

# 開削トンネルの耐震性評価における初期自重解析の影響

酒井久和<sup>1</sup>・中村晋<sup>2</sup>

<sup>1</sup>正会員 博士(工学) 若築建設(株) 技術本部技術研究所(〒153-0064 東京都目黒区下目黒二丁目23-18)

<sup>2</sup>正会員 工博 日本大学助教授 工学部土木工学科(〒963-8642 福島県郡山市田村町徳定字中河原1)

1995年の兵庫県南部地震では、神戸高速鉄道の大開駅をはじめとする開削トンネルが甚大な被害を受けた。開削トンネルは、施工時に、地盤の掘削、躯体の築造、埋め戻し等のプロセスを経るが、このプロセスを考慮した場合と考慮しない場合では、常時において、躯体およびその周辺地盤の応力状態が異なることが想定される。本研究では、施工段階を考慮した初期自重解析、完成断面に1段階で自重を作用させた簡易的な初期自重解析、の2種類の解析を実施することにより、これらの初期状態の差異を比較検討する。さらに、2つの初期状態を基にした地震応答解析を実施し、開削トンネルの耐震性に及ぼす初期自重解析の影響の評価を行う。

**Key Words** : cut and cover tunnel, earthquake response analysis, initial stress condition, seismic resistance

## 1. はじめに

1995年の兵庫県南部地震では、神戸高速鉄道の大開駅をはじめとする開削トンネルにおいて、甚大な被害が発生し、これらの被災事例を対象とした研究が盛んに実施されてきた。また、従来の基準類では、トンネル構造物の耐震設計は主に縦断方向で規定されていたが、震災の被害が主として横断方向であったことから、トンネル横断方向について、動的FEM解析法、応答変位法、静的FEM解析法等の解析を用いた耐震設計法の研究が精力的に行われてきた。これらの研究では、レベル2地震動に対する検討が要求され、そのために、地盤の非線形変形特性と構造部材の非線形変形特性を同時に考慮することができるFEMによる時刻歴応答解析が、しばしば採用されている。ただし、この場合、解析に際して地盤および構造物の常時の変形状態を初期条件として与える必要があり、この解析結果がその後の動的解析に大きな影響を及ぼす。特に、開削トンネルでは、地盤を掘削した後、躯体を構築し、埋め戻すといった施工過程を経るため、初期解析の手法が重要になると考えられる。

本研究では開削トンネルに対して、施工過程を考慮した多段階の初期自重解析、完成断面に対して1段階で自重を作用させる初期自重解析、の2種類の初期解析を実施することにより、常時における地盤および構造部材の応力状態の差異を検討する。つぎに、それぞれの初期自重解析の結果を基にした地震応答解析を行うことで、開削トンネル横断面の耐震性を評価する際に、初期解析の及ぼす影響について検討を加える。

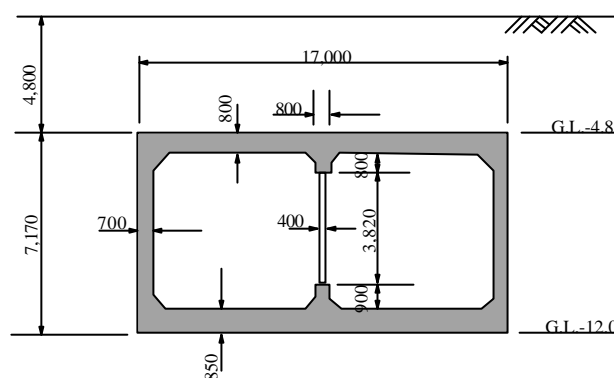


図-1 プラットホーム部断面図

## 2. 解析手法および解析条件

### (1) 解析手法

本研究では、開削工法で構築された地下鉄駅部の横断方向を解析対象とし、以下に示す2つの初期自重解析結果を基に2次元非線形FEMによる地震応答解析を行う。駅部の断面図を図-1に示す。ただし、一連の解析は解析コード“STADAS”<sup>1)</sup>を使用する。

対象断面に対して、地盤の掘削、躯体の築造、地盤の埋め戻し等の施工段階を考慮し、図-2に示す計算プロセスに基づいて多段階で築堤解析を行ったケース(Case.1)。ただし、図中の の段階では掘削底面に掘削した地盤と等価な荷重を節点に作用させている。

