ）系と呼ばれ、これは営業線仕様の第一世代の車両であることを表している^{3,13,14)}。2014 年 6 月には高速域走行試験により時速 603km を記録したほか、2015 年 4 月には長距離走行試験で 1 日の走行距離 4,064km を記録するなど着実に新たな成果が得られている。2017 年 2 月には評価委員会において「営業線に必要な技術開発は完了」との評価を受け¹⁵⁾、以降、山梨実験線区間を営業線へ切り替

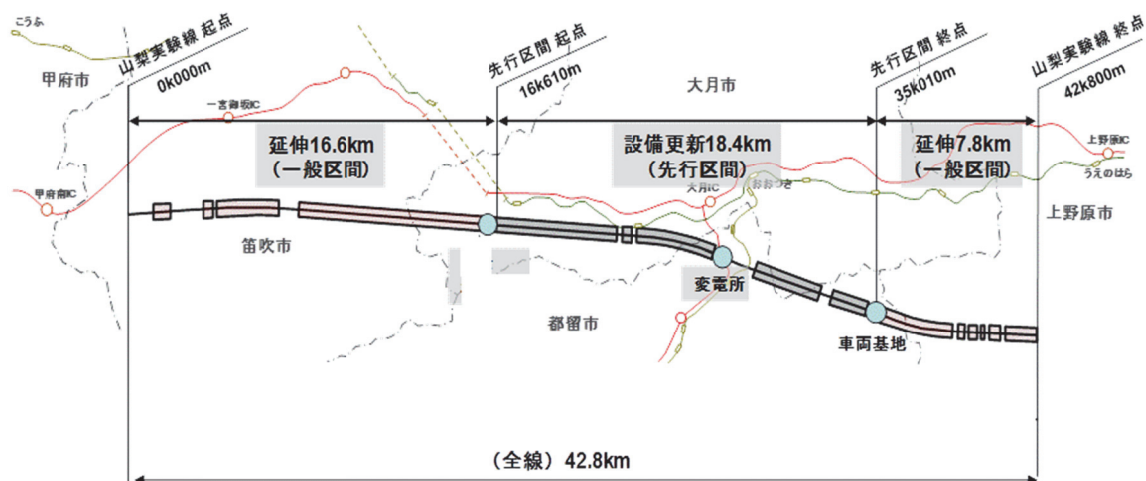


図-1.4. 山梨実験線の延伸更新

える工事が開始されるまでの間、低コストかつ効率的な保守体系の検証、高温超電導磁石の長期耐久性の検証および快適性の向上などを目指した走行試験が実施されている。

1.3 超高速鉄道の技術的な特色

1.3.1 線形条件

超高速鉄道は磁気浮上により時速 500km の超高速走行を行う。そのため超高速鉄道の線形条件は在来の新幹線とは異なっている。曲線半径については 8,000m 以上（在来の新幹線においては原則 4,000m 以上）、勾配の限度については 40‰（在来の新幹線においては原則 15‰）となっている。軌道中心間隔についてはすれ違い時の車両の空気力学的特性などを考慮して、在来の新幹線よりも広い 5.8m とされている^{2,16)}。山梨実験線での車輪走行・浮上走行の各試験、すれ違い走行試験等により、トンネル区間・明かり区間における曲線、勾配のいずれの線形条件においても所定の最高速度まで安定して走行できることが確認されている。

1.3.2 推進・浮上案内の基本原理解¹³⁾

超高速鉄道では、従来の鉄道車両に用いられる同期電動機を切り開いて直線状に長く引き延ばした部分にあたる推進コイルが地上側のガイドウェイ側壁に設置されている。そして電動機の回転子に相当する超電導磁石が車両に搭載されている。このような推進方式は、走行に必要な電力を地上側、すなわち推進コイルに供給する方式であることから「地上一次シンクロナスマータ方式」と呼ばれる。車両の位置および速度を位置検知システムにより正確に検知し、地上側の推進コイルに対して、車両に与えるべき速度や加減速度に応じた周波数と位相の交流電流を流すことにより車両を制御することができる。超電導磁石に前向き吸引力・反発力を生じるような位相とすれば推進力が、位相を反転させれば制動力が得られるため、走行開始から加速、減速、停止までを同一の設備で行うことができる。

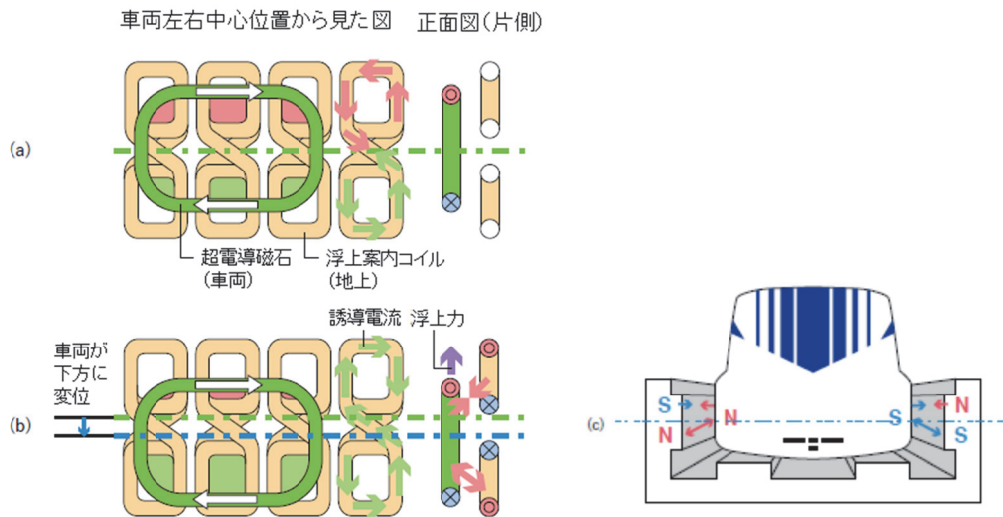


図-1.6. 浮上の原理

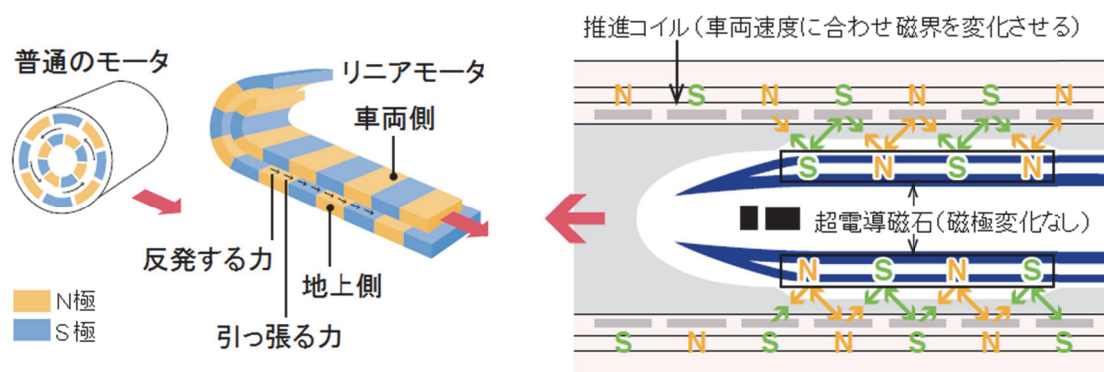


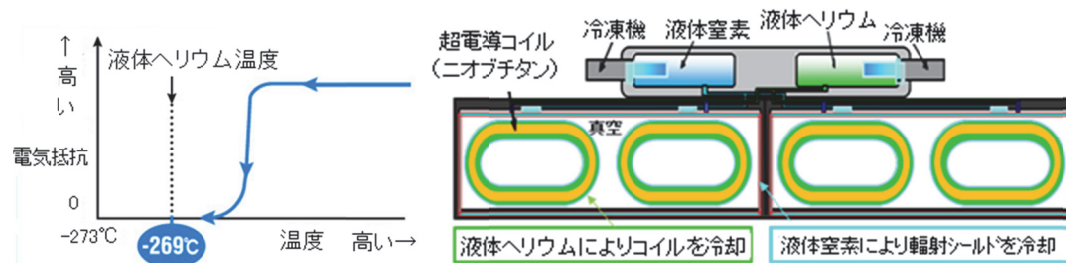
図-1.7. 推進の原理

ガイドウェイ側壁には車両を推進させるための推進コイルのほかに、車両を浮上させガイドウェイ中央に案内させるための浮上案内コイルが取り付けられている。浮上案内コイルは2つのコイルを上下に繋いだ8の字状に構成されている。超電導磁石が浮上案内コイルの前を高速通過すると、電磁誘導により浮上案内コイルに電流が流れる。車両の超電導磁石の中心高さが上下の浮上案内コイルの中心高さとも一致している状態では、浮上案内コイルには電流は流れず、浮上力は生じない。車両の超電導磁石が上下の浮上案内コイルの中心高さより少し下がっている状態では、浮上案内コイルに電流が流れ、超電導磁石と上側の浮上案内コイルの間には吸引力が、下側の浮上案内コイルの間には反発力が働き、超電導磁石には上向きの合力、すなわち浮上力が生じる。この浮上原理は上下逆方向にも同様に作用することから、車両の浮上状態が継続的に保たれる。

また、左右の案内についても同様の原理が採用されている。左右の浮上案内コイルを2本のケーブルで接続することにより、超電導磁石が左右のどちらかに偏って走行した場合には、左右の浮上案内コイル間に電流が流れ、超電導磁石を左右の中心方向に戻そうとする案内力が生じる。

このような浮上案内方式を採用していることから、万一、走行中に停電が発生し推進コイルへの電力供給が行われない場合においても浮上案内の状態を維持することが可能となっている。ただし、低速域では発生する浮上電流・案内電流が小さくなり、浮上力・案内力が低下するため車両の下方に支持車輪、左右に案内車輪と呼ばれるタイヤを出して走行する。

車両に搭載されている超電導磁石には超電導現象が利用されている。超電導現象は物質を冷やしたときに転位温度と呼ばれる温度を下回ると電気抵抗が急激に低下しゼロに等しくなる現象であり、1911年、物理学者オンネスが発見し、現象を説明する理論が1957年に構築された。超電導技術は新たな市場を創出し社会に大きな価値をもたらす基礎研究の事例¹⁷⁾としても注目されている技術である。



(a) 超電導現象

(b) 超電導磁石の構造

図-1.8. 超電導現象と超電導磁石の構造

1.3.3 車両^{3,13,18)}

時速 500km で高速走行する超高速鉄道車両には，空気抵抗低減や騒音等の環境影響の低減等の空力特性が求められる．一方，輸送機関としては客室空間の確保や快適性も必要となる．空力特性の改善には車両先頭部を長くすることが効果的だが，客室空間の確保とは相いれない．両立に向けて試作車両の先頭部の改造や解析が行われた．その結果を反映された現在の L0 系車両は，車両先頭形状は 2002 年度に先頭部長さを 23m まで伸ばした改良車両と同等の空力特性を維持したまま先頭部の長さを 15m に短縮しつつ十分な客室空間を確保している．



写真-1.3. L0 系車両

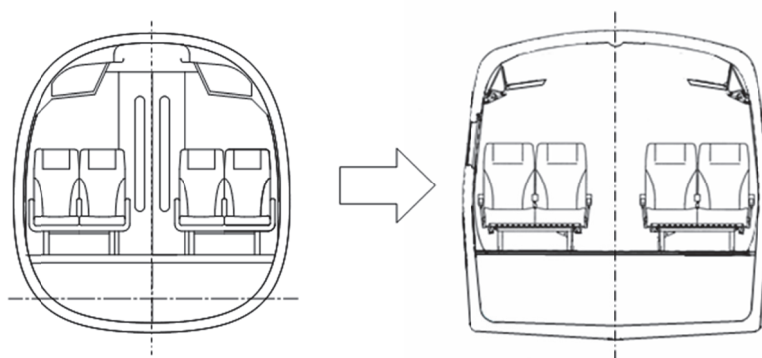


図-1.9. 車体断面

車体の断面形状については、山梨実験線での走行試験開始当初の車両では走行時の圧力変動に対する車体強度の確保や空気抵抗の低減のため丸型の断面としていたが、客室内の居住性を向上させるため角型化している¹⁸⁾。

1.3.4 走行制御とブレーキ¹³⁾

超高速鉄道列車の走行は、前述したようにすべて地上側からコントロールされる。運行管理システムは、ダイヤを作成し、全列車に対して、どの区間をどのような速度で走らせるかを統括的に指示する役割を担う。超高速鉄道は地上側ですべての制御を行うため、運行管理システムから駆動制御システムに対して、どの地点をどの速度で走らせるかを連続的に示した情報であるランカーブ情報を与える。これにより、推進コイルに流す電流値や周波数を逐次算出して、電力変換器を動作させ、前述の地上一次による列車制御が実現されている。列車を減速・停止させる場合には、ランカーブ情報に従って駆動制御システムにより制御が働く。このとき使用されるのは電力回生による「常用ブレーキ」である。一方、なんらかの異常等により常用ブレーキでは減速度が不足する場合には、「非常ブレーキ」をかける仕組みが採用されている。超高速鉄道車両には非常ブレーキとして、空力ブレーキと車輪ディスクブレーキが装備されている¹⁹⁾。非常ブレーキは、地上側からの制御によるブレーキが全く使用できない状況においても車両単独で動作させることができ、車両は最高速度から停止まで安全に減速することが可能である。

空力ブレーキは、車両の屋根の上に板を立てて空気抵抗を増大させ減速するブレーキであり、ブレーキ力は速度の 2 乗に比例する^{13,18)}ため、特に高速度領域において大きな減速



写真-1.4. 空力ブレーキ

力が得られる。

空力ブレーキを作動させた状態の列車が高速度でトンネルに突入すると、トンネル内には通常走行時に比べ大きな突入波が生じる。また、空力ブレーキを高速度で作動させた状態でトンネル内を走行すると、通常走行時と比較して大きな圧力低下が生じる。これらの圧力現象については第 2 章で論じる。なお、空気抵抗を増大させて減速するようなブレーキについては、宮崎実験線において MLU001 試験車²⁰⁾、MLU002N 試験車²¹⁾にも搭載されたほか、在来の新幹線鉄道車両においても研究開発が進められている^{22,23)}。

1.3.5 トンネル

トンネル内空断面は、所定の建築限界外に施工上あるいは保守上必要となる余裕を考慮し、地形、地質に応じた形状とするのが一般的である。山梨実験線では、時速 500km での走行に伴う空気抵抗の増大や圧力変動などを考慮のうえ、建設および運営の経済性、施工性等を総合的に勘案して、新幹線よりも大きい 74m^2 の内空有効断面積を確保することとし、ガイドウェイ等必要な設備配置を考慮して断面を決定した¹⁶⁾。図-1.10.に山梨実験線トンネルの断面図を示す。

なお、中央新幹線のトンネル内空有効断面積は山岳トンネル、シールドトンネルともに山梨実験線と同じ 74m^2 で計画されている。ただし、中央新幹線の山岳トンネルでは、後の検討において示すように、トンネル断面形状が若干異なっている。

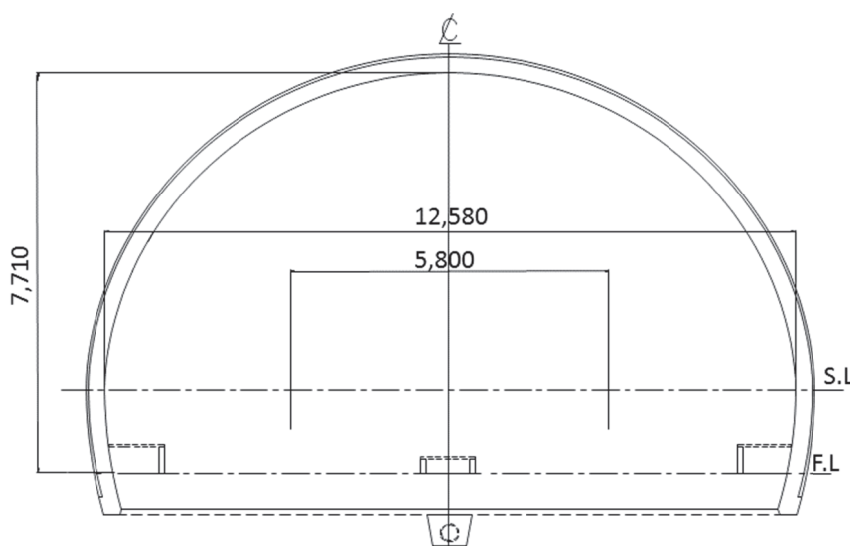


図-1.10. 山梨実験線のトンネル断面

1.3.6 軌道（ガイドウェイ）

ガイドウェイ^{24,25)}はガイドウェイ側壁，地上コイル（推進コイルと浮上案内コイル）および支持車輪走行路で構成され，従来の鉄道におけるレールとモーターの一部に相当する．推進コイルと浮上案内コイルの役割については，1.3.2 で述べたとおりである．超高速鉄道車両は，高速走行時には搭載された超電導磁石と浮上案内コイルとの間に生じる浮上力により約 10cm 浮上して走行するが，低速度域では支持車輪が列車荷重を負担する．支持車輪が転動するための路面として支持車輪走行路が設けられている．

ガイドウェイ側壁は，乗り心地の観点から，非常に高い精度で設置を行う必要があるため，それを実現するために構造や製作法の異なる複数の方式が提案されている．山梨実験線先行区間では，①パネル方式²⁶⁻²⁸⁾，②ビーム方式²⁹⁻³³⁾，③直付け方式³⁴⁻³⁶⁾の 3 方式を区間別に設置し，施工性，保守性，耐久性等が比較検討されている．①パネル方式は，現場打ち側壁に対して予め地上コイルの取り付けられたプレキャスト PC パネルを取り付ける方式，②ビーム方式は，予め地上コイルの取り付けられたプレキャスト PC ビームを現場製作の沓座に据え付ける方式，③直付け方式は，現場打ちコンクリートの側壁に対して直接コイルを取り付ける方式である．

これら 3 方式の評価を経て，コスト低減およびガイドウェイ側壁の取り替えを含む高精度設置に要する時間の短縮を目指した新しい方式のガイドウェイ（自立式³⁷⁻⁴⁰⁾および支柱パネル式）が開発された．その後，これら 2 方式は山梨実験線の延伸・更新時には標準的なガイドウェイとして採用された．ガイドウェイ側壁に共通する特徴として，いずれの方式においても施工性や運搬性を考慮して 12.6m や 9.0m など標準化された施工単位の長さを持つ点がある．この施工単位を「ユニット」と称している²⁵⁾．また，ガイドウェイ等，超電導磁石が走行する近い位置に構成する構造物の材料については，電気抵抗が大きくかつ磁界中でも磁束の集中が少ない低磁性材料あるいは非磁性材料を使用している点も超高速鉄道の構造物の特徴である⁴¹⁻⁴⁵⁾．

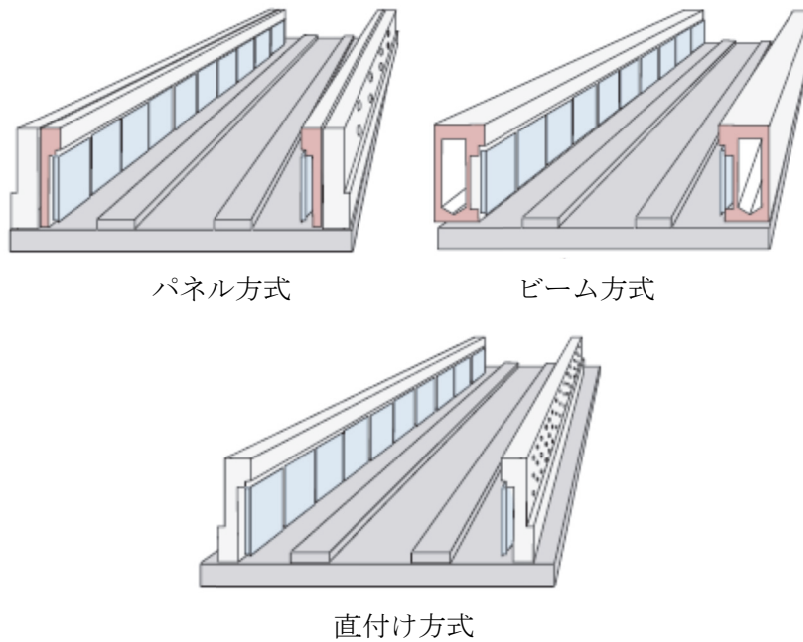


図-1.11. 先行区間のガイドウェイ 3 方式

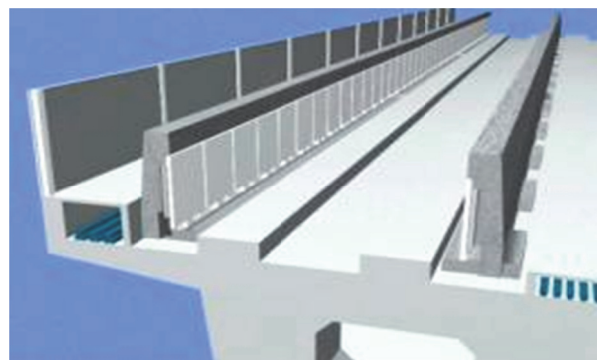


図-1.12. 自立式ガイドウェイ

1.4 トンネル内の圧力変動現象の概要

1.4.1 トンネル内の圧力変動現象

超高速鉄道においては、その速度の高さから列車が走行する際の沿線における騒音⁴⁶⁻⁵¹⁾、振動⁵²⁻⁵⁶⁾、微気圧波⁵⁷⁻⁶²⁾および空気振動⁶¹⁾について様々な計測、予測評価および対策に関する研究報告がなされている。一方、トンネル内に着目した場合、超高速鉄道のトンネル内には列車が走行することによってさまざまな圧力変動現象が生じトンネル覆工構造への外力として作用する。

高速列車がトンネル内に突入する際にトンネル内に圧力波^{63,64)}が形成され、トンネル内を伝播する^{4,65,66)}。トンネル内から退出する際にも、圧力波が形成されトンネル内を伝播する。また、高速列車のトンネル内通過および上下線の列車すれ違いによっても局所的に急激な圧力変動が生じる^{64,67,68)}。トンネル内に生じる圧力変動現象については「1.1 研究の背景と目的」でも一部触れたが、本節では、あらためて本研究で取り扱うこれらトンネル内圧力変動現象について概説する。

(1) 突入波

列車の先頭部がトンネル入口に突入すると列車の排除する空気の大部分は列車側面とトンネル断面との間を通り抜け、トンネル入口から外へ漏れ出すが、空気の一部分は列車前方の空気を圧縮し急激な圧力上昇を生じる⁶³⁾。続く列車中間部の突入では先頭部突入と比較し緩やかな圧力上昇となり、さらに列車後尾突入に伴う膨張波による圧力低下が生じる。このようにしてトンネル内に生成される圧力波を突入波と呼ぶ。

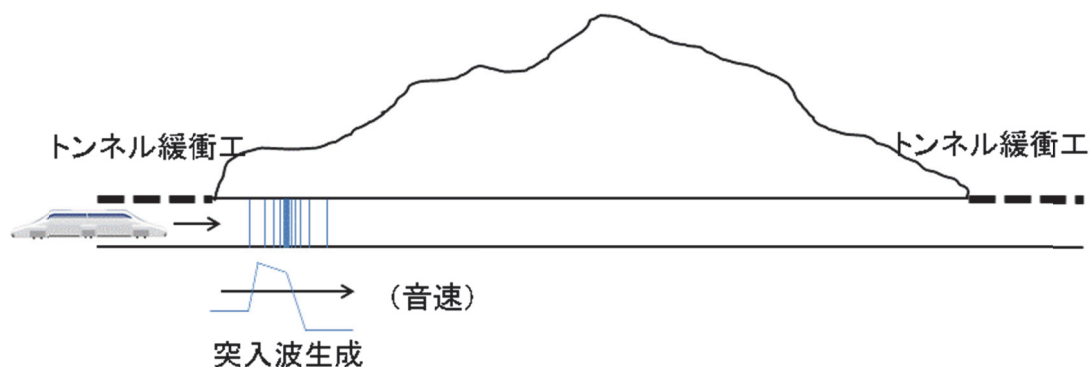


図-1.13. 突入波

(2) 退出波

列車がトンネル内を走行している間、進行する先頭部が排除した空気は列車側面を通過して後方へ流れ、進行する後尾部に引き込まれる状態が準定常的に続いている。先頭部がトンネルから退出すると、それまで大気圧より低下していた列車側方の圧力が大気圧に復帰し、圧力が上昇する。これが圧縮波となってトンネル奥へ向かって伝播してゆく⁶⁹⁾。これに続き突入波と同様に、列車中間部の退出による緩やかな圧力上昇を生じ、列車後尾がトンネルから完全に退出することにより圧力は回復する。このようにしてトンネル内に生成される圧力波を退出波とよぶ。

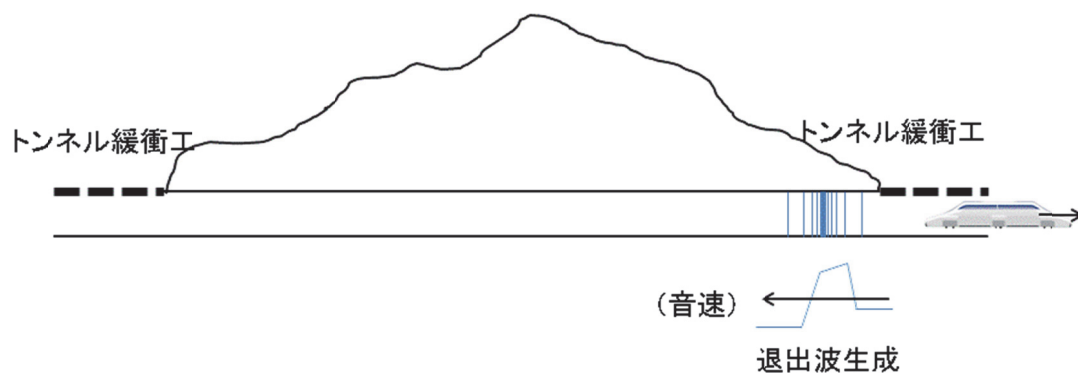


図-1.14. 退出波

(3) 圧力波の伝播・反射

列車のトンネル突入・退出により生じた突入波および退出波は、トンネル内を音速で伝播する。音速で伝播した突入波（退出波）は、トンネル出口に到達すると、大部分はトンネル出口で正負反転し、膨張・圧縮からなる反射波として、それまでとは逆方向のトンネル奥へ伝播する。また、一部は、パルス状の圧力波となりトンネル外部に微気圧波として放射される。

(4) 列車通過およびすれ違いによる圧力低下

列車がトンネル内を通過する場合には、上述の突入波や退出波とは別に列車先頭通過による急激な圧力低下が生じる。続く列車中間部通過に伴う緩やかな圧力低下を経て、列車後尾で圧力低下が最も大きくなる。さらに、列車後尾通過により圧力は回復する。この圧力変動は、列車の走行に伴いトンネル内を列車の走行速度で移動する。二列車がトンネル内ですれ違う場合にも同様に圧力低下が生じ、列車後尾のすれ違い時に圧力低下が最も大きくなる。

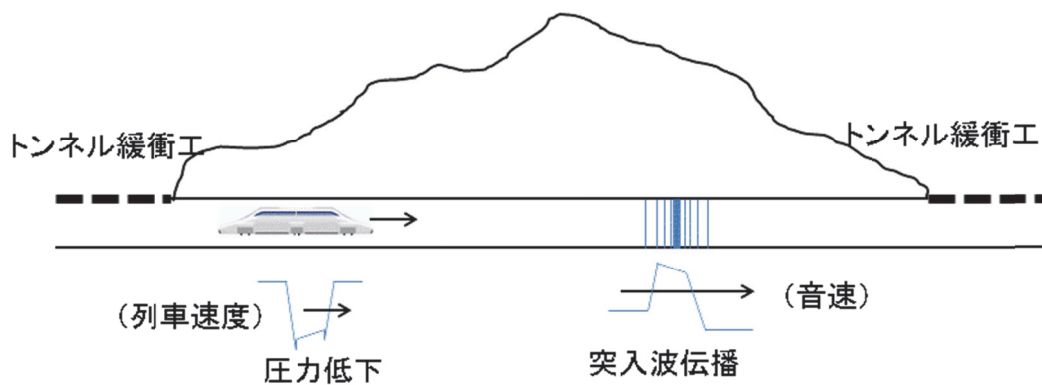


図-1.15. 圧力波の伝播・列車通過による圧力低下

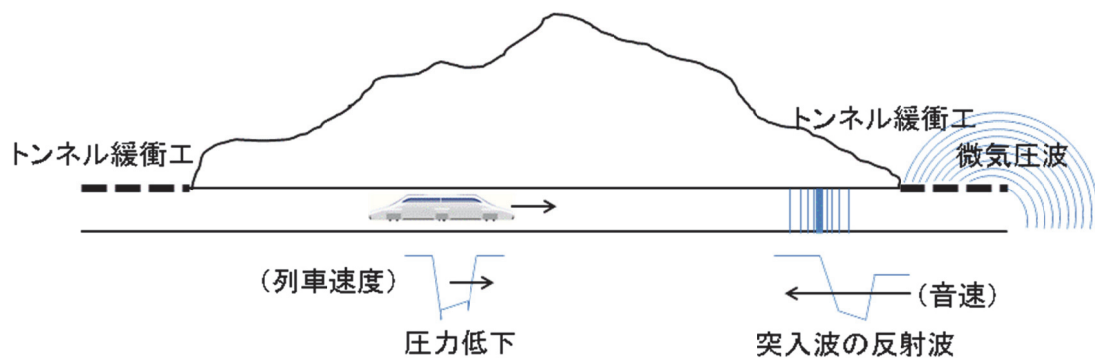


図-1.16. 反射波・微気圧波・列車通過による圧力低下

(5) トンネル分岐部における圧力波の形成と圧力波の分岐

トンネル内を走行する列車がトンネル本坑に接続する斜坑等の分岐部を高速通過すると、トンネル本坑内および斜坑等に圧力波が形成される。この圧力波は本坑内を両坑口に向かって、また、斜坑内に音速で伝播する⁷⁰⁾。

また、トンネル本坑を伝播する突入波がトンネル内に設けられている斜坑等の分岐部に到達すると、その一部が分岐し斜坑内を伝播していく⁵⁷⁾。

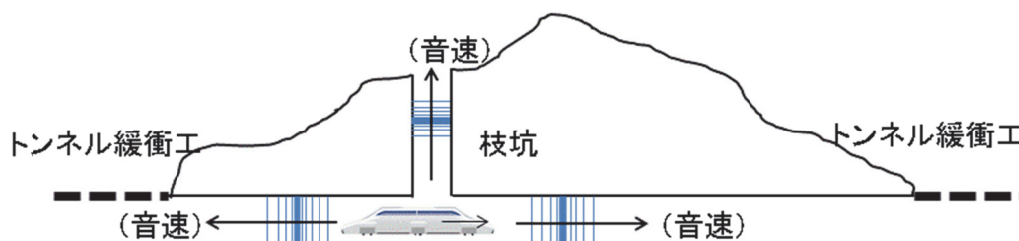


図-1.17. 枝坑部の列車通過により生じる圧力波

このように、列車がトンネルに高速で突入あるいはトンネルから退出することにより生じた突入波や退出波は、列車のトンネル内通過による圧力低下現象と複雑に重なり合う。また、列車がトンネルを退出した後も、トンネル壁面およびトンネル内設備との摩擦による減衰と坑口での繰り返し反射によるエネルギー損失を伴いながら伝播する。

1.4.2 圧力変動とトンネル覆工構造に生じる応力との関係

図-1.18.はトンネル内の圧力変動と覆工コンクリートの応力状態を模式的に示したものである。圧力変動は、大気圧に対し正圧（圧縮）の場合はトンネルの覆工コンクリートに引張応力を生じさせ、負圧（膨張）の場合には覆工コンクリートに圧縮応力を生じさせる⁶⁷⁾。

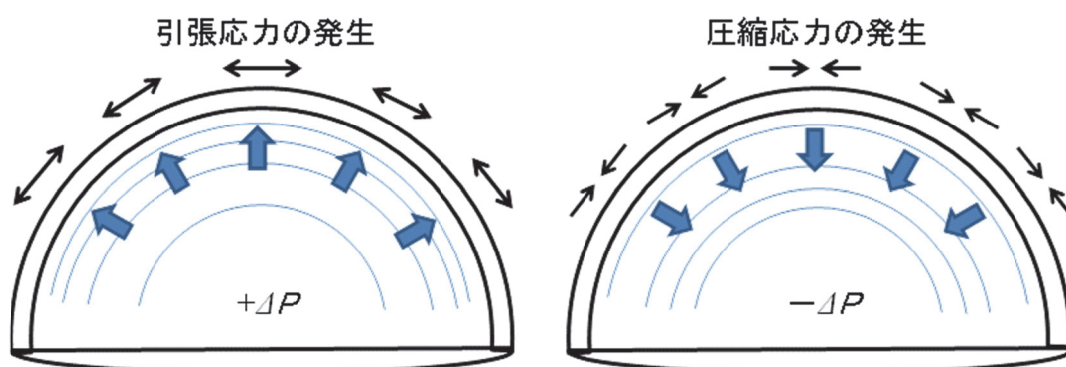


図-1.18. 圧力波により覆工コンクリートに作用する応力

1.5 既往の研究

列車走行に伴うトンネル内の圧力現象に関する研究は東海道新幹線の建設を契機に精力的におこなわれ始めた⁶⁸⁾。当時の研究としては、たとえば原⁷¹⁾は、列車がトンネルに突入する場合の空気力学的問題について、高速鉄道計画の検討に必要な資料を得る目的から、空気を非粘性、圧縮性流体と考えた一次元問題として厳密解を求めている。また、原⁷²⁾は列車がトンネルに進入するときの列車の前頭部に近い側面の正圧上昇を計測することにより、空気抵抗を求める方法を提案している。

1964年に登場した時速210kmの東海道新幹線の成功は、世界の鉄道的高速化に先便をつけるものであり、都市間輸送における鉄道の速度向上の重要性と鉄道の可能性を世界に示すものであった⁴⁾。その後、ヨーロッパ諸国では鉄道の速度向上の研究、高速列車の開発が進められた⁷³⁾。日本においても東海道新幹線はじめ、その後に開業した各新幹線鉄道において走行速度の向上が進められているほか、超高速鉄道については山梨実験線で時速500kmでの安定した走行が実現されている。

このような列車速度の向上によって空気力学的な現象が顕著となることに伴い、沿線への環境影響の増加、エネルギー効率の低下、また鉄道構造物への外力の増加などの課題が生じる。

高速鉄道の空力学的現象のうち顕著なものとして、山陽新幹線の博多開業のための訓練運転により顕在化した微気圧波^{65,66,74)}があげられる。微気圧波の低減のための対策工としてトンネル緩衝工が多く的高速鉄道トンネルの坑口に設置されている。緩衝工については、本研究で取り扱うトンネル内に生成される突入波や退出波の性状に密接に関連することから、これらの研究についても以下にあわせて述べることとする。

1.5.1 列車走行に伴う圧力現象

(1) 列車トンネル突入による圧力波生成

圧力波の生成に関する理論的な研究としては、原^{63,71)}は、列車が高速の場合の空気の圧縮性を明らかにし、トンネル内の風速、風圧、列車に作用する風圧・空気抵抗、またこれらの量に列車速度やトンネル断面積が及ぼす影響について示している。飯田⁷⁵⁾は、扱う対象を列車先頭部のトンネル突入時の過渡現象に限定し、圧縮性オイラー方程式を数値的に解くことによって圧力波の形成のシミュレーションを実施している。さらに飯田ら⁷⁶⁾は、非定常軸対称圧縮性オイラー方程式を解くトンネル突入の数値シミュレーションと非線形計画法を組み合わせる手法を示し、微気圧波低減に効果的な先頭部形状を提案している。また提案した先頭部形状による模型試験によりその低減効果を確認している。また眞下ら⁷⁷⁾は、新幹線トンネルで測定した波形から、突入波の速度依存性や突入波の圧力こう配を調べ、理論式と比較している。

小川ら⁷⁸⁾は、突入波の波面こう配に対して支配的なパラメータを調べ、波面こう配は、 v_{wall} （列車突入速度と等しい速度を持つ一様流中に置かれた列車まわりの定常流において、想定されるトンネル壁面の位置でのトンネル壁面に垂直な速度成分の周方向の積分値）に比例することを明らかにし、また、実験的に突入波の圧力波面こう配を予測する場合にはトンネルに突入する速度に等しい風速下での v_{wall} を測定すればよいこと、数値計算においても列車まわりの定常流を求めればよいことを示唆している。さらに小川ら⁷⁹⁾は、 v_{wall} と圧力波波面こう配との比例関係を利用して、微気圧波軽減のための理論的列車先頭形状設計法を示している。超高速鉄道車両の形状についても、 v_{wall} 理論に基づき、 v_{wall} 値の最大値を極小化するように最適な先頭部形状の検討が実施されている⁵¹⁾。

(2) 列車トンネル退出による圧力波生成および突入波の反射

加藤ら⁸⁰⁾は、超高速鉄道トンネル内に発生する圧力変動量の予測精度向上を目的として、列車がトンネルから退出するときに発生する退出波の解析、ならびにトンネル出口での突入波の反射解析を三次元数値流体解析によりおこない、突入波の圧力変動量に対する比を

それぞれ求めて、実トンネルでの計測結果と比較している。また本田ら⁶²⁾は、超高速鉄道の多孔板を有する緩衝工をトンネル出口側に設けた場合に多孔板がない場合と比較して微気圧波の大きさが半減することを模型試験により確認している。

飯田ら⁸¹⁾は、延長 100m 程度の短いトンネルの坑口で発生する圧力波の現地測定と解析・検討を行い、このようなトンネルでは振動的な圧力波形が観測され、この振動の振動数は両坑口の管の共鳴周波数と一致することを報告している。

高速列車のトンネル突入および退出時には、トンネル坑口から外部に沿線家屋の建具がたつかせる空気振動が生じる場合がある。飯田ら⁸²⁾は、列車がトンネルに突入した際にトンネル外に発生する空気振動について、流体解析および模型試験によりトンネル側に向かった指向性があることを示している。さらにこの空気振動の指向性に関して、田中ら⁶⁹⁾は、指向性を弱める効果のある地形等の条件として、トンネル坑口の坑門や山の斜面を挙げている。

(3) 緩衝工

超高速鉄道の緩衝工に関しては、高橋ら⁶¹⁾は円形緩衝工の微気圧波および空気振動に関する性能検証を模型試験および山梨実験線での実機で実施している。その結果、円形緩衝工は従来の角型緩衝工と同等の性能であり、模型試験も現地計測とよく一致し模型試験の再現性が検証できたと報告している。本田ら⁵⁸⁾は超高速鉄道の標準的な緩衝工を提案することを目的として、微気圧波の評価手法および標準的な緩衝工の諸元を示している。前者については、列車のトンネル突入時の突入解析、伝播による圧力波の性状変化を予測する波動伝播解析、および出口側緩衝工の効果を評価する放射解析を提案している。後者については、円形緩衝工による多孔板の開口率と多孔板の設置延長を提案している。

また、多孔板については緩衝工に用いられているほか、枝坑坑口からの微気圧波低減対策工としての研究も実施されている。高橋ら⁵⁷⁾は超高速鉄道におけるトンネル枝坑坑口からの微気圧波の低減対策として多孔板対策工を提案し、模型試験および実機計測により微



写真-1.5. 山梨実験線の多孔板緩衝工

気圧波の大きさが低減されることを報告している。

なお新幹線に関するものとしては、小沢らは、山陽新幹線⁸³⁾および東北新幹線⁸⁴⁾に設置されている緩衝工の一覧を示している。また、飯田ら⁸⁵⁾は、空力音響理論に基づき突入波の波形を解析的に求める Howe の方法⁸⁶⁾の、側面に開口部がある緩衝工設計への適用性について検討している。

(4) 模型試験装置

トンネルあるいは緩衝工への突入により形成される圧力波の研究には様々な模型装置が用いられている。小沢ら⁸⁷⁾は、トンネル入口形状が微気圧波に与える影響を調べるために、縮尺約 1/139 の模型試験を用いてスリットのある入口形状やラップ状入口形状の試験を行っている。佐宗ら⁸⁸⁾は、円柱ピストンを射出する方法による縮尺約 1/250 の模型装置によりトンネル入口に設けたフードおよびトンネル出口に設けた多孔質壁による微気圧波の軽減効果を調べている。さらに佐宗ら⁸⁹⁾は、同様の模型装置を用いて、突入波が衝撃波に遷移する条件および入口フードの有効性を示している。

福田ら⁹⁰⁾は、車両の先頭部が仮想的なくさび形状の列車について模型試験を実施し、列車先頭部形状の三次元性やトンネルの断面内における列車走行位置の影響を調べ、車両模型の発射装置は回転輪方式のままで実形状の車両模型が発射可能な方法⁹¹⁾を示している。

超高速鉄道の圧力現象の研究に用いられている模型装置としては、田中ら⁹²⁾は、畜圧タンク内の高圧空気がシリンダバルブにより瞬間的に開放され、シリンダ内に装着された模擬車両を高速まで加速する方法により、超高速鉄道の時速 500km 領域に対応した模型試験装置（縮尺 1/30、最高速度 980km/h）を開発している。また、土肥ら^{93,94)}は列車先頭形状・トンネルともに三次元の実形状を模した縮尺 1/30、最高速度 500km/h 以上の模型試験装置を開発し、実測結果と非常によく一致した実験結果を得ている。

(5) 圧力波の伝播

トンネル内圧力波の伝播に関する理論研究としては、山本^{64,68)}は圧力波伝播や列車通過による圧力低下を特性曲線法によって計算する方法を開発している。Woods⁹⁵⁾らは、鉄道トンネル内の圧力変動に加え、温度変化についても特性曲線法で計算している。梶山ら⁹⁶⁾、斉藤ら⁹⁷⁾は山本^{64,68)}の方法を改良し、圧力波の現象を取扱えるトンネル内圧力変動予測に駅部および立坑や斜坑など枝坑の要素を付加した大深度地下鉄道のためのシミュレーションプログラムに改良し、終端地下駅の流れの予測を行っている。

斉藤ら⁹⁸⁾は、1次元非定常圧縮性流れの計算方法に音波近似をした特性曲線法を用い、トンネルを模した円管の摩擦係数を 0.02 とした場合の計算をしている。その結果から、列車・トンネル断面積比が大きいほど、模型実験の結果と比較した計算誤差が生じる速度域が低くなることを示している。さらに斉藤ら^{99,100)}は、1次元非定常圧縮性流れの数値計算方法に特性曲線法を用い、流れの圧縮性をより厳密に取り扱うことにより、円断面の列車模型

が円断面のトンネル模型の断面中心を走行する縮尺 1/97 の模型実験と比較することにより、時速 500km の超高速域まで精度よく圧力変動を計算できることを示している。宮地ら¹⁰¹⁾は、小澤⁶⁶⁾の解析を参考に一次元 CFD の基礎方程式を簡略化し、音圧に着目して熱伝達の影響を考慮できる 1 変数の微分方程式を導出している。

超高速鉄道トンネルの圧力波伝播に関しては、若原ら¹⁰²⁾は、トンネル内を伝播する圧力波に関する基礎方程式を一次元問題として取り扱うとともに、最長 10km のトンネルでの実測値から突入波の距離減衰係数を求めている。また高橋ら⁶⁰⁾は、前田¹⁰³⁾によるトンネル内の圧力波の伝播解析モデルにおいて、トンネル壁面摩擦応力を速度の自乗と管摩擦係数に比例する定常摩擦項とせん断エネルギーの散逸効果を表した非定常摩擦項の和で与える方法には、圧力波が静止状態から流れが励起されるような現象に適用するには限界があるとし、流れのない静穏状態のトンネル内を伝播する圧力波を対象としたトンネル内壁面摩擦応力モデルを提案している。

トンネル内圧力波の伝播に関する実測による研究としては、福田ら^{104,105)}は、高速鉄道トンネル内を伝播する圧力波の変形を予測する手法を開発するために新幹線の全長約 3km のスラブ軌道トンネルでの現地計測を行うとともに、一次元圧縮性流れの解析と音響学的手法による器材坑の効果の解析を組み合わせる数値解析を行っている。さらに福田ら^{106,107)}は、約 26km の新幹線スラブ軌道トンネルにおいて、トンネルの両坑口付近およびトンネル内斜坑における突入波の圧力測定を行い、その変形を調べ、突入波波面は伝播初期には急峻化し、その後緩やかになる過程を報告している。

超高速鉄道については、加藤ら¹⁰⁸⁾は、超高速鉄道車両が時速 550km でトンネルに突入した際の圧力波の距離減衰特性を実測結果から調べている。

(6) 枝坑による圧力波への影響

トンネル内に存在する枝坑は、トンネル内を伝播する圧力波に影響し微気圧波を低減する効果をもつ一方、列車が枝坑部を通過した際に新たな圧力波を生じる要因となっている。山本ら¹⁰⁹⁾は、枝坑を利用した微気圧波対策の効果を新幹線トンネルで検証している。枝坑の容積が本坑 100m 分程度以上となる枝坑を用いて微気圧波の計測を実施し、枝坑の配置がトンネル出口側に偏っている場合には、突入波前面の切り立ちが進行しているため微気圧波の低減効果が小さくなるとしている。福田ら¹¹⁰⁾は、列車がトンネル内の枝坑を通過した際に生じる圧力波の低減には、枝坑の閉鎖や枝坑断面の縮小が有効であるが、この対策により本坑に列車が突入したことによる微気圧波の低減効果も小さくなるとしている。この課題への対処方法として、枝坑の本坑との分岐部に逆止弁を設置することによる効果を模型試験により調べている。また斉藤ら¹¹¹⁾は、枝坑からの換気性能をなるべく損なわないよう枝坑断面積を減らすことなく、枝坑先端部の一部を閉鎖し、それに接続する分岐壁を枝坑内に設置する方法を模型試験により検証している。福田¹¹²⁾は、列車がトンネル内の枝坑

