

基盤に強制変位入力した場合の地下鉄大開駅倒壊に関する数値解析的検討

Numerical simulation on collapse of Daikai subway station in case of inputting forced displacement at bedrock

室蘭工業大学大学院	○フェロー	岸 徳光	(Norimitsu Kishi)
神戸大学	フェロー	櫻井 春輔	(Shunsuke Sakurai)
大阪市立大学	フェロー	園田恵一郎	(Keiichiro Sonoda)
室蘭工業大学大学院	正 員	小室 雅人	(Masato Komuro)
室蘭工業大学大学院	学生員	瓦井 智貴	(Tomoki Kawarai)

1. まえがき

1995年今から24年前の1月17日未明に兵庫県南部地震(マグニチュード:7.3, 震度:7, 震源地:淡路島北部, 震源の深さ:16km)が発生し, 阪神・淡路地域の建物や社会基盤施設に甚大な被害を及ぼした。社会基盤施設の被害では, **写真-1**や**写真-2**に示すピルツ橋の倒壊や地下鉄大開駅の中柱の倒壊が最も象徴的である。

また, ドンドンと上方への突き上げがあった, ベットやピアノがジャンプして動いた¹⁾, あるいは電車が横倒れせずに脱線していたとの聞き取り調査や, コンクリート橋脚の輪切りひび割れの発生, 橋脚上端あるいは下端付け根部の圧壊の事案も多数見られ, 横揺れでは説明ができないような現象も多数発生している。

著者等は, 地下鉄大開駅中柱が横方向への変形モードも示さずに圧壊して倒壊していることに着目し, 駅底盤下縁に任意の速度を有する強制変位を入力した場合の応答性状に関する検討を行った³⁾。その結果, 入力継続時間が5msで速度が200kine程度でも底盤上に設置した物体の飛び跳ね現象や, 中柱のコンクリートの輪切り現象が確認できることや, 400kine程度以上で中柱は圧壊の傾向を示すことが明らかになった。しかしながら, この解析

では底盤下縁を強制的に変位させていることから, 下縁部は剛体的に挙動することとなり, 実現象とは異なることが指摘される。従って, より信頼性の高い挙動現象を把握するためには, 少なくとも基盤から入力することが必要であるものと推察される。

このような観点から, 本研究では地下鉄大開駅中柱の倒壊現象に着目し, 基盤部に上方への強制変位を入力した場合における時刻歴応答解析を試みた。なお, 本研究では, 入力継続時間を5msとし, 変位速度を25kineから最大400kineまで変化させて検討を行った。

なお, 大開駅の構造および被災状況は, **図-1**に示されるように4m程度のかぶり土砂を有し, 中柱で支えられた底盤を有する箱型ラーメン構造となっている。被災状況は, 中柱の下端あるいは上端が著しく圧壊しており, 側壁の被害は少ない。また, 中柱の圧壊に伴い中柱を中心とする頂版は大きく落ち込んでいる。

2. 数値解析の概要

2.1 数値解析モデル

図-2には, 大開駅の数値解析モデル⁵⁾を示している。図示のように, 解析では大開駅底盤から深さ32mに位置する基礎岩盤までの地盤を考慮して解析を行うこととした。また, 解析においては, 線路方向には中心間隔が3.5m間隔に配置されている中柱の一本分が分担する躯体断面部を取り出し, かつ線路方向に対称な半断面をモデル化することとした⁵⁾。従って, 線路軸方向の長さは1.75mとなる。なお, 中柱の断面寸法は幅×線路軸方向長さが400×1,000mmである。

特に重要となるコンクリート要素に関しては, 各部材の主軸方向の要素長を25mm程度に設定して分割している。また, 地盤の影響も考慮するために側壁から躯体幅の2.5倍以上の幅約37mの領域までを考慮することとした。さらに, 鉄筋は埋め込み要素を用いて実構造に対応して組み込むこととした。なお, ホームの床板部は躯体



