

兵庫県南部地震による地下鉄構造物の被害メカニズムの一考察

清水建設 竹脇尚信*
 同上 大槻 明**
 京都大学 大西有三***

兵庫県南部地震で崩壊した大開駅のプラットフォーム部分について、その破壊のメカニズムを解明するために動的応答解析を行った。2次元動的解析で中柱および側壁の地震時断面力を求め、それらを断面の終局耐力を表す相互作用曲線に照らしたところ、側壁の上端あるいは下端部がまず破損して、それに起因してつぎに中柱が破壊したとの結論を得た。また、3次元非線形動的解析コードを用いて2方向入力の影響も検討したが、この影響は少ないことも分かった。さらに、上下動の影響についても検討したが、中柱で常時軸力の25%が発生する程度で、崩壊の主因ではないことも分かった。

1. はじめに

1995年1月17日の兵庫県南部地震は、従来、地震に強いと考えられてきた地下構造物にも被害をもたらした。大開駅では地下2階の1層構造部分(以下、プラットフォーム部と呼ぶ)が崩壊し、長さ約100m、幅約30mにわたって道路が陥没した。観測記録からは同駅付近では500~600Gal程度の加速度が生じたことと推定されることから、現行の設計指針で想定されている以上の地震荷重が作用したことは確かであろう。しかし、同種の構造物でも殆ど無被害のものもあることから、大開駅の破壊のメカニズムを解明することは今後の地下構造物の耐震設計にはきわめて有用である。そこでまず、プラットフォーム部の横断方向について2次元動的解析を行い、破壊のメカニズムを検討するとともに上下動の影響も定量的に評価した。さらに、大槻ら¹⁾が開発した3次元非線形動的解析コードを用いて、2方向加震の影響についても検討した。

2. 2次元解析による検討

(1) 解析モデル

キーワード：地下構造物, 被害メカニズム, 動的解析

* 清水建設(株)和泉研究室, 03-3508-8101

** 清水建設(株)技術研究所, 03-3643-4311

*** 京都大学工学部交通土木工学科, 075-753-5127

図-1にプラットフォーム部の横断方向の構造寸法を示す²⁾。構造体は幅17m、高さ7.17mのラーメン構造で、幅0.4m、奥行き1.0mの中柱が3.5m間隔で配置されている。なお、土被りは4.8mである。

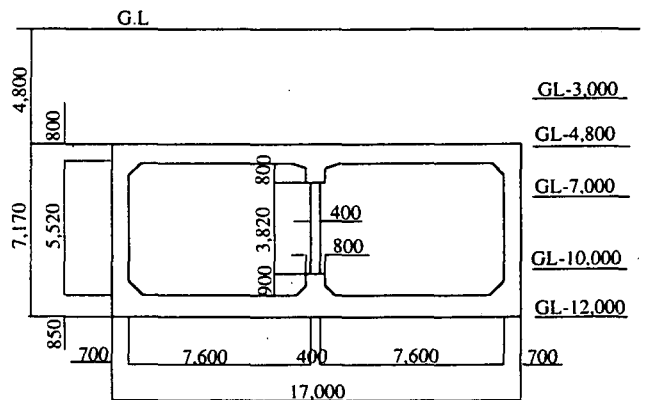


図-1 構造図

表-1に周辺地盤の地盤定数を示す。せん断波速度はN値より推定し、非線形解析に用いる基準ひずみ $\gamma_{0.5i}$ (1kgf/cm²での基準ひずみ)や $h_{m,x}$ (最大減衰定数)は既存のデータを参考に決定した。

中柱の設置間隔の関係で、奥行き3.5mをモデル化した。構造体ははり要素に置換して、上下床版、側壁および中柱が接続する上下の縦ばりは奥行き3.5m分の断面を考慮したが、中柱は1本分のみである。また、周辺地盤はソリッド要素でモデル化し左右をエネルギー伝達境界、GL-20mの位置を基盤面と仮定して粘性境界とした。なお、構造体も周辺地盤も2次元解析では弾性体と仮定した。

(2) 解析結果

入力地震動はポートアイランドのKP-79mでの観測波を基盤面で2Eと考慮して入力した。このとき、プラットフォーム部の横断方向をNS方向、それと直交する方向をEW方向と仮定した。