を通過したことにより生じる圧力波がトンネル坑口から放射される空気振動について、模型実験により、その特性を調べている。

(7) 軌道構造による圧力波伝播への影響

軌道構造はトンネル内を伝播する圧力波の減衰特性に大きな影響を与えることが知られている。小澤^{113~115)}や宮地ら¹¹⁶⁾は、バラスト軌道を多孔質性の吸音材とみなすモデル化を試みている。眞下ら¹¹⁷⁾は、トンネル内の圧力波の伝播について流体摩擦と熱伝達を考慮に入れて一次元数値解析を実施し、スラブ軌道とバラスト軌道の場合それぞれについて減衰係数を試算している。また圧力波の圧力勾配はスラブ軌道の場合、伝播の過程で大きくなり、バラスト軌道の場合には逆に小さくなることを報告している。福田ら¹¹⁸⁾は、新幹線では、短いトンネルでは坑口から放射される微気圧波に軌道構造による差が見られず、長いトンネルではバラスト軌道では圧力波の波面が緩やかになり結果として微気圧波は小さくなること、逆にスラブ軌道では圧力波の波面が切り立ち、微気圧波は大きくなることを実測で報告している。また新幹線長大スラブトンネルにおいては、初期の圧力波の圧力勾配がある値を超えると、波面圧力勾配が最大となる距離、すなわち微気圧波が最大となるトンネル長が存在することを報告している。また宮地ら¹¹⁹⁾は、一次元非定常圧縮性流れの数値計算においてバラスト軌道による減衰効果を近似的に多孔質性材料による非定常摩擦による減衰効果に置き換えるモデルを提案し、現地計測とよく一致することを報告している。

(8) 列車通過・すれ違いによる圧力低下

トンネル内での列車通過および列車すれ違いによる圧力変動に関しては、飯田ら¹²⁰⁾は、すれ違いがある場合も扱うことができるトンネル内圧力変動の非定常数値シミュレーションにより、0系新幹線（新幹線初期型）車両がトンネルを300km/hで走行したときの圧力変動と空気抵抗の予測をおこなっている。

超高速鉄道トンネルに関しては、山崎ら^{67,121)}は、超高速鉄道トンネル内の長大編成によるすれ違い時のトンネル内最大圧力を、単列車によるトンネル突入とトンネル内通過の圧力計算の結果を用いることにより予測している。さらに山崎ら¹²²⁾は、山梨実験線での短編成二列車すれ違いによるトンネル内の圧力変動の実測結果を、Ogawaら¹²³⁾の方法を用いたCFD解析結果と比較し、概ね合致すると報告している。

1.5.2 トンネル覆工コンクリートの力学挙動

トンネル覆工コンクリートの力学的挙動に関する研究は多数ある。しかしながら、それらの多くは地山からの土圧に対するものである。

(1) 土圧等に対する覆工コンクリートの力学挙動

今田¹²⁴⁾は、無筋覆工コンクリートの耐荷力や破壊性状について模型試験により調べ、一様荷重を作用させた場合には荷重の高い段階で横断方向のクラックが発生した後にせん断クラックの徴候がみられ破壊に至るとしている。また朝倉ら^{125,126)}は、覆工と地盤の相互作用が表現でき 3 次元実験が可能な覆工模型試験装置により、地盤条件、土圧条件、覆工構造等をパラメータとした比較実験を行っている。

(2) 山陽新幹線福岡トンネル覆工剥落事故

1999 年 6 月の山陽新幹線福岡トンネルでの覆工剥落事故は、トンネル内の圧力変動に対する覆工コンクリートの挙動や耐力・疲労の特性を正確に評価する必要性を知らしめるものであったと言える。

福岡トンネルの覆工剥落事故については、朝倉¹²⁷⁾が詳細な調査を実施している。その調査から、推定原因を①コールドジョイントの形成（覆工コンクリート打設の中断による）、②コールドジョイント下側の内部にかなり広い範囲にひび割れが発生（打設時の支保工の振動あるいは型枠脱型時の影響等による）、③残りの接合面にも徐々にひび割れが進展（長期間の漏水、温度変化等の影響に、空気圧変動、列車振動の繰返しの影響も加わったことによる）、④最終的に空気圧変動、列車振動により落下）と報告している。また、松下ら¹²⁸⁾は、建設当時の工事資料をもとに同トンネルの覆工コンクリート剥落について、朝倉¹²⁷⁾と同様の推定原因を報告している。

(3) 圧力変動に対する覆工構造の特性

トンネル内の圧力変動に着目した覆工コンクリートの挙動に関する研究は、この福岡トンネル事故を契機として実施されている。小島ら^{129,130)}は、ひび割れのある覆工コンクリート部材に対して疲労試験およびひずみ解析を実施し、新幹線トンネル内で生じる圧力変動が覆工コンクリートの疲労に及ぼす影響について検討している。

超高速鉄道トンネルに関しては、山崎ら¹³¹⁾および新美ら¹³²⁾は、トンネル内の圧力変動に対する覆工の挙動把握および安全性を検証することを目的に、覆工地山側の導水材の影響を考慮したトンネル覆工解析モデルを構築し、そのモデルの妥当性を山梨実験線トンネルでの計測試験結果に基づいたシミュレーション解析により確認している。この解析手法を用いて山崎ら^{131,133)}は、トンネル覆工に作用する最大圧力により生じる覆工の最大圧縮応力および最大引張応力を算定し、ともに許容値内であることを報告している。さらに覆工の疲労特性に関して山崎ら^{131,134)}は、覆工のクラウン部を対象としてモデル化したコンクリートの疲労試験を実施し、圧力変動に起因する疲労に対する耐力を調べている。健全な覆工では疲労に対して十分な耐力があり、また人工的に模擬ひび割れを作成した供試体においてもひび割れ深さが 30～50%の範囲では S-N 特性に大きな変化が見られないことを報告している。また山崎ら^{131,135)}は、超高速鉄道の 4km モデルトンネルに関して、繰返し生じる圧

力変動値と作用回数を圧力波の坑口での反射を 2 回までという条件を設けて算定し、算定した繰返し圧力により、トンネル覆工コンクリートの疲労特性を検証している。

1.6 本研究の構成

本研究は、超高速鉄道列車の走行に伴うトンネル内圧力変動により覆工コンクリートに生じる応力に対する、覆工コンクリートの破壊安全性と疲労安全性とを取り扱い、図-1.19. に示すように全 7 章で構成されている。第 2 章および第 3 章では前者の検討のため、超高速鉄道営業線で想定される最大正圧および負圧を設定するとともに応力解析モデルを構築している。一方、第 4 章および第 5 章では後者の検討のため、モデルケースにより圧力変動履歴を算定している。

そして第 6 章では、破壊に関する安全性照査をおこない、また、疲労については超高速鉄道営業線のモデルトンネルについて供用期間中の圧力変動履歴から応力の時刻歴を求め、応力振幅を算定する方法により覆工コンクリートの累積疲労損傷度を確認している。以下に各章の概要を記す。

「第 1 章 序論」では、本研究の背景と目的を示すとともに、本研究が対象としている超高速鉄道による中央新幹線計画の経緯および超高速鉄道の技術的な特色を紹介している。また、高速列車の走行に伴うトンネル内圧力変動現象の概要を述べている。さらに、本研究で関係する既往の研究を整理するとともに、本節で本研究の構成を示す。

「第 2 章 覆工構造に作用する最大圧力の設定」では、まず、トンネル覆工構造の安全性照査に用いる最大圧力変動による荷重算定のための圧力現象の組み合わせを設定する。その上で、山梨実験線における空力ブレーキを開いた単列車走行で生じる圧力変動の実測値と数値解析の結果を比較し再現性を確認している。さらに二列車すれ違い走行についても数値解析を実施し最大値を評価している。これらの結果から、この章の最後に、トンネル覆工コンクリートの破壊に関する安全性照査に用いる最大の圧力変動荷重を正圧と負圧、それぞれについて設定している。

「第 3 章 覆工コンクリートの応力解析」では、第 2 章で設定した圧力変動荷重により覆工の応力解析を実施して覆工構造に生ずる応力を評価している。また、トンネル断面形状が山梨実験線から中央新幹線で変更になったことが覆工構造の挙動に与える影響を考察している。

「第 4 章 トンネル内圧力変動再現モデル」では、超高速鉄道営業線で生じることになる複雑な圧力変動現象を再現することを目的に構築した特性曲線法による一次元圧縮性流れの数値解析の概要を示す。ここでは、圧力波のトンネル内伝播による減衰、および列車通過による圧力変動に関わるパラメータ設定、枝坑など分岐・合流部、およびトンネル坑口に設置された緩衝工のモデル化をおこなっている。これらについては山梨実験線で取得した実測データと比較し手法の妥当性を確認している。

「第 5 章 営業線トンネルを想定したトンネル覆工に作用する圧力変動の評価」では、第 4 章で構築した特性曲線法による数値解析を用いて、営業線を想定した長短 2 種類のトンネルの覆工に作用する圧力変動の時刻歴算出を、様々な条件の下でおこない条件の違いによる影響を調べている。

「第 6 章 覆工構造の破壊に関する安全性照査および疲労の検討」では、まず、第 2 章および第 3 章の検討を踏まえ、最大の正圧および負圧がトンネル覆工に作用した際の覆工構造の安全性照査を実施し、空力板が展開する異常時においても営業線の覆工構造が安全性を有していることを確認している。次に、第 5 章で検討した長短 2 種類の営業線トンネル内の圧力変動時刻歴に基づいてトンネル覆工コンクリートに生じる応力の時刻歴を求め、覆工コンクリート構造の応力振幅を算定する方法により疲労安全性を確認している。

「第 7 章 結論」では、本論文で得られた結論を述べている。

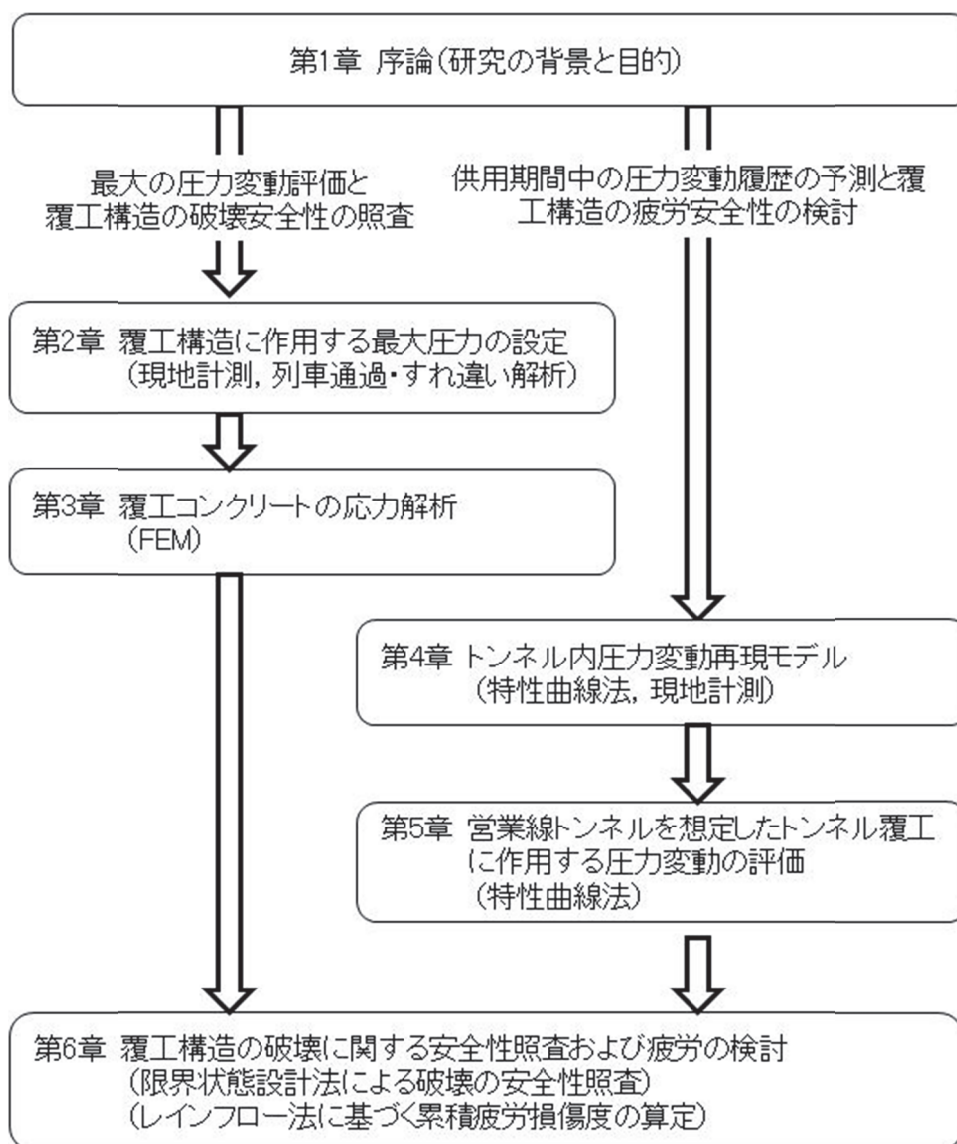


図-1.19. 本研究の構成

参考文献

- 1) 田中壽：浮上式鉄道の黎明期，鉄道総研レビュー，pp.26-27,2001.1.
- 2) 奥村文直，宇野護：超電導リニアモーターカーの開発 東京大阪 1 時間への挑戦，土木学会誌，84(12),pp.100-103,1992.12.
- 3) 寺井元昭：超電導リニア技術開発，土木施工，vol.59,No.10,pp67-81,2018.10.
- 4) 前田達夫：列車の空力学的特性およびトンネル内微気圧波低減対策法に関する研究，鉄道技術研究報告，特別 20 号，51 巻，467 号，1998.
- 5) 国道交通白書 pp.188-189,2019.
- 6) 水野孝則：中央新幹線計画の進捗状況，土木学会誌，vol.103,No.4,pp26-27,2018.4.
- 7) トンネル標準示方書 山岳工法・同解説，土木学会，pp.95,2006.
- 8) 山岳トンネル設計施工標準・同解説，独立行政法人 鉄道建設・運輸施設整備支援機構，pp.100-104,2012.
- 9) 宇野護：J R 東海における中央新幹線事業，土木施工，vol.59,No.10,pp36-42,2018.10.
- 10) 超電導磁気浮上式鉄道実用技術評価委員会：超電導磁気浮上式鉄道実用技術評価，2000.
- 11) 超電導磁気浮上式鉄道実用技術評価委員会：超電導磁気浮上式鉄道実用技術評価，2005.
- 12) 超電導磁気浮上式鉄道実用技術評価委員会：超電導磁気浮上式鉄道実用技術評価，2009.
- 13) 大島浩：超電導リニア技術の概要，日本機械学会誌，Vol.120,No.1179,pp20-27,2017.2.
- 14) 宇野護：超電導リニアによる中央新幹線計画，JREA，Vol55,No.1,pp.7-12,2012.
- 15) 超電導磁気浮上式鉄道実用技術評価委員会：超電導磁気浮上式鉄道実用技術評価，2017.
- 16) 山崎幹男，佐々木幹夫，植田記久男，佐藤勉：山梨リニア実験線におけるトンネルの計画・設計について，土木学会年次学術講演会概要集第 3 部，47 巻,pp.712-713,1992.
- 17) 科学技術白書 基礎研究による知の蓄積と展開 ～我が国の研究力向上を目指して～，文部科学省，pp.13-19,2019.
- 18) 神津正明：連載 21 世紀の鉄道 超電導リニアモーターカー 第 2 回 超電導リニア車両，月刊金属 Vol/76,No.12, pp.76-80,2006.12.
- 19) 白國紀行：高速鉄道における技術の進化—東海道新幹線の高速度化と超電導リニアによる中央新幹線—，日本機械学会誌，Vol.120,No.1179,pp.7-9,2017.
- 20) 澤田一夫，三好晴明：翔べ！リニアモーターカー，読売新聞社，pp.175-179,1991.
- 21) 高見創：空力ブレーキで高速鉄道の緊急停止距離を短縮する，鉄道総研レビュー RRR，Vol.71,No.8,pp.12-15,2014.8.
- 22) 高見創：小型分散方式による新幹線用空気抵抗ブレーキ装置の開発，日本機械学会論文集(B 編)，79 巻，803 号,pp.1254-1263,2013.7.
- 23) 新井浩，菅野悟，藤野謙司，加藤博之，浅野浩二：新幹線高速化に向けたブレーキの開発，JR EAST Technical Review,Vol.31,pp.17-21,2010.

- 24) 宮本雅章:連載 21世紀の鉄道 超電導リニアモーターカー 第3回 ガイドウェイ,
月刊金属, vol.77,No.1,pp.79-82,2007.1.
- 25) 橋本渉一, 浮上式鉄道ガイドウェイの研究と技術開発, 土木学会論文集,
No.619/I47,pp.1-12,1999.
- 26) 山崎幹男, 渡瀬久, 梶川徹, 宮本雅章:パネル式ガイドウェイの動的応答に関する研究:
土木学会年次学術講演会概要集, 第一部, 54 巻,pp.516-517,1999.
- 27) 大石峰生, 山崎幹男:超電導磁気浮上式鉄道におけるガイドウェイの開発(パネル方式
架設試験), 土木学会年次学術講演会概要集第6部,50 巻,pp.250-251,1995.
- 28) 宮本雅章, 名倉隆雄, 大石峰生, 石井拡一, 川本幸広:山梨リニア実験線パネル取付ボ
ルトの軸力管理手法, 土木学会第51回年次学術講演会, VI-119,pp.238-239,1996.9.
- 29) 四十九勇治, 曾我部正道, 橋本渉一, 涌井一:山梨リニア実験線側壁ビームの動的応答,
土木学会年次学術講演会概要集, 第一部, 54 巻, pp.492-493,1999.
- 30) 上野眞, 曾我部正道, 四十九勇治, 涌井一, 松本信之:山梨リニア実験線側壁ビームの
高速共振試験, 土木学会年次学術講演会概要集, 第1部, 55 回, pp.204-205,2000.
- 31) 古川敦, 橋本渉一:ガイドウェイ狂いのパワースペクトル密度と乗心地レベル, 鉄道総
研報告, 7(2),pp.11-18,1993.2.
- 32) 松浦章夫, 橋本渉一, 古川敦:超電導磁気浮上式鉄道ガイドウェイの施工精度と乗心地
レベル, 土木学会論文集, No.482/IV-22,pp.67-76,1994.
- 33) 古川敦, 山住克己, 橋本渉一:超電導磁気浮上式鉄道ガイドウェイ(ビーム方式)の施
工精度, 土木学会論文集, No.609/IV-41,pp.29-38,1998.
- 34) 高橋浩一, 早瀬邦仁, 乗田治己:山梨リニア実験線における直付方式ガイドウェイの開
発, 土木技術, Vol.50,No.7,pp.71-83,1995.7.
- 35) 清治均, 狩野弘治, 早瀬邦仁:直付方式ガイドウェイの開発(前編)ー山梨リニア実験
線ー, 鉄道施設協会誌, Vol.33,No.1,pp.57-59,1995.1.
- 36) 清治均, 狩野弘治, 早瀬邦仁:直付方式ガイドウェイの開発(後編)ー山梨リニア実験
線ー, 鉄道施設協会誌, Vol.33,No.2,pp.55-56,1995.2.
- 37) 宮本雅章, 山崎幹男, 梶川徹, 上野眞, 浦部正男:新方式ガイドウェイの共振に関する
概略検討, 土木学会第56回年次学術講演会, V-475,pp.950-951,2001.10.
- 38) KATO.S.,NAGAOSA.T.,MIYAMOTO.M.,UENO.M.,URABE.M.:The Development of the
New-Type Guideway in the Yamanashi Test Line,MAGLEV2002(Swiss Federal Institute of
Technology,Lausanne, Switzerland)
- 39) 上野眞, 浦部正男, 曾我部正道, 永長隆昭, 嶋武正郎, 峰之久:自立式ガイドウェイの
開発, 鉄道総研報告, 17(5),pp.15-18,2003.5.
- 40) 峰之久, 山崎幹男, 永長隆昭, 上野眞, 浦部正男:新方式ガイドウェイの走行試験に伴
う測定分析について, 土木学会年次学術講演会概要集第6部, 58 巻,pp.477-478,2003.
- 41) 市川篤司, 穴見源八, 志村雄三:浮上式鉄道に用いる鉄骨鉄筋コンクリート構造物の開

- 発, 鉄道総研報告, Vol.5, No.9, pp.11-20, 1991.9.
- 42) 市川篤司, 穴見源八: 浮上式鉄道の鋼構造物に用いる低磁性絶縁高力ボルト継手に関する研究, 鉄道総研報告, Vol.6, No.1, pp.3-10, 1992.1.
 - 43) 穴見源八, 市川篤司, 杉本一朗: 浮上式鉄道のガイドウェイ鋼材のヒステリシス損と磁気坑力, 鉄道総研報告, Vol.6, No.5, pp.21-29, 1992.5.
 - 44) 藤本健: ガイドウェイ金属中の渦電流による磁気坑力の測定: 鉄道総研報告, Vol.5, No.4, pp.3-10, 1991.4.
 - 45) 宮本雅章, 浦部正男, 山崎幹男, 市川篤司: 超電導磁気浮上式鉄道への新開発の低磁性鉄筋の適用について: 土木学会第 50 回年次学術講演会, V-20, pp.40-41, 1995.9.
 - 46) 永長隆昭, 荻田倫之, 大森洋志, 野澤剛二郎, 土肥哲也, 長倉清, 藤野陽三: 超高速鉄道の騒音対策設備に係る構造物音の低減及び騒音予測手法の開発, 土木学会論文集, vol.74, No.1, pp.89-108, 2018.
 - 47) 永長隆昭, 久保淳一郎, 土肥哲也, 野澤剛二郎, 長倉清, 藤野陽三: 超高速鉄道の騒音対策設備の開発, 土木学会論文集 A1, 73(2), pp.399-412, 2017.6.
 - 48) M. Yamazaki, Y. Goto, M. Miyamoto, M. Ueno, Y. Zenda and M. Iida: Aerodynamic noise from vehicles on the Yamanashi Maglev Test Line, 137th meeting of the acoustics association forum acusticum, 1999.3.
 - 49) 宮本雅章, 後藤康之, 上野眞, 善田康雄: 遮音版設置による減音効果の確認試験について, 土木学会第 55 回年次学術講演会, 第 4 部, pp.600-601, 2000.10.
 - 50) 菅沢: 空力騒音を考慮に入れた高速車両の突起形状の多目的設計探索, HPCI 利用研究成果集 (電子ジャーナル)
 - 51) 菅沢正浩, 保坂史郎, 岩本孝昌, 山本克也, 田川直人: 山梨リニア実験線新型車両の走行試験結果概要, 第 10 回鉄道技術連合シンポジウム (J-Rail2003)
 - 52) 宇野護, 永長隆昭, 藤野陽三, 芦屋公稔, 森川和彦: 超高速鉄道走行時の構造物及び地盤の振動に関する実測と予測, 土木学会論文集, vol.68, No.1, pp.151-166, 2012.
 - 53) 後藤康之, 宮本雅章, 上野眞, 曾我部正道: 浮上式鉄道における地盤振動特性について, 土木学会年次学術講演会概要集第 4 部, 55 巻, pp.514-515, 2000.9.
 - 54) 曾我部正道, 松本信之, 藤野陽三, 涌井一, 金森真, 宮本雅章: 共振領域におけるコンクリート鉄道橋の動的設計法に関する研究, 土木学会論文集, No.724, I-62, pp.83-102, 2003.1.
 - 55) 後藤康之, 曾我部正道, 四十九勇治, 涌井一, 山崎幹男, 梶川徹: 山梨リニア実験線小形山架道橋 (ニールセンローゼ橋) の動的応答, 土木学会年次学術講演会概要集第 1 部, 54 巻, 1999, pp.488-489.
 - 56) 曾我部正道, 四十九勇治, 松本信之, 山崎幹男, 梶川徹, 青木成生: 山梨リニア実験線コンクリート橋梁の動的応答, 土木学会年次学術講演会概要集第 1 部, 54 巻, 1999, pp.490-491.

- 57) 高橋和也, 本田敦, 山極伊知郎, 野澤剛二郎, 土肥哲也, 小川隆申: 超高速鉄道におけるトンネル枝坑からの微気圧波の低減対策, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.72, No.1, pp.41-46, 2016.
- 58) 本田敦, 高橋和也, 野澤剛二郎, 土肥哲也, 小川隆申, 飯田雅宣, 藤野陽三: 超高速鉄道トンネルにおける微気圧波の評価および緩衝工の提案, 土木学会論文集A1 (構造・地震工学), Vol.71, No.3, pp.327-340, 2015.
- 59) 本田敦, 高橋和也, 野澤剛二郎, 土肥哲也, 小川隆申, 飯田雅宣, 藤野陽三: 超高速鉄道のトンネル内圧縮波伝播性状と出口側緩衝工による微気圧波低減効果, 土木学会論文集A1 (構造・地震工学), Vol.71, No.1, pp.128-138, 2015.
- 60) 高橋和也, 本田敦, 野澤剛二郎, 小川隆申: 超高速鉄道におけるトンネル圧縮波の伝播解析モデルの検討, 土木学会第68回年次学術講演会, VII-033, pp.65-66, 2013.
- 61) 高橋和也, 本田敦, 野澤剛二郎, 土肥哲也, 小川隆申: 超高速鉄道トンネルにおける入り口側円型緩衝工の微気圧波低減効果, 土木学会論文集 A1 (構造・地盤工学), Vol.71, No.2, pp.167-172, 2015.
- 62) 本田敦, 高橋和也, 野澤剛二郎, 土肥哲也: 超高速鉄道におけるトンネル微気圧波放射現象の検討, 土木学会第 68 回年次学術講演会, VII-034, pp.67-68, 2013.9.
- 63) 原朝茂: 列車が高速で隧道に突入する場合の流体力学的諸問題, 鉄道技術研究報告, No.153, pp.1-20, 1960.
- 64) 山本彬也: 新幹線トンネルの圧力変動・空気抵抗・トンネル換気, 鉄道技術研究報告, No.871, 1973.
- 65) 山本彬也: トンネル出口からの微気圧波, 日本物理学会春の分科会予稿集, p.137, 1977.
- 66) 小澤智: トンネル出口微気圧波の研究, 鉄道技術研究報告, No.1121, 1979.
- 67) 山崎幹男, 若原敏裕, 永長隆昭, 上野 眞, 藤野陽三: 超高速鉄道トンネル内に生じる圧力変動評価: 土木学会論文集, No.738/I-64, pp.171-189, 土木学会, 2003.7.
- 68) 山本彬也, 「列車とトンネルの空気力学」 鉄道技術研究報告 No.1230, 1983.
- 69) 田中靖幸, 菊地勝治, 飯田雅宣, 高橋亮一: 列車のトンネル突入・退出時に坑口から放射される圧力波の現地測定, 日本機械学会論文集 (B 編), 67 巻, 662 号, pp.2470-2477, 2001.10.
- 70) 福田傑, 飯田雅宣, 村田香: トンネル内枝坑による微気圧波の低減と枝坑通過波の形成, 鉄道総研報告, 第 14 巻, 第 9 号, pp.17-24, 2000.
- 71) 原朝茂, 高速でトンネルに突入する場合に列車に作用する空気力, 日本機械学会論文集, Vol.26, No.171, pp.1581-1586, 1960.
- 72) 原朝茂: 列車の空気抵抗の測定法, 鉄道技術研究報告, 第 430 号, 車両編第 135 号, pp.1-10, 1964.
- 73) 住田俊介: 世界の高速度鉄道とスピードアップ, 日本鉄道図書株式会社, 1994.
- 74) 低周波音防止対策事例集, 環境省環境管理局大気生活環境室, pp27, 2002.3.

- 75) 飯田雅宣：トンネル突入時の圧縮波形成に関する数値シミュレーション，鉄道総研報告，Vol.8,No.6,pp.25-30,1994.
- 76) 飯田雅宣，松村豪，福田傑，中谷浩二，前田達夫，トンネル微気圧波低減のための列車先頭部形状の最適化，日本機械学会論文集 B 編, Vol.62, No.596 , pp.1428-1435,1996.
- 77) 真下伸也，仲津英治，青木俊之，松尾一泰，高速列車のトンネル突入により生じる入口圧縮波，日本機械学会論文集（b 編），61 巻 590 号,pp.3720-3726,1995.
- 78) 小川隆申，藤井孝蔵，定常流を用いた列車トンネル突入時の圧縮波波面こう配予測法，日本機械学会論文集 B 編, Vol.61, No.586 , pp.2136-2142,1995.
- 79) 小川隆申，藤井孝蔵，微気圧波軽減のための理論的先頭部形状設計法，日本機械学会論文集 B 編, Vol.62, No.599 , pp.2679-2686,1996.
- 80) 加藤寛，若原敏裕，山崎幹男，新美勝之，梶川徹，野澤剛二郎，山本敦仁：高速鉄道トンネル内に発生する退出波と反射波の三次元 CFD 解析，土木学会第 56 回年次学術講演会，第 3 部(B)， pp.38-39,2001.10.
- 81) 飯田雅宣，鷹崎徹，田中靖幸：短いトンネルの坑口で発生する圧力波に関する検討，鉄道総研報告，Vol.17,No.11,pp.31-36,2003.11.
- 82) 飯田雅宣，福田傑，菊池勝浩：列車のトンネル突入時に突入側坑口から放射される圧力波の数値解析，日本機械学会論文集（B 編），66 巻，651 号,pp.2861-2868,2000.11.
- 83) 小沢智，山本彬也，前田達夫，木下真夫，種本勝二：山陽新幹線におけるトンネル出口微気圧波低減対策入口緩衝工一覧，鉄道技術研究所速報，1981.
- 84) 小沢智，山本彬也，前田達夫，木下真矢，種本勝二：東北新幹線におけるトンネル微気圧波低減対策用入口緩衝工，鉄道技術研究所速報，No.A-83-140,1983.10.
- 85) 飯田雅宣，菊池勝浩，福田傑：列車のトンネル入口緩衝工突入時に発生する圧縮波の解析と実験，日本機械学会論文集（B 編），70 巻 700 号， pp.3090-3097,2004.12.
- 86) Howe, M. S. : The Compression Wave Produced by a High-Speed Train Entering a tunnel, Proceedings of The Royal Society of London,A454,pp.1523-1534,1998.
- 87) 小沢智，塚本京市，前田達夫：トンネル微気圧波低減対策に関する模型実験，鉄道技術研究報告，No.990,pp.1-19,1976.
- 88) 佐宗章弘，小野寺収，高山和喜，金子良一，松井良博，トンネルソニックブームの軽減法に関する実験的研究，日本機械学会論文集 B 編, Vol.60, No.580, pp.4112-4118,1994.
- 89) 佐宗章弘，松岡敬，高山和喜：高速列車トンネル突入による圧縮波の衝撃波への遷移，日本機械学会論文集 B，63 巻 616 号， pp.3944-3951,1997.12.
- 90) 福田傑，宮地徳蔵，斎藤実俊，飯田雅宣，栗田健，菊池善基：列車のトンネル突入時に形成される圧縮波の三次元・軸対称列車模型を用いた実験，日本機械学会論文集(B 編)，78 巻，793 号， pp.1521-1533,2012.
- 91) 福田傑，斎藤実俊，宮地徳蔵，飯田雅宣：車両先頭部形状の三次元性を考慮した微気圧波模型実験方法の開発，鉄道総研報告，Vol.27,No.1,pp.5-10,2013.

- 92) 田中俊光, 山極伊知郎, 吉村登志男, 山崎幹男, 堀田学, 加藤覚: 超高速列車用トンネル微気圧波模型実験装置の開発と音響性能, 日本騒音制御工学会研究発表会講演論文集, pp.173-176,1997.
- 93) Doi,T., Kaku,J., Masubuchi,T.and Ogawa,T. : Development of an Experimental Apparatus for Measuring a Pressure Wave Generated by a Model Train of an Actual Shape, Inter-Noise, 2006.
- 94) Doi,T.,Ogawa,T.,Masubuchi,T.and Kaku,J. : Development of an Experimental Facility for Measuring Pressure Waves Generated by a High-speed Trains, J.Wind Eng.Ind.Aerodyn,Vol.98,pp.55-61,2010.
- 95) Woods, W. A. and Pope, C. W.: On the range of validity of simplified one dimensional theories for calculating unsteady flows in railway tunnels, Third International Symposium on the Aerodynamics and Ventilation of Vehicle Tunnels, pp.115-150, 1979.
- 96) 梶山博司, 飯田雅宣, 前田達夫: 大深度地下鉄道の空気流動シミュレーション, 鉄道総研報告, 第7巻, 第7号, pp.51-58,1993.
- 97) 斉藤実俊, 斎藤寛之, 梶山博司: 鉄道トンネル内の流れ・温熱シミュレーション, 日本AEM学会誌, Vol.22,No.1,pp.13-18,2014.
- 98) 斉藤実俊, 飯田雅宣, 梶山博司: 高速鉄道用トンネル内圧力変動シミュレーション, 鉄道総研報告, Vol.17,No.5,pp.29-34,2003.5.
- 99) 斉藤実俊, 飯田雅宣, 梶山博司: 鉄道トンネル内における1次元非定常圧縮性流れの数値シミュレーション, 日本機械学会論文集 B,75,pp.2430-2439,2009.
- 100) 斉藤実俊, 飯田雅宣, 梶山博司: 大深度地下トンネル内圧力変動シミュレーションの開発と検証, 鉄道総研報告, Vol.20,No.1,pp.29-34,2006.1.
- 101) 宮地徳蔵, 小澤智, 福田傑, 飯田雅宣, 新井隆景: 新幹線スラブ軌道トンネル内を伝播する圧縮波の変形の基礎方程式, 日本機械学会論文集(B編), 78巻, 785号, pp.60-73,2012.
- 102) 山崎幹男, 若原敏裕, 永長隆昭, 鈴木誠, 加藤覚, 野澤剛二郎: 高速鉄道トンネル内における圧力波の距離減衰の評価, 土木学会第57回年次学術講演会, I-512,pp.1023-1024,2002.9.
- 103) 前田達夫: 列車の空気力学的特性およびトンネル内微気圧波低減対策法に関する研究, 鉄道総研報告, 特別20号, 1998.
- 104) 福田傑, 飯田雅宣, 前田達夫, 前野一夫, 本間弘樹: 高速鉄道のスラブ軌道トンネル内を伝ばする圧縮波の解析(第1報, 現地測定と一次元数値解析), 日本機械学会論文集(B編), 64巻, 621号, pp.1391-1397,1998.
- 105) 福田傑, 飯田雅宣, 前田達夫, 小澤智, 前野一夫, 本間弘樹: 高速鉄道のスラブ軌道トンネル内を伝ばする圧縮波の解析(第2報, トンネル内の器材坑の効果), 日本機械学会論文集(B編), 65巻, 630号, pp.598-604,1999.
- 106) 福田傑, 小澤智, 飯田雅宣, 鷹崎徹, 若林雄介: 長大スラブ軌道トンネル内を伝播す

- る圧縮波の変形，日本機械学会論文集（B 編），71 巻 709 号,pp.2248-2254,2005.9
- 107) 福田傑，飯田雅宣，鷹崎徹，佐久間豊，菊池勝浩，村田香，若林雄介，小澤智：長大スラブ軌道トンネルにおける圧縮波の伝播，鉄道総研報告，Vol.18,No.11,pp.25-30,2004.11.
 - 108) 加藤覚，山崎幹男，梶川徹，上野眞，前田達夫，梶山博司，若原敏裕，新美勝之，野澤剛二郎：高速鉄道トンネル内に生じる圧力波の距離減衰の把握，土木学会第 56 回年次学術講演会，第 3 部(B),pp.40-41,2001.
 - 109) 山本彬也，小沢智，前田達夫：枝坑を利用した微気圧波対策，鉄道技術研究資料，41-3,pp.83-88,1984.3.
 - 110) 福田傑，飯田雅宣，村田香：トンネル内枝坑による微気圧波の低減と枝坑通過波の形成，鉄道総研報告 Vol.14,No.9,pp.17-24,2000.
 - 111) 斉藤実俊，宮地徳蔵，飯田雅宣：トンネル枝坑坑口からの微気圧波の低減方法，鉄道総研報告，vol.24, No.1, pp.41-44, 2010.
 - 112) 福田傑，飯田雅宣，村田香：列車のトンネル内分岐坑通過により発生する圧力波に関する模型実験，平成 11 年鉄道技術連合シンポジウム，pp.93-96,1999.
 - 113) 小澤智，前田達夫，松村豪，内田一男：トンネル内の圧力波に及ぼすバラストの影響，鉄道総研報告，第 5 巻，第 12 号，pp.9-15,1991.
 - 114) 小澤智：トンネル内の圧力波の変形とトンネル出口微気圧波，ながれ 14，pp.191-197,1995.
 - 115) 小澤智：トンネル内の圧力波の変形とトンネル出口微気圧波，数理解析研究所講究録，908 巻，pp.123-133,1995.
 - 116) 宮地徳蔵，福田傑，小澤智：バラスト軌道トンネル内圧縮波の伝播の数値計算とその検証，鉄道総研報告，Vol.21,No.3,pp.29-34,2007.
 - 117) 真下，松尾：高速鉄道トンネル内を伝ばする圧縮波の減衰と変形，日本機械学会論文集（B 編），62 巻 597 号,pp.1847-1854,1996.
 - 118) 福田傑，宮地徳蔵，飯田雅宣：トンネル内を伝播する圧縮波の急峻化と減衰，RRR，pp.22-25,2007.2.
 - 119) 宮地徳蔵，福田傑，小澤智：バラスト軌道トンネル内圧縮波の伝播の数値計算とその検証，鉄道総研報告，Vol.21,No.3,pp.29-34,2007.3
 - 120) 飯田雅宣，前田達夫：トンネル内圧力変動シミュレーション，鉄道総研報告，第 4 巻，7 号，pp.54-63,1990.
 - 121) 渡瀬久，前田達夫，山崎幹男，梶山博司，梶川徹，上野眞：高速鉄道トンネル内の圧力変動に対する覆工の挙動把握-トンネル内圧力変動解析-，土木学会第 55 回年次学術講演会，第 3 部(B)，pp.176-177,2000.9.
 - 122) 山崎幹男，上野眞，加藤覚，若原敏裕，岡崎真人，野澤剛二郎：高速すれ違い時のトンネル内圧力変動現象，土木学会第 58 回年次学術講演会 I-213，pp.245-246，2003.

- 123) Ogawa,T. and Fujii,K. : Numerical Investigation of Three-dimensional Compressible Flows Induced by a Train Moving into a Tunnel, Computers and Fluids, Vol.26, No.6, pp.565-585,1997.
- 124) 今田徹：コンクリート覆工の強度，トンネルと地下第8巻9号，pp.7-16,1977.9.
- 125) 朝倉俊弘，小島芳之，安東豊弘，佐藤豊，松浦章夫：トンネル覆工の力学挙動に関する基礎的研究，土木学会論文集，No.493/III-27,pp.79-88,1994.6.
- 126) 朝倉俊弘，安東豊弘，小俣富士夫，若葉和之，松浦章夫：欠陥を有するトンネル覆工の変形挙動と内面補強工の効果，土木学会論文集，No.493/III-27,pp.89-98,1994.6.
- 127) 朝倉俊弘，トンネル覆工剥落事故 その原因推定と教訓，セメント・コンクリート，No.653,pp.23-28,2001.7.
- 128) 松下博通，陶佳宏：トンネル覆工コンクリート崩落原因の推定およびコールドジョイントの問題点の検証，九州大学工学集報，Vol.74,No.3,pp.157-164,2001.5.
- 129) 小島芳之，岡野法之，斎藤貴，村田一郎，木村元哉：トンネル覆工を想定した無筋コンクリートの疲労特性に関する実験的研究，トンネル工学研究論文・報告集第10巻，2000年11月報告(24)，pp.2227-232.
- 130) 小島芳之，岡野法之，野城一栄，斎藤貴，村田一郎，近藤政弘：トンネル覆工を想定した無筋コンクリートの疲労試験，鉄道総研報告，Vol.15,No.8,pp.41-46,2001.3.
- 131) 山崎幹男，加藤 覚，若原敏裕，岡崎真人，上野 眞，藤野陽三：超高速鉄道トンネル内の圧力変動に対する覆工構造の設計，土木学会論文集，No.752/I-66,pp.119-131, 2004.1.
- 132) 新美勝之，若原敏裕，野澤剛二郎，梶川徹，宮本雅章，渡瀬久：高速鉄道トンネル内の圧力変動に対する覆工の挙動把握-応力解析モデルの構築-，土木学会第55回年次学術講演会，第3部(B)，pp.178-179,2000.9.
- 133) 梶川徹，山崎幹男，渡瀬久，宮本雅章：高速鉄道トンネル内の圧力変動に対する覆工の挙動把握-覆工の安全性評価-，土木学会第55回年次学術講演会，第3部(B)，pp.180-181,2000.9.
- 134) 山崎幹男，永長隆昭，嶋武正郎，峰久之，斎藤正樹，木村克彦，吉田順：圧力変動を受けるトンネル覆工の疲労試験に関する一考察，土木学会第58回年次学術講演会，III-042,pp.83-84,2003.
- 135) 山崎幹男，鈴木誠，加藤覚，若原敏裕，岡崎真人，野澤剛二郎：高速鉄道トンネル内の圧力変動の繰り返し回数と覆工コンクリートの疲労特性，土木学会第58回年次学術講演会，III-041,pp.81-82,2003.