写真-1 阪神高速道路3号線の倒壊したピルツ橋脚²⁾



写真-2 神戸高速鉄道大開駅中柱被災状況

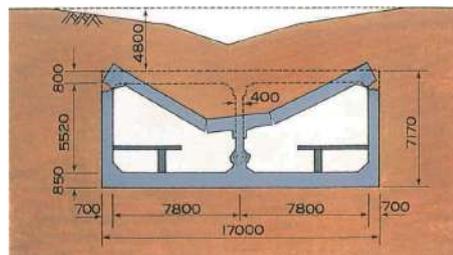


図-1 大開駅が最も大きく陥没した箇所の断面図⁴⁾

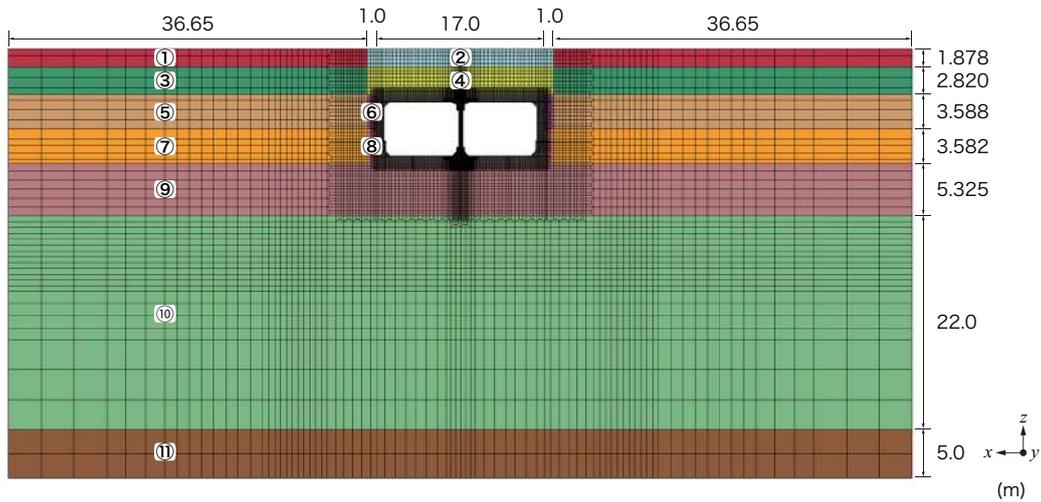


図-2 解析モデルの要素分割状況

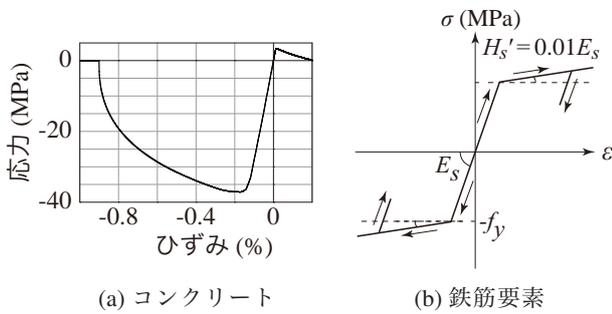


図-3 材料構成則

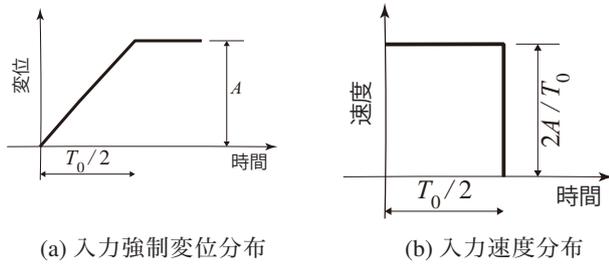


図-4 入力波形

本体への影響は小さいものと判断し無視している。

境界条件に関しては、対称面及び線路軸方向の端面の接点は法線方向変位を拘束している。また、地盤端部及び基礎岩盤部には無反射境界を設定している。なお、数値解析には自重を考慮している。減衰定数は、入力変位の継続時間が後述のように5msであることより、躯体の動的挙動への影響が小さいものと判断し、考慮していない。

2.2 材料構成則

図-3には、本数値解析で用いたコンクリート、鉄筋の応力-ひずみ関係を示している。以下に各材料物性モデルの概要を述べる。なお、地盤部に関しては、均一な層状であることから全て弾性的に挙動するものと仮定し、物性値は当時のボーリング調査結果に基づいてモデル化し、表-1のように決定している。

(1) コンクリート

(a) 図には、コンクリートの応力-ひずみ関係を示して

表-1 地層の物性値一覧

	密度 (g/cm ³)	弾性 係数 (MPa)	せん断 波速度 (m/s)	圧縮 強度 (MPa)	降伏 ひずみ ϵ_y	ポア ソン比 ν
地盤1	1.90	99.3	140	1	0.010072	0.333
地盤2	1.90	54.2	100	1	0.018441	0.427
地盤3	1.90	110.8	140	1	0.009023	0.488
地盤4	1.90	95.6	130	1	0.010458	0.489
地盤5	1.90	164.0	170			0.493
地盤6	1.90	145.2	160	1	0.006885	0.493
地盤7	1.90	204.9	190			0.494
地盤8	1.90	145.5	160	1	0.006871	0.496
地盤9	1.90	326.1	240			0.49
地盤10	2.0	647.7	330			0.487
地盤11	2.10	1543.5	500			0.47