完成断面に対して1段階で自重を作用させたケース(Case.2)。

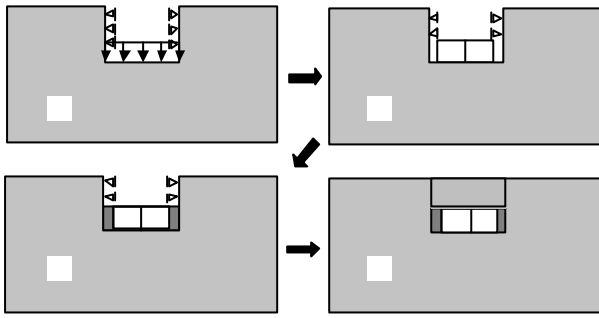


図 - 2 初期自重解析の計算プロセス (Case.1)

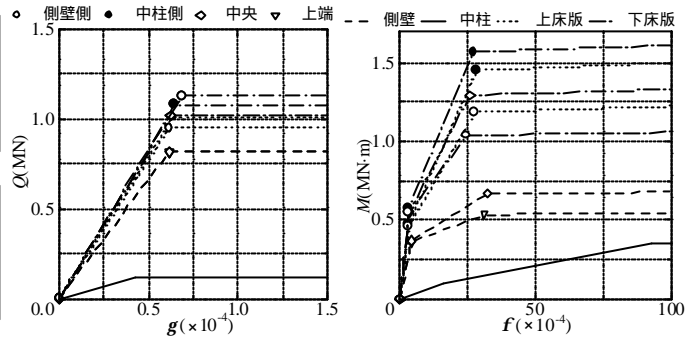


図 - 3 各部材の復元力特性

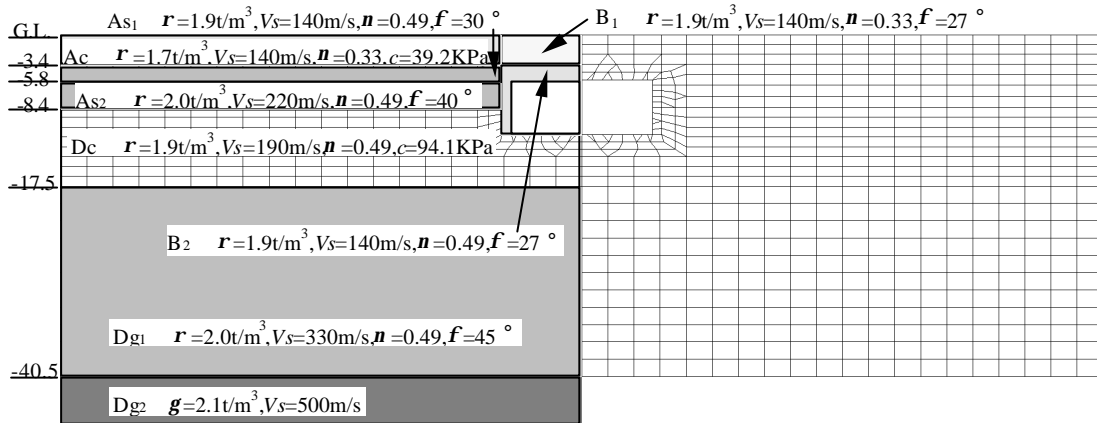


図 - 4 土質条件および解析メッシュ

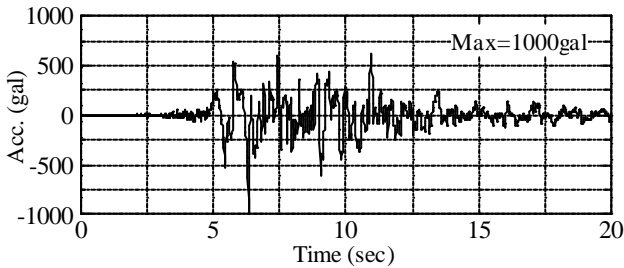


図 - 5 入力地震動(2E)

基礎入射波(2E<sup>4</sup>)を採用し、波形を図 - 5に示す。

その他の解析条件として 底面と側方は粘性境界とし、時間積分は Newmark の**b**法( $b=1/4$ ) 計算時間間隔 1/1000 秒、継続時間 20 秒間とする。また、地盤および構造物の減衰は、Rayleigh 減衰で系の基本振動数(約 1.5Hz)と 10Hz で減衰定数が 2%となるよう設定した。

