

# 付 録

## 設計計算例

|                   |       |
|-------------------|-------|
| 1. 概要             | [1]   |
| 2. 地盤条件と入力地震動     | [2]   |
| 3. モデルケースの設定      | [25]  |
| 4. トンネル軸方向の設計計算例  | [27]  |
| 5. トンネル横断方向の設計計算例 | [98]  |
| 6. 立坑の設計計算例       | [113] |
| 7. その他の検討例        | [140] |
| (a) 不整形地盤の検討例     | [140] |
| (b) 断層横断の検討例      | [148] |

S I 単位系への換算率表

| 量       | SI 単位以外<br>(A)                               | SI 単位<br>(B = $\alpha$ A)  | SI 単位への<br>換算率( $\alpha$ ) |
|---------|--|----------------------------|----------------------------|
|         | 記号   | 記号                         |                            |
| 力       | kgf  | N                          | 9.81                       |
|         | tf   | kN                         | 9.81                       |
| モーメント   | tf·m   | kN·m                       | 9.81                       |
| 応力・弾性係数 | kgf/cm <sup>2</sup>                          | N/m <sup>2</sup><br>(Pa)   | 9.81×10 <sup>4</sup>       |
|         | tf/m <sup>2</sup>                            | kN/m <sup>2</sup><br>(kPa) | 9.81                       |
| 重量密度    | tf/m <sup>3</sup><br>(= gf/cm <sup>3</sup> ) | kN/m <sup>3</sup>          | 9.81                       |
| 加速度     | gal  | m/s <sup>2</sup>           | 0.01                       |
| 角度      | °  | rad                        | $\pi/180$                  |

## 1. 概要

この付録資料は、本ガイドライン（案）に基づいて、シールドトンネルおよび立坑の耐震性を照査した例を示すものである。

地中構造物であるシールドトンネルの軸方向と横断方向および立坑について、関西の地盤および地震環境を考慮しながら、レベル1と2の設計地震動を設定し、一般的な応答変位法に基づいて、耐震計算を行うとともに、部材の変形性能に留意した安全性の照査を行った。

とくに、軸方向および横断方向の照査は、部材の損傷プロセスを明らかにする変形性能照査を行った。

また、立坑については、限界状態設計法による耐力照査で安全性を確認する照査例を示した。接合部は、応答変位法と整合した計算法で継手の相対変位を計算し、必要な継手の性能を求めることとした。

性能照査は、シールドトンネル事業者が定める要求性能を受けて行なわなければならないが、ここでは、そのために必要となる損傷プロセスを明らかにするまでの計算例を示すこととしている。

従って、事業者が定める許容変形量を具体的に例示して照査するまでには至っていないが、応答変位法等によるできるだけ簡易な手法で、継手やRC部材の降伏・損傷・破壊等のイベントを変形とともに明らかにしていく計算例を示して、性能照査型設計に向けた参考資料とする。

## 2. 地盤条件と入力地震動

この章では、レベル1、およびレベル2地震動に対する設計用地盤変位を求める。ガイドライン（案）に基づき、レベル1地震動に対しては、地表で定義された加速度応答スペクトルを地震動とし簡易法で、レベル2地震動に対しては定義された地震動に対して地震応答解析を行い地盤変位を求める。

### 2.1 地盤の設定

大阪、および神戸の実地盤を参照して、解析用のモデル地盤を作成する。

#### 2.1.1 大阪の地盤

大阪の大深度シールド建設に際して行われたボーリング調査のうち、測点 C データを基準にして、表2.1.1-1の様にモデル地盤を設定する。ボーリング調査にない項目は、以下の方針で決定した。また、地下水位は GL-2m とする。

- ①  $V_s$ ,  $V_p$  は、近隣の PS 検層の結果と、道路橋示方書を参照し決定した。
- ② 単位体積重量  $\gamma_t$  と  $D_{50}$  は、土質分類をもとに、文献1を参照し適当な値を決めた。
- ③ 動的変形特性は、安田・山口の式<sup>2)</sup>で求める。ここで、実験式の設定範囲外の事もあるが、そのまま計算を行った。

表2.1.1-1 大阪の地盤のモデル

| 番号 | 深さ<br>(m) | 層厚<br>(m) | 分割 | 土 質      | 記号       | N 値 | $V_s$<br>(m/s) | $\gamma_t$<br>(tf/m <sup>3</sup> ) | $V_p$<br>(km/s) | $D_{50}$<br>(mm) |
|----|-----------|-----------|----|----------|----------|-----|----------------|------------------------------------|-----------------|------------------|
| 1  | 1         | 1         | 1  | 埋土 (シルト) | B        | 5   | 120            | 1.6                                | 1.2             | 0.025            |
| 2  | 7         | 6         | 6  | シルト質砂    | As1      | 7.5 | 150            | 1.7                                | 1.2             | 0.07             |
| 3  | 9         | 2         | 1  | 砂混じりシルト  | Ac1      | 2   | 130            | 1.7                                | 1.2             | 0.04             |
| 4  | 19        | 10        | 5  | シルト質粘土   | Ac1      | 2   | 130            | 1.65                               | 1.2             | 0.008            |
| 5  | 25        | 6         | 2  | シルト質砂    | As2      | 9   | 200            | 1.75                               | 1.4             | 0.07             |
| 6  | 29        | 4         | 1  | シルト混じり砂  | Ds1(Dg1) | 20  | 280            | 1.9                                | 1.7             | 0.1              |
| 7  | 32        | 3         | 1  | 砂質シルト    | Dc1      | 12  | 240            | 1.9                                | 1.65            | 0.04             |
| 8  | 34        | 2         | 1  | シルト混じり砂  | Ds1      | 25  | 240            | 2                                  | 1.7             | 0.07             |
| 9  | 42        | 8         | 2  | 砂混じり粘土   | Dc1      | 11  | 240            | 1.9                                | 1.65            | 0.008            |
| 10 | 46        | 4         | 1  | シルト混じり砂  | Ds1      | 45  | 280            | 1.95                               | 1.7             | 0.07             |
| 11 | 56        | 10        | 2  | 砂礫       | Dg2      | 50+ | 400            | 2.1                                | 1.8             | 2.0              |
| 12 | 58        | 2         | 1  | シルト質粘土   | Dc3      | 20  | 270            | 1.75                               | 1.55            | 0.008            |
| 13 | 60        | 2         | 1  | 砂        | Ds2'     | 50+ | 400            | 1.95                               | 1.7             | 0.35             |
| 14 | 65        | 5         | 1  | 粘土       | Dc3      | 20  | 300            | 1.75                               | 1.55            | 0.004            |
| 15 | 66        | 1         | 1  | シルト質砂    | Ds3      | 20  | 350            | 2                                  | 1.7             | 0.08             |
| 16 | 71        | 5         | 1  | 粘土       | Dc4      | 30  | 350            | 1.75                               | 1.65            | 0.004            |
| 17 | 73        | 2         | 1  | 砂        | Ds3      | 50+ | 350            | 2                                  | 1.7             | 0.35             |
| 18 | 75        | 2         | 1  | 粘土       | Dc4      | 30  | 380            | 1.75                               | 1.65            | 0.004            |
| 19 | 基盤        |           |    | 砂        | Ds3      | 50+ | 450            | 2                                  | 1.7             | 0.35             |

## 2.1.2 神戸の地盤

神戸では地盤の不整形も考慮し、5つの地盤を検討する。この地盤の解析は、すでに文献3で行われているので、なるべくこの値を用いる。文献3との違いおよび新しい設定事項は次の通りである。

- ①動的変形特性は、文献3と同じく、表層、沖積、洪積の三つの地層に分けて、各地層について同じ値を用いる。ここで、表層の最大減衰が60%を越えているところもあるが、特に調整はしない。図2.1.2-1に動的変形特性を示す。
- ②地下水位は一律 GL-3m を仮定する。
- ③せん断波速度の拘束圧依存性を考慮する。すなわち、それぞれの層の中央でせん断波速度が与えられているとし、せん断波速度が有効拘束圧の1/4乗に比例するとする。このように決定した5つの地盤のモデル化を表2.1.2-1～2.1.2-5に示す。

表2.1.2-1 高松塚①の地盤モデル

| 番号 | 土質   | 層厚  | $V_s$<br>(m/s) | $G_0$<br>(tf/m <sup>2</sup> ) | $\gamma_t$<br>(tf/m <sup>3</sup> ) | 非線形特性 |
|----|------|-----|----------------|-------------------------------|------------------------------------|-------|
| 1  | B    | 0.9 | 126            | 2922                          | 1.80                               | 表層    |
| 2  |      | 0.9 | 166            | 5061                          |                                    |       |
| 3  | Ag   | 1.2 | 172            | 5766                          | 1.90                               | 沖積層   |
| 4  |      | 1.5 | 188            | 6858                          |                                    |       |
| 5  |      | 1.5 | 198            | 7568                          |                                    |       |
| 6  |      | 1.5 | 206            | 8217                          |                                    |       |
| 7  |      | 1.5 | 213            | 8819                          |                                    |       |
| 8  |      | 1.6 | 220            | 9400                          |                                    |       |
| 9  | As   | 1.2 | 168            | 5212                          | 1.80                               | 沖積層   |
| 10 |      | 1.2 | 172            | 5403                          |                                    |       |
| 11 | Ac   | 1.5 | 146            | 3500                          | 1.60                               | 沖積層   |
| 12 |      | 1.5 | 149            | 3605                          |                                    |       |
| 13 |      | 1.5 | 151            | 3707                          |                                    |       |
| 14 |      | 2.0 | 153            | 3823                          |                                    |       |
| 15 | Dc   | 1.6 | 198            | 6831                          | 1.70                               | 洪積層   |
| 16 |      | 1.7 | 201            | 7039                          |                                    |       |
| 17 | Ds   | 2.5 | 237            | 11431                         | 2.00                               | 洪積層   |
| 18 |      | 2.5 | 243            | 12070                         |                                    |       |
| 19 | Dsg  | 4.0 | 323            | 22367                         | 2.10                               | 洪積層   |
| 20 |      | 4.0 | 335            | 24078                         |                                    |       |
| 21 |      | 5.0 | 347            | 25869                         |                                    |       |
| 22 |      | 5.0 | 360            | 27723                         |                                    |       |
| 23 |      | 5.0 | 371            | 29460                         |                                    |       |
| 24 | Dc   | 4.0 | 292            | 14747                         | 1.70                               | 洪積層   |
| 25 |      | 4.0 | 295            | 15138                         |                                    |       |
| 26 |      | 4.0 | 299            | 15519                         |                                    |       |
| 27 |      | 5.0 | 303            | 15936                         |                                    |       |
| 28 |      | 5.0 | 307            | 16387                         |                                    |       |
| 29 | Base |     | 320            | 21943                         | 2.10                               | 弾性    |

表2.1.2-2 高松塚②③の地盤モデル

| 番号 | 土質   | 層厚  | $V_s$<br>(m/s) | $G_0$<br>(tf/m <sup>2</sup> ) | $\gamma_i$<br>(tf/m <sup>3</sup> ) | 非線形特性 |
|----|------|-----|----------------|-------------------------------|------------------------------------|-------|
| 1  | B    | 1.0 | 114            | 2386                          | 1.80                               | 表層    |
| 2  |      | 1.0 | 150            | 4133                          |                                    |       |
| 3  |      | 1.0 | 170            | 5335                          |                                    |       |
| 4  | Ag   | 1.9 | 247            | 11842                         | 1.90                               | 沖積層   |
| 5  |      | 1.9 | 263            | 13363                         |                                    |       |
| 6  |      | 2.0 | 276            | 14762                         |                                    |       |
| 7  |      | 2.0 | 288            | 16071                         |                                    |       |
| 8  | As   | 2.5 | 226            | 9373                          | 1.80                               | 沖積層   |
| 9  |      | 2.5 | 234            | 10048                         |                                    |       |
| 10 | As   | 2.5 | 197            | 7145                          | 1.80                               | 沖積層   |
| 11 |      | 2.5 | 203            | 7544                          |                                    |       |
| 12 | Dc   | 2.0 | 200            | 6939                          | 1.70                               | 洪積層   |
| 13 | Ds   | 5.0 | 240            | 11755                         | 2.00                               | 洪積層   |
| 14 | Dsg  | 4.0 | 324            | 22508                         | 2.10                               | 洪積層   |
| 15 |      | 4.0 | 336            | 24155                         |                                    |       |
| 16 |      | 4.0 | 346            | 25695                         |                                    |       |
| 17 |      | 5.0 | 357            | 27325                         |                                    |       |
| 18 |      | 5.0 | 368            | 29029                         |                                    |       |
| 19 | Dc   | 4.0 | 292            | 14751                         | 1.70                               | 洪積層   |
| 20 |      | 4.0 | 295            | 15140                         |                                    |       |
| 21 |      | 4.0 | 299            | 15519                         |                                    |       |
| 22 |      | 5.0 | 303            | 15935                         |                                    |       |
| 23 |      | 5.0 | 307            | 16384                         |                                    |       |
| 24 | Base |     | 320            | 21943                         | 2.10                               | 弾性    |

表2.1.2-3 高松塚④の地盤モデル

| 番号 | 土質   | 層厚  | $V_s$<br>(m/s) | $G_0$<br>(tf/m <sup>2</sup> ) | $\gamma_i$<br>(tf/m <sup>3</sup> ) | 非線形特性 |
|----|------|-----|----------------|-------------------------------|------------------------------------|-------|
| 1  | B    | 1.0 | 106            | 2066                          | 1.80                               | 表層    |
| 2  |      | 1.0 | 140            | 3579                          |                                    |       |
| 3  |      | 1.0 | 159            | 4621                          |                                    |       |
| 4  |      | 1.0 | 169            | 5246                          |                                    |       |
| 5  | Ag   | 2.5 | 270            | 14134                         | 1.90                               | 沖積層   |
| 6  | As   | 2.5 | 223            | 9153                          | 1.80                               | 沖積層   |
| 7  |      | 3.5 | 236            | 10249                         |                                    |       |
| 8  | Ac   | 1.0 | 159            | 4134                          | 1.60                               | 沖積層   |
| 9  |      | 1.0 | 161            | 4225                          |                                    |       |
| 10 | As   | 1.4 | 198            | 7214                          | 1.80                               | 沖積層   |
| 11 |      | 1.4 | 202            | 7478                          |                                    |       |
| 12 | Dc   | 1.7 | 200            | 6939                          | 1.70                               | 洪積層   |
| 13 | Ds   | 2.5 | 295            | 17795                         | 2.00                               | 洪積層   |
| 14 |      | 2.5 | 305            | 18922                         |                                    |       |
| 15 | Dc   | 2.0 | 276            | 13167                         | 1.70                               | 洪積層   |
| 16 |      | 2.0 | 280            | 13553                         |                                    |       |
| 17 |      | 2.5 | 284            | 13973                         |                                    |       |
| 18 | Dsg  | 4.0 | 337            | 24299                         | 2.10                               | 洪積層   |
| 19 |      | 4.0 | 349            | 26040                         |                                    |       |
| 20 |      | 5.0 | 361            | 27870                         |                                    |       |
| 21 | Dc   | 4.0 | 290            | 14583                         | 1.70                               | 洪積層   |
| 22 |      | 4.0 | 295            | 15049                         |                                    |       |
| 23 |      | 4.0 | 299            | 15501                         |                                    |       |
| 24 |      | 5.0 | 304            | 15994                         |                                    |       |
| 25 |      | 5.0 | 309            | 16525                         |                                    |       |
| 26 | Base |     | 320            | 21943                         | 2.10                               | 弾性    |

表2.1.2-4 刈藻島⑤地盤モデル

| 番号 | 土質   | 層厚  | $V_s$<br>(m/s) | $G_0$<br>(tf/m <sup>2</sup> ) | $\gamma'_i$<br>(tf/m <sup>3</sup> ) | 非線形特性 |
|----|------|-----|----------------|-------------------------------|-------------------------------------|-------|
| 1  | B    | 1.2 | 127            | 2985                          | 1.80                                | 表層    |
| 2  |      | 1.3 | 169            | 5242                          |                                     |       |
| 3  | B    | 1.6 | 173            | 5773                          | 1.90                                | 沖積層   |
| 4  |      | 1.7 | 187            | 6780                          |                                     |       |
| 5  |      | 1.7 | 195            | 7378                          |                                     |       |
| 6  |      | 1.7 | 202            | 7931                          |                                     |       |
| 7  | As   | 2.3 | 197            | 7101                          | 1.80                                | 沖積層   |
| 8  |      | 2.3 | 203            | 7585                          |                                     |       |
| 9  | Ac   | 1.5 | 148            | 3570                          | 1.60                                | 沖積層   |
| 10 |      | 1.6 | 150            | 3670                          |                                     |       |
| 11 |      | 1.6 | 152            | 3771                          |                                     |       |
| 12 | Ds   | 2.2 | 197            | 7558                          | 1.90                                | 洪積層   |
| 13 |      | 2.3 | 202            | 7939                          |                                     |       |
| 14 | Dc   | 2.4 | 275            | 13139                         | 1.70                                | 洪積層   |
| 15 |      | 2.4 | 280            | 13600                         |                                     |       |
| 16 |      | 2.4 | 285            | 14046                         |                                     |       |
| 17 | Dsg  | 6.5 | 341            | 24868                         | 2.10                                | 洪積層   |
| 18 |      | 6.5 | 359            | 27563                         |                                     |       |
| 19 | Dc   | 4.0 | 290            | 14590                         | 1.70                                | 洪積層   |
| 20 |      | 4.0 | 295            | 15053                         |                                     |       |
| 21 |      | 4.0 | 299            | 15502                         |                                     |       |
| 22 |      | 5.0 | 304            | 15992                         |                                     |       |
| 23 |      | 5.0 | 309            | 16520                         |                                     |       |
| 24 | Base |     | 320            | 21943                         | 2.10                                | 弾性    |

表2.1.2-5 刈藻島⑥地盤モデル

| 番号 | 土質   | 層厚  | $V_s$<br>(m/s) | $G_0$<br>(tf/m <sup>2</sup> ) | $\gamma'_i$<br>(tf/m <sup>3</sup> ) | 非線形特性 |
|----|------|-----|----------------|-------------------------------|-------------------------------------|-------|
| 1  | B    | 0.6 | 126            | 2922                          | 1.80                                | 表層    |
| 2  |      | 0.6 | 166            | 5061                          |                                     |       |
| 3  | B    | 0.9 | 154            | 4587                          | 1.90                                | 沖積層   |
| 4  |      | 0.9 | 172            | 5742                          |                                     |       |
| 5  |      | 1.6 | 185            | 6630                          |                                     |       |
| 6  |      | 1.7 | 195            | 7370                          |                                     |       |
| 7  |      | 1.7 | 204            | 8062                          |                                     |       |
| 8  | As   | 2.3 | 196            | 7058                          | 1.80                                | 沖積層   |
| 9  |      | 2.3 | 204            | 7625                          |                                     |       |
| 10 | Ac   | 1.7 | 149            | 3606                          | 1.60                                | 沖積層   |
| 11 |      | 1.8 | 151            | 3736                          |                                     |       |
| 12 | Ds   | 2.3 | 192            | 7112                          | 1.90                                | 洪積層   |
| 13 |      | 2.3 | 197            | 7535                          |                                     |       |
| 14 |      | 2.4 | 202            | 7944                          |                                     |       |
| 15 |      | 2.4 | 207            | 8341                          |                                     |       |
| 16 | Dsg  | 4.4 | 336            | 24155                         | 2.10                                | 洪積層   |
| 17 |      | 4.4 | 350            | 26250                         |                                     |       |
| 18 |      | 4.4 | 363            | 28190                         |                                     |       |
| 19 | Dc   | 4.0 | 289            | 14517                         | 1.70                                | 洪積層   |
| 20 |      | 4.0 | 294            | 15014                         |                                     |       |
| 21 |      | 4.0 | 299            | 15494                         |                                     |       |
| 22 |      | 5.0 | 304            | 16018                         |                                     |       |
| 23 |      | 5.0 | 309            | 16580                         |                                     |       |
| 24 | Base |     | 320            | 21943                         | 2.10                                | 弾性    |

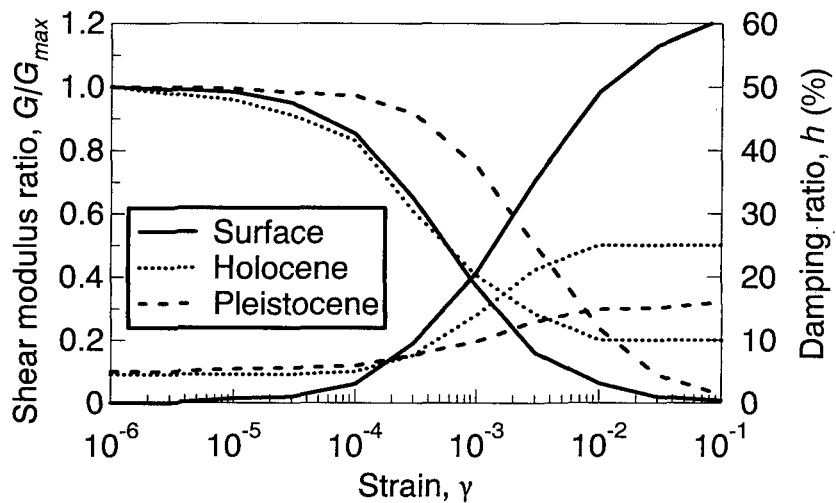


図2.1.2-1 動的変形特性

## 2.2 レベル1地震動に対する解析

ガイドライン（案）に基づけば、レベル1地震動は地表の絶対加速度応答スペクトルとして、図2.2-1の様に設定されている。この応答スペクトルから、地表の変位と周期の関係は次のように求められる。

$$u_{smax}(T) = \frac{h_s T^2}{4\pi^2} S_a(T) \cdot C_N C_A \quad (2.2-1)$$

ここで、 $T$ は周期、 $h_s$ は応答スペクトルを計算したときの減衰定数で、5% (0.05) である。非定常特性の補正係数  $C_N$  と応答スペクトルを簡潔化した事による補正係数  $C_A$  は、レベル1地震動に対してはそれぞれ2.0の値をとる。

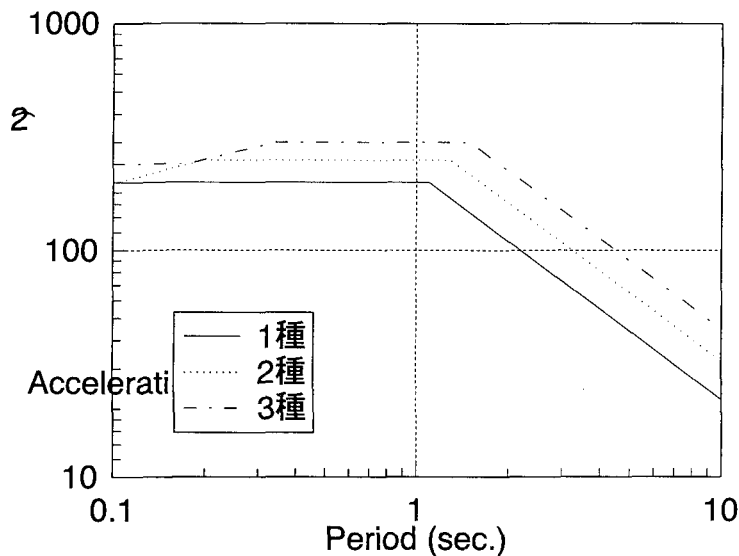


図2.2-1 応答スペクトル



次に、地盤の非線形性はせん断応力分布を次式で近似することで考慮する。

$$\tau(z) = \tau_{max} \sin\left(\frac{\pi}{2H} z\right)$$

ここで、 $z$ は深さ、 $H$ は基盤までの深さ、 $\tau_{max}$ は基盤におけるせん断応力である。これより、各深さのせん断ひずみが求まり、積分すると、地表の変位  $u_{max}$  と  $\tau_{max}$  の関係として、次式が得られる。

$$\tau_{max} = \frac{u_{max}}{-\sum_{i=1}^N \frac{1}{G(z_i)} \frac{2H}{\pi} \left[ \cos\left(\frac{\pi}{2H} z_{i+1}\right) - \cos\left(\frac{\pi}{2H} z_i\right) \right]} \quad (2.2-2)$$

この地盤の卓越周期は、近似的に次のように表される。

$$T = \frac{3 \sum_{i=1}^{n-1} S_i t_i^3 + \sqrt{9 \left( \sum_{i=1}^{n-1} S_i t_i^3 \right)^2 - 8 \left( \sum_{i=1}^{n-1} S_i t_i^2 \right) \left( \sum_{i=1}^{n-1} S_i t_i^4 \right)}}{4 \sum_{i=1}^{n-1} S_i t_i^2} \quad (2.2-3)$$

$$t_i = \sum_{k=1}^i \left( 4h_k \sqrt{\frac{\rho_k}{G_k}} \right), \quad S_i = \frac{\sqrt{\rho_i G_i} - \sqrt{\rho_{i+1} G_{i+1}}}{\sqrt{\rho_i G_i} + \sqrt{\rho_{i+1} G_{i+1}}}$$