第2章

覆工構造に作用する最大圧力の設定

2.1 はじめに

超高速鉄道トンネルの覆工構造に関する既往の研究^{1),2)}では、覆工構造の合理的な設計を実現する目的から、超高速列車のトンネル突入・退出時や列車通過および二列車すれ違いによる圧力変動を考慮したトンネル覆工構造の設計・照査に関する検討が報告されている。具体的には、山梨実験線で 500km/h 走行における圧力変動と覆工ひずみを計測し、これらの関係を調べている。そして、同一条件の下でトンネル覆工コンクリートの応力解析を有限要素法により実施し、最大ひずみ分布の解析値と計測値との比較により応力解析モデルの精度が十分に確保されていることが報告されている。さらに、列車走行に伴って生じ得る各圧力変動現象の重畳を考慮して最大圧力変動を設定し、これを作用させた場合の覆工コンクリートの発生応力度を前述した応力解析により評価している。その結果、許容応力度を超える応力が引張・圧縮いずれの場合も生じることはなく、覆工コンクリートは十分な強度を有していると報告されている。

これら既往の研究では通常の列車運行において生じる圧力変動現象のみが考慮されていたが、設計上の異常時に生じ得る圧力変動現象についても検討する必要がある。「1.3.4 走行制

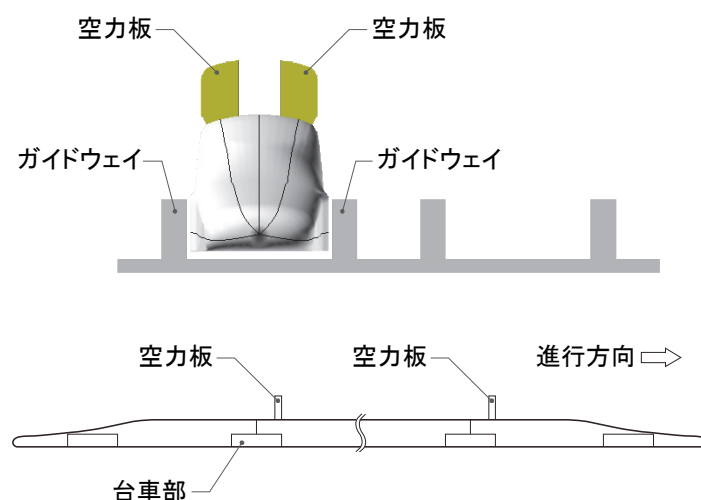


図-2.1. 列車および空力板（上：正面図，下：側面図）

御とブレーキ」で述べたように、超高速鉄道では地上側で制御される電力回生ブレーキを常用し、地上側設備の故障等で常用ブレーキが使用できない状況においては車両単独で最高速度から安全に停止可能な非常ブレーキを使用する。この非常ブレーキの一つが空力ブレーキである^{3),4)}。空力ブレーキは、図-2.1.に示すように台車のある接続部付近の屋根に1組2枚ずつの板を展開することで空気抵抗を増大させ、ブレーキ力を発生させる装置で^{4),5)}まわりの流れ場に大きな圧力変動を生じさせることが予想される。

そこで本章では、超高速鉄道の営業線で使用される列車(16両編成、全長400m)が500km/hで高速走行中に空力ブレーキを使用したときに生じる圧力変動を評価する。以下、本研究では空力ブレーキを構成する板を「空力板」、また空力ブレーキが作動し板が立てられた状態を「空力板□開」あるいは「空力板を開く」などと表記する。空力板を開くと列車の速度は低下し始めるが列車速度が高いほど発生する圧力変動は大きいことから、500km/hでの圧力変動を評価する。そのため実機において空力板を開いた状態で500km/hを維持した走行を行うとともに、数値解析においても空力板を開いた状態で500km/hの等速走行を再現している。

2.2 最大圧力算定のための圧力の組み合わせ

ここでは、トンネル覆工構造の安全性照査に用いる最大圧力変動算定のために想定する必要がある、列車通過および空力板によって発生する圧力現象の組み合わせについて述べる。本研究では、安全性照査を大気圧に対して正圧側と負圧側の最大圧力変動について検討をおこなうが、それぞれの照査に用いる最大圧力変動を最大正圧、最大負圧と呼ぶこととする。なお、本章では圧力変動量 P_x を標準大気圧 P_0 で基準化した無次元量(大気圧比 P_x/P_0)で整理する。

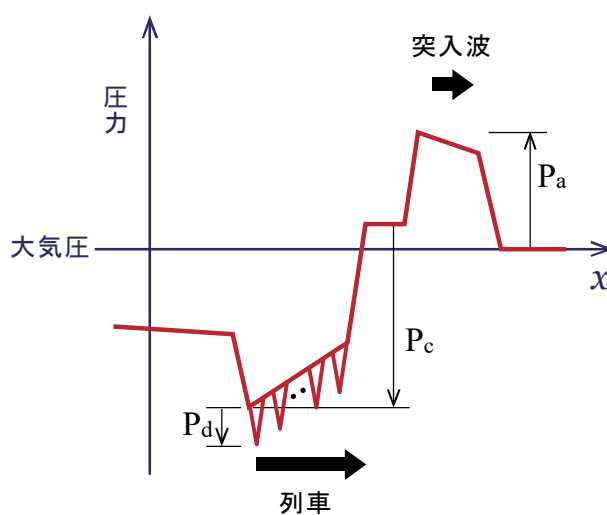
既往の研究¹⁾では、実機のトンネル内500km/h走行時の圧力変動計測結果から、列車トンネル突入・退出、列車通過、すれ違い等の個別の圧力変動量を求め、トンネル内で起こり得る各圧力現象の重畳を考慮してトンネル覆工に作用する最大正圧と最大負圧を評価している。

前述したように本研究では空力ブレーキが作動した状態で生じる圧力変動を評価の対象とするが、前章で触れたとおり、空力ブレーキの使用が想定される状況は地上側設備の停電や故障など³⁾の異常時であるため、そのような状況となる頻度は高くない。しかも、超高速鉄道の営業列車は数十kmほど離れた独立の電力変換器により駆動されるため、これらが同時に故障して複数列車の空力ブレーキが同時に使用される頻度はさらに低くなる。このように空力ブレーキの使用頻度は低いものの、広範囲にわたる停電などに起因して空力ブレーキを作動させた場合には、互いの走行地点の近い上下線の二列車がほぼ同時に空力ブレーキを作動する可能性は低くない。

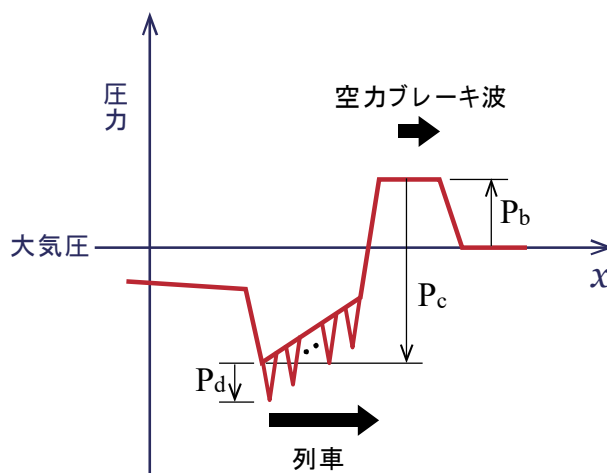
以上のことから、本研究では、単列車が空力板を開いて走行することにより生じる圧力

変動が上下線を走行する二列車でともに形成され、これらが重ね合わされた状況を想定して最大圧力変動を算定する。

単列車で大きな正圧が発生するのは、空力板を開いてトンネル突入したときに発生する突入波（本研究では「空力ブレーキ突入波」と呼ぶ）であり、その圧力変動量の最大値を $P_a (>0)$ とする（図-2.2.(a)）。この突入波は断面が一樣なトンネル内を伝播していくので周方向に一様な分布となっている。そこで最大正圧については、自列車と対向列車がそれぞれ



(a) 空力ブレーキ突入波



(b) 空力ブレーキ波

図-2.2. 空力ブレーキ突入波・空力ブレーキ波の模式図

500km/h 走行で生成する空力ブレーキ突入波がトンネル内で重畳した場合を想定する。なお、突入波はトンネル内を伝播する過程で減衰することが知られている^{6,7)}が、延長の短いトンネルではその効果は限定的であり、設計上安全側の評価とするために本研究の最大正圧算定には減衰効果を見込まないこととする。

一方、単列車で大きな負圧を生じるのは、空力板を開いてトンネル内を通過した時で、列車後尾の通過でトンネル全体の圧力が P_c (<0) 低下し、最後尾の空力板通過により、その近傍で局所的に圧力がさらに P_d (<0) 下がる (図-2.2.(a))。同一トンネル内を上下線の二列車がすれ違う場合には、ともに空力板を開いた状態ですれ違う状況を想定して最大負圧を算定する。ただし、トンネル内で空力板を開くと列車前方に正の圧力波 (本研究では「空力ブレーキ波」と呼ぶ) が発生するが、その最大値を P_b (>0) とする (図-2.2.(b))。空力ブレーキ波についても突入波と同様にトンネル内の周方向に一様な分布となっている。そこで、最大負圧については空力ブレーキ波も重畳させる必要がある。空力ブレーキ突入波および空力ブレーキ波の単列車走行での計測データについては 2.3.2 で示す。また、空力板を開いて、二列車がすれ違う時の圧力変動の数値解析結果は 2.4.2 で示す。

2.3 山梨実験線での計測結果

2.3.1 空力ブレーキ突入波

山梨実験線において 7 両編成列車 (全長 175m) が空力板を開いて、速度 475km/h でトンネルに突入した時のトンネル内圧力の時刻歴を図-2.3.に示す。計測位置はトンネル坑口か

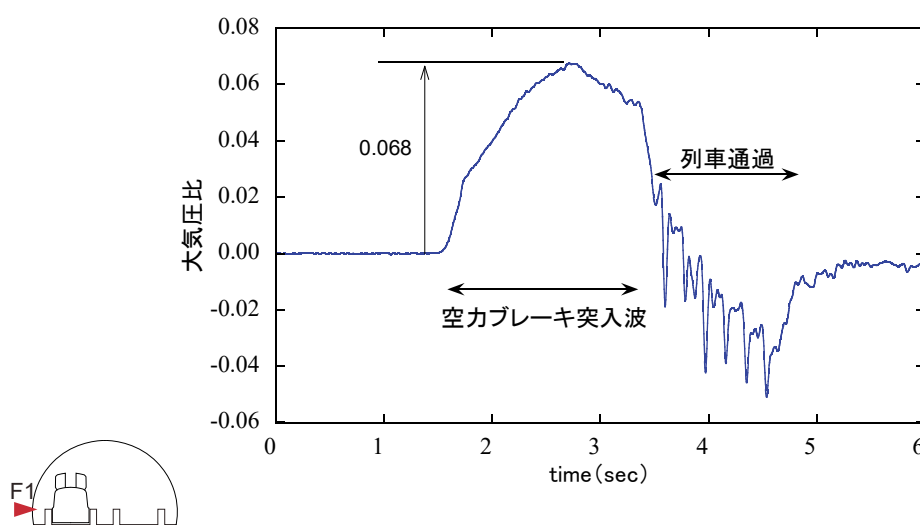


図-2.3. 空力板 - 開 475km/h 突入におけるトンネル内圧力の時刻歴 (7 両編成)

ら 200m と短く、圧力波が長い距離を伝播することで生ずる減衰（距離減衰）の影響は考えなくてよい。計測には、絶対圧計 DP8H-02 ($P=1013\text{hPa}\pm 20\text{kPa}$) を用いた。空力ブレーキ突入波の圧力上昇の最大値は $P_a = +0.068$ であった。本研究では営業線（16 両編成、列車速度 500km/h）を想定するため、突入速度および列車長についての補正が必要となる。高速列車のトンネル突入波の大きさは、列車のトンネルに対する閉塞率が小さい場合（本研究では 0.12）には列車の速度 2 乗に比例するものと考えられる^{1,8),9)}。よって、7 両編成列車での 500km/h での空力ブレーキ突入波の最大値は 7 両編成 475km/h の実測値を用いて以下のように算定される。

$$P_a = 0.068 \times \left(\frac{500\text{km/h}}{475\text{km/h}} \right)^2 = +0.075 \quad (2-1)$$

なお、16 両編成での空力ブレーキ突入波への換算については 2.5.1 で述べる。

2.3.2 トンネル内走行で空力板を開いた際の圧力変動

山梨実験線で列車がトンネル内を走行中に空力板を開き、その後に計測位置を通過したときの圧力の時刻歴を図-2.4.に示す。本計測では列車がトンネル内を 500km/h 走行中に空力板を開き、この速度を維持して走行している。列車編成は 7 両編成、12 両編成（全長 300m）の 2 ケースである。計測地点はトンネル坑口から十分に離れており、計測地点の概ね 600m 手前で空力板を開いている。計測には、絶対圧計 DP8H-02 ($P=1013\text{hPa}\pm 20\text{kPa}$) を用いた。

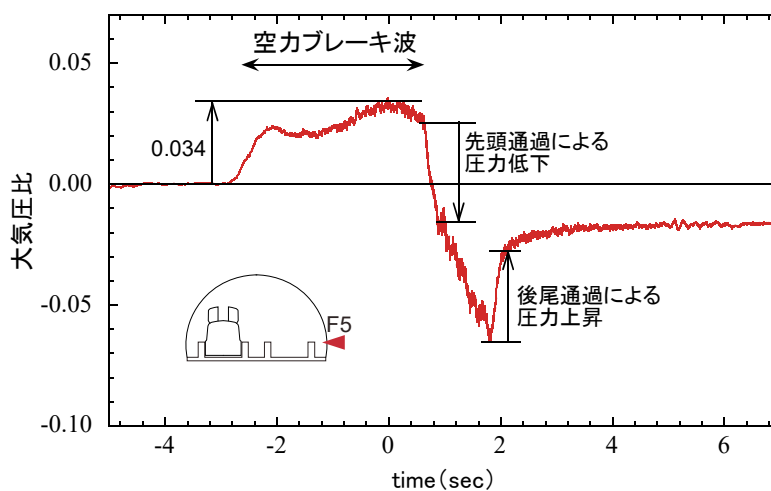
図-2.2.(b)の模式図と同様に列車先頭部の通過により時刻 0 秒付近でトンネル内の圧力は急激に下がり、中間車両通過では圧力が徐々に低下したのち、列車後尾通過で圧力は回復している。7 両編成と 12 両編成では、列車先頭部通過による急激な圧力低下と列車後尾通過による圧力回復による圧力変動量に差はほとんどみられない。しかし、中間車両通過による圧力低下量には大きな差がみられ、編成の長い 12 両編成の方が大きく低下している。

既往の研究では新幹線などの高速鉄道における中間車両通過による圧力低下は、列車表面の摩擦抵抗のほかに台車部、パンタグラフなどの車両表面の凹凸による空気抵抗で生じることがわかっている⁶⁾。本計測においても列車表面の摩擦抵抗や台車部の空気抵抗で圧力が低下するとともに、開いた空力板の空気抵抗により大きな圧力低下が発生する。この圧力低下量は空力板を閉じているときに比べてかなり大きいことから、空力板による空気抵抗は列車表面の摩擦抵抗や台車の空気抵抗よりも大きいことがわかる。

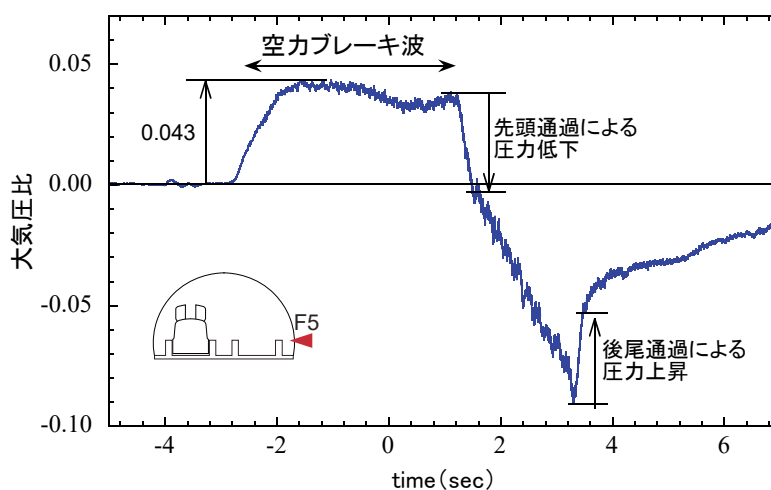
図-2.4.において列車通過の直前で正圧となっており、空力ブレーキ波が発生していることが計測結果から確認できる。トンネル内を高速走行中に空力板を開くことで列車に大きな空気抵抗が働き、列車前後の圧力損失が急に増加する。それと同時に増加した圧力損失に相当する圧力波（正圧）が列車の前方に向かって発生するが、この圧力波が空力ブレー

キ波である。

空力ブレーキ波の最大値 P_b の実測値は 7 両編成では $P_b = 0.034$ ，12 両編成では $P_b = 0.043$ となっている。車両編成が長い方が空力ブレーキ波の最大値が大きくなっているが，空力板の数が多くなることにより列車全体に働く空気抵抗が増加するためである（空力板の数は 7 両編成では 6 組 12 枚，12 両編成では 11 組 22 枚）。なお営業線での 16 両編成時への換算については 2.5.1 で議論する。



(a) 7 両編成



(b) 12 両編成

図-2.4. トンネル内で空力板を開いたときの圧力の時刻歴（単列車，500km/h）

2.4 空力板を開いた二列車すれ違いの数値解析

2.4.1 数値解析の概要と計測結果との比較

本節では、空力板を開いた列車が高速で通過するときにトンネル内で発生する圧力変動について数値流体解析により調べる。列車編成は山梨実験線での単列車通過の計測と同じ7両と12両編成とし、列車速度は500km/hとする。本研究では営業線16両編成の二列車すれ違いによる圧力変動量を評価する必要があるが、実測値と比較をおこなうことのできる12両編成で数値解析を実施し、外挿により16両編成の圧力変動量を求める。

本研究では時速500km/hで走行する列車まわりの流れの圧力変動解析に、空気の圧縮性を考慮した三次元圧縮性オイラー方程式を用いる。また、列車まわりの複雑な形状に対して効率の良い解析格子配置とするために一般座標系を用いており、デカルト座標系 (x, y, z, t) から一般座標系 (ξ, η, ζ, τ) に変換している。両者の座標変換は以下のように表すことができる。

$$\left. \begin{aligned} \xi &= \xi(x, y, z, t) \\ \eta &= \eta(x, y, z, t) \\ \zeta &= \zeta(x, y, z, t) \end{aligned} \right\} \quad (2-2)$$

$$t = \tau \quad (2-3)$$

(1) 基礎方程式

一般座標系による三次元圧縮性オイラー方程式は以下のように表すことができる¹⁰⁾。

$$\partial_t \hat{Q} + \partial_\xi \hat{E} + \partial_\eta \hat{F} + \partial_\zeta \hat{G} = 0 \quad (2-4)$$

$$\hat{Q} = \frac{1}{J} \begin{bmatrix} \rho \\ \rho u \\ \rho v \\ \rho w \\ e \end{bmatrix} \quad (2-5)$$

$$\hat{E} = \frac{1}{J} \begin{bmatrix} \rho U \\ \rho u U + \xi_x p \\ \rho v U + \xi_y p \\ \rho w U + \xi_z p \\ (e + p)U - \xi_t p \end{bmatrix}, \hat{F} = \frac{1}{J} \begin{bmatrix} \rho V \\ \rho u V + \eta_x p \\ \rho v V + \eta_y p \\ \rho w V + \eta_z p \\ (e + p)V - \eta_t p \end{bmatrix}, \hat{G} = \frac{1}{J} \begin{bmatrix} \rho W \\ \rho u W + \zeta_x p \\ \rho v W + \zeta_y p \\ \rho w W + \zeta_z p \\ (e + p)W - \zeta_t p \end{bmatrix} \quad (2-6)$$

ここで、 ρ は密度、 u, v, w はそれぞれ x, y, z 方向の速度成分、 e は単位体積当たりの全エネルギー、 p は圧力を表す。第一式より質量保存則、 x, y, z 方向の運動量保存則、エネルギー保存則を表す。また、圧力 p は理想気体の状態方程式により以下のように表すことができる。

$$p = (\gamma - 1) \left\{ e - \frac{1}{2} \rho (u^2 + v^2 + w^2) \right\} \quad (2-7)$$

ここで、 γ は比熱比である。さらに式(2-6)中の U, V, W は反変速度成分であり、以下の式で表すことができる。

$$\left. \begin{aligned} U &= \xi_t + \xi_x u + \xi_y v + \xi_z w \\ V &= \eta_t + \eta_x u + \eta_y v + \eta_z w \\ W &= \zeta_t + \zeta_x u + \zeta_y v + \zeta_z w \end{aligned} \right\} \quad (2-8)$$

上式中の座標変換メトリックス $\xi_{x_i}, \eta_{x_i}, \zeta_{x_i}$ は次のように定義される。

$$\left. \begin{aligned} \xi_x &= J(y_\eta z_\zeta - z_\eta y_\zeta), \xi_y = J(z_\eta x_\zeta - x_\eta z_\zeta), \xi_z = J(x_\eta y_\zeta - y_\eta x_\zeta) \\ \eta_x &= J(y_\zeta z_\xi - z_\zeta y_\xi), \eta_y = J(z_\zeta x_\xi - x_\zeta z_\xi), \eta_z = J(x_\zeta y_\xi - y_\zeta x_\xi) \\ \zeta_x &= J(y_\xi z_\eta - z_\xi y_\eta), \zeta_y = J(z_\xi x_\eta - x_\xi z_\eta), \zeta_z = J(x_\xi y_\eta - y_\xi x_\eta) \end{aligned} \right\} \quad (2-9)$$

$$\left. \begin{aligned} \xi_t &= -\xi_x x_\tau - \xi_y y_\tau - \xi_z z_\tau \\ \eta_t &= -\eta_x x_\tau - \eta_y y_\tau - \eta_z z_\tau \\ \zeta_t &= -\zeta_x x_\tau - \zeta_y y_\tau - \zeta_z z_\tau \end{aligned} \right\} \quad (2-10)$$

x_τ, y_τ, z_τ は格子の移動速度である。また、 J は座標変換のヤコビアンで、次のように定義される。

$$J^{-1} = x_\xi y_\eta z_\zeta + x_\zeta y_\xi z_\eta + x_\eta y_\xi z_\eta - x_\xi y_\zeta z_\eta - x_\eta y_\xi z_\zeta - x_\zeta y_\eta z_\xi \quad (2-11)$$

空間に対しては、一般座標系において中心差分により離散化し、高次精度化は MUSCL (Monotone Upstream-centered Schemes for Conservation Law)¹¹⁾によって行なう。非定常解析の時間積分に LU-ADI 法¹²⁾を用いている。

(2) 領域分割法

列車トンネル内すれ違い走行の流れ場は境界の相対的な運動を含むため、本解析では領域分割法を用いる。この方法は、計算領域を幾つかの領域に分割して、それぞれの領域で格子を独立に生成し、他の領域との間で情報をやりとりしながら、それぞれの領域で解を独立に求める方法である。このとき、各領域の格子を各々の領域の速度に応じて移動させることによって、移動境界問題を取り扱う。この場合、時間ステップ毎に領域間で物理量を交換しながら、それぞれの領域で解は独立に求められるために、領域間での物理量交換には解強制置換法：FSA (Fortified Solution Algorithm)¹³⁾を用いる。解強制置換法を基礎方程式、式(2-2) に適用すると、

$$\partial_t \hat{Q} + \partial_\xi \hat{E} + \partial_\eta \hat{F} + \partial_z \hat{G} = |\chi|(\hat{Q}_f - \hat{Q}) \quad (2-12)$$

となり、式(2-2)の右辺に湧き出し項として強制項が付け加えられた形となる。 χ は解を強制的に置換するかどうかを表すパラメータで、必要な箇所、例えば、領域が重なり合っている部分で $|\chi| = 1$ とすることによって、そこでの解を強制解 \hat{Q}_f に束縛することができる。逆に、 $|\chi| = 0$ とすれば元の支配方程式に戻る。 \hat{Q}_f は基本的にどのような値を用いてもよいが、本解析ではこの方法を領域分割法の領域間の情報のやりとりに用いるため、 χ として他の領域における解を用いる。

領域分割法によって流れ場を幾つかの領域に分割する場合、領域によっては格子点が物体の内部に入ってしまう場合もあり得る。物体内部の値は物理的に意味を持たないので、物体内部に位置する格子点では、 χ の値を負に設定し、計算には用いないようにした。

本研究ではトンネルと列車まわりの計算領域を設定しているほかに、その両領域を接続するための中間的な領域を設けている（図-2.5）。トンネル領域は進行方向に一樣な断面であるトンネル内空を占める領域で、トンネル覆工の内側に接している。また、下部に列車が走行するガイドウェイや走行路を境界条件により設定している。一方、列車まわりの計算領域は列車表面に沿った O 型の構造格子により、列車表面近くの流れの変化が大きい領域を覆うように、トンネル領域よりも密な格子を設けている。さらに、非定常解析では列車まわりの計算領域は列車速度（500km/h）で移動するのに対してトンネル領域は静止しているため、解強制置換法により両者の間の物理量を効率的に交換できるような中間領域を設けている。中間領域はトンネルと同じ形状であるが、列車まわりの計算領域と同程度の長さであり、列車まわりの計算領域とともに移動している。

さらに、本研究では空力ブレーキ板を設置しているため、空力ブレーキ板の効果を精度良く再現するために列車まわりの計算領域内に、空力ブレーキ板一枚ごとに計算領域を設けている。この計算領域は列車まわりの計算領域と一緒に列車速度で移動し、列車まわりの計算領域と毎時間ステップ解強制置換法により物理量を交換している。

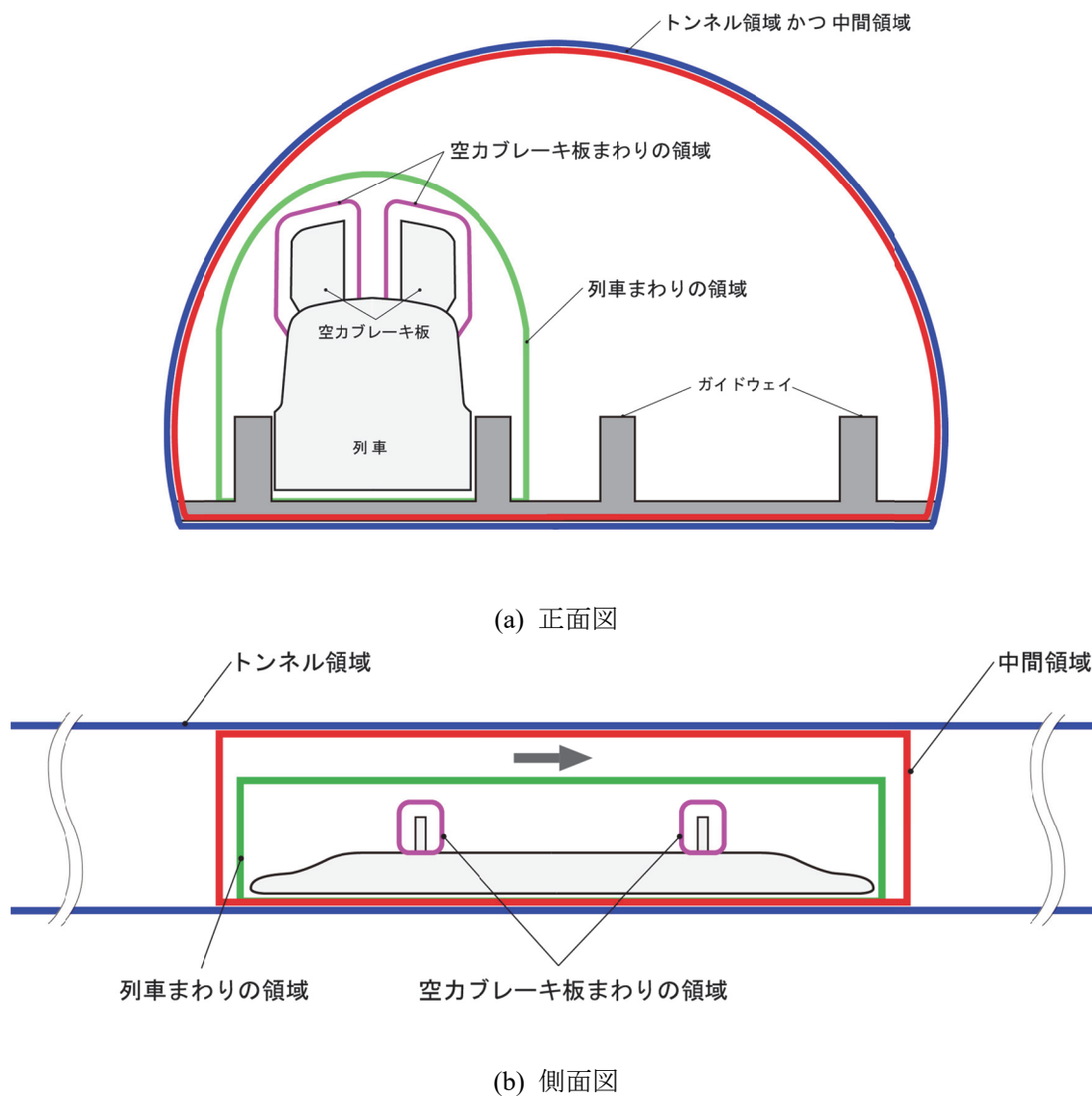


図-2.5. 列車のトンネル通過における解析領域

(3) すれ違い解析手法

本研究では、時速 500km/h で走行する二列車が走行方向に一樣なトンネル内ですれ違うときの物理的な形状と状態が、二列車のすれ違う中心点で二次元的に対称であることを利用して、一列車のみを実際には計算上再現する対象モデル¹⁴⁾により計算を行う。二列車すれ違いの効果は対称条件により、境界条件として時々刻々与えられる。この方法により、計算容量は約半分となり、計算上の効率が上がる。

図-2.6. に対象モデルの概念図を示す。本検討では二列車すれ違いの解析は、定常解析と非定常解析の二段階で行う。定常解析では、すれ違いよりもかなり前の列車が単独で走行している状態を再現する。このため、対象モデルによる解析では、上下線を含むトンネ

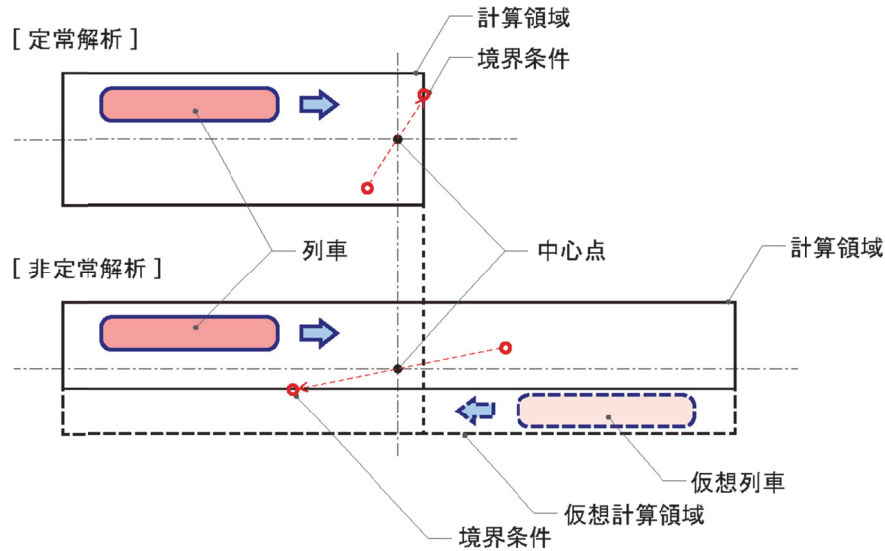


図-2.6. 対称モデルの概念図

ル全断面を再現する一方，列車前方のすれ違いが起こる中心点よりも前方の領域については再現せず，仮想的に扱う．ただし，対象モデルの境界条件を設定するため，中心点よりも先に数格子分の領域を設定している．対称モデルの境界条件は，上記領域に対して設定するが，境界条件を設定する点と中心点を介して対称の位置の物理量を定常計算のステップ毎に与える．境界条件として設定する物理量は以下の通りである．

$$\begin{bmatrix} \rho \\ \rho u \\ \rho v \\ \rho w \\ e \end{bmatrix}_{boundary} = \begin{bmatrix} \rho \\ -\rho u \\ -\rho v \\ \rho w \\ e \end{bmatrix}_{sym} \quad (2-13)$$

ここで， ρ ：密度， u, v, w ：流速三成分(u :進行方向， v :進行直角方向， w :鉛直方向)， e :単位体積当たりの全エネルギーである．左辺は境界での物理量，右辺は中心点を介して境界と対称な位置での物理量である．流速三成分の内，水平方向の二成分(u, v) は，対称性を考慮して，符号が逆転して境界条件として与えられる．

上記解析が定常状態となったら，その物理量を引き継ぎ非定常計算により列車のすれ違い解析を行う．非定常解析においても，定常解析と同様に一列車のみを計算上再現し，解析領域も含めて中心点を介して対象となる列車と領域は仮想的に扱う．ただし，非定常解析ではすれ違いを再現する必要があるため，一列車とトンネル断面の半分だけを再現し，トンネル断面の残り半分と再現されない一列車は仮想的に扱われる．ちなみに，境界条件

を設定するために、中心点から数解析格子分だけトンネル断面反対側に拡げて計算領域は設定されている。境界条件は、定常解析と同様に中心点を介して対称位置の計算領域の物理量が、前述した式に基づいて時々刻々設定される。

(4) 解析モデル

ここでは、前節で説明した三次元圧縮性流体解析により、空力ブレーキ板を開いた7両編成(175m)または12両編成(300m)の列車がトンネル内を500km/hで走行し、すれ違ったときの圧力性状を再現する。前述したように本研究では、列車、ガイドウェイ、トンネル壁面の形状を3次元的に再現し、さらに列車まわりの計算領域等を列車速度で移動させる非定常な解析を行うことで、トンネル内に発生する圧力変動の時間変化と空間分布を評価することを可能としている。

解析に用いた列車モデル(計算格子)を図-2.7.に示す。本検討では先頭後尾全線用先頭車両の7両編成、全長175mの列車に対して解析モデルを構築している。列車は先頭、後尾ならびに各車両間に設けられた台車形状についても再現している。さらに、南北両線のガイドウェイ形状についても再現されている。

空力ブレーキ板は板状で列車の台車部の屋根部分に各二枚配置される。本研究では図-2.1.に示すように、空力ブレーキ板は台車の列車進行方向寄りの上面に設置されており、7両編成では6対12枚、12両編成では11対22枚の空力ブレーキ板が解析モデルに入ることになる。

流線型で空気が表面に沿って流れる列車部とは異なり、空力ブレーキ板は空力的には鈍い(bluffな)物体であるため、空力ブレーキ板の前面に当たった空気は、空力ブレー

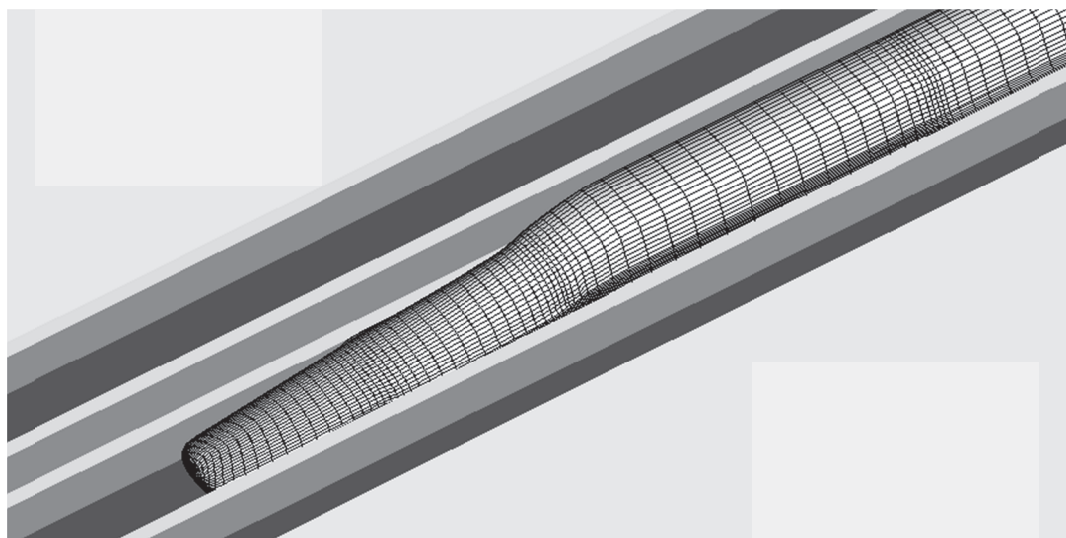


図-2.7. 列車先頭部の解析モデル

キ板の上面，または，側面において大きく剥がれ，空力ブレーキ板の背面に剥離渦を形成することが予想される．一方，単列車走行の実測結果などから，空力ブレーキ板の前後で非常に大きな圧力変動が生じており，空力ブレーキ板を開いた状態での圧力変動を正しく予測するためには，空力ブレーキ板まわりの流れ場を正しく再現することが必要である．

そこで，本研究では前述したように列車まわりの計算領域とは別に，空力ブレーキ板毎に計算領域を設定し，各空力ブレーキ板領域と列車まわり計算領域との間で物理量を交換する解強制置換法により計算を行う．空力ブレーキ板の解析格子を，列車まわりの解析格子と併せて図-2.8.示す．空力ブレーキ板の計算メッシュは，空力ブレーキ板表面と列車表面に接するように配置され，空力ブレーキ板により流れが急激に変化する領域をカバーするように設定されている．

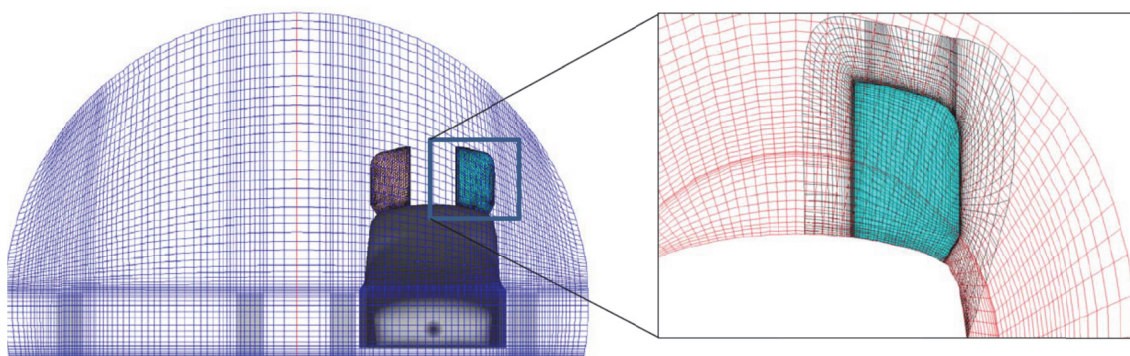


図-2.8. 空力ブレーキ板とそのまわりの解析メッシュ

(5) 数値解析結果と計測結果との比較

図-2.9.に7両編成単列車通過について，トンネル覆工表面における圧力変動の時刻歴を計測結果と併せて示す．計測位置F1とF5はガイドウェイ高さ，F2とF4は空力板に最も近い位置，F3は天頂部である．計測には覆工コンクリート表面に取付けた風圧計P325W-200Sを用い，サンプリング周波数は2400Hzとして収録した．計測は坑口から十分に離れたトンネル内での一断面で実施した．

数値解析は進行方向に対して同一断面のトンネル内を走行することを想定した定常解析としたため，数値解析結果から得られる圧力空間分布を時間変化に換算して計測結果と比較した．また数値解析は実測と基準圧が異なるため，列車前方の圧力が一致するよう調整した．

いずれの計測位置においても列車通過前までの圧力は大気圧比でおよそ0.04とほぼ一定となっているが，列車先頭部が通過しはじめる1.0秒あたりから解析と計測の双方で列車先

頭部での圧力が急激に大気圧程度に低下する。列車近傍の計測位置F1とF2では、列車先頭の台車部が通過する1.2秒あたりで僅かに圧力が回復するが、その後に各台車部に設置されている空力板通過に応じて0.2秒弱の時間間隔で局所的な負圧ピークが発生している。列車まわりの加速された流れが空力板に衝突すると、流れが大きく剥離して空力板の背後に大きな剥離域を形成する。この剥離域内部は負圧となっており、この剥離域に近い領域では大きな負圧が見られる。ただし、この剥離域の走行方向長さは大きくても空力板の長さの数倍程度であることから、負圧は直ぐに回復して局所的なピークを形成する。空力板に比較的近いF2以外の計測位置ではそのピークの大きさは空力板からの距離に応じて小さくなっている。また、いずれの計測位置でも列車通過前後で比較すると圧力は大気圧比で0.06程度下がっている。

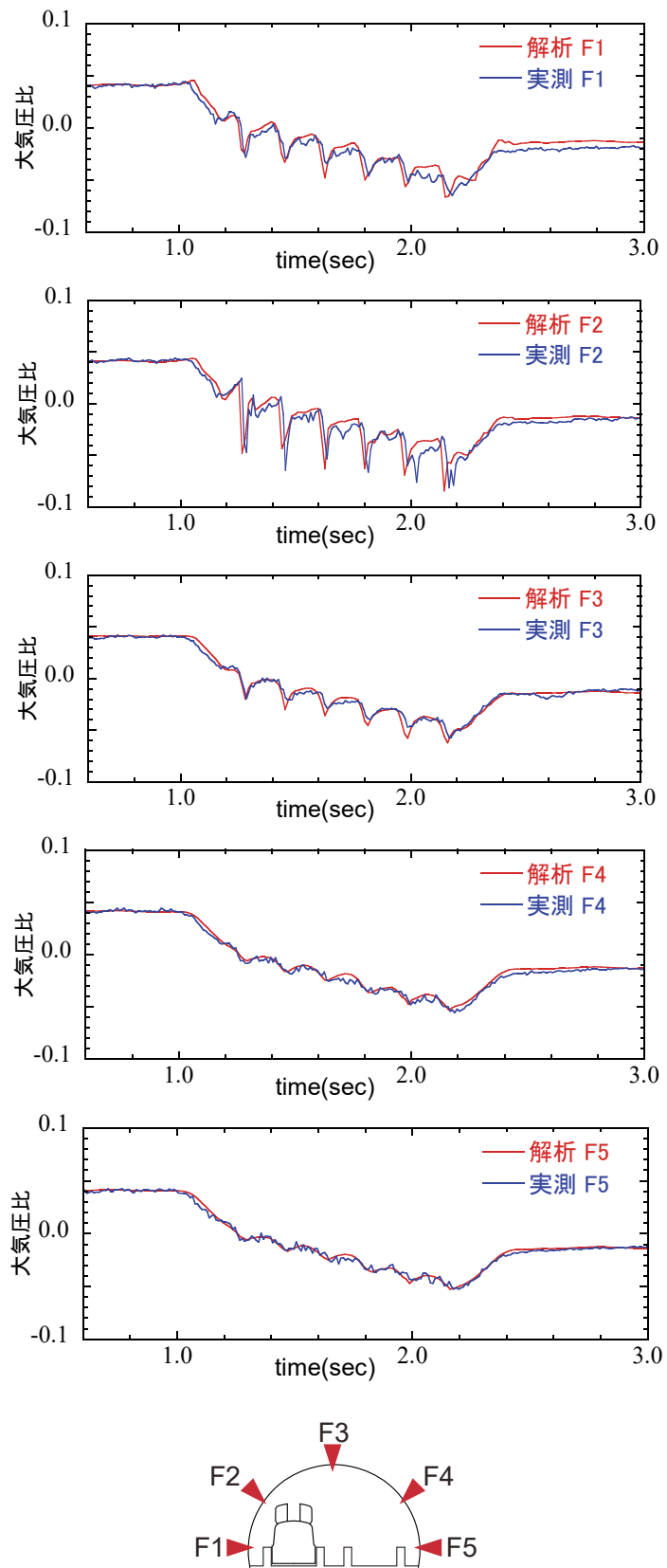


図-2.9. 7両編成列車のトンネル覆工における圧力の時刻歴（単列車，空力板 - 開，500km/h，計測点 F1～F5）

数値解析結果はいずれの計測位置においても計測結果と非常によく一致しており，空力板を開いた状態の流れ場を定量的に再現できることが検証された．同様に 12 両編成について解析と計測結果を比較した圧力の時刻歴を図-2.10.に示すが，数値解析が計測と定量的にもよく一致していることがわかる．

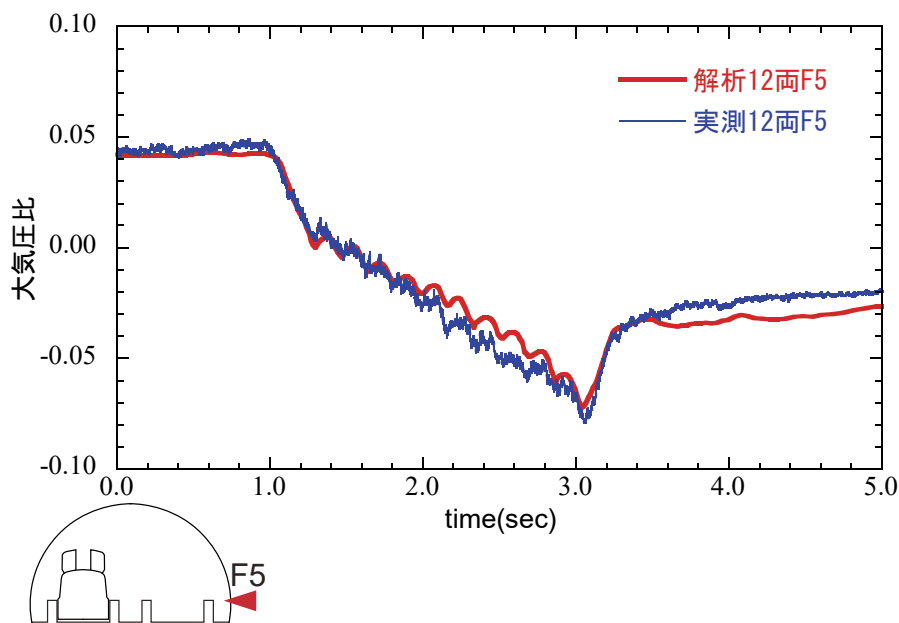


図-2.10. 12 両編成列車のトンネル覆工における圧力変動
(単列車，空力板 - 開，500km/h，F5 計測点)

2.4.2 空力板一開すれ違いによる圧力変動

本節では，トンネル内を500km/hで走行する上下線の列車同士がすれ違うときの圧力変動を数値解析により求める．解析手法は前節で示したとおり，同一形状の列車同士が同一速度ですれ違う場合の流れ場が対称性を持つことを利用した境界条件で解析をおこなった¹⁵⁾．

上下線二列車のすれ違う中心点のトンネル天頂部における走行方向の圧力分布を図-2.11.に示す．図中に示された時刻は，列車の先頭がともに中心点位置 (0m) にあるときを時刻0秒としている．時刻-0.7秒では，列車先頭間の距離が200m程度に接近し，その間の圧力は正圧に大きくシフトしている．その一方，列車後尾の空力板付近では-0.04程度まで圧力が低下している．列車の先頭数両がすれ違う時刻0.4秒では，先頭部圧力は0.0程度まで低下する