## (2) 解析条件

解析では、躯体の構造部材を梁要素、地盤を 2次元平面ひずみ要素でモデル化する。

梁要素の復元力特性は、 $Q-g$ (せん断力-せん断ひずみ)関係として弾性-完全塑性モデル、 $M-f$ (曲げモーメント-曲率)関係として武田モデルを採用する。設定した部材の  $Q-g$ 、 $M-f$ 関係を図 - 3に示す。ただし、躯体は部材端の剛域を考慮し、地震時の軸力の変動による耐力の変化は考慮していない。

つぎに、地盤は、吉田・石原モデル<sup>2)</sup>を採用し、 $G-g$ 、 $h-g$ 関係は、土質の分類に応じて建設省土木研究所の式<sup>3)</sup>より求めた。解析に用いる土質条件および解析メッシュを図 - 4に示す。ただし、図中の  $r$ 、 $V_s$ 、 $n$ 、 $c$ 、 $f$ はそれぞれ、土の単位質量、せん断波速度、ポアソン比、粘着力、内部摩擦角を表し、 $c$ 、 $f$ を記載していない場合には、その成分が 0であることを意味する。

入力地震動は、ポートアイランド GL-83mの NS 方向

## 3. 解析結果および考察

### (1) 初期状態

本節では、初期自重解析における躯体構造物およびその周辺地盤の応力状態に着目する。初期自重解析終了時の各部材の断面力を図 - 6に、構造物周辺地盤の壁面に作用する直土圧分布を図 - 7に示す。

図 - 6より、底版部については、側壁および中柱付近の直土圧が Case.2 では Case.1 より大きくなる傾向が見られる。また、側壁部では、Case.1 の土圧が鉛直方向に直線的に増加しているが、Case.2 では相対的に中央部の土圧が小さく、端部で大きくなっている。上床版部では、Case.1 が中柱付近で Case.2 より大きな土圧が作用しているのに対して、側壁付近ではその逆になっていることが分かる。

つぎに、構造物の部材力は、図 - 7に示すように Case.1 では、底版の側壁側で曲げモーメント、せん断力とも

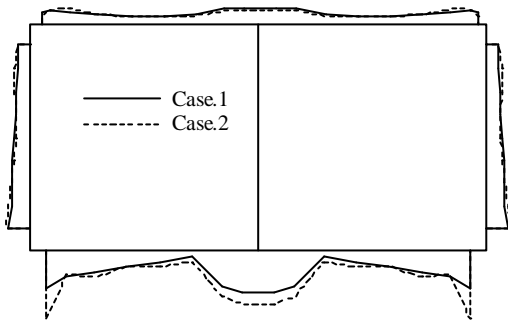


図 - 6 常時作用土圧分布

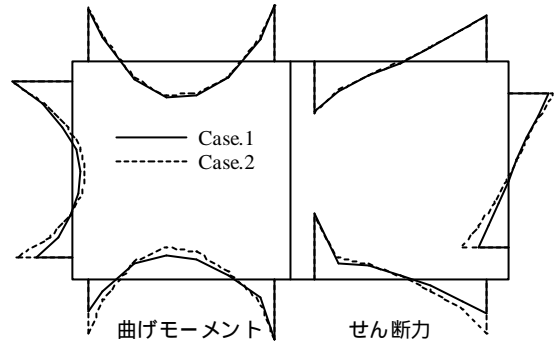
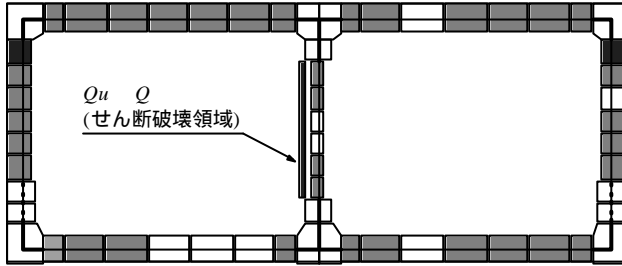
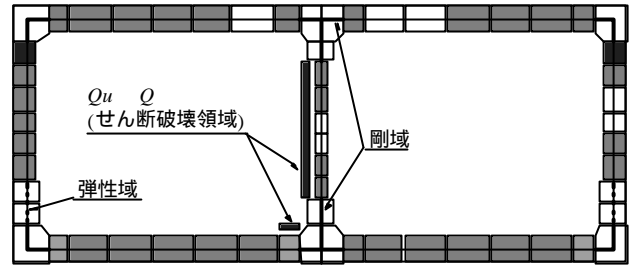


図 - 7 常時断面力

□  $M < M_c$  (非破壊)    ■  $M_c$   $M < M_y$  (曲げひび割れ破壊)    ■  $M_y$   $M < M_u$  (曲げ降伏破壊)    ■  $M_u$   $M$  (曲げ終局破壊)