式(2.2-1)と、式(2.2-2)、(2.2-3)で求めた変位－周期関係を等置する事で変位分布が求まる。

計算の結果を図2.2-2～2.2-7に示す。

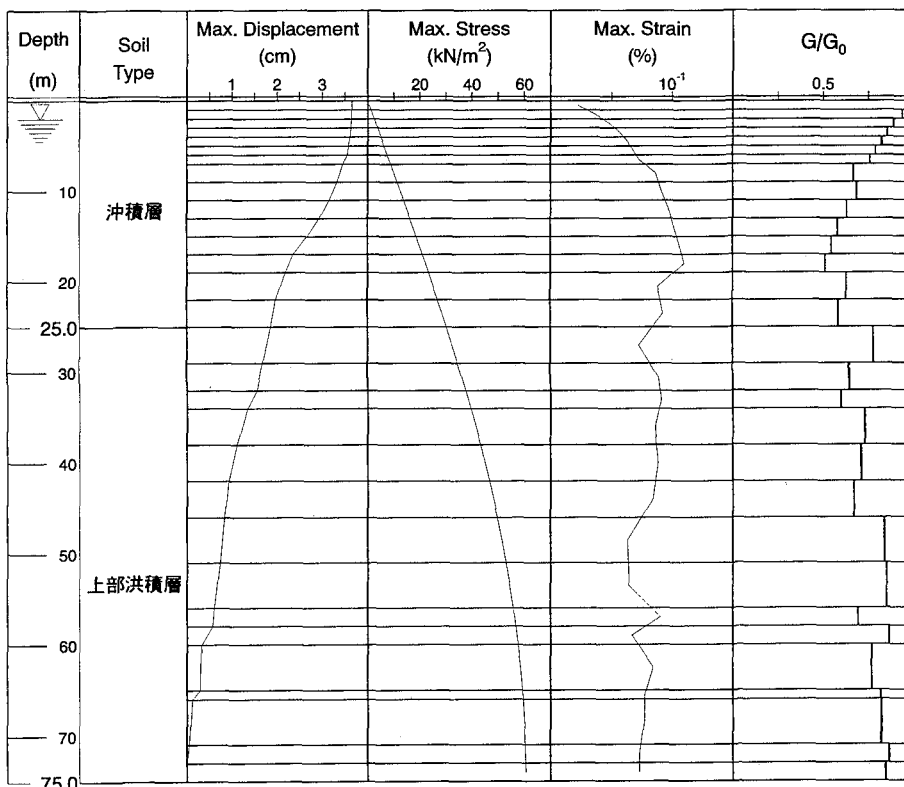


図2.2-2 大阪地盤の応答値

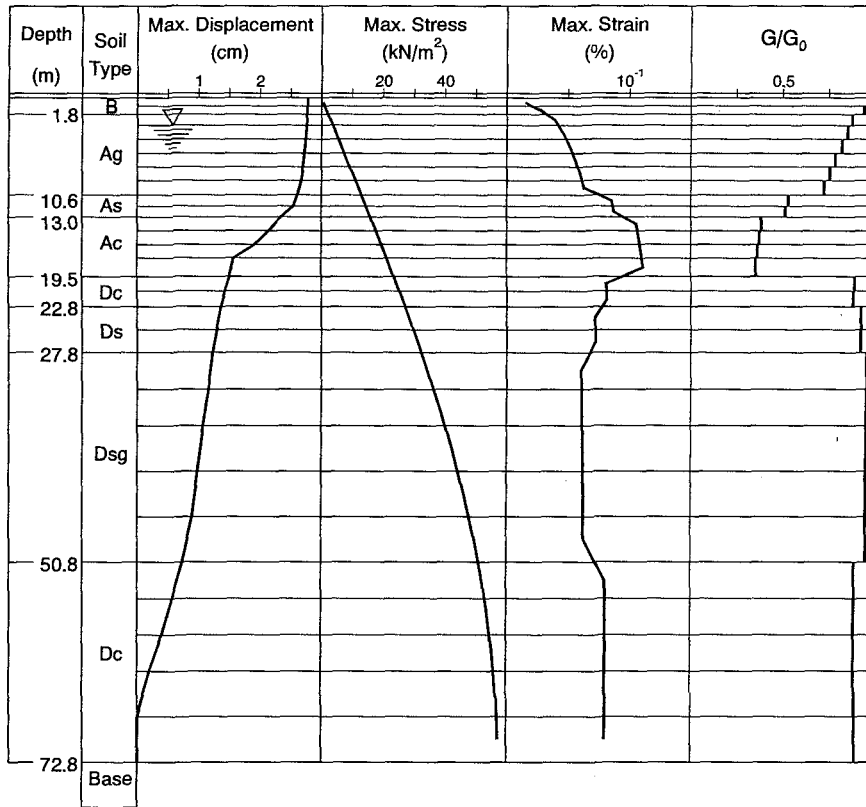


図2.2-3 神戸・高松塚①地盤の応答値

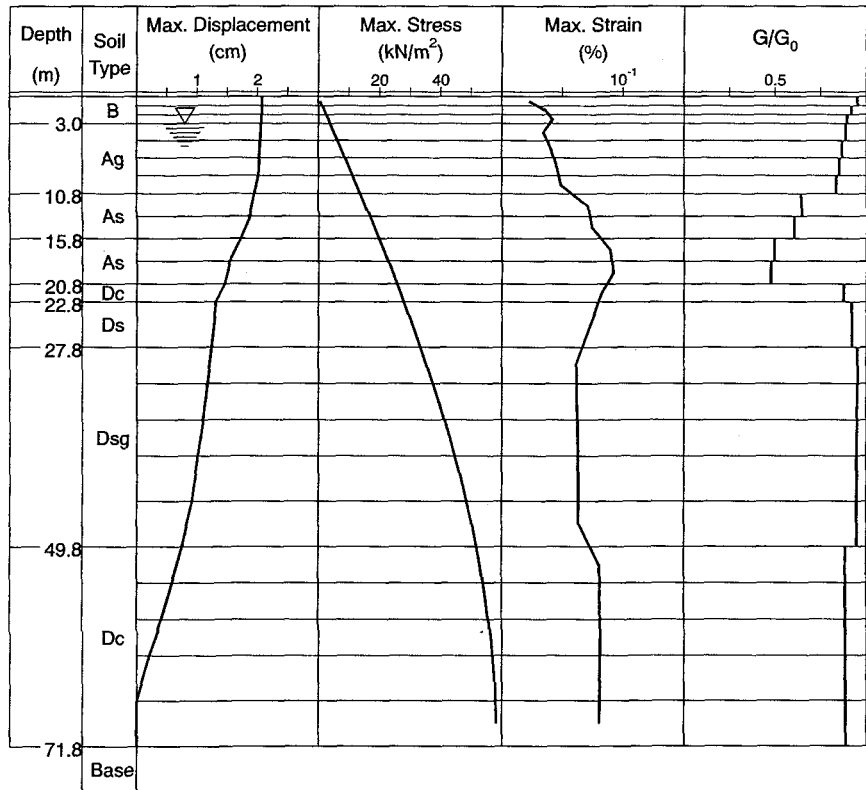


図2.2-4 神戸・高松塚②③地盤の応答値

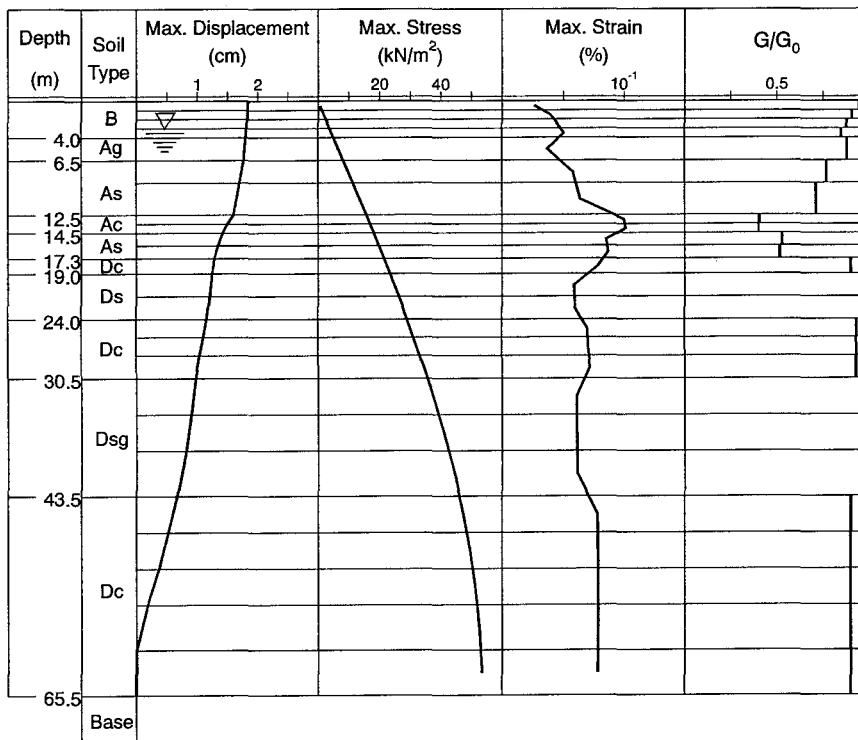


図2.2-5 神戸・高松塚④地盤の応答値

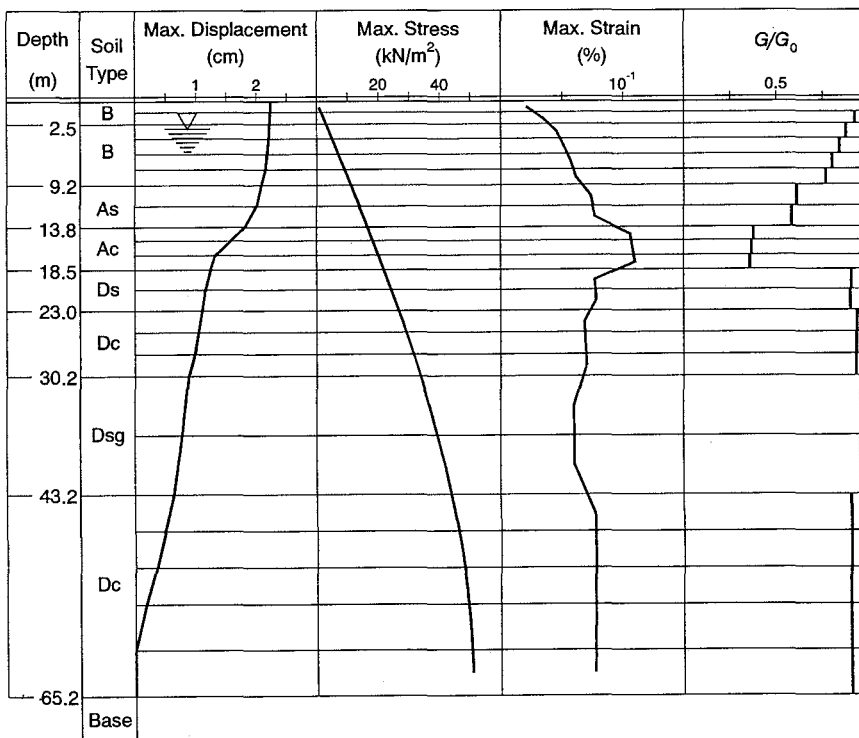


図2.2-6 神戸・刈藻島⑤地盤の応答値

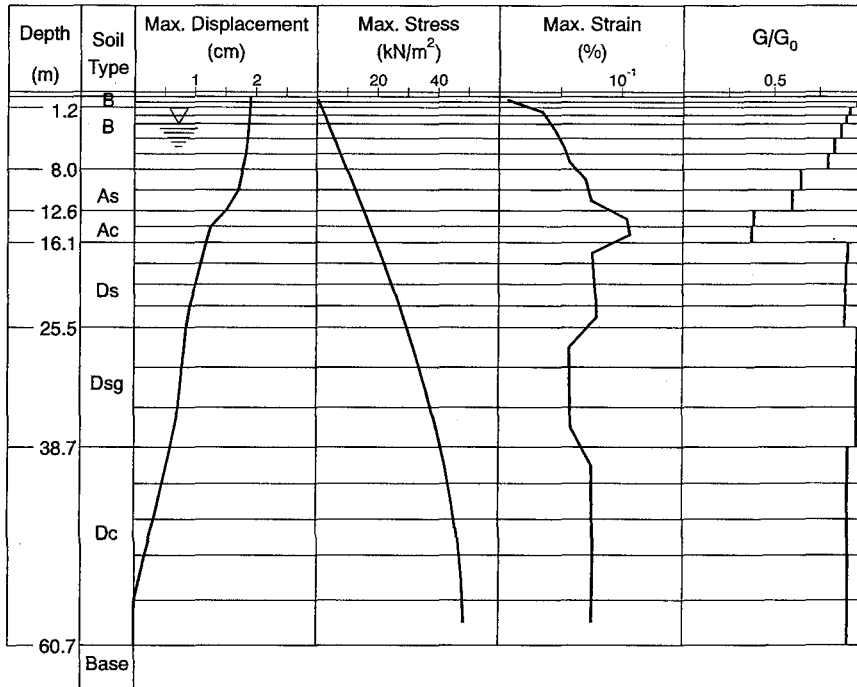


図2.2-7 神戸・刈藻島⑥地盤の応答値

### 2.3 レベル2地震動に対する解析

レベル2地震動に対する地盤変位は、非線形を考慮した地震応答解析により求める。手法として、重複反射理論と等価線形化法を用いた解析手法を用いる。この節では、まず、基盤入射波の求め方に対する検討を行い、その後、解析結果を紹介し、最後に、非線形解析との比較を行う。

#### 2.3.1 入力地震動

大阪と神戸で異なる地震波を用いる。

大阪では、地盤が弾性として地表で定義された模擬地震波4S-03NSの波形を用いる。この波形を図2.3.1-1に示す。ここで、50秒以降はほとんど入力がないことから、以下の解析では、最初の50秒のみを用いて計算を行う。なお、この波形の応答スペクトルは図2.3.1-2に示す通りである。図はトリパタイトタイプと通常の加速度応答スペクトルの二つの形式で示されている。

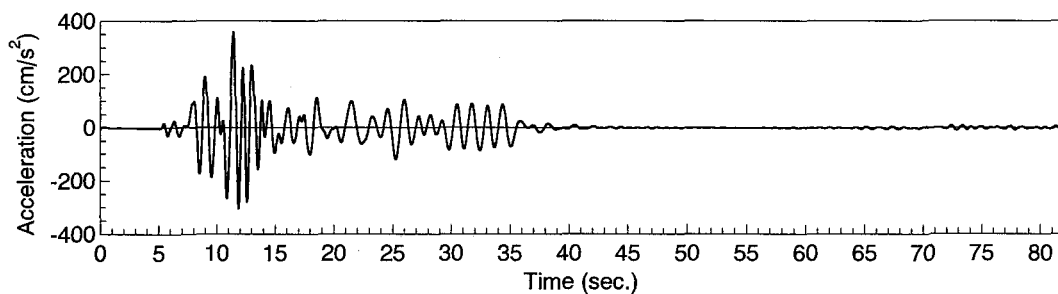


図2.3.1-1 地表で定義されたレベル2地震動（弾性条件）

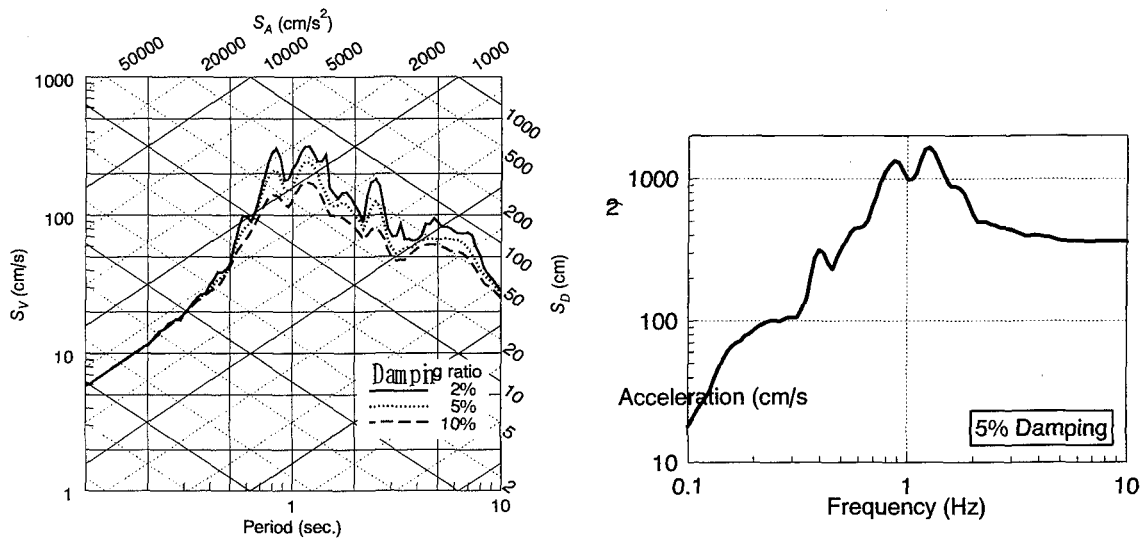


図2.3.1-2 地表波形の応答スペクトル

一方、神戸の地盤では1995年兵庫県南部地震の際ポートアイランドの鉛直アレーサイトで観測された地震記録の GL-83m の記録を用いる。図2.3.1-3に用いた波形を、図2.3.1-4に応答スペクトルを示す。

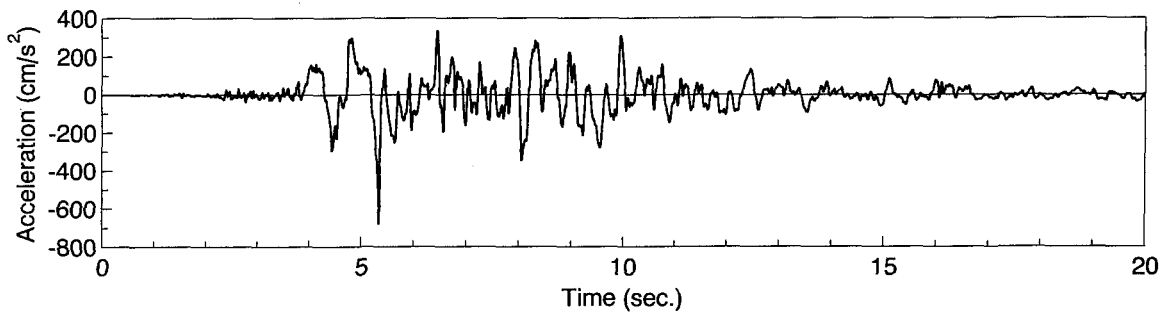


図2.3.1-3 神戸地盤・入力地震動

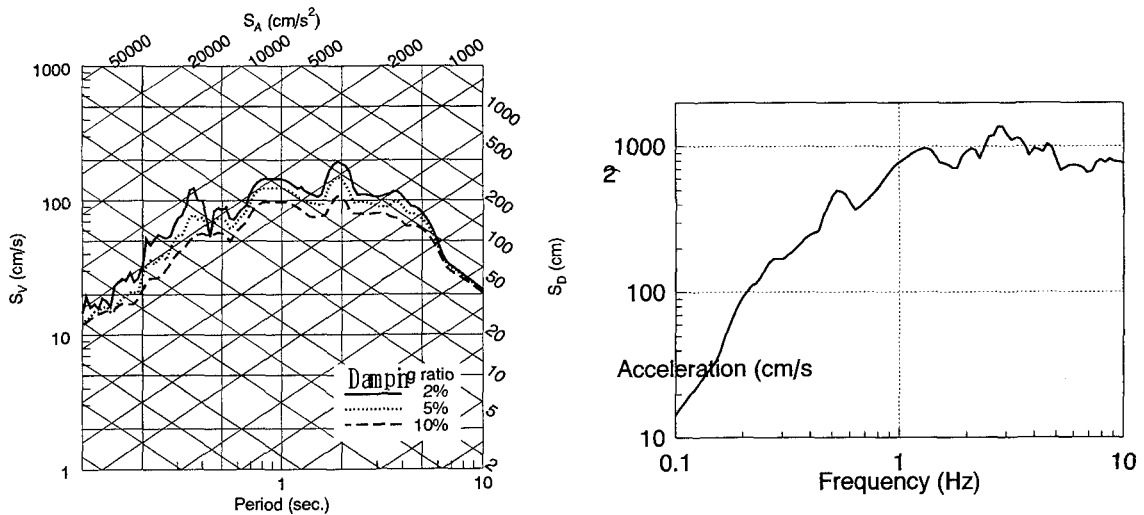


図2.3.1-4 入力地震動の応答スペクトル

### 2.3.2 大阪地盤応答解析結果

地震動は地盤が弾性に挙動したときの地表の波形として与えられている。従って、この波形を工学基盤までおろし、工学基盤における入射波を算定し、さらにこれを入力とした地表の非線形地震応答解析を行う。工学的基盤の設定法については別途付録で詳細に検討するが、表2.1.1-1に示した基盤を用いてよいことがわかっている。

図2.3.2-1に最大加速度を、得られた入射波を図2.3.2-2に示す。

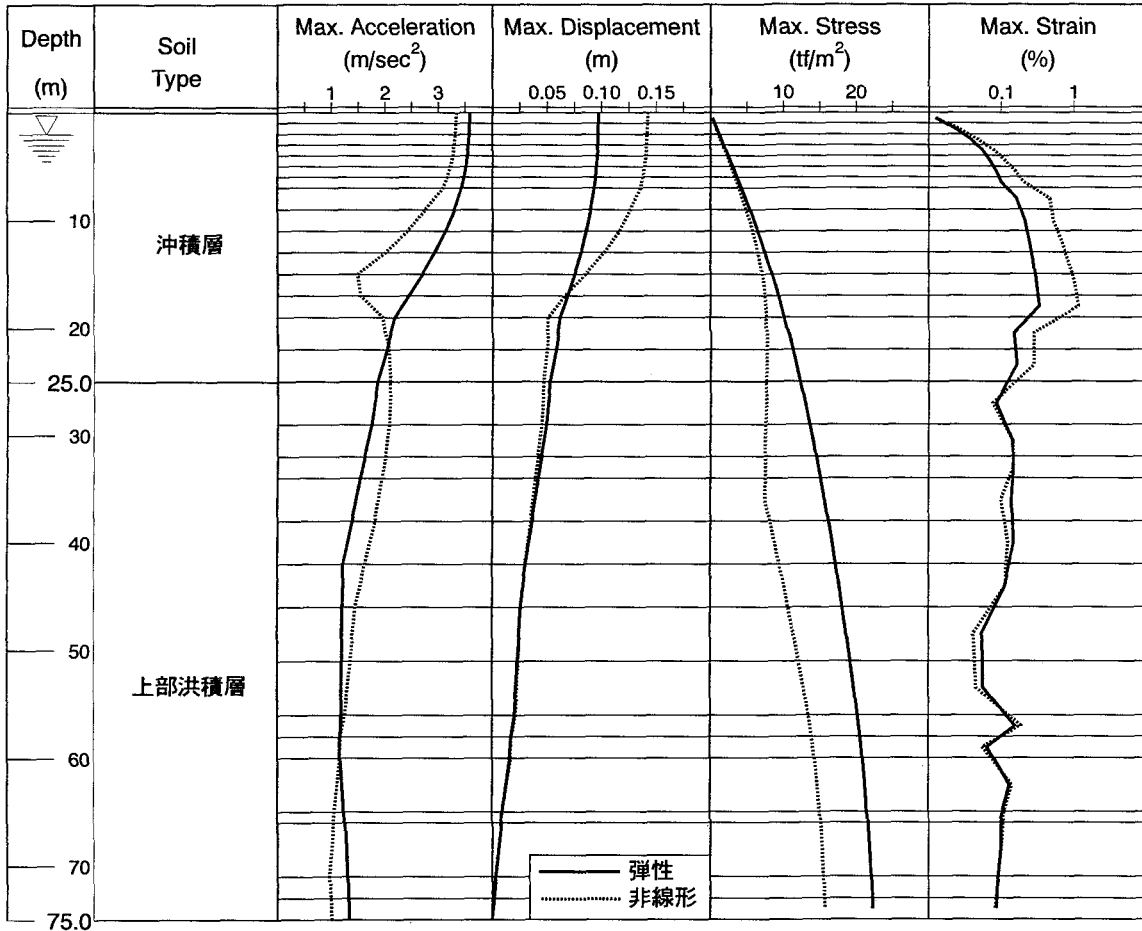


図2.3.2-1 入射波計算時と非線形応答時の最大応答値

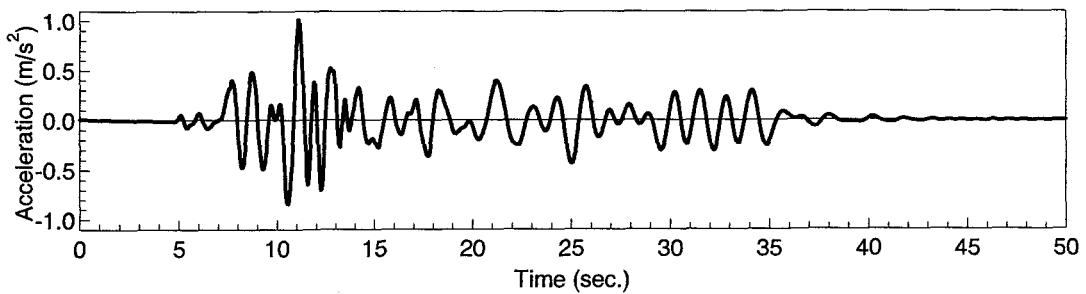


図2.3.2-2 基盤入射波

図2.3.2-3に地表の加速度時刻歴を、定義した波形と比較して示す。

最大応答値から、いくつかの特徴を見ることが出来る。

- ①GL-20m より深いところでは、二つの結果で、せん断応力に大きな差があるが、その他はそれほど大きな差はない。せん断応力に差があるのは、弾性応答でもひずみは0.1%近くのオーダーとなっており、非線形による剛性低下の影響が大きいためである。
- ②GL-20m より上では、せん断応力はそれほど差がないが、せん断ひずみに大きな差があり、結果として、変位にも差が出ている。これは、図2.3.2-4に示すように、GL-7~19m で大きな非線形挙動が起こっているからである。図には複素剛性を考慮した履歴曲線と入力として用いた  $G-\gamma$  関係より求めた応力-ひずみ関係（以下、骨格曲線）が合わせて示されている。骨格曲線を見ると、このひずみ域では、せん断応力はほぼせん断強度に達していることがわかる。従って、せん断応力はこれ以上大きくならない。このせん断応力が、弾性解析のそれとほぼ一致しているが、これはたまたまと考えられる。
- ③GL-19~25m の層は、上記二つの中間的な挙動をしているため、せん断ひずみとせん断応力も異なっている。