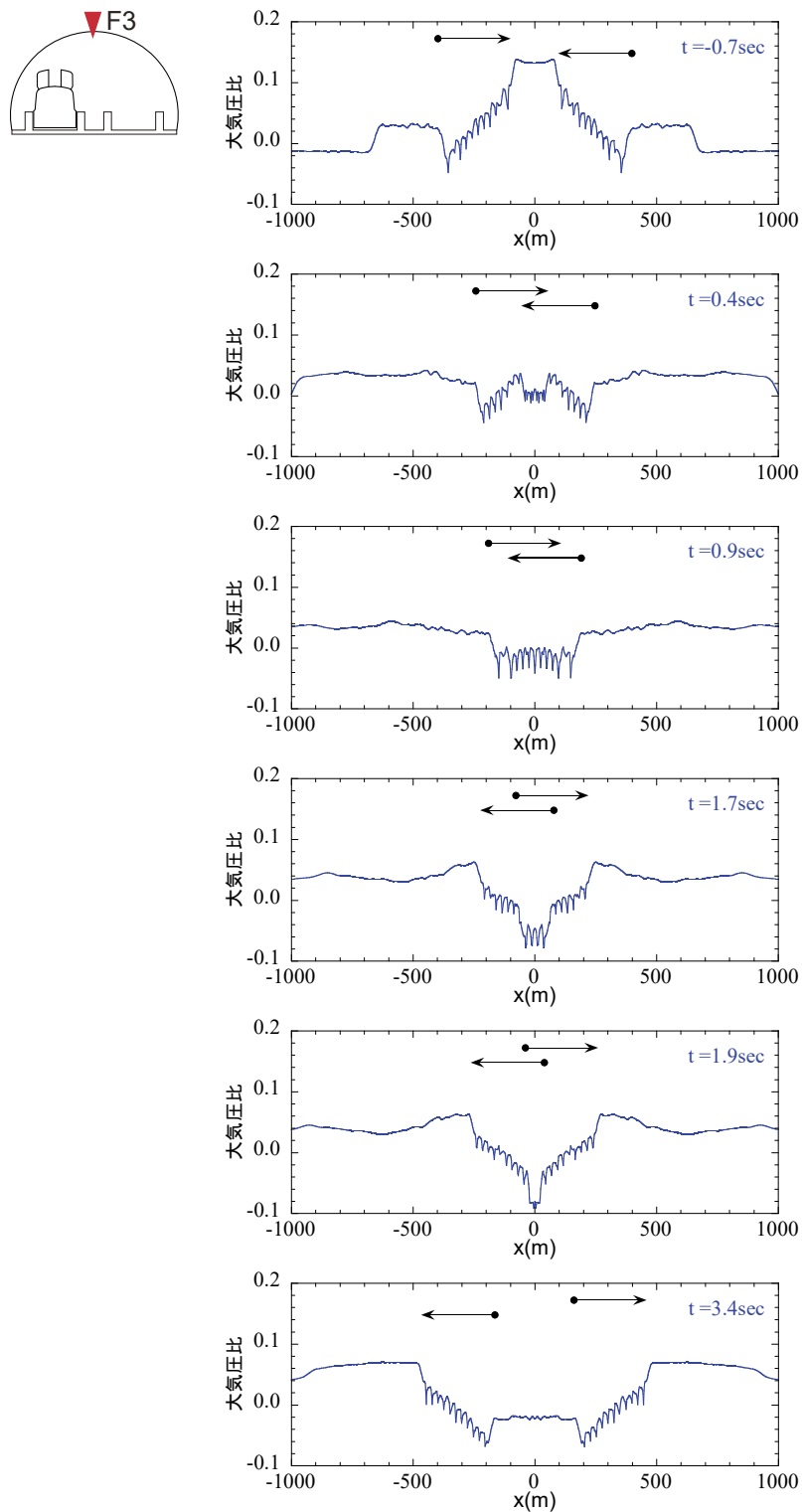


図-2.11. 12両編成列車すれ違い解析のトンネル天頂部(F3計測点)の圧力分布(矢印は列車位置と走行方向を示す)

が、相対する列車が到達していない中間車両部ならびに列車後尾部の圧力は時刻-0.7秒のときとほぼ変わっていない。二列車が並列する直前の時刻 0.9 秒では、空力板による局所的な負圧ピークは列車の位置によらずほぼ一定となっている。さらに、列車後尾の数両がすれ違っている状態（時刻 1.7 秒）では、その並列している部分で圧力は大きく低下している。

最後尾がすれ違う時刻1.9秒では、最後尾の空力板付近の圧力は-0.095まで低下し、圧力が最も低くなっている。このように列車が並列している部分の圧力は概ね低下するが、時刻 0.9秒のよう並列部分の圧力が低下していない時刻も見られる。

図-2.12.に二列車がすれ違う中心点の計測点F2とF3における圧力時刻歴を示す。トンネル天頂部（F3）では列車がすれ違う直前の圧力0.12から、列車後尾の空力板同士がすれ違うときの最大値-0.095まで、単列車と比べて大きく圧力が低下していることがわかる。また、空力板同士のすれ違いにより現れる圧力ピークの変動量も単列車と比較して大きくなっており、先頭車両の後尾に位置する1枚目の空力板では特に大きくなっている。これは太陽光パネルのように連続的に配置される板において最前列の風荷重が大きくなり、二枚目以降の風荷重は低下し、ほとんど変わらないという結果¹⁶⁾と同様の傾向を示している。最後尾の空力板すれ違いによる計測点F2とF3のピークの差 P_d は約0.022である。なお前述したように

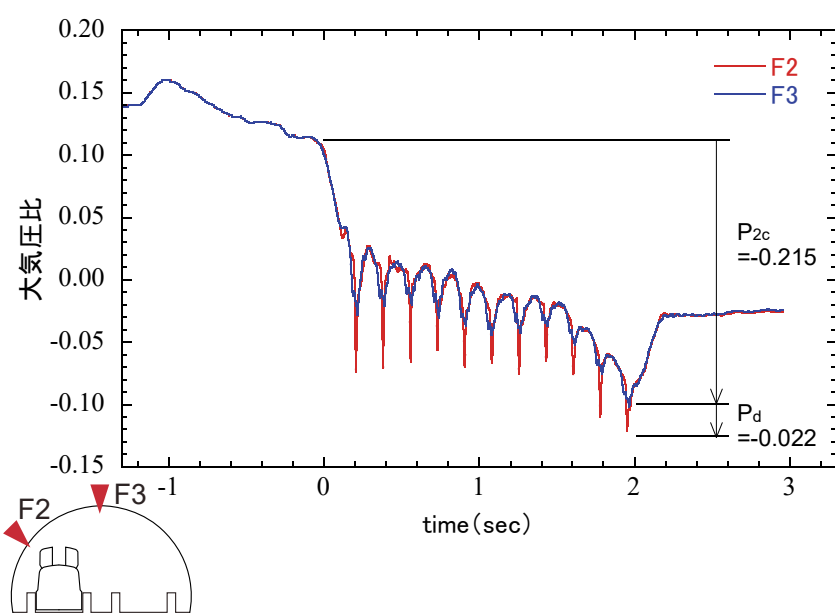


図-2.12. 12 両編成列車すれ違い解析の圧力時刻歴（中心点位置）

P_d は空力板によって生じる局所的な圧力変動量であり、その大きさは単列車通過による実測結果でもほぼ変わらないことが確認されている。空力板による変動量のピークを取り除くと、中間車両通過による圧力低下の割合は、単列車と同様に一定とみなすことができる。ただし、 $t=1.6$ 秒以降、列車後尾の3両（空力板2組分）程度のすれ違いから圧力低下が急激になり、それまでの圧力低下割合と一致していない。図-2.13.に7両編成と12両編成のトンネル天頂部（F3）における圧力時刻歴を比較したものを示すが、中間車両通過と後尾3両における圧力低下割合は、7両と12両でそれぞれ同程度であった。また、このような列車後尾付近同士のすれ違いで圧力低下が急激に大きくなる現象は、空力板を閉じた二列車すれ違いでも生じており¹⁷⁾、すれ違い特有の現象と考えられる。

そこで、すれ違い時の圧力変動について詳しくみるため、図-2.14.に12両編成列車のすれ違い時のトンネル天頂部の圧力時空間分布を示す。図の中央付近を見ると、時刻1.1秒、位置+150m程度において左右に音速で伝播する圧力変動が確認でき、これらは正方向に伝播して圧力上昇を伴うことから圧縮波、一方、負方向に伝播するのが膨張波であることがわかる。同時刻の位置-150m程度においても伝播方向が反転した同様の圧力変動が確認されるが、以下のように説明できる。図-2.14.の模式図に示すように、列車後尾部が対向列車先頭部とすれ違う際、列車が完全に並列した状態に比べて列車後尾部の空気が膨張されることにな

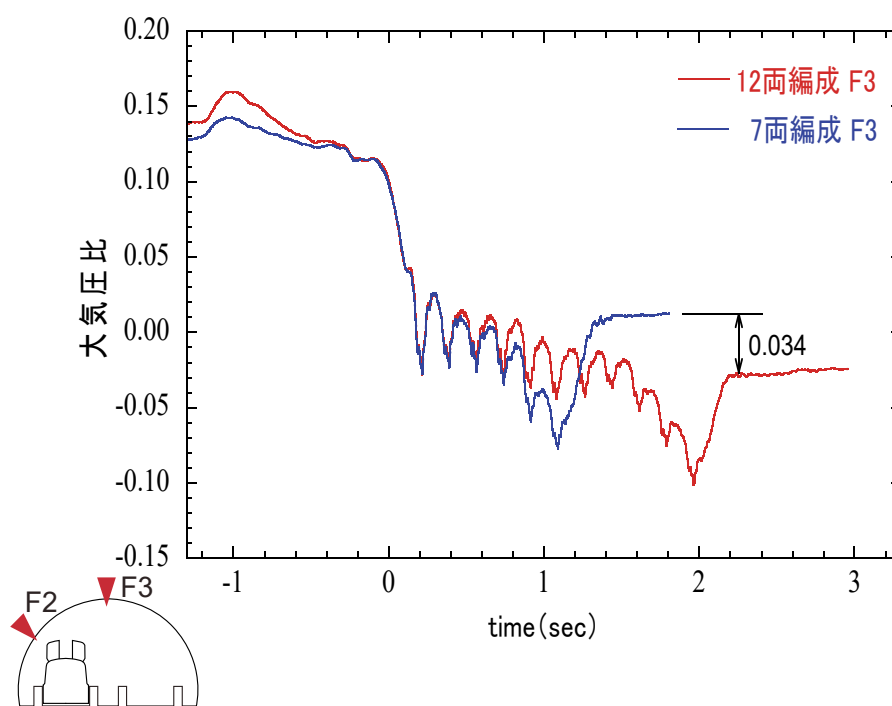


図-2.13. 二列車すれ違い解析の圧力時刻歴の列車長による比較（7両編成と12両編成，中心点位置）

るため膨張波が発生する。同じ理由で対向列車の後尾部からも発生した膨張波と重畳すると、図中に示す圧力が低下した領域が時空間上に形成されることになる。図-2.12.で示した列車後尾3両程度から見られる急峻な圧力降下は、この膨張波の重畳によるものであると説明できる。

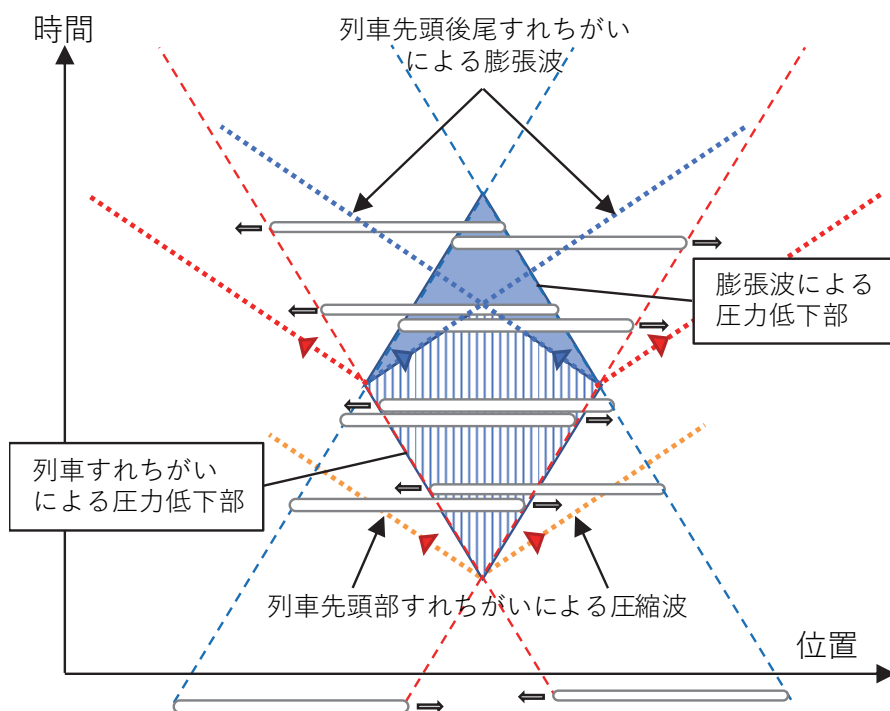
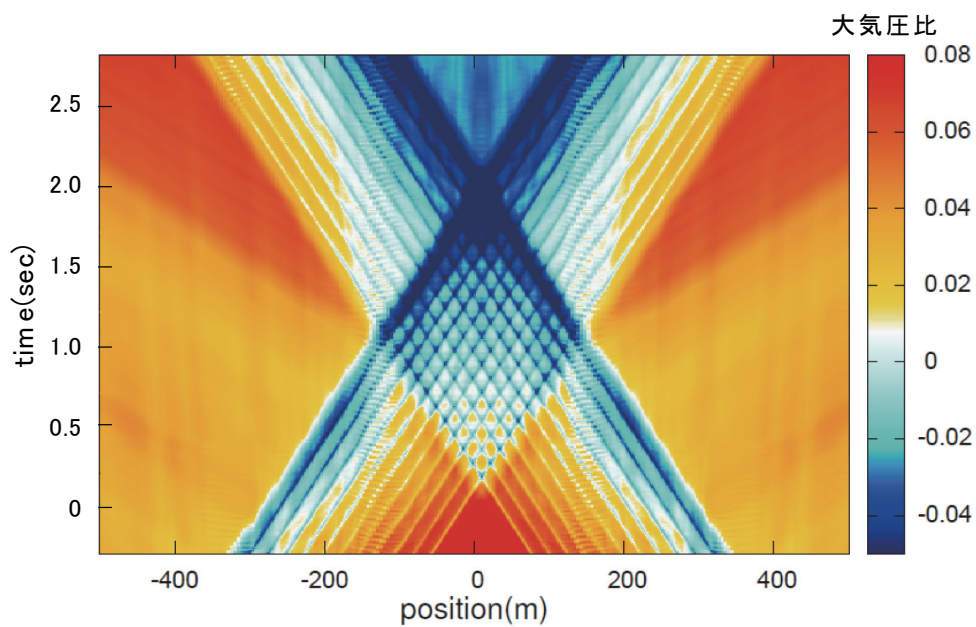


図-2.14. 二列車すれ違い時に生じるトンネル天頂部圧力(F3)の x-t ダイアグラム(上)と圧力波伝播の模式図(下)

2.5 破壊に関する安全性照査に用いる荷重の設定

本節では、営業線のトンネル覆工の耐力に関する安全性照査に用いる荷重を設定する。営業線では16両編成であることから、前節までの結果を用いて16両編成の圧力変動に換算する。また、換算された圧力変動を用いて、500km/h走行中に空力板を開いたときの営業線トンネル覆工に作用する最大正圧と最大負圧を設定する。

2.5.1 編成長の換算

前節までの実測値および解析結果を用いて、16両編成での圧力変動への換算をおこなう。最初に7両と12両編成500km/h走行の実測値のある、空力ブレーキ波最大値の16両編成への換算をおこなう。2.3.2で述べたように空力ブレーキ波の大きさは、空力板による空気抵抗の影響を強く受けており、空力板枚数の増加による空気抵抗の増分を評価することが必要である。

空力板を開いてトンネル内を通過したときの圧力変動計測結果を、7両と12両編成で比較したものを図-2.15.に示す。図-2.15.では列車先頭部通過前の圧力値を両結果で合わせて比較しており、1枚目の空力板を含む列車先頭部通過による急激な圧力低下は両者一致している。また、中間車両による圧力変動は細かい変動を無視すれば、ほぼ一定の割合で低下する傾向がみられ、その割合は7両編成と12両編成によって差がみられない。空力板は一定の間隔で設置されていることから中間車両の空気抵抗は空力板の枚数に比例すると考えられる。つまり、空力板を開いた営業線16両編成の列車がトンネル内を通過したときの圧

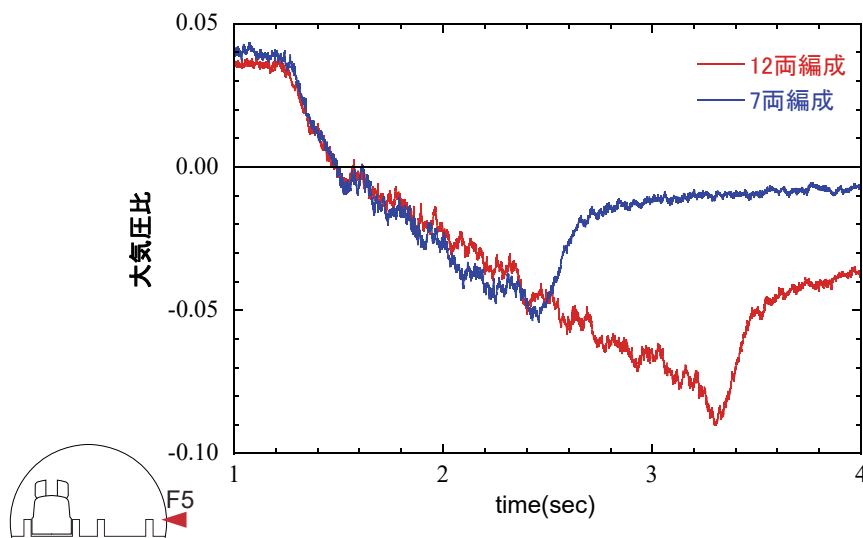


図-2.15. 7両編成と12両編成列車の通過時のトンネル内（F5計測点）圧力の時刻歴実測結果

力変動を評価するには、中間車両の空力板枚数の増加分に相当する圧力変動の増分を空力板の枚数に比例するとの仮定に基づき算定し、12両編成の圧力変動に対して外挿すればよいことがわかる。

図-2.4より空力ブレーキ波の7両編成（6組12枚）と12両編成（11組22枚）の最大値の差は大気圧比で0.0098であり、列車通過による圧力変動と同様に、その差は5組10枚の中間車両の空力板による圧力増分に相当する（表-2.1.）。よって、12両編成と比べて4組8枚空力板が多い16両編成（15組30枚）の空力ブレーキ波の最大値は、以下のように算定することができる。

$$\begin{aligned} P_{b(16\text{両})} &= P_{b(12\text{両})} + 0.0098 \times 8\text{枚}/10\text{枚} \\ &= 0.051 \end{aligned} \quad (2-14)$$

一方、空力ブレーキ突入波についても、式(2-1)により算出した7両編成500km/hの結果を用いて、同様な方法で16両編成の空力ブレーキ突入波の最大値を算定することができる。この場合は、上述の空力ブレーキ波最大値における5組10枚の中間車両の空力板による圧力増分を用いて、前述した空力板の枚数に比例するという仮定に基づき空力ブレーキ突入波最大値の増分を算定し、7両編成の空力ブレーキ突入波の最大値に対して外挿をおこなう。16両編成の空力ブレーキ突入波の最大値は以下のように算定することができる。

$$\begin{aligned} P_{a(16\text{両})} &= P_{a(7\text{両})} + 0.0098 \times 18\text{枚}/10\text{枚} \\ &= 0.093 \end{aligned} \quad (2-15)$$

以上の方法で算定された、営業線16両編成500km/hの空力ブレーキ波の最大値 P_b と空力ブレーキ突入波の最大値 P_a を表-2.2.に示す。

次に、列車のトンネル内すれ違いに伴う圧力低下に関する編成長換算について検討する。

表-2.1. 各編成両数における空力ブレーキ波最大値、空力ブレーキ突入波最大値 (500km/h, 大気圧比)

	空力ブレーキ波 (P_b)	空力ブレーキ突入波 (P_a)
7両編成	0.034	0.075
12両編成	0.043	
16両編成	0.051	0.093

前章で述べたように，二列車がトンネル内ですれ違う時の中間車両通過による圧力変動は，列車後尾3両程度を除けば，ほぼ一定の割合で低下している．そこで，本研究では一定の割合で圧力が低下している12両編成の中間車両における圧力変動を元に，中間車両の空力板4組8枚相当の圧力変動を求め，12両編成の最大負圧を外挿して16両編成の最大負圧を算定する．図-2.13.では7両編成と12両編成の列車後尾すれ違い直後の圧力に差（大気圧比0.034）があるが，列車先頭および，後尾すれ違いによる圧力変動は両者に差が見られないことから，中間車両すれ違いによる圧力降下量の差とみることができる．この中間車両すれ違いによる圧力降下量は，空力ブレーキ波と同様に中間車両の空力板5組10枚すれ違いの圧力変動に相当する．よって，16両編成の最大負圧は以下のように算定することができる．

$$\begin{aligned}
 P_{2c(16両)} &= P_{2c(12両)} - 0.034 \times 8枚/10枚 \\
 &= -0.242
 \end{aligned}
 \tag{2-16}$$

表-2.2. 空力板 - 開 16 両編成のトンネル内走行で生じる圧力変動現象と圧力変動量
(500km/h, 大気圧比)

圧力変動現象	記号	圧力変動量
空力ブレーキ突入波	P_a	0.093
空力ブレーキ波	P_b	0.051
二列車すれ違い (F3 計測点)	P_{2c}	-0.242
空力ブレーキ局所圧力 (F2, F3 計測点の差)	P_d	-0.022

この結果，空力板－開の条件での16両編成列車のすれ違いによる圧力降下量は大気圧比で-0.242（F3計測点）となる（表-2.2.）．

2.5.2 最大正圧の設定

トンネル内で発生する最大正圧は，前述したように空力板を開いてトンネルの両側から列車が突入したときに発生する．本検討ではトンネル内の伝播による圧力波の減衰について

は考慮せず，覆工コンクリートの荷重として安全側の評価となる最大正圧を算定する．

トンネルの両側から接近した圧力波が重なった場合の圧力は，両方の圧力値を足し合わせて評価することができる．よって，トンネル内で発生する最大圧力は表-2.2.の空力ブレーキ突入波の値 P_a を2倍した，大気圧比 0.186 となる．

2.5.3 最大負圧の設定

一方，最大負圧は二列車がトンネル内ですれ違う直前に空力板を開いてすれ違ったときに発生する．図-2.4.の計測結果にみられるようにトンネル内で空力板を開くと列車前方に空力ブレーキ波が伝播し，その後に列車通過により圧力が低下する．このため，空力板を開いて比較的長いトンネル内で二列車がすれ違った場合には，双方の空力ブレーキ波が重なって圧力が $+2P_b$ 分上昇した状態に，すれ違いによる圧力降下 P_{2c} が重なることになる．さらに空力板による局所的な圧力低下 P_d が重なって最大負圧となる． P_d の値は空力板によって生じる局所的な圧力変動であり，その大きさは単列車通過による実測結果でもほぼ変わらないことが確認されており，16両編成すれ違いの最大負圧算定においても，12両編成すれ違いと同じ値を用いる．以上のことを踏まえると，トンネル内の最大負圧の値 P_{\min} は以下の式で算定される．

$$\begin{aligned} P_{\min} &= 2P_b + P_{2c} + P_d \\ &= 2 \times 0.051 - 0.242 - 0.022 \quad (2-17) \\ &= -0.162 \end{aligned}$$

さらに，二列車すれ違いがトンネルの坑口近くで発生した場合について検討する．トンネル出口に向かって走行する列車が比較的坑口に近い位置で空力板を開くと，空力ブレーキ波がトンネル坑口で開口端反射により負の圧力波となり列車進行方向と逆向きに伝播する．ここでは安全側の評価とするため，開口端での反射による減衰と伝播による減衰をゼロとして，空力ブレーキ波の正負を逆転した大きさ $-P_b$ の圧力波を想定する．この反射波が列車とすれ違うと，列車通過による圧力は全体的に $-P_b$ だけ低下する（図-2.16.）．よって，このように坑口での反射波と重畳して $-P_b$ だけ圧力低下した列車と，空力板をトンネル内で開いて対向する列車がすれ違った場合のトンネル内最大負圧は以下のように算定される．

$$\begin{aligned} P_{\min} &= P_b + P_{2c} + P_d \\ &= 0.051 - 0.242 - 0.022 \quad (2-18) \\ &= -0.213 \end{aligned}$$

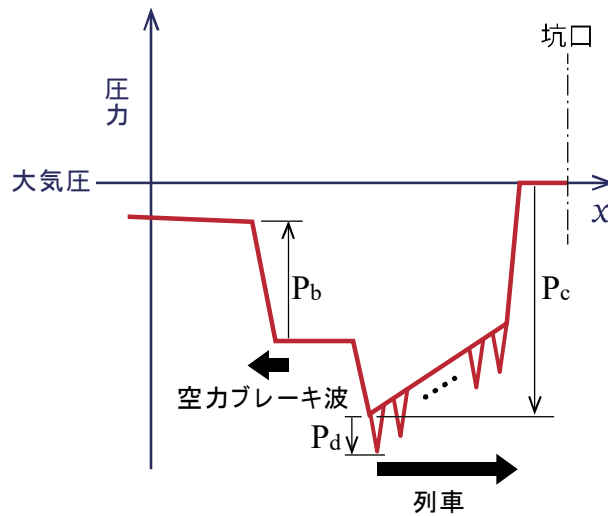


図-2.16. トンネル内坑口に近い位置で空力板を開いた時の圧力分布模式図

つまり，空力ブレーキ波の反射波の影響で対向列車の空力ブレーキ波による増分のみを考慮すればよく，最大負圧は式(2-17)よりも大きくなる．

このように空力ブレーキ波の坑口反射波が到達してから対向列車とすれ違う現象は，対向列車と同時に空力板を開いた場合を想定すると，トンネル坑口付近数km以内ですれ違う場合に起こり得る．

よって，本検討では空力板を開いてトンネル内ですれ違う場合の最大負圧は，安全側の評価となる空力ブレーキ波の坑口反射波を片側分だけ考慮した二列車すれ違いによることとし，この条件で覆工コンクリートの応力解析をおこなう．

覆工コンクリートに最大負圧が作用するときの周方向圧力分布の最大負圧を図-2.17.に示す．重畳する空力ブレーキ波が周方向に一樣なことから，最大負圧の周方向分布は前述の12両編成二列車すれ違い解析において，最大負圧が発生した時の分布に対して，最大負圧が-0.213（大気圧比）となるように全体をシフトさせたものである．

最大負圧は空力板に近い角度60度付近で発生している．一方，空力板からの離隔が大きい天頂部では，圧力が大気圧比で0.03程度下がっている．また，トンネル覆工の側面部分（角度±90度付近）では0.02程度しか下がらないものの，最大負圧の低下率は大きく，覆工コンクリートにかかる応力としては天頂部よりも大きくなることが予想される．

このように空力板などによって局所的な圧力変動が覆工コンクリートの周方向分布に生じる場合に，覆工コンクリートの安全性に大きな影響を与える可能性があるか検討する必要がある．そこで安全側の評価をおこなうため，最大負圧-0.213（大気圧比）で一様な分布に対しても覆工コンクリートの応力解析をおこない，空力板による非一様な圧力分布と比較する．

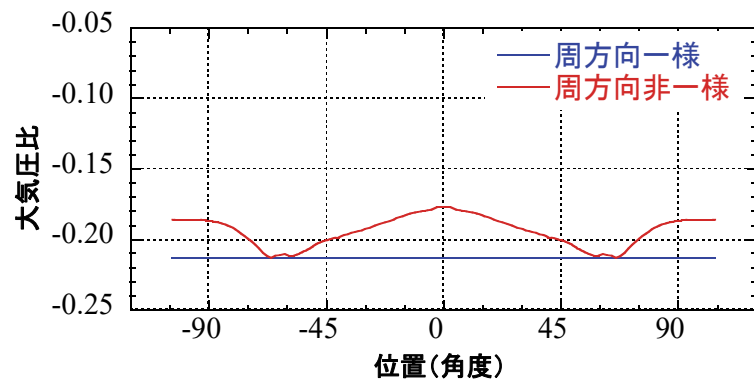


図-2.17. 空力板16両編成すれ違いにおける最大負圧時の周方向圧力分布

表-2.3. 覆工コンクリート応力解析ケース

ケース	変動圧力の最大最小値（大気圧比）		
	正圧	一様	0.19
2	負圧	非一様	-0.21
3		一様	-0.21

以上の検討から，トンネル覆工コンクリートの応力解析を実施する最大圧力を整理したものを表-2.3.に示す．

2.6 まとめ

本章では，まず，トンネル覆工構造の安全性照査に用いる最大圧力変動算定のために想定する必要のある，列車通過および空力板によって発生する圧力現象の組み合わせについて述べた．最大正圧については，ともに16両編成の自列車と対向列車がそれぞれ500km/h走行で生成する空力ブレーキ突入波がトンネル内で重畳した場合を，最大負圧についてはトンネル内を上下線の16両編成の二列車がともに空力板を開いた状態で500km/hですれ違

う場合を想定した。空力ブレーキ突入波および空力ブレーキ波については山梨実験線の単列車走行の実測データを用いて最大値を評価した。列車通過による圧力低下については単列車による実測と数値流体解析を実施した上で、計測データの得られていない空力ブレーキを展開した状態での二列車すれ違い走行による圧力変動の数値解析を実施し、その圧力変動の最大値を評価した。以下に本章で得られた知見をまとめる。

- (1) 単列車走行により生じるトンネル内での空力ブレーキ波の最大値は、山梨実験線での7両編成および12両編成での計測結果から、列車編成の長い方が空力ブレーキ波の最大値が大きくなることが確認できた。これは、空力板の数が多くなることにより列車全体に働く空気抵抗が増加するためである。
- (2) 列車通過に対して7両編成列車の数値流体解析を実施し、同条件の実測結果とトンネル断面内の何れの計測点においても非常によく一致し空力板を開いた状態の流れ場を定量的に再現できることが検証された。また12両編成列車についても解析と実測の比較を行い、定量的によく一致することが確認できた。
- (3) 計測データの得られない空力板を開いた状態での二列車すれ違い走行の数値解析を実施した。7両編成および12両編成の解析結果から、列車先頭部から中間部までのすれ違いでは圧力降下割合が編成長によらずほぼ一定だが、列車後尾部では膨張波の影響と考えられる圧力降下割合の増加がみられた。列車最後尾の空力板がすれ違うときに最大負圧が生じた。
- (4) 空力ブレーキを開いた列車通過およびすれ違い走行では、圧力はトンネル覆工の周方向に分布荷重となり、空力板付近で最大負圧となる。
- (5) 営業線のトンネル覆工に作用する最大圧力を設定した。最大正圧は自列車と対向列車の空力ブレーキ突入波の重量による0.19（大気圧比）である。最大負圧は空力板を開いた二列車のすれ違いで生じ、空力ブレーキ波、すれ違いによる圧力低下および空力板の局在圧力の重量で算定され、その値は-0.21（大気圧比）である。

参考文献

- 1) 山崎幹男，若原敏裕，永長隆昭，上野 眞，藤野陽三：超高速鉄道トンネル内に生じる圧力変動評価：土木学会論文集，No.738/I-64,pp.171-189,2003.7.
- 2) 山崎幹男，加藤 覚，若原敏裕，岡崎真人，上野 眞，藤野陽三：超高速鉄道トンネル内の圧力変動に対する覆工構造の設計，土木学会論文集，No.752/I-66,pp.119-131,2004.1.
- 3) 神津正明：連載 21世紀の鉄道 超電導リニアモーターカー 第2回 超電導リニア車両，月刊金属，pp.76-80,2006.12.
- 4) 大島浩：超電導リニア技術の概要，日本機械学会誌，Vol120,No.1179,pp20-27,2017.2.
- 5) 白國紀行：高速鉄道における技術の進化—東海道新幹線の高速度化と超電導リニアによる中央新幹線—，日本機械学会誌，Vol.120,No.1179,pp.7-9,2017.

- 6) 前田達夫：列車の空力学的特性およびトンネル内微気圧波低減対策法に関する研究，鉄道技術研究報告，特別 20 号，51 巻，467 号，1998.
- 7) 本田敦，高橋和也，野澤剛二郎，土肥哲也，小川隆申，飯田雅宣，藤野陽三：超高速鉄道のトンネル内圧縮波伝播性状と出口側緩衝工による微気圧波低減効果，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol.71, No.1, pp.128-138, 2015.
- 8) 山本彬也，「列車とトンネルの空気力学」鉄道技術研究報告 No.1230,1983.
- 9) 山本彬也：新幹線トンネルの圧力変動・空気抵抗・トンネル換気，鉄道技術研究報告，No.871,1973.
- 10) Vinokur, M. : "Conservation Equations of Gas-Dynamics in Curvilinear Coordinate Systems," Journal of Computational Physics, vol. 14, pp. 105-125, 1974.
- 11) Van Leer, B : "Towards the ultimate conservative difference scheme. V. A second order sequel to Godunov's method," Journal of Computational Physics, 23, 276-299, 1979.
- 12) Obayashi, S., Matsushima, K., Fujii, K. and Kuwahara, K., "Improvement in Efficiency and Reliability for Navier-Stokes Computations Using the LU-ADI Factorization Algorithm", AIAA paper 86-0338, Jan., (1986).
- 13) Fujii, K.: "A Method to Increase the Accuracy of Vortical Flow Simulation" AIAA Paper, 88-2562, 1988.
- 14) Ogawa, T. and Fujii, K. : Numerical Investigation of Three-dimensional Compressible Flows induced by a Train Moving into a Tunnel, Computers and Fluids, Vol.26, No.6, pp.565-585, 1997.
- 15) K. Fujii and T. Ogawa: Aerodynamics of High Speed Trains Passing by Each Other, Computers & Fluids 24(8), pp.897-908, 1995.
- 16) 井上大輔，勝地弘，山田均，西尾由美子，河合良道，田中浩史：風洞実験によるソーラーパネルに作用する風荷重計測，土木学会第 67 回年次学術講演会，I -316, pp.631-632, 2012.
- 17) 山崎幹男，上野眞，加藤覚，若原敏裕，岡崎真人，野澤剛二郎：高速すれ違い時のトンネル内圧力変動現象，土木学会第 58 回年次学術講演会 I -213,pp.245-246,2003.

第3章 覆工コンクリートの応力解析

3.1 はじめに

第2章では、最大正圧については、ともに16両編成の自列車と対向列車がそれぞれ500km/h走行で生成する空力ブレーキ突入波がトンネル内で重畳した場合を、最大負圧についてはトンネル内を上下線の16両編成の二列車がともに空力板を開いた状態で500km/hですれ違う場合を想定した。その結果、最大圧力はそれぞれ、正圧は0.19（大気圧比）、負圧は-0.21（大気圧比）となった。本章では、梁要素を用いたフレームモデルで覆工コンクリートをモデル化し、これら最大圧力の作用によるトンネル覆工構造の挙動を把握する。

3.2 解析手法の概要

列車走行に伴う圧力変動に対するトンネル覆工構造の設計・照査をおこなうために、覆工の応力解析により覆工コンクリートの応力状態を把握する。

既往の研究¹⁾では、トンネルの覆工構造をトンネル軸直交断面での平面ひずみ問題として取り扱い、4節点ソリッド要素でモデル化した有限要素法により覆工コンクリートの応力を算定している。これは、設計実務で多用される梁要素を用いたフレームモデルで覆工コンクリートをモデル化し、梁要素の断面力から覆工コンクリートの応力を求める方法では、一般的に実際よりも過大な応力状態を与えることが知られているためである。

本章の応力解析には、汎用FEM構造解析プログラムのAbaqus 6.11-5を用いた。なお、既往の研究¹⁾と同じ条件でAbaqusにより覆工コンクリートの応力解析を行った結果、既往の研究とほぼ同じ結果が得られたことを確認している。

3.3 解析モデル

既往の研究^{1),2)}では、図-1.10.に示した山梨実験線トンネル断面で覆工の応力解析が実施されているが、本研究では図-3.1.に示す営業線のトンネル断面および覆工構造を検討対象とする。営業線ではトンネル内空有効断面積は山梨実験線と同じ74m²であるが、実験線のトンネル断面より100mm天頂部が低い。覆工構造は地山側から、吹付けコンクリート、導水性向上のための導水材（不織布、厚さ3.0mm）、止水目的の防水シート（エチレン酢酸ビニルシート、厚さ0.8mm）、覆工コンクリート（厚さ300mm）で構成される。（図-3.1.）。

防水シートの弾性係数は導水材に比べ十分に大きいため地山を支持するばねとして導水

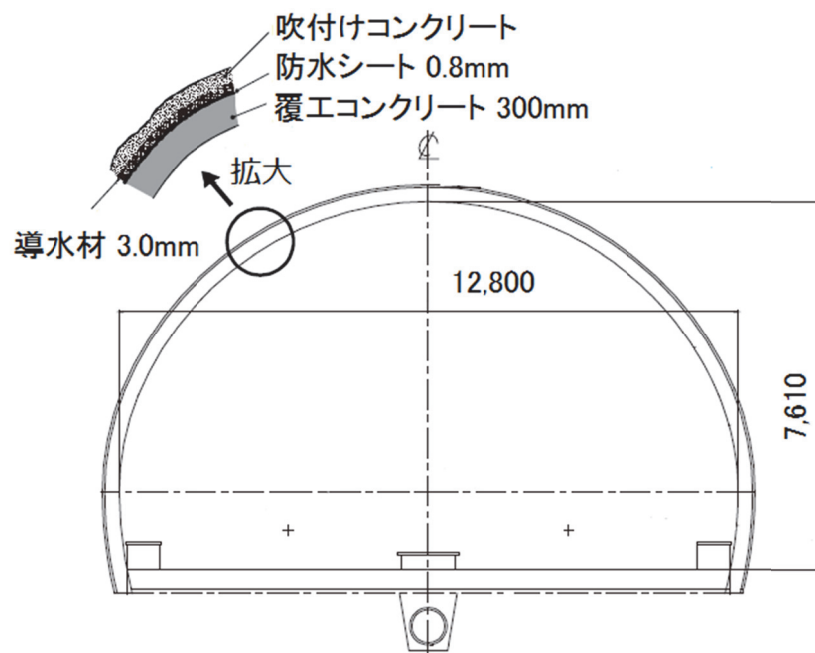


図-3.1. 営業線トンネル標準区間の断面（単位:mm）

材（不織布）と覆工コンクリートの弾性だけに着目したモデル化をおこなう．解析モデルの構築にあたり，次の２点を仮定した．1)地山は吹付コンクリート，ロックボルト等の支保工により安定が保たれ，覆工には地圧が作用しない．2)圧力変動による変形は，覆工コンクリートと覆工地山側に配置された導水材（不織布）のみに生じる．

覆工コンクリートと導水材は周方向に4節点ソリッド要素を用いて32分割し，また，厚さ方向に関して導水材は1分割，覆工コンクリートは3分割とした（図-3.2.）．

境界条件は，覆工の端部と導水材の地山側の節点変位を拘束した．覆工コンクリートの物性値を表-3.1.に示す．設計基準強度は，既往の研究と同じく 18N/mm^2 とする．また，ヤング係数とポアソン比，単位体積重量も既往の研究と同じ値を用いる¹⁾．

導水材の物性に関しては，既往の研究と同じく厚さ方向に受ける荷重と厚さの保持率の関

表-3.1. 覆工コンクリートの物性値

項目	値
設計基準強度	18N/mm^2
ヤング係数	22 kN/mm^2
ポアソン比	0.2

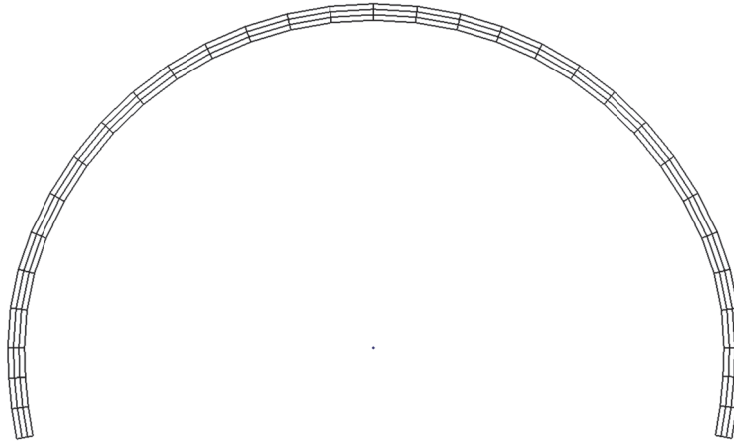


図-3.2. 覆工コンクリート応力解析モデル

係を用いている。既往の研究では、導水材（3.0mm）が受ける荷重 $X[\text{tf/m}^2]$ と厚さの保持率 Y [%] の関係から、導水材が受ける荷重 p $[\text{kN/m}^2]$ と厚さの保持率 Y [%] の関係式を下式のように与えている¹⁾。

$$Y = 100.152p^{-0.2214} \quad (3-1)$$

また、導水材のひずみ ε と導水材が受ける荷重 p $[\text{kN/m}^2]$ とひずみの関係を下式のように与えている。

$$\varepsilon = 1 - 1.00152p^{-0.2214} \quad (3-2)$$

導水材が荷重 p を受けている状態での微小な荷重とひずみの増分関係の接線弾性係数 E は式(3-2)を用いて以下のように評価できる。

$$\begin{aligned} E &= \frac{\partial p}{\partial \varepsilon} \\ &= \left[\frac{\partial}{\partial p} (1 - 1.00152p^{-0.2214}) \right]^{-1} \\ &= (1.00152 \times 0.2214)^{-1} p^{1.2214} \end{aligned} \quad (3-3)$$

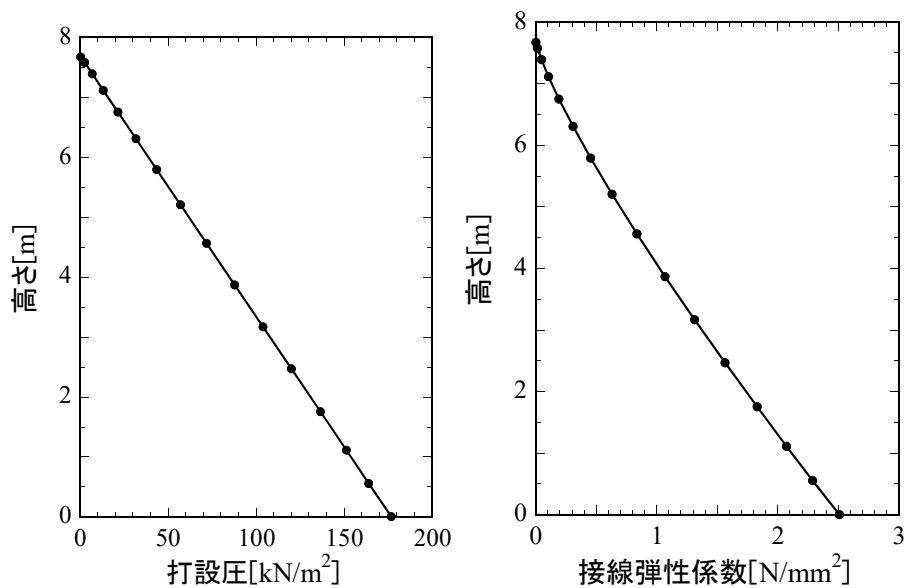


図-3.3. 覆工コンクリートの打込み高さと導水材の接線弾性係数の関係

すなわち、導水材は厚さ方向に受ける荷重が増加すると剛性が高くなる非線形特性を示す。

覆工地山側に配置された導水材は施工の際、覆工コンクリート打設時の圧力を受けて圧縮されると考えられる。この圧力を静水圧分布と仮定し、導水材が受ける荷重とその接線弾性係数の関係を用いて導水材の弾性係数の分布をコンクリート打ち込み高さの関数として図-3.3.に示すような分布に定めた。この関係を用いて、解析モデルの要素毎におおのの要素の中心位置で導水材の弾性係数を設定した。

3.4 荷重条件

解析に用いる荷重は、自重と2.5.3で設定した列車走行に伴うトンネル内圧力変動とする。検討ケースは表-2.3.に示したとおり最大正圧と最大負圧（非一様と一様）の3ケースである。

3.5 応力解析結果

3.5.1 最大正圧の応力解析結果

表-2.3.の最大正圧が作用した時の応力増分分布を図-3.4., 覆工の変位を図-3.5.に示す。図中の角度は、覆工の天頂部を0度として示している。また、図中の周方向応力は引張応力を正值、圧縮応力を負値としている。また、覆工の変位図では、荷重による覆工コンクリートの変形を2,000倍に拡大して表示している。

応力増分分布図からわかるように、覆工コンクリートの自重により周方向には圧縮応力が作用している。一方、天頂部では地山側の周方向圧縮応力が内空側よりも大きくなるため、径方向の応力は小さくなっている。自重による変形で覆工コンクリートの肩部 ($\pm 45^\circ$) でも周方向では圧縮応力が作用しているが、地山側よりも内空側の方が圧縮応力が大きくなっている。

空力板を開いた列車による正圧の変動圧力が作用すると地山側に覆工コンクリートが押されることになり、自重により周方向に圧縮応力を受けていた覆工コンクリートが端部を除くと引張応力を受けている。天頂部の地山側、肩部の内空側で引張応力が大きくなっており、それぞれ 0.27N/mm^2 、 0.24N/mm^2 となっている。また、端部に行くにしたがって引張応力は小さくなっている。

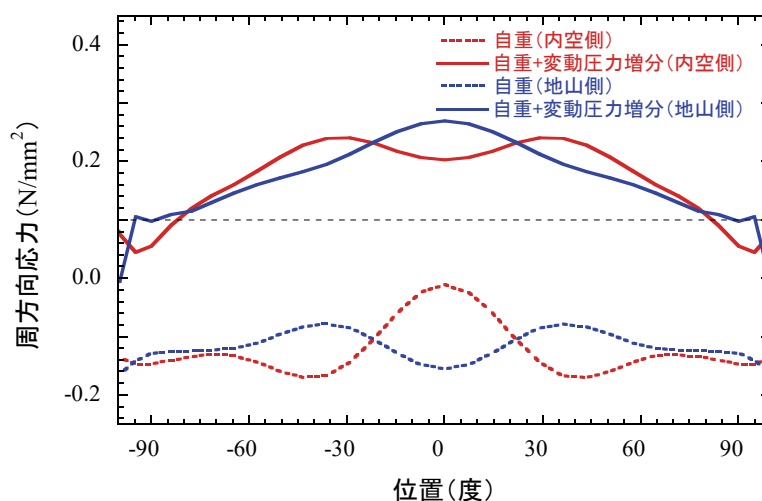
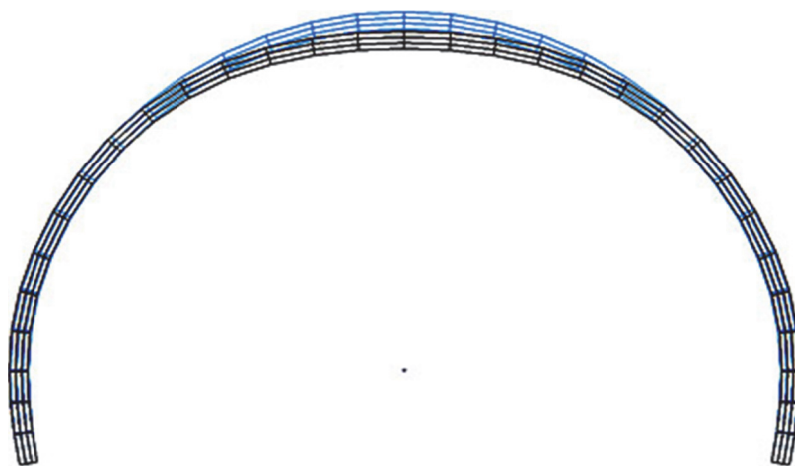
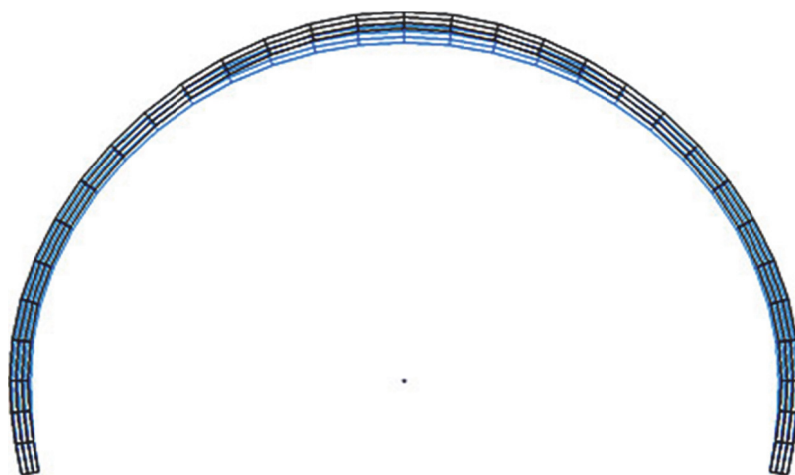


図-3.4. 圧力変動による周方向の応力増分分布 (ケース 1)



(a) 自重



(b) 自重+圧力変動

図-3.5. 自重と圧力変動による覆工の変位（ケース1，変位を2,000倍で図化）

3.5.2 最大負圧の応力解析結果

表-2.3.の最大負圧が作用した時の応力増分分布を図-3.6., 覆工の変位を図-3.7.に示す. 自重による応力分布と変位については正圧と負圧で異ならないため示していない. 覆工の変位図では, 荷重による覆工コンクリートの変形を2,000倍に拡大して表示している. 空力板を開いてすれ違う二列車による負圧が作用すると自重により周方向に圧縮応力を受けていた覆工コンクリートが内空側に引張られるため, より大きな圧縮応力を受けることになる. 天頂部の地山側, 肩部の内空側で圧縮応力が大きく, ケース 2 ではともに -0.55N/mm^2 となっている. また, 端部に行くにしたがって圧縮応力は小さくなっている. 一方, 最大負圧が一樣な分布であるケース 3 では, 非一樣な分布のケース 2 よりも 10%以上大きな圧縮応力となっていて, 地山側の天頂部で -0.63 N/mm^2 , 内空側の肩部で -0.62 N/mm^2 となっている. 一樣な圧力分布を与えているケース 3 の方が, 局所的な圧力分布を与えているケース 2 よりも圧縮応力がほぼ全周で上回っていることから, 覆工構造にかかる応力の検討においては空力板による局所的な圧力変動を最大負圧として一様に作用させることで設計上安全側の評価となる.