いる。圧縮側は、圧壊して強度を失うことを想定し、圧縮強度に達した後放物線状に軟化して応力が解放されるモデル (LS-DYNA⁶) における材料物性 mat72R3) を用いている。一方、引張側についても、引張強度に達した後線形に軟化し、ひずみが0.2%に達した段階で応力が完全に解放されるものとした。なお、引張強度は、コードの中で自動的に評価され、圧縮強度の1/10程度となっている。コンクリートの圧縮強度は、資料⁵⁾に基づき37MPaと設定している。

(2) 鉄筋

(b) 図には、軸方向鉄筋及びせん断補強筋に関する応力-ひずみ関係を示している。本研究では、降伏後の塑性硬化を考慮したバイリニア型の構成則モデルを適用することとした。降伏応力 f_y は資料⁵⁾に基づき $f_y = 306$ MPaと設定した。また、単位体積質量 ρ_s 、弾性係数 E_s 及びポアソン比 ν_s は公称値を用い、それぞれ $\rho_s = 7.85 \times 10^3$ kg/m³、 $E_s = 206$ GPa、 $\nu_s = 0.3$ とした。降伏の判定には、von Mises の降伏条件に従うものとし、塑性硬化係数 H' は、弾性係数 E_s の1%と仮定している。

2.3 数値解析ケース

数値解析は、図-4(a)に示しているように、強制変位