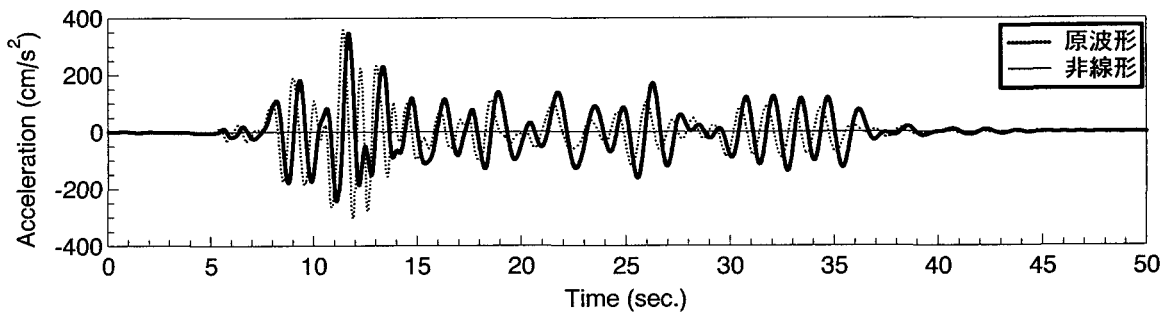


図2.3.2-3 非線形解析による地表の加速度時刻歴

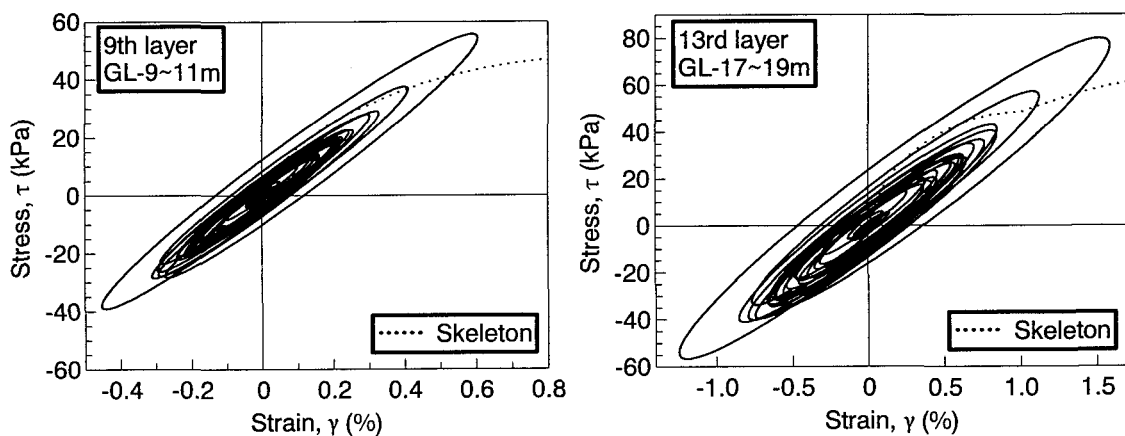


図2.3.2-4 応力-ひずみ関係の例

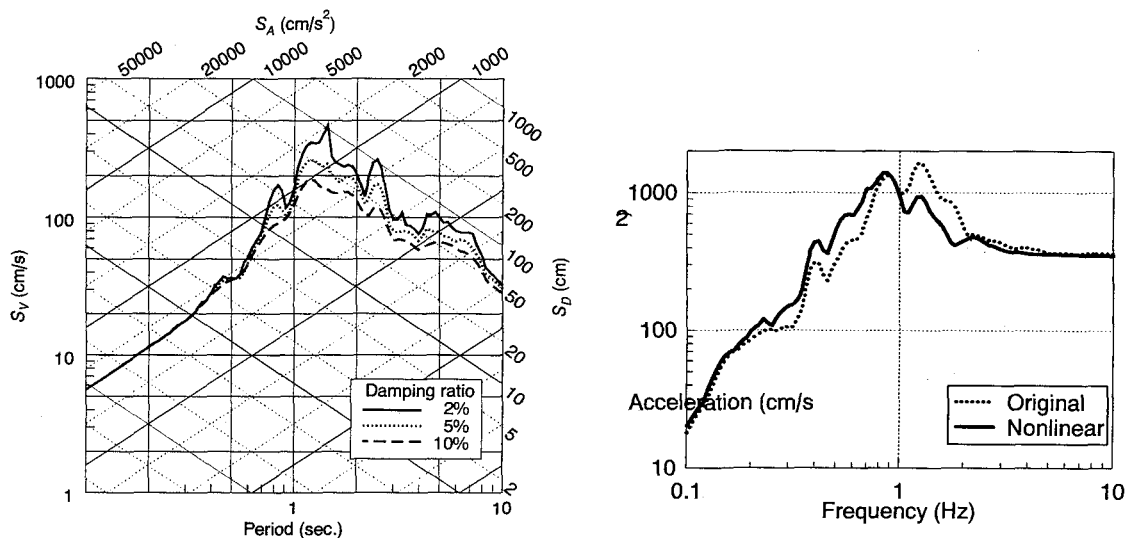


図2.3.2-5 地表の波形から計算した応答スペクトル

図2.3.2-5に地表の応答スペクトルを示す。元の地震動と比べてみると、1Hz 強の所にあったピークが小さくなり、さらに、1Hz 以下では全体に低振動数（長周期）側に移行しており、非線形の効果が見られる。

### 2.3.3 神戸地盤の解析結果

図2.3.3-1～2.3.3-1に神戸地盤の最大応答値をまとめて示す。図にはレベル1の結果も併せて示されている。なお、レベル1の解析は前節で示したが、地震応答解析を行っておらず、地表で与えられた応答スペクトルに基づいて計算しているため、最大加速度の応答はない。

最大応答分布を見ると、全体として次のような特徴がある。

- ①最下層の Dc 層で最大加速度が地表に行くに従って小さくなっている。これは、この Dc 層のせん断波速度や剛性が上部の Dsg 層より小さいことに起因していると考えられる。すなわち、この層では上下をインピーダンスの高い層に挟まれているため、波動が上下の層で反射されエネルギーが集中しやすい条件が整っているためと考えられる。
- ②表層近くの Ac 層（Ma13粘性土）で最大加速度が急に減少する。この層では剛性低下率も大きく、著しい非線形挙動が起こっていることが分かる。
- ③表層付近で、レベル1とレベル2で剛性低下率の傾向が逆転している層があることがある。レベル2地震動による最大せん断応力分布を見ると、地表付近の勾配がかなり急である。これに対して、レベル1の解析ではせん断応力分布を正弦波に仮定しているため、基盤のせん断応力が決まると一意的に決まってしまう、局所的な変化に対応できていないためと考えられる。



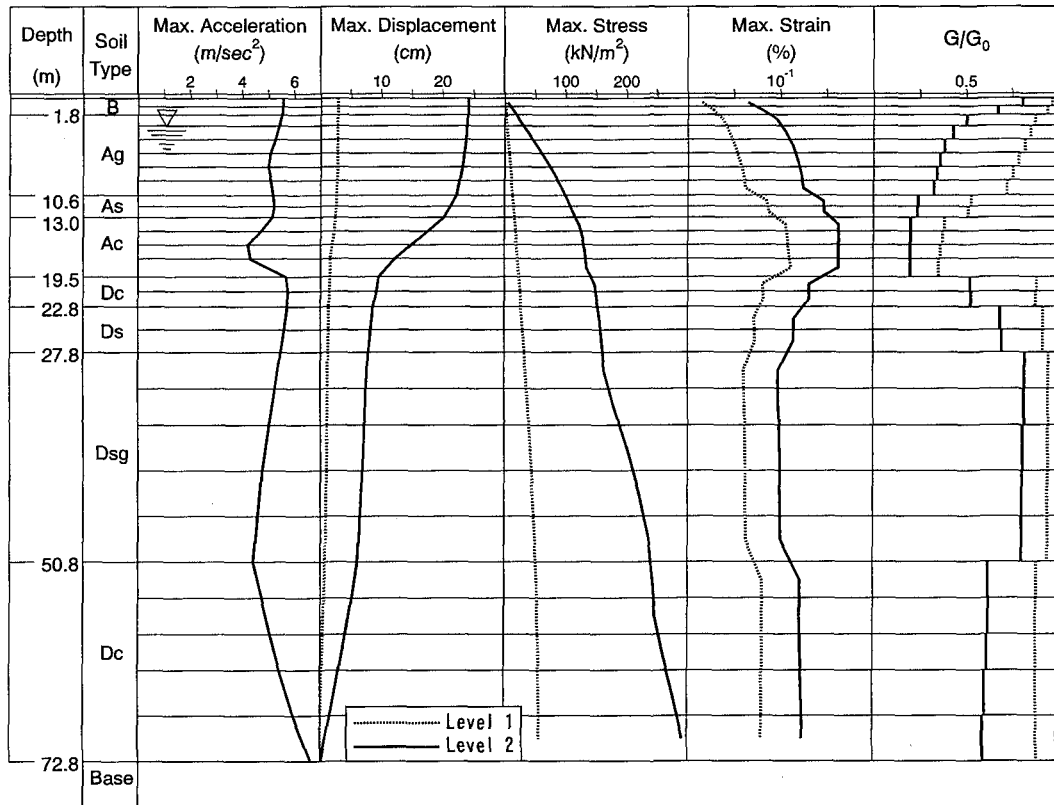


図2.3.3-1 高松塚①の最大応答値

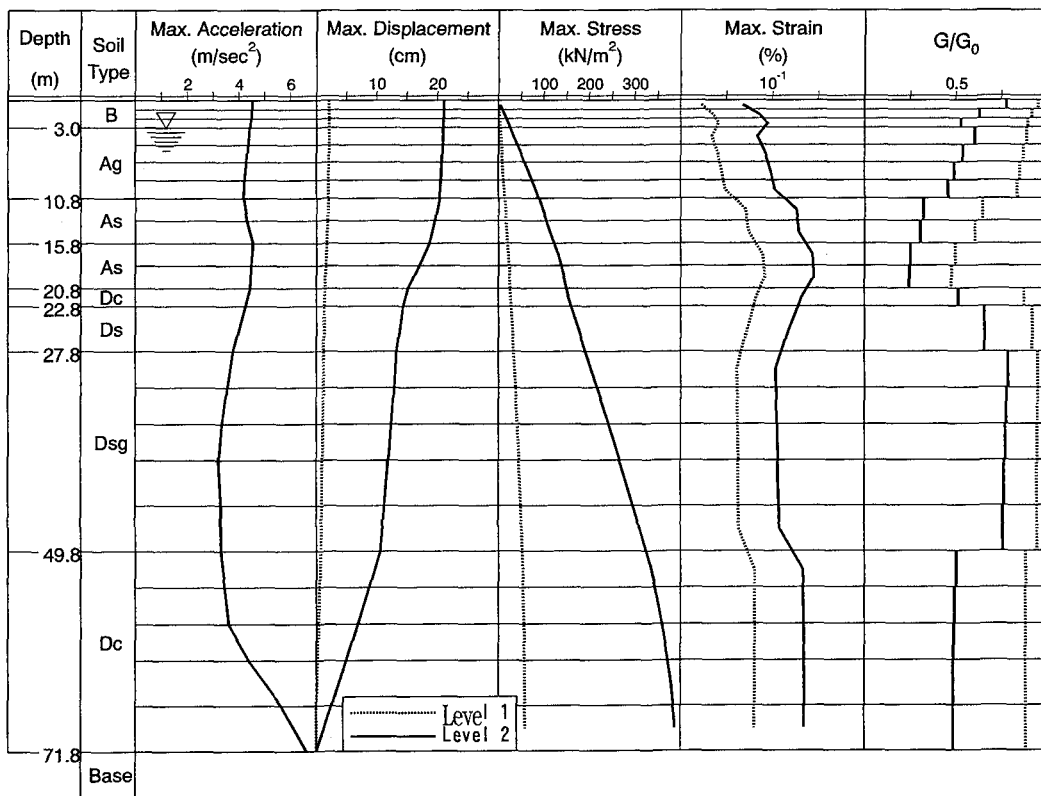


図2.3.3-2 高松塚②③の最大応答値

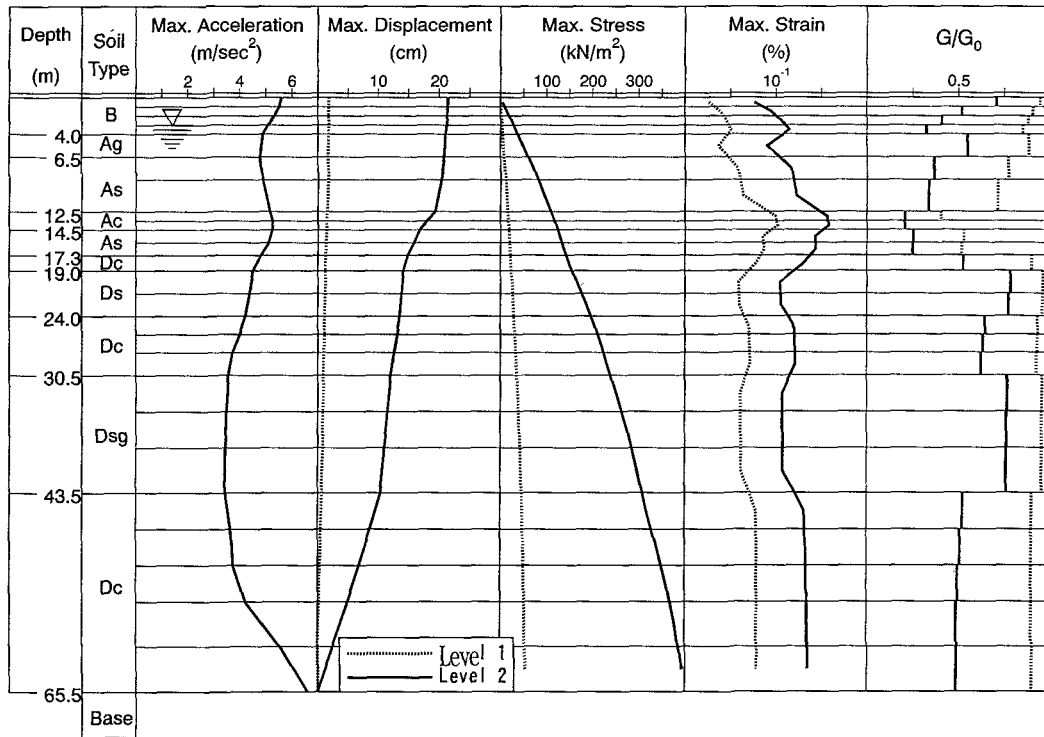


図2.3.3-3 高松塚④の最大応答値

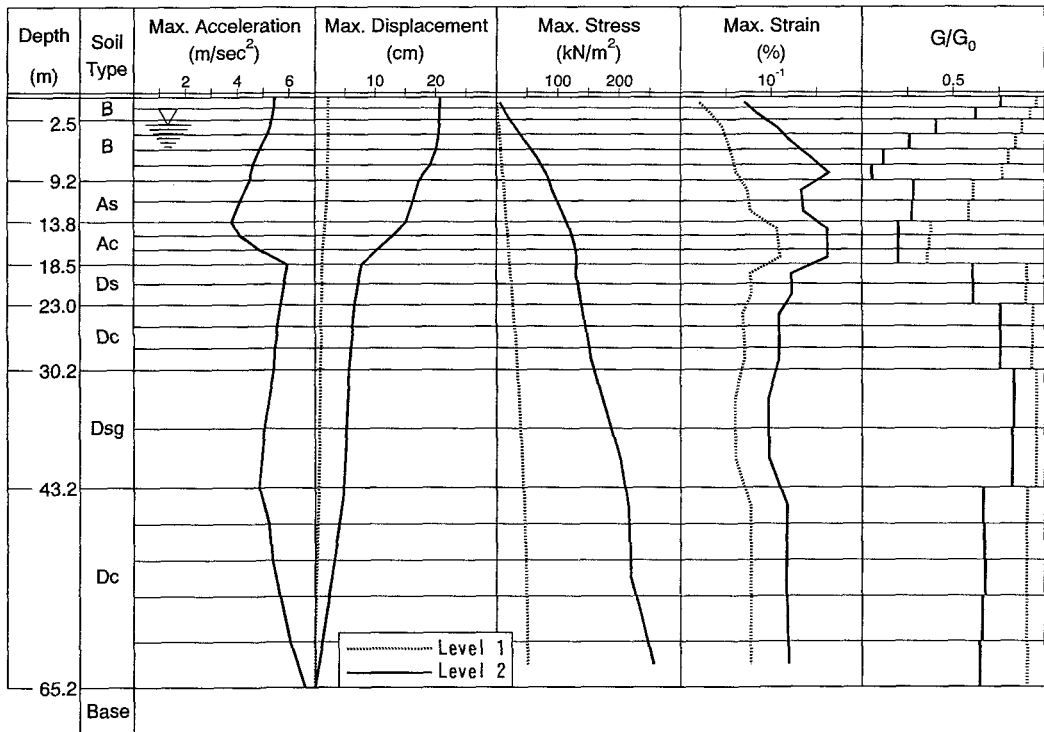


図2.3.3-4 刈藻島⑤の最大応答値

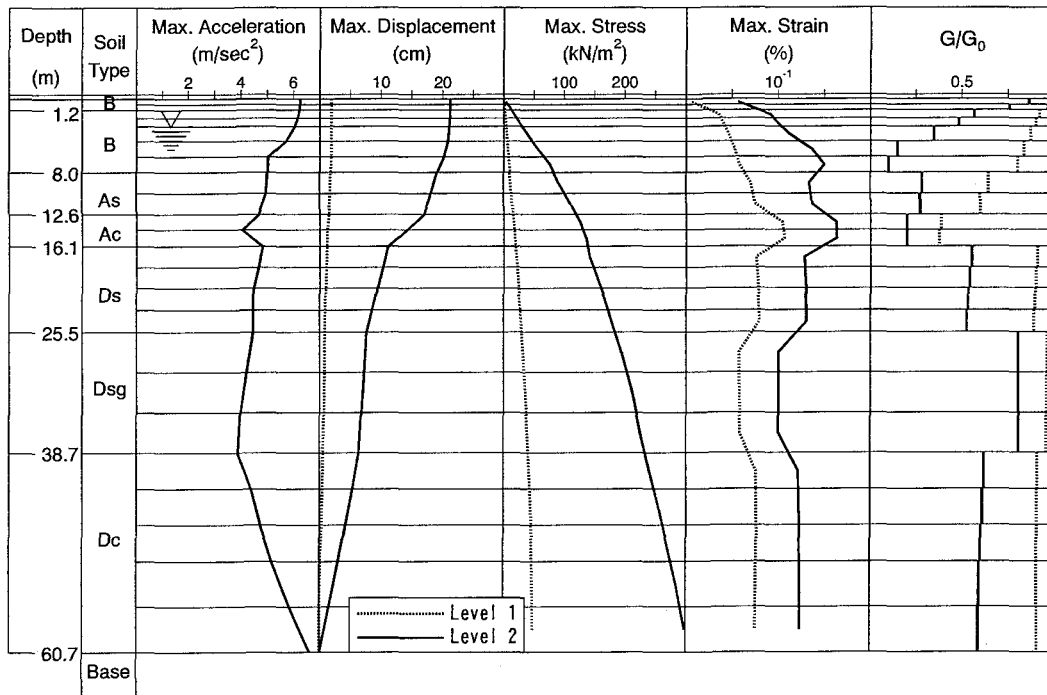


図2.3.3-5 刈藻島⑥の最大応答値

参考文献

- 1) 土質工学会（1993）：液状化対策の調査・設計から施工まで
- 2) 安田進，山口勇（1985）：種々の不攪乱土における動的変形特性，第20回土質工学研究発表会講演集，pp. 539-542
- 3) シールドトンネルの合理的耐震設計法検討委員会報告書
- 4) 松本正毅，大石富彦，嶋田隆一（1998）：大阪平野の深部地盤構造を考慮した入力地震動策定に関する一考察，電力土木，No.277，pp. 87-92
- 5) 吉田望，末富岩雄（1996）：DYNEQ：等価線形法に基づく水平成層地盤の地震応答解析プログラム，佐藤工業（株）技術研究所報，pp. 61-70

## 2. 4 伝播波長の算定

大阪、および神戸の実地盤を参照したそれぞれの解析用モデル地盤に対して伝播波長の算定を行う。

### (1) 伝播波長の算定方法

本ガイドライン（案）にしたがった伝播波長の算定方法のフローを図 2.4-1 に示す。

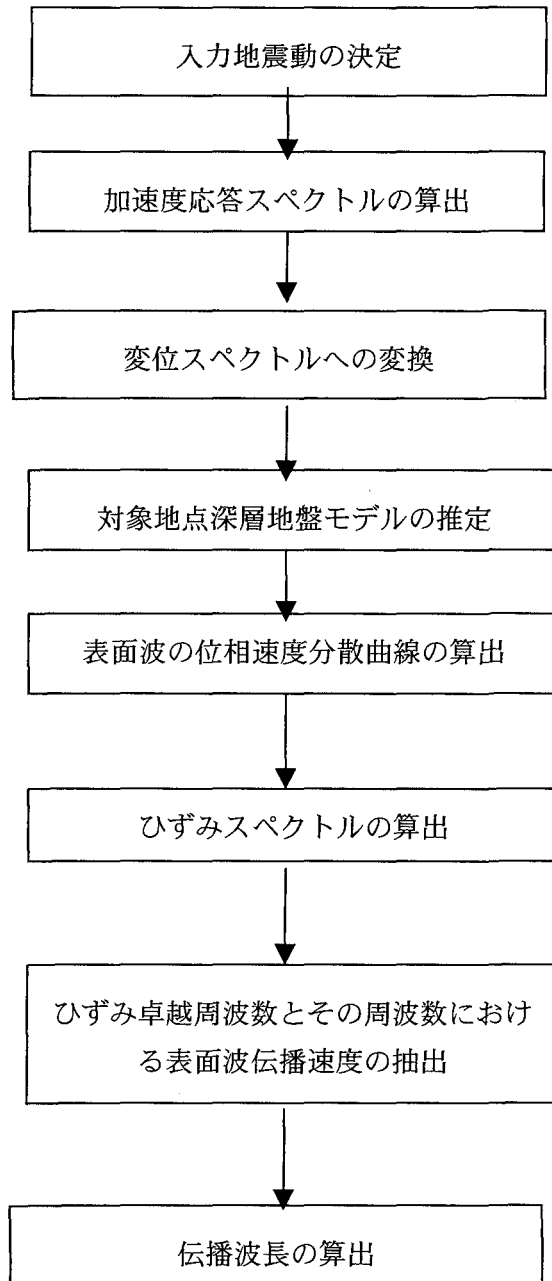


図 2.4-1 伝播波長の算定方法のフロー

(2) 大阪の地盤モデルに対する伝播波長の算定

1) 入力地震動の決定

入力地震動は、大阪市が定めた 4S-03NS 波形とした。

2) 加速度応答スペクトルの算出

4S-03NS 波形の減衰 (h) 5% の加速度応答スペクトル ( $S_A(\omega)$ ) を図 2.4-2 に示す。

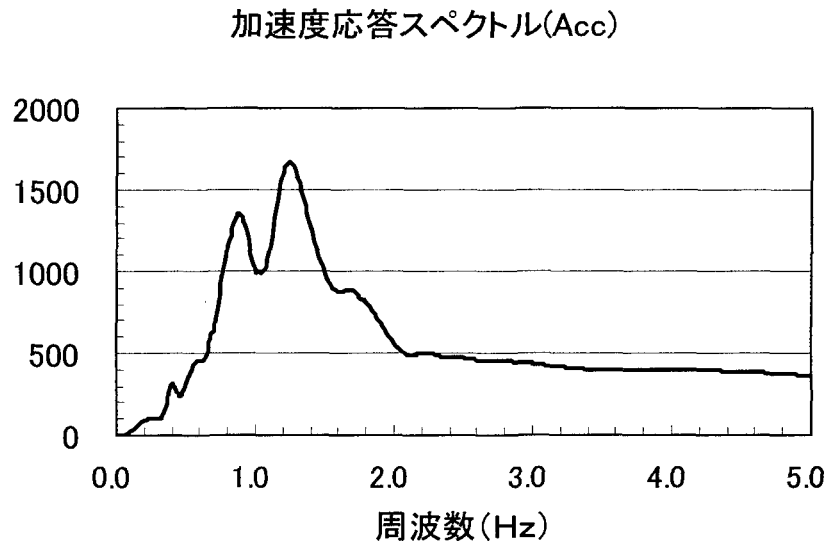


図 2.4-2 加速度応答スペクトル

3) 変位スペクトルへの変換

変換式

$$U(\omega) = \frac{2h}{\omega^2} S_A(\omega) \quad (2.4-1)$$

より変位スペクトル  $U(\omega)$  に変換する。変換した結果を図 2.4-3 に示す。

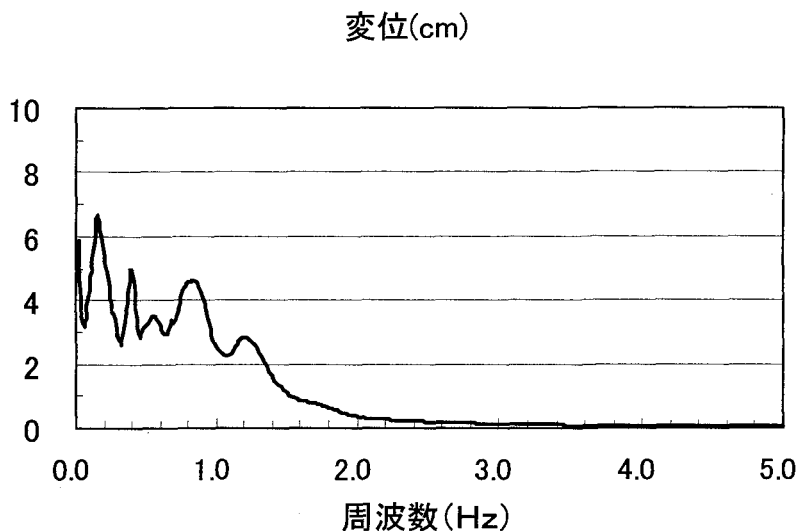


図 2.4-3 変位スペクトル

4)対象地点深層地盤モデルの推定

対象地点の位置に近い此花地点の地盤データを用いた。

表 2.4-1 大阪地盤此花地点の深層地盤モデル

| V <sub>p</sub> (km/s) | V <sub>s</sub> (km/s) | Den. (t/m <sup>3</sup> ) | Depth (km) |
|-----------------------|-----------------------|--------------------------|------------|
| 1. 600                | . 322                 | 1. 700                   | . 000      |
| 1. 800                | . 614                 | 1. 800                   | . 200      |
| 2. 500                | 1. 023                | 2. 100                   | . 640      |
| 5. 400                | 3. 200                | 2. 700                   | 1. 600     |

5)表面波の位相速度分散曲線の算出

大阪地盤此花地点の深層地盤モデルを用いて表面波の位相速度分散曲線(p(ω))を算出した。Rayleigh波、Love波の結果を、それぞれ、図 2.4-4 および図 2.4-5 に示す。

Rayleigh波の位相速度(km/s)

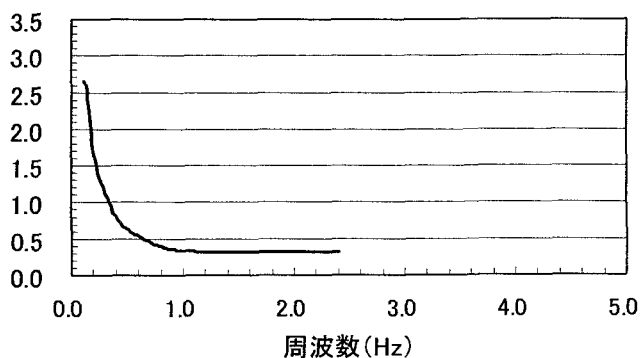


図 2.4-4 Rayleigh 波の位相速度

Love波の位相速度(km/s)

