

平成 27 年度 修士論文

動的解析法を用いた既設トンネルに対する
免震対策工法についての一考察

首都大学東京大学院
都市環境科学研究科 都市基盤環境工学域
トンネル・地下空間研究室

学修番号 14885437

澤田 洋介

指導教官 西村 和夫 教授

目次

第1章 序論

- 1.1 研究の背景
- 1.2 研究の目的
- 1.3 本論文の構成

第2章 動的解析法とそのモデル化

- 2.1 各種耐震設計法の概要
 - 2.1.1 耐震設計の手順
 - 2.1.2 耐震解析の手順
 - 2.1.3 耐震解析の種類と体系
 - 2.1.4 耐震設計手法におけるモデル化
- 2.2 応答変位法
 - 2.2.1 概要及び解析手順
 - 2.2.2 応答変位法の問題点と今後の課題
- 2.3 FEM系静的解析法
 - 2.3.1 概要
 - 2.3.2 基本仮定と解析手順
- 2.4 動的解析法について
 - 2.4.1 概要
 - 2.4.2 動的解析法の種類
- 2.5 本研究でのモデル化
 - 2.5.1 動的解析におけるモデル化
 - 2.5.2 トンネル・地盤のモデル化

第3章 解析の諸設定

- 3.1 概要
- 3.2 二次元モデル
 - 3.2.1 二次元解析の対象モデル
 - 3.2.2 二次元解析モデルの設定
 - 3.2.3 二次元解析モデルのインターフェイス要素の導入
- 3.3 三次元モデル

- 3.3.1 三次元解析の対象モデル
- 3.3.2 三次元解析モデルの設定
- 3.4 入力波形

第4章 解析結果

- 4.1 二次元解析の結果
 - 4.1.1 二次元解析結果の概要
 - 4.1.2 解析条件および入力地震動
 - 4.1.3 二次元動的解析結果
- 4.2 三次元解析の結果
 - 4.2.1 三次元解析結果の概要
 - 4.2.2 解析条件および入力地震動
 - 4.2.3 三次元動的解析結果

第5章 得られた結果による考察と結論

- 5.1 曲げモーメント卓越について
- 5.2 周辺地盤の応力状態について
- 5.3 三次元解析における免震壁と免震杭の効果の違いについて
- 5.4 結論

第6章 今後の課題と実験計画

- 6.1 今後の課題
- 6.2 実験計画
 - 6.2.1 概要
 - 6.2.2 相似則について
 - 6.2.3 実験模型の諸元
 - 6.2.4 実験模型の諸元

参考文献

謝辞

第 1 章 序論

1.1 研究の背景

大都市において地上部分は高度に開発され、限られた都市空間の有効活用を目的として地下空間の利用が進んでいる。それとともに、都市部の地中の溺れ谷、地層の硬軟のコントラストや近接構造物の存在など耐震設計上厳しい条件の箇所での地下構造物の建設等、耐震性の照査が必要な構造形態も次々と出現してきている。

従来では、地下構造物は、四方が地盤で拘束されていることや地上構造物のように共振現象が発生しにくく地震の影響を受けにくいいため、耐震性に優れた構造物と言われてきた。

しかしながらトンネルを含めた地下構造物は、地震時に生じる地盤変位に追従して挙動する特徴がある。これは、地盤変位によって強制的に地下構造物に与えられる強制変位の作用がトンネルに作用する慣性力の作用よりも卓越しているからである。この場合、従来の耐震設計思想にあるように構造物の断面剛性などを高めると、地震時の増分断面力が大きくなる可能性もあり、一概に耐震安全性上有効な手段とは言えない場合もある。そこで、耐震対策の 1 つとして、現在では地震時に地盤変形をトンネルに伝えにくくする免震が有効であると考えられている。地下構造物の免震対策の工法としては、地震時の地盤の変形を地下構造物に伝えにくくする方法と、地下構造物のみかけの剛性を小さくして地震時の地盤の変形に追従しやすくする方法の 2 通りが考えられる。これまでに実用化されている免震対策工法は、ほとんどが後者である。

しかしながら、構造物のみかけの剛性を小さくする免震手法では、地震時に地下構造物本体に生じる変形量は大きくなる。そのため地下構造物の用途や地震後に求められる機能性によっては、このような過度な変形量が構造物の機能に対して問題となるような場合も想定される。その一方で、地震時の地盤の変形を地下構造物に伝わりにくくする免震対策の技術では、地盤と地下構造物本体の間に介在する免震層が地盤変位を吸収する。つまり過度な変位を地下構造物本体に生じさせることなく、免震化を図ることができるものと考えられる。これは一般的には、トンネルの周辺に軟質材料で免震材を配置し、地震時の断面力を低減させる方法である。

既設トンネルに対する免震対策工法には、トンネルの側面に免震壁を配置する免震工法があり、これについては多くの研究がなされている。新設トンネルではトンネルの施工に合わせた免震対策ができるが、既設構造物の免震化では免震壁は免震材をトンネルの側面に沿って連続して地中深く、かつ幅の狭いスリット状に配置する必要があることから、免震壁には施工性に課題があることがわかっている。そもそも、免震工法は地震による発生断面力の低減を期待するものであり、完全な耐震効果を期待するものではない。既設構造物の位置する周辺環境によっては、免震効果がやや減少しても施工性を優先する場合もあり得ると考えられる。そこで施工性を優先した免震対策工法として免震杭が提案されているが免震杭の研究は限られており、その適用性については明確ではない。免震壁は二次元

解析での解析が可能であるが、免震杭はトンネル縦断方向に離散的な構造であり、かつ縦断方向に地盤条件の変化等を考慮した三次元解析については研究事例がない。

一例として、地盤条件の急変部に開削トンネルを新設する場合を考える。この条件を模擬した既報の数値解析から、地震時に開削トンネルの地盤条件の急変部で断面力が増大することが分かっている。これらを踏まえ、地震時断面力の低減を図る手法の一つとして既設の開削トンネルを対象として地盤条件の急変部付近に免震杭を打設する免震対策工法を検討した。

1.2 研究の目的

1.1 で述べたように、本研究の目的は、免震対策工法の効果を数値解析により明らかにすることである。その結果を踏まえ、小型振動台模型実験用のモデルの提案の一助とする。第一段階として、二次元 FEM モデルを作成し、実波を入力し地盤の代表的挙動の確認を行った。第二段階として、実規模の大きさの三次元解析モデルを用いて免震対策工法の効果を数値解析によって確認することとした。解析では地盤急変部を通過する矩形トンネル側方に免震壁と免震杭を配置した場合と、免震対策を行っていないものとの発生断面力を比較、検討した。

1.3 本論文の構成

本論文は6つの章から成り立っている。第1章は研究概要であり、研究の目的や研究の流れについて記述している。

第2章では、今回の研究で行った動的解析法の手法について触れる。

第3章では、解析の諸設定について述べる。

第4章では、動的解析から得られた結果をまとめる。

第5章では、研究の結論および考察について述べる。

第6章では、今後の課題および最終目的である模型実験計画について述べる。

第2章 動的解析法とそのモデル化

2.1 各種耐震設計法の概要

地上構造物は震度法で耐震設計がなされるのが一般的であり、設計地震動（震度）の設定、地震荷重（慣性力）の算定、構造物の構造解析という流れで行われる。これは、地上構造物に対する主たる地震荷重が慣性力であり、その大きさの算定が設計震度の値と直結しているからである。これに対し、地中構造物では周辺地盤の揺れが構造物に作用する地震荷重に深く関係している。そのため、地盤の揺れから地震荷重を算定するステップとして、設計地震動に対する地盤の地震応答解析を行う必要がある。

これら地中構造物の耐震設計法にはさまざまな種類が存在する。また、耐震設計法はトンネル横断方向と軸方向の違いによっても異なる。本研究では、トンネル横断方向の断面力を対象としている。本節では、トンネル横断方向の覆工断面の耐震解析手法についてその方法と特徴を簡単に説明する。

2.1.1 耐震設計の手順

横断方向の耐震設計は図 2.1.1 に示すフローに従って行う。

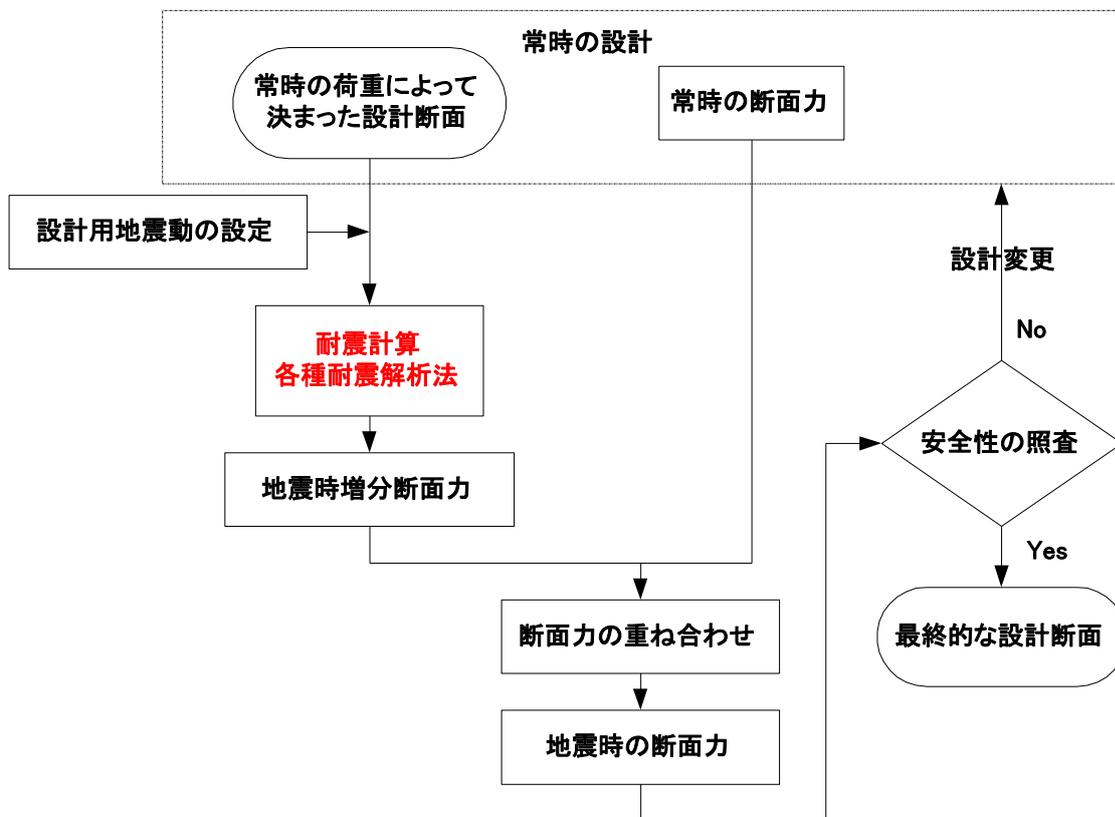


図 2.1.1 トンネル横断方向の耐震設計フロー¹⁾

すなわち、常時の土圧・水圧に対する設計で決まった覆工の断面について、想定される地震規模を決めて耐震計算を行う。耐震計算では、常時に生じる断面力からの変動分（地震時増分断面力）が算定される。これと、常時の荷重によって生じる断面力とを重ね合わせて、地震時の断面力を算出する。地震時増分断面力は正負交番に生じるので、この交番性に注意して常時の断面力と重ね合わせなければならない。

算定された地震時断面力に対して覆工の各部分が安全であるかどうかを地震時の照査基準との比較により照査する。許容応力度設計法では、覆工各部分の応力度、変位などが地震時の照査基準を満足しない場合には、それらが照査基準を満足するように覆工の設計変更を行い、最終的な設計断面を決定する。限界状態設計法では、覆工の地震時保有耐力などが照査基準となる。

2.1.2 耐震解析の手順

地下構造物の耐震解析手法には様々な種類があるが、それらの多くは図 2.1.2 に示すように

- ① 設計地震動の設定
- ② トンネル周辺地盤の地震応答解析
- ③ 地震荷重の算定
- ④ トンネル地盤系の構造解析

の手順で行われる。

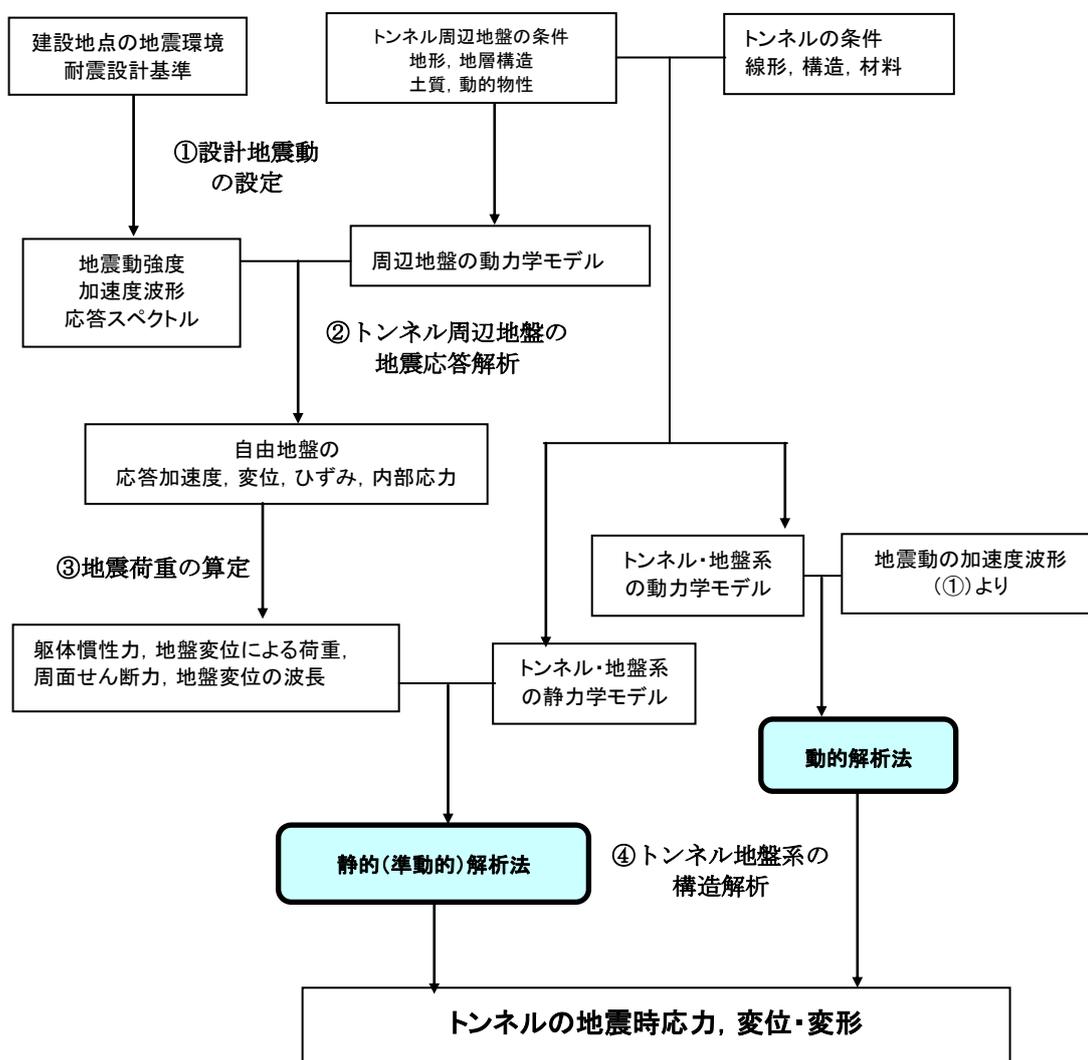


図 2.1.2 地中構造物の耐震解析の種類²⁾

2.1.3 耐震解析の種類と体系

トンネル横断方向の耐震解析には、震度法、応答変位法、動的解析法などの解析手法が以前からある。また、最近では応答震度法、地盤応答法、FEM 応答変位法などの2次元 FEM を用いた静的解析法が各種提案されている。さらに、応答変位法といっても、地盤の地震時応答解析の際に、地盤を一様な地盤と見なして応答スペクトル法により簡便に応答計算するものもあれば、多層地盤構造をそのまま2次元にモデル化して地震波形に対する動的解析を行うものまであり、いくつものバリエーションがある。最初に耐震設計法の種類と体系を図 2.1.3 に示す。

図 2.1.3 に示すように多くの耐震解析法がある理由として、以下のことが挙げられる。

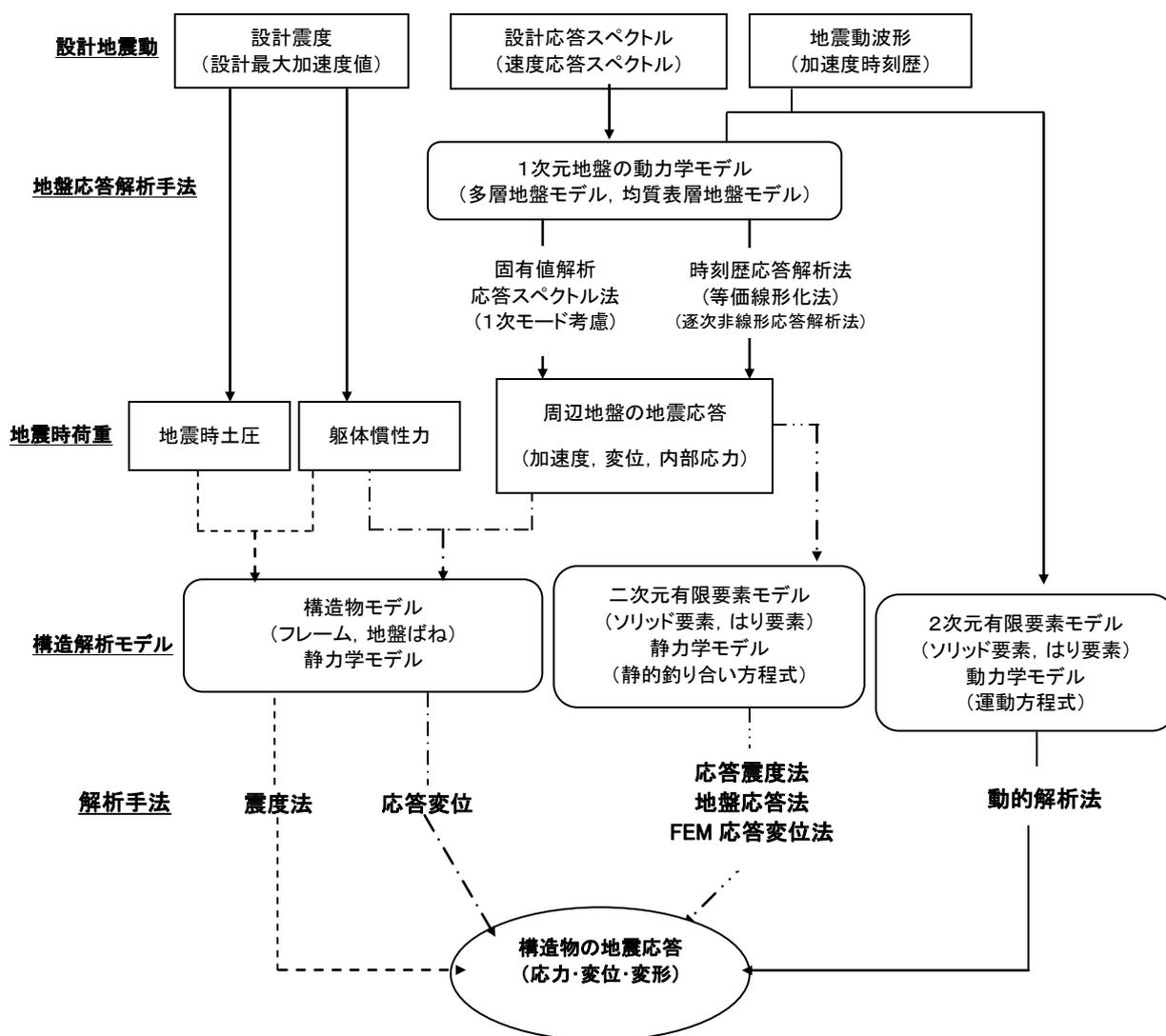


図 2.1.3 トンネル横断方向の解析の種類と体系²⁾

- ① 概略検討用の簡便な手法から、詳細検討のための精緻な手法まで、グレードに応じた需要がある。
- ② 各解析段階に多くの選択肢があるため、それらの組合せで多くの解析手法が可能である。
- ③ 地盤の非線形モデルや「地盤ばね」の算定方法が確立されておらず、いくつかの考え方がある。
- ④ コンピュータ及び数値解析手法の進歩により、大量の計算演算を伴う手法が比較的手軽に取り扱えるようになった。

以上の観点から、解析手法の選定に際しては、トンネルの構造特性、周辺地盤の特性、設計地震動などの各種条件をよく把握し、それらの条件を適切に反映させることができ、トンネルの応答値が必要な精度で得られる解析手法を選ぶようにすることが重要である。特に、地下構造物の地震時挙動には周辺地盤の地震応答性状が支配的な影響を持つことに留意する必要がある。

各種設計法の概要について表 2.1.1 で示す。耐震設計法における詳細な設定及び、「応答変位法」、「FEM 系静的解析法」、「動的解析法」については節を改めて説明する。

表 2.1.1 トンネル横断方向の解析手法の概要と特徴(1)

名称	概要及び特徴
震度法	震度法は現在ほとんど用いられていないが、トンネルの一部が露出する場合やトンネル上に地上構造物の基礎が載る場合など、慣性力の影響が大きい場合に適用することが考えられる。
応答変位法	<p>現行の多くの基準類では、応答変位法が採用されている。これは、解析手法が明確であることと、計算が比較的簡易にできコストが低いことによるものと考えられる。応答変位法による場合は、解析の中で、対象とする地盤の地震時の震動性状を正確に捉えることと、地盤ばねを適切に評価すること、が特に重要である。これらが適切であれば、他のより複雑な手法による解析結果と同等の結果を得ることも可能である。基準類の多くでは、一様な表層地盤を例に、応答スペクトル法による簡易な地震応答計算の手順が示されている。</p> <p>しかし、対象とする地盤が多層地盤であるような場合は、それを強引に一様地盤に置換えるなどして計算の簡略化を図るのではなく、多層地盤の固有値解析を行って精度の高い固有周期や振動モードを求めるなどの配慮が必要である。また、これを一次元地盤の時刻歴応答解析によることも検討すべきである。</p> <p>地盤ばねについては未だ合理的な評価法が確立されておらず、その設定によっては解析精度を左右することがあることに注意しなければならない。</p>

表 2.1.1 トンネル横断方向の解析手法の概要と特徴(2)

名称	概要及び特徴
FEM系静的解析手法	FEM系静的解析手法は、応答変位法と動的解析法との中間に位置する解析手法であると言える。応答変位法における地盤ばねの問題は、この解析手法では生じない。また、動的解析法に比べ、数値計算量ははるかに少なく済む。ただし、この系統の解析手法にも、地震荷重の種類と作用のさせ方によって、応答震度法、地盤応答法、FEM応答変位法など、すでいくつかの種類があるので、その選定が必要である。いずれの手法も力学的にはほぼ等価な計算をしており、ほぼ同じ解析結果が得られるので、地震荷重の種類および作用のさせ方と使用する解析プログラムの機能とを見比べ、適当なものを選ぶことになる。
動的解析法	動的解析法は、トンネル・地盤系の適切な解析モデルを作成することができれば、最も解析精度の高い手法であるが、解析コストも最も高い。トンネルおよび地盤の条件が比較的単純である場合は、他の解析手法でも必要な精度で解析できるので、動的解析法によることは少ない。しかし、近接構造物があり、その影響を詳細に調べる必要がある場合などは、他に適当な解析手法がないため、動的解析法を適用することになる。動的解析法による場合は、動力学モデルの出来が解析精度を大きく左右するので、各種データをよく吟味しなければならない。

2.1.4 耐震設計手法におけるモデル化

ここでは、耐震設計法におけるモデル化について、現状をとりまとめる。

① 解析モデル及び構造モデル

「コンクリート標準示方書 耐震設計編，土木学会(平成8年制定)」³⁾によると、解析モデル及び構造モデルは3.2節「構造モデル」に以下のように制定されている。

「構造物を適切にモデル化しなければならない。一般に以下の1つを選んでモデル化してよい。

- (1)多質点モデルまたは1質点の線形モデル
- (2)三次元または二次元有限要素モデル

線形モデルは、従来からコンクリート構造物の応答解析に用いられてきたモデルで、非線形あるいは線形力学特性を有する線材と質点によって構造物をモデル化するものである。有限要素モデルは、従来、構造物の地震応答解析にはあまり用いられなかったモデルで

あるが、近年、非線形性を含んで地震応答を解析することができる材料、構造モデルが開発され、鉄筋コンクリート構造物の地震応答を解析することが可能とされている。このモデルの特徴は、構造物において任意の部位の応答状況を解析できること、複雑な多自由度系であっても、振動モデルを介さずに直接応答解析ができることなどである。

構造物・地盤系の構造解析モデルを以下、表 2.1.2 に示す。

表 2.1.2 構造物・地盤系の構造解析モデルの種類と特徴²⁾

モデル名	特徴
トンネル横断面の骨組みモデル (FRAME static)	トンネル横断面を、はり要素などを用いて骨組み（フレーム）構造にモデル化したもの。 ① 震度法ではこれに直接、地震荷重を載荷する。 ② 応答変位法では、フレームの周囲にばね要素を取り付けて地盤ばねとし、そのばね端を地震時地盤変位に合わせて強制変位させる。周面せん断力と躯体慣性力はフレームに直接載荷する。 ③ トンネル躯体の剛性や地盤ばねの非線形性を考慮するには、非線形はり要素や非線形ばね要素を用いる。
2次元静的 FEM モデル (2D-FEM static)	トンネル横断面を骨組構造モデルとし、周辺地盤をソリッド要素でモデル化したもの。トンネル部分については、FRAME static モデルと変わらない。 ① 2次元動的 FEM モデルによる動的解析法と同等の解析精度を比較的簡便に得ようとする解析に用いられる。 ② FRAME static の改良型として、構造物・地盤間の相互作用を、単純なばね要素よりもより合理的な FEM でモデル化したものとも言える。
2次元動的 FEM モデル (2D-FEM dynamic)	上と同じく、トンネル横断面と周辺地盤を、はり要素とソリッド要素を用いてモデル化したものであるが、質量と減衰の効果の入った動力学モデルである。
3次元動的 FEM モデル (3D-FEM dynamic)	周辺地盤を 3次元ソリッド要素、トンネルは面部材として評価できるので部材の軸線を通るシェル要素でモデル化したもの。上と同じく、質量と減衰の効果の入った動力学モデルである。

② 地盤条件

「鉄道構造物等設計標準・同解説—耐震設計(H10.10)」⁴⁾によると地盤条件に対する解析手法の選定には表 2.1.3 のように定められている。

表 2.1.3 地盤条件と解析手法について

	解析手法の適用
普通地盤(不整形地盤含む)	逐次積分法(全応力解析)または等価線形化法など
軟弱地盤(不整形地盤含む)	
液状化地盤	逐次積分法(有効応力解析)※

※過剰間隙水圧の上昇に伴う地盤の剛性低下を考慮する解析

また、地盤の動的解析法、特に地盤の非線形性の考慮については表 2.1.4 のように定められている。

表 2.1.4 動的解析の種類と地盤の非線形性の考慮について

	地盤の非線形性の考慮
周波数領域における動的解析	等価線形化法(※1)による。
時間領域における動的解析	土の非線形応力-ひずみ関係を忠実に追跡しながら解く 逐次積分法(※2)

※1 等価線形化法とは、まず各部の剛性、減衰を仮定して解析を行い、得られたひずみレベルの時間歴と等価な正弦両振ひずみレベルに応じた等価なせん断剛性、減衰を求め、各部の剛性、減衰を修正する。そして得られるひずみレベルと使用した剛性、減衰の関係が実験値と一致するまで計算を繰り返す(図 2.1.4 参照)。

※2 逐次積分法では、比較的大きなひずみ領域まで地盤の地震時挙動を精度よく評価することが可能である。

○等価線形化法による解析結果と非線形解析結果の比較について

1次元地盤モデルのせん断入力に対する結果では、せん断応力の誤差は小さいが、せん断ひずみの誤差はやや大きいこと等が報告されている。等価線形化法の精度は等価剛性(G)、等価減衰(h)の算定法にも依存する。

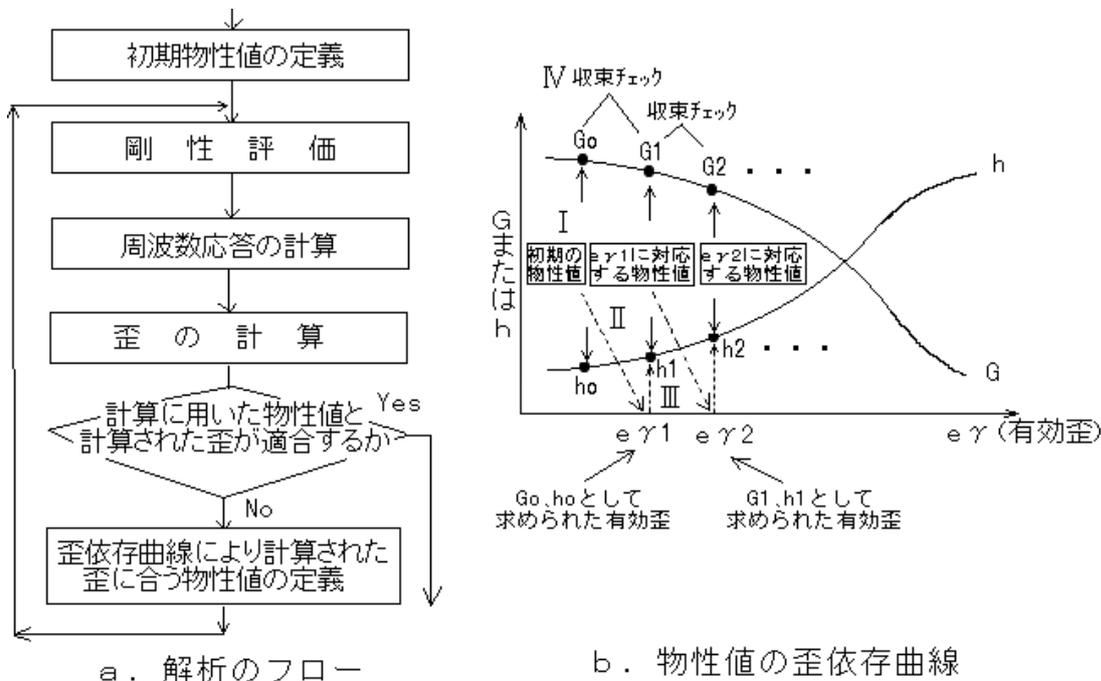


図 2.1.4 等価線形化法の解析フロー及び歪依存曲線⁵⁾

一般に、等価線形化法には以下のような問題点がある。

- ① ひずみレベルが 10^{-2} を超える範囲では、地盤の実挙動との適合性が悪くなることが多い。軟弱地盤に適用する場合には注意が必要。
- ② ひずみが同じであればせん断力が大きくなり、せん断力が同じであればひずみは小さくなる。変位と加速度を同時に満足することは難しい。高振動数側で応答値を過小評価する場合が多い。
- ③ 地震の影響