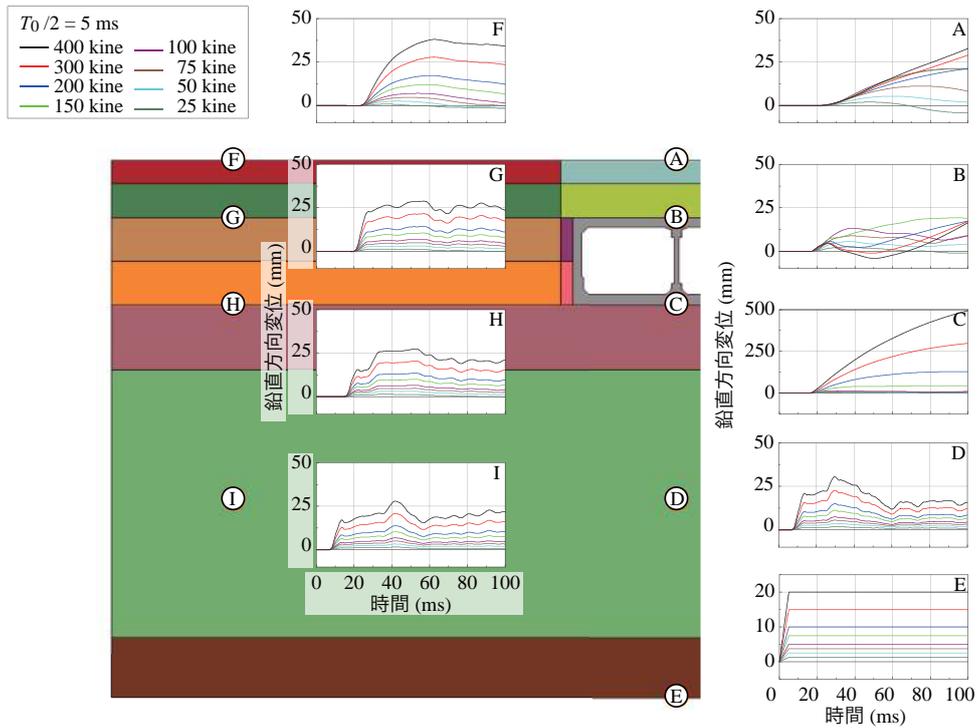


図-5 各点における変位波形

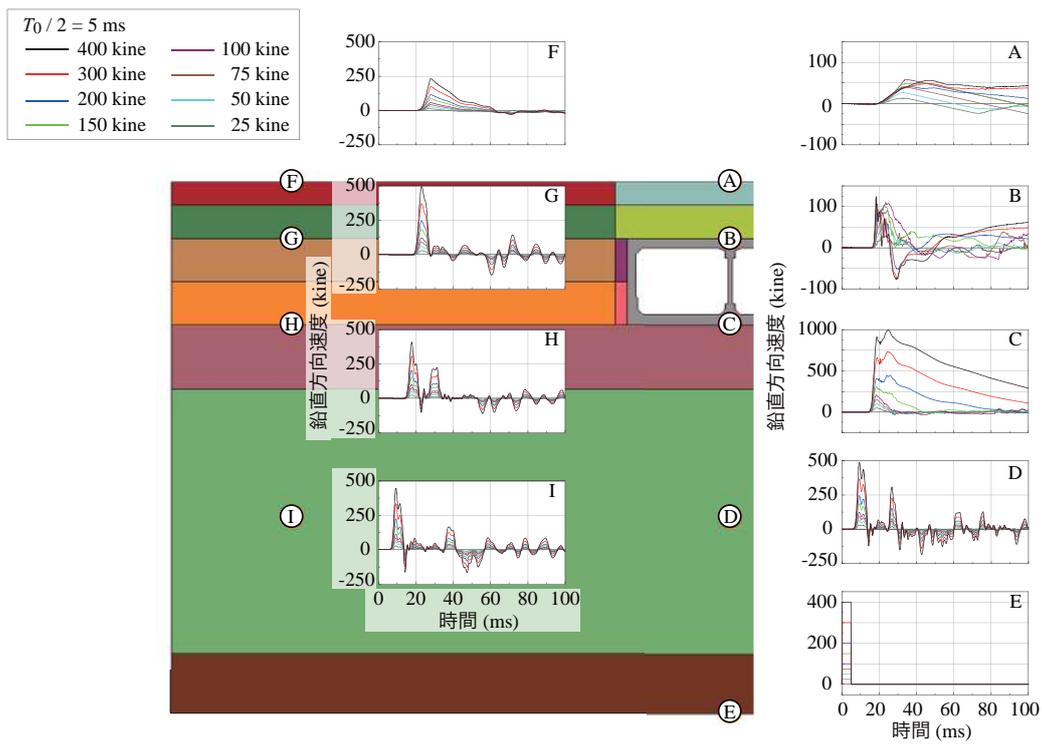


図-6 各点における粒子速度波形

による入力波動の周期を T_0 とし、基盤レベルに同一速度で半周期に相当する時間 ($T_0/2$) だけ上方に変位させる (変位量は A となる) ことにより、行っている。従って、その時の変位速度 V は、(b) 図のように $V = 2A/T_0$ となる。

本研究では、このような条件下で、入力速度の大きさによる影響を検討するために、強制変位の継続時間 ($T_0/2$)

を $T_0/2 = 5$ ms とし、変位速度 V を最小 $V = 25$, 最大 $V = 400$ kine として種々変化させた場合について検討を行うこととした。なお、本数値解析は、構造解析用汎用コード LS-DYNA (Ver. R9)⁶⁾ を用いて行った。

3. 数値解析結果及び考察

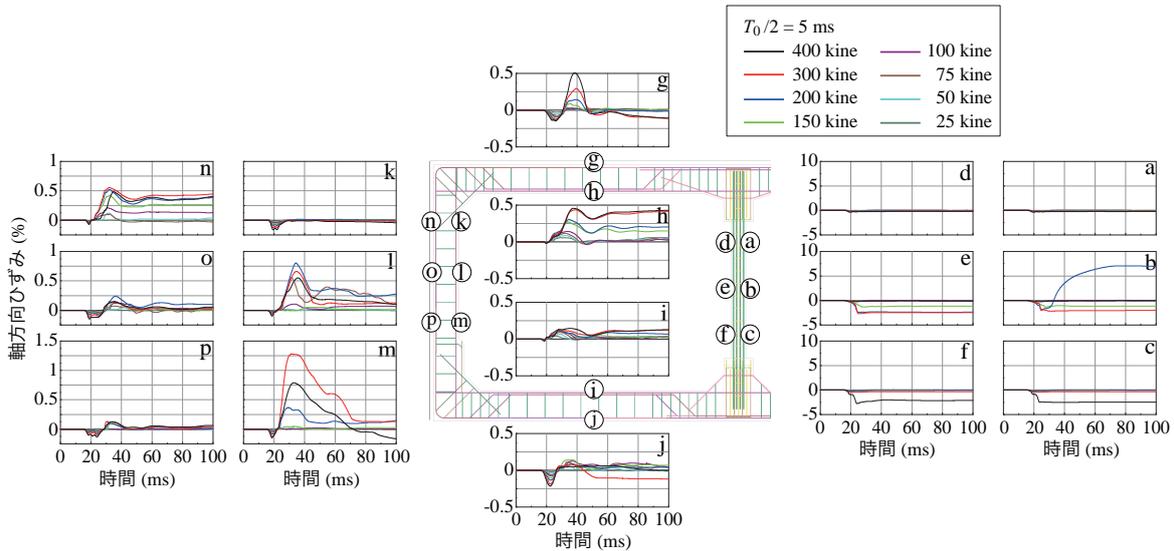


図-7 鉄筋要素の軸方向ひずみ

図-5～図-7には、変位速度を変化させた場合における土中及び駅中柱上下端部における変位、粒子速度、躯体各点における鉄筋の軸方向分布波形を比較して示している。以下簡単に考察を行う。