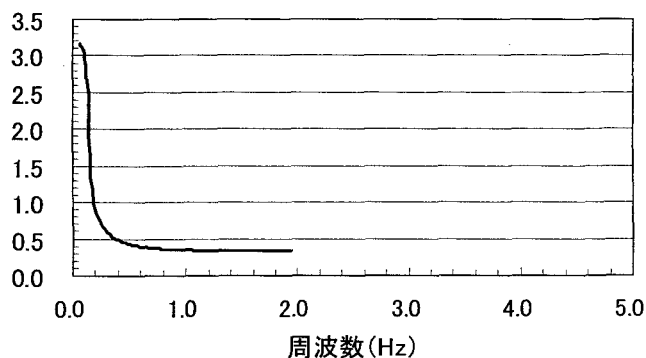


図 2.4-5 Love 波の位相速度

6) ひずみおよびひずみ勾配の算出および伝播波長の算出  
 管軸方向のひずみ算定式：

$$\varepsilon(\omega) = U(\omega) \frac{\omega}{p(\omega)} \quad (2.4-2)$$

管軸直角方向のひずみ勾配算定式：

$$\lambda(\omega) = U(\omega) \left( \frac{\omega}{p(\omega)} \right)^2 \quad (2.4-3)$$

より、ひずみスペクトル  $\varepsilon(\omega)$ 、 $\lambda(\omega)$  を算出する。管軸方向、管軸直角水平方向の結果をそれぞれ図 2.4-6 および図 2.4-7 に示す。

図 2.4-6 および図 2.4-7 より、管軸方向ひずみおよび管軸直角水平方向ひずみ勾配が卓越する周波数は 0.86Hz, 1.24Hz であり、このときの Rayleigh 波, Love 波の位相速度は、それぞれ、0.36km/s, 0.34km/s であった。したがって、

$$L = \frac{p(\omega)}{(\omega/2\pi)} \quad (2.4-4)$$

より波長  $L$  は、それぞれ、0.42km, 0.27km となる。

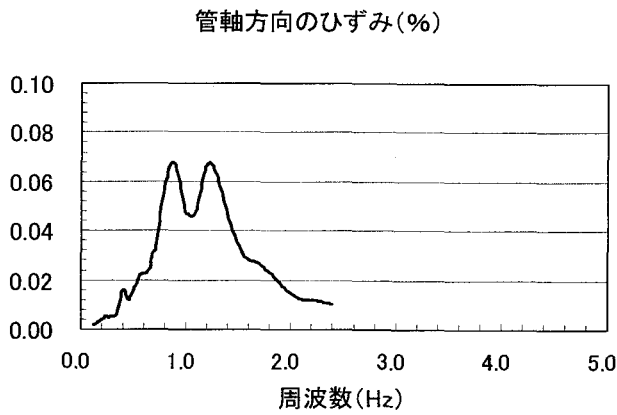


図 2.4-6 管軸方向のひずみ

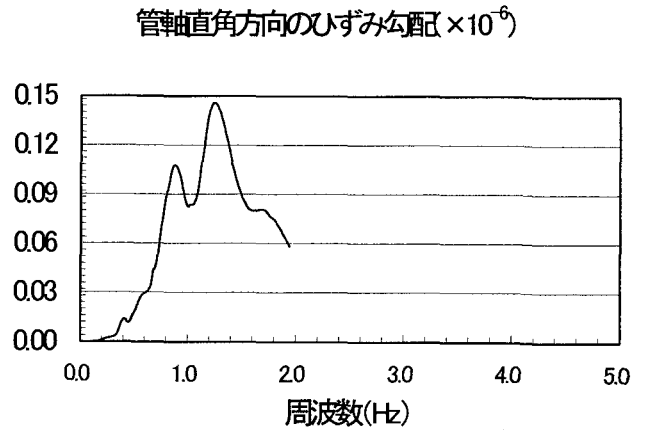


図 2.4-7 管軸直角水平方向のひずみ勾配(1/cm)

(3) 神戸の地盤モデルに対する伝播波長の算定

1) 入力地震動の決定

入力地震動は神戸ポートアイランド観測波の引戻し波 (PI 波) とした。

2) 加速度応答スペクトルの算出

PI 波の減衰 (h) 5%の加速度応答スペクトル ( $S_A(\omega)$ ) を図 2.4-8 に示す。

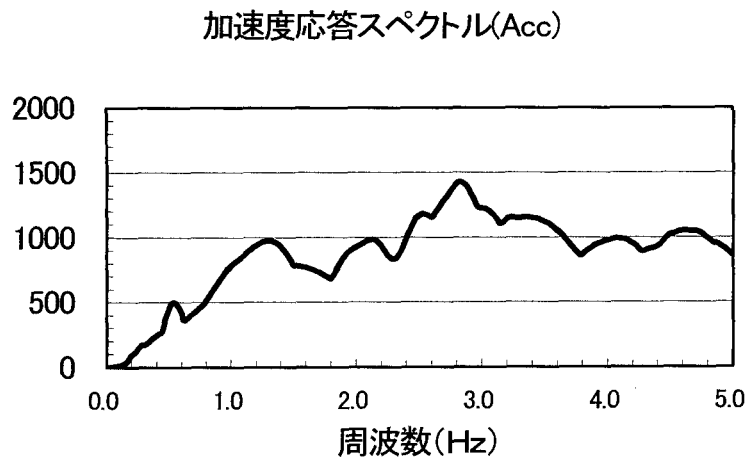


図 2.4-8 加速度応答スペクトル

3) 変位スペクトルへの変換

前記変換式(2.4-1)により, 変位スペクトル  $U(\omega)$  に変換する。変換した結果を図 2.4-9 に示す。

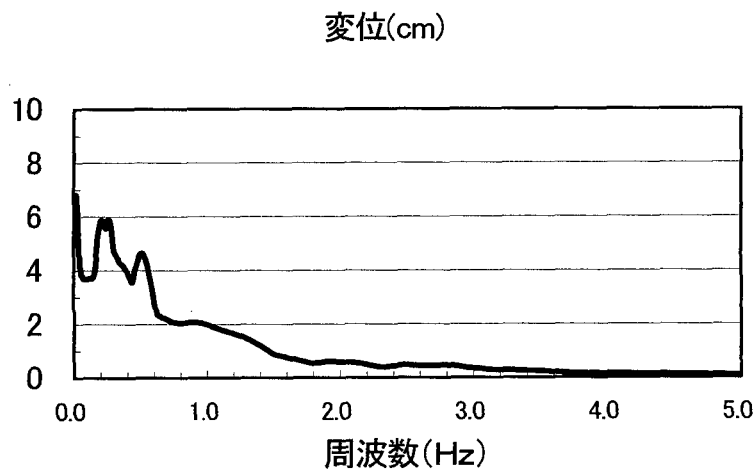


図 2.4-9 変位スペクトル



#### 4)対象地点深層地盤モデルの推定

対象地点の位置に近い長田－和田岬地域の深層構造地盤モデルを用いた。また、表層地盤モデルと深層地盤モデルの整合性に関しては、「新関西地盤」の長田－和田岬地域地盤断面を参考とした。表 2.4-2 に表層地盤の細分を考慮した深層地盤モデルを示す。

表 2.4-2 神戸地盤長田－和田岬地域の深層地盤モデル

| 層厚(km) | 密度(tf/m <sup>3</sup> ) | Vs(km/sec) | Vp(km/sec) |
|--------|------------------------|------------|------------|
| 0.003  | 1.800                  | 0.150      | 0.500      |
| 0.008  | 1.900                  | 0.270      | 1.500      |
| 0.005  | 1.800                  | 0.230      | 1.500      |
| 0.005  | 1.800                  | 0.200      | 1.500      |
| 0.002  | 1.700                  | 0.200      | 1.500      |
| 0.005  | 2.000                  | 0.240      | 1.500      |
| 0.045  | 1.700                  | 0.350      | 1.700      |
| 0.147  | 1.800                  | 0.500      | 1.800      |
| 0.195  | 1.900                  | 0.600      | 1.900      |
| 0.180  | 2.000                  | 0.800      | 2.200      |
| 0.905  | 2.100                  | 1.000      | 2.500      |
|        | 2.700                  | 3.200      | 5.400      |

#### 5)表面波の位相速度分散曲線の算出

深層構造地盤モデルを用いて表面波の位相速度分散曲線  $p(\omega)$  を算出した。Rayleigh 波、Love 波の結果を、それぞれ、図 2.4-10 および図 2.4-11 に示す。

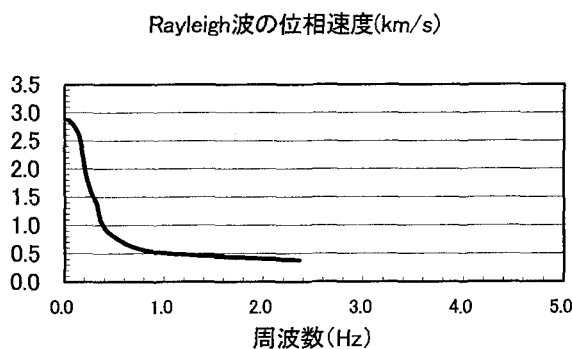


図 2.4-10 Rayleigh 波の位相速度

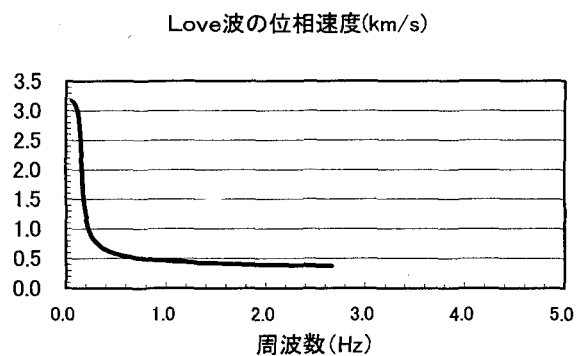


図 2.4-11 Love 波の位相速度

#### 6)ひずみおよびひずみ勾配の算出および伝播波長の算出

大阪の地盤モデルと同様の手順で、管軸方向、管軸直角水平方向のひずみスペクトル  $\varepsilon(\omega)$ 、 $\lambda(\omega)$  を求め、それぞれ、図 2.4-12 および図 2.4-13 に示す。

図 2.4-12 および図 2.4-13 より、管軸方向ひずみおよび管軸直角水平方向ひずみ勾配が卓越する周波数は、1.22Hz、2.82Hz であり、このときの Rayleigh 波、Love 波の位相速度は、それぞれ、0.48km/s、0.27km/s であった。したがって、波長  $L$  は、それぞれ、0.39km、0.10km となる。

### 3. モデルケースの設定

シールドトンネル構造物のモデルは、地盤条件とトンネルの構造形式などによって表 3-1 に示すように 6 パターンを考慮する。

構造形式は、1 次覆工 RC セグメントのみと 1 次覆工 RC セグメント+ 2 次覆工および 1 次覆工鋼製セグメント+ 2 次覆工の 3 種類を想定する。

シールドトンネルの設置深さがトンネル地震時の応答に与える影響を検討するために、大阪地盤に対してシールドトンネルの設置深さは、シールド中心位置が GL-15m (沖積層中央)、GL-35m (沖積層境界) と GL-60m (洪積層中) の 3 種類を想定する。

パターン 1, 2 および 3 は、シールドトンネルの構造形式による相違をみるために、また、パターン 2, 4 および 5 は、シールドトンネル設置深さによる相違をみるために、ここでは、トンネルの軸方向に関して、変形性能を検討する。

また、トンネルの横断方向挙動は、地震時地盤変位が最も大きい、設置深さ GL-15m (沖積層中央) のパターン 5 について、変形性能を検討する。

なお、神戸地盤では、シールドトンネルの設置深さをシールド中心位置が GL-35m (洪積砂礫層) とした。

表 3-1 構造物モデルのケース

| 地震時の<br>検討ケース |                    | 大阪地盤モデル |     |       |     |       |     |       |     |       |     | 神戸地盤<br>モデル |     |
|---------------|--------------------|---------|-----|-------|-----|-------|-----|-------|-----|-------|-----|-------------|-----|
|               |                    | パターン1   |     | パターン2 |     | パターン3 |     | パターン4 |     | パターン5 |     | パターン6       |     |
| 地震動           |                    | L-1     | L-2 | L-1   | L-2 | L-1   | L-2 | L-1   | L-2 | L-1   | L-2 | L-1         | L-2 |
| 構造<br>形式      | RCセグメント            | ○       | —   | —     | —   | —     | —   | —     | —   | —     | —   | —           | —   |
|               | RCセグメント<br>+2次覆工   | —       | ○   | —     | —   | ○     | ○   | ○     | ○   | ○     | ○   | ○           | ○   |
|               | 鋼製セグメント<br>+2次覆工   | —       | —   | ○     | —   | —     | —   | —     | —   | —     | —   | —           | —   |
| 検討<br>断面      | 軸方向                | ○       | ○   | ○     | ○   | ○     | ○   | ○     | ○   | ○     | ○   | ○           | ○   |
|               | 横断方向               | —       | —   | —     | —   | —     | —   | —     | —   | ○     | —   | —           | —   |
| 設置<br>深さ      | 沖積層中央<br>(15m)     | —       | —   | —     | —   | —     | —   | —     | —   | ○     | —   | —           | —   |
|               | 沖・洪積層境<br>界付近(35m) | ○       | ○   | ○     | ○   | —     | —   | —     | —   | —     | —   | ○           | ○   |
|               | 洪積層中の深<br>い位置(60m) | —       | —   | —     | —   | —     | —   | ○     | —   | —     | —   | —           | —   |

想定した構造形式、1) 1 次覆工 RC セグメントのみ、2) 1 次覆工 RC セグメント+ 2 次覆工、および、3) 1 次覆工鋼製セグメント+ 2 次覆工、の形状・寸法を表 3-2 に示す。

表 3-2 形状・寸法

| 構造形式                     | 外径 (m) | 仕上り内径 (m) | セグメント内径 (m) | 2次覆工厚さ (m) | 備考                   |
|--------------------------|--------|-----------|-------------|------------|----------------------|
| 1) RC セグメント              | 5.1    | 4.7       | 4.7         | —          | 軸方向検討                |
| 2) RC セグメント<br>+ 2次覆工    | 5.1    | 4.2       | 4.7         | 0.25       | 横断方向検討<br>軸方向検討      |
| 3) 鋼製セグメント<br>+ 2次覆工 (a) | 4.8    | 4.2       | 4.5         | 0.15       | 軸方向検討                |
| 同 (b)                    | 3.15   | 2.4       | 2.894       | 0.247      | 軸方向検討 (FEM<br>弾塑性解析) |

RCセグメントの形状・寸法は、図 3-1 のような標準セグメントを基準とし、必要に応じて補強を考慮した。

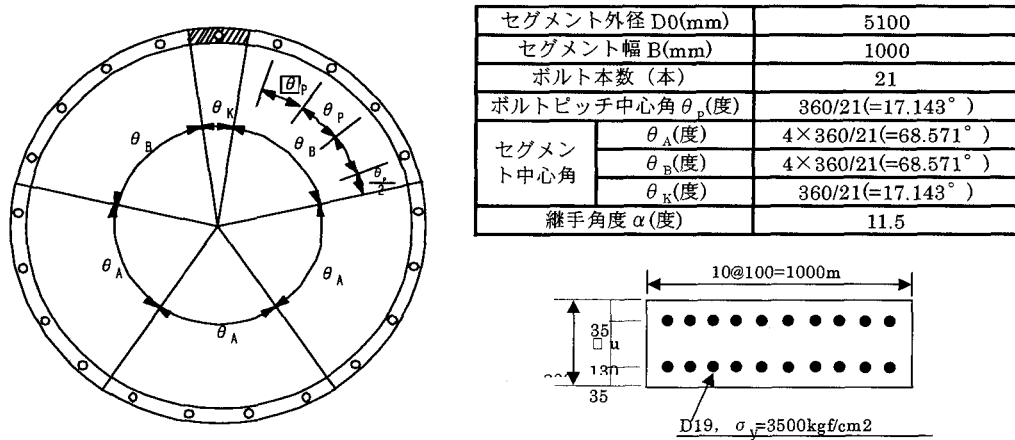


図 3-1 計算例に用いた標準セグメント

#### 4. トンネル軸方向の耐震計算と照査

##### 4.1 応答変位法による耐震検討フローと検討ケース

応答変位法によるシールドトンネル軸方向の検討フローを図 4.1-1 に示す。

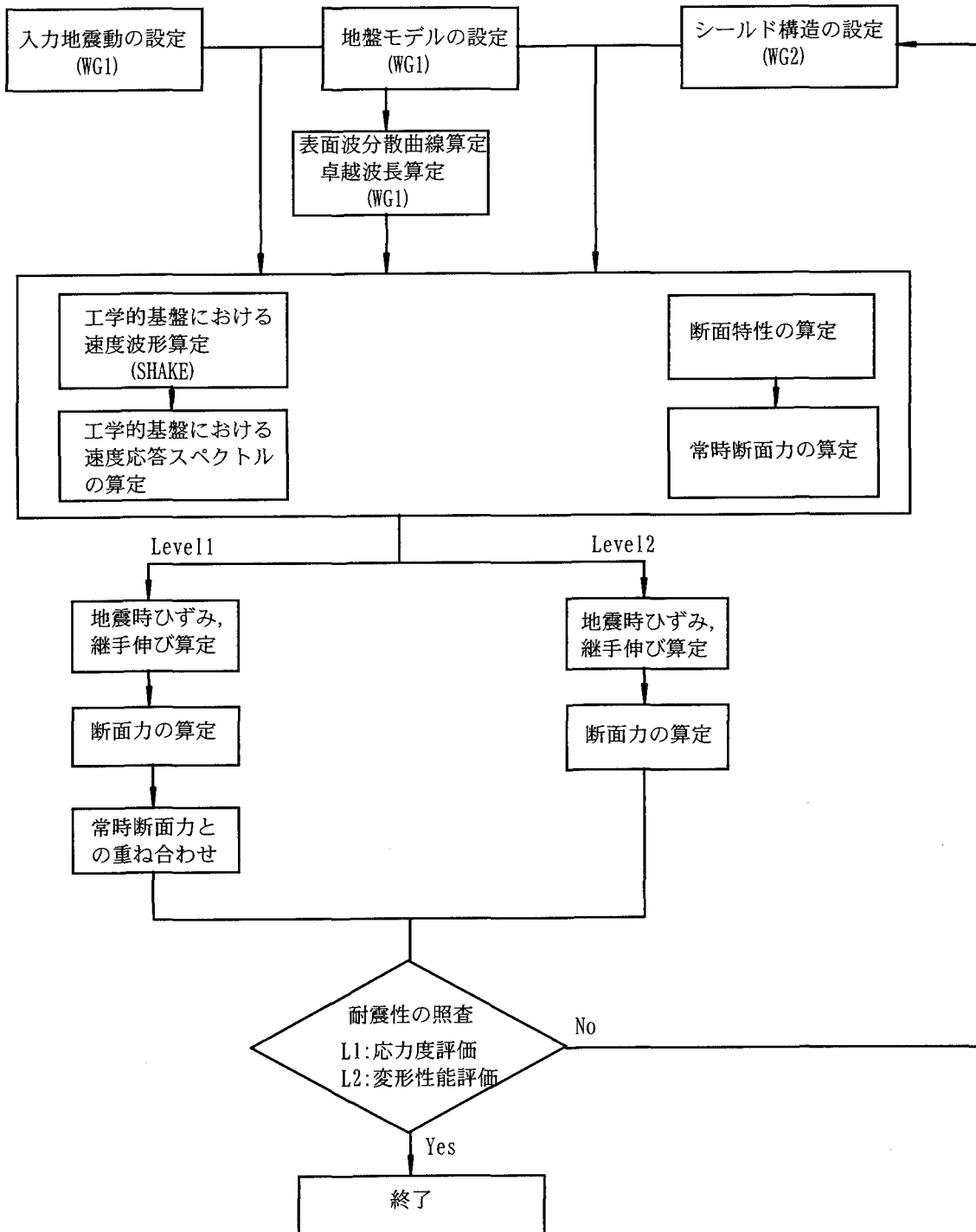


図 4.1-1 シールドトンネル軸方向の耐震検討フロー

トンネル軸方向の検討フローでは、レベル1地震動に対しては常時荷重による断面力と地震時に発生する断面力を重ね合わせて断面内に発生する応力度評価を行なうこととし、レベル2地震動では常時断面力が作用している状態の時に地震動が作用した場合の断面力およびそれにより発生する地震時ひずみ、継手伸びなどを算定することとしている。しかし、常時荷重により発生が想定される軸方向断面力として不同沈下の影響が主として考えられるが、想定される敷設深さでの不同沈下の影響を設定できるデータが不十分なため、今回の数値検討では、軸方向の常時断面力はない。

シールドトンネル軸方向の検討ケースは、前節表 3-1 に示した。

## 4. 2 応答変位法による地震時断面力および変形の計算

### 4.2.1 計算条件

#### (1) 解析対象地盤

表 4.2.1-1, 表 4.2.1-2 は, 検討対象となる大阪地盤と神戸地盤の地層構成である。

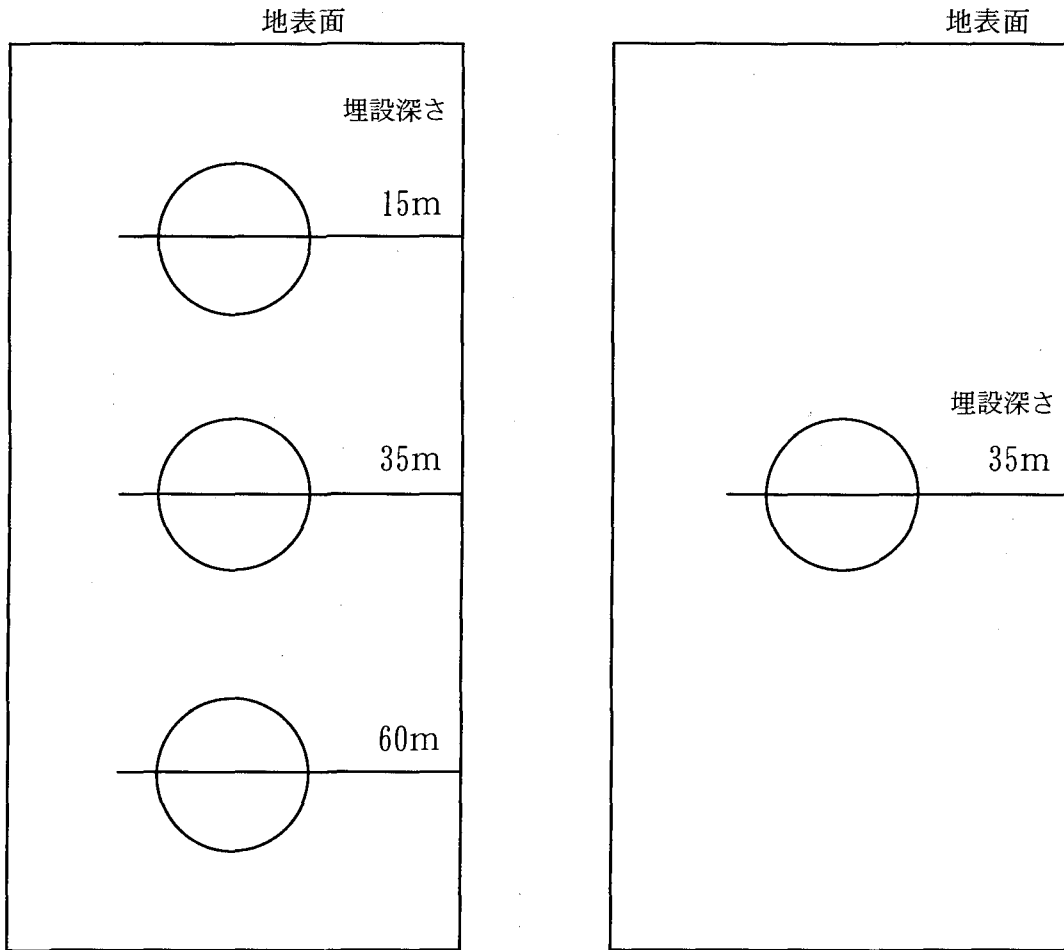
表 4.2.1-1 大阪地盤の地層構成と物性値

| 番号 | 深 さ<br>(m) | 層 厚<br>(m) | 土質      | $\nu$ | $\gamma(\text{tf/m}^3)$ | $G(\text{tf/m}^2)$ | $V_s(\text{m/s})$ | $V_p(\text{m/s})$ |
|----|------------|------------|---------|-------|-------------------------|--------------------|-------------------|-------------------|
| 1  | 1          | 1          | 埋土      | 0.33  | 1.6                     | 2351               | 120               | 1200              |
| 2  | 7          | 6          | シルト質砂   | 0.33  | 1.7                     | 3903               | 150               | 1200              |
| 3  | 9          | 2          | 砂混じりシルト | 0.33  | 1.7                     | 2932               | 130               | 1200              |
| 4  | 19         | 10         | シルト質粘土  | 0.33  | 1.65                    | 2845               | 130               | 1200              |
| 5  | 25         | 6          | シルト質砂   | 0.33  | 1.75                    | 7143               | 200               | 1400              |
| 6  | 29         | 4          | シルト混じり砂 | 0.33  | 1.9                     | 15200              | 280               | 1700              |
| 7  | 32         | 3          | 砂質シルト   | 0.33  | 1.9                     | 11167              | 240               | 1650              |
| 8  | 34         | 2          | シルト混じり砂 | 0.33  | 2                       | 11755              | 240               | 1700              |
| 9  | 42         | 8          | 砂混じり粘土  | 0.33  | 1.9                     | 11167              | 240               | 1650              |
| 10 | 46         | 4          | シルト混じり砂 | 0.33  | 1.95                    | 15600              | 280               | 1700              |
| 11 | 56         | 10         | 砂礫      | 0.33  | 2.1                     | 34286              | 400               | 1800              |
| 12 | 58         | 2          | シルト質粘土  | 0.33  | 1.75                    | 13018              | 270               | 1550              |
| 13 | 60         | 2          | 砂       | 0.33  | 1.95                    | 31837              | 400               | 1700              |
| 14 | 65         | 5          | 粘土      | 0.33  | 1.75                    | 16071              | 300               | 1550              |
| 15 | 66         | 1          | シルト質砂   | 0.33  | 2                       | 25000              | 350               | 1700              |
| 16 | 71         | 5          | 粘土      | 0.33  | 1.75                    | 21875              | 350               | 1650              |
| 17 | 73         | 2          | 砂       | 0.33  | 2                       | 25000              | 350               | 1700              |
| 18 | 75         | 2          | 粘土      | 0.33  | 1.75                    | 25786              | 380               | 1650              |