「開削トンネルの耐震設計，土木学会(H10.10)」²⁾によると地震時の影響は表 2.1.5 に示すものがあるとされている。

表 2.1.5 地震の影響

	地震時挙動	影響
地盤が安定	地盤振動	慣性力
		地盤変位による影響
		地震時動水圧
地盤が不安定化	地盤の液状化	浮き上がり・沈下
		土質定数の低下
		地盤変位の増大
		主働土圧の増大と受働土圧の低下
		地盤の固有周期の長期化
		流動化
	斜面崩壊	
活断層によるずれ		

④ 設計地震動

「LNG 地下タンク 躯体の構造照査指針，土木学会(H11.12)」⁶⁾によると設計地震動については，表 2.1.6 に示すように制定されている。

表 2.1.6 設計地震動

	規模	加速度の目安※
レベル1 地震動	構造物の耐用期間内に数回発生する 大きさの地震動	地表面:319gal 基盤面:230gal
レベル2 地震動	構造物の耐用期間内に発生する 確率の極めて小さい強い地震動	地表面 523～696gal 基盤面:390～620gal

また，設計地震動の表現形式の種類としては，表 2.1.7 に示す種類が挙げられる。

表 2.1.7 設計地震動の表現形式²⁾

表現形式	特徴
震度または最大加速度(k)	現在では震度法で地下構造物の耐震計算をする例はほとんど見られない。
応答スペクトル(Sv)	耐震設計上の基盤面における速度応答スペクトルで設計地震動を規定している設計基準が多い(トンネル標準示方書1996, 共同溝指針1986, 水道施設耐震指針1997) 設計速度応答スペクトルは, 設計地震動に対する1質点振動系の最大応答速度値を, 任意の固有周期をもつ振動系について規定したもの。 これが与えられると, 応答スペクトル法によって, 基盤面上から上の表層地盤の変位振幅を簡便に算定することができる。
加速度の時刻歴波形(a(t))	動的解析法を採用する場合に, 地震動の加速度波形が必要。過去の強震記録波形, その波形加工, 活断層による地震動波形の算出, 等。

⑤ 地下構造物の設計基準

地下構造物の耐震設計には, 表 2.1.8 に示すような設計基準が存在する。

表 2.1.8 地下構造物の設計基準²⁾

名称	発行所	発行年度
鉄道構造物等設計基準・同解説 耐震設計(平成11年10月)	鉄道総合研究所	1999.10
新設構造物の当面の耐震設計に関する参考資料	鉄道総合研究所	1996.3
水道施設耐震工法指針・解説(平成9年度版)	日本水道協会	1997年版
下水道施設の耐震対策指針と解説(1997年版)	日本下水道協会	1997年版
※ 共同溝設計指針(昭和61年3月)	日本道路協会	1986.3
※ 駐車場設計・施工指針同解説	日本道路協会	1992.11

※ これらの基準は兵庫県南部地震(1995.1.17)以前に制定されたものであり, レベル2地震を想定していない。

2.2 応答変位法

2.2.1 概要及び解析手順

応答変位法は、構造物をはりに、地盤をばねとしてそれぞれモデル化する。これらの構造系に、構造物に対する地震時の影響が最も大きいと考えられる一時点（時刻）の変位や応力を取り出して静的に地震時荷重として載荷し、構造物の応力状態を照査する比較的簡便な計算方法であり、各種の地下構造物の耐震設計指針類に採用されている。

骨組みモデルによる応答変位法の一般的な解析手順フローを図 2.2.1 に示す。

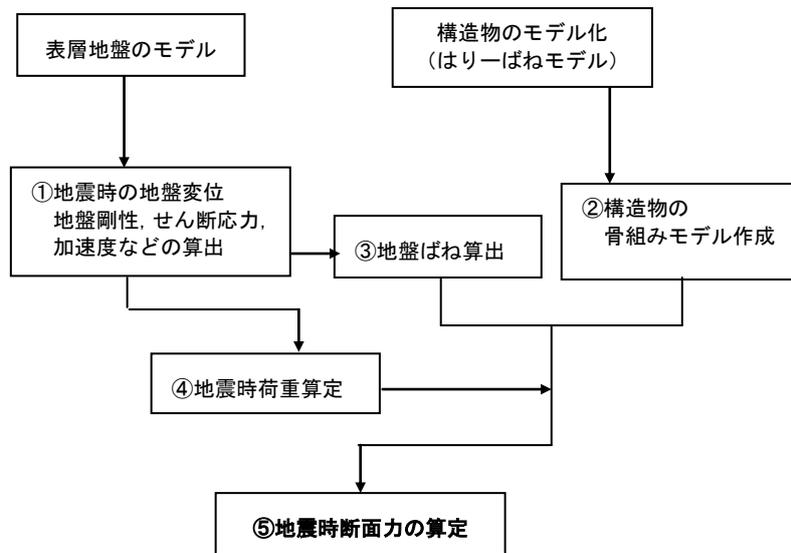


図 2.2.1 応答変位法の解析手順²⁾

- ① 設計上の基盤面を設定し、基盤の時刻歴波形や応答スペクトルを用いて地震時の地盤変位、地盤剛性、せん断応力、加速度などを算出する。
- ② 常時荷重によって設計された構造物に基づき、「骨組みモデル」を作成する。
- ③ ①で算出した地盤定数を（地盤剛性）を用いて地盤ばねを算出する。
- ④ 地震時荷重（地盤変位荷重、周面せん断力、慣性力）を算出する。
- ⑤ 骨組みモデルに地震時荷重を載荷して、地震による覆工断面力を求める。これに常時荷重における覆工断面力を加算させ評価する。

1) 解析モデル

骨組みモデルでの応答変位法は、トンネル覆工をはり要素で、周辺地盤を地盤ばねでそれぞれモデル化する。地盤ばねにおいては、地盤と接する部材について部材法線方向及び部材接線方向のばねを考慮する（いわゆる部材座標系でばねを設置する）。

○トンネル覆工のモデル化の注意

骨組みモデルを用いる解析では、部材断面の図心位置にはり要素を配置しフレームとしてモデル化する。要素の分割は任意である。しかし、断面の軸方向の変化が大きいと予想される箇所や曲率の大きな箇所においては、粗い要素分割では解析精度が低下する。

2) 地盤ばねの算定

応答変位法の利点として、地盤ばねを適切に評価、モデル化することができれば、成層地盤においての二次元動的解析とほぼ等しい結果を与えることができる。しかし、地盤ばねを適切に評価することが難しく、構造物の幾何形状、地盤の整形性が複雑になるほど困難になる。こうした背景から、地盤ばねは静的な有限要素法から算出することを原則としている（「大規模地下構造物の耐震設計法・ガイドライン（案）」⁷⁾ 参照）。

地盤ばねの算定式の例として「トンネル標準示方書(開削工法編)」に掲載されているものを示す。なお、第三章ではこの地盤ばねの算定式をもとに設定したばね要素を用いた解析を行った。

$$k_v = 1.58 \cdot \alpha \cdot E_0 \cdot B_v^{-3/4} \quad (2.2.1)$$

$$k_h = 1.58 \cdot \alpha \cdot E_0 \cdot B_h^{-3/4} \quad (2.2.2)$$

$$k_{sh} = \lambda \cdot k_v \quad (2.2.3)$$

$$k_{sv} = \lambda \cdot k_h \quad (2.2.4)$$

ここに、

式(2.2.1);鉛直方向地盤反力係数

k_v :鉛直方向の地盤反力係数(kN/m³)

α : E_0 の算定方法および荷重条件に対する補正係数(表:2.2.1 参照)

E_0 :地盤の変形係数(kN/m²)

B_v :トンネル底版幅(m)

式(2.2.2);水平方向地盤反力係数

k_h :水平方向の地盤反力係数(kN/m³)

α : E_0 の算定方法および荷重条件に対する補正係数(表:2.4.1 参照)

E_0 :地盤の変形係数(kN/m²)

B_h :トンネル高さ(m)

式(2.2.3);トンネル底面のせん断地盤反力係数

k_{sh} :水平方向の地盤反力係数(kN/m³)

λ :換算係数

k_v :鉛直方向地盤反力係数(kN/m³)

式(2.2.4);トンネル側面のせん断地盤反力係数

k_{sv} :せん断地盤反力係数(kN/m³)

λ :換算係数($\lambda=0.15+0.35 \cdot z/D_1$)

k_h :水平方向地盤反力係数(kN/m³)

z :側壁または連壁の天端より

各層中心までの距離(m)

D_1 :側壁または連壁の長さ(m)

表 2.2.1 E_0 の算定方法および荷重条件に対する補正係数⁸⁾

E_0 の算定方法	α	
	常時荷重	一次荷重および地震荷重
平板載荷試験	1	2
ボーリング孔内水平載荷	4	8
三軸圧縮試験	4	8
一軸圧縮試験	4	8
標準貫入試験	1	2
弾性波試験	—	0.25

3) 地震時荷重の算定

① 地震時荷重

地震時荷重としては、以下の荷重を考慮する（図 2.2.2 参照）。

- イ) 地盤の応答変位による荷重
- ロ) 周面せん断力
- ハ) 躯体慣性力

② 耐震解析を行う時刻について

先にも述べたが、応答変位法は、地震継続時間中のある時刻に着目し、地震の影響を静的に解析する。よって、地震継続時間中のどの時刻に着目するかが非常に重要である。一般に地中構造物では、原地盤の地震応答解析を行った際、構造物の上端と下端の位置となり得る箇所の相対変位が最大になる時刻で耐震解析を行うこととしている。しかし、地盤が複雑な場合は、地盤の1次モードばかりではなく高次モードの影響が大きくなることも考えられる。

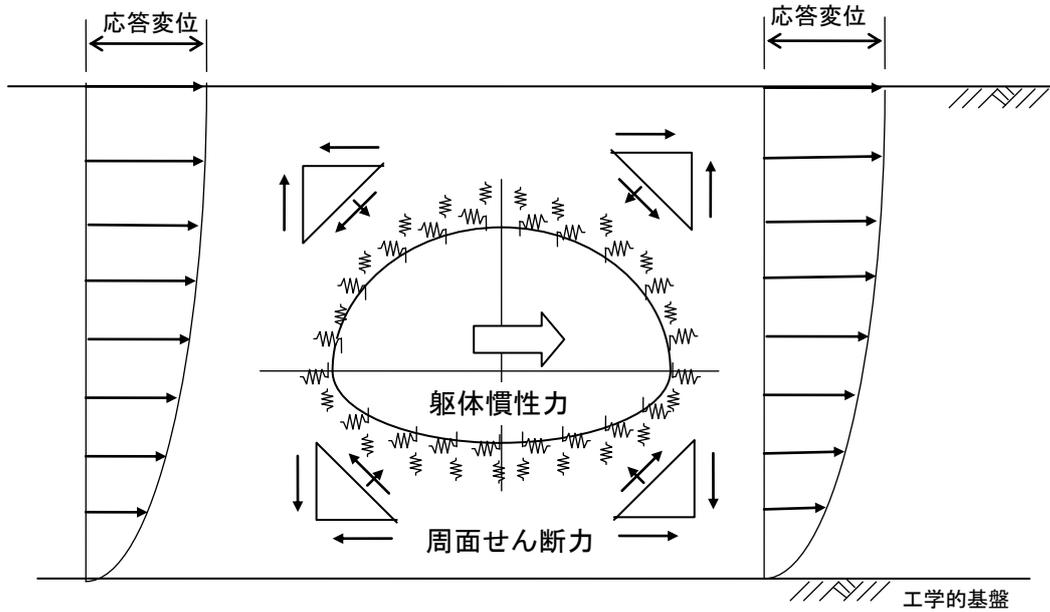


図 2.2.2 応答変位法解析モデル概要⁹⁾

③ 応答変位に用いる地盤変位

地震によって地盤に相対的な変位が生じる原因として、表面波あるいは斜め鉛直下方からの実体波の伝播が考えられる。例えば埋設管を対象とした応答変位法では、設計用の変位入力として、応答スペクトル法により、埋設管軸方向に正弦波形をした表面波の伝播を仮定している場合が多い。すなわち表層地盤鉛直面内では 1/4 正弦波形、水平面内では 1 正弦波形としている (図 2.2.3)。

応答変位法の入力波とする表層地盤鉛直面内では、均質地盤のせん断振動の 1 次モードを採用して地表面から深さ z における水平方向の変位振幅 $u_h(z)$ は次式(2.2.5)によって求められる。

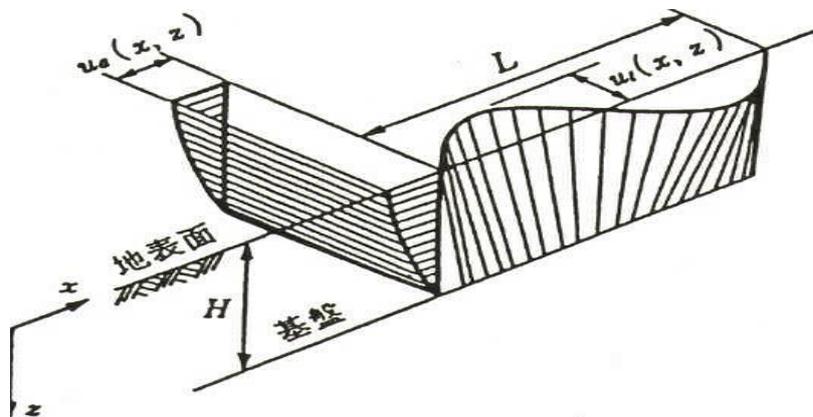


図 2.2.3 応答変位法における入力地表面層地盤のモデル化

$$u_h(z) = \frac{2}{\pi^2} \cdot S_v \cdot T_G \cdot K_h \cdot \cos\left(\frac{\pi z}{2H}\right) \quad (2.2.5)$$

ここに,

$u_h(z)$: 地表から深さ z における水平変位(m)

S_v : 単位震度当たりの応答速度(m/sec)

線上地中構造物に対する多くの耐震設計指針では、表層地盤の固有周期 T_G との対応が見られる(図 2.2.4 参照).

K_h : 耐震設計上の工学的基盤面での設計水平震度

T_G : 表層地盤の固有周期(sec)

平行層であるとみなせる n 個の層で構成される地表層の地盤の固有周期 T_G は、それぞれの層厚 H_i とせん断弾性波速度 V_{si} を用いて以下の式(2.2.6)で求められる.

$$T_G = 4 \sum_i^n \frac{H_i}{V_{si}} \quad (2.2.6)$$

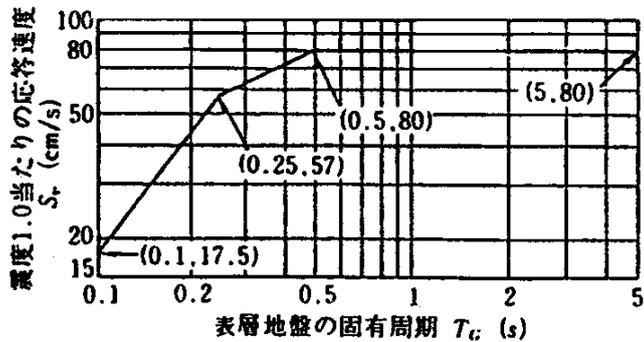


図 2.2.4 単位震度当たりの応答速度⁸⁾

また、最近では「SHAKE」などの一次元動的解析法を用いて、実際の地盤の応答を算出する方法が普及している.

④ 周面せん断力

トンネルと地盤の接触面には、自然地盤に発生する地震時のせん断応力を周面せん断力として作用させる. 地震時周面せん断力は次式(2.2.7)によって算出される.

$$\tau = \frac{G_d}{\pi H} \cdot S_v \cdot T_G \cdot \sin\left(\frac{\pi z}{2H}\right) \quad (2.2.7)$$

ここに,

τ : 地表面からの深さ z (m)の位置における単位面積当たりの地震時周面せん断力(kN/m²)

G_d : 表層地盤の動的せん断変形係数(kN/m²)

S_v : 単位震度当たりの応答速度(m/sec)

T_G : 表層地盤の固有周期(sec)

ただし、式(2.2.7)による地震時周面せん断力が、地下構造物に接する地盤のせん断強度を上回る場合は、地下構造物に接する地盤のせん断強度を周面せん断力として適用する。また、地盤条件が複雑な場合においては、原地盤の地震応答解析を行い、求めた地震時せん断力の最大値を周面せん断力とする考え方もある。

⑤ 躯体慣性力

躯体慣性力は、トンネルの重量に設計震度を乗じて算出する。また、躯体慣性力が覆工断面力に及ぼす影響は一般に小さいとされている。

2.2.2 応答変位法の問題点と今後の課題

① 地盤ばね定数の評価

応答変位法では、実際には非常に複雑なトンネル・地盤間の相互作用を、地盤ばねという簡易な力学モデルで表現する。さらに、その地盤ばねの合理的なモデル化の方法が未だ確立されていないという問題点がある。ここに応答変位法の解析精度の限界があることを承知しておかねばならない。

② 地中構造物の非線形挙動と極限強度

地中構造物がその機能を喪失するような被害等の主たる原因は地すべりや断層などによる地盤破壊である。このような大変形を構造物が受けた場合、その挙動は非線形となる。また、構造物の剛性が低下した際には、それに応じて地盤から作用する外力もまた変化すると考えられる。以上の観点から、地盤破壊を対象とする場合は大変形を考慮した解析を行う必要がある。

しかし、構造物の非線形特性に関する研究は実務ではほとんど行われていないのが現状であるが、近年においては、許容応力設計法から限界状態設計法の適用が盛んになりつつある。限界状態設計法は、構造物の変形、破壊状態が定められた範囲内に収まることを照査するものである。このため、構造物の非線形特性を把握すること、かつ、構造物の極限強度について十分に調査し、定量的に把握することが必要といえる。

③ 地層形状の評価

応答変位法では、地震時応答解析を一次元にモデル化した地盤で解析を行う。そのため、山岳部に見られるような地盤の地表面地層の傾斜、不整合などが著しい箇所においては適用することが困難であるといえる。二次元動的解析と応答変位法で山岳トンネルの耐震解析を行った研究¹¹⁾では、二つの解析結果に大きな違いがあることが報告されている。

2.3 FEM系静的解析法

2.3.1 概要

FEM系静的解析は、構造物と周辺地盤から構成される有限領域をFEMでモデル化する。これに地震時の一時点の荷重または加速度などを静的な荷重として作用させて要素の応力や変位を算出する手法である。

自由地盤の地震時の状態を再現する力として、応答加速度や応答変位の深さ方向分布などが考えられており、その考え方によって解析手法に、「応答震度法」、「地盤応答法」、「FEM応答変位法」などの呼称が付けられている。

こうした解析手法は、地震力の考え方を理論的に明確にする必要あるものの、応答変位法が抱える「地盤ばね」という厄介な問題を避けると同時に(表 2.1.1 参照)、地震力を静的に扱って静的解析とすることにより動的解析法ほどの手間とコストがかからない点で、非常に有力な耐震計算手法であるといえる。

2.3.2 基本仮定と解析手順

一般にFEM系静的解析は、計算を簡単にするために以下の仮定をおいている。

- ① 有限要素を取り出した解析モデルの側方および底面の境界では地下構造物の影響は十分無視できる。
- ② 減衰力は無視できる。
- ③ 構造物および周辺地盤の加速度は自然地盤における同じ位置での加速度に等しい。

特殊な地盤や構造物などでこれらの仮定を適用できない場合は、動的解析法など他手法を用いる必要がある。

1) 解析手順

基本的に以下のフローからなる(図 2.3.1 参照)。

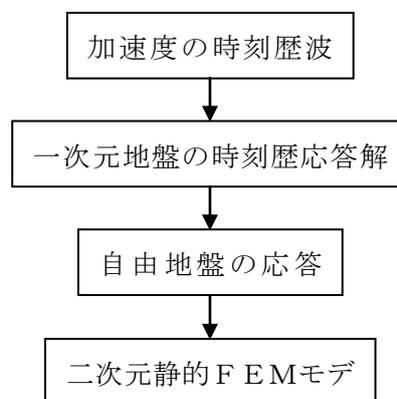


図 2.3.1 FEM 形成的構造解析の手順

解析フローを簡単に説明すると、

- ① まず、一次元地盤モデルをつくり、その地震応答解析を行って、設計地震動に対する自由地盤の応答を求める。図 2.3.1 のフローの場合は、応答結果の時刻歴の中で、トンネルの応力が最大となると考えられる瞬間（通常は、トンネルの上端・下端間の地盤相対変位が最大となる瞬間）をとらえ、このときの自由地盤の状態を取り出す。
- ② 次にこの地盤の状態が再現されるような等価な広義の荷重を算定する。
- ③ 最後にトンネルの構造モデルを含む二次元 FEM モデルにその地震荷重を静的に作用させ、トンネルに生じる断面力などを求める。

2) モデル化について

① 境界の位置および設定

地盤の形状・構成，地下構造物の位置・形状，地震時に地盤に生じるせん断ひずみのレベルなどを考慮し決定しなければならない。「大規模地下構造物の耐震設計・ガイドライン(案)」⁷⁾においては、はりばね応答変位法について、地盤ばね定数を算定するための静的 FEM モデルとして以下の式(2.3.1)によるのが良いとされている。

$$L \geq 3H \quad (2.3.1)$$

ここに、L：構造物の側壁から境界までの距離

H：表層地盤の厚さ

② 要素分割

地盤は層境や構造物の位置などに配慮して分割する。特に構造物周辺は構造物の要素分割に合わせて細かく分割する。しかし、要素数をいたずらに細かくすると計算時間を莫大に増加させることになるため効率良い分割を心がける必要がある。

さらに構造物は、断面などの部材特性の変化点では分割する。

③ 物性

地盤物性はひずみレベルに応じて変化するので、「SHAKE」¹⁹⁾などで地盤の応答解析を行って得られた収束物性を等価線形として用いるのが一般的である。

④ 耐震解析を行う時刻

基本的には「応答変位法」と同様である(2.2.1,3)②耐震解析を行う時刻、参照)。

2.4 動的解析法について

2.4.1 概要

動的解析法とは、トンネルおよび周辺地盤を一体として FEM により動力学モデルに置換え、設計地震動に対する動的挙動を解析する手法である。

他の解析手法では、構造解析のステップとそれに用いる地震荷重の算定のステップとが分離していて、そこに各種の過程や簡略化が持ち込まれる。対して動的解析手法ではトンネル、周辺地盤一体の動力学モデルを直接振動させる。そのためトンネル、周辺地盤系の動的挙動特性が各種解析手法の中では最も合理的に考慮されるといえる。

ただし、トンネルおよび周辺地盤の動力学モデルの作成には、他の解析手法よりも多くの解析技術知識とデータを必要とする。また地震荷重に相当する入力値は、一般に数千ステップの時刻歴データである地震動加速度波形で、これに対する応答計算に要する演算量は膨大である。土やトンネル躯体材料の非線形性を考慮する場合は、さらにその数倍から数十倍の演算量となる。このため、計算に要する労力は各種解析手法の中で最も多い。

また、動的解析法において留意する点として以下が挙げられる。

- ① 解析モデルと諸物性値、特にせん断弾性係数 G と減衰定数 h およびそのひずみ依存性
- ② 入力波の周波数特性および加速度特性

入力地震動の振幅、周波数特性、継続時間などが動的解析において解析結果を左右するので、十分な検討が必要である。

- ③ 解析結果の判断基準

トンネルについての明確な基準はないため、安全照査の基準を検討する必要がある。

2.4.2 動的解析法の種類

動的解析手法はその手法によって、応答解析結果を時刻歴で求めるか、最大応答値、すなわち固有値のみに着目して求めるかに大別できる (図 2.4.1)。前者を時刻歴解析、後者を応答スペクトル解析という。時刻歴解析はさらに運動方程式を時間領域で求めるか周波数領域で求めるかによって、時間領域解析と周波数領域解析に分けられる。時間領域解析は、運動方程式の解法によって直接数値積分法とモード重畳法に分類される。モード重畳法は運動方程式を基準モードに分解する必要がある。一方、周波数領域解析は、運動方程式を周波数領域に変換して応答値を求める方法である。直接周波数応答法では、周波数ステップごとに周波数応答関数を求めてこれらを加え合わせて応答値を求める。フーリエ変換法では、単位加震力あたりの周波数応答関数を求めたおいて、地震波のフーリエスペクトルを乗じて応答値を求める。

解析手法の選択にあたっては、各解析法の特徴や解析対象とする系の構造特性や重要度、求めようとする応答精度などを考慮して適切な手法を選択する必要がある。

表 2.4.1 に各解析手法の主だった特徴を簡潔にまとめた。

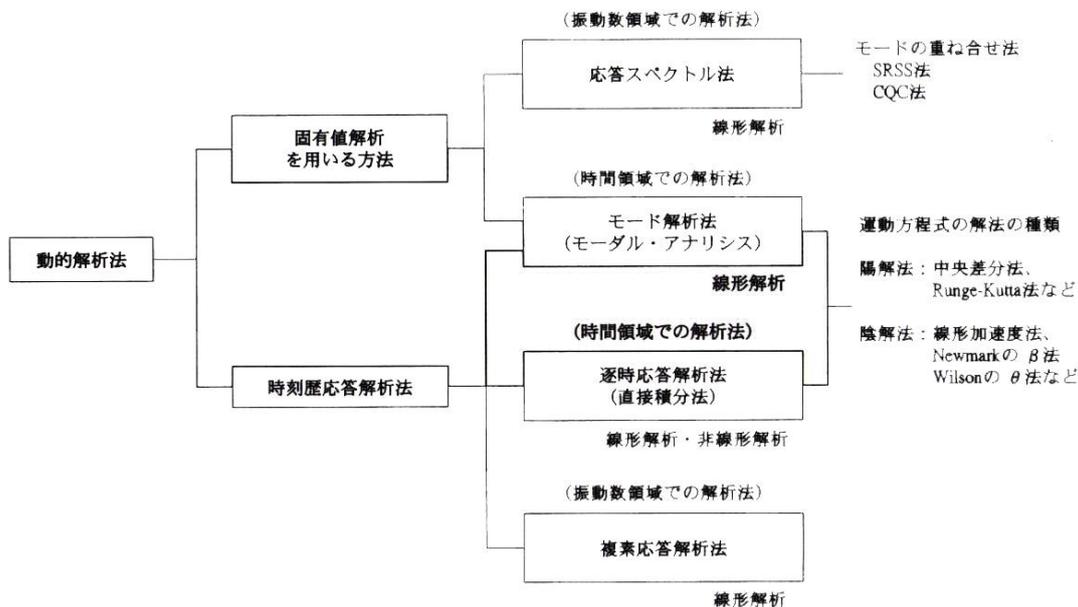


図 2.4.1 動的解析法の体系²⁾

表 2.4.1 動的解析手法の特徴¹⁰⁾

解析法	特 徴	減衰の扱い
時刻歴 応答解析	<ul style="list-style-type: none"> ・非線形問題への適用が容易 ・部分モード法と組み合わせた解析が可能 ・動的サブストラクチャー法の適用には合成積の評価が必要となり煩雑 ・物性の振動数依存性を考慮しにくい。 ・係数行列のバンド性保存のため減衰モデルの設定に制約がある。 	一般の粘性減衰 例えば 各部剛性比例減衰 各部質量比例減衰 各部レイリー減衰 ひずみエネルギー比 比例減衰
周波数 応答解析	<ul style="list-style-type: none"> ・振動数依存性が考慮できるのでインピーダンスの振動数特性を反映できる ・有限要素法の境界処理法が豊富、薄層法境界や境界要素法境界などの解析的方法の利用が容易 ・種々の減衰モデルを用いることができる ・動的サブストラクチャー法の適用が容易 ・伝達関数を保存すれば異なる入力に対して容易に応答を求めることが可能 ・非線形問題に適用できない。等価線形としての取扱いは可能 	一般の粘性減衰 (振動数依存も可) 複素減衰 (振動数依存も可)
モード解析	<ul style="list-style-type: none"> ・モード縮約や部分モード法の適用が容易 ・実固有値解析結果を利用する機会が多いため減衰モデルが比例減衰に限定されがち ・無限媒体である地盤を対象とする場合には固有モードが膨大となる 	実固有値解析では モード減衰 (比例減衰) 複素固有値解析では 一般の粘性減衰

2.5 本研究でのモデル化

2.5.1 動的解析におけるモデル化

動的解析を行って、トンネルの安全性を照査することが適切だと考えられるのは一般的に以下のような場合である。

- ① 地盤条件が急変箇所の地盤の変化に富む場合
- ② 構造物の急変箇所（複雑な駅構内、立坑等）で動的挙動が大きく異なる可能性がある場合
- ③ 新しい形式の構造物等が存在し、その動的挙動の簡単な推定が困難な場合が考えられる時
- ④ 大規模な構造物等で、その動的挙動が特に地震時に支配的となる場合
- ⑤ 周辺に重要構造物が存在し、高い耐震性能が求められ、地盤による地震動の増幅作用をより正確に考慮すべき場合

これらの点を考慮した上で検討断面のモデル化を行い、以下に本研究でのモデル化の方法を示す。

2.5.2 トンネル・地盤のモデル化

FEM でモデル化するにあたり、留意する点として以下が挙げられる。

- ① FEM モデルでは、実施する解析の次元や部材の振動特性および形状寸法などを考慮し、適切な要素を用いるものとする。
- ② トンネルや地盤のモデル化においては、地震時の応答状態や要求性能、加振方向および選択する解析手法に応じて、適切な物性値や非線形モデルを設定するものとする。
- ③ 解析におけるモデル化においては、着目する構造物の応答を有意な精度で評価しうよう、モデル化領域や境界条件、メッシュ分割サイズなどに十分配慮しなければならない。
- ④ FEM モデルを用いた地盤－構造物連成系の解析においては、工学的基盤面から上方をモデル化の対象領域とし、入力地震動は基盤面に与えることを原則とする。

第3章 解析の諸設定

3.1 概要

本章では、本研究で用いた動的解析モデルについて示す。

3.2 二次解析モデル

3.2.1 二次元解析の対象モデル

モデルは硬質地盤条件下でのトンネルを対象とした。

対象とする地盤は、層厚 20m の表層地盤を対象とし、諸量を表 3.2.1 に示す。この物性値は土木研究所資料⁽¹²⁾を参考に設定した。

表 3.2.1 諸物性値

	層厚 [m]	せん断剛性 [MN/m ²]	ポアソン比	単位体積重量 [kN/m ³]	減衰比
硬質地盤	20	158	0.45	17.7	0.07
免震材	-	0.58	0.49	9.81	0.20