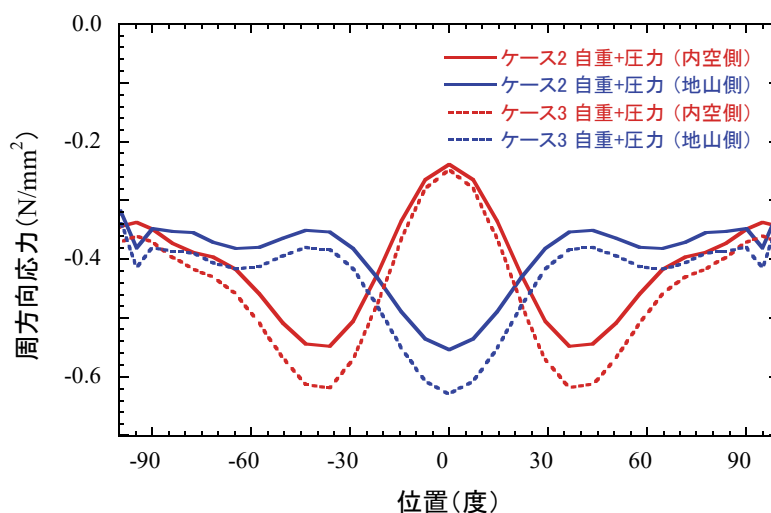
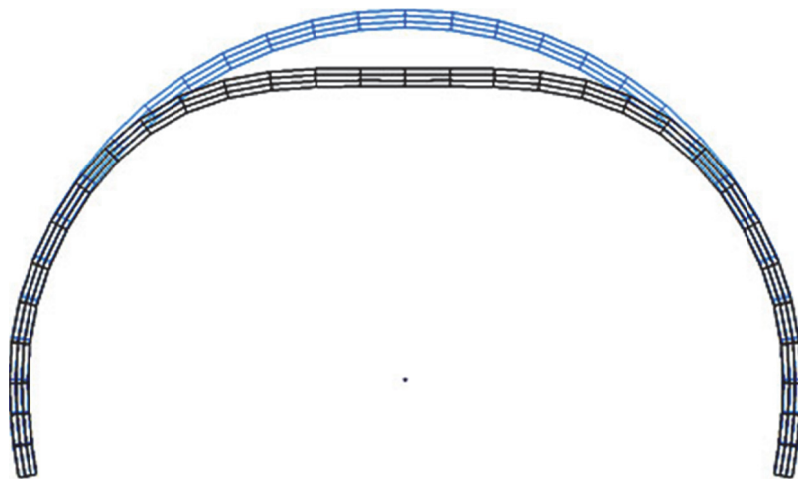
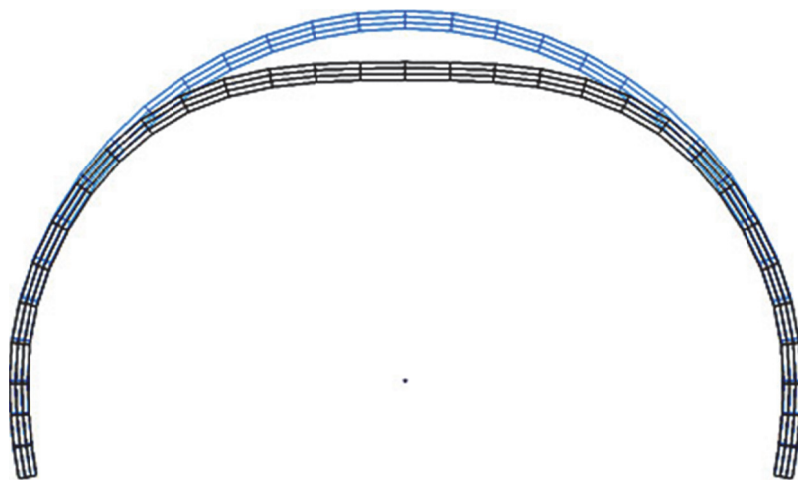


図-3.6. 自重と圧力変動による周方向応力分布の比較 (ケース 2 とケース 3)



(a) ケース 2 (非一様分布)



(b) ケース 3 (一様分布)

図-3.7. 自重+圧力変動による覆工の変位 (ケース 2, 3, 変位を 2,000 倍で図化)

3.6 断面形状の違いによる影響

前述したように、本論文と既往の研究ではトンネル断面形状が若干異なっている。このため、既往の研究に対して本論文の覆工コンクリートに作用する応力状態が変化する原因として、最大正圧の違いだけでなくトンネル断面形状の違いの影響も考えられる。そこで、既往のトンネル断面に対して同様な最大正圧を作用させたときの覆工コンクリートの挙動を同様に解析し、本論文のトンネル断面による結果と比較して、断面形状の違いによる影響を調べる。

検討対象断面の内空側の形状を図-3.8.に示す。断面形状について、実験線断面ではSLより上のアーチ部はほぼ半円になっている。一方、営業線断面ではアーチ部の半径は実験線よりも若干大きい円弧になっているが、その範囲はSLより2m程度高い位置までで、そこから下のSLまでは半径が小さな円弧になっている。その結果、営業線のトンネル断面は実験線のトンネル断面に比べ、やや扁平な形状となっている。

正圧作用時に覆工コンクリート表面に発生する周方向応力の増分の分布を図-3.9.に示す。また、覆工コンクリート内空側と地山側表面の周方向応力増分の平均値の分布を図-3.10.に、差の分布を図-3.11.に示す。

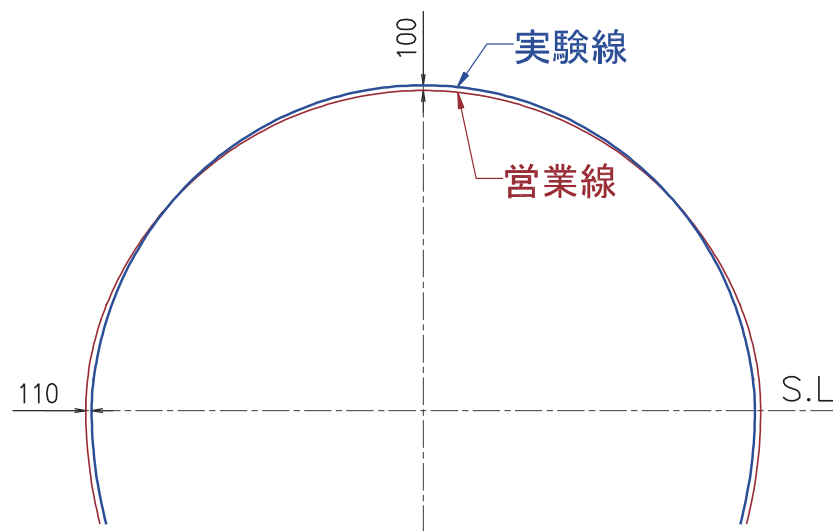
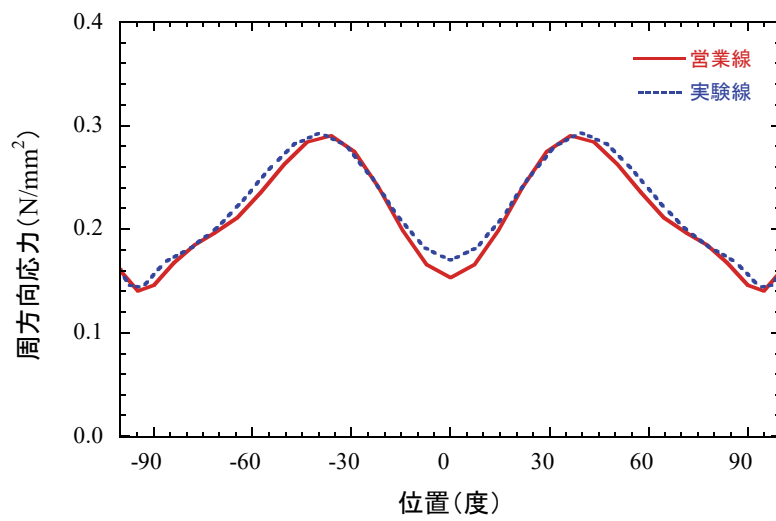
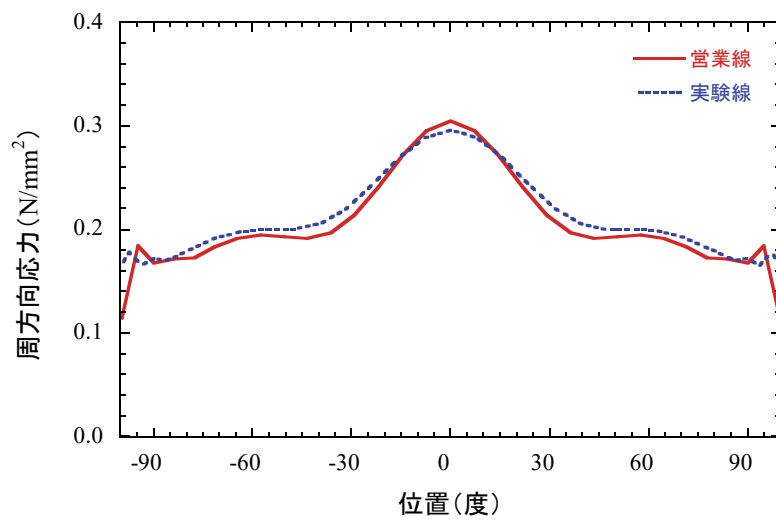


図-3.8. 覆工断面の内空側形状の比較（単位:mm）



(a) 内空側



(b) 地山側

図-3.9. 正圧作用時の覆工コンクリート表面の周方向応力増分分布の断面形状の違いによる比較

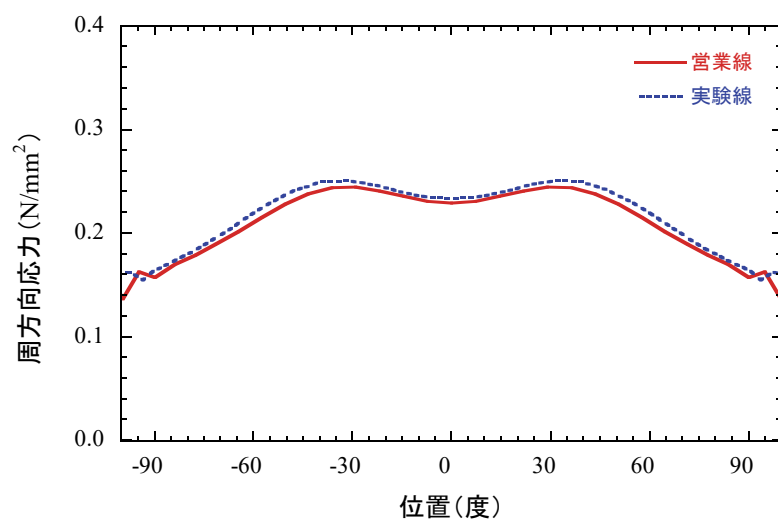


図-3.10. 覆工コンクリートの周方向応力増分の平均値分布

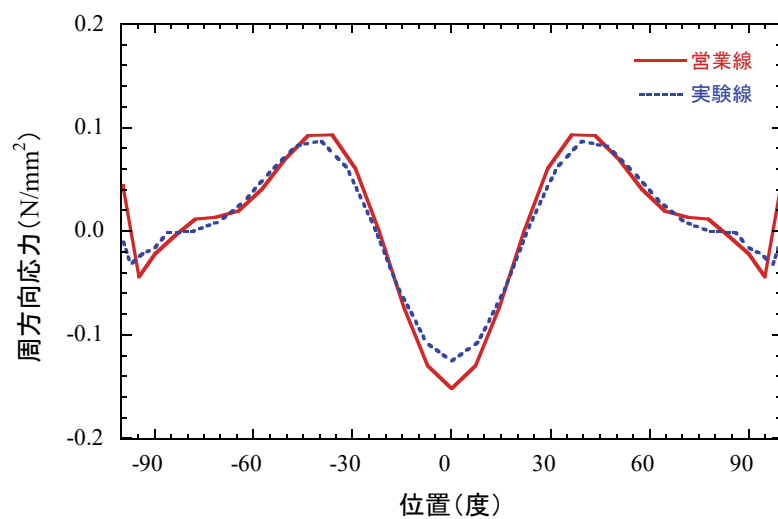


図-3.11. 覆工コンクリート内空側と地山側表面の周方向応力増分の差の分布

ただし、図中の周方向応力は引張応力を正值、圧縮応力を負値としている。平均値は覆工コンクリートの周方向軸力に、応力差は曲げモーメントにそれぞれ対応するものと考えられる。

正圧の作用によって、覆工コンクリート全体には引張応力が発生するが、境界条件や真円ではない形状のために一様な分布にはならない。内空側と地山側の平均値（図-3.10.）を見ても、全体的には実験線の方が営業線よりも応力増分が大きいことがわかる。これは、内空の高さが営業線の方が低く、より扁平な断面となっているためと考えられる。実験線ではアーチ部はほぼ半円の形状になっているのに対して、営業線では半径の異なる弧が組み合わされている。このために特に天頂部での曲げが大きくなり、引張応力平均値が全体的に低下していると考えられる。営業線で天頂部での曲げが大きくなることで、天頂部の地山側で引張応力が内空側よりも大きくなる割合が実験線よりも増加していることが図-3.9.で確認できる。この結果、平均的には営業線の引張応力が小さくなる天頂部において、地山側では営業線の方が実験線よりも引張応力が大きくなる結果となっている（図-3.9.）。しかし、最大正圧時の周方向応力増分の両者の差は、既往の研究¹⁾と本論文の最大正圧の違いによる差の方が大きく、断面形状による影響は小さいといえる。

3.7 まとめ

第3章では、第2章で設定した圧力変動荷重により覆工の応力解析を実施して覆工構造に生ずる応力を評価した。以下に本章で得られた知見をまとめる。

- (1) 負圧により覆工構造に生じる応力の検討では、最大負圧を一様に作用させることで設計上安全側の評価となった。
- (2) トンネル断面形状が山梨実験線から営業線で変更となっているが、それぞれのトンネルが最大正圧の作用を受けた際の応力分布の差は小さく、最大正圧の大きさの違いによる差に対して断面形状の違いによる応力への影響は小さいことを確認した。

参考文献

- 1) 山崎幹男，加藤 覚，若原敏裕，岡崎真人，上野 眞，藤野陽三：超高速鉄道トンネル内の圧力変動に対する覆工構造の設計，土木学会論文集，No.752/I-66,pp.119-131,2004.1.
- 2) 山崎幹男，若原敏裕，永長隆昭，上野 眞，藤野陽三：超高速鉄道トンネル内に生じる圧力変動評価：土木学会論文集，No.738/I-64,pp.171-189,2003.7.

第4章 トンネル内圧力変動再現モデル

4.1 はじめに

突入波や退出波はトンネル内を伝播しトンネル坑口に達すると、その大部分は反射波として正負反転してトンネル内をそれまでとは逆方向に伝播する。また、トンネル内を伝播する突入波、退出波およびそれらの反射波がトンネル内に設備された斜坑などの分岐坑を通過すると、これらの波は本坑と分岐坑に分岐するとともに、分岐内に伝播した波は分岐坑の坑口で反射して再び本坑内にも伝播する。一方、列車通過時には急激な圧力低下が生じるが、この圧力低下は列車とともに列車速度でトンネル内を進み、突入波、退出波、それらの反射波、分岐坑で分岐した新たな波と重なり合う。列車がトンネル内の分岐坑区間を通過する際にも本坑および分岐坑内に圧力波が生じ、同様に本坑内および分岐坑内を伝播していく。さらに超高速鉄道ではトンネル坑口に多孔板対策工が設置されており、突入波や退出波およびこれらの反射波などは複雑な現象となっている。

本章では、トンネル内に生じるこのような圧力現象をモデル化し特性曲線法による一次元解析モデルに組み込むことにより、上下線で1日に多くの列車が走行する営業線において、トンネル延長やトンネル内に配置される斜坑等の分岐部の配置やその延長が異なる各トンネル内の場所ごとに圧力の経時的な変化を合理的に予測する手法を提案する。

4.2 特性曲線法による一次元圧縮性流れ数値解析の概要

断面積が一定のトンネル内空気の非定常一次元流れの連続の式と運動方程式は以下のよう^{1),2)}に与えられる。

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} + \rho \frac{\partial u}{\partial x} + u \frac{\partial \rho}{\partial x} = 0 \quad (4-1)$$

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{1}{\rho} \frac{\partial P}{\partial x} = f \quad (4-2)$$

ここで、 P は圧力、 u は流速、 ρ は空気密度である。また、 x はトンネルに沿った距離、 t は時間、 f は摩擦力である。圧力波による圧力変動が大気圧と比較して十分に小さいと仮定すると、等エントロピー流れでトンネル内を断熱で温度が一定とすることで、空気密度 ρ と音速 a を一定値として扱うことが可能となる。

これらの基礎方程式をトンネル進行方向の前後に音速 a で移動する特性曲線上の常微分

方程式に書き直すと，圧力と流速のリーマン変数である $P \pm \rho au$ を下式で扱うことが可能となる¹⁾．

$$\left\{ \frac{\partial}{\partial t} \pm a \frac{\partial}{\partial x} \right\} (P \pm \rho au) = (\gamma - 1) \rho \phi \pm \rho af \quad (4-3)$$

ここで， ϕ はエネルギーの散逸， γ は空気の比熱比である．上式を時間に関して陽解法により特性曲線 $C^+ : \frac{dx}{dt} = a$ 上で離散化すると，以下の関係式が得られる．

$$(P + \rho au)_i^{n+1} = (P + \rho au)_{i-1}^n + \Delta t \{ (\gamma - 1) \rho \phi + \rho af \}_{i-1}^n \quad (4-4)$$

ここで下付き文字 i は等間隔で離散化された節点の位置 x_i の物理量，上付き文字 n は等間隔で離散化された時刻 t_n の物理量であることを示している．同様に特性曲線 $C^- : \frac{dx}{dt} = -a$ 上で離散化すると下式のようなになる．

$$(P - \rho au)_i^{n+1} = (P - \rho au)_{i+1}^n + \Delta t \{ (\gamma - 1) \rho \phi - \rho af \}_{i+1}^n \quad (4-5)$$

このとき，式(4-4)と式(4-5)を連立させると，時刻 t_{n+1} の圧力値 P と流速値 u を以下のように表すことができる．

$$P_i^{n+1} = \frac{1}{2} (A_{i-1}^n + B_{i+1}^n) \quad (4-6)$$

$$\rho au_i^{n+1} = \frac{1}{2} (A_{i-1}^n - B_{i+1}^n) \quad (4-7)$$

ただし，

$$A = \Delta t \{ (\gamma - 1) \rho \phi + \rho af \} \quad (4-8)$$

$$B = \Delta t \{ (\gamma - 1) \rho \phi - \rho af \} \quad (4-9)$$

である．この一連の解法の手順を図-4.1.に示す．

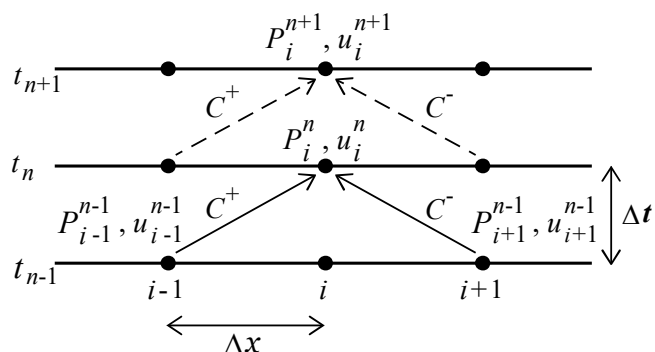


図-4.1. 特性曲線法による一次元流れの離散化

圧力波がトンネル内を伝播するとトンネル壁面やその他トンネル内設備との摩擦やエネルギー散逸により，圧力波の最大値は単調に減少する³⁾．本研究では式(4-3)の右辺の摩擦力 f とエネルギーの散逸 ϕ は以下のように与えられる¹⁾．

$$\begin{cases} f = -\frac{\lambda}{2d}u|u| \\ \phi = \frac{\lambda}{2d}|u|^3 \end{cases} \quad (4-10)$$

ここで， d はトンネルの水力直径， λ はトンネル壁面やその他トンネル内設備と流れの間に生ずる摩擦の係数である．

トンネルの摩擦係数 λ は山梨実験線で得られた実測結果を元に定める．列車トンネル突入時に発生した圧力波がトンネル内を伝播したときの最大圧力の実測値を図-4.2.に示す．圧力値はトンネル内の壁面に設置された絶対圧計 DPH-02 (P=1013hPa) により計測している．トンネルの全長は約 20km であるが，トンネル内の約 8km 地点に開口部があるため，その前後における伝播に伴う最大圧力の変化を **case1** と **case2** に分離して解析を行い実測結果と比較した．なお，山梨実験線のトンネル内空断面積は 74m² で，上下線の列車が走行する複線トンネルとなっている．本研究では山梨実験線の実測結果との比較においては，山梨実験線的环境にあわせて，気圧 97kPa，温度 15℃，空気密度 1.173kg/m³，音速 326m/s とし解析を行っている．

case1 では，0km 付近の圧力波の実測値を初期値としてコンクリート管を想定してまず $\lambda = 0.02$ としたが，図-4.2.からわかるように圧力波の減衰が小さく 8km 伝播した圧力波の実測結果を再現できなかった．そこで λ を徐々に増加させたところ， $\lambda = 0.06$ で実測と一致する結果が得られた．

case2 では、トンネル内開口部の先で得られた実測値を初期値、**case1** で同定した $\lambda = 0.06$ とした伝播の解析結果に基づく最大値を図中に示している。**case1**と同様に解析による圧力最大値は開口部よりも先でも摩擦により小さくなり、実測結果とよく対応している。ここで得られたトンネルの摩擦係数は既往の文献のコンクリート管の粗度と管径から得られる管摩擦係数よりも大きくなっているが、超高速鉄道では壁面だけでなくガイドウェイなどのトンネル内設備も含めた摩擦力となっているためである。

以上の結果から、トンネルの摩擦係数を $\lambda = 0.06$ とすることで、特性曲線法によりトンネル内の圧力伝播による最大値の変化を精度よく再現できることが確認された。

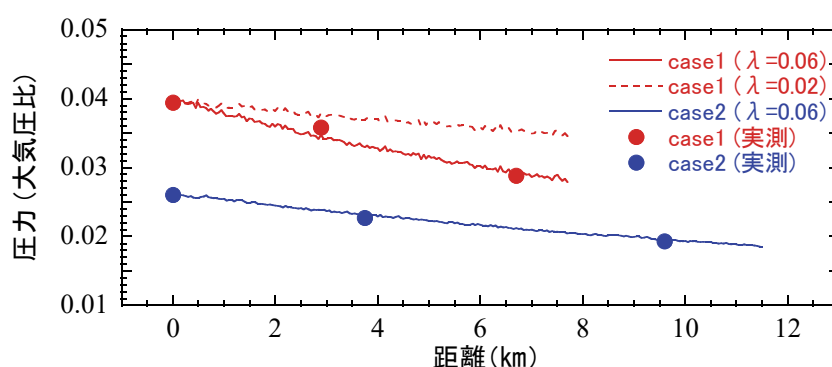


図-4.2. 圧力最大値の実測との比較

4.3 外部接続境界における流入・流出条件

外部接続境界から流入がある場合、境界からの流入損失係数を ζ_{in} とし、外部の大気圧を P_0 、境界直近の内部の圧力 P_1 、流速 u_1 の関係を以下の式で表すことができる。

$$P_0 - P_1 = \frac{1}{2}(1 + \zeta_{in})\rho u_1^2 \quad (4-11)$$

本研究では既往の文献⁴⁾を参考に流入損失係数 $\zeta_{in}=0.5$ としている。一方、外部境界から空気が流出する場合は、流出圧損係数 ζ_{out} は0とすることができるので、外部の圧力 P_0 と坑口直近の内部圧力 P_1 の関係を以下の式となるようにしている。

$$P_0 - P_1 = 0 \quad (4-12)$$

4.4 列車通過時の圧力変動のモデル化

列車がトンネル内を高速で走行すると、列車側面で空気の流れる断面が縮小することか

ら流れは加速し、大きな負圧が発生する．本研究ではそのような圧力変動を再現するために、山本⁵⁾の方法に従って解析を行う．この方法では、列車先頭部は流れが剥離しない程度に流線形であるとの仮定のもと、列車と移動する座標系において、列車先頭部の前後でトンネル断面積に対する列車断面積の比に基づいた連続の式とエネルギー保存則が成立するものとしている．また、列車後尾では流れが剥離することから、その前後では流量と列車の圧力抵抗を加えた運動量が保存するものとして、列車側面での圧力と流速を求めている．列車側面では列車の分だけ断面積が減少するため列車との相対風速が増加し、その結果、列車の先頭部通過時に圧力が急激に低下する．さらに列車側面では、トンネル壁面と列車表面の摩擦によって緩やかに圧力が低下する．トンネル内の摩擦力やエネルギー散逸 ϕ については式(4-10)に示した通りであるが、列車側面における摩擦力 f_t とエネルギー散逸 ϕ_t については列車との相対風速に基づいて以下の式で示される¹⁾．

$$\left\{ \begin{array}{l} f_t = -\frac{\lambda}{2d} \frac{1}{1-R} u' |u'| \\ \quad - \frac{\lambda_t}{2d_t} \frac{R}{1-R} (u' - v) |u - v| \\ \phi_t = \frac{\lambda}{2d} \frac{1}{1-R} |u'|^3 \\ \quad + \frac{\lambda_t}{2d_t} \frac{R}{1-R} |u' - v|^3 \end{array} \right. \quad (4-13)$$

ここで、 R はトンネル内空断面積に対する列車断面積の比、 λ_t は列車表面における摩擦係数、 d_t は列車の水力直径、 u' は列車側方の空気速度、 v は列車の速度である．列車表面の摩擦係数 λ_t については、数値解析によって求める列車通過時の圧力変動が実測結果と合うように $\lambda_t=0.007$ に設定している．

また、列車トンネル断面積比 R については、解析による列車先頭部での圧力降下量が実測と合うように、実際よりは15%大きい値を用いている．実列車の先頭部には台車部などの凹凸があり、列車に沿って境界層が大きく発達することで、空力学的には見かけ上の断面積が大きくなっていると考えられる．このため、実列車における列車トンネル断面積比よりも大きな値を用いることが必要となっている．

本手法による列車（12両編成 300m 長）のトンネル内通過時の圧力変動を実測結果と比較したものを図-4.3.に示す．摩擦係数の影響を示すため列車表面の摩擦係数を $\lambda_t=0.003$ と $\lambda_t=0.014$ としたケースについてもあわせて表示した．列車の先頭通過（時刻0秒）による圧力降下量と後尾通過（時刻2.2秒）による圧力回復量、および列車側面通過による圧力の緩やかな降下について、実測と $\lambda_t=0.007$ とした解析は定量的に一致している．さらに、列車後尾通過後の圧力回復についても、 $\lambda_t=0.007$ としたケースが実測と合っている．ただし、列車側面での圧力降下の様子を詳しくみると、解析では線形的に圧力が低下しているのに対して、実測では列車後尾に行くにしたがって圧力低下が緩やかになっているのがわかる．

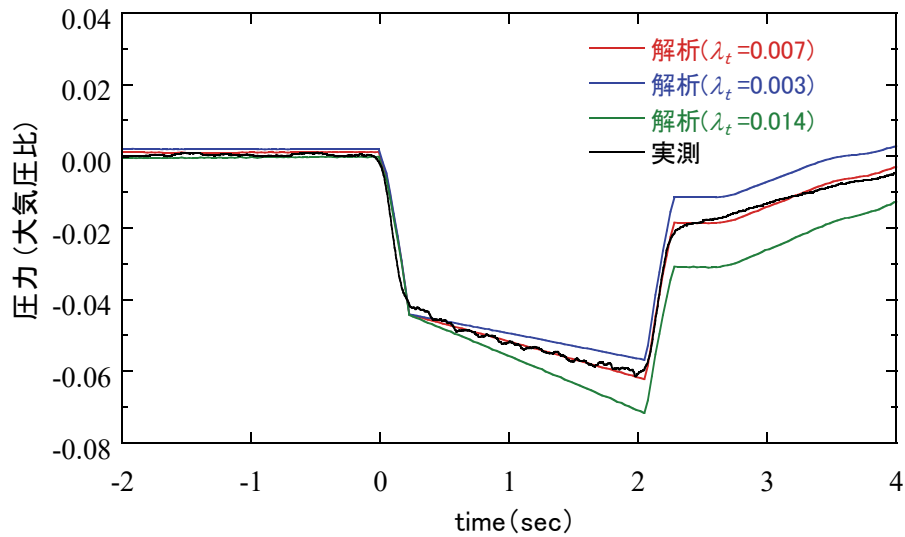


図-4.3. 列車のトンネル通過による圧力変動の実測と解析の比較（列車 12 両編成，500km/h 走行）

このため，列車長が今回の実測での 12 両編成よりも長くなる場合には，ここで得られた列車表面の摩擦係数 λ_t は若干過大となる可能性はある。

また，先頭と後尾通過による圧力変化を実測と比較すると，解析の方が直線的な変化となっている．これは解析の空間解像度を 5m としていて，実列車の滑らかな先頭，後尾形状の変化を再現できる解像度を有していないためである．ただし，この局所的な解像度不足が現象全体に与える影響は軽微である．

4.5 分岐・合流のモデル化

トンネル内の分岐・合流部における前後での流量連続と流れの分岐・合流による圧力損失を考慮した一次元離散化モデルが既往の研究⁶⁾で導かれている．図-4.4.に示すように列車が走行するトンネルに分岐・合流する斜坑などとの節点 (i, j) があるものとする．また，接続部のトンネル内前後の節点から接続している仮想的な節点を a, b とし，分岐・合流する斜坑などから接続している仮想的な節点を c とする．ここでは，節点 a から b と c に分岐する流れを仮定すると，流速と圧力に関して以下の式が与えられる．

$$u_a = u_b + ru_c \quad (4-14)$$

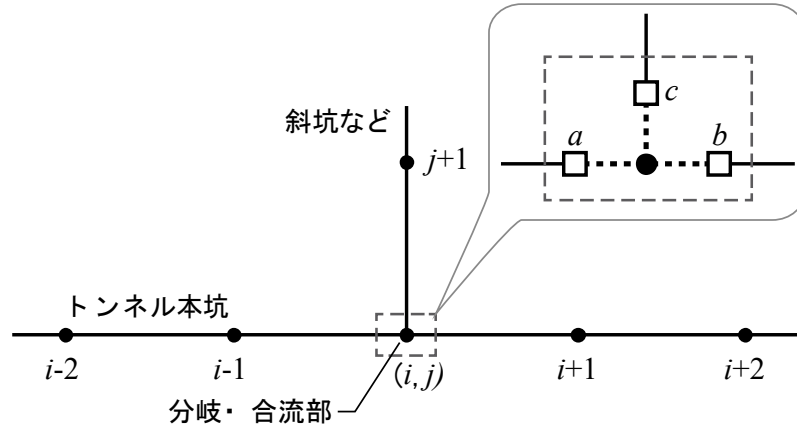


図-4.4. 分岐・合流部の解析モデル

$$\begin{cases} P_b - P_a = \frac{1}{2}\rho u_a^2 - \frac{1}{2}\rho u_b^2 + \frac{1}{2}\rho u_a^2 \zeta_{ab} \\ \quad \equiv \Delta P_{ab} \\ P_c - P_a = \frac{1}{2}\rho u_a^2 - \frac{1}{2}\rho u_c^2 + \frac{1}{2}\rho u_a^2 \zeta_{ac} \\ \quad \equiv \Delta P_{ac} \end{cases} \quad (4-15)$$

ここで、 r は斜坑など分岐した先の断面積と本坑断面積との比である。また、 ζ_{ab} 、 ζ_{ac} はそれぞれ ab 間、 ac 間の局所圧力損失係数で、既往の文献⁷⁾より与えられる。分岐・合流部には流れのパターンは6種類あり、式(4-14)、(4-15)と同様な式がそれぞれに成立する^{6), 8)}。流れのパターンは時間的に変化するため、本研究では各時間ステップに対して反復計算を行い、流れのパターンを決めるようにしている。

式(4-15)は非圧縮性の流れに対して成立するが、分岐・合流部において非定常的な圧力波については平面波を仮定した圧力のつり合い式が成立していると考える。小澤⁹⁾は斜坑・器材坑において以下の圧力のつり合いが成り立つものとしている。

$$\begin{cases} (1 + r/2)P_b - P_a = 0 \\ (1 + r/2)P_c - P_a = 0 \end{cases} \quad (4-16)$$

しかし、本研究では解析の時間刻み幅が十分に小さいことから、反射波による影響は考慮していない。

ただし、実際の現象では分岐部において圧力波と非圧縮性流れが混在していることが多く、両者を区別して数値解析に用いることはできない。そこで、本研究では、新たなパラ

メータ α_b , α_c を用いて, 式(4-15)と(4-16)を合成し, 圧力波と非圧縮性流れの双方を再現できる工夫を行った.

$$(e^{\alpha_b} - 1)(P_b - P_a - \Delta P_{ab}) + ((1 + r/2)P_b - P_a) = 0 \quad (4-17)$$

$$(e^{\alpha_c} - 1)(P_c - P_a - \Delta P_{ac}) + ((1 + r/2)P_c - P_a) = 0$$

$$\begin{cases} \alpha_b = |\Delta P_{ab}| / \left(\frac{1}{2} \rho a^2 \beta \right) \\ \alpha_c = |\Delta P_{ac}| / \left(\frac{1}{2} \rho a^2 \beta \right) \end{cases} \quad (4-18)$$

ここで, パラメータ α_b , α_c は分岐合流部での ΔP_{ab} , ΔP_{ac} の大きさに比例した変数で, 式(4-18)に示すように音速の自乗にパラメータ β を乗じた量で規準化している. パラメータ β の値は解析の安定性を考慮して本研究では 5×10^{-5} としており, その妥当性は後述する実測結果との比較で確認している. 上式により分岐合流部の ΔP_{ab} , ΔP_{ac} が小さい場合には, 圧力波の伝播に対応した式(4-16)が支配的になり, ΔP_{ab} , ΔP_{ac} が大きい場合には式(4-15)が支配的になる.

この分岐・合流のモデルを用いて, 図-4.5.に示す横坑を有するトンネル内を伝播してきた圧力波が分岐したときの様子を解析と実測で比較する. 横坑部と十分に離れている横坑手前約 4km 位置での計測値を初期値として, 特性曲線法により伝播, 分岐した圧力波が横

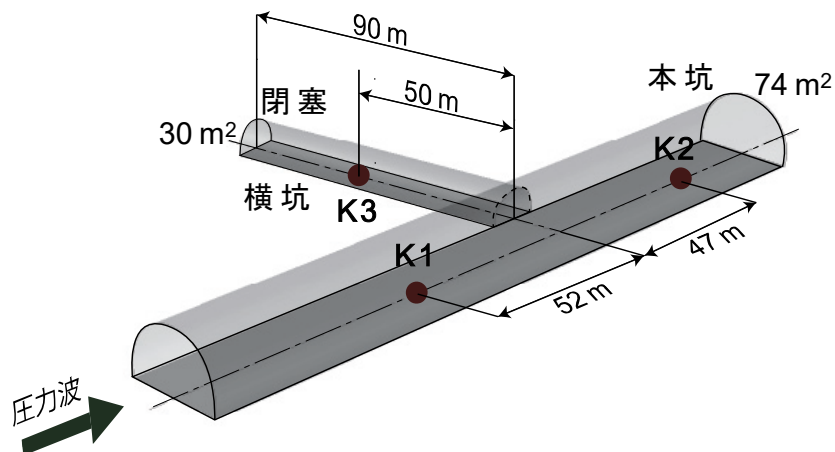
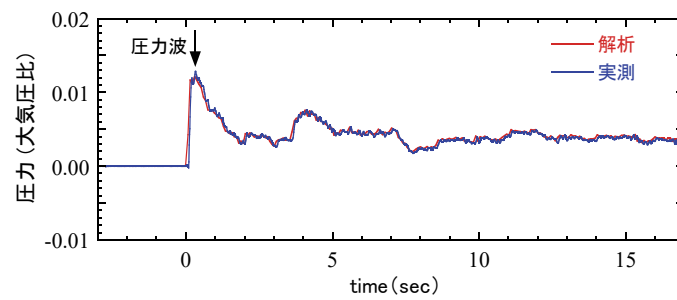


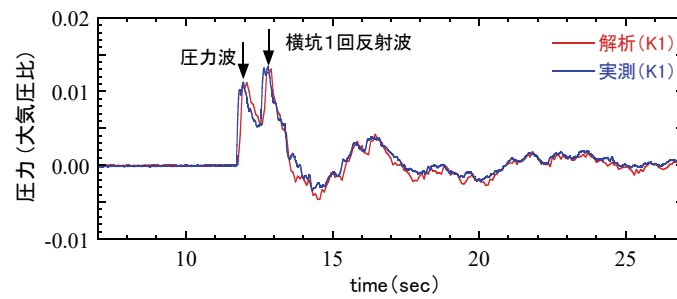
図-4.5. 圧力波が分岐する横坑を有するトンネルの模式図

坑端部（閉塞端）で反射し，本坑へ分岐，伝播していく様子を再現する．

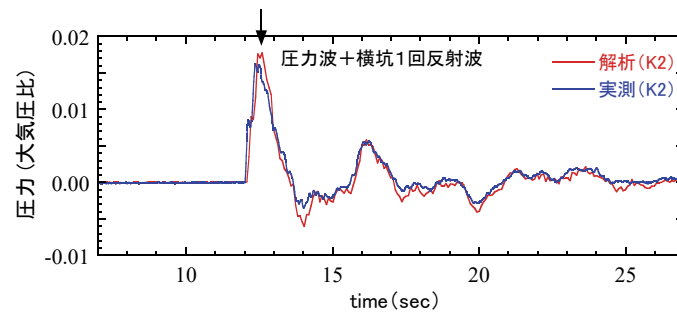
図-4.6.(a)に初期値として用いた横坑手前約 4km のトンネル内圧力の時刻歴を示す．時刻 0 秒付近に 3 両編成（約 80m 長）の列車の坑口突入波が見られる．横坑手前 52m 位置 K1 では時刻 12 秒付近に圧力波が到達しているが，圧力波到達後 0.8 秒程度で正の圧力波が重畳しているため，正圧のピークが 2 つ見られる（図-4.6.(b)）．これは，横坑で分岐した圧力波が横坑内を伝播して閉塞された端部において同位相で反射して，本坑内に合流後，計測点 K1 に到達したもの（横坑 1 回反射波）であり，解析は実測の波形をよく再現している．



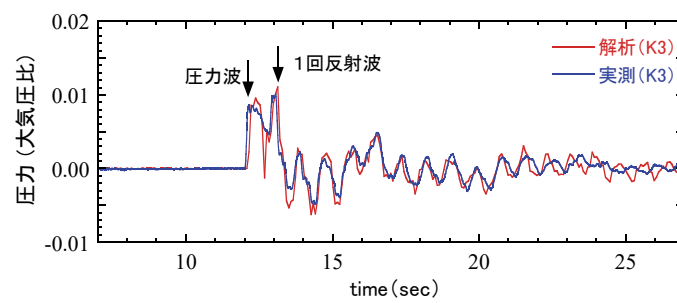
(a) 初期波形（横坑手前約 4km）



(b) 計測点 K1（横坑手前 52m）



(c) 計測点 K2（横坑先 47m）



(d) 計測点 K3（横坑内）

図-4.6. 圧力波の横坑分岐による圧力時刻歴の解析と実測の比較

横坑よりも先の計測点 K2 では、本坑を伝播してきた圧力波と、横坑 1 回反射波が重複することで初期波形よりも大きな圧力変動となっている（図-4.6.(c)）。

図-4.6.(d)の横坑内 K3 の圧力波形を見ると、分岐して横坑内を伝播してきた圧力波のピークが時刻 12 秒過ぎに見られ、さらに閉塞端部において同位相で反射した圧力波のピークが直後に現れている。実測における圧力波のピークの大きさは、横坑手前の K1 計測点の圧力波ピークよりも小さくなっており、解析でも圧力波のピークを概ね再現できている。

横坑内 K3 では 2 つの圧力波のピークが現れたのち、負圧のピークが時刻 13 秒過ぎに現れている。これは、圧力波が横坑内を 1 往復して本坑合流部で反射したときに発生した圧力波が逆位相となったためで、その後の重複反射による圧力変動に対しても解析は実測とよく対応している。また、本坑合流部での反射により現れた負圧の変動は、横坑内をさらに 1 往復した後に本坑に合流する。そのため本坑の K1 と K2 計測点では時刻 13.5 秒付近から負圧となっていく。このような横坑内の重複反射による圧力波の本坑合流も解析では実測をよく再現できている。

次にトンネル内にある横坑を列車が通過するときが発生する圧力波の再現について検討する（図-4.7.）。ここでは山梨実験線のトンネル内、長さ 600m の横坑との接続部を速度 400km/h で列車（3 両編成、約 80m 長）が通過したときに発生する圧力波について、実測と解析の比較を行う。横坑の断面積は 30m^2 で、端部は閉塞している。