表 4.2.1-2 神戸地盤の地層構成と物性値

| 番号 | 深さ (m) | 層厚 (m) | 土質  | $\nu$ | $\gamma(\text{tf/m}^3)$ | $G(\text{tf/m}^2)$ | $V_s(\text{m/s})$ |
|----|--------|--------|-----|-------|-------------------------|--------------------|-------------------|
| 1  | 3      | 3      | B   | 0.33  | 1.8                     | 4133               | 150               |
| 2  | 10.8   | 7.8    | Ag  | 0.33  | 1.9                     | 14134              | 270               |
| 3  | 15.8   | 5      | As  | 0.33  | 1.8                     | 9716               | 230               |
| 4  | 20.8   | 5      | As  | 0.33  | 1.8                     | 7347               | 200               |
| 5  | 22.8   | 2      | Dc  | 0.33  | 1.7                     | 6939               | 200               |
| 6  | 27.8   | 5      | Ds  | 0.33  | 2                       | 11755              | 240               |
| 7  | 49.8   | 23     | Dsg | 0.33  | 2.1                     | 26250              | 350               |
| 8  | 71.8   | 22     | Dc  | 0.33  | 1.7                     | 15612              | 300               |

(2) シールドトンネルの位置



(i) 大阪地盤のトンネル埋設深さ

(ii) 神戸地盤のトンネル埋設深さ

図 4.2.1-1 トンネル埋設深さ

大阪地盤におけるそれぞれの設置位置は、沖積層の中央付近（15m）、沖・洪積層の境界付近（35m）、洪積層の深い位置（60m）に対応する。

（3）シールドトンネル構造形式

シールドトンネル構造として1）RCセグメントタイプ，2）RCセグメント+2次覆工タイプ，3）鋼製セグメント+2次覆工タイプを想定した。

表 4.2.1-3 トンネルの構造特性

| 構造形式             | トンネル径  |        | 奥行き (m) | 断面積 (m <sup>2</sup> ) | 断面2次<br>モーメント (m <sup>4</sup> ) | ヤング率<br>(kgf/cm <sup>2</sup> ) |
|------------------|--------|--------|---------|-----------------------|---------------------------------|--------------------------------|
|                  | 外径 (m) | 内径 (m) |         |                       |                                 |                                |
| RCセグメント          | 5.1    | 4.7    | 1.0     | 3.079                 | 9.256                           | 330,000                        |
| RCセグメント<br>+2次覆工 | 5.1    | 4.2    | 1.0     | 5.303                 | 9.256                           | 330,000                        |
| 鋼製セグメント<br>+2次覆工 | 4.8    | 4.2    | 1.0     | 0.449                 | 0.362                           | 3,031,000                      |

（4）入力地震動

対象とする大阪地盤および神戸地盤における水平方向伝播波長は、対象地盤の卓越周期に対応する表面波分散曲線から求まる伝播速度の積として求めることができる。また、それぞれの対象地盤変位振幅は、2.における検討結果を参照する。さらに、レベル2地震動における地盤非線形応答時の地盤せん断剛性低下の影響は、2.における評価結果を参照する。

表 4.2.1-4 入力地震動の特性値

| 項目     |       | 大阪地盤 |       | 神戸地盤 |       |
|--------|-------|------|-------|------|-------|
|        |       | レベル1 | レベル2  | レベル1 | レベル2  |
| 地盤変位振幅 | cm    | 3.73 | 16.83 | 2.82 | 24.07 |
| 地盤卓越周期 | sec   | 1.16 | 1.16  | 0.82 | 0.82  |
| 伝播速度   | m/sec | 360  | 360   | 440  | 440   |
| 波長     | m     | 418  | 418   | 361  | 361   |



表 4. 2. 1-5 大阪地盤の変位振幅とせん断剛性

| 項目     | レベル1       |                           | レベル2       |                           |
|--------|------------|---------------------------|------------|---------------------------|
|        | 変位振幅<br>cm | 剪断剛性<br>tf/m <sup>2</sup> | 変位振幅<br>cm | 剪断剛性<br>tf/m <sup>2</sup> |
| 深さ 0 m | 3.73       | -                         | 16.83      | -                         |
| 15 m   | 3.47       | 1665                      | 12.24      | 665                       |
| 35 m   | 1.42       | 7970                      | 4.55       | 4828                      |
| 60 m   | 0.46       | 31837                     | 1.74       | 25202                     |

表 4. 2. 1-6 神戸地盤の変位振幅とせん断剛性

| 項目     | レベル1       |                           | レベル2       |                           |
|--------|------------|---------------------------|------------|---------------------------|
|        | 変位振幅<br>cm | 剪断剛性<br>tf/m <sup>2</sup> | 変位振幅<br>cm | 剪断剛性<br>tf/m <sup>2</sup> |
| 深さ 0 m | 2.82       | -                         | 24.07      | -                         |
| 15 m   |            |                           |            |                           |
| 35 m   | 1.17       | 22874                     | 7.49       | 19750                     |
| 60 m   |            |                           |            |                           |

(5) トンネル表面と周辺地盤間のすべり開始せん断応力

地盤震動によりトンネル表面に発生するせん断応力がすべり開始せん断応力を超過すると、トンネル表面ですべりが生じすべり開始せん断応力を上限とするせん断応力が作用することになる。

すべり開始せん断応力は、横断方向耐震検討における地盤の破壊せん断応力  $\tau_f$  を用いて算定することにした。

表 4.2.1-7 すべり開始せん断応力

| 地盤 | 深さ  | 地盤種別   | N値       | 粘着力<br>tf/m <sup>2</sup> | 鉛直応力<br>tf/m <sup>2</sup> | 摩擦角 | すべり開始剪断応力<br>tf/m <sup>2</sup> |
|----|-----|--------|----------|--------------------------|---------------------------|-----|--------------------------------|
| 大阪 | 15m | シル質粘土  | 2        | 1.25                     | 0                         | 0   | 1.25                           |
|    | 35m | 砂混じり粘土 | 11       | 0                        | 18.9                      | 28  | 10                             |
|    | 60m | 砂と粘土   | 50<br>20 | 0<br>15                  | 35.3                      | 42  | 23 (平均化)                       |
| 神戸 | 35m | 洪積砂礫   | 50       | 0                        | 23.2                      | 42  | 21                             |

#### (6) 地盤ばねの取り扱い

地盤ばね定数は、せん断弾性波速度からせん断弾性係数を求め、水道施設耐震工法指針の方法に基づいて軸方向ばね係数に対しては 1.5、軸直角方向ばね係数については 3 を乗じて算定した。

また、レベル 2 地震動の場合は、地盤ひずみの非弾性状態における地盤ばねの軟化特性を考慮するため、上記方法で算定した地盤ばね定数を 0.7 倍することとした。

#### 4.2.2 トンネル軸方向伸び変形の非線形特性の取扱いについて

RC セグメント、鋼製セグメントいずれの場合も、セグメント、継手板、ボルトのそれぞれが弾塑性特性を有している。

軸方向荷重が増加するにつれて、継手板、ボルト、アンカーボルトが次々と降伏レベル、完全塑性レベルの伸びひずみ値に到達するまで大きな塑性伸び変形を示し、破断限界ひずみレベルを超過した時点でそれぞれの部材が破壊する。トンネル全体の弾塑性挙動と構成部材の弾塑性挙動の関係は、本ガイドライン（案）4.3.5 の軸力によるリング継手部の目開き量、曲げモーメントによるトンネル継手部の目開き量、およびリング継手部の目開き限界変位量に詳述しているため、その節を参照されたい。

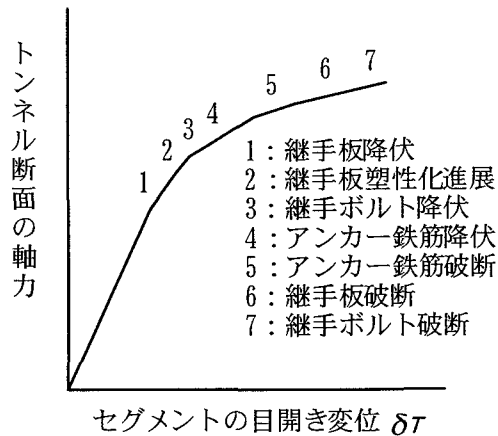


図 4.2.2-1 トンネル軸方向伸びの弾塑性変形挙動特性のモデル化

トンネル軸方向の目開き限界変位量は、表 4.2.2-1 で与えられる。

表 4.2.2-1 目開き限界変位量

| 項目       | 記号         | 単位                  | RCセグメント              |      | 鋼製セグメント               |      |
|----------|------------|---------------------|----------------------|------|-----------------------|------|
| 継手高      | b          | cm                  | 9.0                  |      | 15.0                  |      |
| 継手板厚     | $t_p$      | cm                  | 1.2                  |      | 1.4                   |      |
| セグメント幅   | W          | m                   | 1                    |      | 1                     |      |
| 降伏応力     | $\sigma_y$ | kgf/cm <sup>2</sup> | 2100                 |      | 2100                  |      |
| 曲げ剛性     | EI         | kgfcm <sup>2</sup>  | 18.4x10 <sup>5</sup> |      | 0.921x10 <sup>5</sup> |      |
| 降伏時目開き量  | $\delta_y$ | mm                  | 継手板                  | ボルト  | 継手板                   | ボルト  |
|          |            |                     | 0.4                  | 0.07 | 0.1                   | 0.07 |
| 塑性化時目開き量 | $\delta_u$ | mm                  | 0.7                  |      | 0.15                  |      |
| 破断時目開き量  | $\delta_f$ | mm                  | 継手板                  | ボルト  | 継手板                   | ボルト  |
|          |            |                     | 1.4                  | 0.5  | 0.3                   | 0.5  |

図 4.2.2-2 および図 4.2.2-3 には、RC セグメント、鋼製セグメントの継手板、ボルトの目開き限界変位量である降伏変位、完全塑性化変位、破断変位を示している。

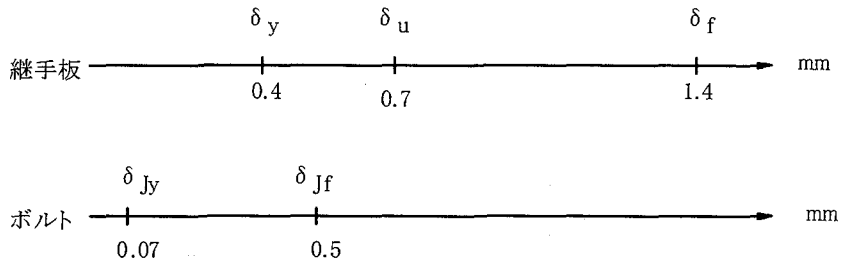


図 4.2.2-2 RC セグメント継手板、ボルトの目開き限界変位

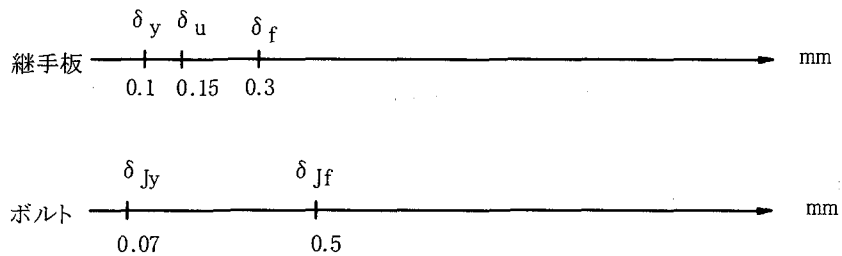


図 4.2.2-3 鋼製セグメント継手板、ボルトの目開き限界変位

両図より、RC セグメントの継手板の破断限界変位量が相対的に大きく、逆に鋼製セグメントの継手板の目開き限界変位が相対的に小さな値であることがわかる。この評価の差異は、RC セグメントの継手板がコンクリートと鋼製材料との合成構造物としてその伸び剛性を評価するため鋼材のヤング率の 1/7 程度の剛性として取り扱う結果、RC セグメント継手部が鋼製セグメントの継手部より伸び易いという計算上の評価を反映している。

#### 4. 3 耐震性の照査

##### 4.3.1 レベル1地震動時の耐震性能に対する断面照査

###### (1) 大阪地盤

シールドトンネルの構造形式による差異の影響を見たのが表 4.3-1 である。同表によれば、目開き量は、いずれの場合も 0.21mm 程度であり、RC セグメントでは、継手板は降伏レベルには達していないが、鋼製セグメントでは完全塑性化レベルに達していることになる。しかし、軸方向に発生する引張力および曲げモーメントのいずれも、鋼製セグメントの値が RC セグメントの 1/10 程度の大きさであることがわかる。

2次覆工の効果は、表 4.3.1-1 のパターン1, 2を比較することでその特徴を理解することができる。両者はひずみレベルでは互いに等しいが、圧縮力において2次覆工がある場合により大きな圧縮力を発生することがわかる。

表 4.3.1-1 構造形式に対する比較

| パターン | 構造形式    | 埋設深<br>m | 引張歪<br>% | 圧縮歪<br>% | 曲げ歪<br>% | 目開き量<br>mm | 引張力<br>tf | 圧縮力<br>tf | モーメント<br>tfm | 剪断力<br>tf |
|------|---------|----------|----------|----------|----------|------------|-----------|-----------|--------------|-----------|
| 1    | RC      | 35       | 0.021    | 0.018    | 0.0008   | 0.21       | 65        | 1818      | 7.6          | 0.115     |
| 2    | RC+2次覆工 |          | 0.021    | 0.016    | 0.0008   | 0.21       | 65        | 2804      | 7.6          | 0.115     |
| 3    | 鋼製+2次覆工 |          | 0.021    | 0.018    | 0.0008   | 0.21       | 6.5       | 1708      | 0.74         | 0.011     |

埋設深さの違いに対する影響を見たのが、表 4.3.1-2 である。同表によれば、浅い埋設条件 (15m) の方が引張ひずみは大きく、圧縮ひずみは深さ 35m の方が大きい値となることを示している。

表 4.3.1-2 埋設深さに対する比較

| パターン | 構造形式    | 埋設深<br>m | 引張歪<br>% | 圧縮歪<br>% | 曲げ歪<br>% | 目開き量<br>mm | 引張力<br>tf | 圧縮力<br>tf | モーメント<br>tfm | 剪断力<br>tf |
|------|---------|----------|----------|----------|----------|------------|-----------|-----------|--------------|-----------|
| 5    | RC+2次覆工 | 15       | 0.052    | 0.004    | 0.002    | 4.8        | 159       | 652       | 18.6         | 0.280     |
| 2    |         | 35       | 0.021    | 0.016    | 0.0008   | 0.21       | 65        | 2804      | 7.6          | 0.115     |
| 4    |         | 60       | 0.069    | 0.005    | 0.0003   | 0.07       | 21        | 908       | 2.47         | 0.037     |

###### (2) 神戸地盤

大阪地盤の同深さの場合と比較すると、神戸地盤のトンネル内発生ひずみ、目開き量、

断面力いずれもほぼ同程度の値を示している。

表 4. 3. 1-3 応答変位法による結果

| パターン | 構造形式    | 埋設深<br>m | 引張歪<br>% | 圧縮歪<br>% | 曲げ歪<br>% | 目開き量<br>mm | 引張力<br>tf | 圧縮力<br>tf | モーメント<br>tfm | 剪断力<br>tf |
|------|---------|----------|----------|----------|----------|------------|-----------|-----------|--------------|-----------|
| 1    | RC+2次覆工 | 35       | 0.02     | 0.018    | 0.0009   | 0.20       | 62        | 3077      | 8.4          | 0.146     |

#### 4. 3. 2 レベル2地震動時の耐震性能に対する断面照査

##### (1) 大阪地盤

レベル2地震動の場合は、前述のレベル1地震動の場合と異なり鋼製セグメントの目開き量がRCセグメントの場合の十分の一程度にとどまることがわかる。これは、RCセグメントはセグメント本体の軸方向剛性が極端に大きく、継手剛性が小さいため、地盤からの強制変位はほとんどすべて継手変位として吸収されるが、鋼製セグメントはセグメント本体の伸び変形が相当程度期待できるため、地盤強制変位はセグメント本体で90%近く吸収され残り10%程度を継手変位で吸収しているものと解釈できる。

レベル2地震動に対して、いずれのセグメントもその目開き量が破断限界変位を超過しており、とくにRCセグメントでは限界破断変位(1.4mm)の5倍弱程度の大きな目開き変位を生じることになる。また、鋼製セグメントでは同様に限界破断変位(0.3mm)の2倍強程度の大きさの目開き変位を生じている。この限界変位を超える目開き変位を許容値以内に押さえ込むには、たとえば、本ガイドライン(案)第8章地震の影響を低減させる構造に記載するような弾性ワッシャーなどを継手に挿入して、軸ひずみを吸収させるなどの対策が必要となろう。

曲げひずみは引張ひずみに比較してその1/30程度であることから、曲げモーメントによるトンネル継手部の変形の影響は無視できる大きさであると推定される。

表 4. 3. 2-1 構造形式に対する比較

| パターン | 構造形式    | 埋設深<br>m | 引張歪<br>% | 圧縮歪<br>% | 曲げ歪<br>% | 目開き量<br>mm | 引張力<br>tf | 圧縮力<br>tf | モーメント<br>tfm | 剪断力<br>tf |
|------|---------|----------|----------|----------|----------|------------|-----------|-----------|--------------|-----------|
| 1    | RC      | 35       | 0.068    | 0.044    | 0.0008   | 6.6        | 208       | 4472      | 24.4         | 0.368     |
| 2    | RC+2次覆工 |          | 0.068    | 0.028    | 0.0008   | 6.3        | 208       | 4837      | 24.4         | 0.368     |
| 3    | 鋼製+2次覆工 |          | 0.068    | 0.045    | 0.002    | 0.68       | 20.7      | 4205      | 2.36         | 0.035     |

表 4. 3. 2-2 埋設深さに対する比較

| パターン | 構造形式    | 埋設深<br>m | 引張歪<br>% | 圧縮歪<br>% | 曲げ歪<br>% | 目開き量<br>mm | 引張力<br>tf | 圧縮力<br>tf | モーメント<br>tfm | 剪断力<br>tf |
|------|---------|----------|----------|----------|----------|------------|-----------|-----------|--------------|-----------|
| 5    | RC+2次覆工 | 15       | 0.184    | 0.004    | 0.0070   | 17.1       | 566       | 663       | 65.8         | 0.99      |
| 2    |         | 35       | 0.068    | 0.028    | 0.0008   | 6.3        | 208       | 4837      | 24.4         | 0.368     |
| 4    |         | 60       | 0.026    | 0.026    | 0.0010   | 0.26       | 80        | 4538      | 9.35         | 0.141     |

## (2) 神戸地盤

神戸地盤の発生ひずみが大阪地盤の発生ひずみ、断面力より大きい傾向を示している。この結果はレベル1地震動の場合の結果と異なっており興味深い結果と言える。理由として考えられることは、すべり開始せん断応力を大阪地盤では0.1kgf/cm<sup>2</sup>、一方、神戸地盤では0.21kgf/cm<sup>2</sup>としたため、神戸地盤の場合にすべりにくい条件での解析を行なったことが反映していると推察される。

表 4.3.2-3 応答変位法による結果

| パターン | 構造形式    | 埋設深<br>m | 引張歪<br>% | 圧縮歪<br>% | 曲げ歪<br>% | 目開き量<br>mm | 引張力<br>tf | 圧縮力<br>tf | モーメント<br>tfm | 剪断力<br>tf |
|------|---------|----------|----------|----------|----------|------------|-----------|-----------|--------------|-----------|
| 1    | RC+2次覆工 | 35       | 0.13     | 0.05     | 0.006    | 12.1       | 400       | 8824      | 54           | 0.94      |

#### 4.4 ひずみ計算結果の一覧

本ガイドライン（案）によって対象地盤におけるトンネル（以下、対象トンネルと称す）のひずみを算定するとともに、このひずみが既存の地下構造物耐震設計指針による計算結果と比較した時、どの位置にあるかを見極めるため、水道施設耐震工法指針やガス導管耐震設計指針で算定した結果との比較検討を実施した。これにより、対象トンネルの発生ひずみと既往指針との相互関係がわかることになる。

比較図を次ページ以降に示す。凡例は以下の通りである。

- ・本ガイドライン（案）による対象トンネルのひずみ：●印
- ・水道施設耐震工法指針による地盤ひずみ（水道）：破線
- ・ガス導管耐震設計指針による地盤ひずみ（ガス）：太実線
- ・本ガイドライン（案）のひずみの式(4.3.1-2)および式(4.3.1-3)により求めたトンネルひずみ（ただし、波長および地盤ひずみはガス導管耐震設計指針による）：細実線

パターン1：大阪地盤，RC セグメント

(1) 軸方向引張変形

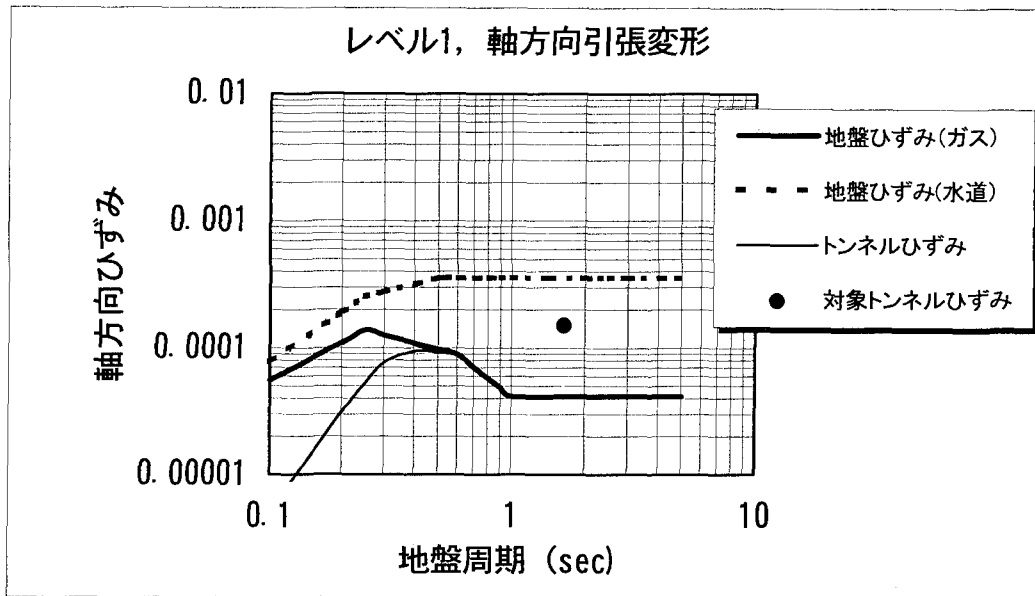


図 4.4-1 軸方向引張ひずみ (レベル1)

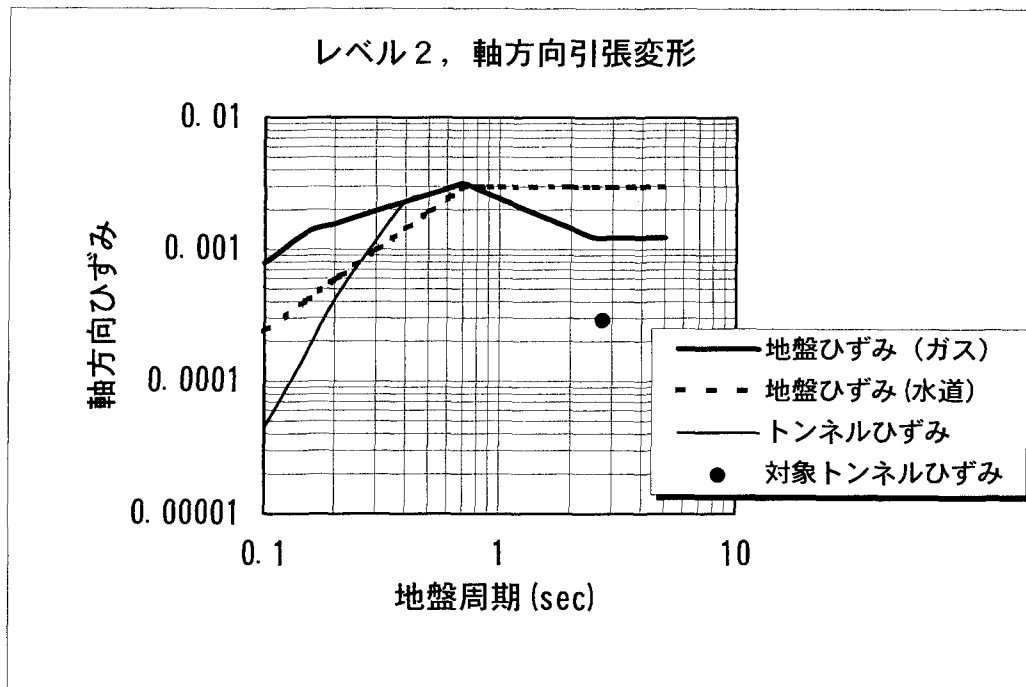


図 4.4-2 軸方向引張ひずみ (レベル2)