対象とするトンネルは矩形断面の開削トンネルとした。トンネルは幅 5m、高さ 4m、覆工厚 0.1m のものとし、土被りは 4m とした。トンネル覆工の諸量を表 3.2.2 に示す。

表 3.2.2 トンネルの物性値

覆工厚 [m]	せん断剛性 [MN/m ²]	ポアソン比	単位体積重量 [kN/m ³]	減衰比
0.3	10.6×10 ³	0.20	25	0.05

3.2.2 二次元解析モデルの設定

二次元解析では、免震材を用いないモデル（以下、免震無）と免震材を設置したモデルにおいて免震材の効果の比較、検討を行う。なお、免震層の層厚は 1m である。以下、図 3.2.1 に解析モデルの全体図を、図 3.2.2 に各解析モデルの概略図を示す。いずれもトンネル覆工は、はり要素の二次元はり要素、地盤はシェル要素の平面歪要素でモデル化した。節点数 348、要素数 320 である。なお、既設トンネルに免震対策を施す場合、図 3.2.2-④のような配置になるが、本論文では比較検討のため図 3.2.2-②～⑤の配置パターンについても検討する。

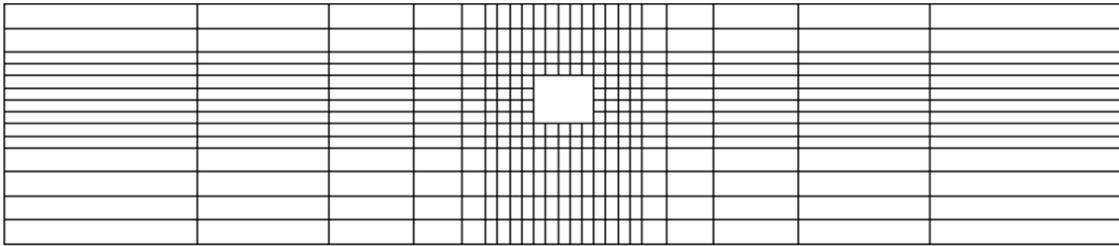


図 3.2.1 解析モデルメッシュ全体図

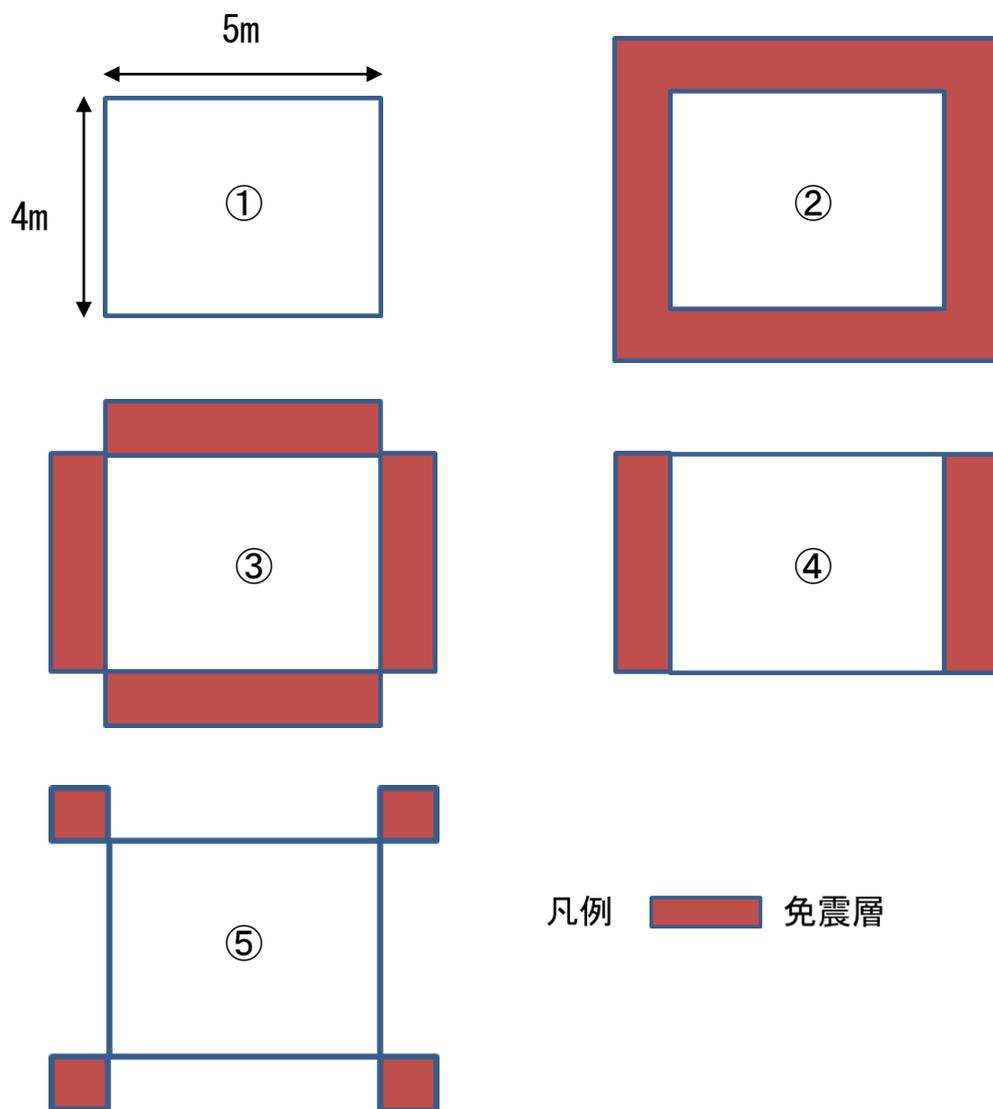


図 3.2.2 解析モデル概略図

3.2.3 二次元解析モデルのインターフェイス要素の導入

二次元解析での挙動を実現象に近づけるため、トンネル覆工と地盤間にインターフェイス要素を導入する。ばね要素は、要素長さを 0 とすることは解析上不可能であるので、設定可能最小値の 1mm とした。

インターフェイス要素として指向性並進ばね要素を導入する。ばね要素について、法線方向は直ばね、接線方向はせん断ばねで設定した。図 3.2.3 に各解析モデルの概略図を示す。インターフェイス要素導入後のモデルでは、節点数 374、要素数 380 である。

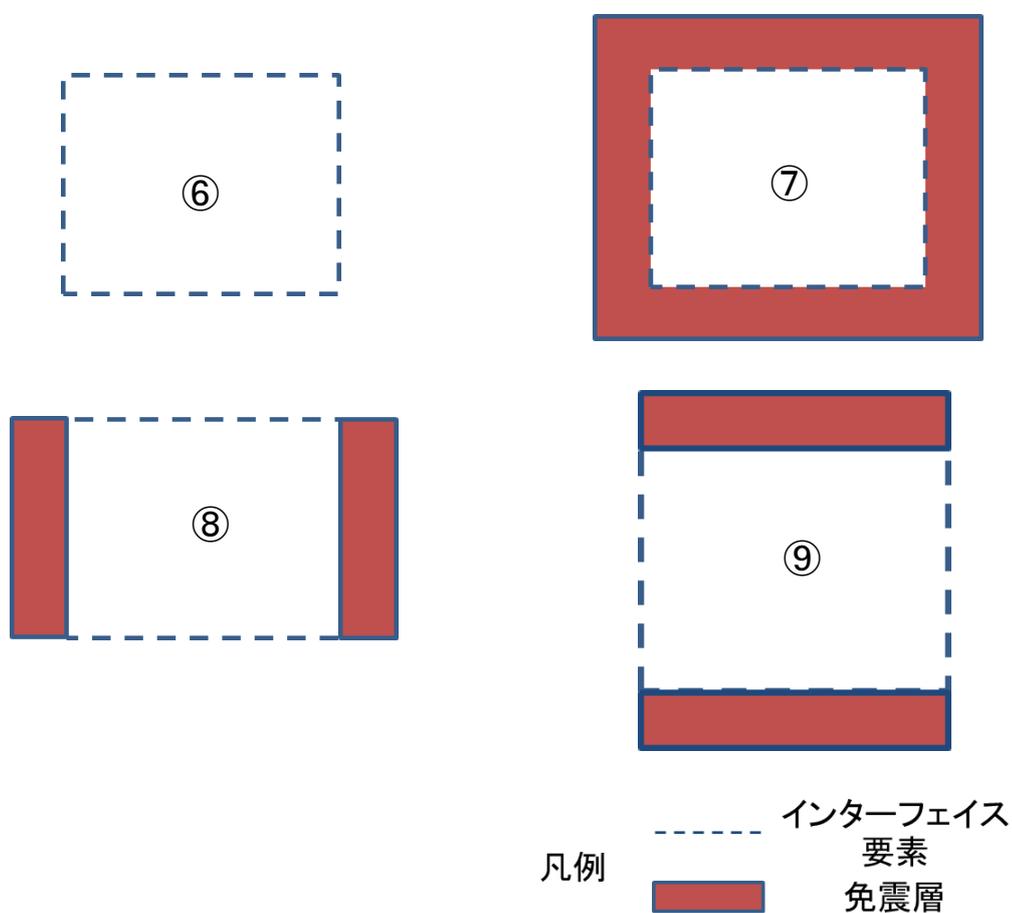


図 3.2.3 解析モデル概略図

ばね要素の物性値は、トンネル標準示方書「開削工法編」の算定式から算出した。ばね要素の物性値を表 3.2.3 に示す。

$$k_{(h)} = 1.58\alpha E_0 B_{v(h)}^{-3/4} \quad (3.2.1)$$

$$k_{sh} = \lambda k_{(h)} \quad (3.2.2)$$

ここに、

$k_{(h)}$:鉛直方向の地盤反力係数(kN/m³) α : E_0 の算定方法および荷重条件に対する補正係数

E_0 :地盤の変形係数(kN/m²) B_v :トンネル底板幅(m)

k_{sv} :せん断地盤反力係数(kN/m³) λ :換算係数($\lambda=1/3$)

算出するに当たり、 $\alpha = 2, E_0 = 158, B_{v(h)} = 4$ とした。

表 3.2.3 ばね物性値

	ばね定数 (MN/m ³)
直ばね	176
せん断ばね	58.8

各ばね要素の構成則を図 3.2.4, 3.2.5 に、表 3.2.4 にせん断ばね物性値を示す。直ばねは、剥離挙動を再現するために圧縮側を大きくし、引張側を 0 にした。また、せん断ばねは、せん断応力と地盤のせん断弾性係数から降伏点ひずみを算出し、 $\gamma_p=0.0073$ と設定した。

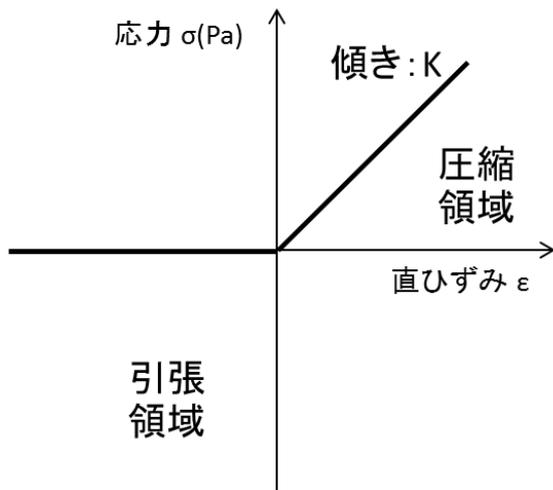


図 3.2.4 直ばね構成則

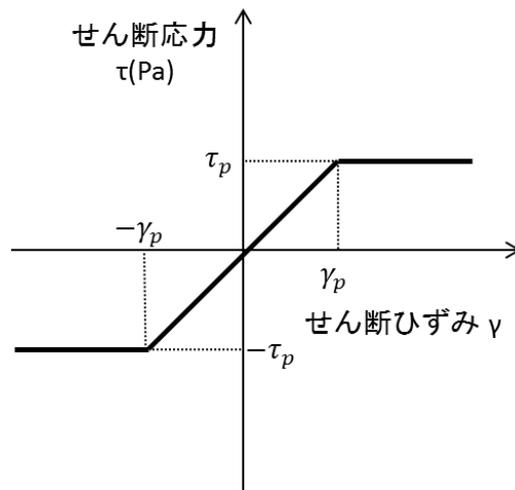


図 3.2.5 せん断ばね構成則

表 3.2.4 せん断ばね物性値

降伏ばね応力	降伏ひずみ
τ_p (Pa)	γ_p
400	0.0073

せん断ばねの物性値の導入に当たって下記に計算過程を付す。

降伏点ひずみ γ をせん断応力 τ とせん断弾性係数 G から導くとすると、
クーロン式より、

$$\begin{aligned}\tau &= c + \sigma \tan \phi & (3.2.3) \\ \tau &= 300 + (17.5 \times 8) \tan 35^\circ \approx 400\end{aligned}$$

せん断断線係数の式より、

$$\begin{aligned}G &= \frac{E}{2(1+\nu)} & (3.2.4) \\ G &= \frac{158 \times 10^3}{2(1+0.45)} \approx 54 \times 10^3\end{aligned}$$

せん断ひずみの関係式より、

$$\begin{aligned}\gamma &= \frac{\tau}{G} & (3.2.5) \\ \gamma &= \frac{400}{54 \times 10^3} = 0.0073\end{aligned}$$

ここに、

τ :せん断応力 c :粘着力 ϕ :内部摩擦角

G :せん断弾性係数 E :ヤング率 ν :ポアソン比

また、境界条件は表 3.2.5 に示す通りとする。拘束有り無しをそれぞれ○と×で示した。
 δ は変位拘束、 R は回転拘束を示す。解析モデルでは x 方向について半無限地盤を想定している。そのため、 yz 面は y 方向の変位を固定しており、水平ローラーとしている。

表 3.2.5 拘束条件

	δx	δy	δz	R_x	R_y	R_z
底面部	×	×	×	×	×	×
地盤部	○	○	○	×	×	×
トンネル覆工	○	○	○	×	×	○

3.3 三次元解析モデル

3.3.1 三次元解析の対象モデル

モデルは地盤条件の急変部を縦断するトンネルを対象とした。

対象とする地盤は、層厚 20m の表層地盤が硬質地盤から軟質地盤に急変する（以下、地層急変部と呼ぶ）ものとし、諸量を表 3.3.1 に示す。この物性値は土木研究所の資料を参考に設定した。

表 3.3.1 諸物性値

	層厚 [m]	せん断剛性 [MN/m ²]	ポアソン比	単位体積重量 [kN/m ³]	減衰比
硬質地盤	20	158	0.45	17.7	0.07
軟質地盤	20	63.2	0.49	15.7	0.09
免震材	-	0.58	0.49	9.81	0.20

対象とするトンネルは矩形断面の開削トンネルとした。トンネルは幅 5m、高さ 4m、覆工厚 0.3m のものとし、土被りは 4m とした。諸量を表 3.3.2 に示す。

表 3.3.2 トンネルの物性値

覆工厚 [m]	せん断剛性 [MN/m ²]	ポアソン比	単位体積重量 [kN/m ³]	減衰比
0.3	10.6×10 ³	0.20	25	0.05

3.3.2 三次元解析モデルの設定

三次元的解析では、免震材を用いないモデル（以下、免震無）と免震材を設置したモデルにおいて免震材の効果の比較・検討を行う。

解析モデルのメッシュ図を図 3.3.1～図 3.3.3 にそれぞれ示す。解析ソフトの制約上メッシュの切り方が粗い部分があるが、着目すべきトンネル設置位置と地盤急変部のメッシュは 1×1×1m とし、解析誤差を少なくした。

免震材を設置するモデルは 2 種類で、免震材を壁のように連続的に配置するモデル（以下、免震壁）と免震材を杭のように断片的に配置するモデル（以下、免震杭）である。以下に解析する動的解析モデルを図で示す。図 3.3.4 に解析モデルの全体図を、また、モデルの領域拡大による影響を比較するために拡大した解析モデルの全体図を図 3.3.5 に示す。図 3.3.6～図 3.3.18 に各解析モデルの寸法図を示す。また、図 3.3.19～図 3.3.23 に領域を拡大した各解析モデルの寸法図を示す。

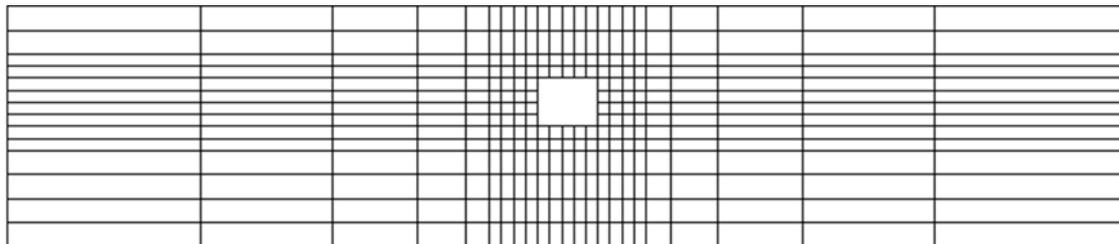


図 3.3.1 xy 面メッシュ図

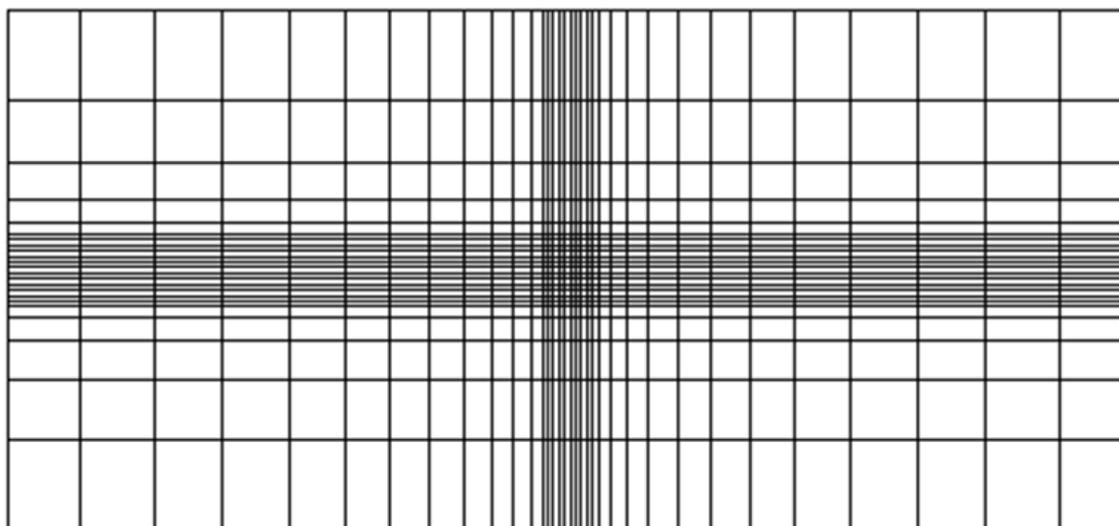


図 3.3.2 zx 面メッシュ図

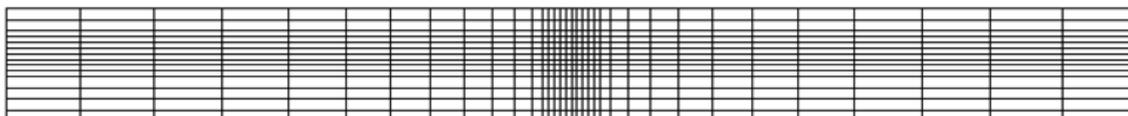


図 3.3.3 yz 面メッシュ図

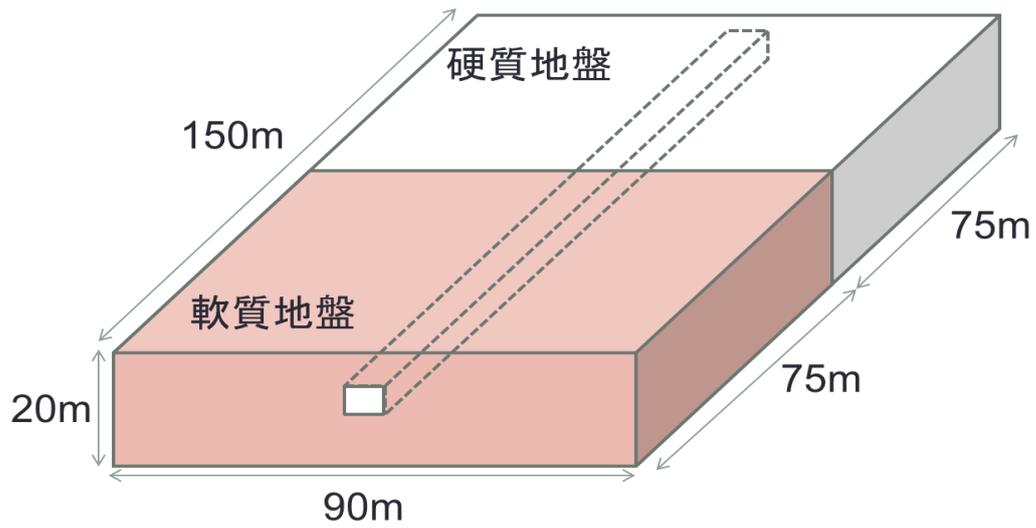


図 3.3.4 解析モデル全体図

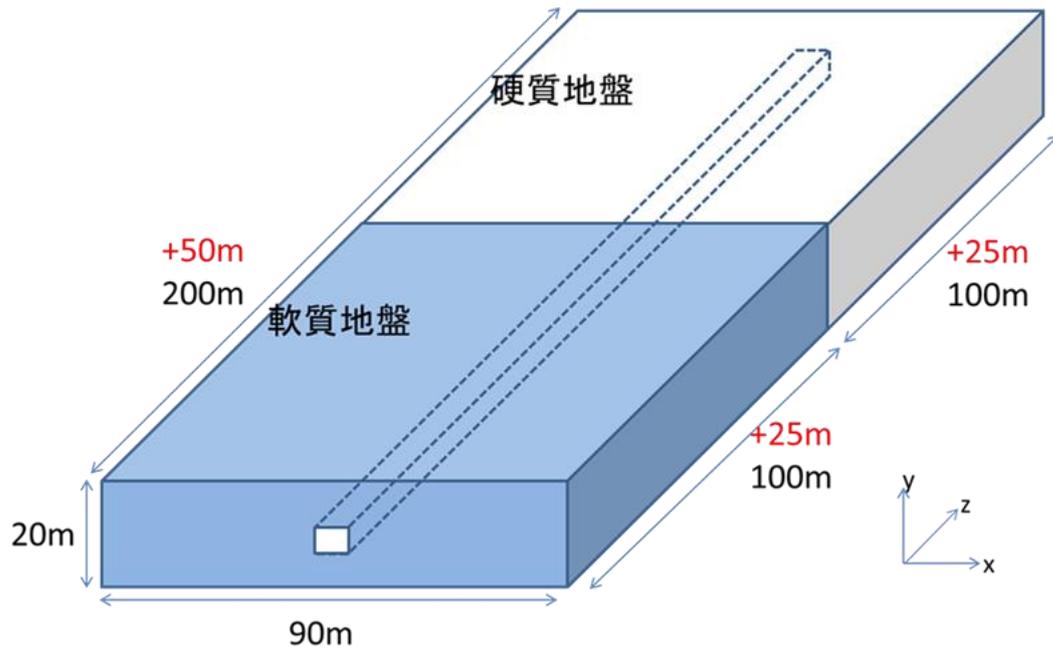


図 3.3.5 拡大モデル全体図

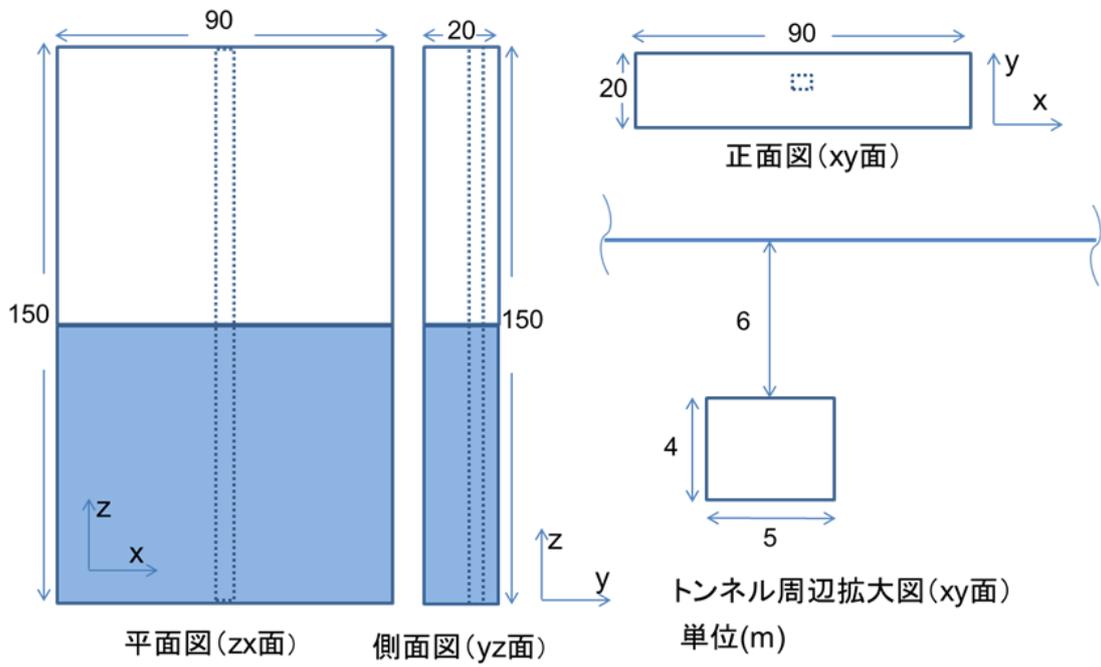


図 3.3.6 免震無モデル

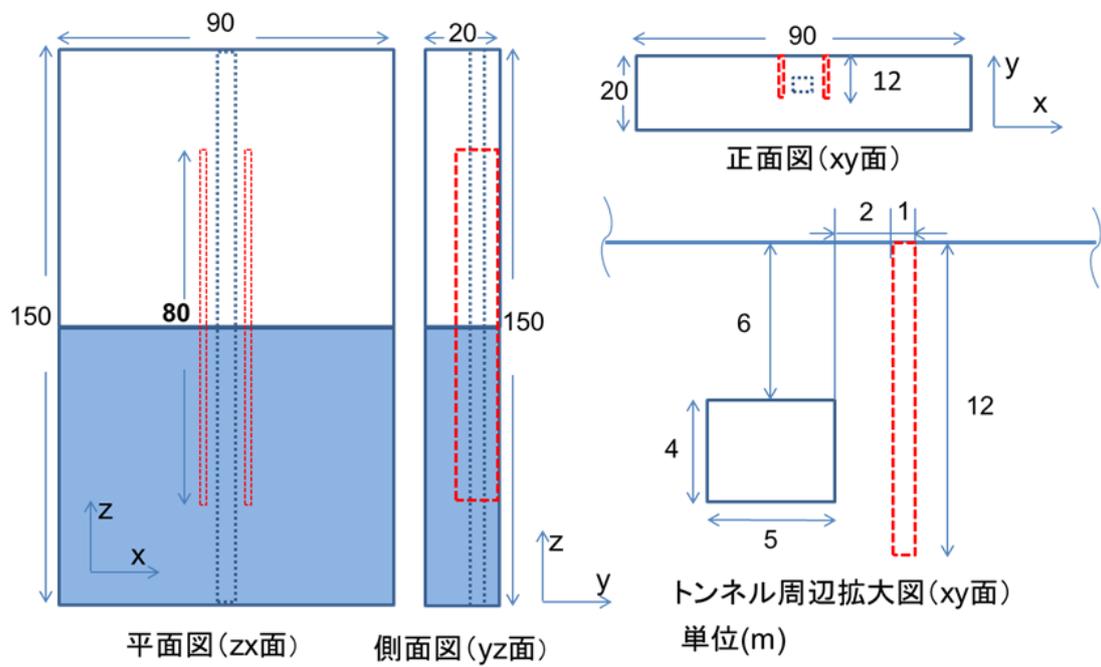


図 3.3.7 免震壁モデル

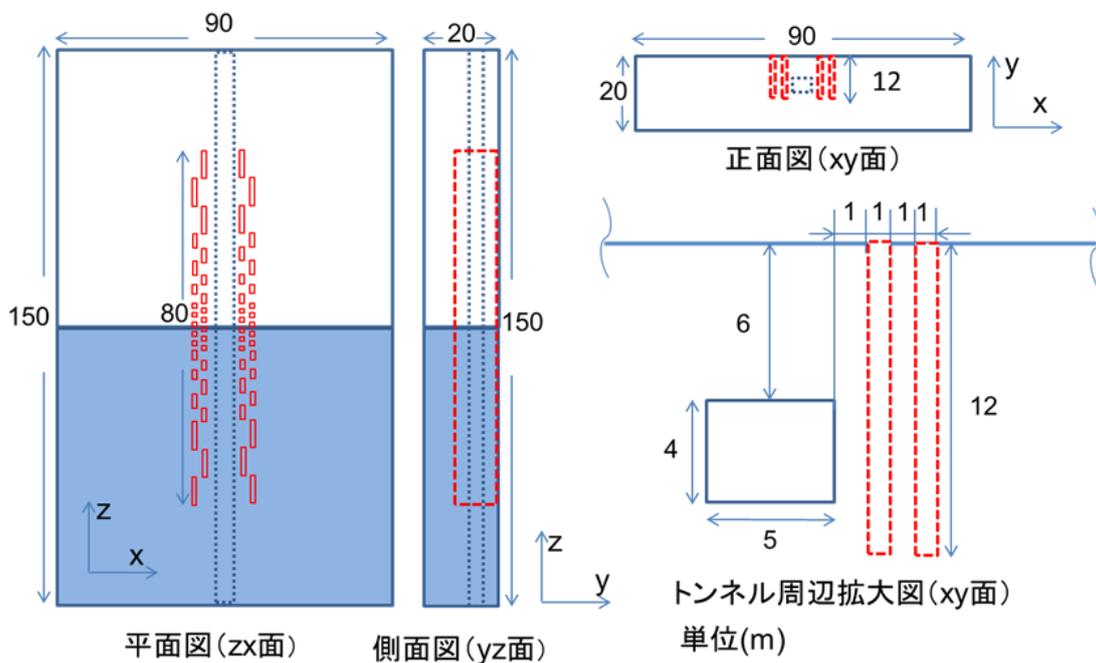


図 3.3.8 免震杭モデル

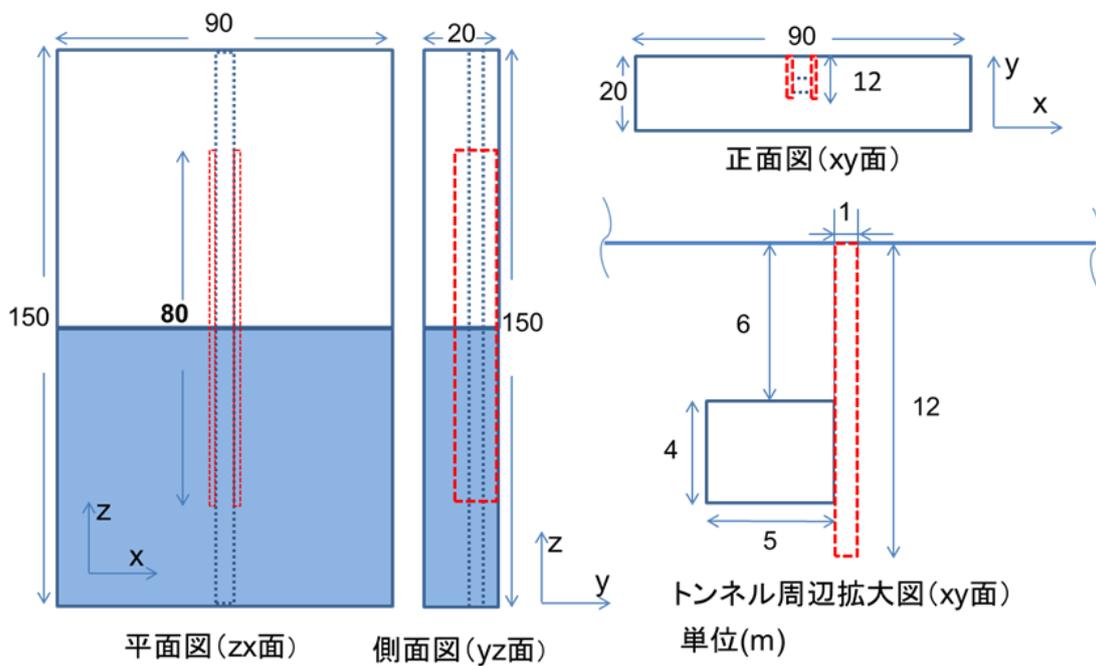


図 3.3.9 免震壁モデル(近接)