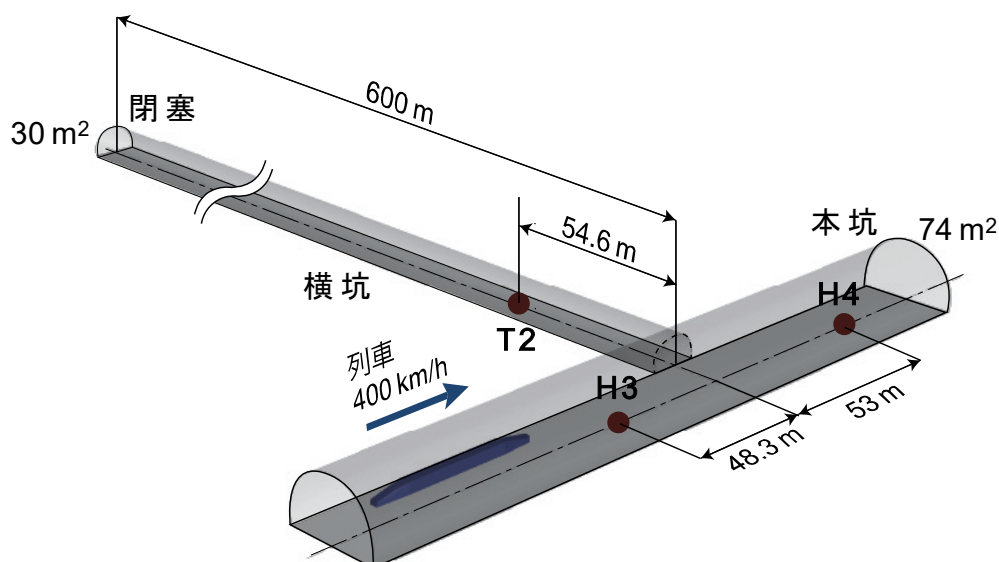
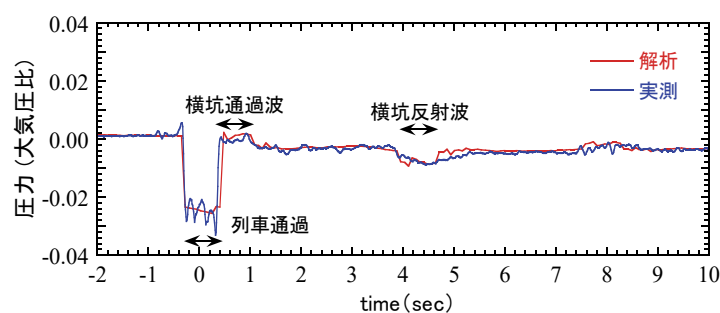
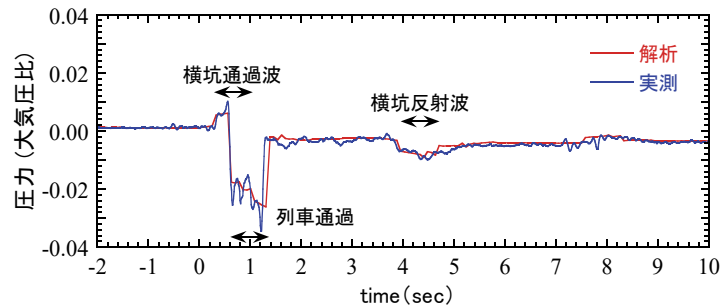


図-4.7. 中間に横坑を有するトンネルの模式図

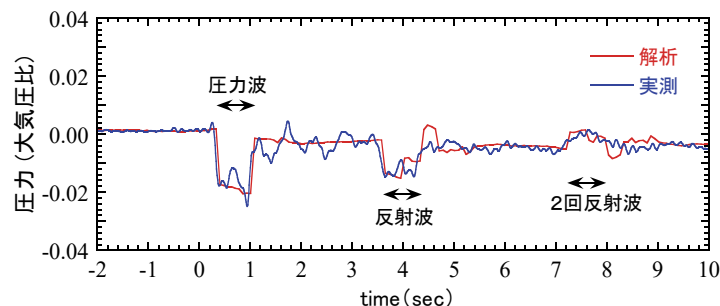
横坑はトンネル側面に接続し、さらに複線トンネルの片側を走行する列車通過による圧力波の発生は三次元的な現象であることから、特性曲線法による一次元解析モデルだけで再現することは不可能である。そこで本研究では、列車が横坑を通過するときには、横坑内の圧力変動が実測結果に合うように調整している。横坑分岐・合流部の計算点（図-4.4.の *c* 点）における圧力は、前節で述べた方法により横坑接続がない条件で列車通過時の本坑内圧力変動を算出し、さらに係数を乗じて補正している。ただし、この補正係数の編成長への依存性については確認する必要がある、今後の課題である。同時に本坑内にも横坑と逆位相の圧力波が発生するが、本坑の計算点（図-4.4.の *a*, *b* 点）に横坑とは逆位相で半分の大きさの圧力を加えている。



(a) 計測点 H3（横坑手前 48.3m）



(b) 計測点 H4（横坑先 53m）



(c) 計測点 T2（横坑内 54.6m）

図-4.8. 中間に横坑を有するトンネルにおける圧力時刻歴の実測と解析の比較

図-4.8.に本坑・横坑内部での圧力変動を実測と比較したものを示す。横坑先 53m の計測点 H4 では列車が横坑接続部を通過することで発生した正の圧力波（横坑通過波）が列車先頭部が通過する 0.3 秒前から 0.6 秒間観測されており、解析でも実測結果を再現できている（図-4.8.(b)）。横坑手前 48.3m の計測点 H3 においてもほぼ同じ時刻に横坑通過波が解析と実測の双方で観測されている（図-4.8.(a)）。

一方、横坑内の計測点 T2 では列車通過による負の圧力波が時刻 0.2 秒に見られ、その後 600m の距離を音速で往復する時間に相当する約 3.5 秒後に同位相の圧力変動（反射波）が現れている（図-4.8.(c)）。横坑内に発生する圧力波の大きさは実測に合うように解析では設定しているが、横坑端部で反射してきた圧力波の大きさも解析と実績とで概ねあっている。

図-4.8.(c)では圧力波が横坑端部（閉塞端）で反射し、さらに本坑との接続部で再反射したことによる正の圧力変動（2 回反射波）が解析でも再現されている。また、この反射波が本坑内に合流し、本坑内を前後に伝播している様子が、横坑前後の計測点 H3, H4 でも解析と実測の双方で確認される。なお、前述したように本解析では列車台車部などを再現していないため、横坑内に伝播する圧力波の局所的なピークは再現できていない。しかし、横坑から本坑に伝播する横坑反射波では局所的なピークの影響は小さくなっており、解析と実測の差異は小さく、覆工の疲労検討を行う上では影響がないものと考ええる。

トンネル覆工構造の疲労を検討するうえで、トンネル内に発生する圧力波の分岐や合流、横坑内の繰返し（重畳）による圧力変動を正しく再現できることは重要であり、実測との比較から、本手法が疲労検討のための圧力変動再現に十分な精度を有することがわかる。

4.6 列車突入による圧力波のモデル化

本研究では列車がトンネルに突入したときに発生する圧力波（以降、突入波と呼ぶ）および列車がトンネルから退出したときに発生する圧力波（以降、退出波と呼ぶ）の圧力変動について、山本⁵⁾の方法に基づいて解析を行う。

山本は圧縮性流体の連続の式、運動量の式およびエネルギーの式を一次元化し、列車前方の波面前後、トンネルに突入している列車側面の圧力と流速の理論解を導いている。この理論解は既往の研究^{1),6)}で、新幹線などの高速鉄道においても実測とよく一致することが確かめられている。さらに、斉藤ら¹⁰⁾は音速に対する列車速度の比（マッハ数）が大きくなった場合でも、精度よく一次元化で評価できる解析手法を提案している。

本研究で扱う超高速列車の速度は500km/hであり、既往の研究で扱った新幹線と比較するとマッハ数は倍以上となるが、トンネル断面積に対する列車の断面積の比が既往の研究よりも小さいため、既往の研究と同様にマッハ数に対する高次の項を無視している。

本研究では列車が後尾まで完全にトンネル突入するまで、山本の方法により得られた圧力と流速をトンネル坑口で境界条件として与え、トンネル内部の圧力と流速に関しては特性曲線法で解いている。列車のトンネルからの退出については山本の方法を参考に理論解

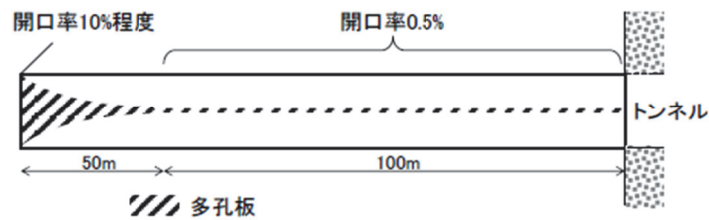


図-4.9. 山梨実験線の長さ 150m 緩衝工および多孔板開口率の平面図

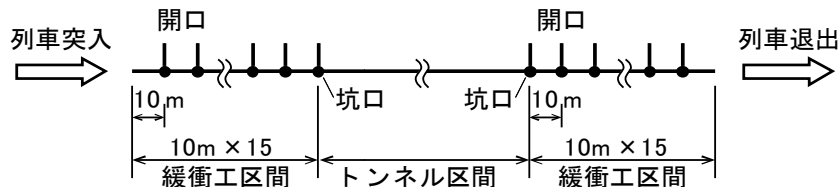


図-4.10. トンネル坑口に設置される緩衝工の解析モデル

を導き、列車退出時の境界条件として退出する側の坑口境界条件としている。

ところで、山梨実験線では微気圧波対策としてトンネル坑口に緩衝工が設置されている¹¹⁾。山梨実験線の長さ150m緩衝工および多孔板開口率を図-4.9.に示す。この坑口緩衝工は微気圧波を低減するだけでなく、列車のトンネル突入波の圧力変動、および最大値にも影響する。よって、トンネル覆工構造の疲労検討に用いる圧力変動を把握するためには、坑口緩衝工による効果を再現することが必要となる。

坑口緩衝工では多孔板対策工が150m程の区間に分布し、列車およびその突入波の通過に伴って空気の流出入が発生している。また、多孔板対策工を空気が流出入するときには、幾らかの圧力損失が発生している。そこで、多孔板対策工と同じ開口と圧力損失を持つ管を複数配置することにより、多孔板対策工の効果を特性曲線法で再現する。

具体的には、150mの緩衝工区間に10m間隔で15か所の分岐部を設け、長さ5mの管を接続している(図-4.10.)。緩衝工坑口に一番近い管の断面積は 11m^2 とし、次の管以降、50mの区間で徐々に管の断面積を小さくし、残りの100m区間の管の断面積を 1m^2 としている。これは実際の緩衝工における多孔板対策工の開口率が緩衝工坑口で最も大きく、奥に向かって行くに従って徐々に開口率が小さくなり、残りの100m区間では一定の開口率となっているの

に合わせている。また、緩衝工坑口の端部は外部の開空間に接続している。

特性曲線法における接続部、および外部との境界に関しては、4.5で述べた分岐・合流の手法により行っている。ただし、坑口から流入する流れの圧損係数 ζ_m を管路の解析で用いられる値よりも大きい4.0としている。このように大きい値とすることで圧力波が適切な大きさの圧力変動となるのは、通常の管路への流入とは異なり、入退出する列車が坑口に介在することで、流入に対する抵抗が大きくなっているためであると考えられる。

図-4.11.に150m緩衝工を有するトンネルへの7両編成列車（全長175m）突入時の圧力波について、実測と解析とを比較した結果を示す。計測位置は緩衝工坑口から約0.38kmで、列車は500km/hでトンネルに突入して計測位置まではほぼ等速で走行している。突入波の最大値は実測と解析でよく一致しており、列車後尾突入後の圧力の回復程度も両者はよく対応している。ただし、波面の形状および、列車後尾部が突入（列車先頭突入から約1.3秒後）したとき最大正圧となった後、列車先頭が通過するまでの圧力の下がり方が実測と解析で若干異なっている。この原因として、前述した解析の空間解像度が不足していることのほか、列車後尾に発生する渦などの複雑な後流の影響を本解析では考慮していないことが考えられるが、明確には分かっていない。

図-4.12.に150m緩衝工を有するトンネルから7両編成列車が退出したときに発生する圧力波について、実測と解析で比較したものを示す。計測位置は坑口から約0.38kmで、列車は500km/hで計測位置を通過後にトンネルから退出している。時刻2秒過ぎに列車後尾が計測位置を通過し、その直後から列車の緩衝工通過により時刻4.4秒で圧力が徐々に回復しているが、実測と解析でその性状はよく一致している。緩衝工坑口から退出したときに発生する正圧の波が到達した時刻5秒後以降でも、解析の空間解像度が不足することによる波面の立ち上がりが解析で急峻になっている他は、最大値も含めて解析と実測はよく対応している。

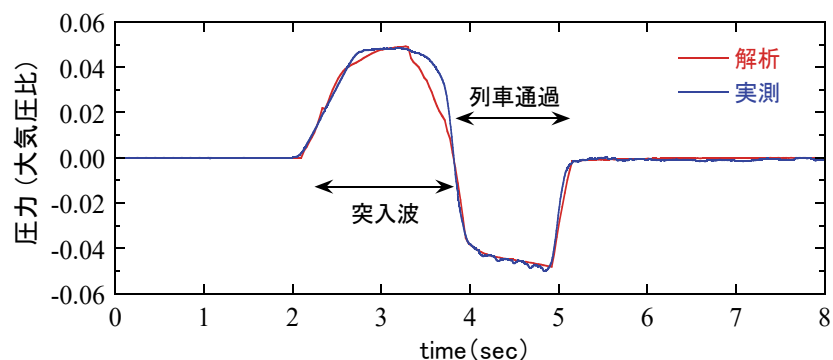


図-4.11. 緩衝工を有するトンネル坑口を突入した列車による圧力波の実測と解析の比較（列車7両編成，500km/h 走行）

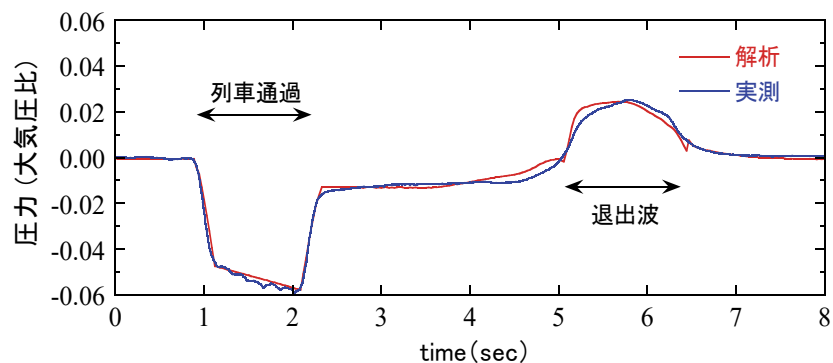


図-4.12. 緩衝工を有するトンネル坑口から退出した列車による圧力波の実測と解析の比較（列車7両編成，500km/h 走行）

4.7 まとめ

第4章では、まず特性曲線法による一次元圧縮性流れの数値解析の概要を示したうえで、列車走行によりトンネル内に生成する圧力波の最大値や伝播に伴う減衰、列車通過時の圧力低下、分岐・合流部や多孔板を有する坑口緩衝工での圧力波生成や反射など営業線で起こりうる現象をモデル化し、特性曲線法による一次元解析モデルに組み込む手法を提案した。その結果、本章では、この手法により解析結果が実測結果と定量的に一致していることを確認した。各モデル化によって得られた知見を以下にまとめる。

(1) 超高速鉄道トンネル内を伝播する圧力波の最大値の変化は、トンネルの摩擦係数を

$\lambda = 0.06$ とすることで、特性曲線法による一次元圧縮性流れのモデルにより精度よく再現できることを確認した。

- (2) 超高速鉄道トンネル内を列車が通過した際に生じる圧力変動について、列車表面における摩擦係数を $\lambda_t=0.007$ とすることで、列車の先頭通過による圧力降下量、後尾通過による圧力回復量、および列車側面通過による圧力の緩やかな下降が、12両編成、500km/hでの走行の実測値と解析結果が定量的に一致することを確認した。
- (3) トンネル内を伝播してきた圧力波が横坑で分岐する現象を解析で再現するため、実際の現象で混在することとなる圧力波と非圧縮性流れの双方を再現できる工夫を行った。その結果、横坑で分岐した圧力波が横坑内を重複反射し、この圧力波が本坑に合流する状況を含めて、解析では実測をよく再現できることを確認した。
- (4) トンネル内にある横坑を列車が通過するときに発生する圧力波を解析で再現した。列車横坑通過時の圧力波の発生は、特性曲線法による一次元解析モデルだけで再現することができないため、横坑内に生じる圧力変動が実測に合うように補正した。その結果、横坑端部で反射してきた圧力波の横坑内での大きさや、この反射波が本坑へ合流して本坑内の前後に伝播する様子についても、解析により実測を再現できることを確認した。
- (5) 列車がトンネルに突入あるいはトンネルから退出した際に生じる圧力波を再現するため、トンネル坑口に設置される多孔板緩衝工の解析モデルを提案した。このモデルでの解析では、突入波、退出波ともに最大値およびその性状が実測結果とよく一致することを確認した。

参考文献

- 1) 山本彬也：列車とトンネルの空気力学，鉄道技術研究報告，No.1230,1983.
- 2) 松尾一泰：圧縮性流体力学，pp.200-201，理工学社,1998.
- 3) 本田敦，高橋和也，野澤剛二郎，土肥哲也，小川隆申，飯田雅宣，藤野陽三：超高速鉄道のトンネル内圧縮波伝播性状と出口側緩衝工による微気圧波低減効果，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol.71, No.1, pp.128-138, 2015.
- 4) 日本機械学会：技術資料管路・ダクトの流体抵抗，p.53, 1979.
- 5) 山本彬也：新幹線トンネルの圧力変動・空気抵抗・トンネル換気，鉄道技術研究報告，No.871,1973.
- 6) 梶山博司，飯田雅宣，前田達夫：大深度地下鉄道の空気流動シミュレーション，鉄道総研報告，第7巻，第7号，pp.51-58,1993.
- 7) 建築設備大系編集委員会編：建築設備大系．4（建築設備設計 1 暖房・換気・空気調和），1978.
- 8) 齊藤実俊，宮地徳蔵，飯田雅宣：トンネル枝坑坑口からの微気圧波の低減方法，鉄道総研報告，vol.24, No.1, pp.41-44, 2010

- 9) 小澤智：トンネル出口微気圧波の研究，鉄道技術研究報告， No.1121,1979.
- 10) 斉藤実俊，飯田雅宣，梶山博司：鉄道トンネル内における 1 次元非定常圧縮性流れの数値シミュレーション，日本機械学会論文集 B， 75 巻， 760 号,2430-2439,2009.
- 11) 本田敦，高橋和也，野澤剛二郎，土肥哲也，小川隆申，飯田雅宣，藤野陽三：超高速鉄道トンネルにおける微気圧波の評価および緩衝工の提案，土木学会論文集 A1（構造・地震工学）， Vol.71,No.3,pp.327-340,2015.

第 5 章 営業線トンネルを想定したトンネル覆工に作用する圧力変動の評価

5.1 はじめに

本章では第 4 章で構築した特性曲線法による数値解析を用いて、営業線を想定した長短 2 ケースのトンネル覆工に作用する圧力変動の時刻歴算出を様々な条件の下でおこない、条件の違いによる影響を調べる。

5.2 解析の概要

ここでは営業線を想定した比較的短い全長 4km のトンネルと、全長 41.7km の長大トンネルの 2 ケースについて特性曲線法によりトンネル内の覆工コンクリートに働く圧力変動を予測する（表-5.1.）。

トンネル本坑の内空有効断面積は山梨実験線と同じ 74m^2 で、上下線が走行する複線トンネルとなっている。

列車は 16 両編成（400m 長）で、速度 500km/h 一定でトンネル内を通過し、上下線はそれぞれ 6 分間隔で走行するものとして 1 時間分の計算を行う。この検討では標準大気（気圧 101.3kPa，気温 15℃，空気密度 1.225kg/m^3 ，音速 340m/s）とした。

トンネルの前後に前述した長さ 150m の緩衝工が設置された全長 4km のトンネル（図

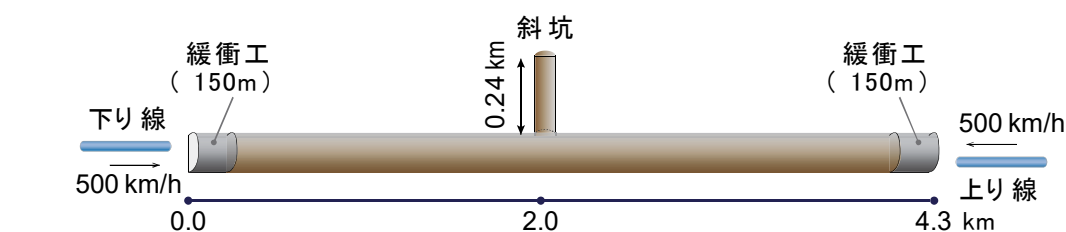
表-5.1. 営業線トンネル覆工疲労検討ケース

ケース	トンネル全長	斜坑	端部	突入時間差
4km－no.1	4km	なし		0 秒
4km－no.2		なし		30 秒
4km－no.3		1 本	開	0 秒
4km－no.4		1 本	閉	0 秒
41.7km－no.1	41.7km	10 本	開	0 秒
41.7km－no.2		10 本	開	30 秒
41.7km－no.3		10 本	開	90 秒
41.7km－no.4		10 本	閉	0 秒

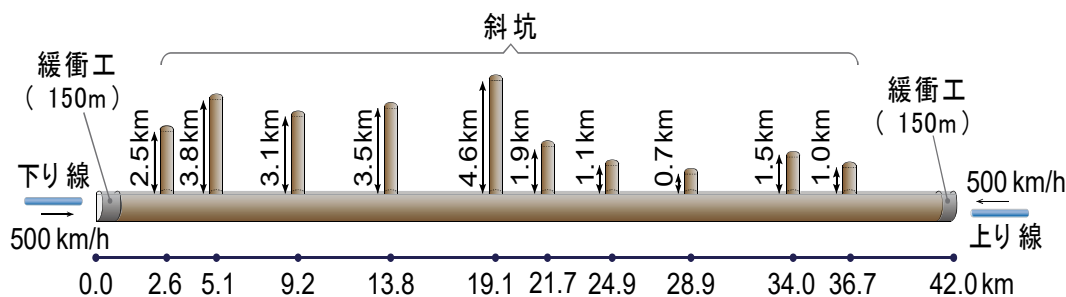
-5.1.(a) には、1.95km 地点に延長 0.24km の斜坑が接続する。斜坑の断面積は 30m^2 で、外気と通ずる端部では開放される場合と、閉じられている場合の 2 通りを考える。また、上下線列車が両坑口よりトンネルに突入するタイミングは列車ダイヤや列車の運行状況によって色々なケースが考えられるため、上下線のトンネル（緩衝工）突入を同時にしたケースと、30 秒ずらしたケースの 2 通りを考える。

一方、全長 41.7km の長大トンネル（図-5.1.(b)）は 10 か所で斜坑に接続し、さらにトンネルの前後には 4km トンネルと同様に 150m の緩衝工が設置されている。斜坑の断面積は 30m^2 で、延長は 0.7km と短いものから 4.6km と長いものまでである。この検討では上下線列車の突入時間差を 0 秒、30 秒、90 秒の 3 ケース行い、時間差の影響を調べる。また、斜坑の端部が閉じられている場合の影響についても調べる。列車の走行条件は 4km トンネルと同じで、やはり 1 時間分の計算を行う。

この検討では前章までに実測との比較で得られたパラメータを用いて営業線を想定した



(a) 4km トンネル



(b) 41.7km 長大トンネル

図-5.1. 営業線トンネルの解析モデル

解析を行う。列車長が長くなった場合、前述したように列車通過時の圧力変動が若干過大評価となる可能性があるが、覆工の疲労検討を行う上では安全側の評価となる。

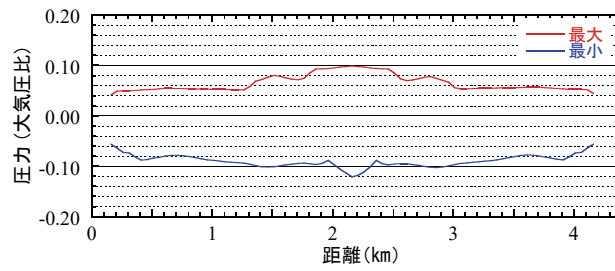
5.3 4km トンネルの解析結果

全長 4km のトンネルについて、各位置の時刻歴から求められた最大正圧と最大負圧（圧力値最小）の分布を図-5.2.に示す。斜坑なしで時間差 0 秒のケースでは両側から突入した列車の突入波、あるいは上下線二列車のすれ違いが本坑の中央 2km 付近で発生するため、最大正圧と最大負圧は他の位置よりも大きくなっている。トンネル覆工に引張応力が発生する正圧の最大値は中央付近で約 0.10 となっており、本坑端部の坑口に向かって行くほど小さな値となっている。

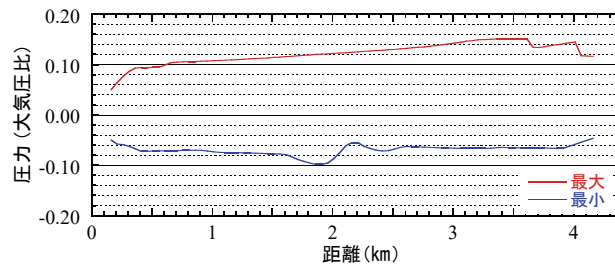
一方、時間差 30 秒では 4km 地点の本坑坑口付近で最大正圧は 0.10 と大きくなっており、反対側坑口（0km）に行くほど小さな値となる傾向にある。これは時間差 30 秒の場合、下り線列車のトンネル退出と上り線列車の本坑突入のタイミングがほぼ同じであるため、突入波と退出波がほぼ同時に発生し、反対側坑口（0km）に向かって減衰しながら本坑内を伝播するためである。

中央付近に斜坑のあるケースでは、同じ時間差 0 秒の斜坑なしのケースと同様に、本坑中央部で最大正圧と最大負圧が大きくなっている。ただし、斜坑端部が開いているケースでは突入波や退出波が斜坑を通過するたびに減衰するため、斜坑端部が閉じているケースよりも本坑中央付近で最大値が小さくなっている。つまり、圧力波は斜坑で分岐し、斜坑端部で逆位相の圧力波となって本坑内を伝播するために、突入波や退出波の最大値が減衰している。

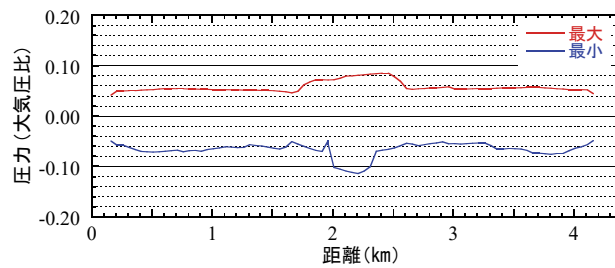
斜坑なしの 4km トンネルについて、最大正圧および最大負圧の値（大気圧比）を確認すると、最大正圧については時間差 30 秒の場合に約+0.15、最大負圧については時間差 0 秒の場合に約-0.12 となっている。これらの値は既往の研究¹⁾における斜坑のない延長 4km トンネルについて圧力波の重複度を 3 種類までと限定して求めた場合の最大正圧および最大負圧の値（大気圧比）+0.146 および-0.138 とよく一致している。



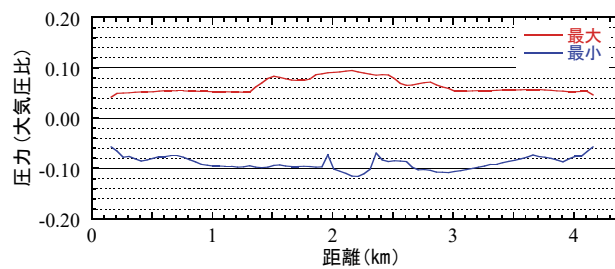
(a) 斜坑なし (時間差 0 秒)



(b) 斜坑なし (時間差 30 秒)



(c) 斜坑あり (端部開, 時間差 0 秒)



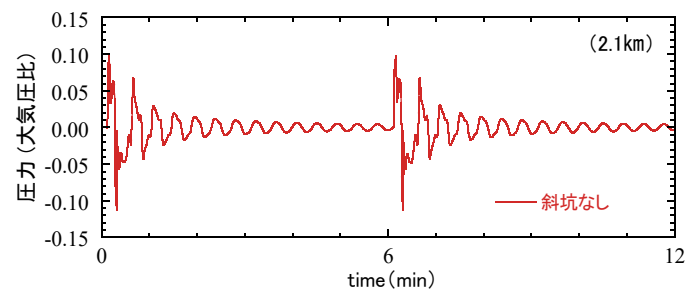
(d) 斜坑あり (端部閉, 時間差 0 秒)

図-5.2. 本坑内圧力変動の最大正圧, 最大負圧分布 (4km トンネル)

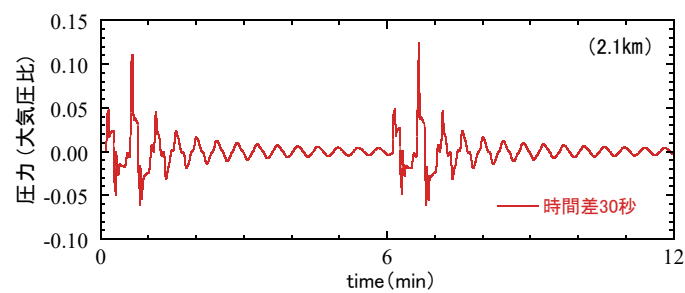
図-5.3.に本坑中央付近（2.1km 地点）における圧力の時刻歴（最初の 12 分間）を示す。同時に突入したケース（時間差 0 秒）では上下線の突入波が本坑中央で突入から約 6 秒で重なるため、大きな正圧（大気圧比 0.1 程度）が発生している。一方、時間差 30 秒では上り線の突入波が突入から約 6 秒後に到達した後、退出波と突入波が重畳しながら伝播するため、大きな正圧が時刻 36 秒付近に現れている。また、列車通過による大きな負圧がいずれのケースでも見られる。一方、斜坑なしの両ケースでは突入波や退出波が両坑口で逆位相となって繰返し反射しつつ 4km の本坑内を減衰しながら伝播するため、本坑の中央では音速で往復する時間の周期で変動しながら最大値が徐々に小さくなっている圧力波形が見られる。

斜坑あり（端部開）のケースでは、前述したように突入波や退出波は斜坑通過により減衰するため、本坑両坑口での重複反射はほとんど見られない。また、時刻 6 秒付近に現れる突入波の重なりによる最大正圧も斜坑なし（時間差 0 秒）に比べると小さくなっている。

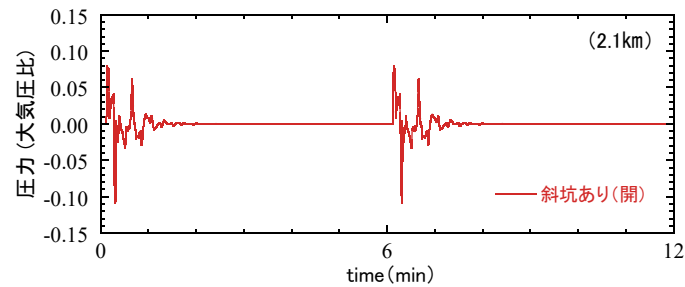
一方、斜坑あり（端部閉）のケースでは圧力波形の概観は斜坑なし（時間差 0 秒）とほぼ同じであり、斜坑あり（端部開）とは大きく異なる。このケースでは圧力波が斜坑で分岐するものの、斜坑端部が閉じていることで同位相のまま本坑に戻るため、突入波や退出波が大きく減衰することなく伝播している。さらに圧力波形を詳細にみると（図-5.4.）、正圧の波が斜坑で分岐し、分岐した波が斜坑内を重複反射することによる圧力変動が本坑内の圧力時刻歴に重畳している様子が見られる。その圧力は斜坑 1 往復に相当する約 1.4 秒で変動し、変動幅は大気圧比 0.01 程度で、突入波による大きな圧力変動（大気圧比 0.05 程度）に比べると小さい。ただし、トンネル覆工に引張応力として作用するような正圧の範囲で繰返し圧力変動があることで、トンネル覆工の疲労に悪い影響を与えることが想定される。



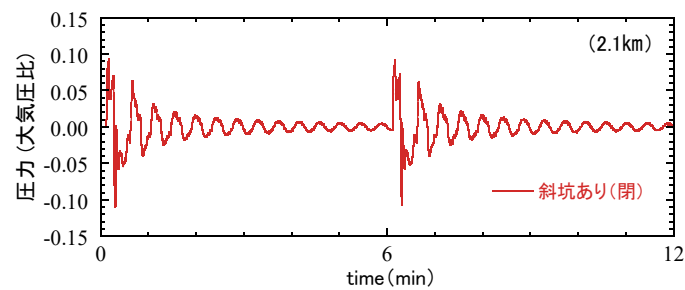
(a) 斜坑なし (時間差 0 秒)



(b) 斜坑なし (時間差 30 秒)



(c) 斜坑あり (端部開, 時間差 0 秒)



(d) 斜坑あり (端部閉, 時間差 0 秒)

図-5.3. 本坑内の圧力変動時刻歴 (4km トンネル, 2.1km 地点)

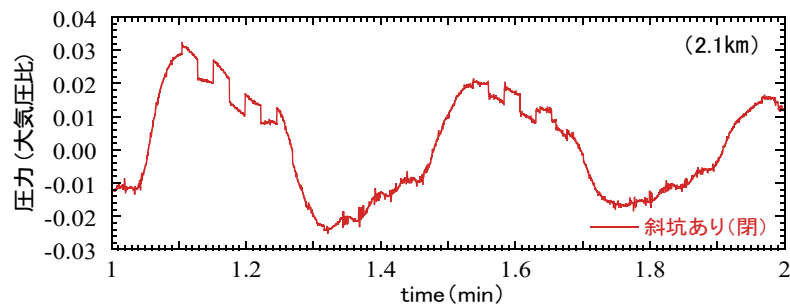


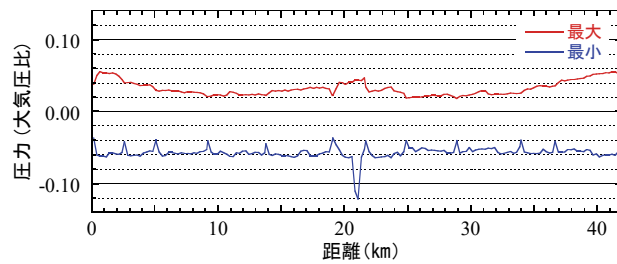
図-5.4. 本坑内の圧力変動時刻歴の詳細(4km トンネル 2.1km 地点, 斜坑あり端部閉)

5.4 長大トンネルの解析結果

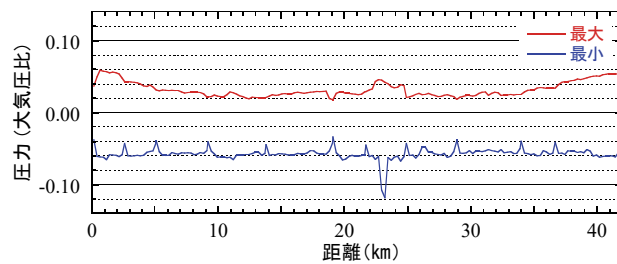
全長 41.7km の長大トンネルについて、各位置の時刻歴から求められた最大正圧と最大負圧の分布を図-5.5.に示す。時間差 0 秒では列車すれ違いが本坑の中央 21km 付近で発生するため、最大負圧は他の位置よりも大きくなっている。また、上下線の突入波が中央 21km 付近で重なるために最大正圧も周囲よりも大きくなっているが、4km トンネルの斜坑あり（端部開）に比べるとかなり小さい。さらに、坑口付近では最大値が大気圧比 0.06 と中央付近よりも大きくなっており、端部から中央付近まで最大値が減少していく。図-4.2.の結果から、本坑内を圧力波が伝播すると最大値が半減するのに十数 km を要することがわかるが、時間差 0 秒の結果では最大値は 7km 程度で半減している。このことは、4km トンネルと異なって長大トンネルには端部が開いている斜坑が多くあることで圧力波は斜坑を通過するたびに分岐し、最大値はより速く減少していくことを示している。

本坑内 16.1km 地点の圧力時刻歴を見ると（図-5.6.）、最初（約 47 秒）に到達する下り線列車による突入波はトンネル壁面による減衰と、斜坑通過による分岐で全てのケースで大気圧比 0.015 まで減少している。また、上り線突入波が時刻 76 秒に 16.1km 地点に到達するが、その最大値も大気圧比 0.016 に留まっている。一方で、列車が 13.8km の斜坑を通過したときに発生した正圧が 16.1km 地点に時刻 106 秒付近に到達し、斜坑端部開のケースでは圧力は突入波よりも大きく、16.1km 地点の最大値となっていることがわかる。

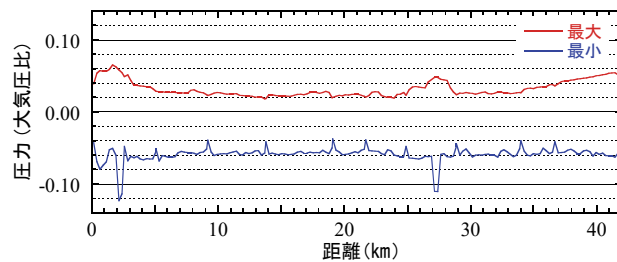
最大正圧がトンネル本坑端部の方が高く、中央では突入波が重なる位置付近で大きいという傾向は、他の斜坑端部開のケース（時間差 30 秒、時間差 90 秒）でも見られる（図-5.5.(b), (c)）。一方、斜坑端部閉のケース（図-5.5.(d)）ではトンネル本坑端部付近の最大正圧は他のケースとほとんど変わらないが、本坑中央に行くにしたがって低下する最大正圧の割合は他のケースよりも小さい。十数 km 付近でも最大正圧は半減していない。これは前



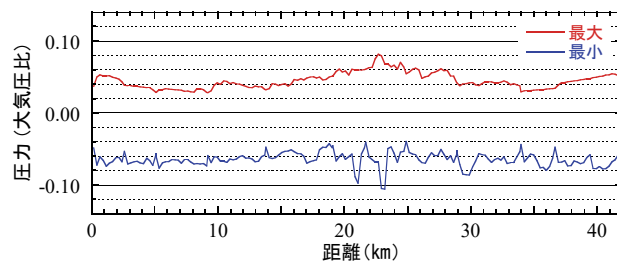
(a) 斜坑端部閉（時間差 0 秒）



(b) 斜坑端部閉（時間差 30 秒）



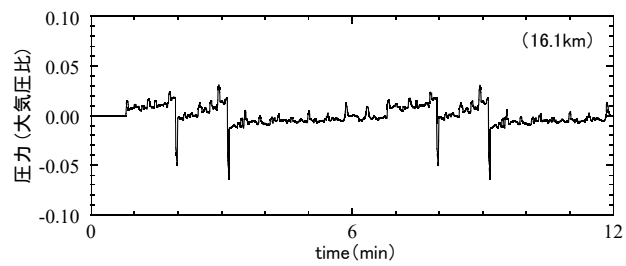
(c) 斜坑端部開（時間差 90 秒）



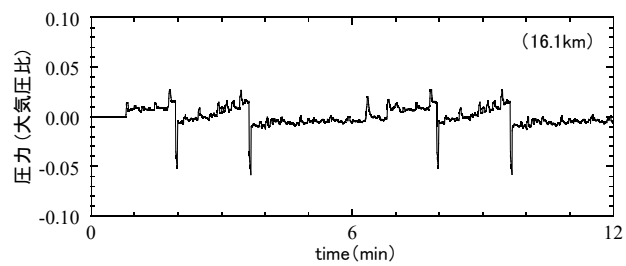
(d) 斜坑端部閉（時間差 0 秒）

図-5.5. 本坑内の圧力変動の最大正圧，最大負圧分布（長大トンネル）

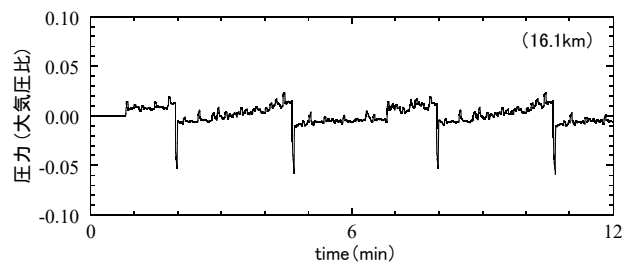
述したように圧力波は斜坑で分岐し，分岐後の圧力波が閉じている斜坑端部で同位相で反射することで本坑内に正圧の変動が伝播するためである．この結果，図-5.6.(d)の 16.1km 地点の時刻歴をみると，上り線突入波が到達したときには圧力は大気圧比 0.025 程度まで上昇しており，そこに下り線横坑通過波などが重なって最大正圧は大気圧比 0.04 以上となっている．



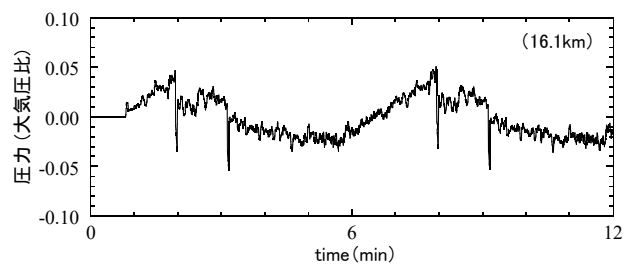
(a) 斜坑端部開（時間差 0 秒，16.1km 地点）



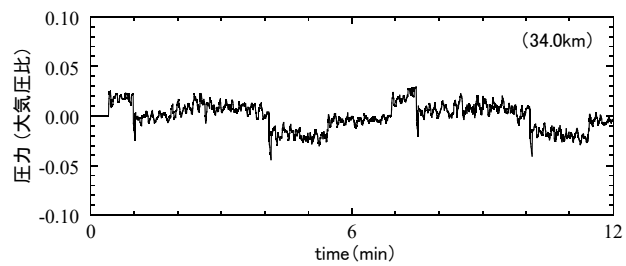
(b) 斜坑端部開（時間差 30 秒，16.1km 地点）



(c) 斜坑端部開（時間差 90 秒，16.1km 地点）



(d) 斜坑端部閉（時間差 0 秒，16.1km 地点）



(e) 斜坑端部閉（時間差 0 秒，34.0km 地点）

図-5.6. トンネル内圧力変動時刻歴（長大トンネル）

両坑口からの突入波が重なる 21km 付近でも、斜坑端部閉の最大正圧は大気圧比 0.08 程度となっており（図-5.5.(d)）、斜坑端部が開のケースよりも大きくなっている。このような差異も前述のように斜坑端部が閉じていることによる横坑通過波などが逆位相になることなく本坑内を伝播していることが影響している。

また、4km トンネルの斜坑端部閉のケースと同様に、斜坑内を重複反射することによる圧力変動で、各斜坑長さに応じた周期で圧力変動が生じている。このような周期的な圧力変動は 34.0km 地点の圧力時刻歴波形（図-5.6.(e)）にも見られており、斜坑から大きく離れていない本坑の全線で周期的圧力変動が発生している。この周期的圧力変動が正圧側で発生すると、覆工コンクリートの疲労に対して大きく影響することが予想される。

一方で、前述したように列車の横坑通過のように、列車が斜坑を通過することで正の圧力波が本坑内に発生する。同時に斜坑内には負の圧力波が発生し、端部で反射して本坑内に伝播する。このため、16.1km 地点の圧力は上り線の列車が通過した（約 3 分 6 秒）後、斜坑端部開（時間差 0 秒）のケース（図-5.6.(a)）では圧力は大きく変化しないのに対し、斜坑端部閉のケース（図-5.6.(d)）では大きく負圧にまで低下している。その 6 分後に通過する次列車による突入波で圧力が上昇するまで負圧が続いている。これは列車通過により斜坑内に発生した負の圧力波が本坑内に伝播したためである。

5.5 まとめ

第 5 章では、営業線を想定した長短 2 ケースのトンネルに対し斜坑の配置条件や列車運行計画を仮定し、第 4 章で構築した特性曲線法により圧力変動時刻歴を計算した。以下に本章で得られた知見をまとめる。

- (1) 4km トンネルでは、突入波と退出波が重なる時間差 30 秒で、上り線側坑口付近で大きな圧力変動となる。また、閉塞された斜坑があるトンネルでは斜坑内の重複反射の影響で周期の短い圧力変動が本坑内で繰返し見られる。
- (2) 長大トンネルでは開口した斜坑により中間の本坑内最大正圧は 4km トンネルよりも小さくなるが、閉塞された斜坑では通過波により中央付近の最大正圧が大きくなる。

参考文献

- 1) 山崎幹男，加藤 覚，若原敏裕，岡崎真人，上野 眞，藤野陽三：超高速鉄道トンネル内の圧力変動に対する覆工構造の設計，土木学会論文集，No.752/I-66,pp.119-131,2004.1.