(注意) 細実線のトンネルひずみは，ガス導管耐震設計指針の計算法による。



パターン1：大阪地盤，RC セグメント  
 (2) 軸方向圧縮変形

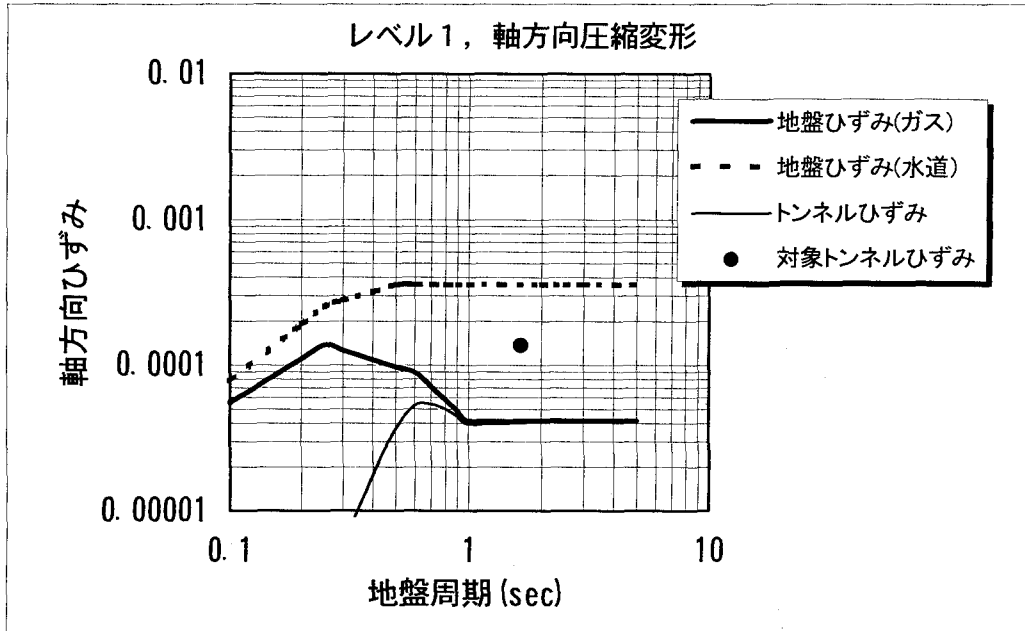


図 4.4-3 軸方向圧縮ひずみ (レベル1)

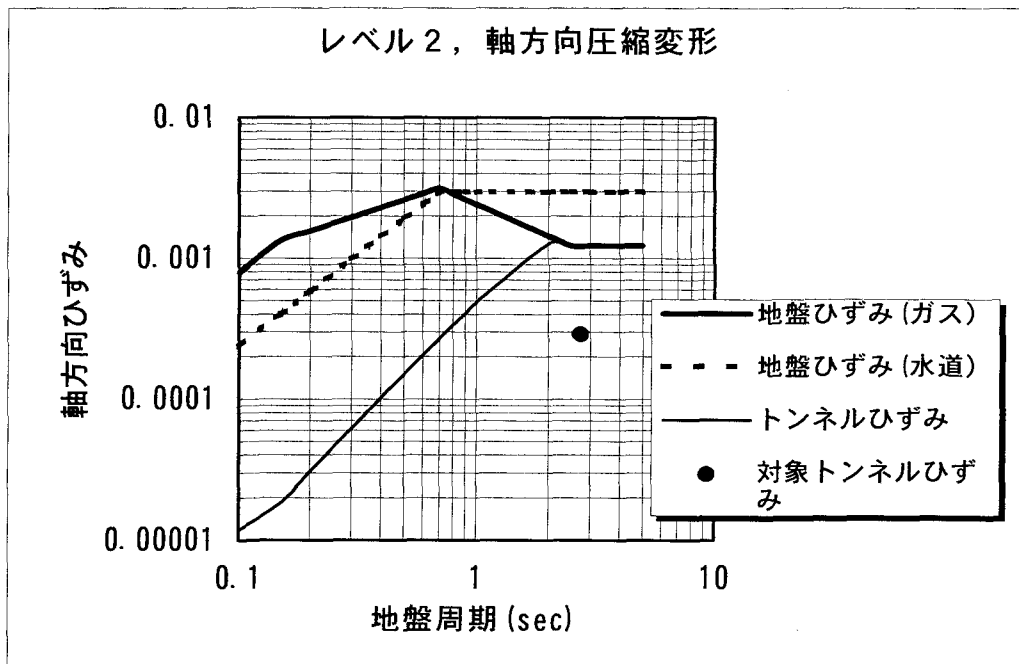


図 4.4-4 軸方向圧縮ひずみ (レベル2)

パターン1：大阪地盤，RC セグメント

(3) 曲げ変形

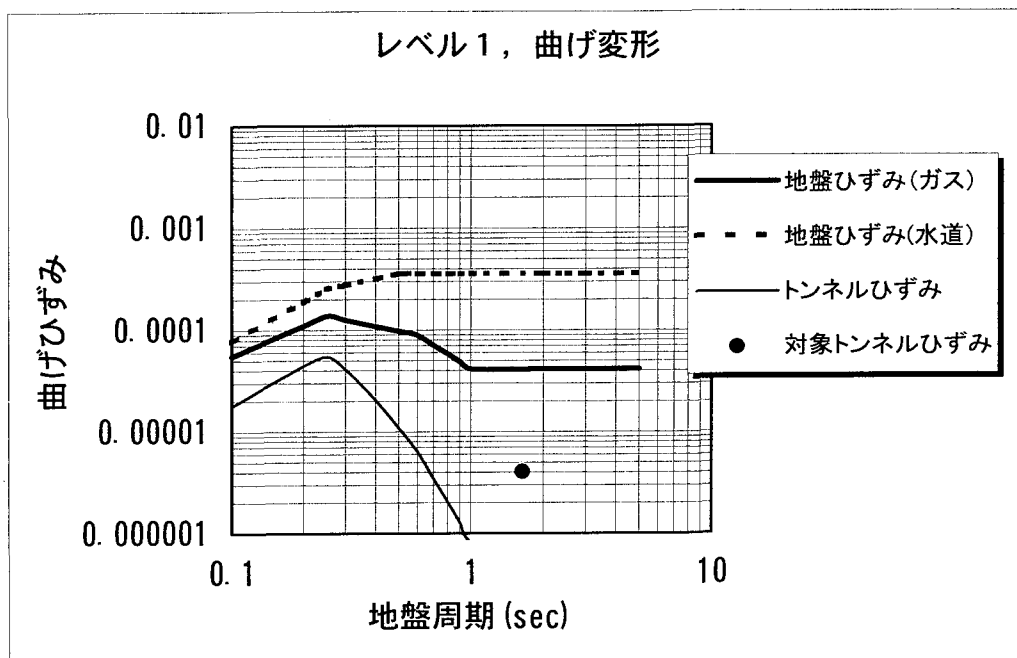


図 4.4-5 曲げひずみ (レベル1)

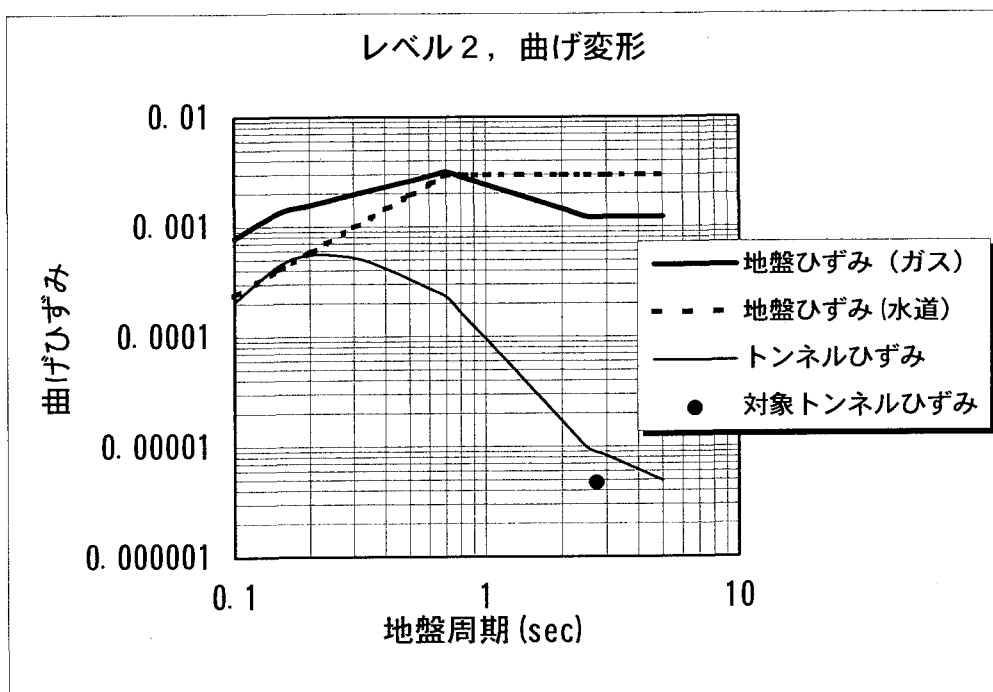


図 4.4-6 曲げひずみ (レベル2)

パターン2：大阪地盤、RC セグメント+2次覆工

(1) 軸方向引張変形

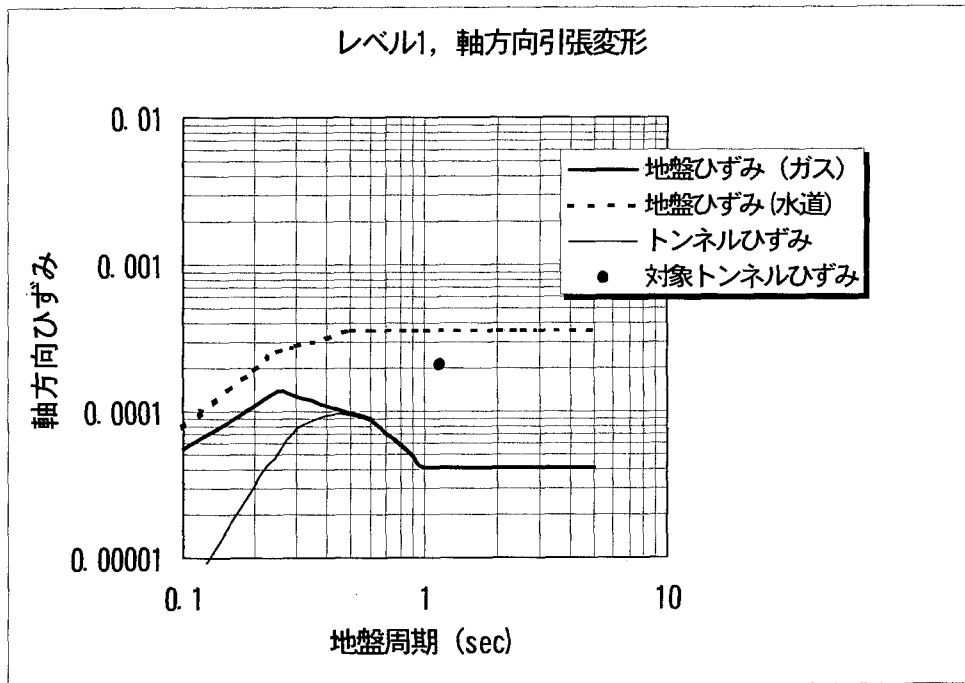


図 4.4-7 軸方向引張ひずみ (レベル1)

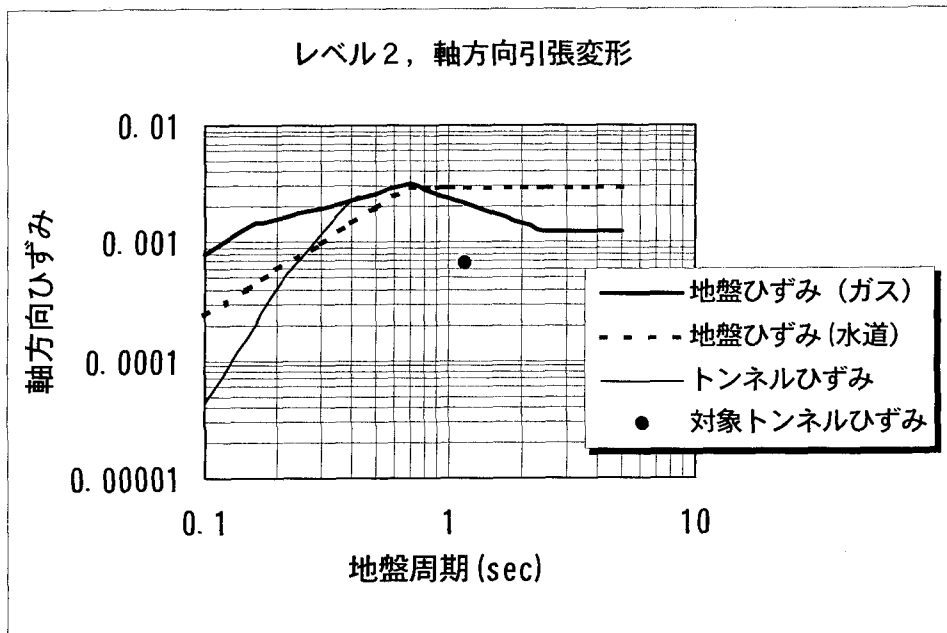


図 4.4-8 軸方向引張ひずみ (レベル2)

パターン2：大阪地盤、RCセグメント+2次覆工  
 (2) 軸方向圧縮変形

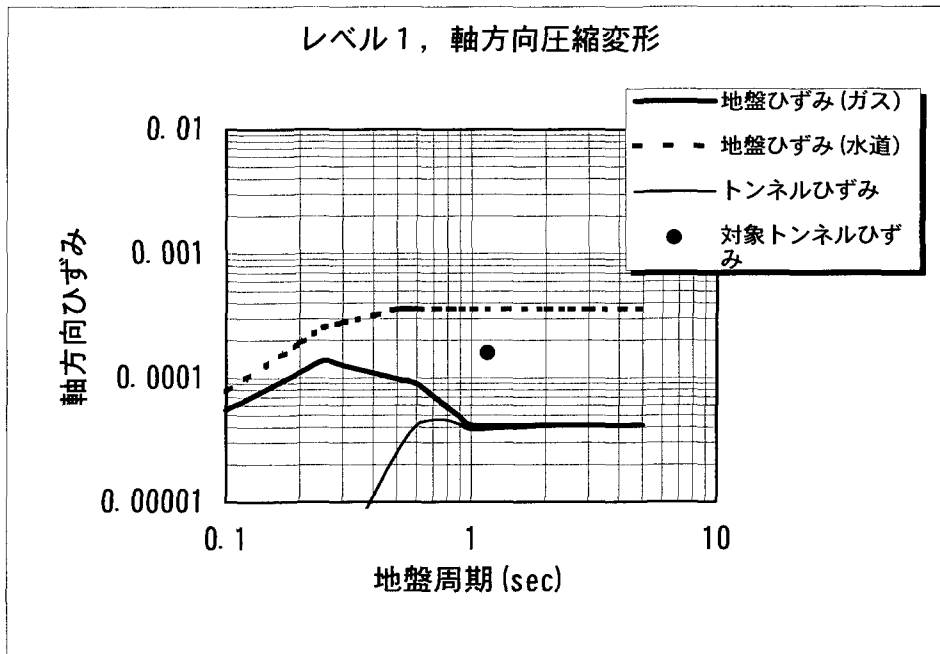


図 4.4-9 軸方向圧縮ひずみ (レベル1)

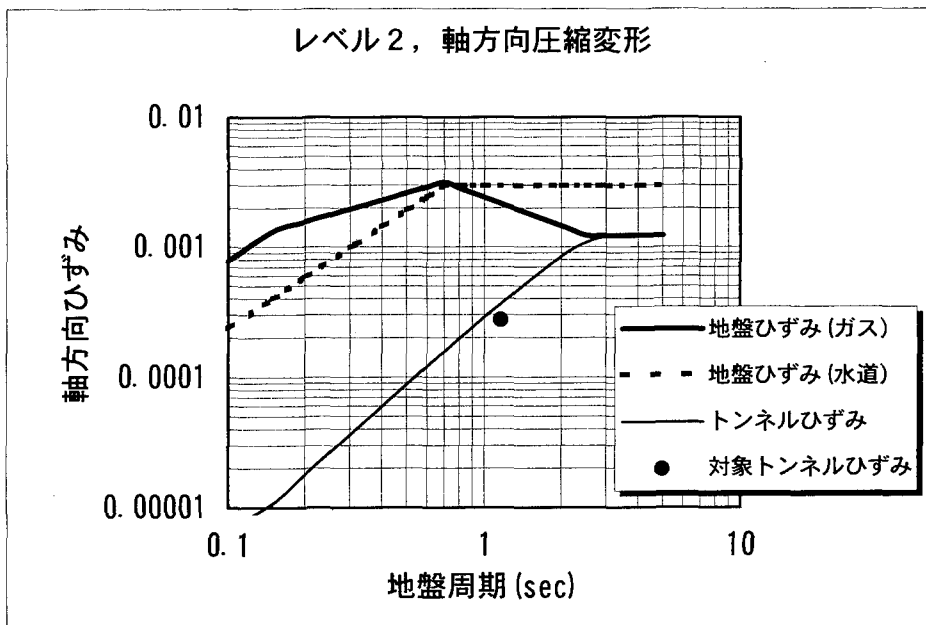


図 4.4-10 軸方向圧縮ひずみ (レベル2)

パターン2：大阪地盤、RC セグメント+2次覆工

(3) 曲げ変形

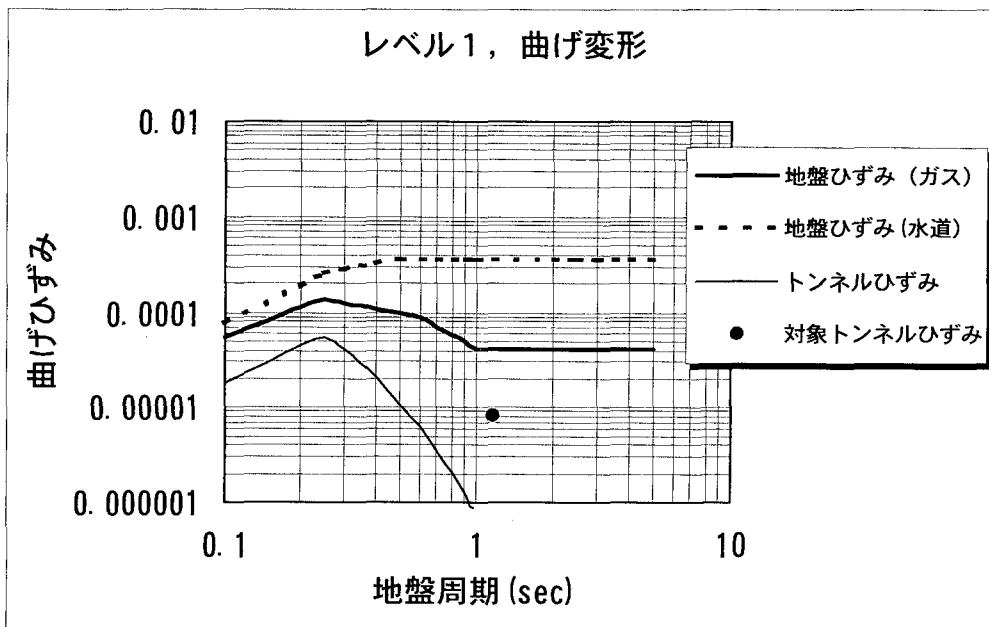


図 4.4-11 曲げひずみ (レベル1)

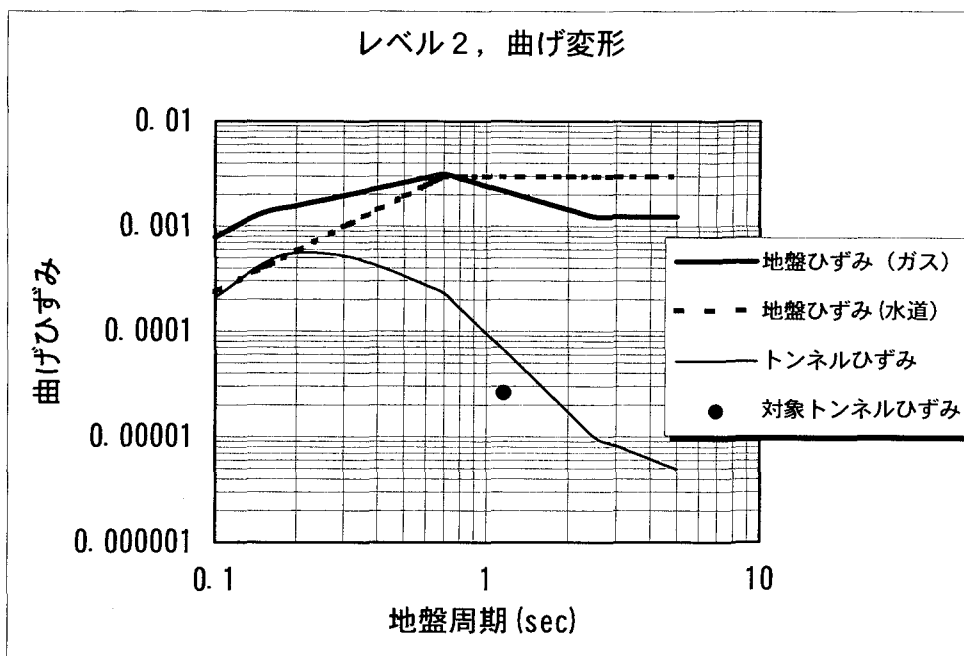


図 4.4-12 曲げひずみ (レベル2)

パターン3：大阪地盤、鋼製セグメント+2次覆工

(1) 軸方向引張変形

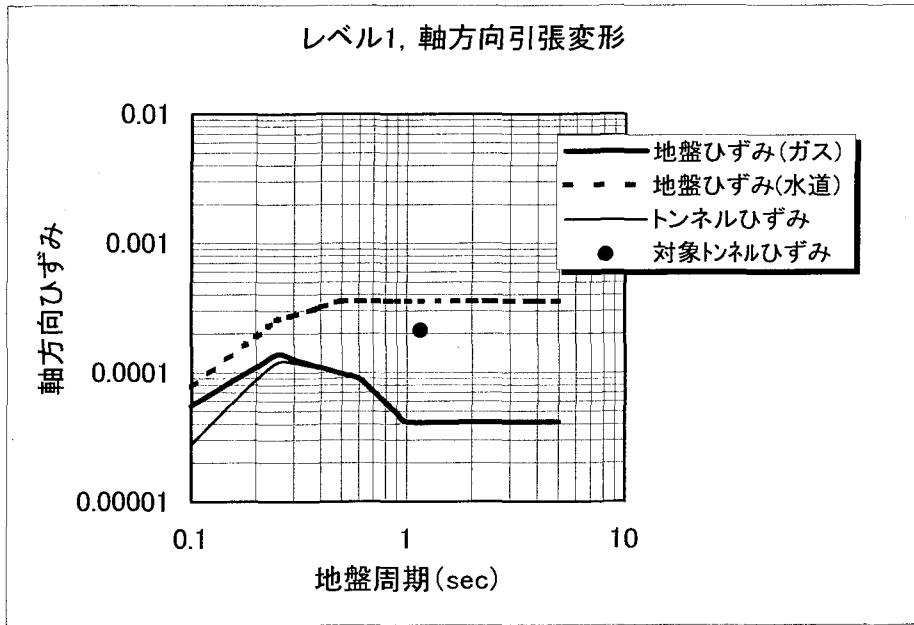


図 4.4-13 軸方向のびひずみ (レベル1)

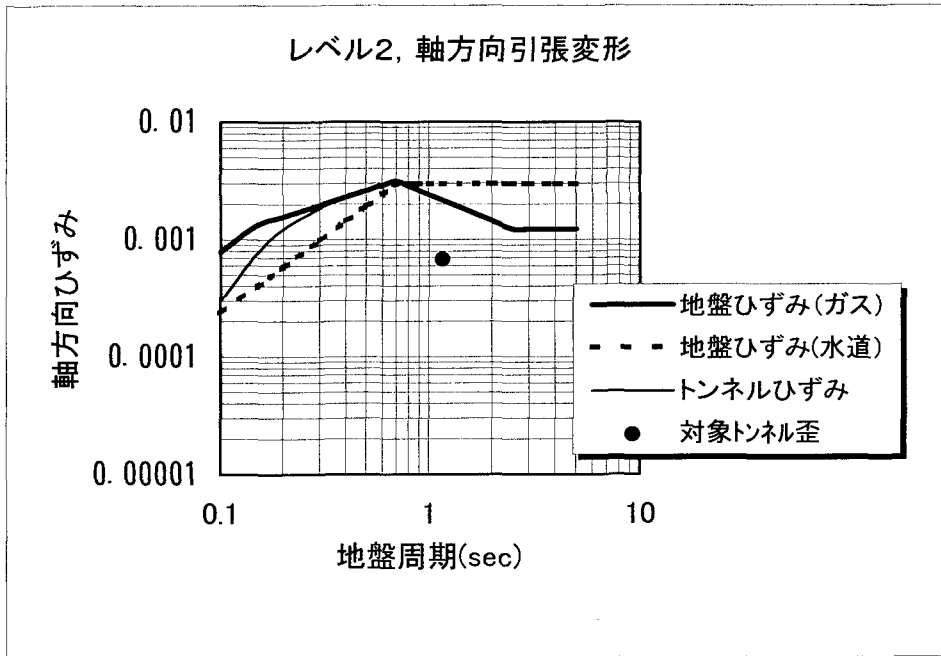
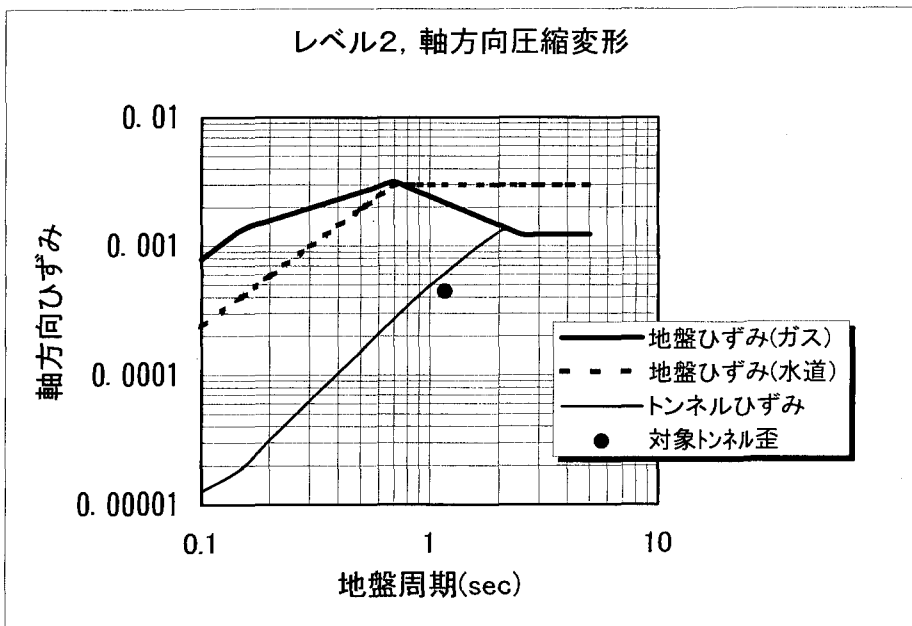
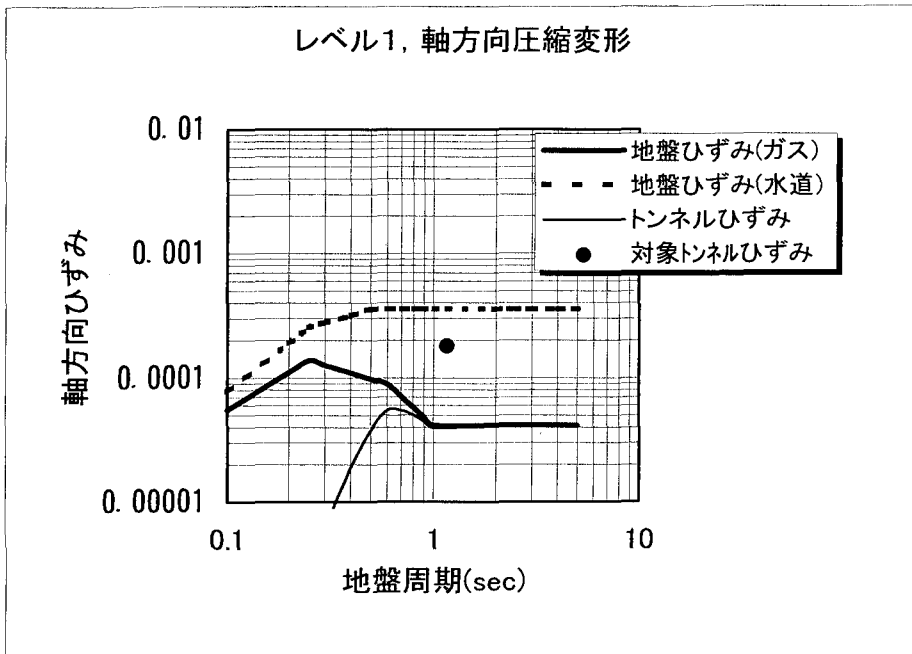