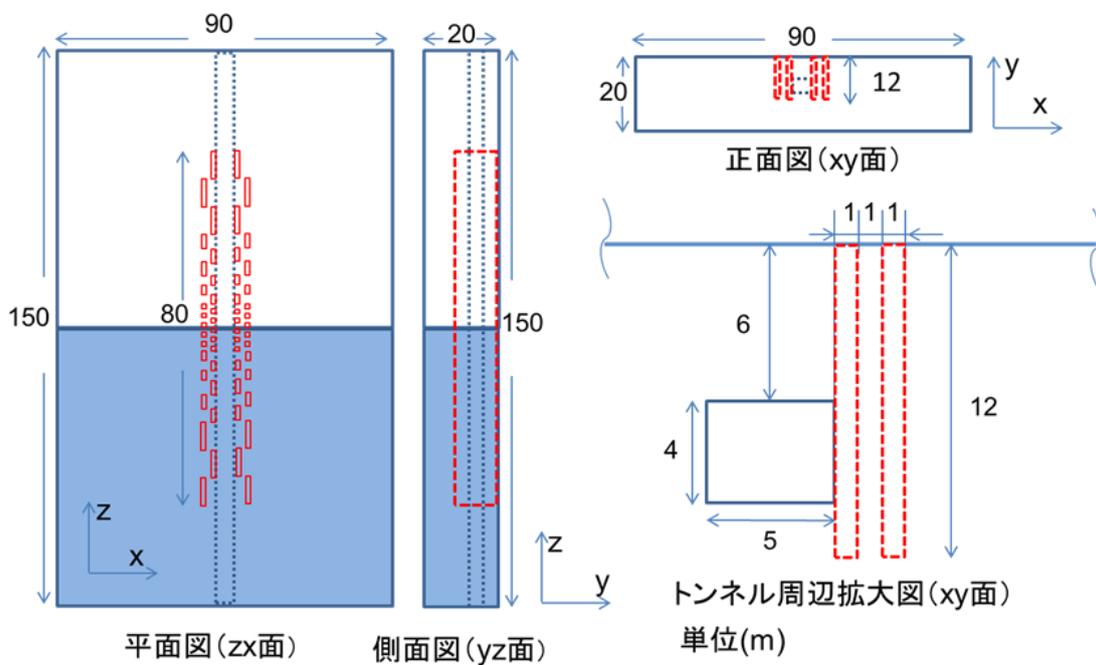


図 3.3.10 免震杭モデル(近接)

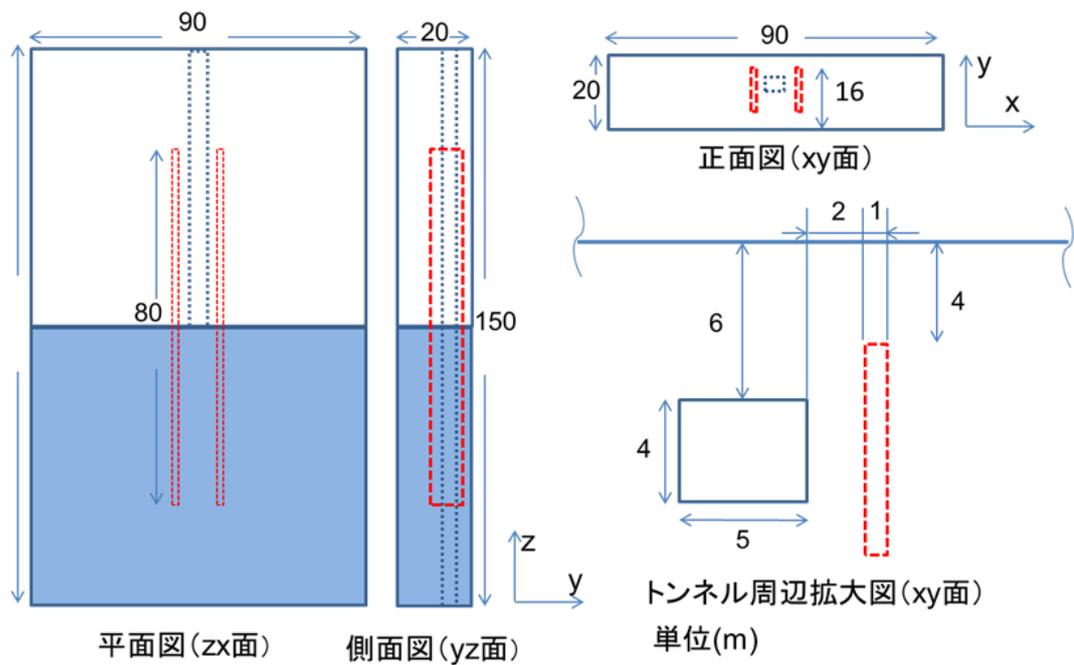


図 3.3.11 免震壁モデル(埋め戻し)

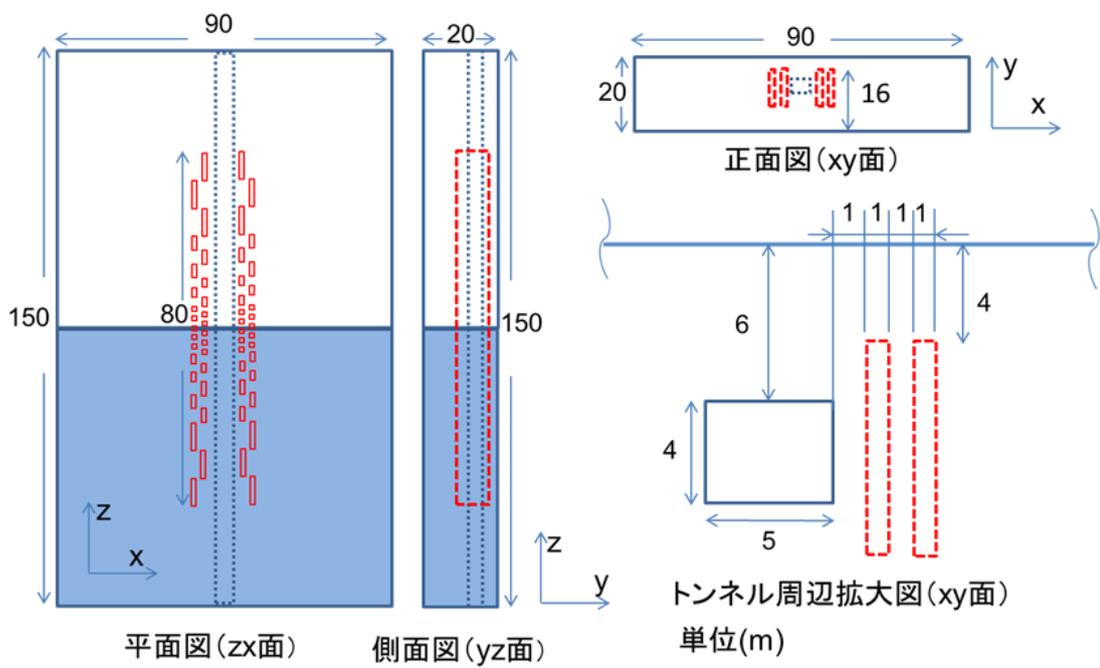


図 3.3.12 免震杭モデル(埋め戻し)

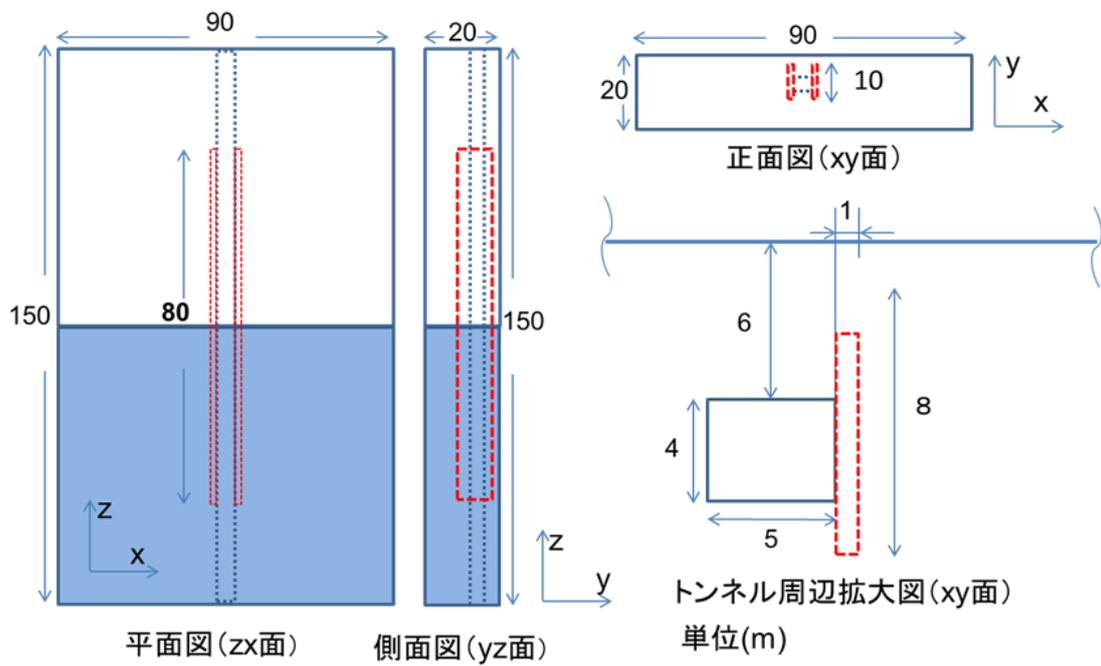


図 3.3.13 免震壁モデル(近接埋め戻し)

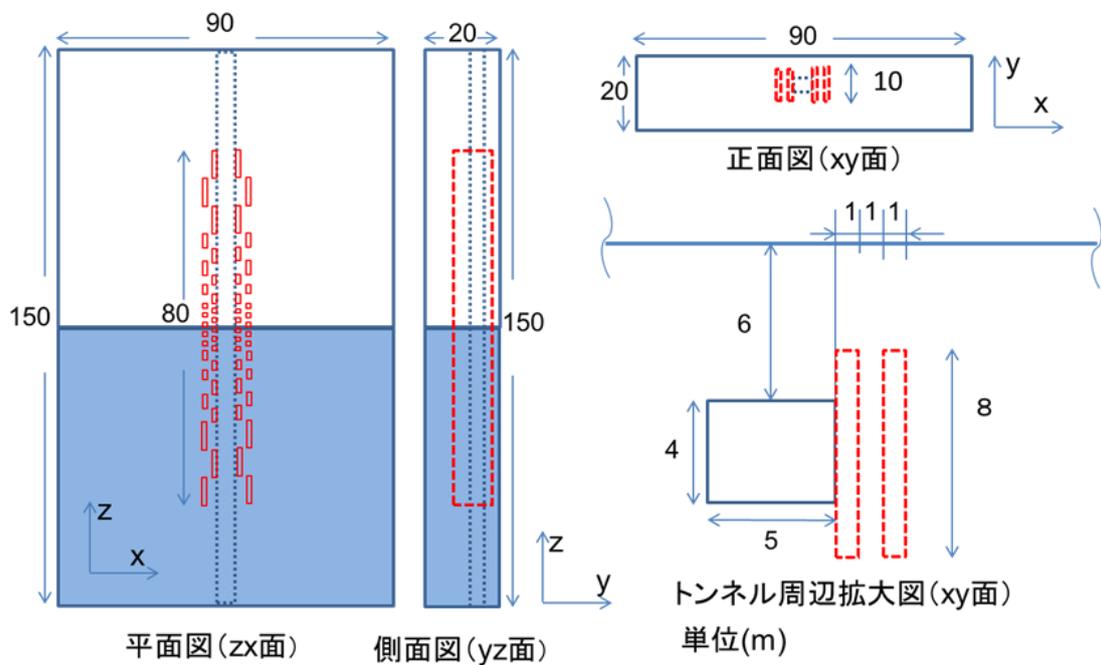


図 3.3.14 免震杭モデル(近接埋め戻し)

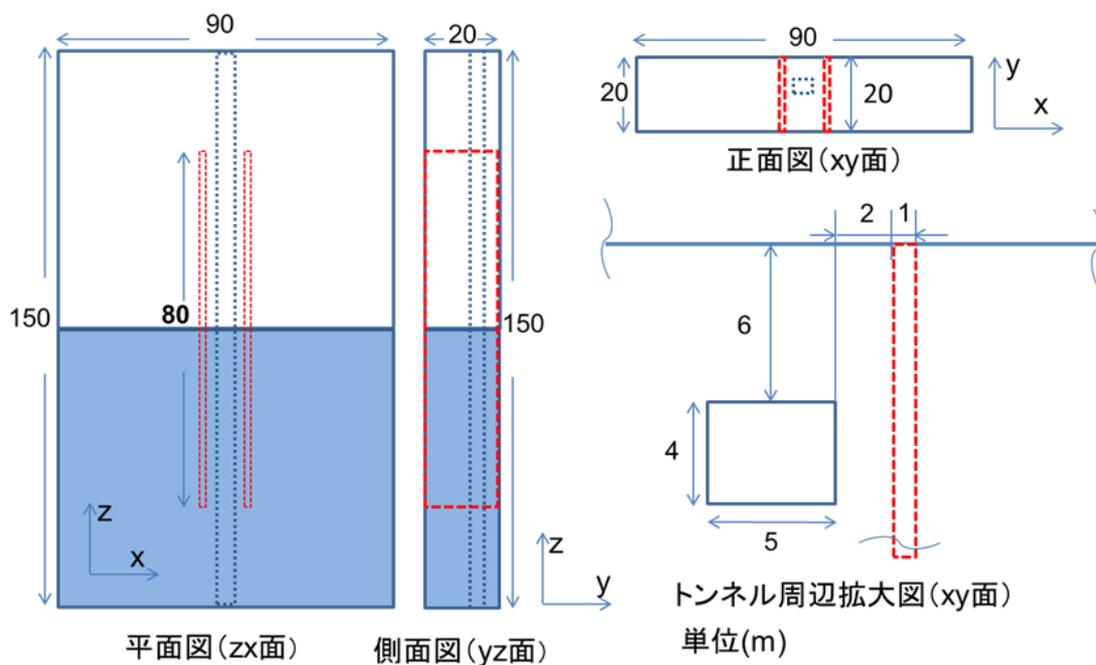


図 3.3.15 免震壁モデル(全貫入)

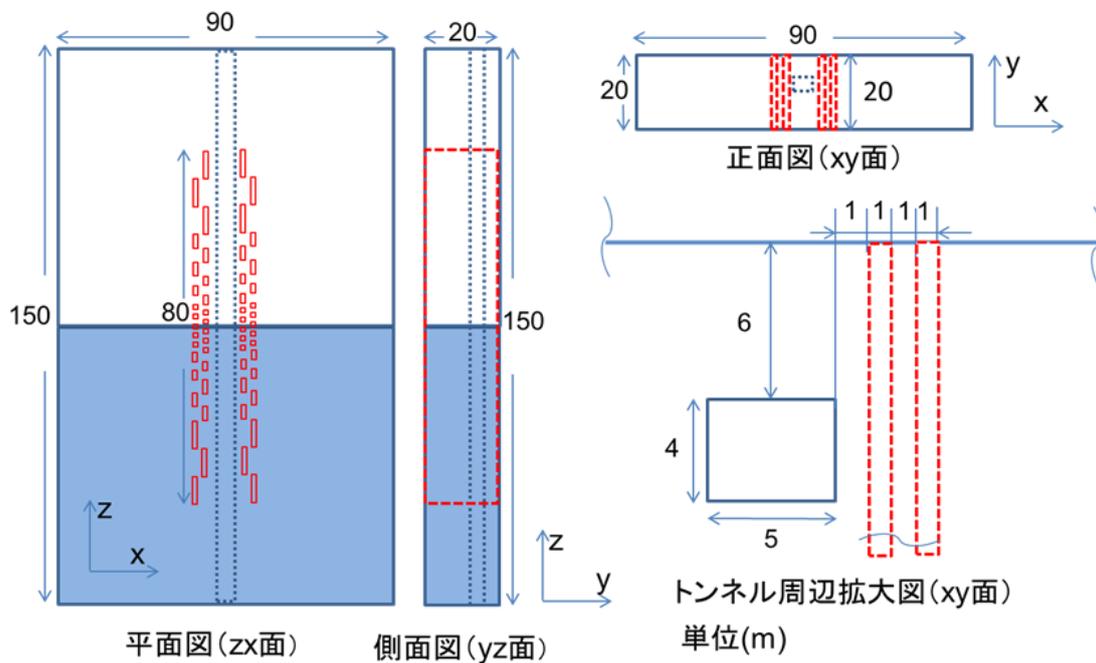


図 3.3.16 免震杭モデル(全貫入)

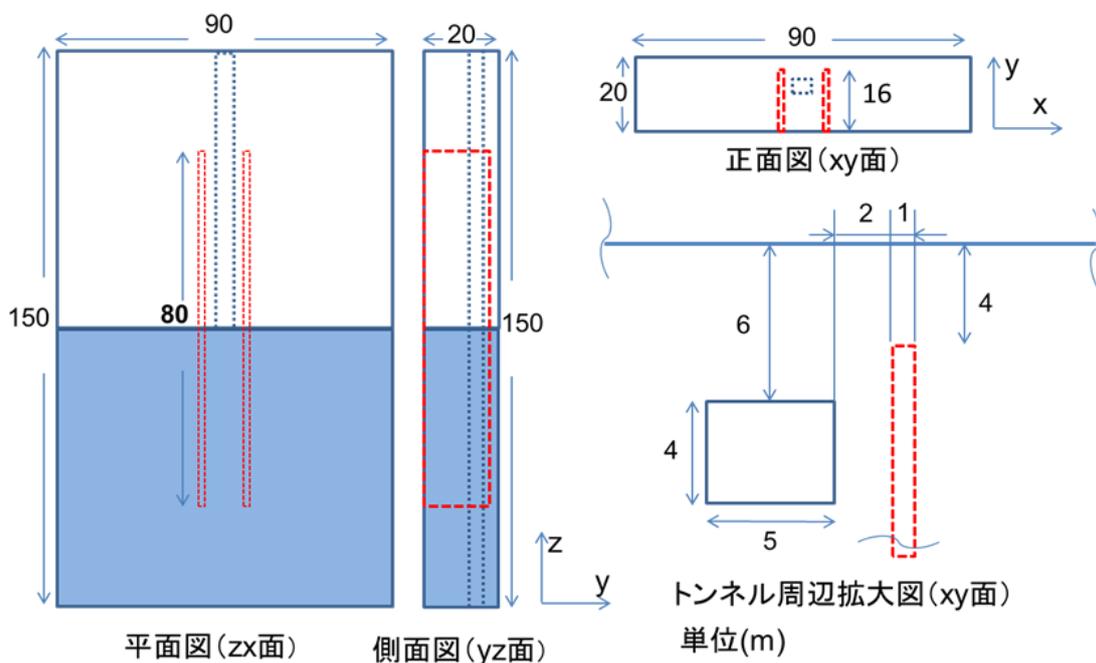


図 3.3.17 免震壁モデル(下貫入)

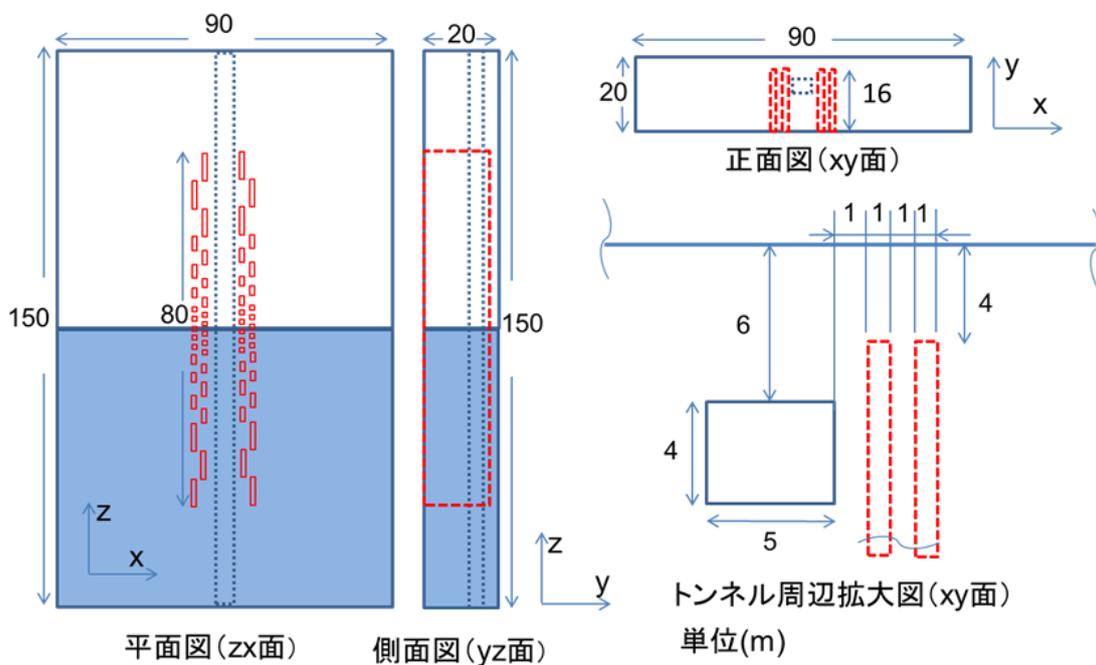


図 3.3.18 免震杭モデル(下貫入)

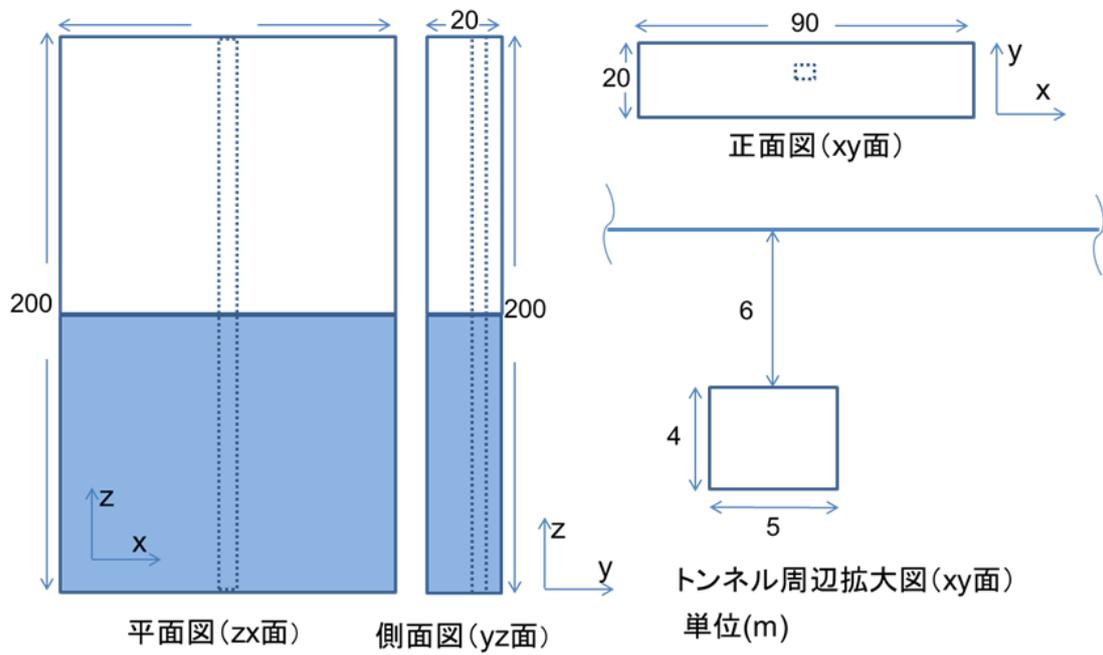


図 3.3.19 免震無モデル(拡大モデル)

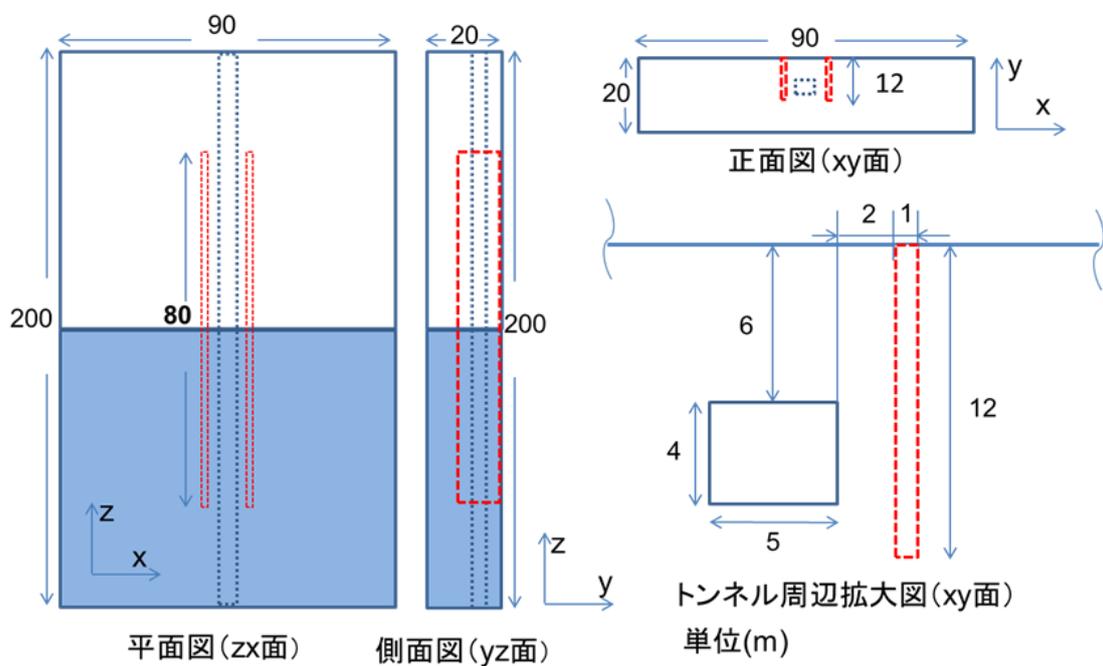


図 3.3.20 免震壁モデル(拡大モデル)

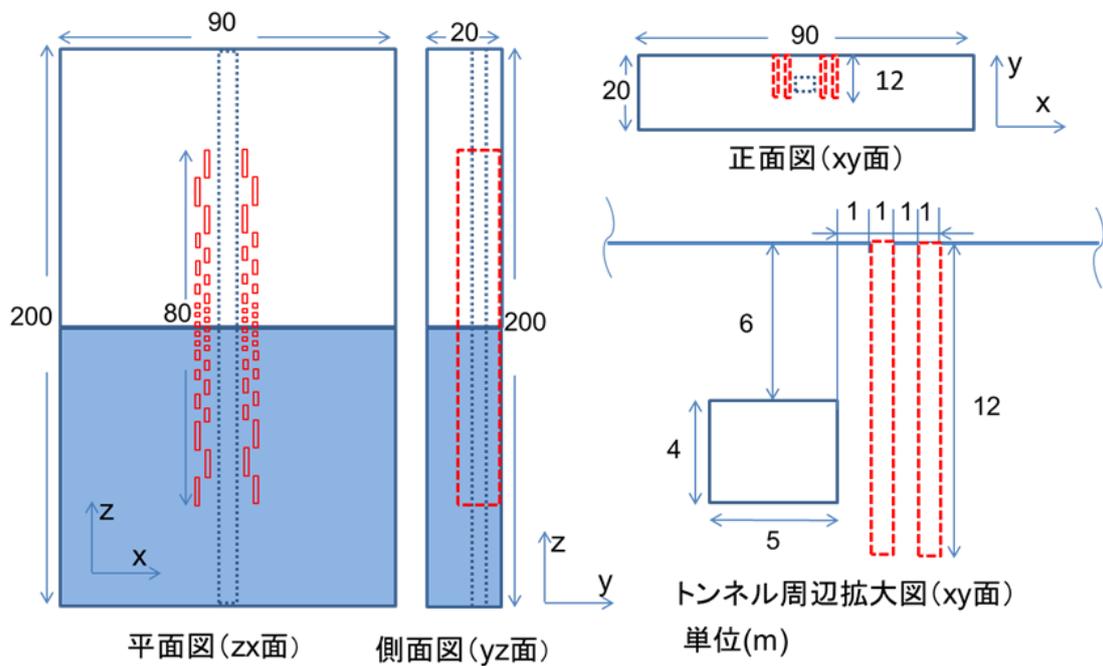


図 3.3.21 免震杭モデル(拡大モデル)