KP-79mでの最大加速度はNS成分679Gal、EW成分303Gal、UD成分187Galである。ただし、NS成分の679Galはパルス状の波のピーク値であるから、実質的には300Gal強の最大値と考えられる。

結果を表-2に示す。これは中柱と側壁の最大断面力で、中柱は上下の縦ばりとの接続部および中央部の3箇所、側壁は上ハンチの下端、中央部および下ハンチの上端の3箇所でも出力している。

解析ケースは3ケースで、その内容は以下のとおりである。なお、解析での減衰定数は構造体5%、地盤10%である。

表-1 地盤定数

| 深さ (m) | 土質 | せん断波速度 (m/s) | 単位体積重量 (tf/m ³) | $\gamma_{0.5t}$ | h_{max} |
|--------|------------|--------------|-----------------------------|-----------------|-----------|
| 0~3 | 礫混じり粘土質ローム | 150 | 1.7 | 2.53E-04 | 0.22 |
| 3~4.8 | 礫混じり砂質ローム | 150 | 1.7 | 1.58E-04 | 0.24 |
| 4.8~7 | 礫混じり砂 | 200 | 1.8 | 1.26E-04 | 0.22 |
| 7~10 | 礫混じり粘土質ローム | 200 | 1.6 | 2.53E-04 | 0.22 |
| 10~12 | 粘土質ローム | 200 | 1.6 | 6.32E-04 | 0.20 |
| 12~20 | 礫混じり砂質ローム | 250 | 1.8 | 1.58E-04 | 0.24 |
| 20~ | - | 350 | - | - | - |

表-2 中柱および側壁の最大断面力 (2次元解析)

| 断面力 | 解析CASE | 曲げモーメント (M) (柱 : tfm, 側壁 : tfm / m) | | | | せん断力 (S) (柱 : tf, 側壁 : tf / m) | | | | 軸力 (N) (柱 : tf, 側壁 : tf / m) | | | |
|------------------|--------|--|---------|---------|---------|-----------------------------------|---------|---------|---------|---------------------------------|---------|---------|---------|
| | | 常時 | 水平 (NS) | 上下 (UD) | 水平 & 上下 | 常時 | 水平 (NS) | 上下 (UD) | 水平 & 上下 | 常時 | 水平 (NS) | 上下 (UD) | 水平 & 上下 |
| 中柱上端 (上縦梁下端) | CASE-1 | 0.0 | 57.2 | 0.0 | 57.2 | 0.0 | 26.6 | 0.0 | 26.6 | 407 | 0.0 | 80.4 | 80.4 |
| | CASE-2 | - | 61.8 | 0.0 | 61.8 | - | 28.9 | 0.0 | 28.9 | - | 0.0 | 81.1 | 81.1 |
| | CASE-3 | - | 108 | 0.0 | 108 | - | 53.5 | 0.0 | 53.5 | - | 0.0 | 104 | 104 |
| 中柱中間 | CASE-1 | 0.0 | 1.28 | 0.0 | 1.28 | 0.0 | 29.3 | 0.0 | 29.3 | - | 0.0 | 81.2 | 81.2 |
| | CASE-2 | - | 1.30 | 0.0 | 1.30 | - | 31.7 | 0.0 | 31.7 | - | 0.0 | 82.0 | 82.0 |
| | CASE-3 | - | 1.02 | 0.0 | 1.02 | - | 55.8 | 0.0 | 55.8 | - | 0.0 | 105 | 105 |
| 中柱下端 (下縦梁上端) | CASE-1 | 0.0 | 55.4 | 0.0 | 55.4 | 0.0 | 29.7 | 0.0 | 29.7 | 410 | 0.0 | 81.4 | 81.4 |
| | CASE-2 | - | 60.0 | 0.0 | 60.0 | 0.0 | 32.1 | 0.0 | 32.1 | - | 0.0 | 82.2 | 82.2 |
| | CASE-3 | - | 106 | 0.0 | 106 | 0.0 | 56.0 | 0.0 | 56.0 | - | 0.0 | 105 | 105 |
| 側壁上端 (上ハンチ下端) | CASE-1 | 37.2 | 33.1 | 3.74 | 31.1 | 24.1 | 30.0 | 6.89 | 27.9 | 44.9 | 5.71 | 11.4 | 9.74 |
| | CASE-2 | - | 37.4 | 3.86 | 35.4 | - | 29.7 | 6.69 | 27.9 | - | 6.37 | 11.8 | 10.4 |
| 側壁中間 | CASE-1 | - | 4.06 | 2.75 | 4.49 | - | 12.4 | 1.83 | 11.7 | - | 12.5 | 12.4 | 15.9 |
| | CASE-2 | - | 3.71 | 2.76 | 4.46 | - | 14.7 | 1.92 | 14.0 | - | 12.3 | 12.9 | 15.9 |
| 側壁下端 (下ハンチ上端) | CASE-1 | 50.9 | 40.3 | 2.15 | 40.9 | 32.1 | 24.8 | 3.91 | 26.2 | 56.1 | 28.5 | 13.3 | 33.1 |
| | CASE-2 | - | 44.0 | 2.31 | 44.9 | - | 25.4 | 4.03 | 26.8 | - | 23.6 | 13.9 | 28.2 |