図-5には土中及び駅中柱上下端各点における変位波形を比較して示している。図より、駅躯体周辺の土層各点における変位は、基盤から上方に向かって徐々に増幅する傾向を示しているが、地表面以外は著しい増加はない。但し、地表面は軸方向応力が解放されることにより、約2倍程度の増幅となっている。これに対して、駅中柱の軸線上の応答変位を見ると、中柱下部において200 kine 入力に対して10倍以上の125 mm程度に達し急激な応答変位に達しているが上部ではほぼ零レベルの値を示し、下部に著しい圧縮応力が発生することが窺われる。

図-6には、同様に各点の粒子速度に関する応答波形を示している。図より、土中の応答分布に着目すると、G点で400 kine 入力時に500 kine レベルに達しており、地表面を除き変位分布と同様に上方に行くに従って徐々に増幅する傾向にあることが分かる。地表面では、圧縮応力が解放されることにより、粒子速度も減少しかつ初期の波動継続時間は延びている。一方、中柱の軸線上の分布を見ると、中柱下部のみで入力レベルの2倍以上に増幅しており、過大な圧縮応力波が生じていることが窺える。

図-7には、上下あるいは内外筋のひずみ波形を示している。図より、底盤下縁では入力初期に上方への曲げ変形が見られるが、その後300 kine 入力時を除いて上下縁鉄筋が共に引張側のひずみ分布を示している。頂版部に関しては、入力初期には下方への曲げが示されるが、40 ms 経過後には上下縁共に引張ひずみを示し、その後150 kine 以上の入力で変位速度の増加と共にひずみ値が増加している。

側壁部は、中間部及び下部においては150 kine 程度までは降伏ひずみに達せず弾性的な挙動を示しているが、200 kine 以上で変位速度の増加と共にひずみ値も増加し負曲げが顕在化してくる。また、上部では負曲げのひずみ分布

を示しているが、最大ひずみは300 kine 入力時で0.5%前後と下部内側に比較して小さい分布となっている。

中柱の波形を見ると、150～300 kine の入力で中間部に1%以上の大きなひずみが発生しており、400 kine 入力の場合には下部で2.5%程度のひずみが発生している。これより、いずれの場合も柱が著しい圧壊の傾向を示していることが窺える。また、上部では零レベルのひずみ値を示している。これは、中間部や下部で圧壊の傾向を示すことにより、応力が解放されたことを暗示している。

4. まとめ

本研究では、兵庫県南部地震で倒壊した地下鉄大開駅の事象に着目し、上下方向への衝撃的地震動による被災の可能性を検討することを目的に、駅躯体底部から深さ32 mに位置する基盤に継続時間が5 msで変位速度の大きさを変化させた強制変位入力解析を実施した。

その結果、駅躯体中柱の下部では入力波の2倍以上の粒子速度が発生するが、上部では入力変位速度よりも小さな応答値を示すことが明らかになった。また、鉄筋のひずみ波形から、入力変位速度が150 kine 以上で中柱中間部あるいは下部で1%以上の圧縮ひずみが発生することが明らかになり、図-1のような著しい圧壊の傾向が確認された。

参考文献

- 1) 阪神・淡路大震災の調査報告(紀要特別号)資料:初期上下動の証言集, 1991年1月, 大阪市立大学工学部
- 2) 神戸新聞[特集]阪神・淡路大震災
- 3) 岸 徳光, 櫻井春輔, 園田恵一郎, 小室雅人, 瓦井智貴, "兵庫県南部地震における地下鉄大開駅の倒壊に関する数値解析的検討", 土木学会北海道支部論文報告集, 第75号, A-44, 2019.2
- 4) 阪神・淡路大震災スライド集, 1995年, 日本建築学会・土木学会編, 丸善
- 5) 神戸高速鉄道東西線大開駅災害復旧の記録, 平成9年1月, 佐藤工業株式会社
- 6) Hallquist, J. O., LS-DYNA Version R9 User's Manual, Livermore Software Technology Corporation, 2016.