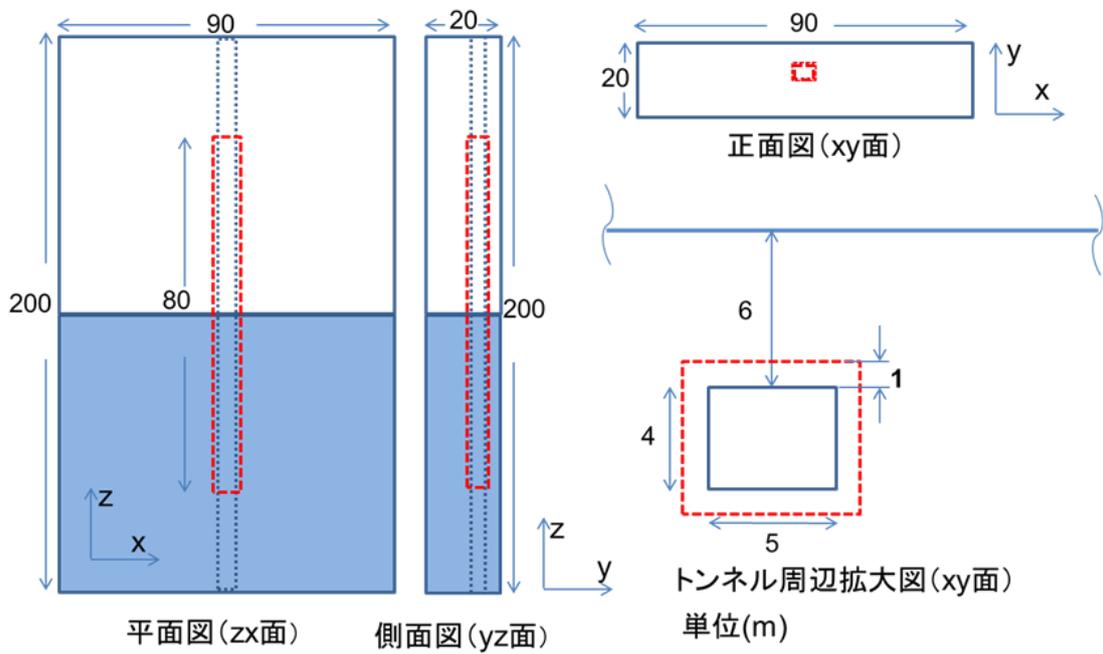


図 3.3.22 免震周面モデル(拡大モデル)

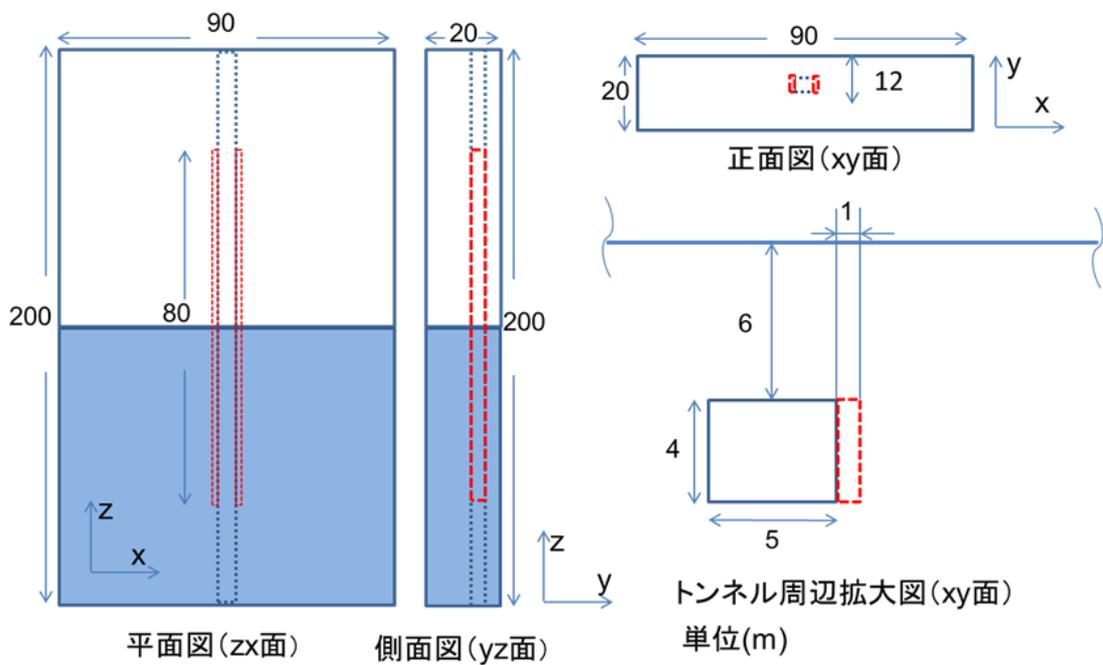


図 3.3.23 免震側面モデル(拡大モデル)

いずれもトンネルはシェル要素の Mindlin シェル要素，地盤はソリッド要素の六面体でモデル化した．なお，節点数 12180，要素数 10880 である．

また，境界条件は表 3.3.3 に示す通りとする．拘束有りとしをそれぞれ○と×で示した． δ は変位拘束，R は回転拘束を示す．解析モデルでは x 方向について半無限地盤を想定している．そのため，yz 面は y 方向の変位を固定しており，水平ローラーとしている．

表 3.3.3 拘束条件

	δx	δy	δz	Rx	Ry	Rz
XY 面	○	○	×	×	×	×
YZ 面	○	×	○	×	×	×
底面部	×	×	×	×	×	×
地盤部	○	○	○	×	×	×
トンネル覆工	○	○	○	×	×	○

3.4 入力波形

本研究では，地震波による実験を行う予定である．

そのため，入力地震動は新神戸変電所の地表で得られた兵庫県南部地震の観測記録を工学的基盤に引き戻した推定波形を用いる．データ数は 4096，最大 383gal，最小 -283gal である．これを x 方向に水平加振で基盤に入力する．二次元解析，三次元解析ともに使用する入力波を図 3.4.1 に示す．

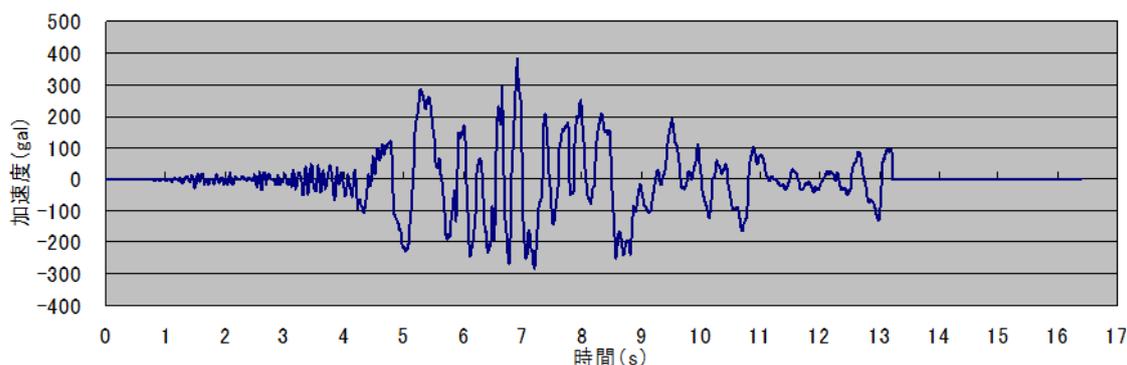


図 3.4.1 入力波形

第4章 解析結果

4.1 二次元解析の結果

4.1.1 二次元解析結果の概要

時刻歴応答解析による二次元動的 FEM 解析を行った。また、同時に解析モデルの妥当性の検証を兼ねており、免震対策工法の効果を確認した。

4.1.2 解析条件および入力地震動

解析条件は、積分手法が Newmark β 法($\beta=1/4$)、積分時間間隔 0.004 秒、データ点数 4096、最大 383gal である。解析コードは TDAPIII を用いた。

入力地震動は 3.4 入力波形の通りで、図 3.4.1 の波形を用いる。

4.1.3 二次元動的解析結果

加振時におけるトンネル覆工に発生する断面力を評価する。この断面力より免震材による免震効果を確認する。なお、断面力は軸力、曲げモーメントであり、いずれも動的解析で生じた最大時の値とする。

まず、3.2.3 で示したインターフェイス要素の有無をパラメータとして、地盤とトンネル覆工の境界条件の違いの影響を確認する。インターフェイス要素非導入モデルについて、加振時最大断面力の分布を図 4.1.1 と図 4.1.2 に示す。次にインターフェイス要素導入モデルについて、加振時最大断面力の分布を図 4.1.3 と図 4.1.4 に示す。

インターフェイス要素非導入モデルについて

3.2.2 で示した免震材配置モデルについて、側面免震モデル(図 3.2.2-④)の免震効果を評価する。

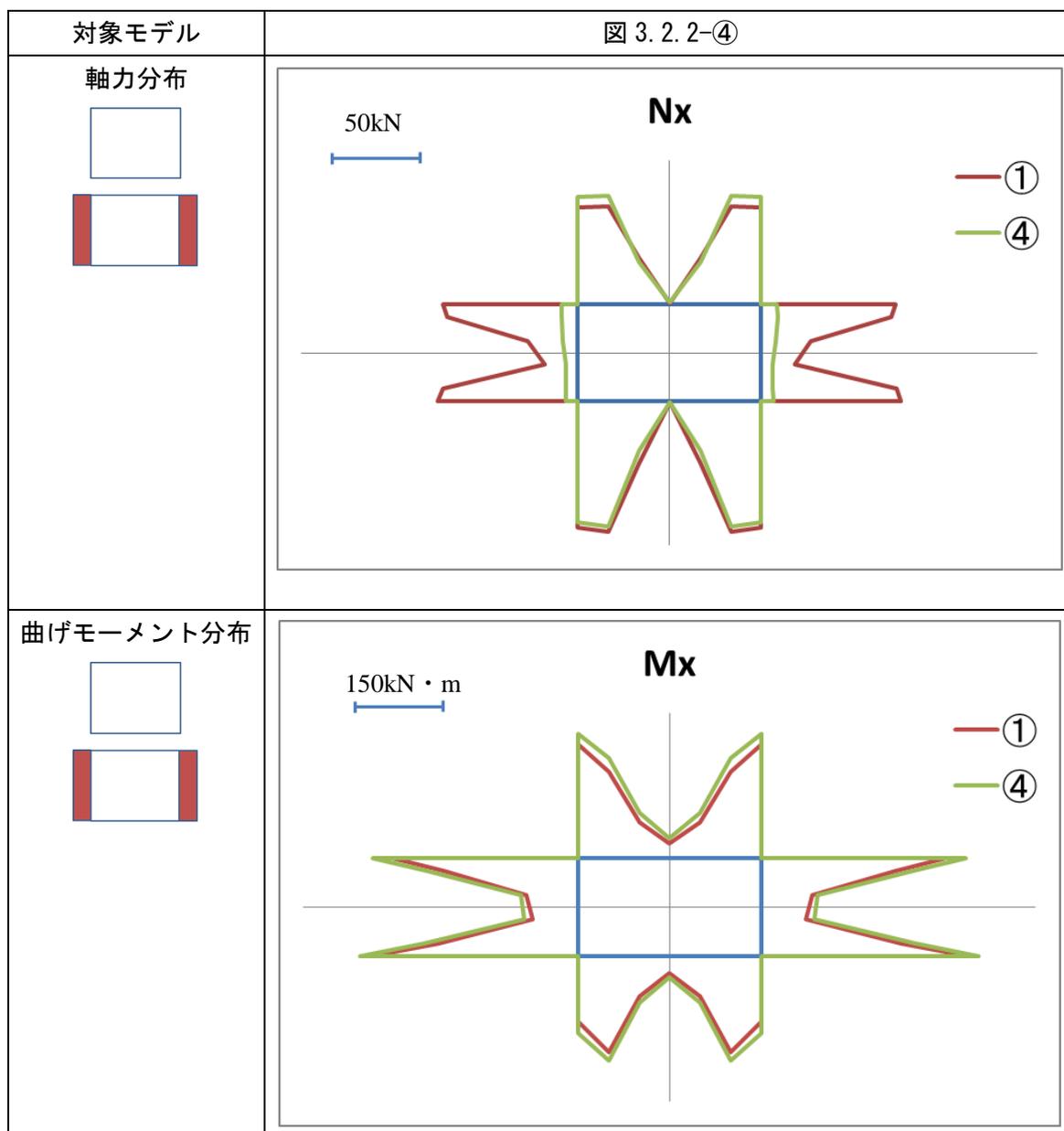


図 4.1.1 免震無と側面免震の断面力比較

図 3.2.2-④のように免震材を配置した場合、次の結果が得られた。

最大軸力では、免震材を配置した側壁において軸力の低減が見られた。

最大曲げモーメントでは、免震材を配置しても免震無の場合とほぼ変わらないという結果となった。

周面免震モデル(図 3.2.2-②)および全面免震モデル(図 3.3.2-③), 四隅免震モデル(図 3.2.2-⑤)の免震効果を評価する.

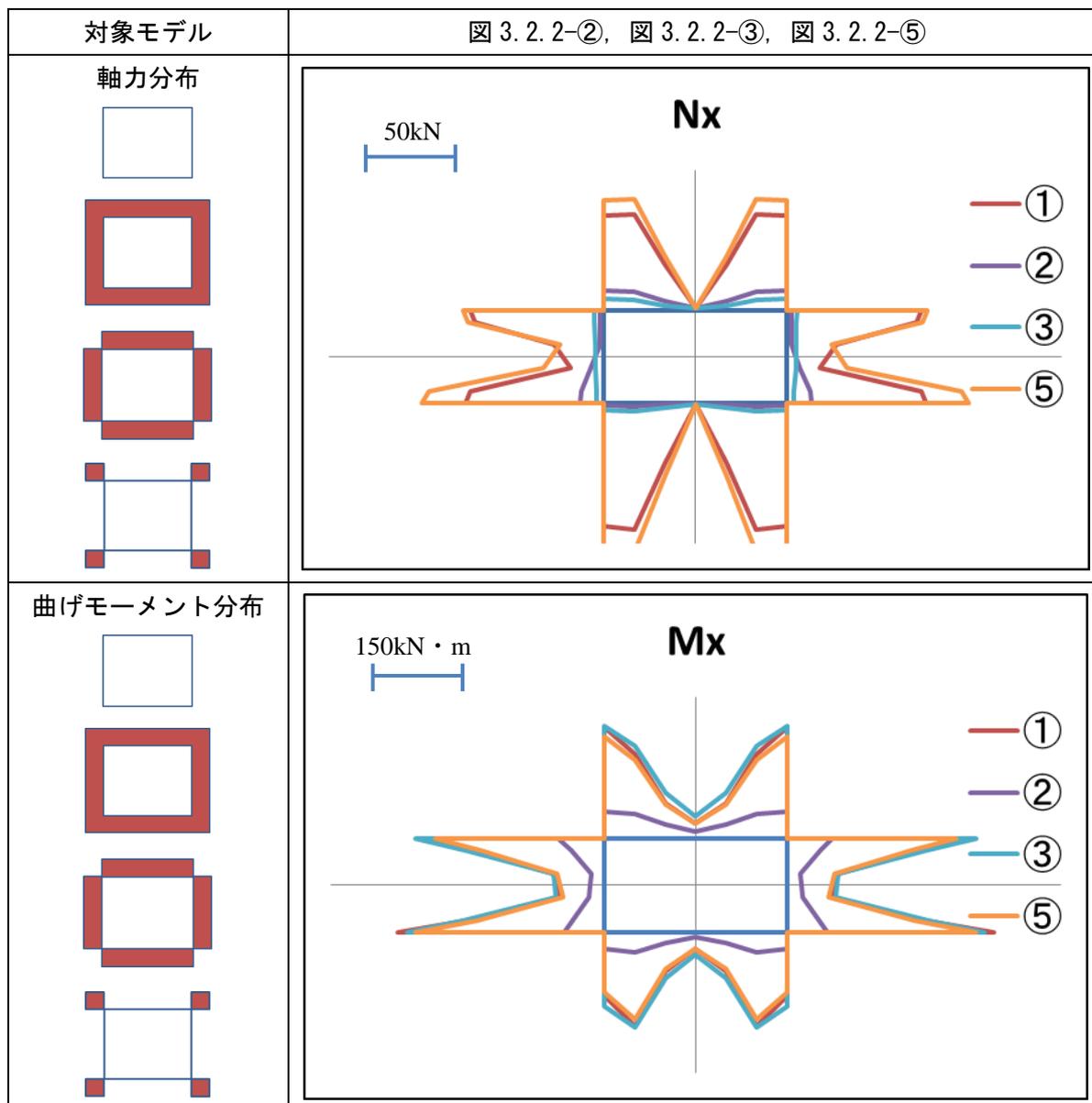


図 4.1.2 全面免震・周面免震の断面力比較

図 3.2.2-②, 図 3.2.2-③, 図 3.2.2-⑤のように免震材を配置した場合, 次の結果が得られた.

最大軸力では, 全面免震, 周面免震ともに軸力の大きな低減が見られた.

最大曲げモーメントでは, 周面免震の場合で大きく低減した. 一方で, 全面免震の場合では断面力の変化はほぼ確認されなかった.

インターフェイス要素導入モデルについて

側面免震モデル(図 3.2.3-⑧)の免震効果を評価する。

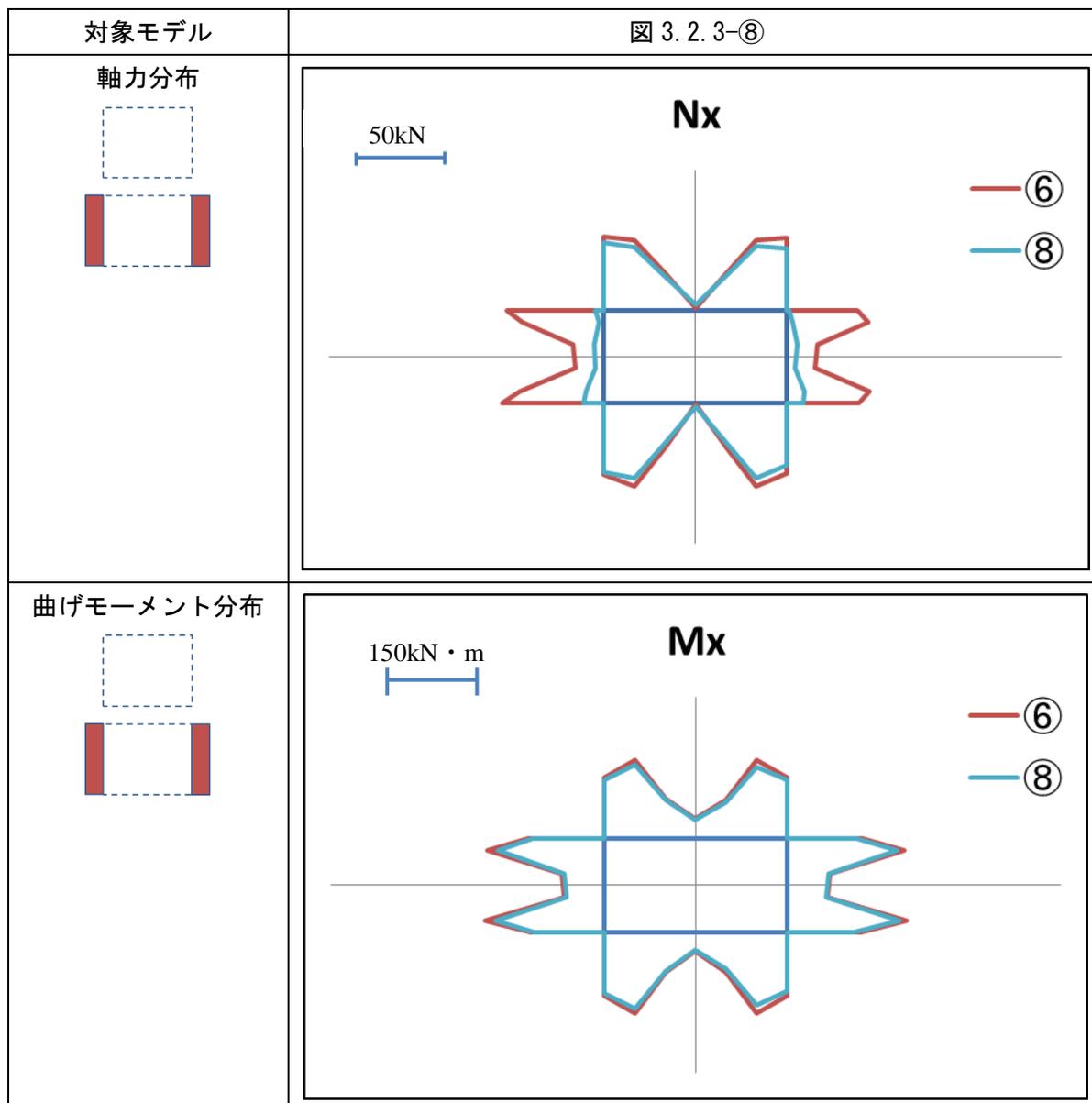


図 4.1.3 側面免震の断面力比較

図 3.2.3-⑧のように免震材を配置した場合、次の結果が得られた。

最大軸力では、インターフェイス要素を導入したことで免震無の場合でもインターフェイス要素非導入モデルよりも軸力が低減した。また、側面免震では免震材を配置した側壁において軸力の低減が見られた。

最大曲げモーメントでは、免震材を配置しても免震無の場合とほぼ変わらないという結果となった。

周面免震モデル(図 3.2.3-⑦)および上下面免震モデル(図 3.2.3-⑨)の免震効果を評価する。

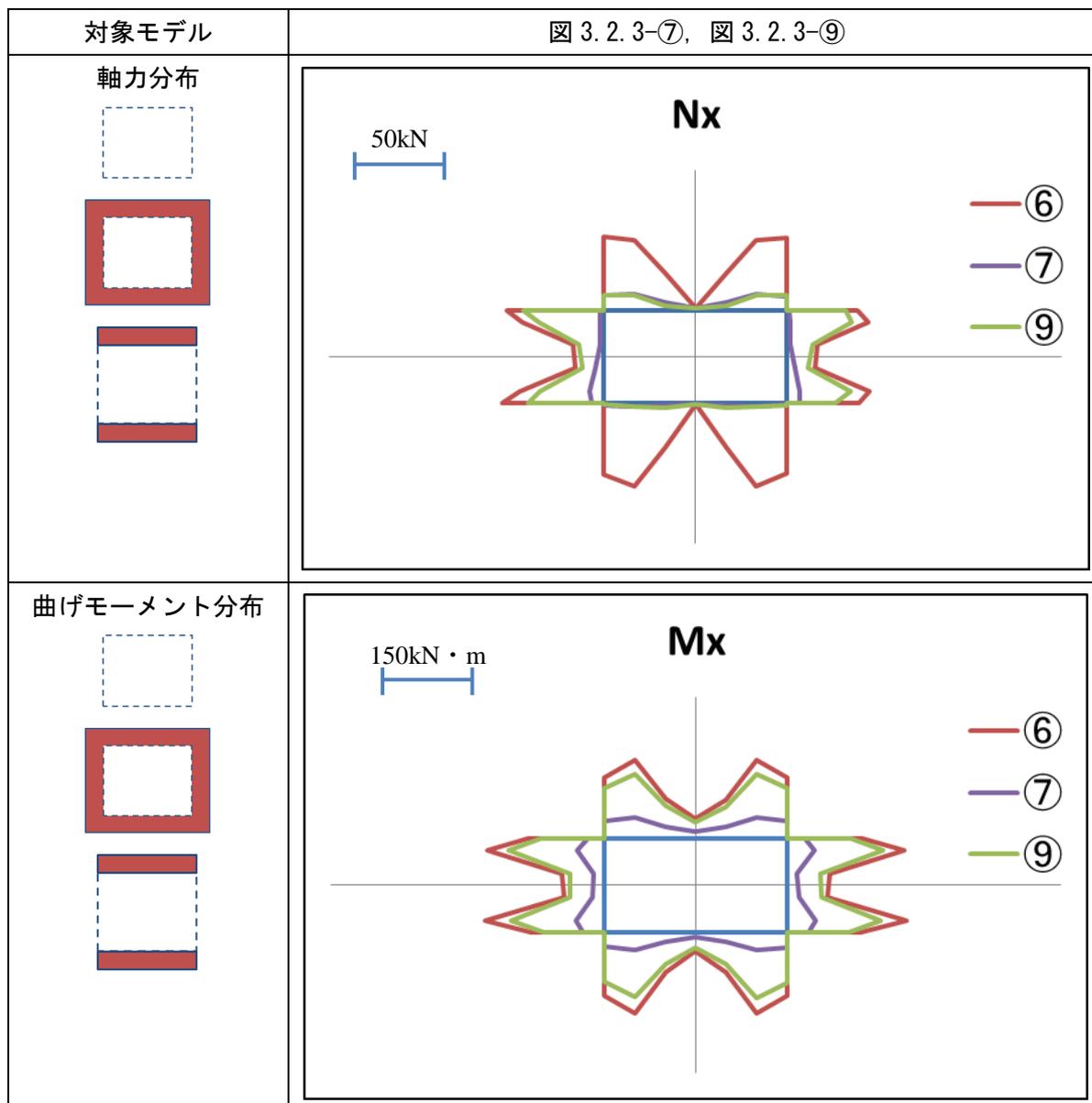


図 4.1.4 周面免震と上下面免震の断面力比較

図 3.2.3-⑦, 図 3.2.3-⑨のように免震材を配置した場合, 次の結果が得られた。

最大軸力では, 周面免震の場合で全面において軸力の低減が見られた。一方で, 上下面免震の場合では免震材を配置した上下面においてのみ軸力の低減が見られた。

最大曲げモーメントでは, 周面免震の場合で全面において低減が確認された。一方で, 上下面免震の場合では若干低減した。

縁応力について

免震材を配置しないモデルと、免震材を配置した周面免震モデル(図 3.2.2-②)、全面免震モデル(図 3.3.2-③)、側面免震モデル(図 3.2.2-④)および四隅免震モデル(図 3.2.2-⑤)の縁応力を確認する。式(4.1.1)は、トンネル覆工を線形としたときの縁応力の算出式である。縁応力を確認する時間断面は各モデルで軸力が卓越した時間断面とし、確認箇所を図 4.1.5 に示す。

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{I} y \quad (4.1.1)$$

σ :縁応力[kN/m²]
 A :断面積[m²]
 I :断面二次モーメント[m⁴]
 N :軸力[kN]
 M :曲げモーメント[kN/m]
 y :中立軸からの距離[m]



図 4.1.5 縁応力の確認箇所

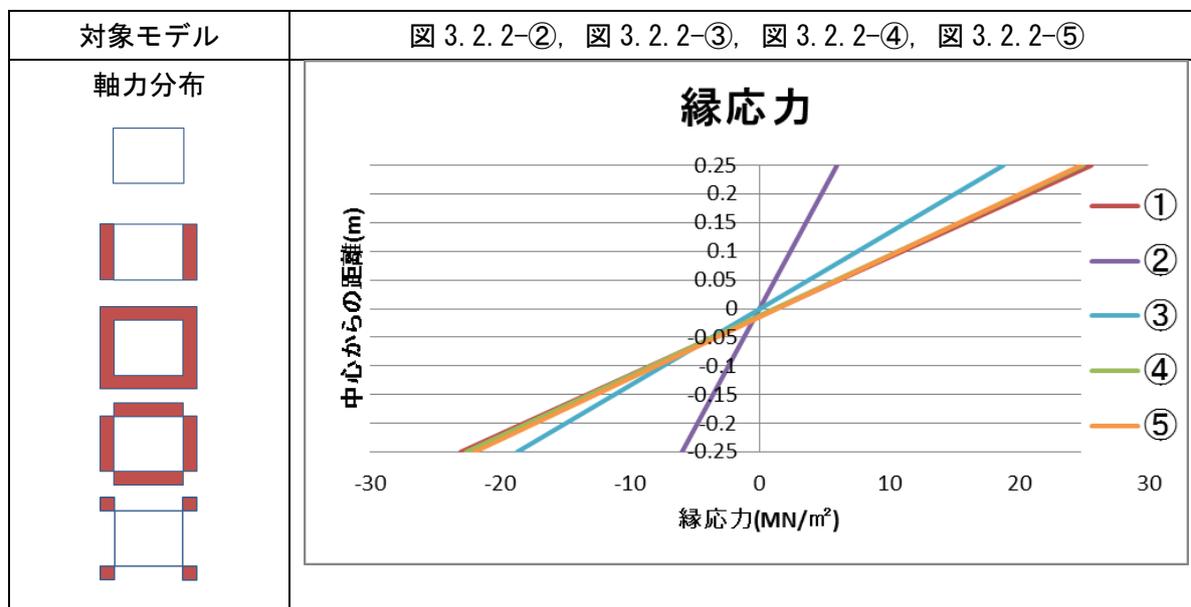


図 4.1.6 縁応力状態

縁応力を確認すると次の結果が得られた。

免震材を配置しないものと比べ、側壁免震モデルと四隅免震モデルはほぼ変わらないという結果になった。また、全面免震モデル、周面免震モデルでは免震材を配置しないものと比べ縁応力が小さくなっている。特に周面免震モデルでは顕著である。

これらの結果を踏まえ、傾向などを箇条でまとめる。

- ① インターフェイス要素を導入しないものでは、軸力については、免震材の効果が発揮されていると考えられる。特に、免震材を配置した面についての軸力の低減が顕著である。
- ② 曲げモーメントについては、インターフェイス要素非導入の周面モデルでは断面力の著しい低減が見られたが、その他のモデルでは免震材の配置量にかかわらずそれほどの低減は見られなかった。
- ③ インターフェイス要素を導入すると、免震材を配置しないモデルにおいても断面力の低減が見られた。これは、インターフェイス要素がトンネルと地盤間でクッションのような働きをしているためと考えられる。
- ④ インターフェイス要素を導入したことで断面力全体の低減が見られた一方で、免震材の影響は①②に準ずる結果となり、側面免震でも思った程の低減は見られなかった。
- ⑤ 縁応力を確認すると、軸力が卓越する時間断面での縁応力にも関わらず、軸力の影響は小さいものとなっている。すなわち、曲げモーメントが支配的である構造物であると言える。
- ⑥ 覆工と地盤の剥離、すべりをモデル化したインターフェイス要素のモデルの結果から、免震対策をしなくてもある程度の断面力の低減効果はあることが明らかであり、既設トンネル覆工への免震工法の必要性の判断時に十分考慮すべき事項と考えられる。

4.2 三次元解析の結果

4.2.1 三次元解析結果の概要

時刻歴応答解析による三次元動的 FEM 解析を行った。また、同時に解析モデルの妥当性の検証を兼ねており、免震対策工法の効果を確認した。

4.2.2 解析条件および入力地震動

解析条件は、積分手法が Newmark β 法($\beta=1/4$)、積分時間間隔 0.004 秒、データ点数 4096、最大 383gal である。解析コードは TDAPIII を用いた。

入力地震動は 3.4 入力波形の通りで、図 3.4.1 の波形を用いる。

4.2.3 三次元動的解析結果

トンネル側壁上に z 軸に沿って、加震時のトンネル横断方向断面力を評価する。この断面力より免震材による免震効果を確認する。なお、断面力は軸力、せん断力、曲げモーメントであり、いずれも動的解析で生じた最大時の値とする。また、地盤急変部からの縦断距離の負が軟質地盤、正が硬質地盤である。図 4.2.1 に解析に用いたトンネル覆工の要素の要素座標系を示す。また、図 4.2.2 に要素座標系における各断面力とトンネル横断面において断面力の評価箇所について示す。