(注) ・CASE-1は側壁近傍の埋め戻し層なしの断面力
 ・CASE-2は側壁近傍の埋め戻し層($V_s = 150$ m/s)ありの断面力
 ・CASE-3は周辺地盤の剛性および左右側壁の上下端の断面2次モーメントが、各々CASE-1の約1/2および1/100のときの断面力

CASE-1：表-1に示した物性をもつ地層が成層構造を成すと仮定したもの。

CASE-2：側壁の左右の2.85m(水平方向)×7.17m(鉛直方向)の範囲を埋め戻し層と仮定して、この部分のせん断波速度を地表付近と同じ150m/sとしたもの。

CASE-3：周辺地盤の剛性および側壁の上下床版との接合部の断面2次モーメントを各々CASE-1の約1/2および1/100としたもの。

CASE-2は埋め戻し層の影響を検討するためのモデルで、CASE-3は側壁の上下端の塑性ヒンジを想定したモデルである。

加震方向は水平(NS)方向、上下(UD)方向、および水平・上下同時の3タイプを考えた。

中柱、側壁ともに大きな断面力が発生している下端に着目すると、この表から以下のようなことが読み取れる。

- ・常時断面力は、中柱は軸力のみで $N=410\text{tf}$ 、側壁は $M=51\text{tfm/m}$ 、 $S=32\text{tf/m}$ 、 $N=56\text{tf/m}$ である。

- ・水平加震による断面力は、逆対称モードが卓越する関係で中柱には曲げモーメントとせん断力が発生し、軸力は無視できるほど小さい。ちなみに、CASE-1の場合、 $M=55\text{tfm}$ 、 $S=30\text{tf}$ であり、CASE-2はCASE-1の8%増である。

一方、側壁にはすべての断面力が発生し、CASE-1の場合、 $M=40\text{tfm/m}$ 、 $S=25\text{tf/m}$ 、 $N=29\text{tf/m}$ で、CASE-2との差は小さい。

これらのことから、埋め戻し層の存在はこの解析で仮定したような条件であれば、断面力への影響は少ないと言える。

- ・上下加震の影響は、中柱に関しては軸力のみに関わっており、CASE-1で81tf、CASE-2で82tf、CASE-3で105tfである。これらの値は常時に比べてCASE-1とCASE-2で20%、CASE-3で25%である。

また、側壁の場合も軸力に対して最も大きく現われており、 $N=13.3\text{tf/m}$ は常時の56.1tf/mの約24%である。さらに、僅かではあるが曲げモーメントおよびせん断力も発生しており、それらの値は各々常時断面力の4%および12%である。

- ・CASE-3は前に述べたように側壁の上下端に塑性ヒンジを想定したケースであるが、中柱の断面力は $M=106\text{tfm}$ 、 $S=56\text{tf}$ 、 $N=105\text{tf}$ で、CASE-1に比べて各々1.91倍、1.89倍および1.29倍となっている。

なお、この解析での最大水平応答加速度は、上床版のレベルで約550Gal、下床版のレベルで約480Galであり、いずれのケースもほぼ同じである。一方、構造物直上の地表面ではCASE-1とCASE-2が約650~670Galで、CASE-3は700~730Galとなっている。