(a) Case.1



(b) Case.2

図 - 8 躯体構造物の損傷状況

Case.2 より小さく、側壁下方部にもその影響が現れている。これは、地盤モデルとして拘束圧依存型の構成モデルを採用しているおり、Case.2 の場合には、自重作用初期段階では、底版直下の地盤の剛性が小さく、底版以浅の自重を相対的に剛性が大きい底版で受け持つ割合が増しているためであると考えられる。また、側壁において、上床版付近で底版より大きな曲げモーメントが作用しているが、これは、底版の曲げモーメントの影響を受けているためである。

## (2) 地震時

本節では、初期自重解析の違いにより、構造物の耐震性評価に及ぼす影響について検討する。地震後の躯体構造物の損傷状況を図 - 8に、Case.1 の左右の側壁上端、中柱下端の曲げ塑性率、および、中柱下端のせん断塑性率を図 - 9に示す。ただし、各々の塑性率は以下のように定義する。

せん断塑性率  $m_Q$  :

$$m_Q = Q / Q_u$$

曲げ塑性率  $m_M$  :

$$m_M = M / M_c \quad (M < M_c)$$

$$m_M = 1 + (M - M_c) / (M_y - M_c) \quad (M_c \leq M < M_y)$$

$$m_M = 2 + (M - M_y) / (M_u - M_y) \quad (M_y \leq M < M_u)$$

$$m_M = 2 + M / M_u \quad (M_u \leq M)$$

ここに、 $Q_u$  は終局せん断耐力、 $M_c$ 、 $M_y$ 、 $M_u$  はそれぞれ、

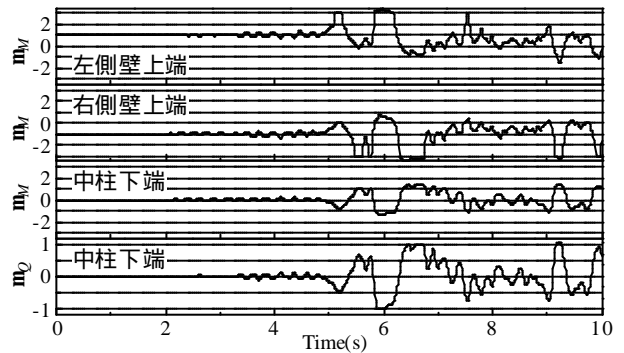


図 - 9 構造部材の塑性率の時刻歴(Case.1)

ひび割れ時、降伏時、終局時の曲げモーメントを表す。

また、上床版と底版間の層間変形とその間に作用する層せん断力の履歴を図 - 10に示す。

まず、構造物の損傷状況は、図 - 8より、Case.1、Case.2とも左右の側壁上端部における曲げ終局破壊状態、中柱全体にわたって終局せん断破壊状態に至っており、これらの箇所が構造的にクリティカルな状態にあることが分かる。また、その他のほとんどの部材においても、曲げひび割れ以上の破壊状態にある。さらに、Case.1とCase.2との比較において、損傷の異なる箇所に着目して、図 - 6を参照すると、Case.2で無被害と想定される上床版中柱側、右側壁中央部で、常時の土圧がCase.2が小さく、逆に、Case.2の土圧が著しく大きな底版において、Case.2の被害が顕著に大きく、常時の土圧と損傷程度との相関が強いことが分かる。

つぎに、構造物の破壊過程は、図 - 9に示すように5.6秒付近で左側壁上端の曲げ降伏破壊、曲げ終局破壊、5.8

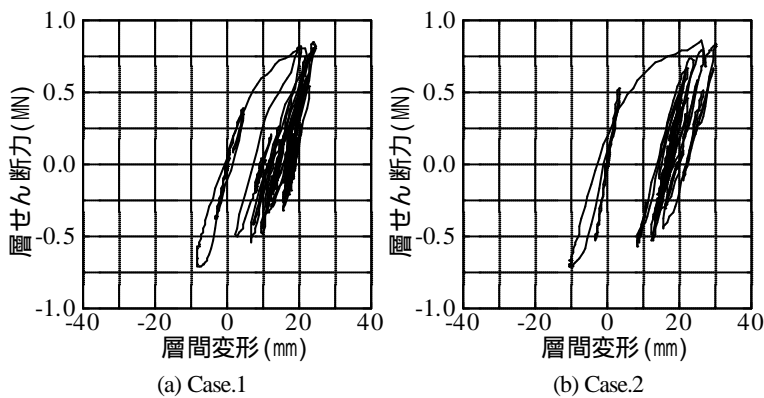


図 - 10 層せん断力と層間変形

秒付近で右側壁上端の曲げ降伏破壊，曲げ終局破壊，中柱の曲げひび割れ破壊を経た後，中柱下端の終局せん断破壊状態に至っている．ここで，図 - 9は，Case.1 について塑性率であるが，Case.2 についても同様の結果であり，また，Case.2 の左側底版右端の終局せん断破壊は 8 秒以降に生じていることから，本解析例に関する限り初期の破壊過程に大きな違いは見られない．