始めに、免震材を配置しないモデルのみについて、加振時最大断面力の分布を示す。解析領域拡大前のものを図 4.2.3 に、解析領域を拡大したものを図 4.2.4 に示す。

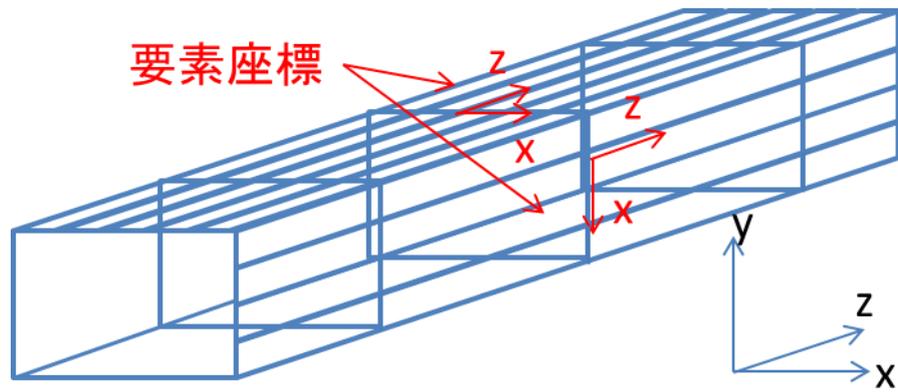


図 4.2.1 要素座標系

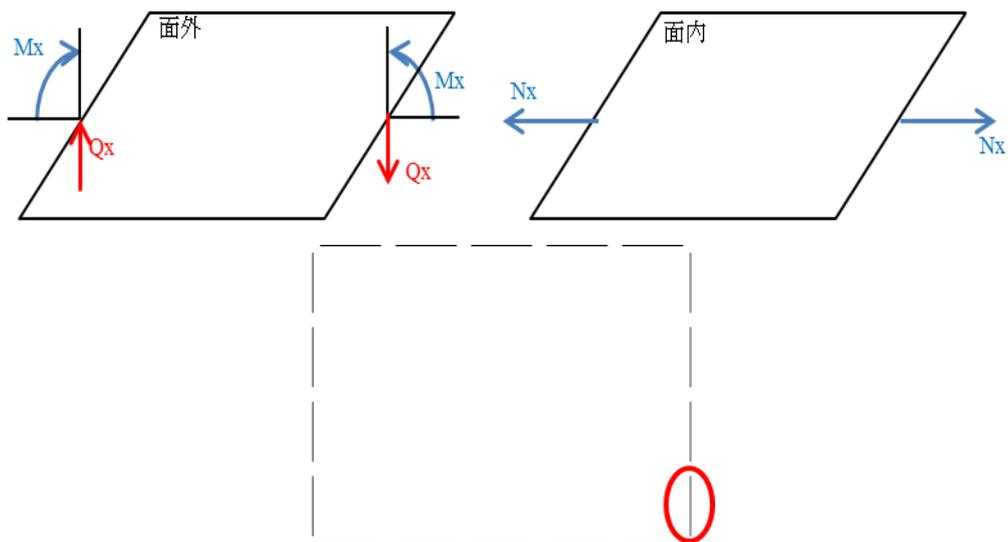


図 4.2.2 要素断面力の概要(上), 断面力の評価箇所(下)

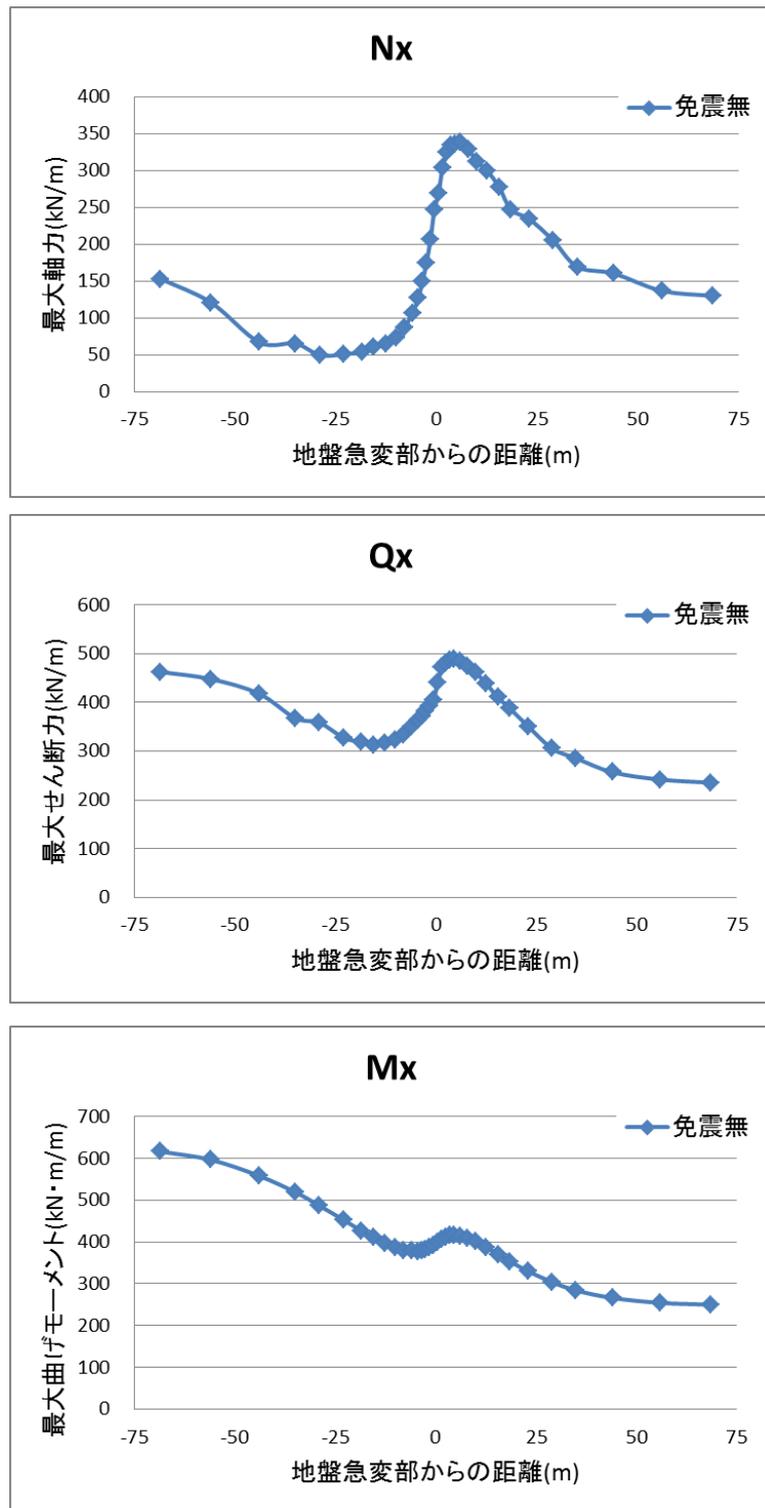


図 4.2.3 免震無の断面力

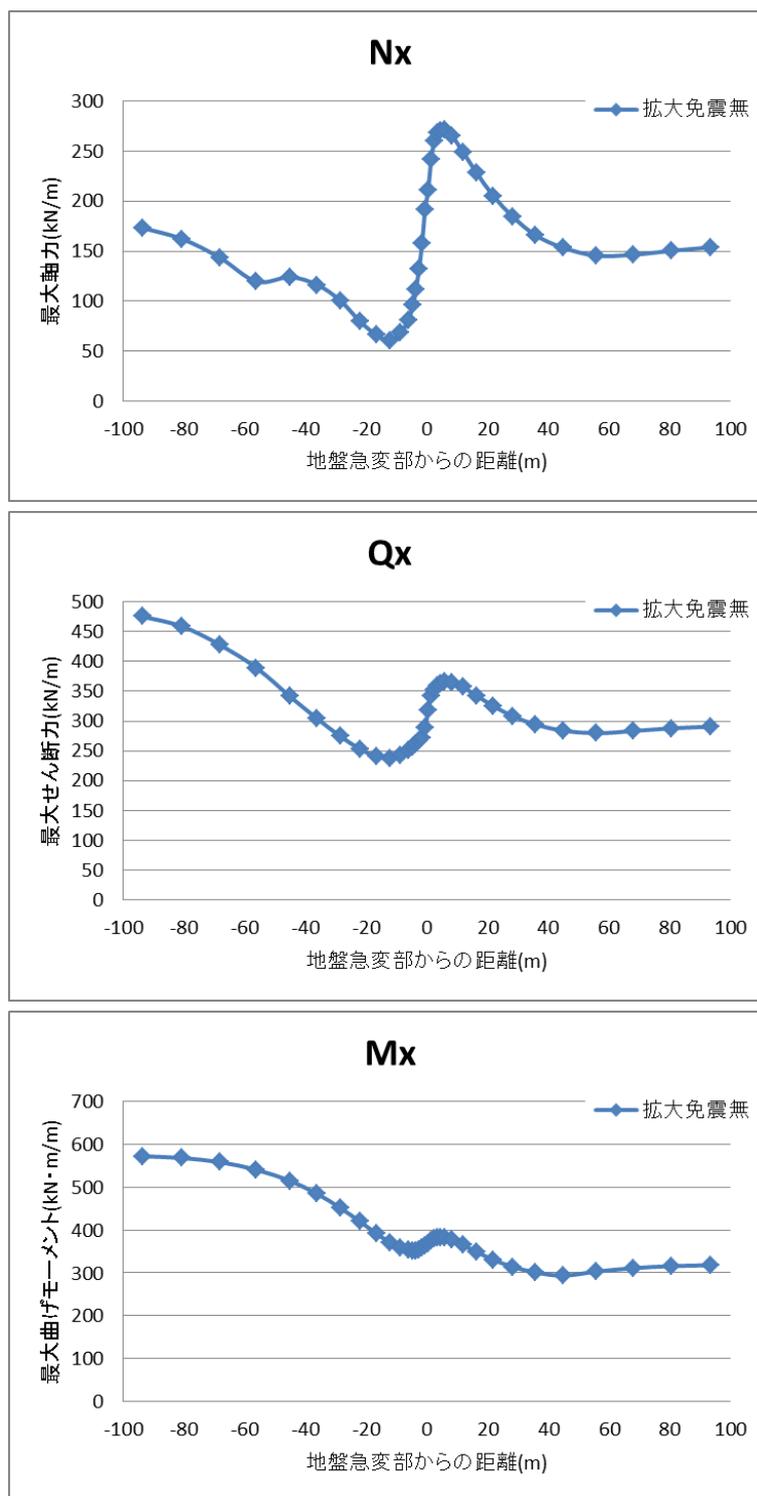


図 4.2.4 免震無(拡大)の断面力

いずれの断面力についても、端部での断面力の収束が見られるため解析のモデルとしては妥当であると考えられる。また、解析領域拡大モデルで収束がよく確認できるという結果となった。