(3) 考察

図-2~図-4に中柱と側壁の相互作用曲線を示す。これらは断面がその終局耐力に達したときの曲げモーメントと軸圧縮力の関係を示すもので、図-2は中柱に関する曲線である。また、図-3は側壁上部のハンチ下端部に関するもので外側引っ張りの場合、図-4は側壁下部のハンチ上端部に関するもので、上部部と同様、外側引っ張りの場合である。

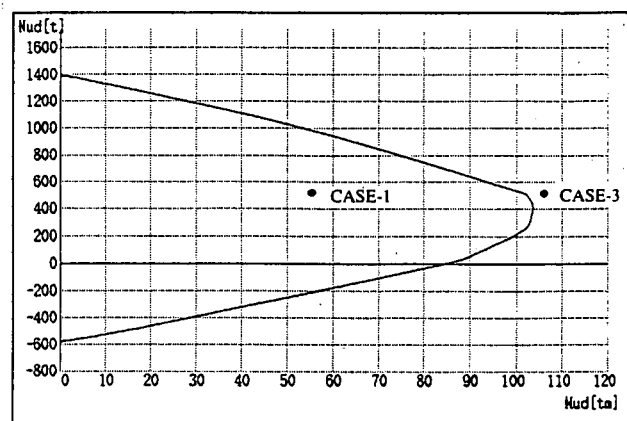


図-2 中柱の相互作用曲線

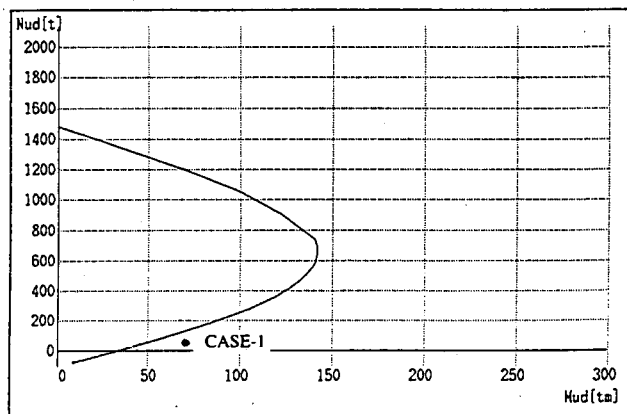


図-3 側壁上部の相互作用曲線(外側引っ張り)

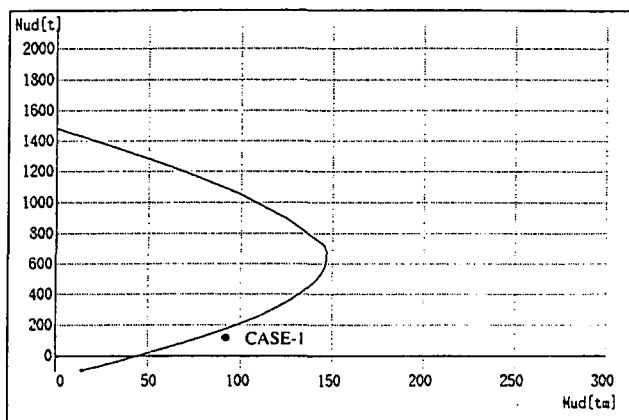


図-4 側壁下部の相互作用曲線(外側引っ張り)

これらの作成に際しては、材料係数など各種係数はすべて1.0として、コンクリートの設計圧縮強度は 240kgf/cm^2 、鉄筋の設計降伏強度は $2,400\text{kgf/cm}^2$ としている。また、断面寸法および配筋状況は文献3)にまとめられている。

まず中柱の下端部についてみると、CASE-1で水平・上下同時加震の場合の地震時断面力(地震による断面力に常時の断面力を加えたもの)の最大値は、 $M=55\text{tfm}$ 、 $S=30\text{tf}$ 、 $N=491\text{tf}$ である。この値を図-2の相互作用曲線と比較すると、地震時断面力は中柱の耐力内でかなり余裕がある。また、中柱のせん断耐力は約 50tf であるから、作用しているせん断力も耐力内である。

つぎに側壁の上端部についてみると、中柱と同様の条件での地震時断面力の最大値は、 $M=68\text{tfm/m}$ 、 $S=52\text{tf/m}$ 、 $N=55\text{tf/m}$ である。この値を図-3の曲線に照らしてみると、僅かではあるが側壁の耐力を越えている。また、側壁下端部についても、 $M=92\text{tfm/m}$ 、 $S=58\text{tf/m}$ 、 $N=89\text{tf/m}$ であるので、上端部と同様に図-4の相互作用曲線の外に出る。