図 4.4-14 軸方向引張ひずみ (レベル2)

パターン3：大阪地盤、鋼製セグメント+2次覆工

(2) 軸方向圧縮変形



パターン3：大阪地盤、鋼製セグメント+2次覆工

(3) 曲げ変形

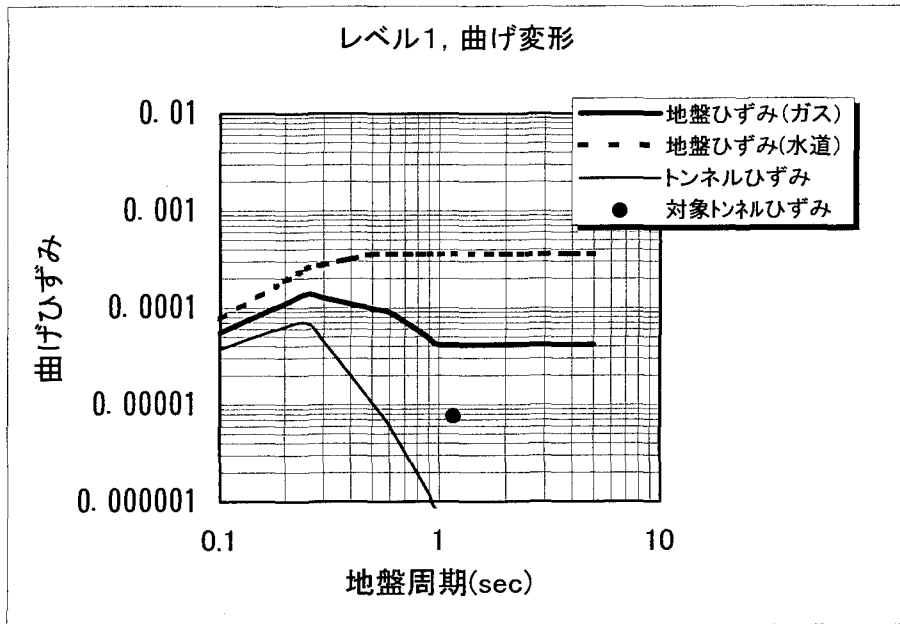


図 4.4-17 曲げひずみ (レベル1)

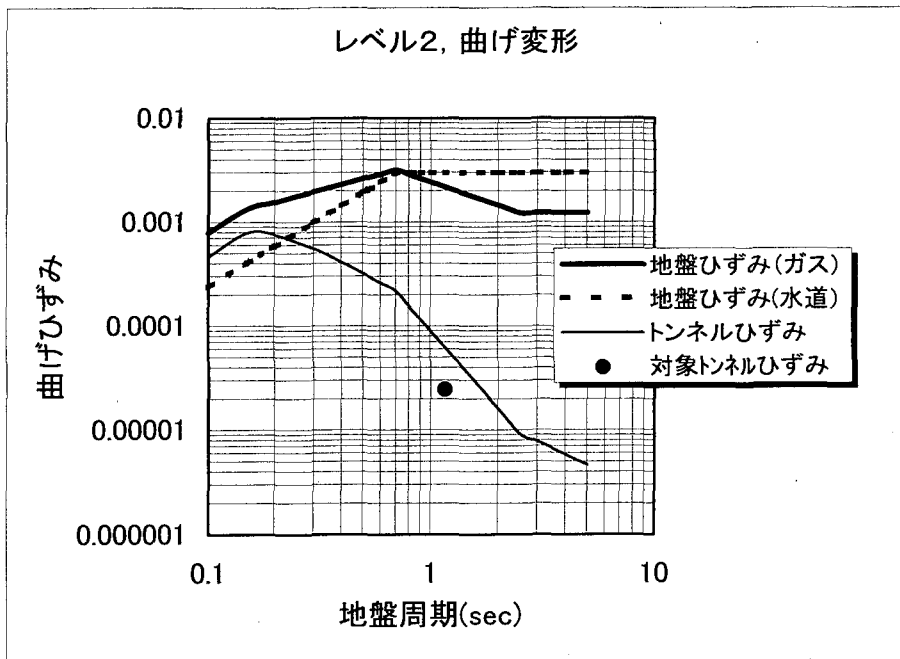


図 4.4-18 曲げひずみ (レベル2)



パターン4：大阪地盤、RC セグメント+2次覆工

(1) 軸方向引張変形

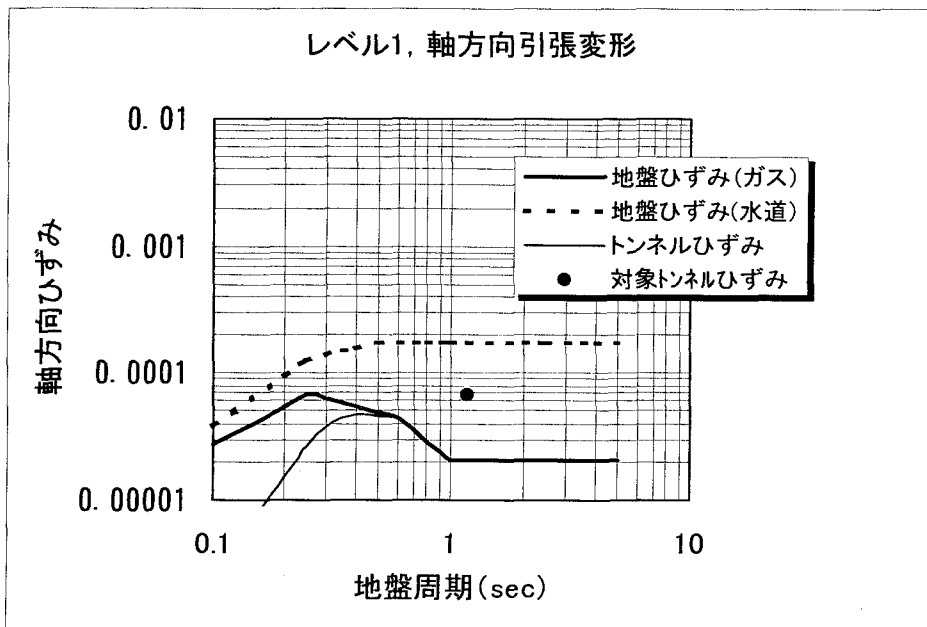


図 4.4-19 軸方向引張ひずみ (レベル1)

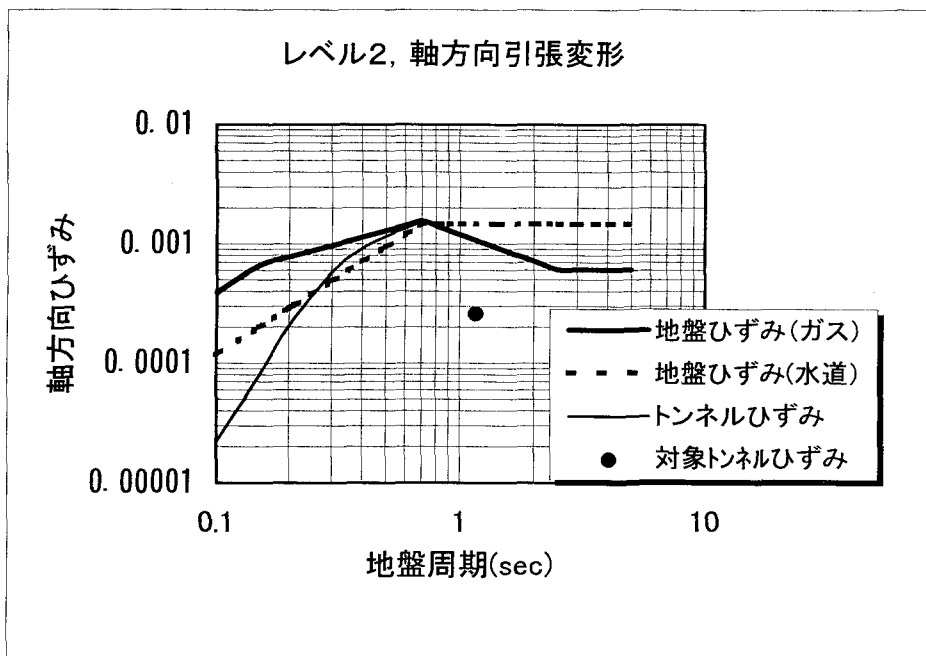


図 4.4-20 軸方向引張ひずみ (レベル2)

パターン4：大阪地盤、RC セグメント+2次覆工

(2) 軸方向圧縮変形

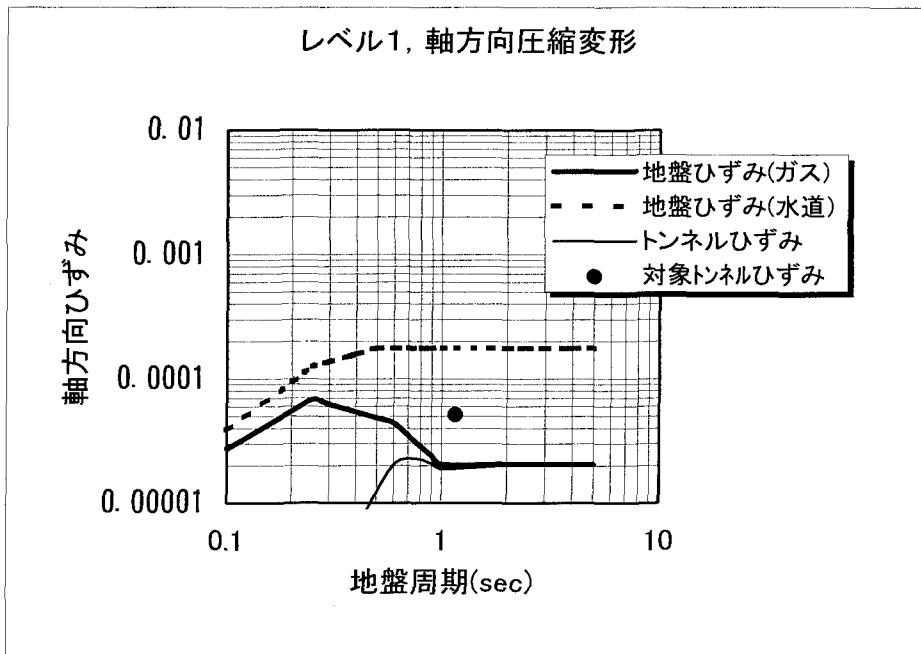


図 4.4-21 軸方向圧縮ひずみ (レベル1)

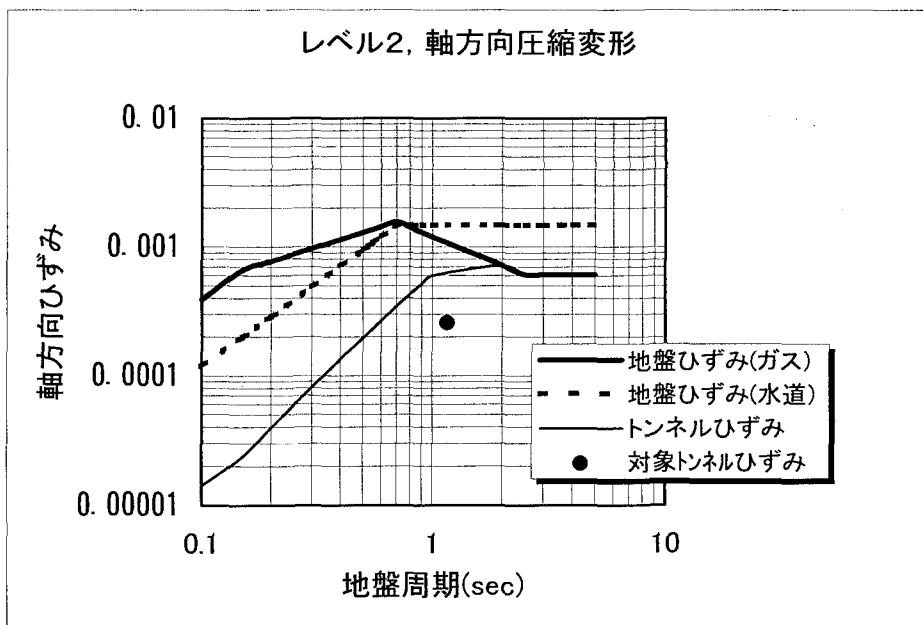


図 4.4-22 軸方向圧縮ひずみ (レベル2)

パターン4：大阪地盤、RC セグメント+2次覆工

(3) 曲げ変形

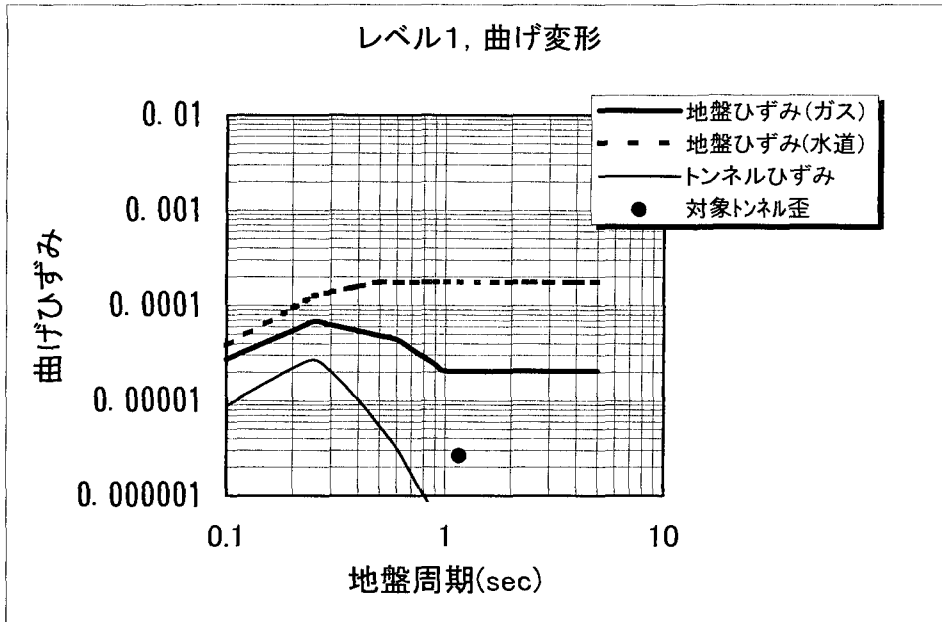


図 4.4-23 曲げひずみ (レベル1)

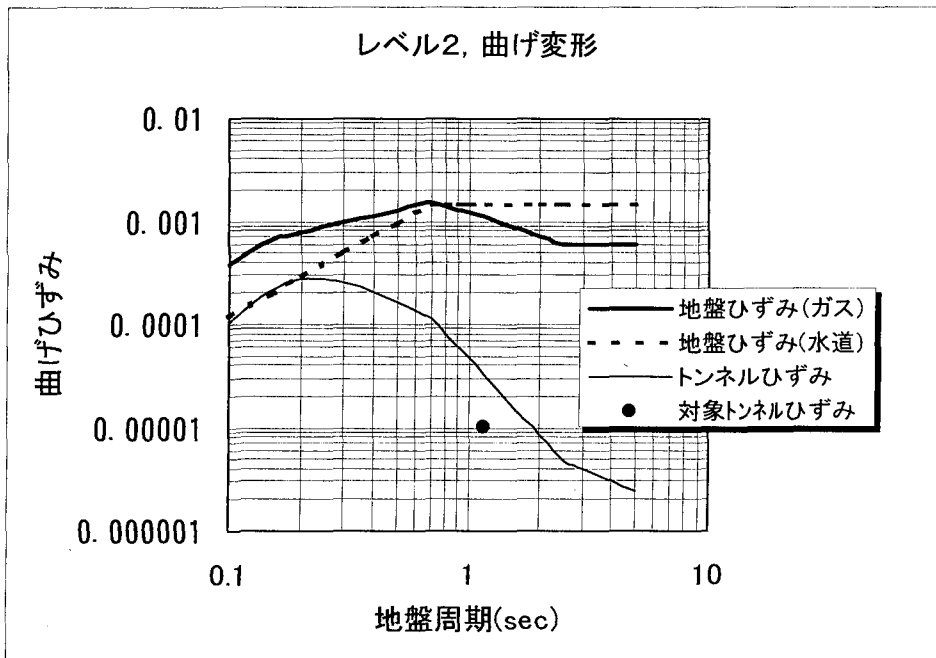


図 4.4-24 曲げひずみ (レベル2)

パターン5：大阪地盤、RC セグメント+2次覆工

(1) 軸方向引張変形

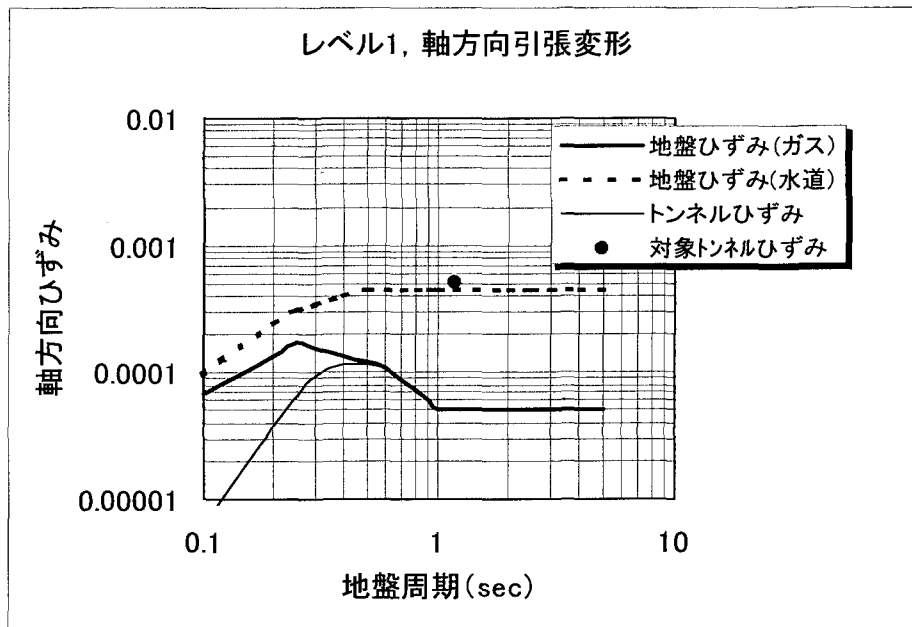


図 4.4-25 軸方向引張ひずみ (レベル1)

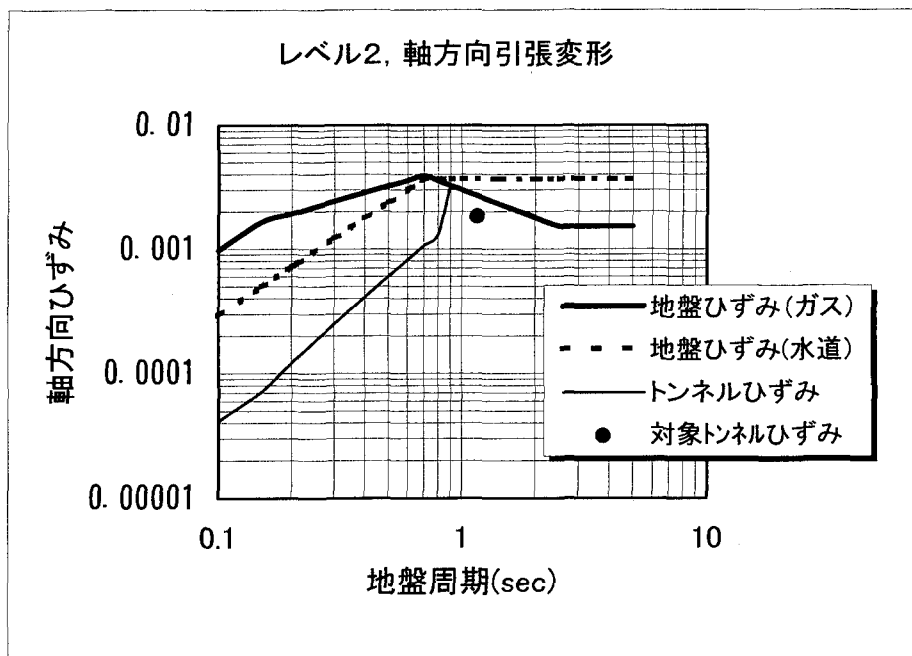


図 4.4-26 軸方向引張ひずみ (レベル2)

パターン5：大阪地盤、RC セグメント+2次覆工

(2) 軸方向圧縮変形

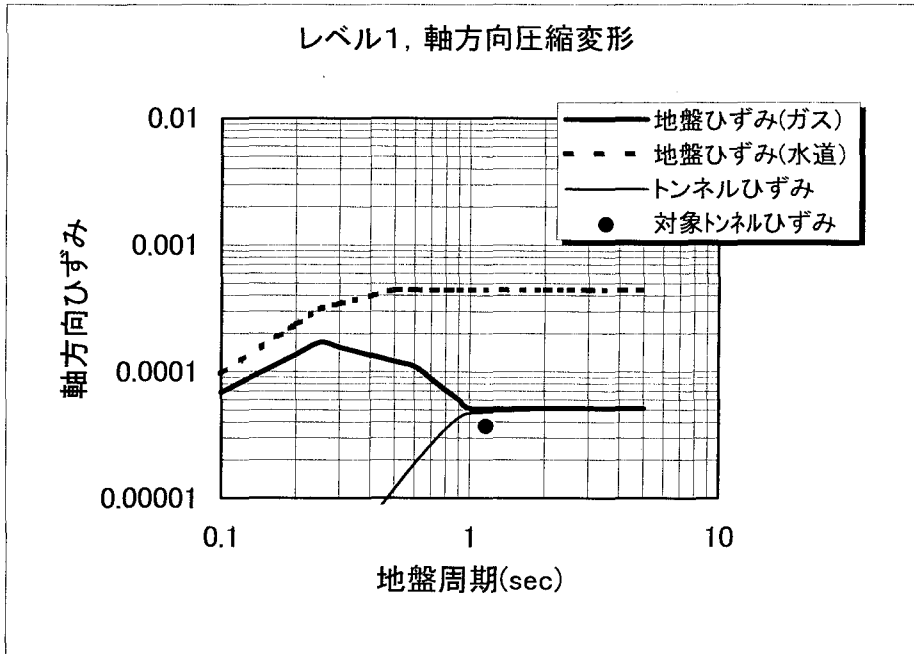


図 4.4-27 軸方向圧縮ひずみ (レベル1)

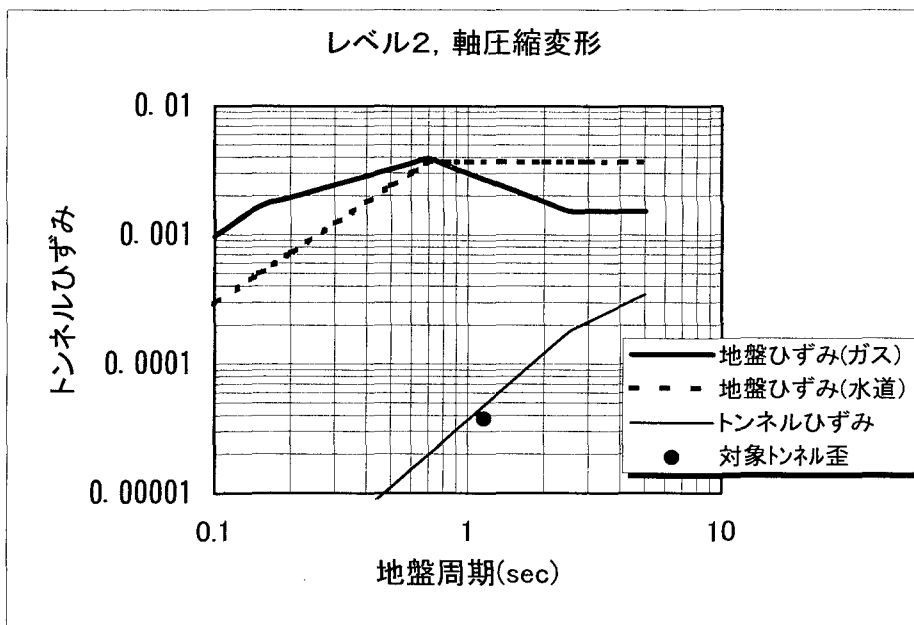


図 4.4-28 軸方向圧縮ひずみ (レベル2)