免震材配置モデルについて

3.3.2 で示した免震材配置モデルについて、免震壁モデル(図 3.3.7)および免震杭モデル(図 3.3.8)の免震効果を評価する。

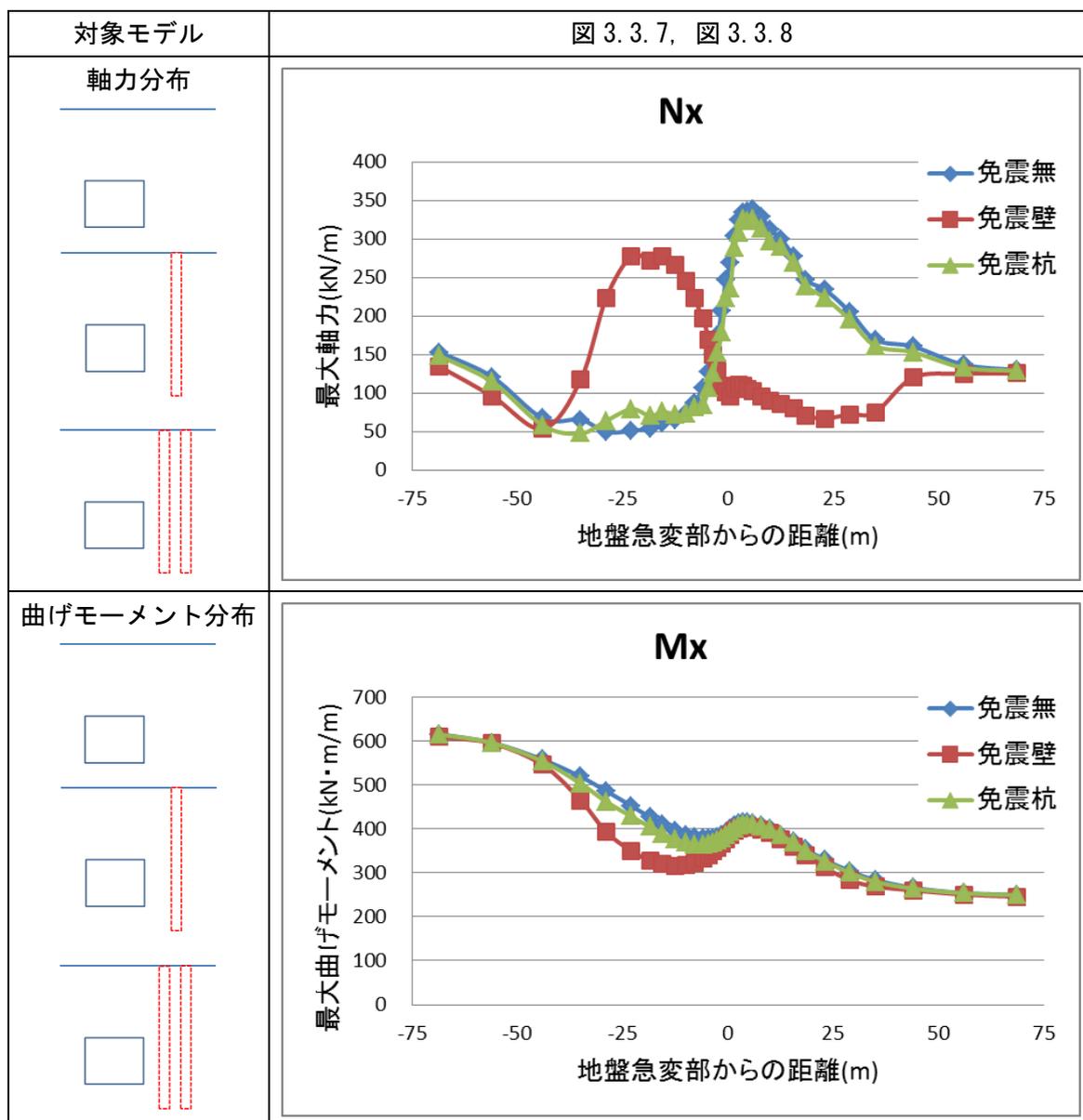


図 4.2.5 免震壁・杭との断面力比較

図 3.3.7, 図 3.3.8 のように免震材を配置した場合, 次の結果が得られた。

最大軸力では, 免震壁の場合で断面力の卓越の箇所が異なっていた。一方で, 免震杭ではほぼ変化しなかった。

最大曲げモーメントでは, 免震壁の場合で軟質側で減少が見られた。一方で, 免震杭ではほぼ変化しなかった。

免震材配置モデル(免震材上部埋め戻しモデル)について

免震壁モデル(図 3.3.9)および免震杭モデル(図 3.3.10)の免震効果を評価する。

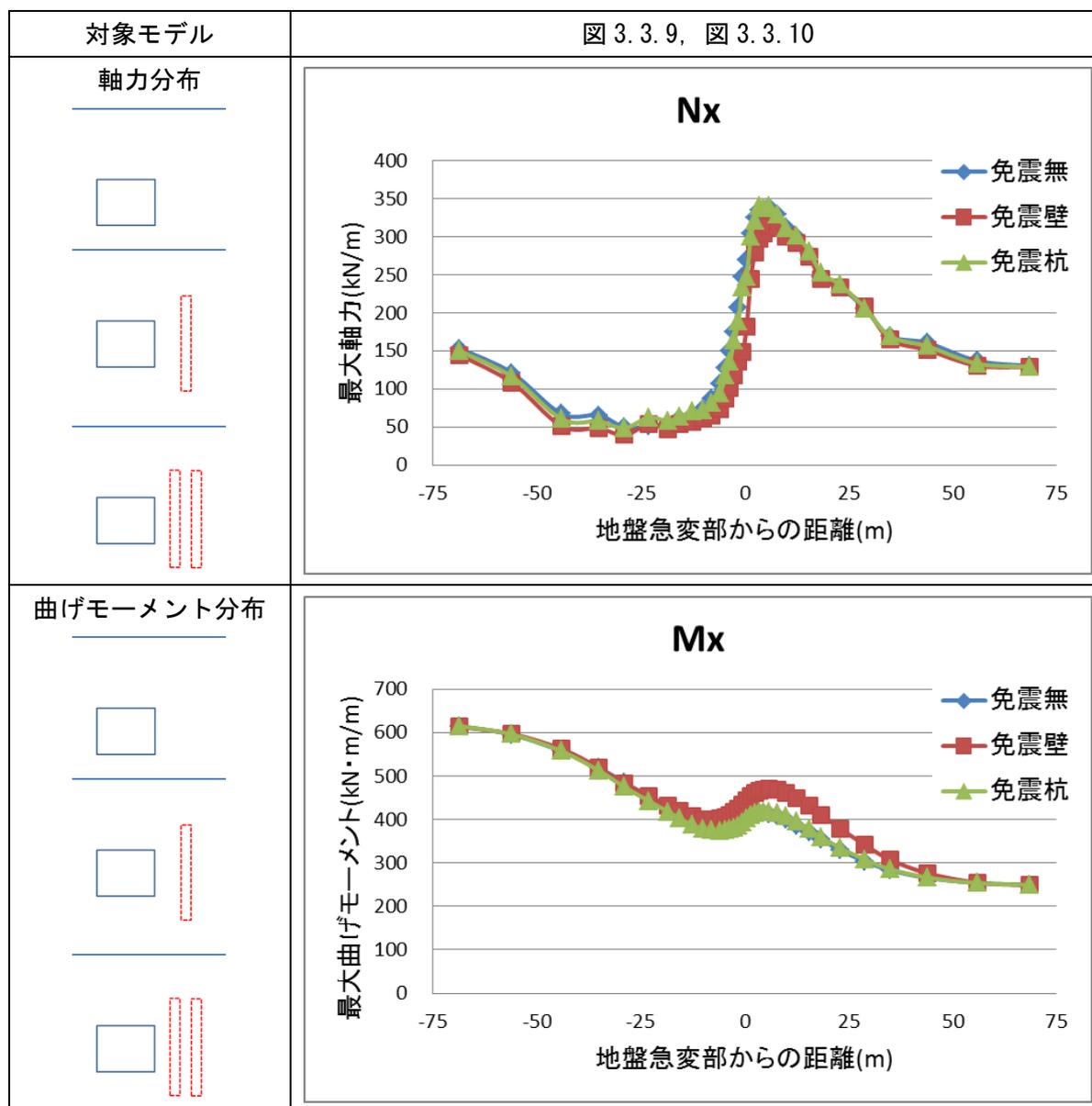


図 4.2.6 免震壁・杭(埋め戻し)の断面力比較

図 3.3.9, 図 3.3.10 のように免震材を配置した場合, 次の結果が得られた。

最大軸力では, 免震壁の場合でも卓越箇所が揃った。一方で, 軸力の低減は免震壁, 免震杭ともにあまり見られなかった。

最大曲げモーメントでは, 免震壁の場合で若干の増加が見られた。一方で, 免震杭の場合では断面力の変化はほぼ確認されなかった。

免震材配置モデル（免震材近接モデル）について

免震壁モデル(図 3.3.11)および免震杭モデル(図 3.3.12)の免震効果を評価する。

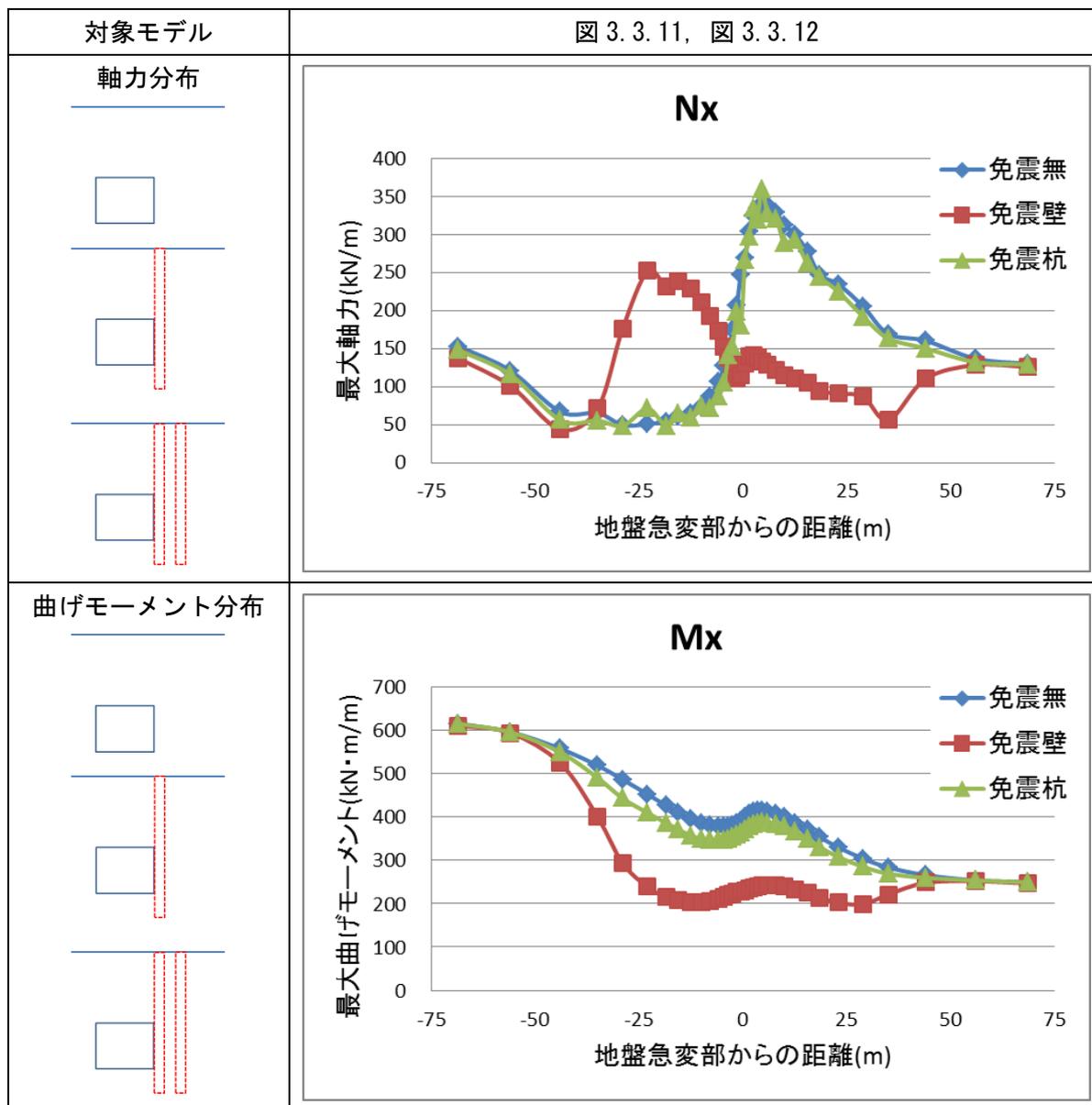


図 4.2.7 免震壁・杭(近接)の断面力比較

図 3.3.11, 図 3.3.12 のように免震材を配置した場合, 次の結果が得られた。

最大軸力では, 免震壁の場合で断面力の卓越の箇所が異なっていた。一方で, 免震杭ではほぼ変化しなかった。

最大曲げモーメントでは, 免震壁の場合で大きく低減した。一方で, 免震杭の場合では若干で低減した。

免震材配置モデル（免震材近接埋め戻しモデル）について

免震壁モデル(図 3.3.13)および免震杭モデル(図 3.3.14)の免震効果を評価する。

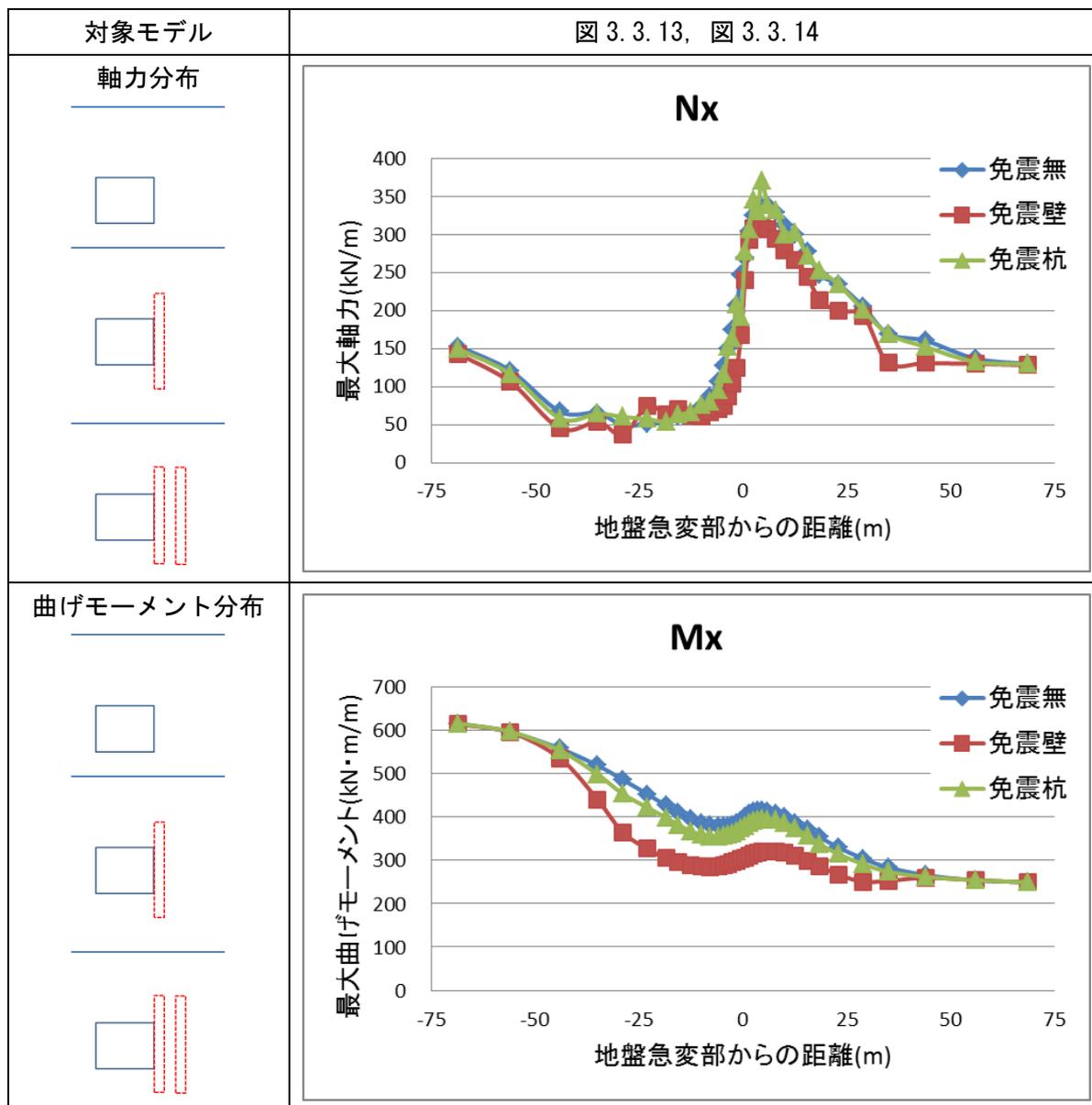


図 4.2.8 免震無と免震杭(近接埋め戻し)の断面力比較

図 3.3.13, 図 3.3.14 のように免震材を配置した場合, 次の結果が得られた。

最大軸力では, 免震壁の場合でも卓越箇所が揃った。一方で, 軸力の低減は免震壁, 免震杭ともにあまり見られなかった。

最大曲げモーメントでは, 免震壁の場合で低減した。一方で, 免震杭の場合では若干低減した。

免震材配置モデル（免震材全貫入モデル）について

免震壁モデル(図 3.3.15)および免震杭モデル(図 3.3.16)の免震効果を評価する。

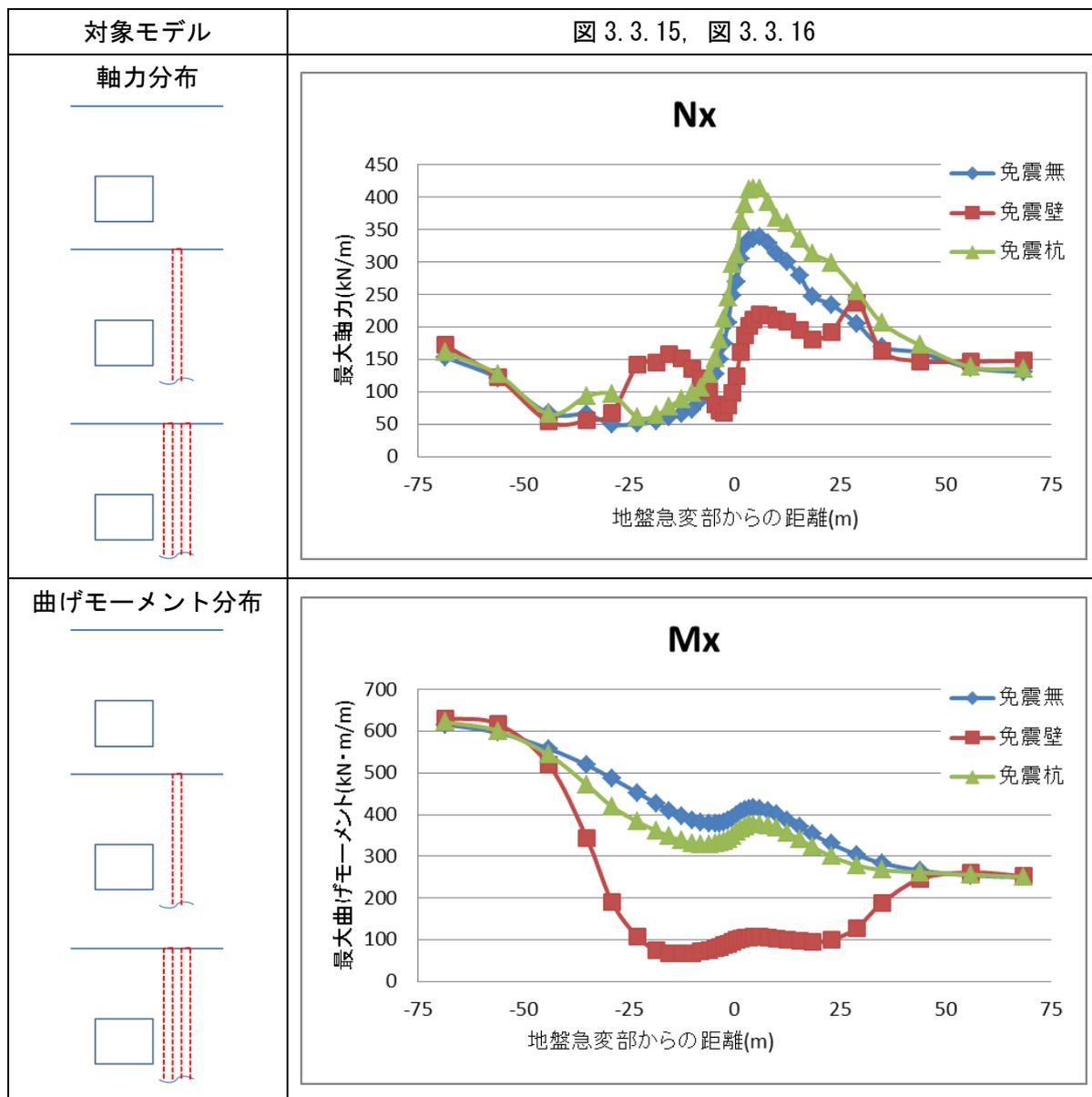


図 4.2.9 免震壁・杭(全貫入)の断面力比較

図 3.3.15, 図 3.3.16 のように免震材を配置した場合, 次の結果が得られた。

最大軸力では, **免震壁の場合**で軸力の卓越の箇所が異なっていた。一方で, 免震杭の場合で軸力は若干増加した。

最大曲げモーメントでは, **免震壁の場合**で大きく低減した。一方で, 免震杭の場合では若干低減した。

免震材配置モデル（免震材下貫入モデル）について

免震壁モデル(図 3.3.17)および免震杭モデル(図 3.3.18)の免震効果を評価する。

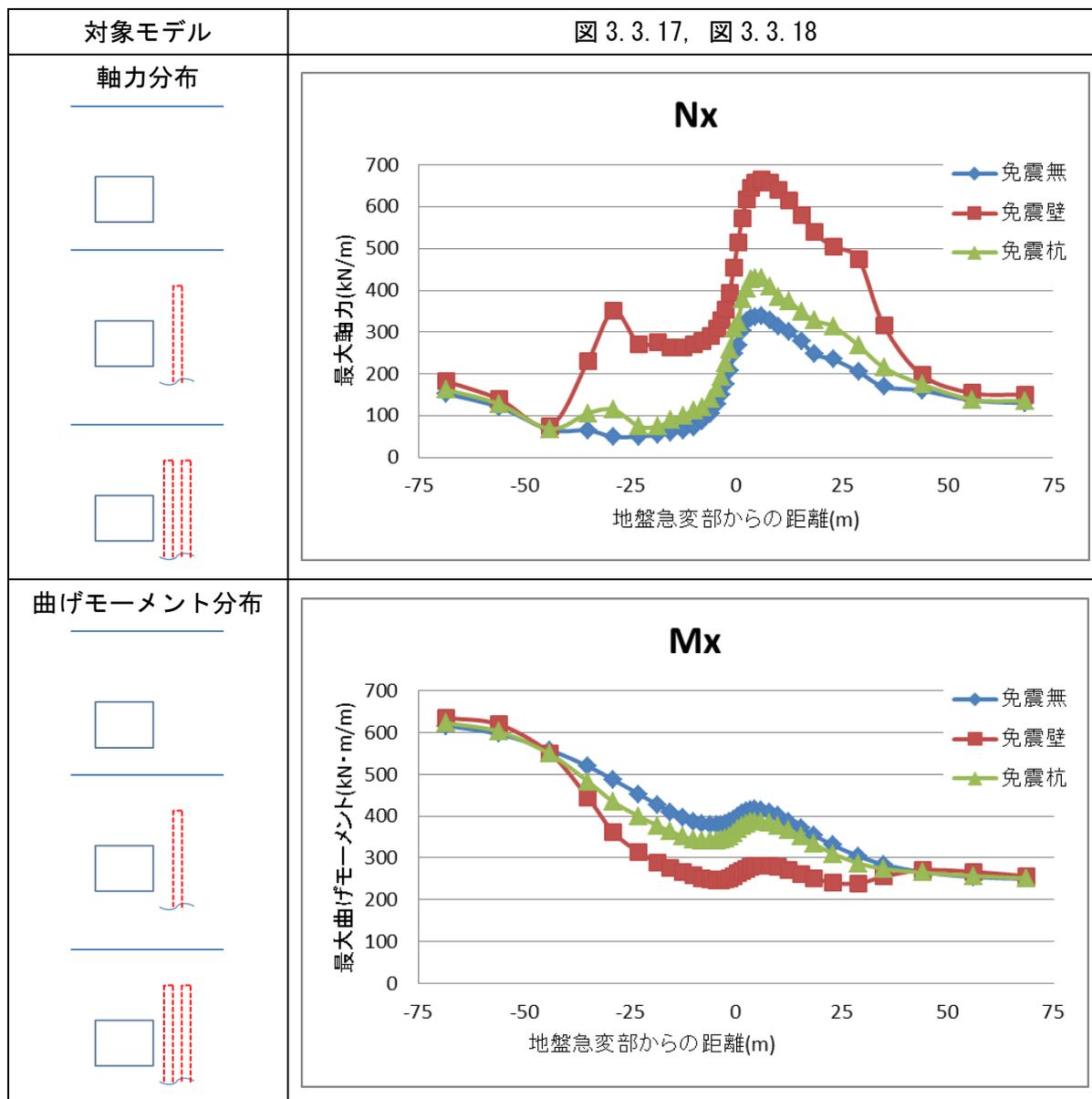


図 4.2.10 免震壁・杭(下貫入)の断面力比較

図 3.3.17, 図 3.3.18 のように免震材を配置した場合, 次の結果が得られた。

最大軸力では, 免震壁の場合で大きく増加した。一方で, 免震杭の場合では微増した。

最大曲げモーメントでは, 最大曲げモーメントでは, 免震壁の場合で低減した。一方で, 免震杭の場合では若干低減した。

免震材配置モデル（領域拡大モデル）について

免震壁モデル(図 3.3.20)および免震杭モデル(図 3.3.21)の免震効果を評価する。

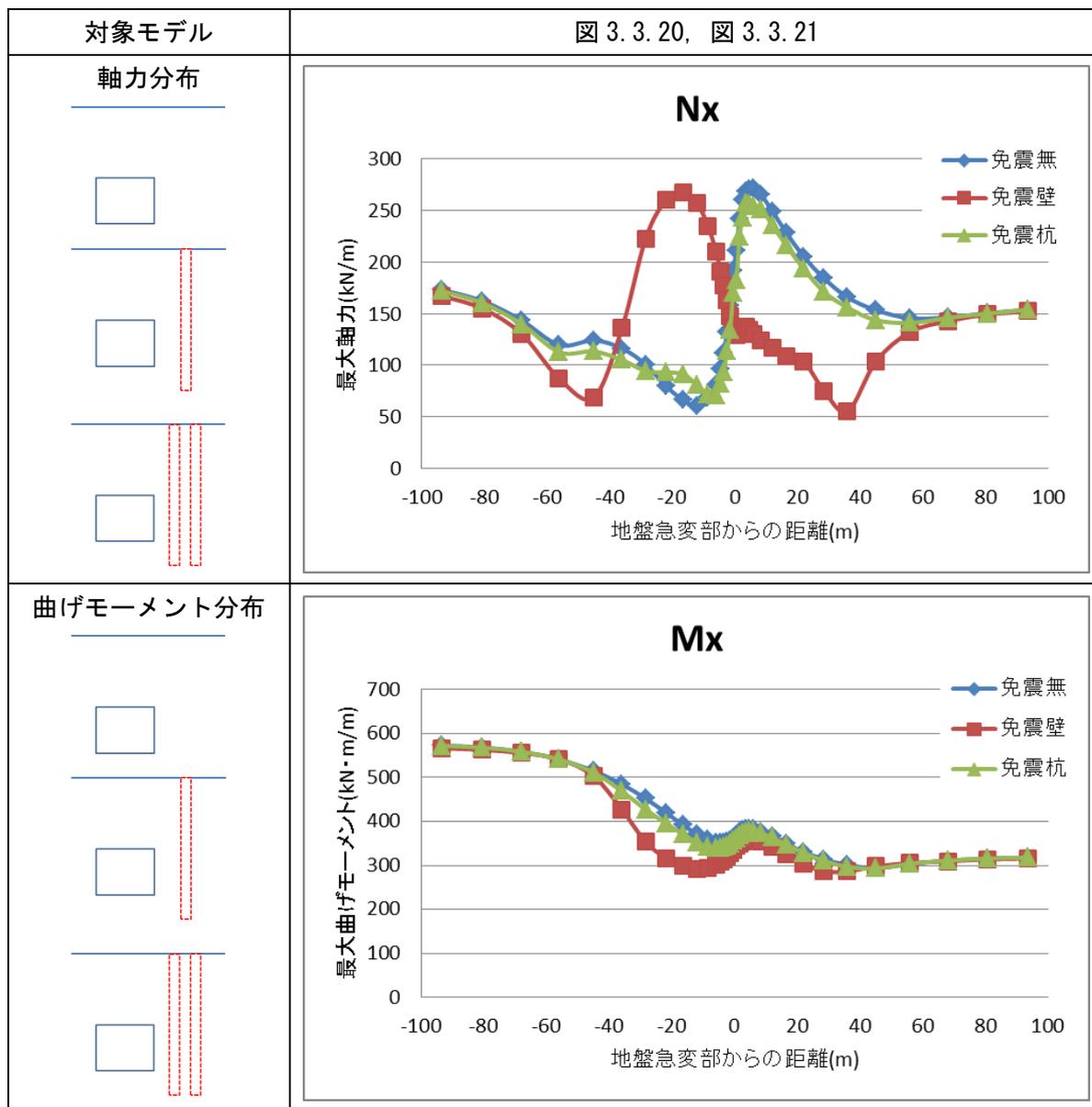


図 4.2.11 免震壁・杭(拡大)の断面力比較

図 3.3.20, 図 3.3.21 のように免震材を配置した場合, 次の結果が得られた。

最大軸力では, 免震壁の場合で断面力の卓越の箇所が異なっていた。一方で, 免震杭ではほぼ変化しなかった。

最大曲げモーメントでは, 免震壁の場合で軟質側で減少が見られた。一方で, 免震杭ではほぼ変化しなかった。

免震材配置モデル（領域拡大モデル）について

周面免震モデル(図 3.3.22)の免震効果を評価する.

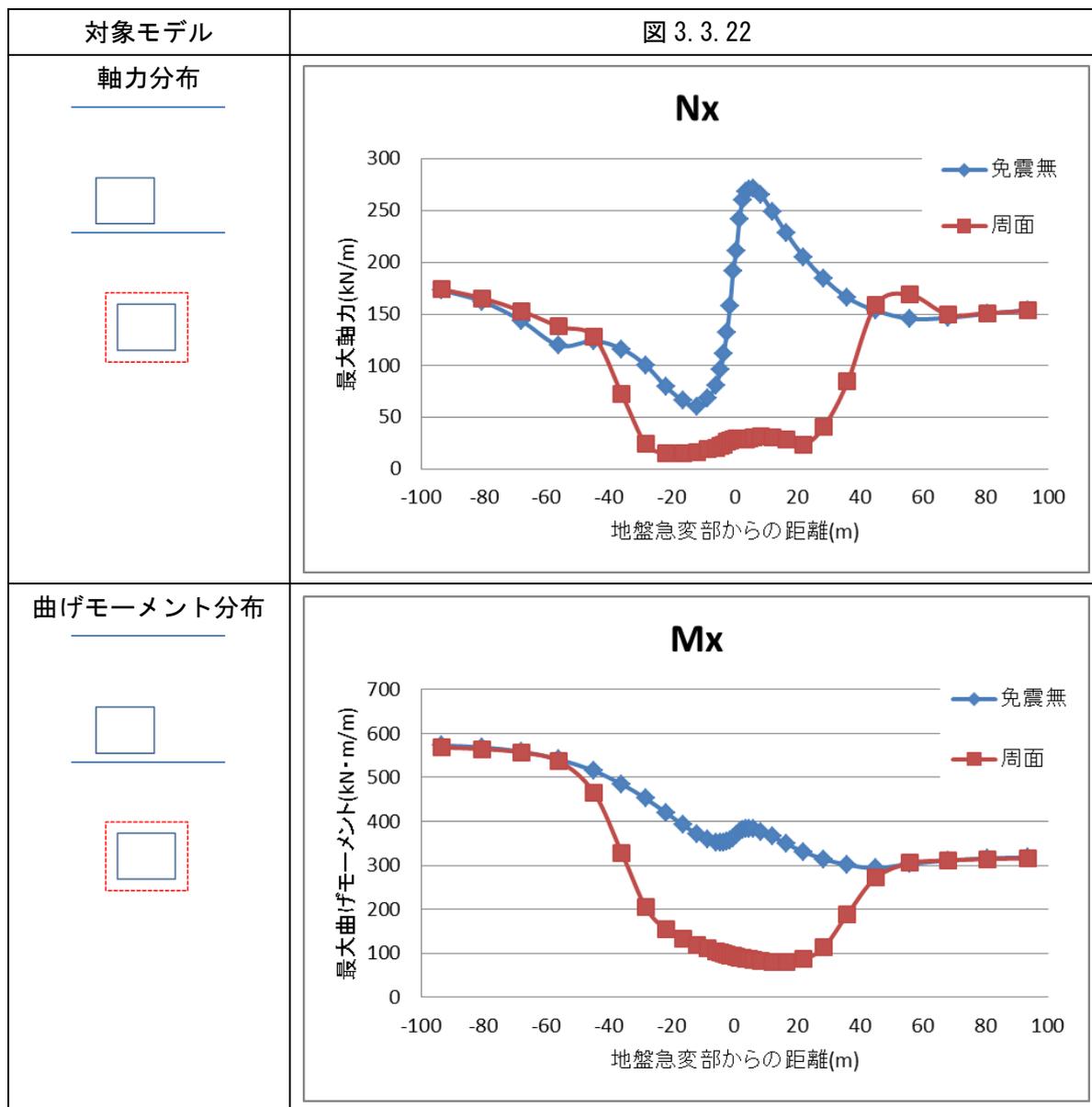


図 4.2.12 土研フォロー(周面免震)の断面力比較

図 3.3.22 のように免震材を配置した場合，次の結果が得られた。

最大軸力，最大曲げモーメントについて，断面力が大きく低減した。

免震材配置モデル（領域拡大モデル）について
 側面免震モデル(図 3.3.23)の免震効果を評価する。

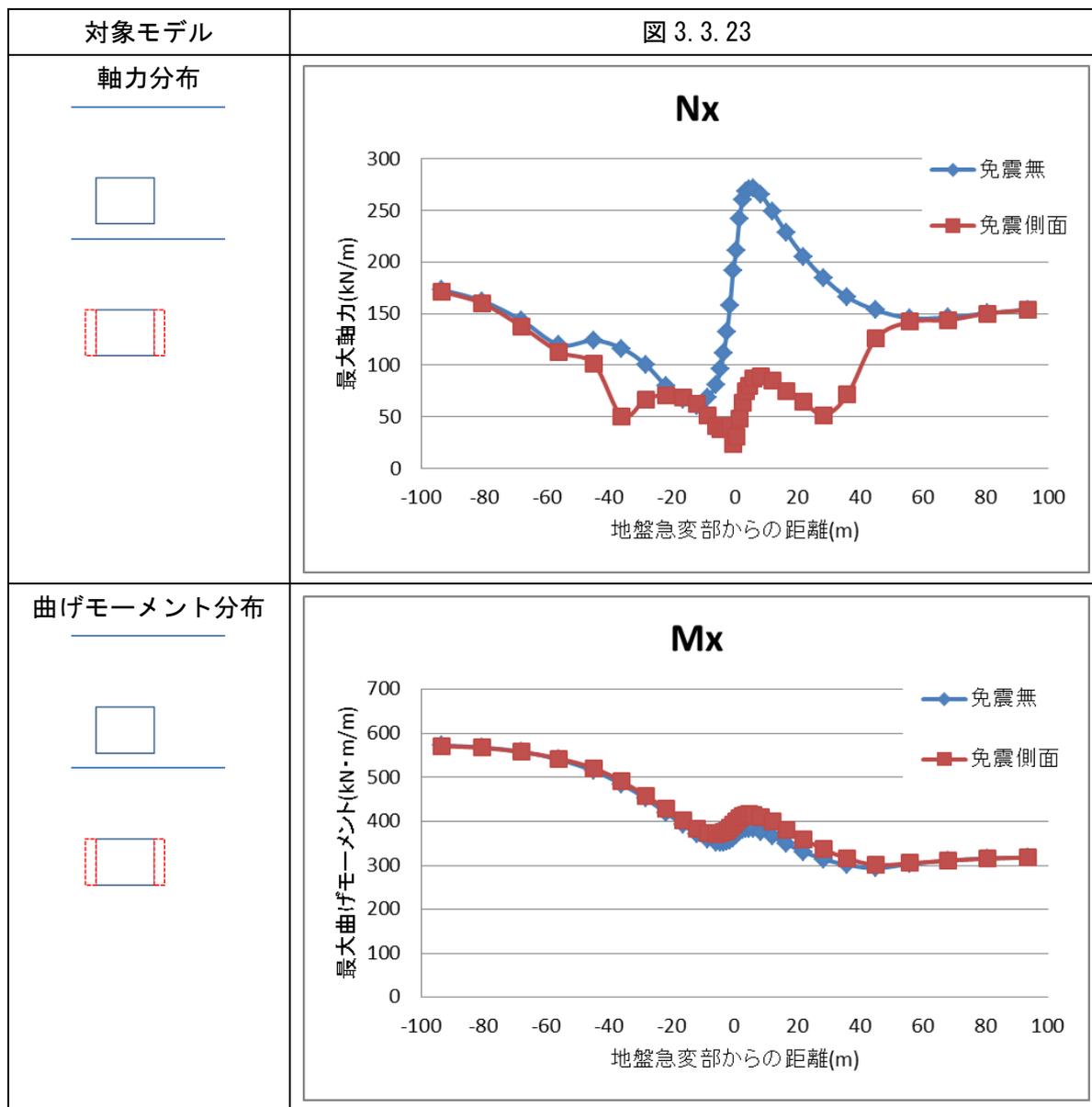


図 4.2.13 側面免震の断面力比較

図 3.3.23 のように免震杭材を配置した場合，次の結果が得られた。
 最大軸力では，大きく低減した。
 最大曲げモーメントでは，ほとんど変化はなかった。

これらの結果を踏まえ、傾向などを箇条でまとめる。

- ① 解析領域拡大前のモデルについて、曲げモーメントでは免震壁の方がより免震効果が高いことがわかる。免震杭では、どのパターンでも若干の低減に留まる。このことから、免震材の配置形状により免震効果が現れやすい形状、配置が存在することが考えられる。
- ② 免震壁を配置した場合では、軸力の卓越箇所が異なるものが確認された。傾向としては、埋め戻しを模擬したモデルでは軸力の卓越箇所が免震無の場合と同様の箇所となった。また、例外はあるものの軸力に関しては、免震壁の場合でもほぼ変わらないことがわかる。
- ③ 曲げモーメントについての免震効果は、免震杭に比べ、免震壁の方がより免震効果が高い。免震材の量が多いほど、また、免震材がトンネル覆工に近いほど免震効果が高くなると考えられる。
- ④ 領域を拡大したモデルでは、地盤の奥行き方向の端部において、拡大前のものよりも断面力の収束が見られた。
- ⑤ 拡大モデルでも、免震壁を配置したものでは、軸力の卓越箇所が異なっていた。その他の傾向も拡大前のモデルに準ずる。
- ⑥ これまでの考察では、拡大前のモデルでは、領域が狭いため境界からの影響を受け②のような断面力の発生状況となっていると考えた。しかしながら、⑤のように、領域を拡大した後も断面力の発生状況は変わっていなかった。
- ⑦ トンネル覆工周面に免震材を配置した場合、高い免震効果が得られていることが確認できた。また、側面免震の場合では、軸力に関して大きな免震効果が確認された。一方で、曲げモーメントについては、ほぼ変わらないという結果となった。

第5章 得られた結果による考察と結論

本章では解析によって得られた結果を考察し，結論を述べる。

5.1 曲げモーメント卓越について

変形図を出力し，断面力発生時の矩形トンネルの変形がどのようになっているかを確認する．対象とするモデルは3.2.2 二次元解析モデルの設定の図3.2.2-①，図3.2.2-②，図3.2.2-④である．変形図は各モデルの曲げモーメント最大時の時間断面で確認した．なお，変形形状をわかりやすくするために倍率を100倍としている．図5.1.1に変形形状の比較を示す．

変形形状を確認したところ，免震無モデルでは，加振によりせん断変形を生じている．せん断変形により曲げモーメントの卓越が生じたものと考えられる．

また，周面免震モデルではせん断変形が抑制される傾向にある．そのため，せん断変形をより抑制できる免震配置をすることで加振による増分断面力の低減が図れるものと考えられる．

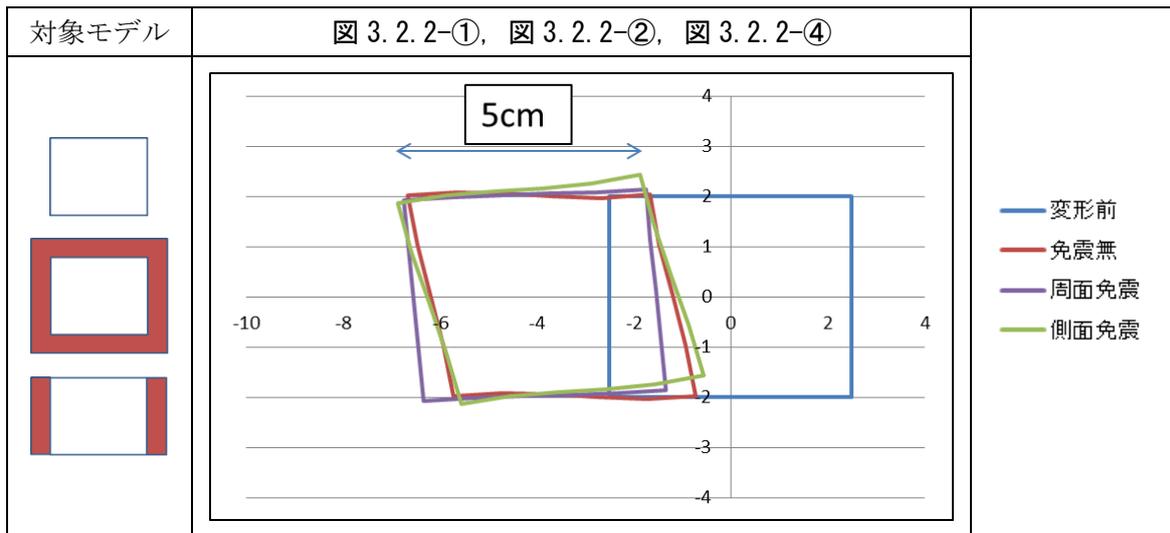


図5.1.1 変形形状の比較

5.2 周辺地盤の応力状態について

免震材の配置の仕方よってのトンネル周辺地盤の応力状態を確認する。確認するモデルは3.2.2 二次元解析モデルの設定の図3.2.2-②, 図3.2.2-④である。図5.2.1に免震材配置概略図を再掲する。

図5.2.2に応力の確認箇所を示す。なお、確認する応力として直応力成分 σ_x , 直応力成分 σ_y , せん断応力 τ_{xy} を時刻歴で確認した。

図5.2.3, 図5.2.4をみると周面免震配置のモデルでは、直応力を免震材近傍の周辺の地盤に受け持たせていることが確認できる。

また、図5.2.5をみると免震材の配置により、トンネル直近のせん断応力が大きく低減している。以上のことより、免震材を配置する場合にはトンネル直近に作用する応力が低減、または周辺地盤に受け持たせることができない配置では、免震効果が得られないことが考えられる。