これらの結果より、まず、地震力により側壁の上端あるいは下端部が破損して、その結果、中柱の上端あるいは下端が破壊したと考えられる。そこでCASE-3として、側壁の上端および下端部に塑性ヒンジを想定し、ここでの断面2次モーメントをCASE-1の1/100とした解析を行った。このとき、次節で述べる3次元解析の結果から周辺地盤の最大せん断ひずみは 10^{-3} のオーダーであることが分かったので、地盤剛性はCASE-1の約1/2とした。これをせん断波速

度で示すと、CASE-1での150, 200および250m/sをそれぞれ100, 140および180m/sとしたことになる。

表-2でCASE-3の中柱の上下端の地震時断面力をみると、

上端： $M=108\text{tfm/m}$ 、 $S=54\text{tf/m}$ 、 $N=511\text{tf/m}$

下端： $M=106\text{tfm/m}$ 、 $S=56\text{tf/m}$ 、 $N=515\text{tf/m}$

である。これらの値を図-2の曲線に照らすと、明らかに耐力を越えている。また、作用せん断力も耐力以上の値になっている。

以上の結果より、大開駅の崩壊のメカニズムはつぎのように考えられる。まず、地震力により側壁の上端あるいは下端部が曲げモーメントにより破損して水平剛性が低下した。その結果、中柱の上下端での相対変位が大きくなり、中柱の上端あるいは下端が破壊した。中柱の帯鉄筋は9mmの丸鋼が35cm間隔で配置されているが、作用している軸力が大きかったためにコンクリートのはらみだしを十分には拘束できず、最終的には軸力により中柱が圧壊した。

なお、以上の考察は水平・上下同時加震の場合の地震時断面力に基づいたものであるが、水平方向のみの加震による地震時断面力についても同様の結果を得る。したがって、上下動はプラットホーム部の崩壊の主因ではないと言える。

3. 3次元解析による検討

(1) 解析モデル

3次元解析のおもな目的はNS・EW方向の同時加震の影響と周辺地盤の非線形性の影響を把握することである。

解析領域は構造体を中心に幅80m、高さ20m、奥行き3.5mをとり、左右および面外方向は繰り返し境界、底部は粘性境界とした。構造体はシェル要素で、周辺地盤はソリッド要素でモデル化した。シェル要素は弾性体としたが、地盤はその非線形性を考慮するため、応力ひずみ関係には3次元に拡張したR-O(Ramberg-Osgood)モデルを用いた¹⁾。地層構造は2次元解析でのCASE-1と同様とし、基準せん断ひずみや最大減衰定数などは表-1に示す値を用いた。

(2) 解析結果および検討

表-3 中柱および側壁の最大断面力 (3次元解析)

| 断面力 | 曲げモーメント (柱: tfm) (側壁: tfm / m) | | | せん断力 (柱: tf) (側壁: tf / m) | | | 軸力 (柱: tf) (側壁: tf / m) | | |
|-----------------|--------------------------------------|---------------|---------------|---------------------------------|---------------|---------------|-------------------------------|---------------|---------------|
| | NS | NS & EW | NS & UD | NS | NS & EW | NS & UD | NS | NS & EW | NS & UD |
| 中柱上端 (上縦梁下端) | 50.3 | 54.5 | 49.5 | 25.4 | 27.3 | 25.0 | 4.7 | 1.6 | 76.1 |
| 中柱中間 | 1.5 | 1.4 | 1.5 | 25.8 | 27.8 | 25.3 | 4.7 | 1.6 | 76.3 |
| 中柱下端 (下縦梁上端) | 50.2 | 54.5 | 49.4 | 25.7 | 27.7 | 25.3 | 4.7 | 1.6 | 76.4 |
| 側壁上端 (ハンチ下端) | 45.6 | 45.5 | 44.2 | 34.6 | 36.4 | 29.3 | 10.0 | 11.9 | 14.8 |
| 側壁中間 | 17.4 | 18.8 | 20.3 | 31.7 | 31.4 | 31.0 | 15.8 | 16.7 | 18.5 |
| 側壁下端 (ハンチ上端) | 66.0 | 68.0 | 64.2 | 30.7 | 29.5 | 33.1 | 21.2 | 23.3 | 26.0 |