第 6 章 覆工構造の破壊に関する安全性照査および疲労の検討

6.1 はじめに

本章では，第 2 章で評価した 16 両編成列車（全長 400m）の 2 列車がともに 500km/h で高速走行中に空力ブレーキを使用したときに生じる最大の圧力変動を作用させた際の覆工構造の破壊に関する安全性を確認する．安全性の確認は，限界状態設計法で実施するが，既往の研究との比較のために許容応力度法に基づく照査もあわせておこなう．

また，第 5 章で用いた営業線モデルトンネルに対して，営業線トンネルの供用期間におけるトンネル内の圧力変動時刻歴に基づいてトンネル覆工コンクリートに生じる応力の時刻歴を求め，覆工コンクリート構造の応力振幅を算定する方法により疲労安全性を確認磨る．

表-6.1. 照査に用いた安全係数

構造解析係数	材料係数	部材係数	構造物係数
γ_a	γ_m	γ_b	γ_i
1.0	1.3	1.1	1.2

6.2 覆工構造の破壊に関する安全性照査

ここでは，第 3 章の応力解析結果を基に，限界状態設計法による営業線のトンネル覆工コンクリートの破壊に関する安全性について照査をおこなう．また，既往の研究と同じく許容応力度法による照査も併せておこなう．表-6.1.に本論文で用いる安全係数（構造解析係数，材料係数，部材係数，構造物係数）を示す．

6.2.1 許容応力度法による照査

最大正圧作用時（ケース 1）の最大圧縮応力は自重のみが作用したときに，内空側では ± 45 度付近で -0.17N/mm^2 ，地山側では ± 100 度付近で -0.18N/mm^2 となっている（ケース 1）．一方，

最大引張応力は自重+圧力変動作用時に、内空側では±30 度付近で 0.24N/mm^2 、地山側では 0 度で 0.27N/mm^2 となっている。

まず、許容応力度法に基づく照査をおこなう（表-6.2.）。既往の研究と同様に無筋コンクリートの許容引張応力度 $\sigma_{ca}=0.29\text{N/mm}^2$ 、許容圧縮応力度 $\sigma'_{ca}=5.4\text{N/mm}^2$ とする²¹⁾。自重の作用による許容圧縮応力度と最大圧縮応力の比である許容圧縮応力度比 $\sigma_{\max}/\sigma'_{ca}$ は 0.03 程度である。また、正圧時の許容引張応力度と最大引張応力の比 $\sigma_{\max}/\sigma_{ca}$ は内空側で 0.83、地山側で 0.93 と、いずれも 1.0 を下回っている。以上より、正圧に対しては引張・圧縮のいずれの場合も、絶対値で許容応力度比 1.0 を超える応力は発生していない。

非一様分布の最大負圧作用時（ケース 2）の許容圧縮応力度と最大圧縮応力の比である許容圧縮応力度比は内空側、地山側はともに $\sigma_{\max}/\sigma'_{ca}$ は 0.10 と小さい。また、最大負圧で一樣な圧力分布としたケース 3 においても許容圧縮応力度比は内空側で 0.11、地山側で 0.12 とケース 2 同様に小さくなっている（表-6.3.）。

以上より、覆工コンクリートに作用する最大正圧、最大負圧に対して発生する最大圧縮応力と最大引張応力を許容応力度法にて評価した結果、許容応力度比 1.0 を超える応力は発生していないことがわかった。特に最大圧縮応力に対して、許容応力度比は 0.1 程度と小さく、空力板などによる局所的な圧力が発生する場合に対しても安全であることが確認された。

表-6.2. 許容応力度法に基づく最大正圧作用時の最大圧縮・引張応力の照査（ケース 1）

		最大圧縮応力 σ_{\max}	最大引張応力 σ_{\max}	許容応力度比
内空側	自重	-0.17N/mm^2		0.03
	自重+圧力変動		0.24N/mm^2	0.83
地山側	自重	-0.18N/mm^2		0.03
	自重+圧力変動		0.27N/mm^2	0.93

6.2.2 限界状態設計法による照査

本研究では覆工コンクリートの設計基準強度 f'_{ck} を 18N/mm^2 とし、断面力の安全性照査をおこなう。内空側あるいは地山側の最大圧縮応力を σ_{\max} とし、表-6.1.の構造物係数、構造解析係数を乗じた設計断面力は $S_d (= \gamma_i (\gamma_a \sigma_{\max}) A)$ である。さらに、材料係数、部材係数を考慮した設計断面耐力 ($f'_{ck} A / \gamma_m \gamma_b$) に対する S_d の比が 1.0 よりも小さくなるかで断面力の安全性を照査する。本論文で用いる照査の式は以下のとおりである。

$$\frac{\gamma_i(\gamma_a\sigma_{\max})A}{f'_{ck}A/\gamma_m\gamma_b} \leq 1.0 \quad (6-1)$$

また, 引張応力に対して覆工コンクリートの引張強度を $0.23 f'_{ck}{}^{2/3}$ として断面力の安全性照査をおこなう. 最大引張応力時の設計断面力 ($\gamma_i(\gamma_a\sigma_{\max})A$) と設計断面耐力 ($0.23 f'_{ck}{}^{2/3} A/\gamma_m\gamma_b$) の比を算定し, その比が 1.0 よりも小さくなるかで引張応力に対する断面力の照査をおこなう. 本論文で用いる照査の式は以下のとおりである.

$$\frac{\gamma_i(\gamma_a\sigma_{\max})A}{0.23 f'_{ck}{}^{2/3} A/\gamma_m\gamma_b} \leq 1.0 \quad (6-2)$$

限界状態設計法による最大正圧作用時における応力照査結果を表-6.4.に示す. 内空側で最大圧縮応力となる ± 45 度付近でも比は0.016程度と十分に小さい. また, 最大引張応力となる ± 30 度付近で照査結果は0.26程度で1.0よりも小さい. 地山側でも, 最大圧縮応力となる ± 100 度付近で0.018, 最大引張応力となる0度で0.29と1.0よりも小さい. よって, 正圧については内空側と地山側ともに安全性は十分に確保されているといえる.

限界状態設計法による最大負圧作用時における応力照査結果を表-6.5.に示す. 圧力分布が非一様なケース 2 では内空側で最大圧縮応力となる ± 36 度付近でも照査結果は 0.05 程度と十分に小さい. 地山側でも, 最大圧縮応力となる 0 度付近で 0.05 と 1.0 よりも小さい. 同様に一様な圧力分布のケース 3 でも, 最大圧縮力の照査結果は内空側, 地山側のいずれにおいても 1.0 を大きく下回っており, 負圧についても安全性は十分に確保されているといえる.

表-6.3. 許容応力度法に基づく最大負圧作用時の最大圧縮応力の照査(ケース 2 とケース 3)

		最大圧縮応力 σ_{\max}	許容圧縮応力度比
内空側	ケース 2	-0.55N/mm ²	0.10
	ケース 3	-0.62N/mm ²	0.11
地山側	ケース 2	-0.55N/mm ²	0.10
	ケース 3	-0.63N/mm ²	0.12

表-6.4. 限界状態設計法に基づく最大正圧作用時の最大圧縮・引張応力の照査（ケース 1）

		最大圧縮応力 σ_{\max}	最大引張応力 σ_{\max}	照査結果
内空側	自重	-0.17N/mm ²		0.016
	自重＋ 圧力変動		0.24N/mm ²	0.26
地山側	自重	-0.18N/mm ²		0.018
	自重＋ 圧力変動		0.27N/mm ²	0.29

表-6.5. 限界状態設計法に基づく最大負圧作用時の最大圧縮応力の照査（ケース 2 とケース 3）

		最大圧縮応力 σ_{\max}	照査結果
内空側	ケース 2	-0.55N/mm ²	0.05
	ケース 3	-0.62N/mm ²	0.06
地山側	ケース 2	-0.55N/mm ²	0.05
	ケース 3	-0.63N/mm ²	0.06

6.3 覆工構造に作用する応力の算定

前章までに検討したトンネル内の圧力変動時刻歴を覆工コンクリートに働く応力時刻歴に換算したうえで、覆工コンクリート構造の疲労検討を行う。トンネル内に発生する圧力変動が覆工コンクリートに働く応力については、第 3 章で検討を行っている。そこでは、時速 500km でトンネル内を走行する列車まわりの三次元圧縮性流体解析により得られた圧力分布を用いて、トンネル内周方向に一樣な正負圧力を受けた場合の覆工コンクリートの有限要素解析を行い、覆工コンクリートに作用する応力を算定している。その結果は、図-3.4. および図-3.6.に示したとおりである。これらの結果のうち、本章ではトンネル周方向に一樣な圧力の大きさに比例して、覆工コンクリートに作用する応力が増減するものとして、前章で得られた圧力を第 3 章の有限要素解析結果（図-6.1.に該当するケースを再掲）に基づいて応力に換算する。ただし、トンネル内の圧力が大気圧で静止状態であっても、覆工

コンクリートには自重による圧縮応力が働いている状態であるため、自重による応力からの変動分が正負それぞれの圧力変動に比例するものとしている。

本研究では、図-6.1の自重による応力分布から引張による疲労損傷が大きくなると予想されるトンネル覆工コンクリート天頂部（0 度）の覆工内空側に着目し疲労の検討を行う。表-6.6.にトンネル天頂部の自重による周方向応力と、最大正圧と最大負圧による自重による周方向応力からの増分を示す。また、4km トンネルと 41.7km トンネルについて、天頂部内空側の応力時刻歴を算定した結果を図-6.2.および図-6.3.に示す。

表-6.6. 有限要素で得られた解析圧力変動によるトンネル覆工構造の周方向応力増分

検査位置 (角度)	自重による応力 (N/mm ²)	圧力変動 (1kPa あたり) による応力増分(N/mm ²)
内空側 (0 度)	-0.010	0.0109

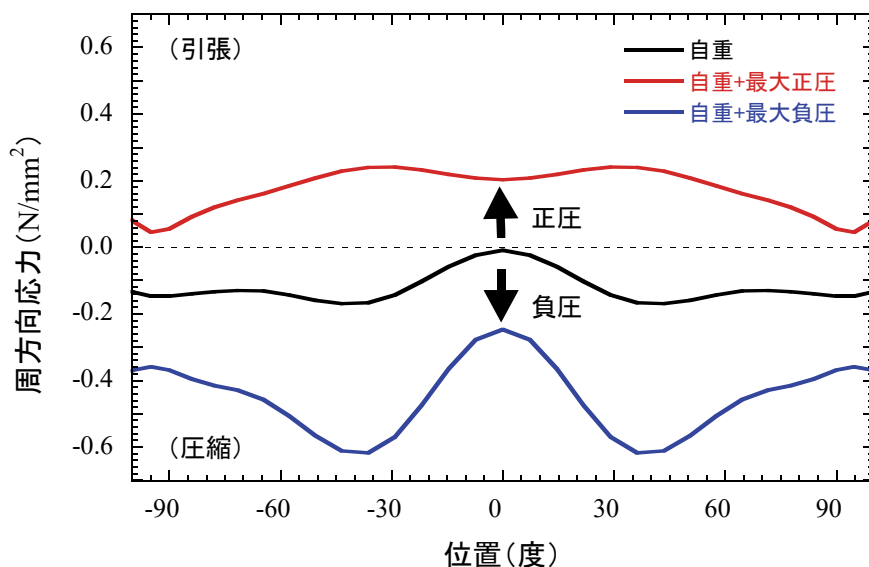
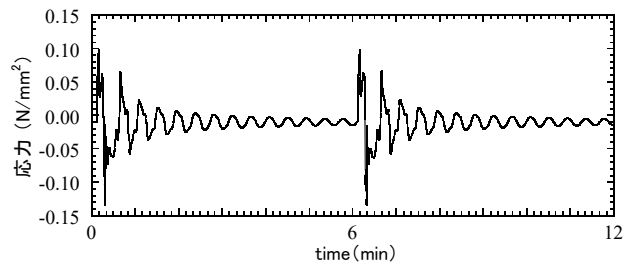
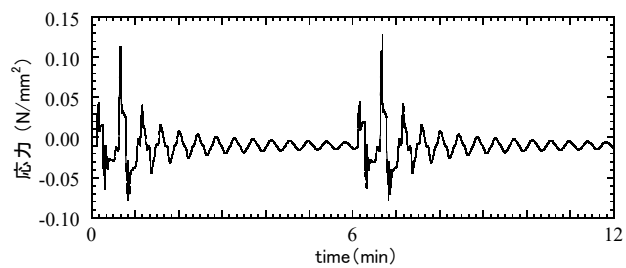


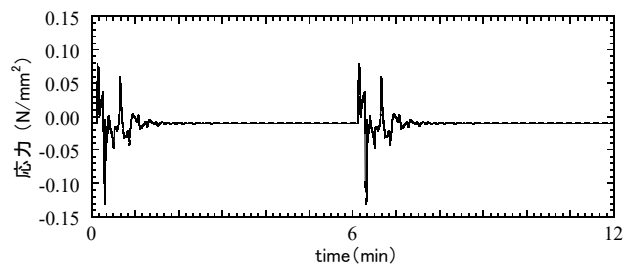
図-6.1. 有限要素解析で得られたトンネル覆工（内空側）に作用する応力分布. 自重作用時と最大正圧（大気圧比 0.19）作用時，最大負圧（大気圧比-0.21）作用時の比較



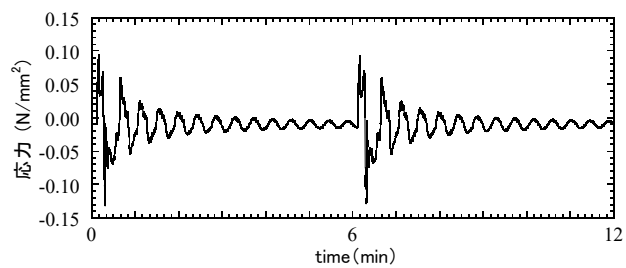
(a) 斜坑端なし（時間差 0 秒）



(b) 斜坑なし（時間差 30 秒）

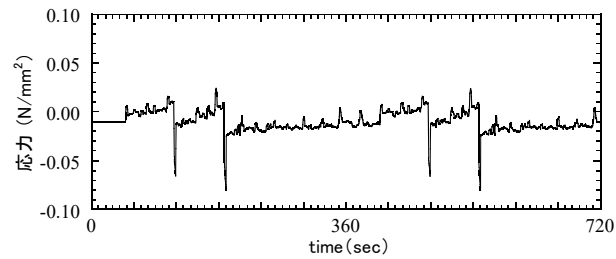


(c) 斜坑あり（端部開，時間差 0 秒）

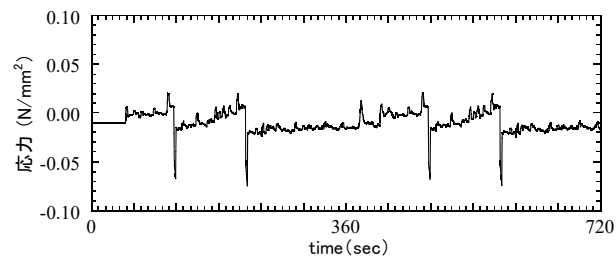


(d) 斜坑あり（端部閉，時間差 0 秒）

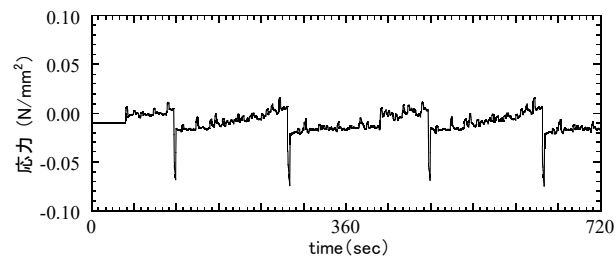
図-6.2. トンネル覆工に作用する応力の時刻歴（内空側 0 度，2.1km 地点）



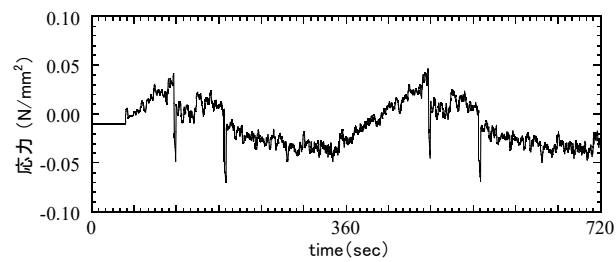
(a) 斜坑端部開（時間差 0 秒）



(b) 斜坑端部開（時間差 30 秒）



(c) 斜坑端部開（時間差 90 秒）



(d) 斜坑端部閉（時間差 0 秒）

図-6.3. トンネル覆工に作用する応力の時刻歴（長大トンネル，内空側 0 度，16.1km 地点）

6.4 覆工構造の疲労に関する検討

山崎ら¹⁾はトンネル覆工構造の疲労特性に関する検討で、疲労による破壊回数を正圧作用時の繰返し応力の変動が圧縮状態から引張状態にある場合と、引張状態のみの場合に分けて算定している。また、負圧作用時には繰返し応力が常に圧縮状態であるので、上記とは異なる破壊回数を与えている。繰返し応力が引張状態のみの場合、圧縮状態と引張状態の間で変化する場合はそれぞれ以下の式で疲労による破壊回数が与えられている²⁾。

[引張状態における破壊回数 N]

$$\log N = 14.81 - 14.52 \frac{\sigma_{\max}}{f_{ctm}/\gamma_c} + 2.79 \frac{\sigma_{\min}}{f_{ctm}/\gamma_c} \quad (6-3)$$

[引張状態と圧縮状態の間の変化における破壊回数 N]

$$\log N = 9.36 - 7.93 \frac{\sigma_{\max}}{f_c \dots / \gamma_c} - 2.59 \frac{|\sigma_{\min}|}{f'_{cm}/\gamma_c} \quad (6-4)$$

ここで、 σ_{\max} 、 σ_{\min} は応力の最大値と最小値、 f_{ctm} 、 f'_{cm} はそれぞれ覆工コンクリートの引張強度と圧縮強度である。覆工コンクリートの圧縮強度 f'_{cm} は 18N/mm^2 とし、引張強度 f_{ctm} は $0.23f'_{cm}{}^{2/3}$ で与える。また、コンクリート材料の安全係数 γ_c は1.3としている。一方、繰返し応力が圧縮状態にある場合には、以下の式で疲労による破壊回数が与えられる。

[圧縮状態における破壊回数 N]

$$\log N = 17 \times \left(1 - \frac{\sigma_{\max}}{f'_{ck}/\gamma_c}\right) / \left(1 - \frac{\sigma_{\min}}{f'_{ck}/\gamma_c}\right) \quad (6-5)$$

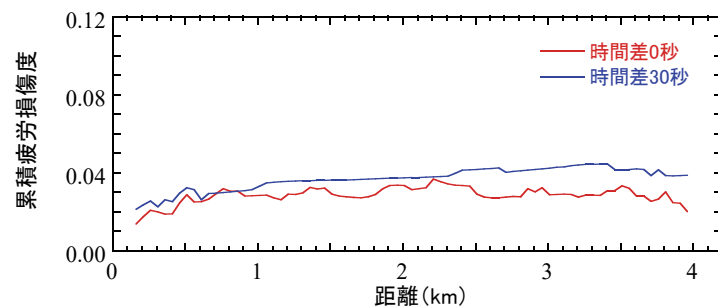
ここで、 f'_{ck} は覆工コンクリートの圧縮強度である。

本研究においても同様に応力状態の変化に応じて、破壊回数を分けて累積損傷度を計算する。特性曲線法により算定されたトンネル覆工構造に作用した圧力変動の時刻歴より、**表-6.6.**に基づいて覆工コンクリートに作用する応力の時刻歴を算定する。算定された応力の時刻歴データは不規則に変化するため、疲労に影響を及ぼす応力の振幅を抽出するレイ

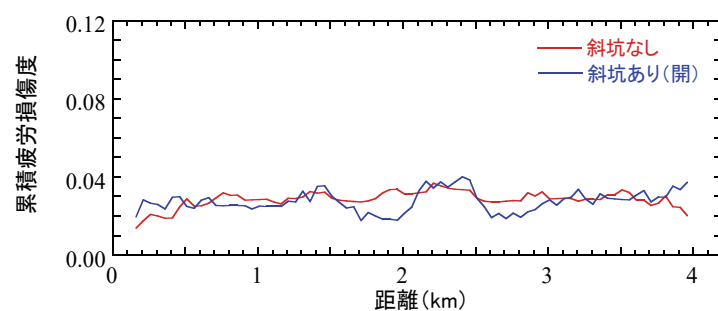
ンフロー法³⁾を用いる。レインフロー法は、応力ひずみのヒステリシスループに着目し、その応力振幅頻度を数える方法である。本研究ではレインフロー法により得られた各応力振幅に対して、式(6-3)～(6-5)を用いて破壊回数 N をそれぞれ求め、その逆数をすべて足し合わせることで累積疲労損傷度を求める。ただし、応力の時刻歴で得られた振幅による応力変化は片振幅であるため、破壊回数 N は 0.5 倍している。

図-6.4.にトンネル内位置ごとの応力時刻歴データを基に、レインフロー法により算定した 4km トンネルにおける累積疲労損傷度を示す。ここで、列車の運行時間は 6 時から 22 時までの 16 時間とし、毎時の累積疲労損傷度は解析で求められた 1 時間分の累積疲労損傷度と同じとし、トンネル供用期間 100 年分の累積疲労損傷度を算定している (表-6.7.)。

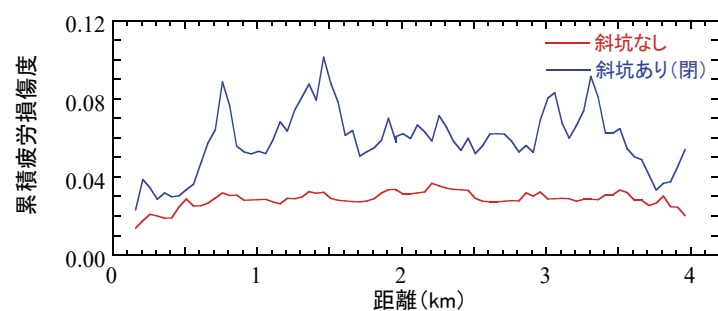
時間差 0 秒の累積疲労損傷度は本坑中央付近で 0.03 を超えており、トンネル坑口近くで小さくなる傾向があり、最大正圧の分布 (図-5.2.(a)) と同じ傾向となっている。繰返し応力による疲労破壊回数 N は、式(6-3)～(6-5)にあるように引張状態が生ずる方が小さくなることから、大きな正圧が生ずるトンネル中央付近の方が累積疲労損傷度は高くなる。



(a) 時間差 0 秒と 30 秒による比較



(b) 斜坑なしと斜坑あり（端部開）による比較（時間差 0 秒）



(c) 斜坑なしと斜坑あり（端部閉）による比較（時間差 0 秒）

図-6.4. 累積疲労損傷度のトンネル内分布（4km トンネル）

表-6.7. トンネル覆工構造累積疲労損傷度評価の条件

列車運行本数	1 時間当たり上下 10 本×2
列車運転間隔	6 分間
列車運行時間	6 時から 22 時までの 16 時間
列車速度（トンネル走行）	等速 500km/h
列車編成	16 両編成（400m 長）
トンネルの供用期間	100 年

時間差 30 秒の累積疲労損傷度は 4km 付近で最大 0.045 となり、4km 坑口側で時間差 0 秒よりも大きくなっている。前述したように時間差 30 秒では、4km 坑口で列車の退出と突入が同じタイミングで発生するために、大きな圧力が生じていることが原因である。ただし、トンネル内に生ずる最大の累積疲労損傷度については時間差 0 秒との差はあまり大きくならない。

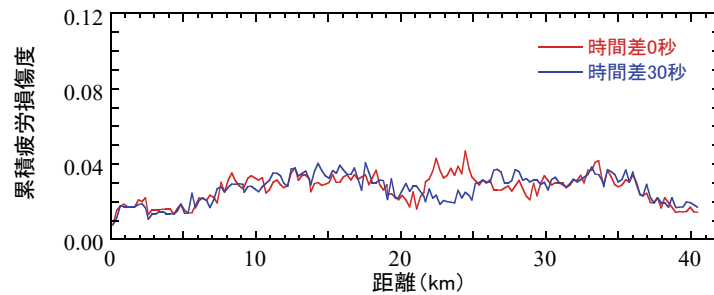
斜坑あり（端部開）の累積疲労損傷度は時間差 0 秒の斜坑なしと大差ない。前述したように、累積疲労損傷度に影響を与える最大正圧は両者で差は見られないためである。

一方、斜坑あり（端部閉）のケースでは斜坑なしに比べて、位置によっては倍以上累積疲労損傷度が大きくなっている。1.5km 地点付近で最も大きくなっており、累積疲労損傷度が 0.10 を超えている。斜坑あり（端部閉）では斜坑内を重複反射する圧力変動によって、繰返し応力の回数が多くなっている。図-5.4.に見られたように、トンネル内を圧力波が伝播するのに伴って斜坑内に圧力波の重複反射が生じており、その圧力変動幅は大気圧比 0.01 程度と小さくない。このような圧力変動による応力の繰返し回数の増加で、斜坑あり（端部閉）のケースで累積疲労損傷度が大きくなっている。

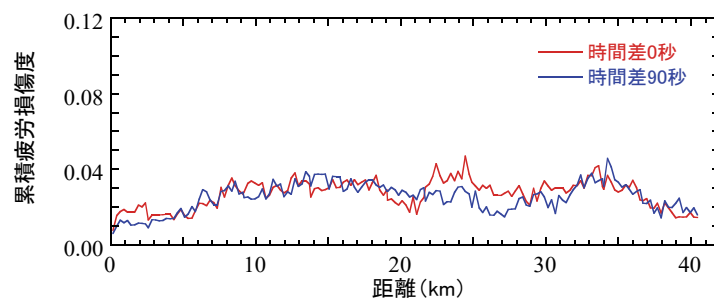
図-6.5.に 41.7km 長大トンネルの累積疲労損傷度のトンネル内分布を示す。斜坑端部開のケースの累積疲労損傷度は、4km のトンネルの斜坑なしと同程度となっている。41.7km 長大トンネルの方が最大値のトンネル内分布は全体的に小さくなっているが、突入波や列車が斜坑を通過するたびに圧力変動が生じる。このため、斜坑端部開の 41.7km 長大トンネルでは変動幅が小さいが応力変動の頻度が、4km トンネルよりも高くなり、同程度の累積疲労損傷度となっている。一方、時間差による累積疲労損傷度への影響は 41.7km 長大トンネルでは小さいことがわかる。

斜坑端部閉のケースでは 8km や 34km 付近を中心に累積疲労損傷度が、斜坑端部開のケースよりも大幅に大きくなっている。34km 付近では累積疲労損傷度が最大 0.11 を超えている。これは、4km トンネルでも示したように斜坑で突入波が分岐しても、その重複反射によりトンネル内に正圧の周期的な圧力変動が生じているためである。加えて列車が斜坑を通過するたびに正圧の圧力波が発生するため、引張応力となる頻度が多くなっているためである。

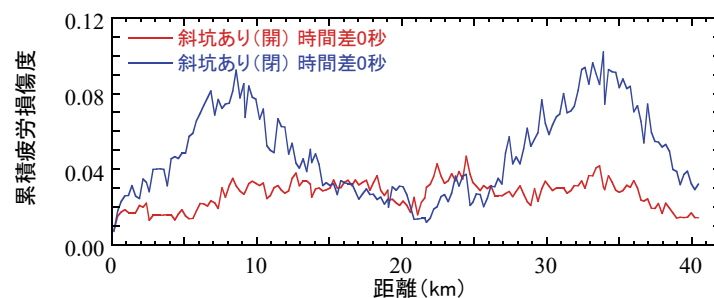
一方でトンネル中央部付近では累積疲労損傷度が斜坑端部開と同程度となっている。これは、前述したように列車が斜坑を通過するごとに斜坑内に発生する負の圧力波が重畳するためである。



(a) 時間差 0 秒と 30 秒による比較



(b) 時間差 0 秒と 90 秒による比較



(c) 斜坑端部閉と斜坑端部開による比較

図-6.5. 累積疲労損傷度のトンネル内分布（長大トンネル）

無筋コンクリートでは破壊回数 N が小さくなるのは、引張状態と圧縮状態の間の変化がある場合である。さらに、覆工コンクリートは自重により常時は圧縮状態にある（図-6.1.）ことから、かなり大きな正圧が発生しないと引張状態とはならない。以上のことから、数値解析による圧力変動の誤差（精度）が、累積疲労損傷度に与える影響は比較的小さいと考えられる。そこで、圧力変動に誤差があり応力変動が増加した場合の疲労への影響を調べるために、4km トンネル（斜坑あり閉）の圧力変動の振幅を解析の 1.5 倍および 2.0 倍としたケースについて累積疲労損傷度を比較する（図-6.6.）。この結果から圧力変動に倍程

度誤差があったとしても、累積疲労損傷度は数倍程度に収まっている。

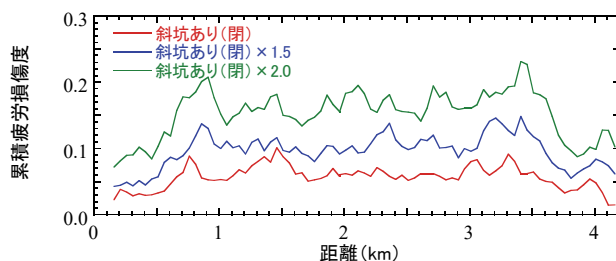


図-6.6. 圧力変動が増加した場合の累積疲労損傷度のトンネル内分布（4km トンネル）

なお、桁床版の上面に雨水などにより水が張られている状態においては、コンクリートの疲労寿命が低下する傾向があり、その要因として水の存在することにより繰返し荷重を受けた際にコンクリートのクラック内に正負圧が作用する可能性が指摘されている^{4,5)}。同様の効果が空気による正負圧の作用によっても生じるのかについては知見が得られていないが、注意すべき点であり今後の課題である。

以上のことから、トンネル内に端部の閉じた斜坑が設置された場合には、斜坑内の重複反射の影響で累積疲労損傷度が倍以上大きくなる可能性がある。一方、開口した端部をもつ斜坑が多く設置される長大トンネルでは、斜坑による減衰により、斜坑がないトンネルに比べて累積疲労損傷度が大きくなる可能性は小さい。

6.5 まとめ

第 6 章では、最大圧力を受けた際の覆工コンクリートの破壊に関する安全性照査を限界状態設計法により実施した。また、特性曲線法により超高速鉄道の営業線で想定されるトンネル配置条件および列車運行条件を仮定してトンネル覆工構造の圧力時刻歴を算定し、有限要素法による圧力変動作用時の覆工コンクリートに生じる応力解析結果を用いて、レインフロー法に基づいて疲労安全性の確認を実施した。以下に本章で得られた知見をまとめる。

- (1) 設計断面耐力に対する設計断面力は、最大正圧作用時にトンネル内空側で 0.26、地山側で 0.29、最大負圧作用時に 0.05 となり、営業線トンネルの覆工構造は最大圧力変動に対して十分な耐力を有することを確認した。
- (2) 今回検討した長短 2 つのトンネルの計 8 ケースにおいては、覆工コンクリートの累積損傷度は最大値の小さいケースで 0.03、最大値が大きいケースで 0.11 程度となることを確認した。
- (3) 数値解析による圧力変動に倍程度の誤差があったとしても累積疲労損傷度は数倍程度

に収まり，斜坑端部を閉じた累積疲労損傷度が大きくなるケースにおいても 1.0 を上回らないことを確認した。

以上のことから，超高速鉄道において異常時に展開する可能性のある空力ブレーキにより最大の圧力変動に対して，営業線のトンネル覆工構造に対する安全性を確認することができた。また，様々な条件の異なる営業線トンネルの疲労安全性を検証する手法として，特性曲線法によるトンネル内の圧力変動履歴を予測し，有限要素法による圧力変動作用時の覆工コンクリートに生じる応力解析結果を用いて，レインフレー法に基づいて疲労安全性を確認する手法を提案することができた。

参考文献

- 1) 山崎幹男，加藤 覚，若原敏裕，岡崎真人，上野 眞，藤野陽三：超高速鉄道トンネル内の圧力変動に対する覆工構造の設計，土木学会論文集，No.752,I-66,pp.119-131,2004.1.
- 2) Cornelissen, H.A.W. and Reinhardt, H.W.: Uniaxial tensile fatigue failure of concrete under constant amplitude and programme loading, Magazine of Concrete Research, Vol. 36, No.129, pp.216-226, 1984.
- 3) 遠藤達雄，松石正典，光永公一，小林角市，高橋清文：「Rain Flow Method」の提案とその応用，九州工業大学報告（工学），No.28,pp.33-62,1974.3.
- 4) 松井繁之：移動荷重を受ける道路橋RC床版の疲労強度と水の影響について，コンクリート工学年次論文報告集，9-2,pp.627-632,1987.
- 5) K.Maekawa and C.Fujiyama: Crack Water Interaction and Fatigue Life Assessment of RC Bridge Decks,pp.2280-2289, Poromechanics V ©ASCE2013.

第7章 結論

本研究では、第一に空力ブレーキを展開した列車の走行に着目し、山梨実験線での計測および列車まわりの流れの三次元圧縮性流体解析により圧力変動を評価し、営業線の16両編成列車の上下線走行により生じるトンネル内最大圧力を評価した。

第二に、繰返しの圧力変動に関してトンネル内の圧力変動時刻歴を再現できる一次元解析モデルを構築し、山梨実験線での実測データと比較し再現性を検証した。そして営業線で想定される複雑な列車運行やトンネル内分岐坑等の配置条件に対応させた営業線モデルトンネル内の圧力変動時刻歴を再現した。

さらに、中央新幹線の計画路線に山岳工法トンネルが多く計画されていることに鑑み、最大圧力作用時のトンネル覆工の応力解析を実施し破壊に関する覆工構造の安全性を確認した。また、営業線モデルトンネルに対して再現した圧力変動時刻歴から覆工コンクリートに生じる応力変動時刻歴を求め、レインフロー法を用いて覆工コンクリートの累積疲労損傷度を評価するとともに、この一連の手法を圧力変動に対する覆工コンクリートの疲労安全性を合理的に確認する手法として提案した。

以下に、本研究で得られた結論をまとめる。

第2章「覆工構造に作用する最大圧力の設定」では、まず、トンネル覆工構造の安全性照査に用いる最大圧力変動算定のために想定する必要がある、列車通過および空力板によって発生する圧力現象の組み合わせについて述べた。最大正圧については、ともに16両編成の自列車と対向列車がそれぞれ500km/h走行で生成する空力ブレーキ突入波がトンネル内で重畳した場合を、最大負圧についてはトンネル内を上下線の16両編成の二列車がともに空力板を開いた状態で500km/hですれ違う場合を想定した。空力ブレーキ突入波および空力ブレーキ波については山梨実験線の単列車走行の実測データを用いて最大値を評価した。列車通過による圧力低下については単列車による実測と数値流体解析を実施した上で、計測データの得られていない空力ブレーキを展開した状態での二列車すれ違い走行による圧力変動の数値解析を実施し、その圧力変動の最大値を評価した。以下に本章で得られた知見をまとめる。

- (1) 単列車走行により生じるトンネル内での空力ブレーキ波の最大値は、山梨実験線での7両編成および12両編成での計測結果から、列車編成の長い方が空力ブレーキ波の最大値が大きくなることが確認できた。これは、空力板の数が多くなることにより列車全体に働く空気抵抗が増加するためである。
- (2) 列車通過に対して7両編成列車の数値流体解析を実施し、同条件の実測結果とトンネル

断面内の何れの計測点においても非常によく一致し空力板を開いた状態の流れ場を定量的に再現できることが検証された。また12両編成列車についても解析と実測の比較を行い、定量的によく一致することが確認できた。

- (3) 計測データの得られない空力板を開いた状態での二列車すれ違い走行の数値解析を実施した。7両編成および12両編成の解析結果から、列車先頭部から中間部までのすれ違いでは圧力降下割合が編成長によらずほぼ一定だが、列車後尾部では膨張波の影響と考えられる圧力降下割合の増加がみられた。列車最後尾の空力板がすれ違うときに最大負圧が生じた。
- (4) 空力ブレーキを開いた列車通過およびすれ違い走行では、圧力はトンネル覆工の周方向に分布荷重となり、空力板付近で最大負圧となる。
- (5) 営業線のトンネル覆工に作用する最大圧力を設定した。最大正圧は自列車と対向列車の空力ブレーキ突入波の重畳による0.19（大気圧比）である。最大負圧は空力板を開いた二列車のすれ違いで生じ、空力ブレーキ波、すれ違いによる圧力低下および空力板の局在圧力の重畳で算定され、その値は-0.21（大気圧比）である。

第3章「覆工コンクリートの応力解析」では、第2章で設定した圧力変動荷重により覆工の応力解析を実施して覆工構造に生ずる応力を評価した。以下に本章で得られた知見をまとめる。

- (1) 負圧により覆工構造に生じる応力の検討では、最大負圧を一様に作用させることで設計上安全側の評価となった。
- (2) トンネル断面形状が山梨実験線から営業線で変更となっているが、それぞれのトンネルが最大正圧の作用を受けた際の応力分布の差は小さく、最大正圧の大きさの違いによる差に対して断面形状の違いによる応力への影響は小さいことを確認した。

第4章「トンネル内圧力変動再現モデル」では、まず特性曲線法による一次元圧縮性流れの数値解析の概要を示したうえで、列車走行によりトンネル内に生成する圧力波の最大値や伝播に伴う減衰、列車通過時の圧力低下、分岐・合流部や多孔板を有する坑口緩衝工での圧力波生成や反射など営業線で起こりうる現象をモデル化し、特性曲線法による一次元解析モデルに組み込む手法を提案した。その結果、本章では、この手法により解析結果が実測結果と定量的に一致していることを確認した。各モデル化によって得られた知見を以下にまとめる。

- (1) 超高速鉄道トンネル内を伝播する圧力波の最大値の変化は、トンネルの摩擦係数を $\lambda = 0.06$ とすることで、特性曲線法による一次元圧縮性流れのモデルにより精度よく再現できることを確認した。
- (2) 超高速鉄道トンネル内を列車が通過した際に生じる圧力変動について、列車表面における摩擦係数を $\lambda_t=0.007$ とすることで、列車の先頭通過による圧力降下量、後尾通過によ

る圧力回復量，および列車側面通過による圧力の緩やかな下降が，12両編成，500km/hでの走行の実測値と解析結果が定量的に一致することを確認した．

- (3) トンネル内を伝播してきた圧力波が横坑で分岐する現象を解析で再現するため，実際の現象で混在することとなる圧力波と非圧縮性流れの双方を再現できる工夫を行った．その結果，横坑で分岐した圧力波が横坑内を重複反射し，この圧力波が本坑に合流する状況を含めて，解析では実測をよく再現できることを確認した．
- (4) トンネル内にある横坑を列車が通過するときに発生する圧力波を解析で再現した．列車横坑通過時の圧力波の発生は，特性曲線法による一次元解析モデルだけで再現することができないため，横坑内に生じる圧力変動が実測に合うように補正した．その結果，横坑端部で反射してきた圧力波の横坑内での大きさや，この反射波が本坑へ合流して本坑内の前後に伝播する様子についても，解析により実測を再現できることを確認した．
- (5) 列車がトンネルに突入あるいはトンネルから退出した際に生じる圧力波を再現するため，トンネル坑口に設置される多孔板緩衝工の解析モデルを提案した．このモデルでの解析では，突入波，退出波ともに最大値およびその性状が実測結果とよく一致することを確認した．

第5章「営業線トンネルを想定したトンネル覆工に作用する圧力変動の評価」では，営業線を想定した長短2ケースのトンネルに対し斜坑の配置条件や列車運行計画を仮定し，第4章で構築した特性曲線法により圧力変動時刻歴を計算した．以下に本章で得られた知見をまとめる．

- (1) 4kmトンネルでは突入波と退出波が重なる時間差30秒で，上り線側坑口付近で大きな圧力変動となる．また，閉塞された斜坑があるトンネルでは斜坑内の重複反射の影響で周期の短い圧力変動が本坑内で繰返し見られる．
- (2) 長大トンネルでは開口した斜坑により中間の本坑内最大正圧は4kmトンネルよりも小さくなるが，閉塞された斜坑では通過波により中央付近の最大正圧が大きくなる．

第6章「覆工構造の破壊に関する安全性照査および疲労の検討」では，最大圧力を受けた際の覆工コンクリートの破壊に関する安全性照査を限界状態設計法により実施した．また，特性曲線法により超高速鉄道の営業線で想定されるトンネル配置条件および列車運行条件を仮定してトンネル覆工構造の圧力時刻歴を算定し，有限要素法による圧力変動作用時の覆工コンクリートに生じる応力解析結果を用いて，レインフロー法に基づいて疲労安全性の確認を実施した．以下に本章で得られた知見をまとめる．

- (1) 設計断面耐力に対する設計断面力は，最大正圧作用時にトンネル内空側で0.26，地山側で0.29，最大負圧作用時に0.05となり，営業線トンネルの覆工構造は最大圧力変動に対し十分な耐力を有することを確認した．
- (2) 今回検討した長短2つのトンネルの計8ケースにおいては，覆工コンクリートの累積損

傷度は最大値の小さいケースで 0.03, 最大値が大きいケースで 0.11 程度となることを確認した.

- (3) 数値解析による圧力変動に倍程度の誤差があったとしても累積疲労損傷度は数倍程度に収まり, 斜坑端部を閉じた累積疲労損傷度が大きくなるケースにおいても 1.0 を上回らないことを確認した.

以上, 本研究では, まず, 列車の超高速走行に伴ってトンネル内に発生する圧力変動の最大値を評価し, 営業線トンネルの覆工構造は最大圧力変動に対し十分な耐力を有することを明らかにした. 次に, 営業線の供用期間中に想定される列車の運行本数に対応させ予測したトンネル内に生じる圧力変動時刻歴をもとに覆工コンクリートに生じる応力変動時刻歴を作成し, 覆工構造の累積疲労損傷度を合理的に確認する方法を示すとともに, 検証したケースにおいて, 累積疲労損傷度が十分に小さいことを確認した.

なお, 水によるクラック内への正負圧の作用によってコンクリートの疲労寿命が低下する可能性が指摘されているのと同様の影響が空気による正負圧によっても生じるのかについては知見が得られておらず, 今後の課題である.

付録 A

1 次元非定常等エントロピー流れの方程式

A.1 方程式の導出

【連続の式】

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} + \rho \frac{\partial u}{\partial x} + u \frac{\partial \rho}{\partial x} = 0$$

【運動方程式】

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{1}{\rho} \frac{\partial P}{\partial x} = f$$

【等エントロピーの式】

$$p \propto \rho^\gamma \exp(\gamma s / c_p)$$

ここで,

ρ : 空気密度 (変数)

u : 流速 (変数)

p : 圧力 (変数)

s : エントロピー (変数)

f : トンネル内摩擦力

γ : 空気の比熱比

c_p : 空気の定圧比熱

である. また, 関連するパラメータとその定義式を示す.

R : 気体定数 $\left(= \frac{\gamma-1}{\gamma} c_p\right)$

a : 音速 $\left(= \sqrt{\frac{\gamma p}{\rho}}\right)$

$\frac{D}{Dt}$: ラグランジュ微分 $\left(= \frac{\partial}{\partial t} + u \frac{\partial}{\partial x}\right)$

等エントロピーの式の両辺のラグランジュ微分を取ると以下ようになる.

$$\frac{Dp}{Dt} \propto \gamma \rho^\gamma \exp(\gamma s / c_p) \left\{ \frac{1}{c_p} \frac{Ds}{Dt} + \frac{1}{\rho} \frac{D\rho}{Dt} \right\}$$

右辺の前半部分に等エントロピーの式を用いると,

$$\frac{Dp}{Dt} = \frac{\gamma p}{\rho} \left\{ \frac{\rho}{c_p} \frac{Ds}{Dt} + \frac{D\rho}{Dt} \right\}$$

となる. さらに, 音速の定義を用いると以下のような関係式が得られる.

$$\frac{Dp}{Dt} = a^2 \left\{ \frac{\rho}{c_p} \frac{Ds}{Dt} + \frac{D\rho}{Dt} \right\}$$

上式と連続の式により、以下のような関係式を得られる。

$$a^2 \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{1}{\rho} \frac{Dp}{Dt} = \frac{a^2}{c_p} \frac{Ds}{Dt}$$

トンネル壁が断熱だと仮定すると、エントロピーのラグランジュ微分を用いてエネルギー散逸 φ を以下のように表すことができる。

$$\varphi = T \frac{Ds}{Dt}$$

また、理想気体 ($p = R\rho T$) を仮定するとし、上二式、気体定数と音速の定義式と合わせると、以下のように表わされる。

$$a^2 \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{1}{\rho} \frac{Dp}{Dt} = (\gamma - 1)\varphi$$

運動方程式についてもラグランジュ微分を用いて表すと以下のようなになる。

$$\frac{Du}{Dt} + \frac{1}{\rho} \frac{\partial P}{\partial x} = f$$

つぎに、前後方向の音速 ($\pm a$) を加えた移動速度 ($\pm a + u$) に基づくラグランジュ微分を以下のように定義する。

$$\frac{D_{\pm}}{Dt} = \frac{\partial}{\partial t} + (\pm a + u) \frac{\partial}{\partial x}$$

上二式の和と差をとり、上記ラグランジュ微分を用いて表すと、

$$\frac{D_{\pm}}{Dt} (p \pm \rho a u) = (\gamma - 1)\rho \varphi \pm \rho a f$$

となる。ここで、音速 a と空気密度 ρ は基準状態（一定）としている。音速と空気密度は圧力変動により変動する変数であるが、本検討における圧力波による圧力変動は大気圧の 5%程度であり、その影響は小さいとして無視できる。

※補足：山本の研究¹⁾と比較して列車速度（新幹線）の二倍であるが、トンネル断面積に対する列車断面積の比は新幹線よりも小さいため、圧力変動量は新幹線と大きく変わらない。

トンネル内の流速は音速の数%であること、両方向からの突入により平均的にはゼロとなることから、ラグランジュ微分の移動速度 ($\pm a + u$) を音速 ($\pm a$) としても実質的に問題がない（文献：山本¹⁾）。よって、上式のラグランジュ微分を以下のように書き換えることができる。

$$\frac{D_{\pm}}{Dt} = \frac{\partial}{\partial t} \pm a \frac{\partial}{\partial x}$$

常微分方程式に書き直すと、以下の式となる。

$$\left\{ \frac{\partial}{\partial t} \pm a \frac{\partial}{\partial x} \right\} (P \pm \rho au) = (\gamma - 1) \rho \phi \pm \rho af$$

参考文献

- 1) 山本彬也：列車とトンネルの空気力学，鉄道技術研究報告，No.1230,1983.