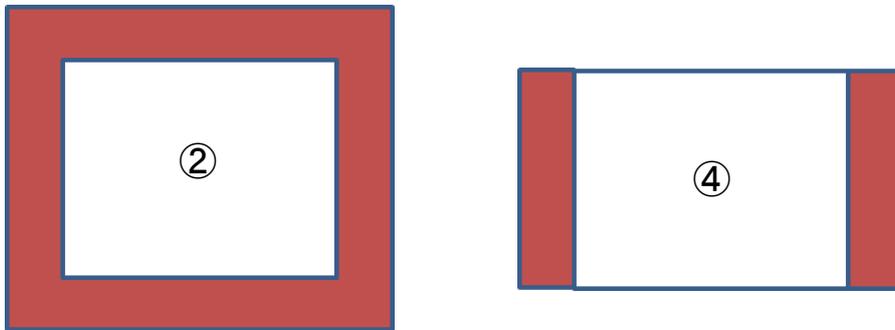


図 5.2.1 免震材配置概略図

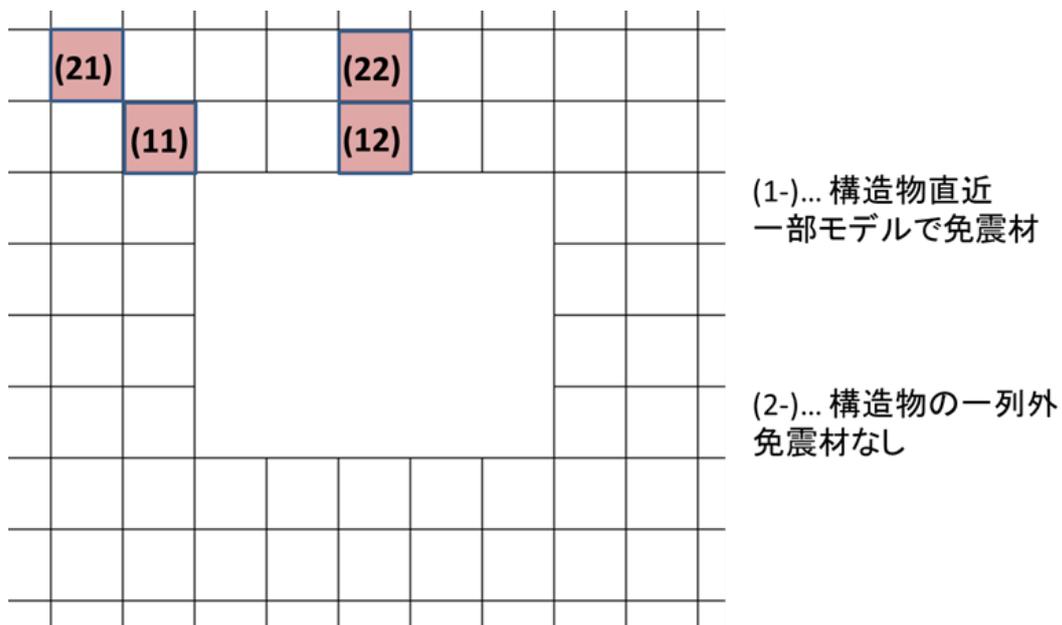


図 5.2.2 応力状態の確認箇所

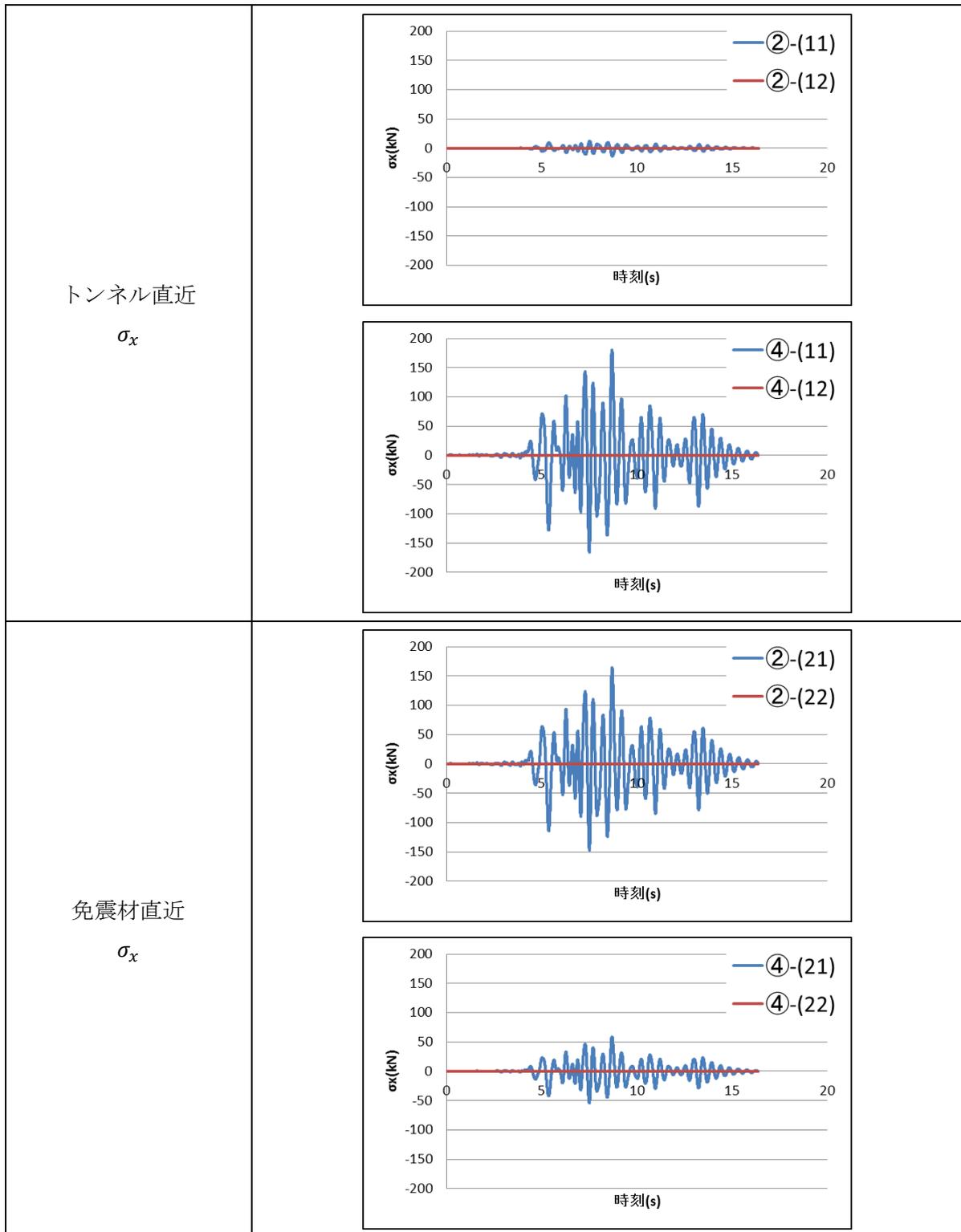


図 5. 2. 3 直応力成分 σ_x 比較

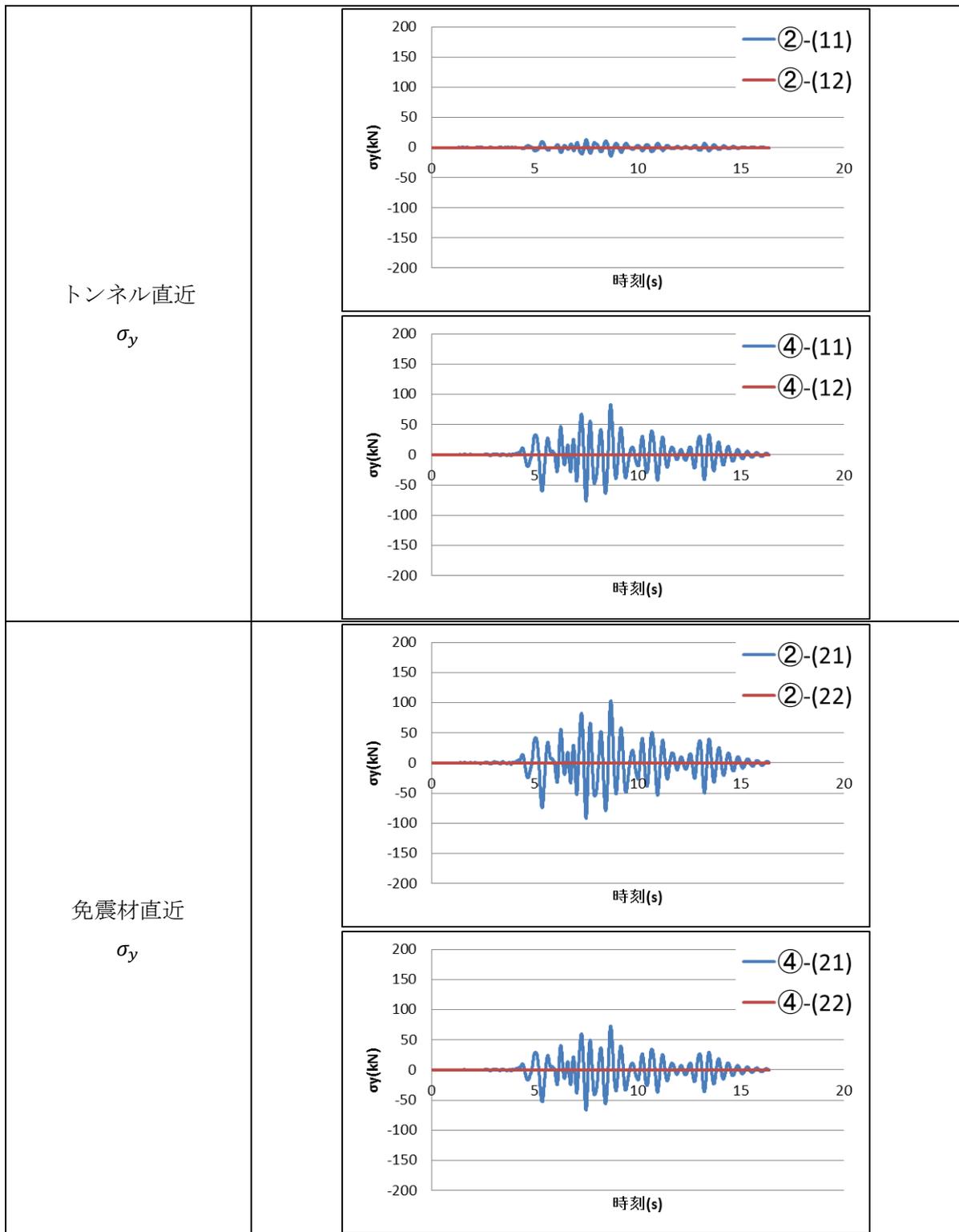


図 5.2.4 直応力成分 σ_y 比較

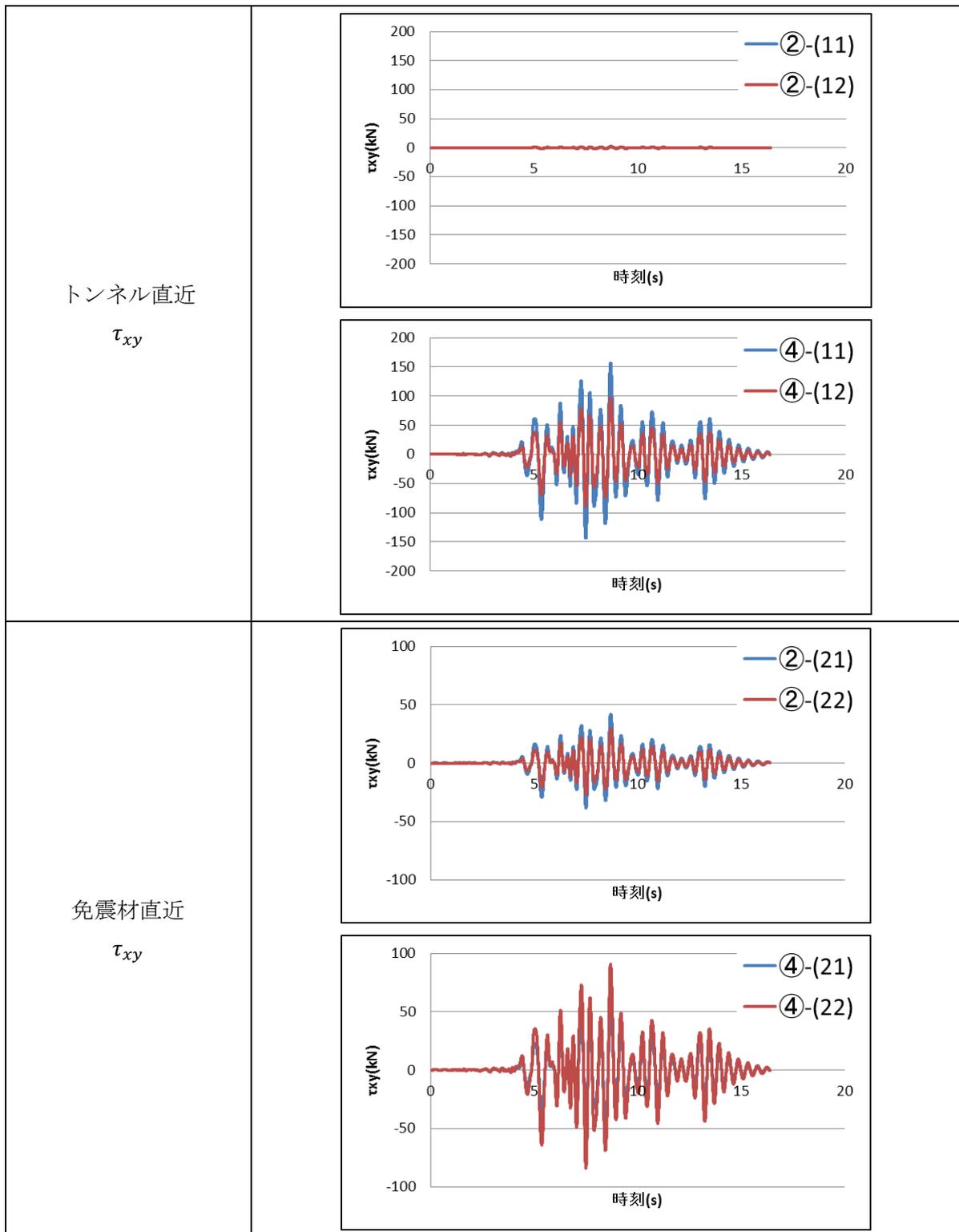


図 5.2.5 せん断応力 τ_{xy} 比較

5.3 三次元解析における免震壁と免震杭の効果の違いについて

三次元解析における免震配置の効果の違いについて、加振した際に覆工に発生する軸力 N_x の分布コンターとトンネルの変形、周辺地盤の最大せん断ひずみ γ_{xy} について確認する。対象のモデルは 3.3.2 三次元解析モデルの設定の図 3.3.20 免震壁モデル、図 3.3.21 免震杭モデルである。トンネルの変形確認箇所については地盤急変部、地盤急変部より 5m の硬質地盤側の地点、地盤急変部より -5m の軟質地盤側の地点のトンネル矩形断面の変形図を抽出した。図 5.3.1 に抽出断面の概略図を示す。

また、最大せん断ひずみ γ_{xy} 確認箇所については地盤急変部、地盤急変部より 5m の硬質地盤側の地点、地盤急変部より -5m の軟質地盤側の地点の断面を抽出した。図 5.3.2 に抽出断面の概略図を示し、図 5.3.3 に免震材配置の概略図を再掲する。

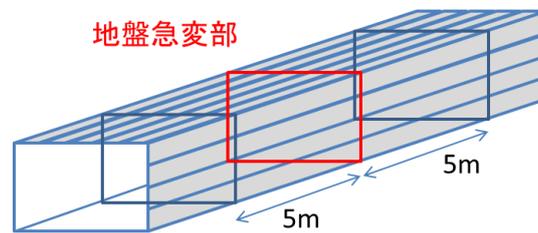


図 5.3.1 変形形状確認断面

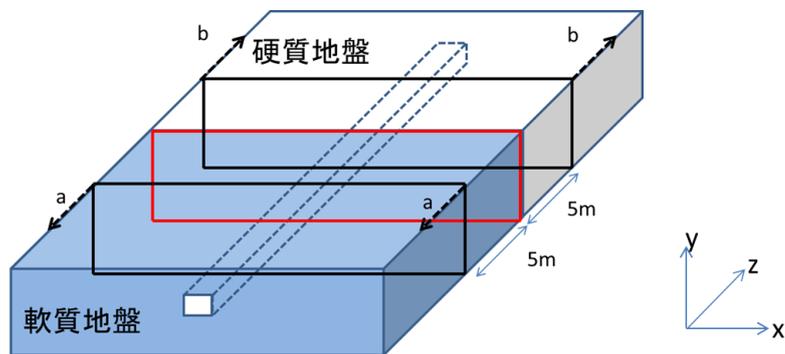


図 5.3.2 せん断ひずみ確認断面

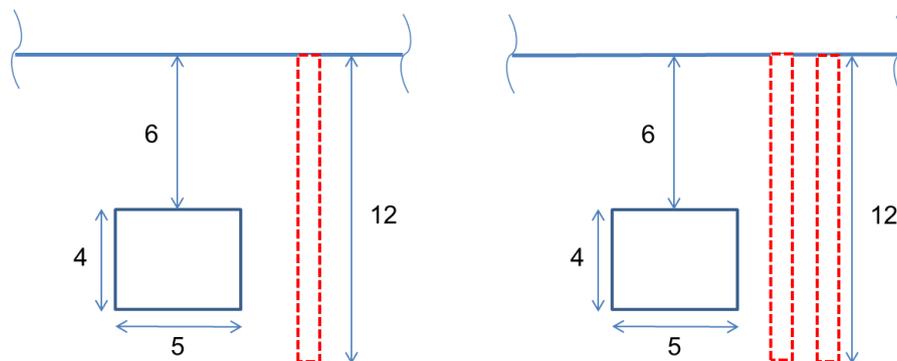


図 5.3.3 免震材配置概略図

図5.3.4に免震壁と免震杭を配置した場合の軸力 N_x の分布コンターを示す。分布コンターをみると、免震壁では軟質地盤側の覆工側壁において軸力が卓越している。一方で、免震杭が配置されている場合ではその傾向が見られない。これは免震壁の配置によってトンネル周辺の挙動が変化し、トンネルにねじりのような変形形状が発生したため生じたと考えられる。変形形状については次ページで述べる。

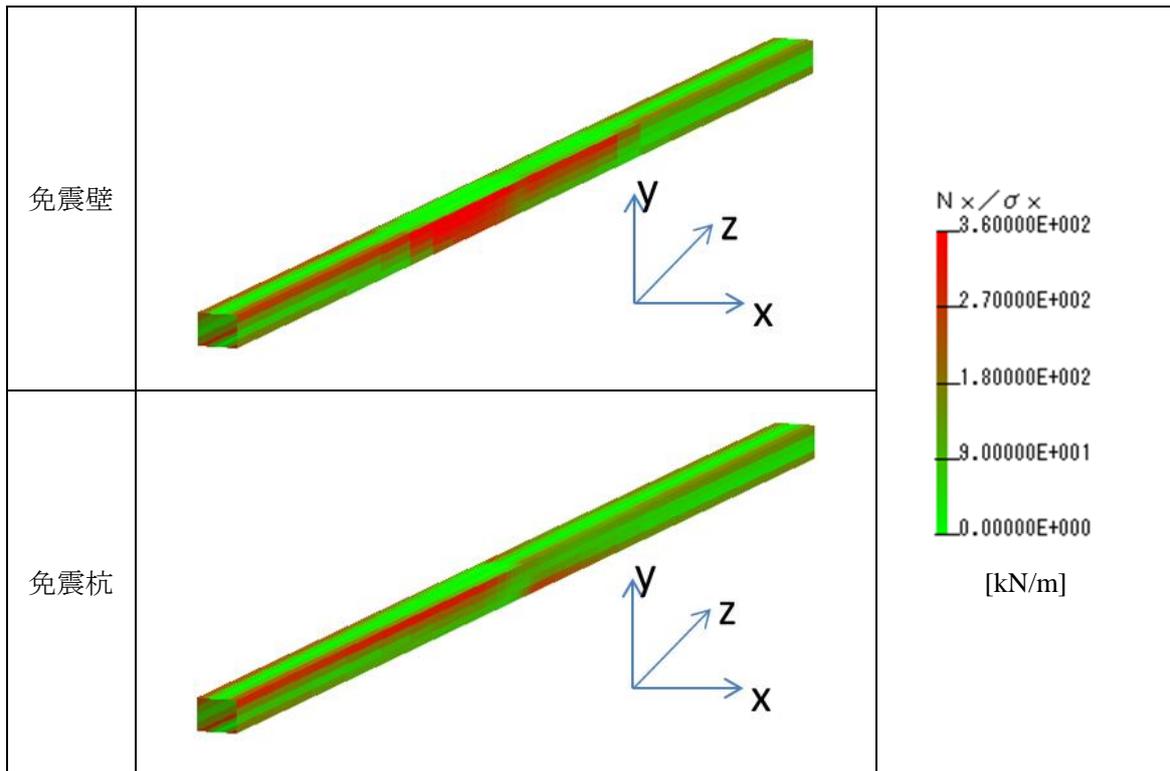


図 5.3.4 N_x 図

図 5.3.5 に免震壁と免震杭のトンネル変形形状を示す。なお、抽出する時間断面は x 方向の変形が最大となる時間断面での変形を抽出し、変形形状をわかりやすくするために倍率を 100 倍としている。

変形形状をみると、免震杭に比べ免震壁の方がせん断変形を抑制していることが確認される。そのため、免震壁配置の方がより発生曲げモーメントを低減させることができると考えられる。しかしながら、免震壁ではトンネル自体の変位量大きい。また、ねじりのような変形形状が発生している。そのため、トンネル軸方向端部ではさらに大きな変形形状が発生していることが推定される。

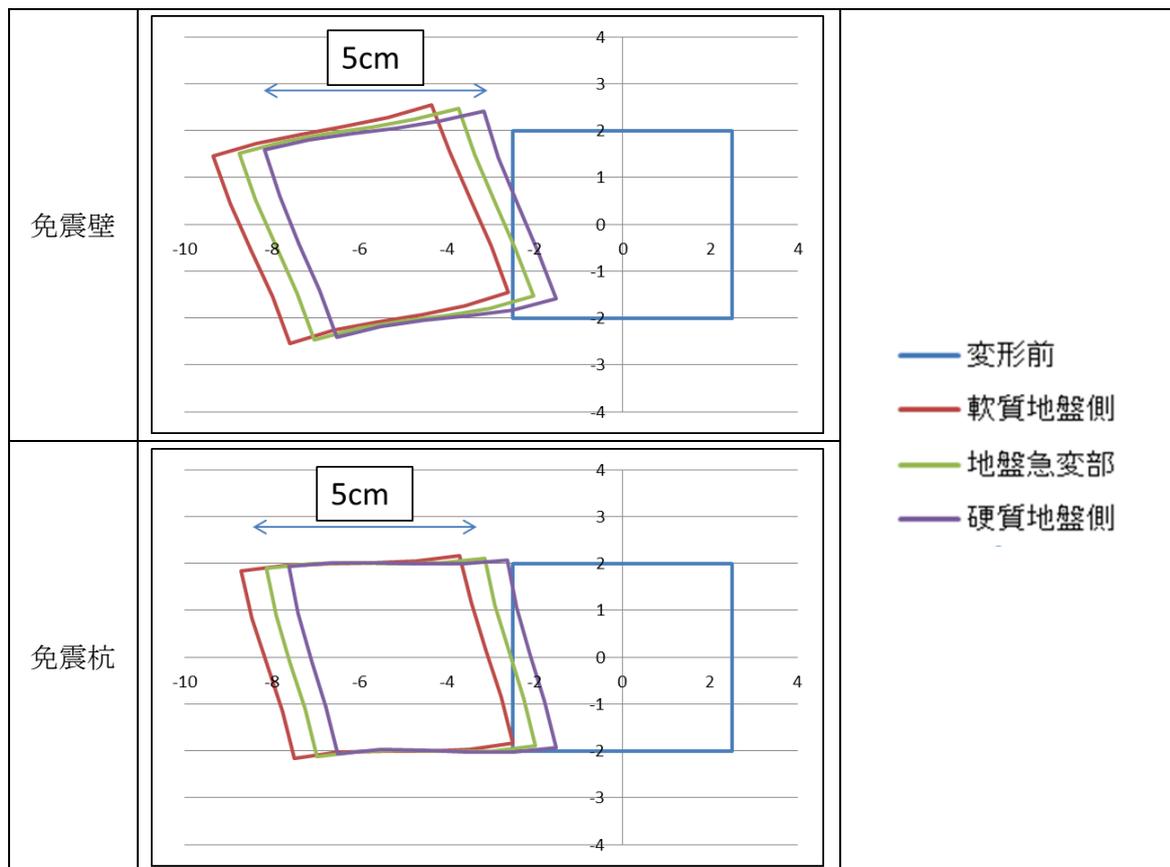


図 5.3.5 トンネル変形形状の比較

図 5.3.6 に免震壁の周辺地盤の最大せん断ひずみ γ_{xy} , 図 5.3.7 に免震杭の周辺地盤の最大せん断ひずみ γ_{xy} を示す. 最大せん断ひずみをみると, 免震壁では免震杭が配置されている箇所において大きなせん断ひずみが発生していることが確認される. 一方で, 免震杭では免震材のひずみが小さく, 免震材の影響が少ない. 免震材を杭のように断続的に配置したため, 免震効果が小さくなってしまったと考えられる.

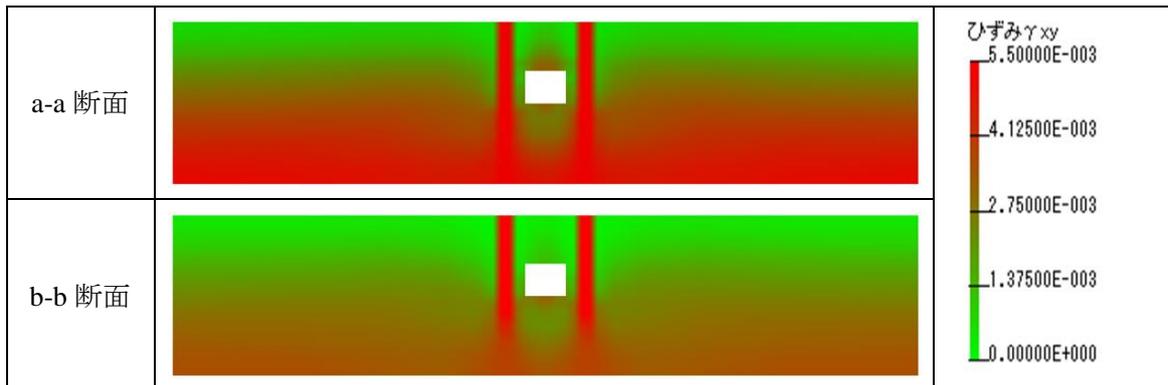


図 5.3.6 最大せん断ひずみ γ_{xy} (免震壁)

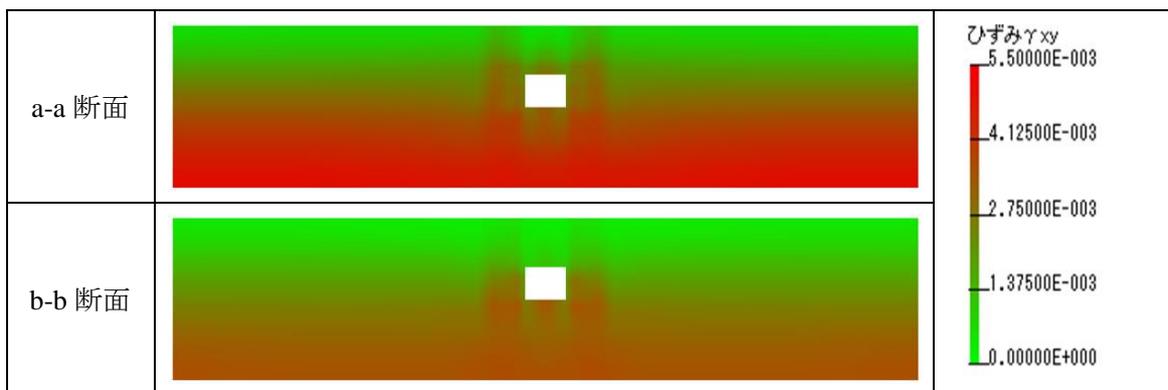


図 5.3.7 最大せん断ひずみ γ_{xy} (免震杭)

5.4 結論

本研究の解析では, 既設トンネルに対してその近傍に免震材を配置する免震手法について, 明確な効果は確認できなかった. しかしながら, 地盤急変部を縦断するトンネルの挙動や免震材を配置した際の変形, および周辺地盤に対する影響など, 免震材の基礎的な影響について確認することができた. また, 地盤が急変する箇所の断面力の発生の仕方などは二次元モデルでの再現解析は困難であり, 今回の解析での三次元モデルの再現性の高さを確認することができた.

第6章 今後の課題と実験計画

6.1 今後の課題

本項では今回の研究における今後の課題を示す。

本研究では、地盤急変部を縦断する既設トンネルに対する免震材の効果について解析を行ったが、基礎的挙動の研究にとどまり、解析モデルのメッシュは粗い部分も存在する。今後免震効果の検証を行うに当たり、より精度の高い解析を行うことが必要である。

また、解析によりトンネルにねじりのような変形形状が確認されたが、ねじりに対する評価は確立していないため、評価項目を増やす必要がある。

本免震手法の目的は加振により発生する増分断面力を低減することにある。しかしながら、免震材を配置することでの地盤や周辺の地下・地上構造物に対しては悪影響となる可能性もある。したがって、本免震手法を採用する場合、それらに対する影響も考慮する必要がある。

以上のことを確認しながら今後はより詳細に免震工法を確認、検討していく必要がある。

6.2 実験計画

本論文の最後に、本研究の最終目的である模型実験の計画について示す。

6.2.1 概要

実験については相似則を用いて、模型の諸元を決定することとした。地盤模型の振動実験を行う場合、対象地盤を線形弾性体と仮定できれば(あるいは仮定できる範囲では)、相似則として線形系の振動に関する物理量のみを取り扱えばよく、重力により発生する応力が地盤の動的性質に与える影響を考慮する必要がないため、簡単な実験条件での設定が可能となる。本実験ではトンネルに生じる地震時応力の確認に主眼をおいていることから模型を弾性体としても十分成果が得られると思われる。

6.2.2 相似則について

材料の物性値や物理定量のひとつひとつはそれぞれ物理法則によって物理量と関係づけられている。さらに全ての物理量は基礎物理量によって表すことができるため、材料の物性値や物理定数はすべて基礎物理量の乗べき積として表される。つまり、各物理法則はひとつまたはそれ以上の材料の物性値、または物理定数を基礎物理量で規定する。厳密な意味での相似とは、幾何学的形状はもちろん、物理的な現象(時間や速度、力、加速度など)に関する変数すべてについて、実物と模型が相似であることである。しかし、原型と模型の物性値の相似比を規定するごとに基礎物理量の相似比を選択する自由度が失われるため、現実には実現不可能である。そこで、模型実験を行う際に長さや時間などの相似比の選択自由度を残すため、現象に基礎的な影響を及ぼす物理法則と二次的に作用する物理法則を

見抜く必要がある。

本実験では地盤に生じる慣性力と弾性力が支配的な物理量であると考えられる。そこでこれらの力を密度 ρ 、長さ l 、時間 t 、ひずみ ε 、弾性係数 E を用いて次式に示す。

$$\text{慣性力} : F_i = \rho \cdot l^4 \cdot t^{-2} \quad (6.2.1)$$

$$\text{弾性力} : F_s = \varepsilon \cdot E \cdot l^2 \quad (6.2.2)$$

慣性力 F_i と弾性力 F_s から無次元量 π を求めると、

$$\pi = \frac{F_i}{F_s} = \frac{\rho l^2}{\varepsilon E t^2} \quad (6.2.3)$$

となる。この π が実物と模型で等しくなればよい。したがって、実物と模型の相似関係は次のように示される。なお、添え字 p は原型、 m は模型を表す。

$$\frac{\rho_m l_m^2}{\varepsilon_m E_m t_m^2} = \frac{\rho_p l_p^2}{\varepsilon_p E_p t_p^2} \quad (6.2.4)$$

6.2.3 実験模型の諸元

地盤とトンネル、免震杭どれも相似則を満足することが望ましいが、材料の選定を考えると現実にはほぼ不可能である。過去の研究によると、実験結果に与える影響が最も大きいと考えられるのは地盤の振動である。そこで本研究では、移用する地盤材料を想定し、さらには模型の大きさや地震動の短縮の容易さを考慮して、長さを 1/100、時間を 1/10、密度を 1/1.54 とした。表 6.2.1 に各物性値の相似則と相似比を示す。

表 6.2.1 相似則と相似比

物理量 物性値	基礎相似比			誘導相似比		
	長さ	時間	密度	ひずみ	弾性係数	加速度
相似則	$\lambda = \frac{l_m}{l_p}$	$\tau = \frac{t_m}{t_p}$	$\eta = \frac{\rho_m}{\rho_p}$	$\frac{\varepsilon_m}{\varepsilon_p}$	$\frac{E_m}{E_p} = \frac{\eta \lambda^2}{\tau^2}$	$\frac{\alpha_m}{\alpha_p} = \frac{\lambda}{\tau^2}$
相似比	$\frac{1}{100}$	$\frac{1}{10}$	$\frac{1}{1.54}$	$\frac{1}{1}$	$\frac{1}{106}$	$\frac{1}{1}$

模型材料は以上の諸元を満足できかつ弾性体であるものを選定し、地盤、免震杭にはシリコーンゴムを、トンネル材料には高密度ポリエチレンを用いることとした。

6.2.4 振動実験の概要

本実験では、地震波による実験を行う予定である。

入力地震動は新神戸変電所の地表で得られた兵庫県南部地震の観測記録を工学的基盤に引き戻した推定波形を用いる。データ数は4096、最大383gal、最小-283galである。また、相似側に基づいて時間間隔を1/10とする。これを水平加振で基盤に入力する。入力波を図6.2.1に示す。

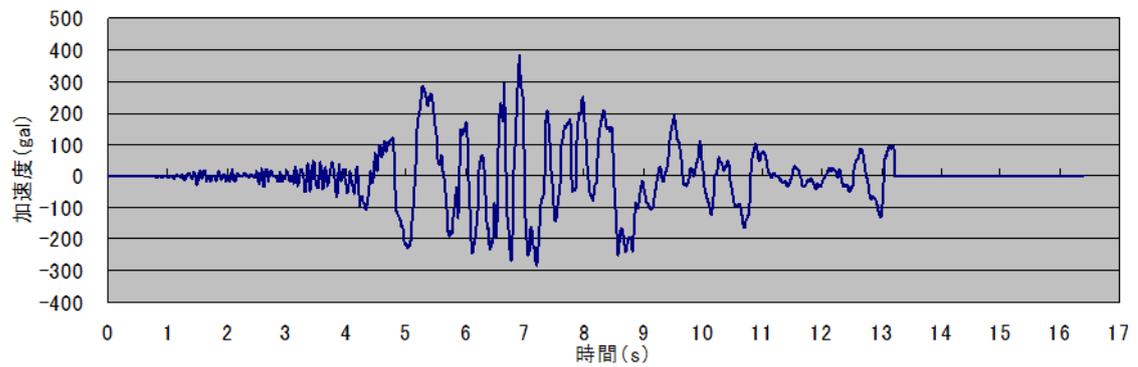


図 6.2.1 入力波形

参考文献

- 1) 地下構造物の耐震設計 川島 一彦編著 鹿島出版会
- 2) 開削トンネルの耐震設計 土木学会
- 3) コンクリート標準示方書 耐震設計編 土木学会 (平成8年度制定)
- 4) 鉄道構造物等設計標準・同解説－耐震設計(H10.10)
- 5) 地震工学研究所
URL:<http://www.flush.co.jp/Calush.htm>
- 6) LNG 地下タンク躯体の構造照査指針 土木学会
- 7) 大規模地下構造物の耐震設計法・ガイドライン (案)
- 8) トンネル標準示方書 (開削工法編) ・同解説 土木学会
- 9) 鉄道構造物等設計標準・同解説 都市部山岳工法トンネル 鉄道総合技術研究所 丸善
- 10) 入門・建物と地盤との動的相互作用 日本建築学会
- 11) 動的解析と耐震設計 第2巻 動的解析の方法 土木学会編 技報堂出版
- 12) 地下構造物の免震設計に適用する免震材の開発 土木研究所

謝辞

本研究は、首都大学東京大学院都市環境科学研究科都市基盤環境学域、西村和夫教授の終始変わらぬご指導とご助言のもとにとりまとめたものです。研究の遂行にあたり賜りました懇切丁寧かつ慈愛に満ちたご助言を忘れることはできません。ここに深く感謝いたします。

本論文の審査にあたり、首都大学東京大学院都市環境科学研究科都市基盤環境学域、土門剛助教授には、本論文の全体にわたってご指導、ご指摘をしていただきました。ここに、深く感謝いたします。

さらに、トンネル・地下空間研究室にともに籍を置いた同大学院修士課程の板場建太氏、須藤拓馬氏、山口智也氏、住田亮介氏、富樫真美氏、同大学最終学年の石橋拓也氏、梅澤麻理花氏、志村和宏氏、中島秀氏には多大なご協力をいただきました。心より深く感謝しております。

その他、大変多くの方々の協力によりこの論文は完成しました。本当にありがとうございました。