(注)・初期剛性はCASE-1の値で、断面力は横断面内の値

地震波は2次元解析と同様、ポートアイランドのKP-79mでの観測波を底部粘性境界を通して2Eで入力した。加震方向はNS方向のみ場合、NSとEWの水平2方向同時加震の場合、水平(NS)・上下同時加震の場合の3種類である。

解析結果を表-3に示す。これらの値は横断面内に働く最大断面力である。

NS方向加震とNS・EW水平2方向同時加震とでは、曲げモーメントおよびせん断力に関しては、中柱で約10%、側壁で5%程度、2方向同時加震の方が大きい。また、軸力に関しても、側壁下端で2方向同時加震の方が約10%大きくなっている程度である。したがって、今回の崩壊に関しては横断方向の加震が主因で、長手方向の加震の影響は殆どなかったと思われる。

NS加震とNS・UD2方向同時加震の結果を比較すると、違いは2次元解析と同様に軸力のみ現われて、曲げモーメントおよびせん断力は殆ど差はない。

2次元解析の結果と比較すると、中柱の断面力は全体的に2次元解析の方が大きい、その差は多くて10%程度である。一方、側壁に関しては、断面力の大きな側壁下端で比較すると軸力は2次元解析の方が大きい、曲げモーメントとせん断力は各々

60%および25%程度3次元解析の方が大きくなっている。これは2次元と3次元のモデル化に起因するところもあるが、3次元解析で周辺地盤の非線形性を考慮していることが最も大きいと思われる。

ちなみに、3次元解析では周辺地盤の最大せん断ひずみは 4×10^3 程度で、構造体付近の最大加速度は約600Galとなっている。

4. おわりに

2次元および3次元動的解析を通じて、大開駅の崩壊のメカニズムおよび影響要因を検討した。その結果、つぎのような結論を得た

- 1) 崩壊のメカニズムはまず側壁の上部あるいは下部が曲げ破壊し、それに起因して中柱が圧壊したと推察される。
- 2) プラホーム部は横断方向の加震に比べて縦断方向の加震の影響は少なく、横断方向の加震が崩壊の主因と考えられる。
- 3) 上下動による中柱の軸力は常時軸力の約20%程度で、崩壊の主因とは考えられない。
- 4) 周辺地盤の非線形化に伴う剛性低下が側壁の曲げモーメントおよびせん断力を増加させた可能性がある。

この解析ではポートアイランドのKP-79mでの観測波を入力地震動として用いたが、大開駅に比較的近く地下深部での採取波であることがおもな採用理由である。その妥当性の検討やその他の地震波による解析は今後の課題である。また、破壊のメカニズムは弾性解析による断面力を相互作用曲線に照らして判定した。破壊の順序の把握にはこれでよいと考えているが、崩壊過程を時々刻々追跡するには構造体の非線形性も考慮した解析が必要である。

[参考文献]

- 1) 大槻ら：液状化時群杭挙動の3次元有効応力解析，土木学会論文集，No.495，pp.101～110，1994
- 2) 土木学会：土木学会阪神大震災震災調査 第二次報告会資料，1995.3.30
- 3) IIDA, H., HIROTO, T., YOSHIDA, N. and IWAFUJI, M. : Damage to Daikai Subway Station, Soils and Foundations, Vol.35, No.4, 1995

An Examination on Failure Mechanism of a Subway Station due to the 1995 Hyougoken-Nanbu Earthquake

Naonobu Takewaki, Akira Ohtsuki and Yuzo Ohnishi

Two-dimensional linear analyses were applied to clarify the failure mechanism of the structure. The computed bending moments and axial forces, in the side walls of the rectangular structure and the pillar centered between the walls, were compared with the interaction diagram for the structure. From these examinations it is concluded that the collapse of structure may firstly begin at the upper or lower part of the side walls, and that next the centered pillar may be collapsed by the trigger of collapse of side walls. By using the three-dimensional nonlinear analyses, effects of multi horizontal input motions on the failure of the subway are found to be minor. The axial force of the pillar was a value of 25% of that for the static load due to the up-down shaking. It is concluded that up-down shaking is not the main factor of the failure of the pillar, either.