付録 B

特性曲線法における仮定の算定値への影響

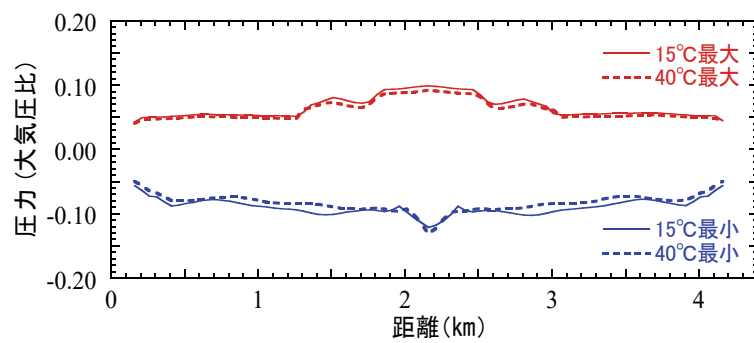
B.1 密度および音速を基準状態（一定）とすることによる圧力分布および累積疲労損傷度への影響

本研究では、トンネル内の圧力変動履歴の再現にあたり、特性曲線法により等エントロピー流れでトンネル内を断熱で温度が一定とすることで、空気密度 ρ と音速 a を一定値として扱っている。ここでは、トンネル内温度が高温となった場合の空気密度および音速の条件により、トンネル内圧力変動履歴および累積疲労損傷度を算出することにより、その影響を比較する。

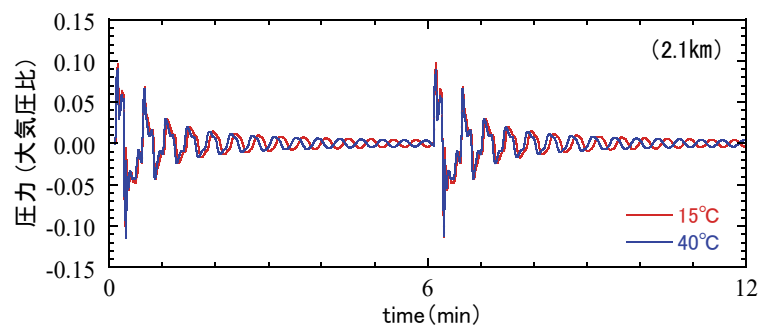
付表-B.1. 特性曲線法における密度および音速条件

ケース	トンネル長	空気密度	気温	音速
標準大気	4km	1.225kg/m ³	15℃	340.3m/s
高温時	4km	1.127kg/m ³	40℃	355.1m/s

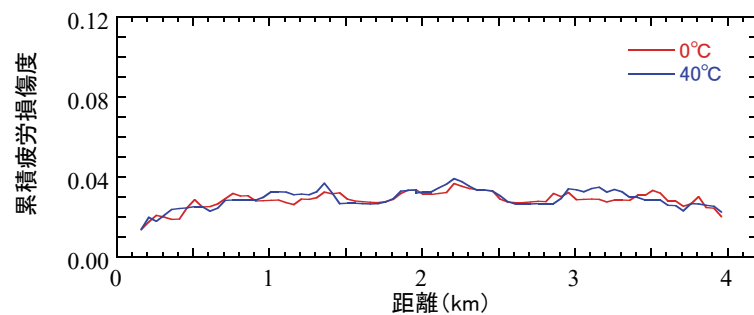
付図-B.1.に延長 4km のトンネルの最大正圧および最大負圧を算出した結果を示す。トンネル内のほぼ全長にわたってトンネル内温度 40℃とした場合の方が基準状態（15℃）の場合に対して最大正圧および最大負圧の値がわずかに小さい傾向がみられる。付図-B.2.に示す 2.1km 地点の圧力変動時刻歴では音速の違いによる圧力の到達時間の差が再現されている。覆工コンクリートの累積疲労損傷度（付図-B.3.）については、トンネル坑口部で小さくトンネル中央部で大きいという傾向や最大値についても概ね同等である。したがって、特性曲線法により密度および音速を基準状態（一定）と仮定して圧力変動履歴を算出することは、トンネル覆工コンクリートの累積疲労損傷度を計算するにあたって妥当な仮定であると考えられる。



付図-B.1. トンネル内最大正圧・最大負圧の分布比較（斜坑なし，時間差 0 秒）



付図-B.2. トンネル内圧力時刻歴の比較（斜坑なし，時間差 0 秒）



付図-B.3. トンネル覆工コンクリート累積疲労損傷度の比較（斜坑なし，時間差 0 秒）

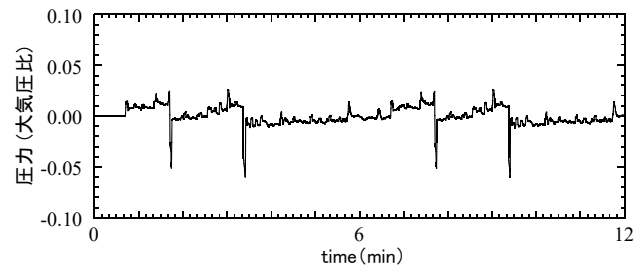
付録 C

圧力変動時刻歴・応力の時刻歴および累積疲労損傷度の算定結果

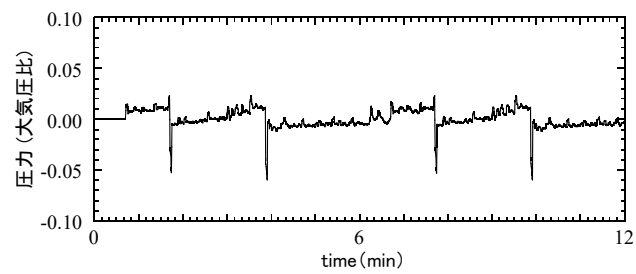
目 次

付図-C1.1.	トンネル内圧力変動時刻歴（長大トンネル，14.0km 地点）	1
付図-C1.2.	トンネル内圧力変動時刻歴（長大トンネル，34.0km 地点）	2
付図-C2.1.	トンネル覆工に作用する応力の時刻歴（内空側 36 度，2.1km 地点）	3
付図-C2.2.	トンネル覆工に作用する応力の時刻歴（地山側 36 度，2.1km 地点）	4
付図-C2.3.	トンネル覆工に作用する応力の時刻歴（長大トンネル，内空側 0 度，14.0km 地点）	5
付図-C2.4.	トンネル覆工に作用する応力の時刻歴（長大トンネル，内空側 0 度，34.0km 地点）	6
付図-C2.5.	トンネル覆工に作用する応力の時刻歴（長大トンネル，内空側 36 度，14.0km 地点）	7
付図-C2.6.	トンネル覆工に作用する応力の時刻歴（長大トンネル，内空側 36 度，16.1km 地点）	8
付図-C2.7.	トンネル覆工に作用する応力の時刻歴（長大トンネル，内空側 36 度，34.0km 地点）	9
付図-C2.8.	トンネル覆工に作用する応力の時刻歴（長大トンネル，地山側 36 度，14.0km 地点）	10
付図-C2.9.	トンネル覆工に作用する応力の時刻歴（長大トンネル，地山側 36 度，16.1km 地点）	11
付図-C2.10.	トンネル覆工に作用する応力の時刻歴（長大トンネル，地山側 36 度，34.0km 地点）	12
付図-C3.1.	累積疲労損傷度のトンネル内分布（4km トンネル）	13
付図-C3.2.	累積疲労損傷度のトンネル内分布（長大トンネル）	14

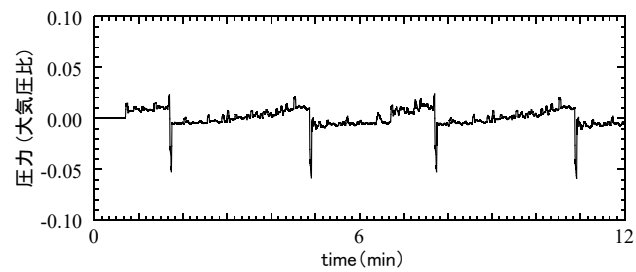
C.1 トンネル内圧力変動時刻歴（長大トンネル）



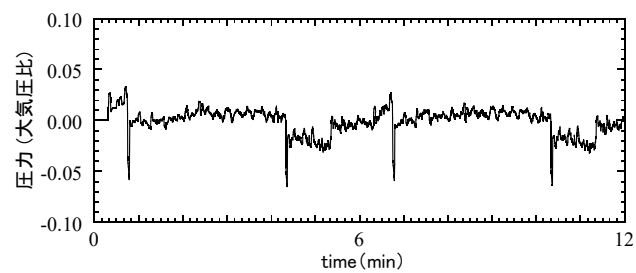
(a) 斜坑端部開（時間差 0 秒）



(b) 斜坑端部開（時間差 30 秒）

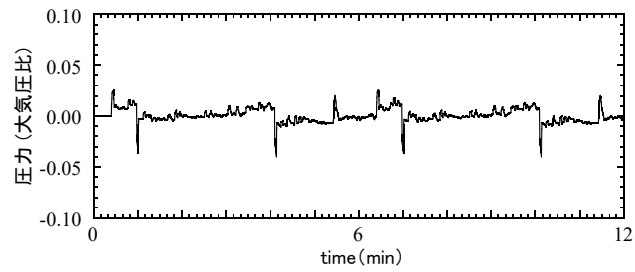


(c) 斜坑端部開（時間差 90 秒）

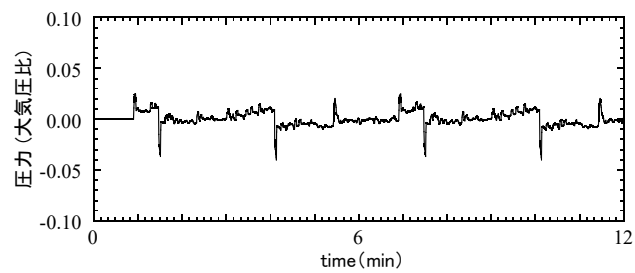


(d) 斜坑端部閉（時間差 0 秒）

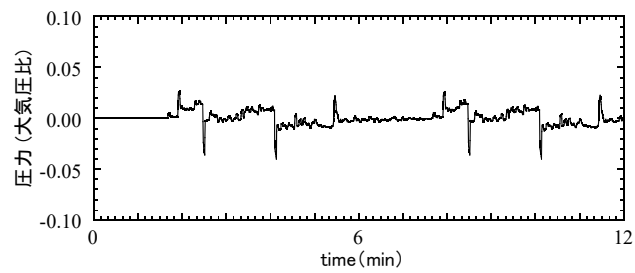
付図-C1.1. トンネル内圧力変動時刻歴（長大トンネル，14.0km 地点）



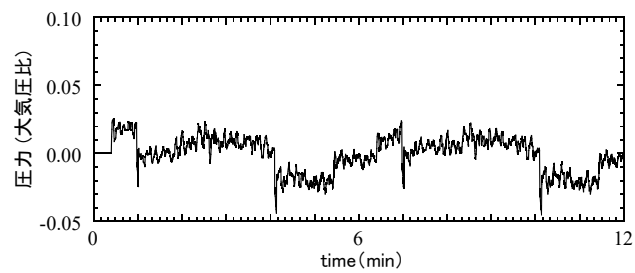
(a) 斜坑端部開 (時間差 0 秒)



(b) 斜坑端部開 (時間差 30 秒)



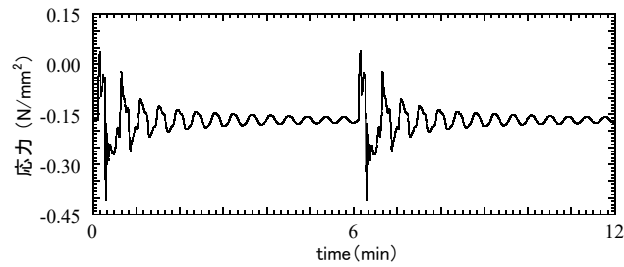
(c) 斜坑端部開 (時間差 90 秒)



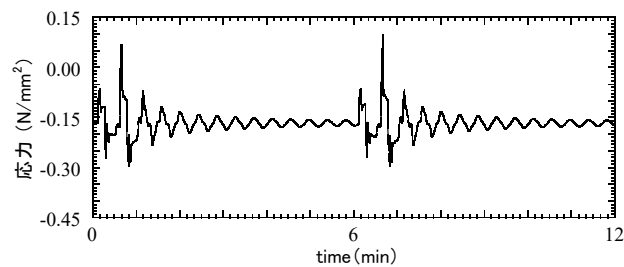
(d) 斜坑端部閉 (時間差 0 秒)

付図-C1.2. トンネル内圧力変動時刻歴 (長大トンネル, 34.0km 地点)

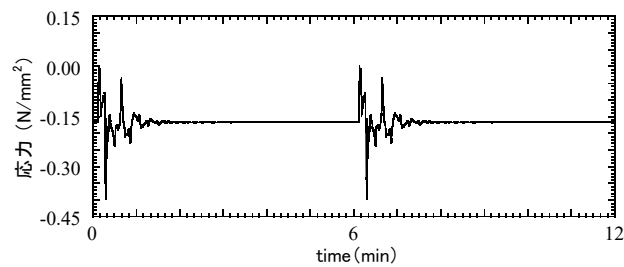
C.2 トンネル覆工に作用する応力の時刻歴



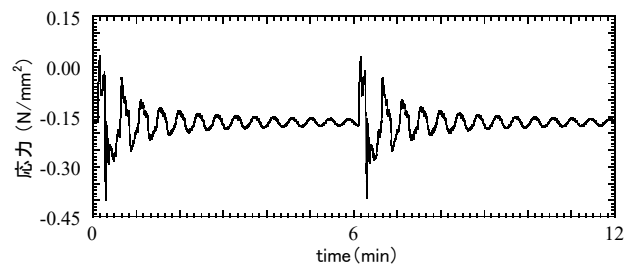
(a) 斜坑端なし（時間差 0 秒）



(b) 斜坑なし（時間差 30 秒）

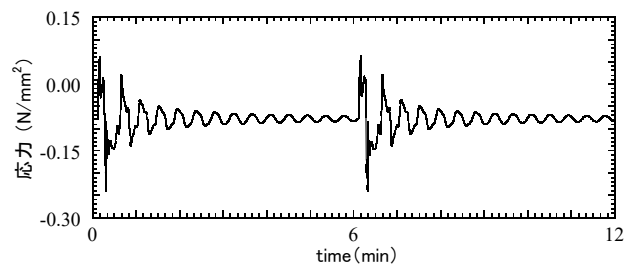


(c) 斜坑あり（端部開，時間差 0 秒）

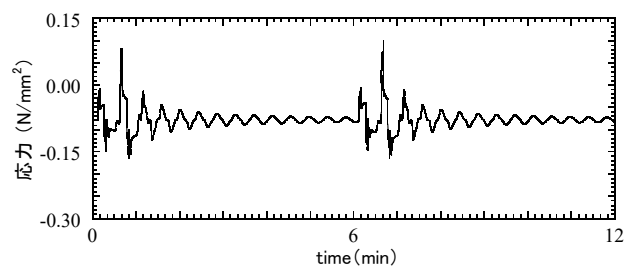


(d) 斜坑あり（端部閉，時間差 0 秒）

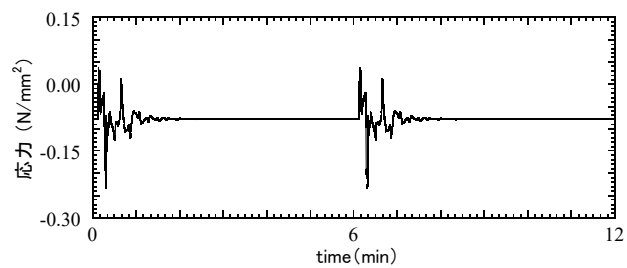
付図-C2.1. トンネル覆工に作用する応力の時刻歴（内空側 36 度，2.1km 地点）



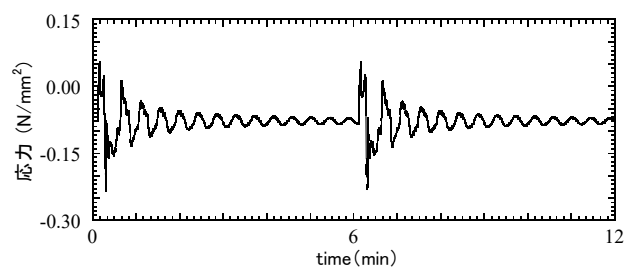
(a) 斜坑端なし（時間差 0 秒）



(b) 斜坑なし（時間差 30 秒）

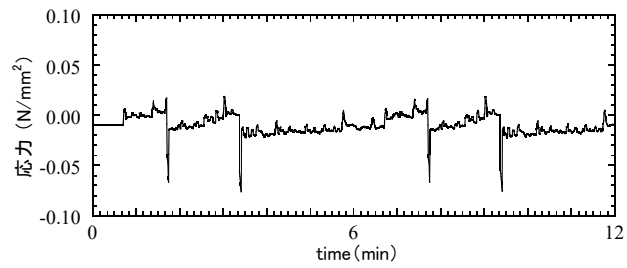


(c) 斜坑あり（端部開，時間差 0 秒）

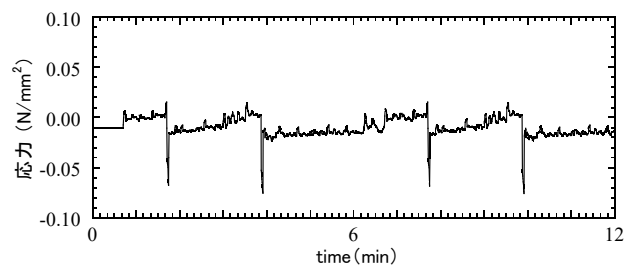


(d) 斜坑あり（端部閉，時間差 0 秒）

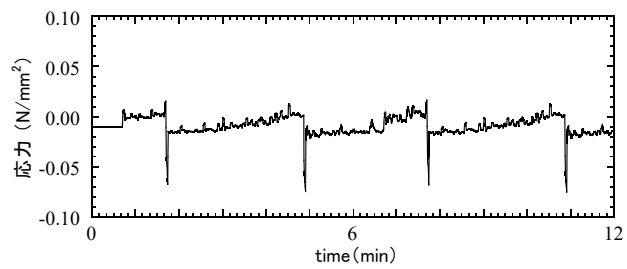
付図-C2.2. トンネル覆工に作用する応力の時刻歴（地
山側 36 度，2.1km 地点）



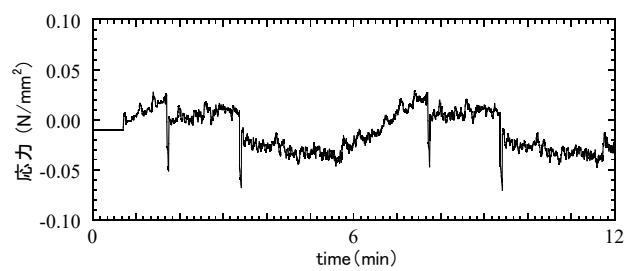
(a) 斜坑端部開 (時間差 0 秒)



(b) 斜坑端部開 (時間差 30 秒)

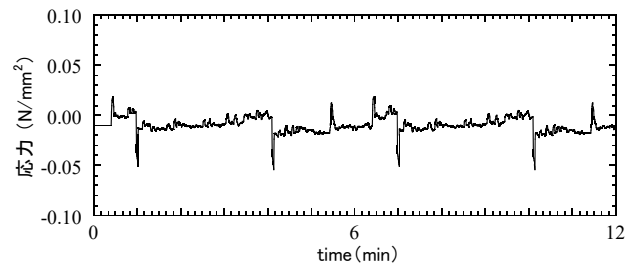


(c) 斜坑端部開 (時間差 90 秒)

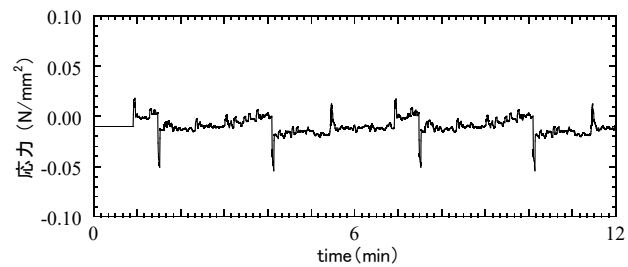


(d) 斜坑端部閉 (時間差 0 秒)

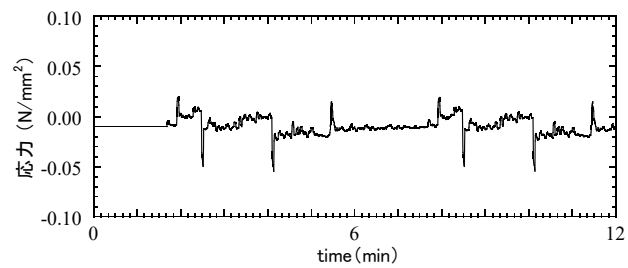
付図-C2.3. トンネル覆工に作用する応力の時刻歴(長大トンネル, 内空側 0 度, 14.0km 地点)



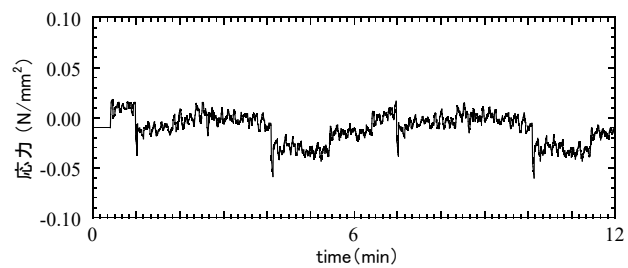
(a) 斜坑端部開 (時間差 0 秒)



(b) 斜坑端部開 (時間差 30 秒)

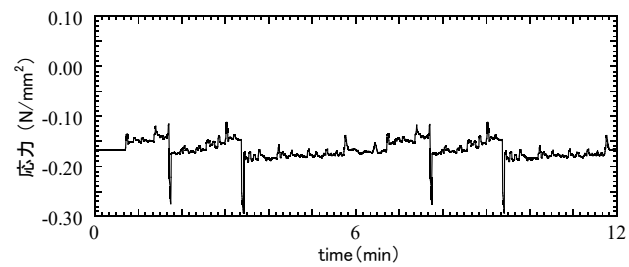


(c) 斜坑端部開 (時間差 90 秒)

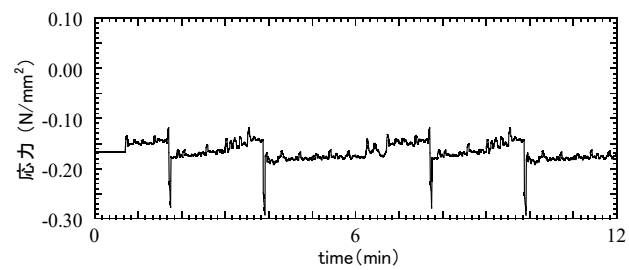


(d) 斜坑端部閉 (時間差 0 秒)

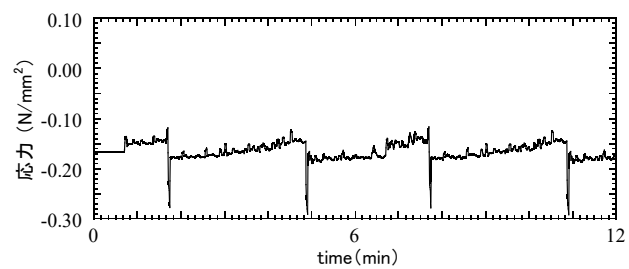
付図-C2.4. トンネル覆工に作用する応力の時刻歴 (長大トンネル, 内空側 0 度, 34.0km 地点)



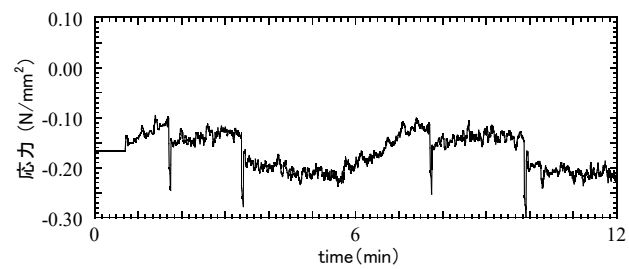
(a) 斜坑端部開 (時間差 0 秒)



(b) 斜坑端部開 (時間差 30 秒)

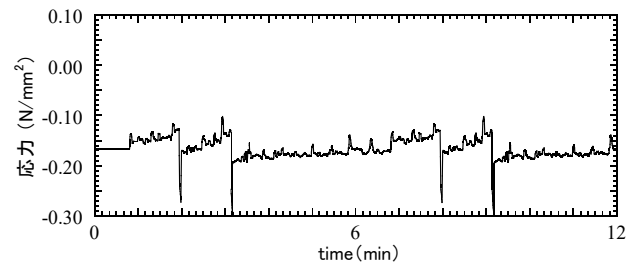


(c) 斜坑端部開 (時間差 90 秒)

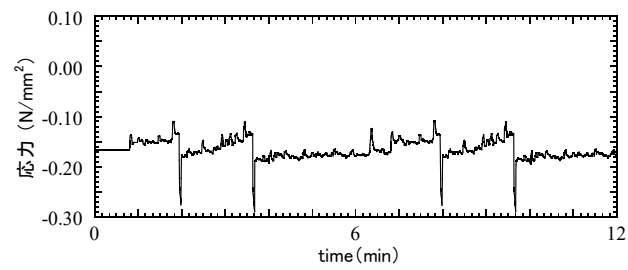


(d) 斜坑端部閉 (時間差 0 秒)

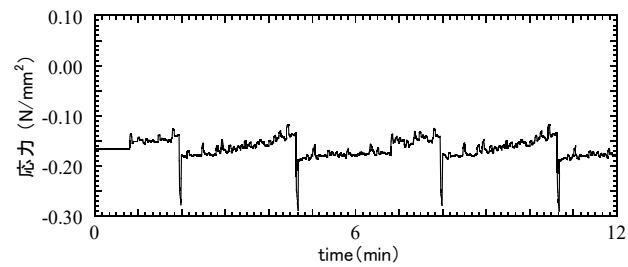
付図-C2.5. トンネル覆工に作用する応力の時刻歴 (長大トンネル, 内空側 36 度, 14.0km 地点)



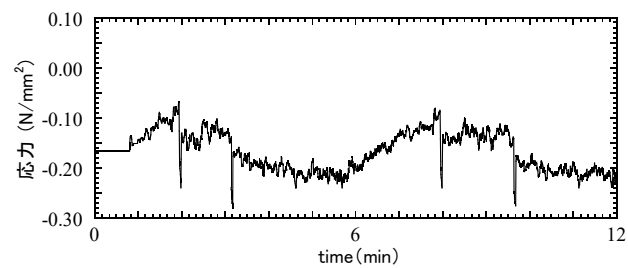
(a) 斜坑端部開 (時間差 0 秒)



(b) 斜坑端部開 (時間差 30 秒)

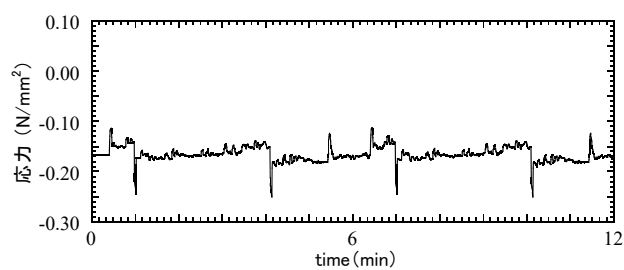


(c) 斜坑端部開 (時間差 90 秒)

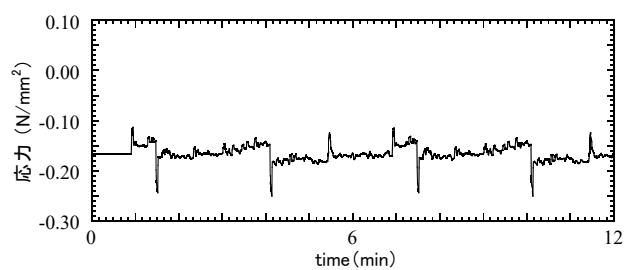


(d) 斜坑端部閉 (時間差 0 秒)

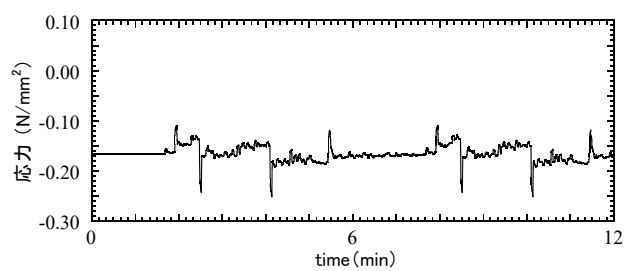
付図-C2.6. トンネル覆工に作用する応力の時刻歴 (長大トンネル, 内空側 36 度, 16.1km 地点)



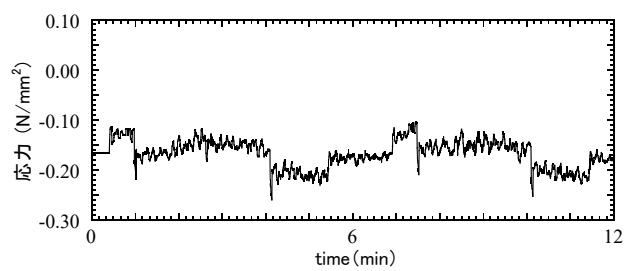
(a) 斜坑端部開 (時間差 0 秒)



(b) 斜坑端部開 (時間差 30 秒)

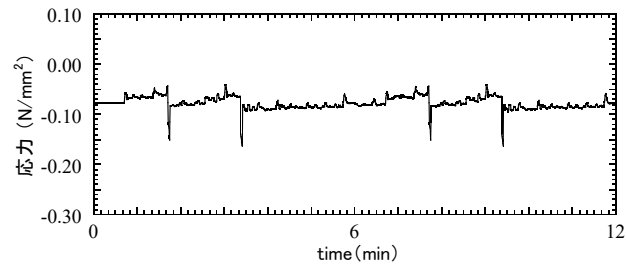


(c) 斜坑端部開 (時間差 90 秒)

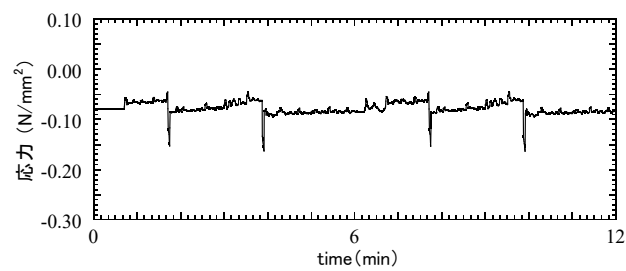


(d) 斜坑端部閉 (時間差 0 秒)

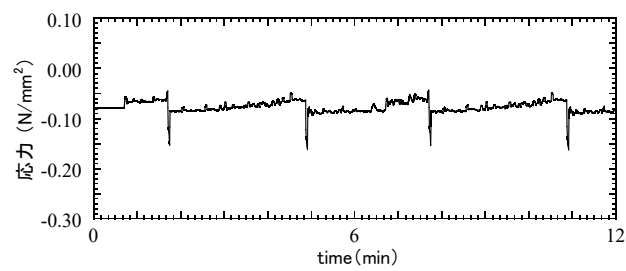
付図-C2.7. トンネル覆工に作用する応力の時刻歴(長大トンネル, 内空側 36 度, 34.0km 地点)



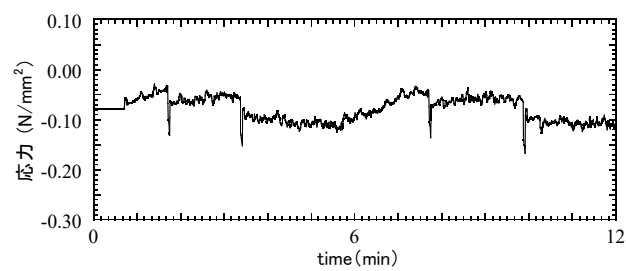
(a) 斜坑端部開 (時間差 0 秒)



(b) 斜坑端部開 (時間差 30 秒)

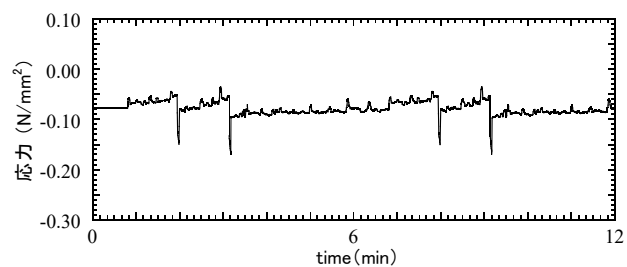


(c) 斜坑端部開 (時間差 90 秒)

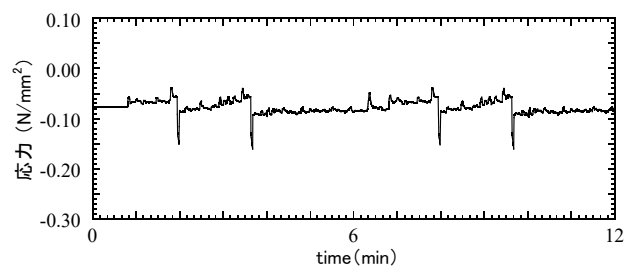


(d) 斜坑端部閉 (時間差 0 秒)

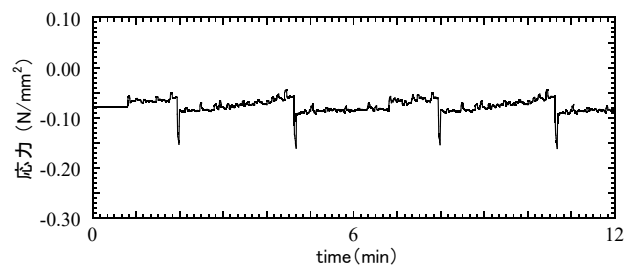
付図-C2.8. トンネル覆工に作用する応力の時刻歴(長大トンネル, 地山側 36 度, 14.0km 地点)



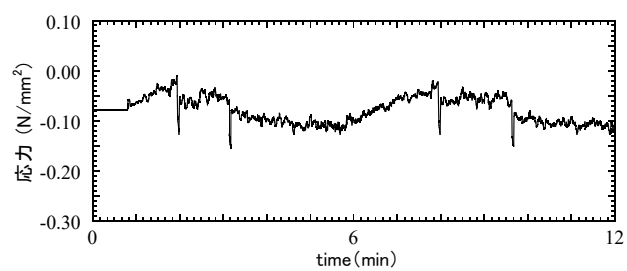
(a) 斜坑端部開 (時間差 0 秒)



(b) 斜坑端部開 (時間差 30 秒)

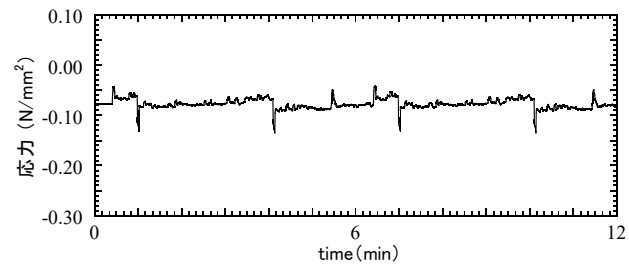


(c) 斜坑端部開 (時間差 90 秒)

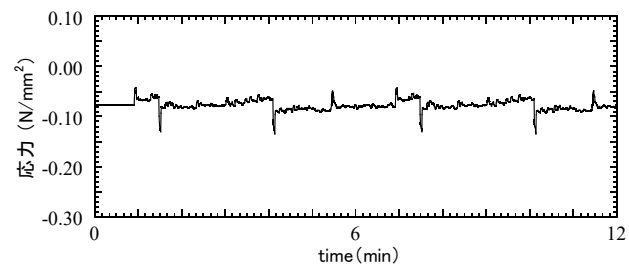


(d) 斜坑端部閉 (時間差 0 秒)

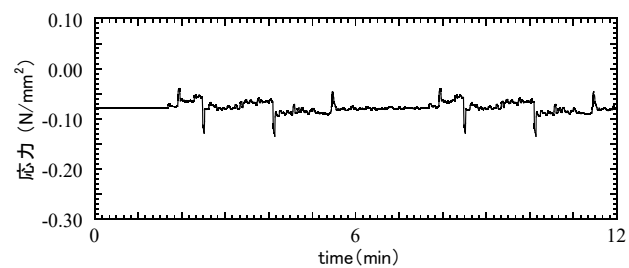
付図-C2.9. トンネル覆工に作用する応力の時刻歴
(長大トンネル, 地山側 36 度, 16.1km 地点)



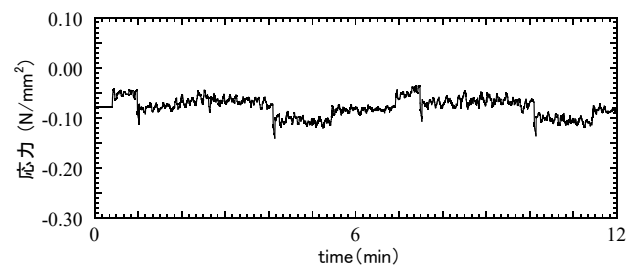
(a) 斜坑端部開（時間差 0 秒）



(b) 斜坑端部開（時間差 30 秒）



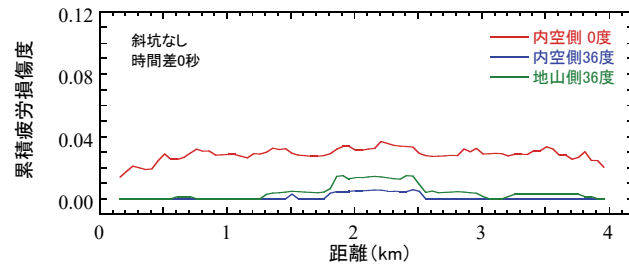
(c) 斜坑端部開（時間差 90 秒）



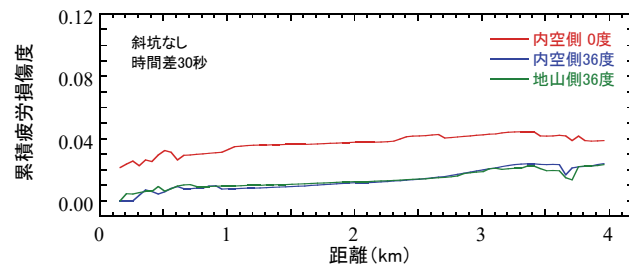
(d) 斜坑端部閉（時間差 0 秒）

付図-C2.10. トンネル覆工に作用する応力の時刻歴
（長大トンネル，地山側 36 度，34.0km 地点）

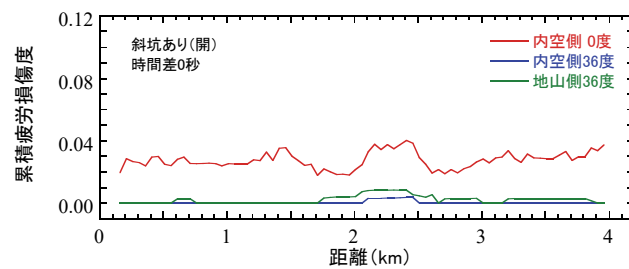
C.3 累積疲労損傷度のトンネル内分布



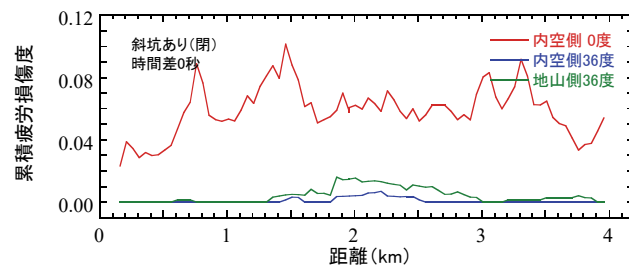
(a) 斜坑なし (時間差 0 秒)



(b) 斜坑なし (時間差 30 秒)

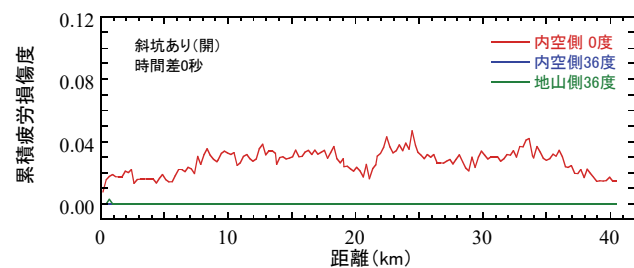


(c) 斜坑あり (端部開, 時間差 0 秒)

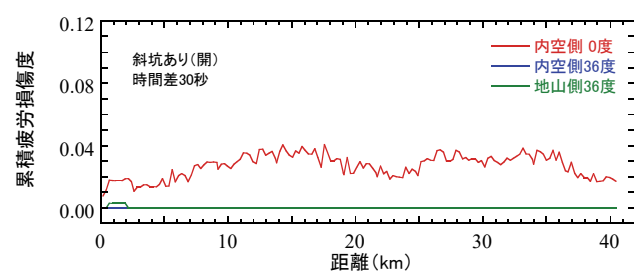


(d) 斜坑あり (端部閉, 時間差 0 秒)

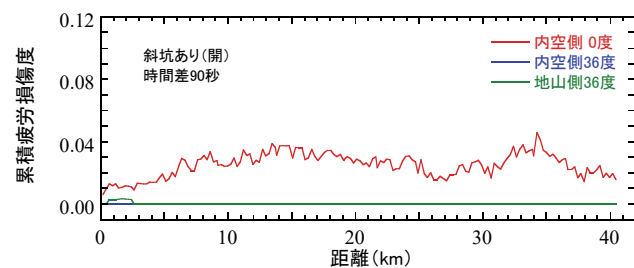
付図-C3.1. 累積疲労損傷度のトンネル内分布
(4km トンネル)



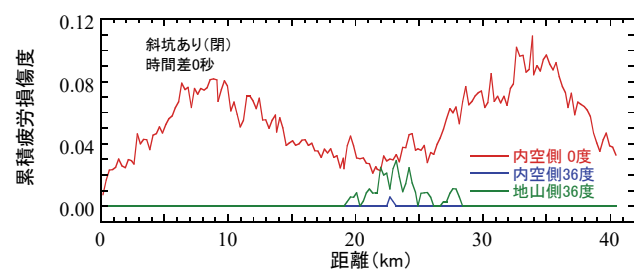
(a) 斜坑端部開 (時間差 0 秒)



(b) 斜坑端部開 (時間差 30 秒)



(c) 斜坑端部開 (時間差 90 秒)



(d) 斜坑端部閉 (時間差 0 秒)

付図-C3.2. 累積疲労損傷度のトンネル内分布 (長大トンネル)

謝 辞

本論文は、超高速鉄道の実現に向け超電導リニアのインフラ技術開発に約 21 年間携わってきたなか、時速 500km の高速走行に伴うトンネル内圧力変動の評価およびトンネル覆工の安全性に関する研究成果についてまとめたものであります。

横浜国立大学 先端科学高等研究院 上席特別教授 藤野陽三博士には、本論文を取りまとめる機会とともに「西岡研の同窓にあたる宮本さんと一緒に勉強できるのを楽しみにしている」との暖かな激励をいただいたうえ、研究全般にわたり絶大なるご指導を賜り、また学位論文の審査にあたっては主査をお勤めいただきました。藤野先生よりいただいた適切なご助言と度重なる激励なくしては本論文を完結することはできませんでした。ここに、心から感謝の意を表します。

指導および審査にあたりましては、横浜国立大学大学院 都市イノベーション研究院 教授 山田均博士、同教授 前川宏一博士、同教授 勝地弘博士、同大学院 工学研究院 准教授 宮路幸二博士より、多様な観点からの貴重なご意見・ご指導をいただきました。厚く御礼申し上げます。

成蹊大学 理工学部 教授 小川隆申博士には、圧力変動に関する現象の解釈や論文構成など多岐にわたるご指導を賜り、さらに論文の審査をしていただきました。心より感謝申し上げます。

株式会社大崎総合研究所 副所長の野澤剛二郎博士には、三次元流体解析および特性曲線法による解析の実施において多大なるご協力をいただきました。深く感謝申し上げます。

ジェイアール東海コンサルタンツ株式会社 参事の山崎幹男博士には、本論文の構想段階から完成に至るまで継続的にご助言・激励をいただきました。深く感謝申し上げます。

本研究は、東海旅客鉄道株式会社 中央新幹線推進本部における業務として進めてきたものであり、研究の推進にご協力いただいた有田貴司氏、大森洋志氏、小岩井優介氏の皆さま、公聴会に参加いただいた久保淳一郎博士、石井啓稔氏、依田広貴氏の皆さま、また、同本部で開発を担当した施設系統の皆さまに御礼申し上げます。

東海旅客鉄道株式会社 中央新幹線推進本部 執行役員の本田敦博士、同用地部長の後藤康之氏には、本論文への取り組みの開始時、またその後も継続的に激励をいただきました。

東海旅客鉄道株式会社 代表取締役副社長 宇野護博士、同常務執行役員 寺井元昭氏には、論文執筆に取り組むことをお認めいただき、終始変わらぬ激励とご支援をいただきました。

最後に、かつて西岡研で教鞭をとられた藤野先生のご指導により本論文を完結することができ、感慨もひとしおであります。そして、学問における師弟関係の有難さ、大切さをあらためて痛感いたしました。私の恩師であります筑波大学名誉教授 西岡隆博士には、学生時代には暖かなご指導を、そして特に私が就職するにあたっては今も心に残る数々のご助言・激励をいただきました。その後も超電導リニアのインフラ技術開発に関して様々なご指導を賜りました。心よりの感謝と御礼を申し上げます。

ここに、あらためて関係各位のご協力に深甚なる謝意を表し、本研究の成果も踏まえ、今後とも中央新幹線の早期実現に向け、微力を尽くしてまいります。

令和 2 年 3 月 宮本雅章