構造物の層間変形と層せん断力の関係は，図 - 10 に示すように，概略的には同様の履歴を描き，層せん断力の最大値も同等であるが，層間変形量に対しては，Case.2 の方が大きい値を示している．また，構造物の損傷が著しい左右の側壁上端，側壁側の底版端部において，部材の最大曲率は Case.2 が Case.1 より 4～21% 増と，損傷程度が大きい結果が得られている．したがって，Case.2 で Case.1 より層間変形量が大きいのは，構造体として層間変形を抑制できないことが一因となっていると考えられる．また，各ケースで構造物近傍地盤の初期応力状態が異なることから，それを基にした地震応答に差が生じることも，大きな要因であると想定される．

ここで，本解析では，中柱や側壁上端等が終局破壊に至っており，残留変形については議論できないが，参考のため，各ケースの躯体の残留変形図を図 - 11 に示す．図より，残留変形モードは 2 つのケースで異なっていることが分かる．

## 5. まとめ

本研究では，開削トンネルの耐震性に及ぼす初期自重解析の影響を評価する目的で，施工プロセスを考慮した場合としない場合について，2次元 FEM による初期自重解析，および，地震応答解析を実施した．その結果，以下の結論を得た．

完成断面に 1 段階で自重を作用させる初期自重解析では，施工過程を考慮した場合と比較して，躯体構造物端部の常時の壁面土圧が大きくなる傾向が見られた．

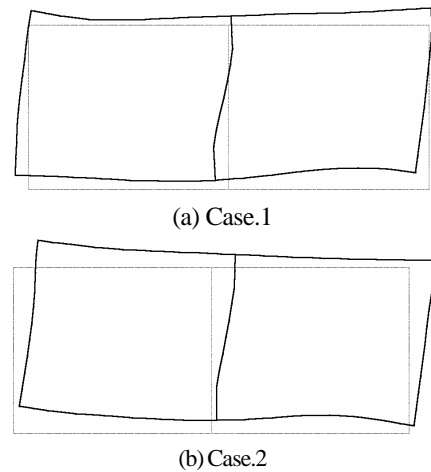


図 - 11 躯体の残留変形図

地盤について拘束依存型の構成モデルを採用する場合，初期自重解析の初期段階において躯体との剛性比が大きいことから，部材に過大な荷重の分担を強いことが分かった．

地震時の構造物の被害程度は，常時の土圧の大きさに相関が強いことが明らかになった．

～ より，開削トンネルの耐震検討に FEM による時刻歴応答解析を実施する場合，施工プロセスを考慮した初期自重解析を行うことが重要であると考えられる．

本研究では，構造物躯体に作用する壁面土圧を一つの指標として検討を進めてきたが，各ケースにおける地震時応答の差異の要因として，構造物近傍地盤の初期応力状態の影響も大きいと想定される．この点については，今後の検討課題としたい．

謝辞：本研究は，土木学会地震工学委員会のトンネル・地下構造物被害原因検討小委員会（小委員長：岩橋敬広 東京都立大教授）の研究活動の一環として行い，委員各位には有益な議論，ご助言を頂いた．ここに記して謝意を表する．

## 参考文献

- 1) Yoshida, N. : STADAS, A computer program for static and dynamic analysis of ground and soil-structure interaction problems, Report, Soil Dynamics Group, The University of British Columbia, Vancouver, Canada, 1993.
- 2) 吉田望，辻野修一，石原研而：地盤の一次元非線形解析に用いる土のせん断応力 - ひずみ関係のモデル化，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1397-1398, 1990.
- 3) 建設省土木研究所：地盤地震時応答特性の数値解析法 - SHAKE : DESRA - ，土木研究所資料第 1778 号，1982.
- 4) 酒井久和，澤田純男，土岐憲三：ポートアイランドにおける時間領域での基盤入力地震動の推定，土木学会論文集，No.612, pp.373-378, 1999.