パターン5：大阪地盤、RCセグメント+2次覆工  
 (3) 曲げ変形

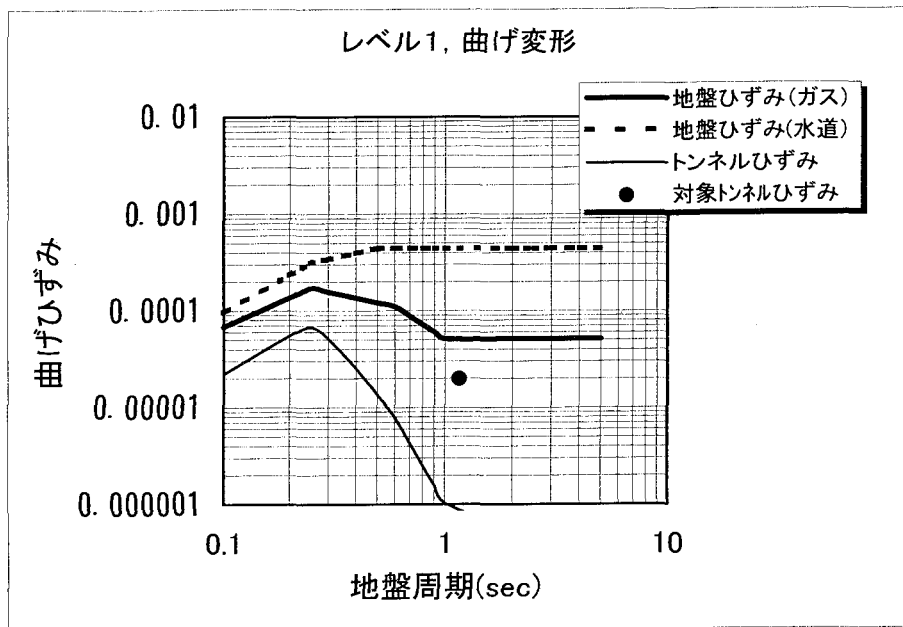


図 4.4-29 曲げひずみ (レベル1)

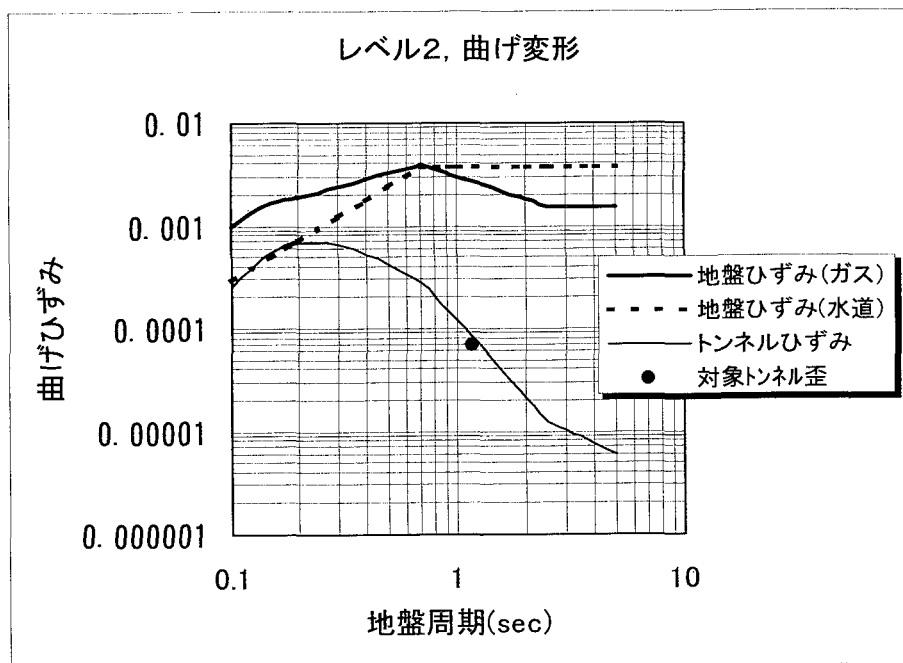


図 4.4-30 曲げひずみ (レベル2)

パターン6：神戸地盤、RC セグメント+2次覆工

(1) 軸方向引張変形

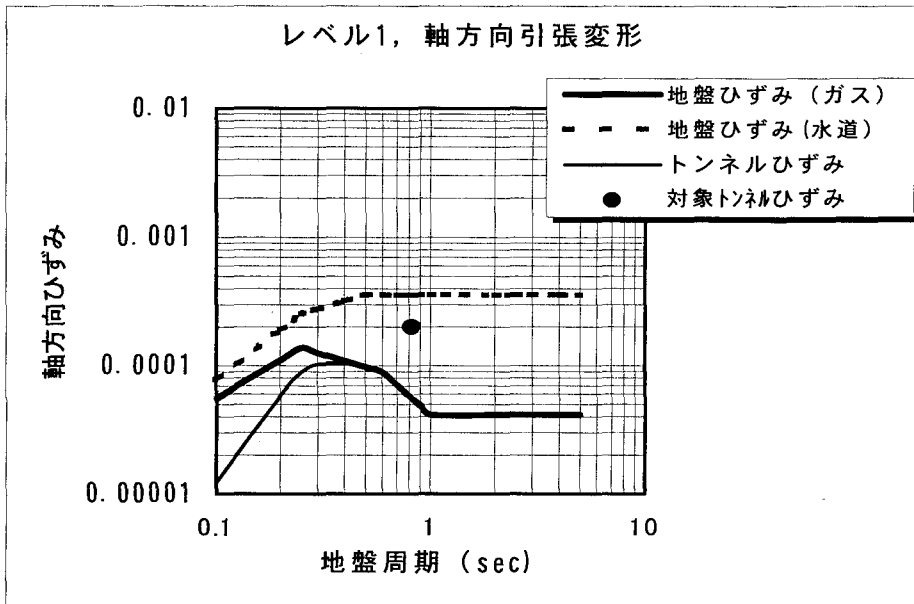


図 4.4-31 軸方向引張ひずみ (レベル1)

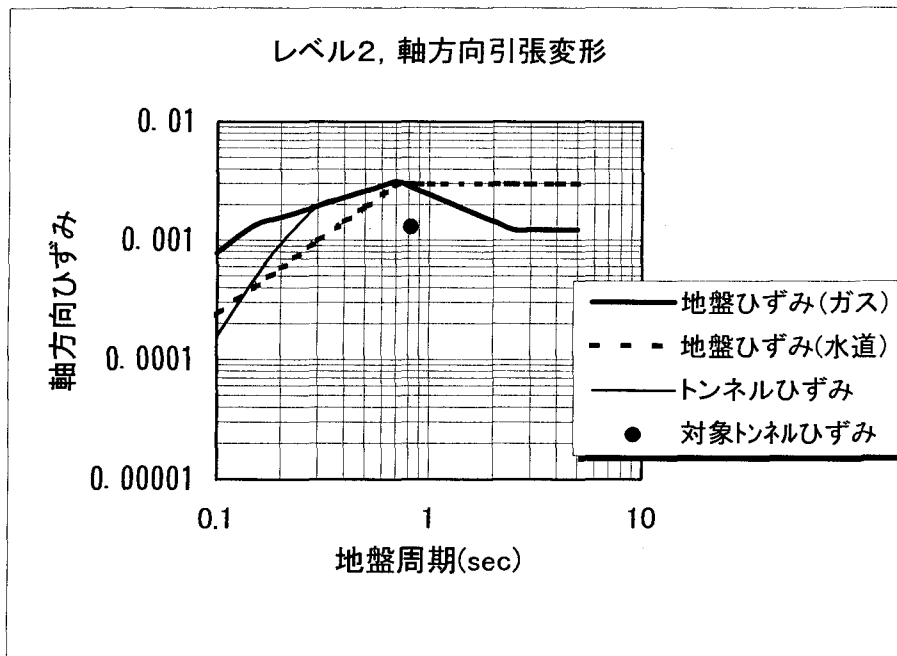


図 4.4-32 軸方向引張ひずみ (レベル2)

パターン6：神戸地盤、RC セグメント+2次覆工  
 (2) 軸方向圧縮変形

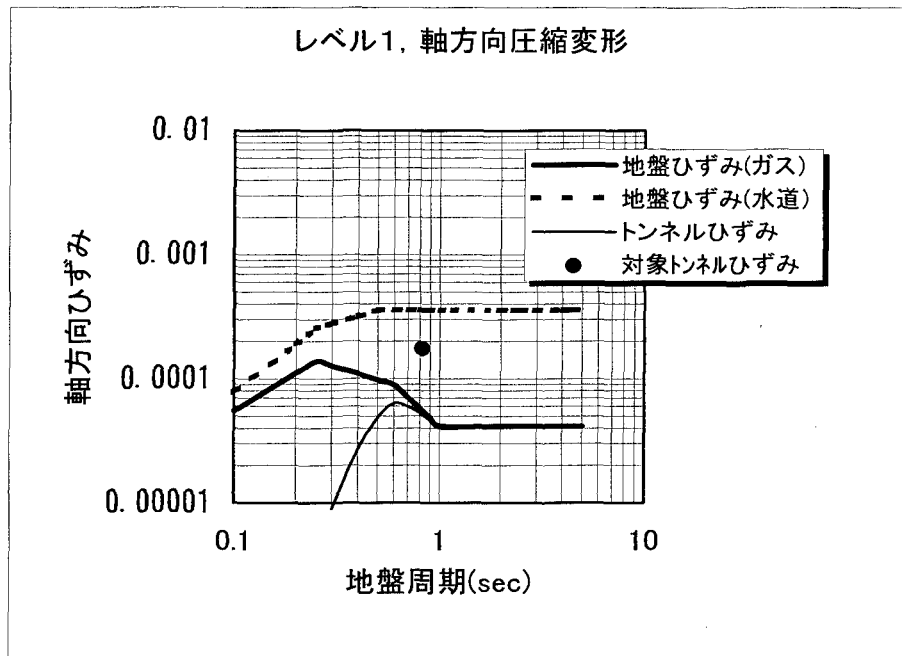


図 4.4-33 軸方向圧縮ひずみ (レベル1)

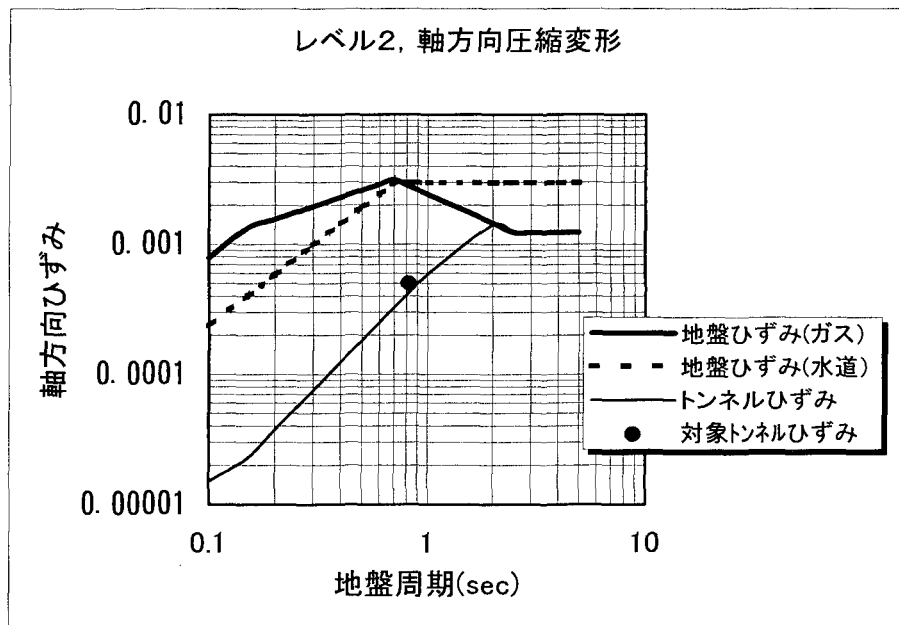


図 4.4-34 軸方向圧縮ひずみ (レベル2)



パターン6：神戸地盤、RC セグメント+2次覆工

(3) 曲げ変形

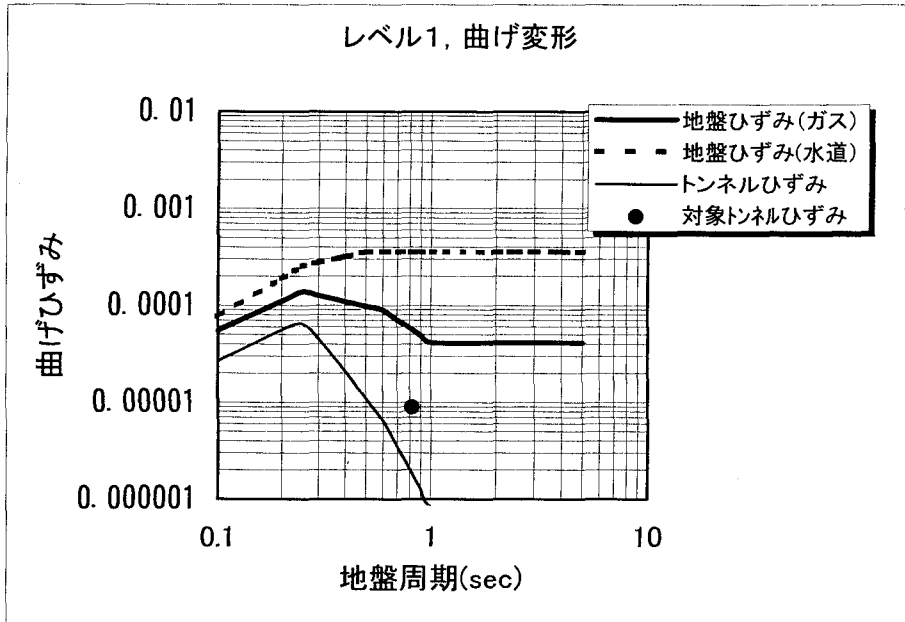


図 4.4-35 曲げひずみ (レベル1)

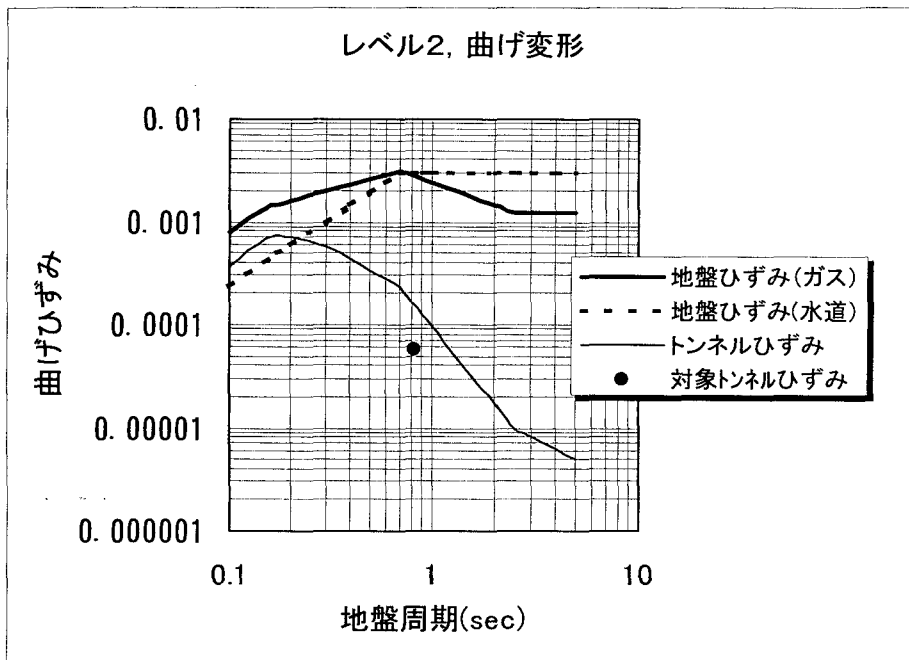


図 4.4-36 曲げひずみ (レベル2)

4.5.1 RCセグメントのみからなるタイプのトンネル軸方向の剛性

1) 部材諸元

セグメントの仕様一覧表

|                 | 記号             | 単位           | C151     |
|-----------------|----------------|--------------|----------|
| セグメント外径         | $D_0$          | (m)          | 5.100    |
| セグメント内径         | $D_1$          | (m)          | 4.700    |
| 桁高              | t              | (m)          | 0.200    |
| 図心半径            | $R_c$          | (m)          | 2.450    |
| セグメント幅          | $L_s$          | (m)          | 1.000    |
| セグメントの断面積       | $A_s$          | ( $m^2$ )    | 3.079    |
| セグメントの断面2次モーメント | $I_s$          | ( $m^4$ )    | 9.256    |
| セグメントの弾性係数      | $E_s$          | ( $tf/m^2$ ) | 3.30E+06 |
| 継手ボルト呼び径        | —              | —            | M24      |
| 継手ボルトの有効断面積     | $A_B$          | ( $m^2$ )    | 3.53E-04 |
| 継手ボルトの本数        | $n_b$          | (本)          | 21       |
| 継手ボルトの長さ        | $l_B$          | (m)          | 0.0600   |
| 継手ボルト軸部の長さ      | $l_{B1}$       | (m)          | 0.025    |
| 継手ボルトねじ切り部の長さ   | $l_{B5}$       | (m)          | 0.035    |
| 継手ボルトねじ切り部の有効長さ | $l_{B2}$       | (m)          | 0.0022   |
| ナット長            | $l_{B4}$       | (m)          | 0.018    |
| 継手ボルトのナット部の有効長さ | $l_{B3}$       | (m)          | 0.0110   |
| 継手板厚            | t <sub>j</sub> | (m)          | 0.012    |
| 平座金の幅           | T              | (m)          | 0.0032   |
| 平座金の枚数          | $n_t$          | (枚)          | 1        |
| 継手板の個数          | $n_j$          | (個所)         | 21       |
| ボルト穴の径          | $\Phi$         | (m)          | 0.029    |
| 継手板の幅           | $l$            | (m)          | 0.101    |
| 継手板の高さ          | b              | (m)          | 0.09     |
| ボルト低下率          | k              | —            | 1/3      |

2) 部材の弾性係数及び許容応力度

| 材料    | 規格     | 弾性係数<br>E (kgf/cm <sup>2</sup> ) | 許容応力度 (kgf/cm <sup>2</sup> ) |      |      | 降伏点・耐力<br>(kg f/cm <sup>2</sup> ) | 引張強度<br>(kg f/cm <sup>2</sup> ) |
|-------|--------|----------------------------------|------------------------------|------|------|-----------------------------------|---------------------------------|
|       |        |                                  | 種類                           | 常時   | 耐力   |                                   |                                 |
| セグメント | 420    | 3.3E+05                          | 圧縮                           | 150  | 420  | —                                 | —                               |
|       |        |                                  | 引張                           | 150  | 420  | —                                 | —                               |
|       |        |                                  | 曲げ                           | 150  | 420  | —                                 | —                               |
|       |        |                                  | せん断                          | 150  | 420  | —                                 | —                               |
| 鉄筋    | SD295A | 2.1E+06                          | 引張・圧縮                        | 1800 | 2700 | —                                 | —                               |
|       |        |                                  |                              |      |      | —                                 | —                               |
| ボルト   | 4.6    | 2.1E+06                          | 引張                           | 429  | 1200 | 2450                              | 4080                            |
|       |        |                                  | せん断                          | 286  | 800  | 2450                              | 4080                            |
|       |        |                                  | 降伏点・耐力                       | 875  | 2450 |                                   |                                 |
|       |        |                                  | 引張強度                         | 1457 | 4080 |                                   |                                 |

3) セグメントの軸剛性

a) セグメントのバネ剛性  $K_s$  の算定

$$K_s = \frac{E_s \cdot A_s}{L_s} = 1.02E+07 \text{ (tf/m)} \quad (4.5.1-1)$$

ここに、  $E_s$  : セグメントの弾性係数 3.3E+06 (tf/m<sup>2</sup>)  
 $L_s$  : セグメントの幅 1.00 (m)

$A_s$  : セグメントの軸方向断面積 3.07876 (m<sup>2</sup>)

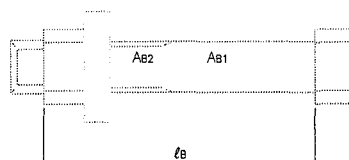
低下率を含んだ計算

$$K_s = \frac{E_{s_2} \cdot A_s}{L_s} = 1.02E+05 \text{ (tf/m)} \quad (4.5.1-2)$$

ここに、  $E_{s_2}$  : セグメントの弾性係数 3.3E+04 (tf/m<sup>2</sup>)

4) リング継手の軸剛性

a) 継手ボルトのバネ剛性  $K_B$  の算定



(継手ボルト1枚当りのバネ定数)

$$k_B = \frac{E_B \cdot A_B}{l_B} = 1.236E+06 \text{ (kgf/cm)} = 1.236E+05 \text{ (tf/m)} \quad (4.5.1-3)$$

$$K_B = k_B \times n_b = 25950000 \text{ (kgf/cm)} = 2.6E+06 \text{ (tf/m)}$$

ここで、  $n_b$  : リング当り継手ボルトの個数 21 (本)  
 $A_B$  : 継手ボルトの有効断面積 3.53E-04 (m<sup>2</sup>)  
 $l_B$  : 継手ボルトの長さ 0.0600 (m)

低下率を含んだ計算

$$k_B = k \cdot k_B = 4.118E+05 \text{ (kgf/cm)} = 4.118E+04 \text{ (tf/m)}$$

$$K_B = k_B \times n_b = 8650000 \text{ (kgf/cm)} = 8.6E+05 \text{ (tf/m)}$$

ここで、  $k$  : ボルト低下率 1/3

b) 継手板全体の軸剛性  $K_P$  の算定

継手板を両端固定の梁として、そのたわみ性からリング継手の引張り剛性を算定する。

$$K_P = k_P \times n_b = 7.22E+05 \text{ (tf/m)}$$

ここで、  $n_b$  : リング当り継手の個数 21 (本)  
 $k_P$  : 継手板1枚当りのバネ係数

$$k_p = \frac{192 \cdot E_p \cdot I_p}{\ell^3} = 3.438E+04 \text{ (tf/m)} \quad (4.5.1-4)$$

ここで、 $I_p$ : 梁と仮定した継手板の断面2次モーメント

$$I_p = \frac{(b - \Phi) \cdot t_p^3}{12} = 8.784E-09 \text{ (m}^4\text{)}$$

ここで、  
 $\ell$ : 継手板の幅 0.101 (m)  
 $b$ : 梁と仮定した継手板の高さ 0.09 (m)  
 $E_p$ : 継手板のヤング係数 2.10E+07 (tf/m<sup>2</sup>)  
 $\Phi$ : ボルト穴の径 0.029 (m)  
 $t_p$ : 継手板厚 0.012 (m)

低下率を含んだ計算

$$k_p = \frac{48 \cdot E_p \cdot I_p}{\ell^3} = 8.594E+03 \text{ (tf/m)}$$

$$K_p = k_p \times n_b = 1.80E+05 \text{ (tf/m)}$$

a), b) より、ボルトの軸剛性と継手板の曲げ剛性の全体効果を考慮して、リング継手の剛性を、次式で求める。

$$\frac{1}{K_j} = \frac{1}{K_B} + \frac{2}{K_p} \quad (4.5.1-5)$$

$$K_j = \frac{K_B \times K_p}{K_p + 2K_B} = k_j \times n_b = 3.169E+05 \text{ (tf/m)} \quad (\text{リング継手全体})$$

$$k_j = \frac{k_B \times k_p}{k_p + 2k_B} = 15088.7 \text{ (tf/m)} \quad (\text{リング継手1個所当たり})$$

低下率を含んだ計算

$$K_j = \frac{K_B \times K_p}{K_p + 2K_B} = k_j \times n_b = 1.584E+05 \text{ (tf/m)} \quad (\text{リング継手全体})$$

$$k_j = \frac{k_B \times k_p}{k_p + 2k_B} = 7544.3 \text{ (tf/m)} \quad (\text{リング継手1個所当たり})$$

5) 等価剛性  $(EA)^{c_{eq}}$ ,  $(EA)^{t_{eq}}$ ,  $(EI)^{eq}$  の算定

a) 等価軸圧縮剛性  $(EA)^{c_{eq}}$  の算定

等価軸圧縮剛性は、一次覆工のモーメントで抵抗する直列バネ系を考える。

$$(EA)^{eq} = E_s \times A_s = 1.02E+07 \text{ (tf)} \quad (4.5.1-6)$$

ここで、  
 $E_s$  : セグメントの弾性係数  $3.3E+06 \text{ (tf/m}^2\text{)}$   
 $A_s$  : セグメントの軸方向断面積  $3.079 \text{ (m}^2\text{)}$

低下率を含んだ計算

$$(EA)^{eq} = E_{s_2} \times A_s = 1.02E+05 \text{ (tf)} \quad (4.5.1-7)$$

ここで、  
 $E_{s_2}$  : セグメントの弾性係数  $3.3E+04 \text{ (tf/m}^2\text{)}$

b) 等価軸引張剛性  $(EA)^{T_{eq}}$  の算定

等価軸引張剛性は、セグメントリングとリング継手(継手板+継手ボルト+継手板)で抵抗する直列バネ系を考える。

$$(EA)^{T_{eq}} = \frac{1}{\frac{E_s \cdot A_s}{L_s \cdot K_j} + 1} \cdot E_s \cdot A_s = 3.073E+05 \text{ (tf)} \quad (4.5.1-8)$$

ここで、

$K_j$  : リング継手のバネ係数  $3.169E+05 \text{ (tf/m)}$   
 $L_s$  : セグメント幅  $1.00 \text{ (m)}$

低下率を含んだ計算①

$$(EA)^{T_{eq}} = \frac{1}{\frac{E_s \cdot A_s}{L_s \cdot K_j} + 1} \cdot E_s \cdot A_s \quad (4.5.1-9)$$

$$= 1.560E+05 \text{ (tf)}$$

$K_j$  : リング継手のバネ係数  $1.584E+05 \text{ (tf/m)}$

低下率を含んだ計算②

$$(EA)^{T_{eq}} = \frac{1}{\frac{E_{s_2} \cdot A_s}{L_s \cdot K_j} + 1} \cdot E_{s_2} \cdot A_s = 7.693E+04 \text{ (tf)}$$

$K_j$  : リング継手のバネ係数  $3.169E+05 \text{ (tf/m)}$   
 $E_{s_2}$  : セグメントの弾性係数  $3.3E+04 \text{ (tf/m}^2\text{)}$

低下率を含んだ計算③

$$(EA)^{T_{eq}} = \frac{1}{\frac{E_{s_2} \cdot A_s}{L_s \cdot K_j} + 1} \cdot E_{s_2} \cdot A_s = 6.190E+04 \text{ (tf)}$$

$K_j$  : リング継手のバネ係数 1.584E+05 (tf/m)  
 $E_{s2}$  : セグメントの弾性係数 3.3E+04 (tf/m<sup>2</sup>)

$A^{ceq}$ ,  $A^{teq}$  : 直列バネの等価断面積

$$A^{ceq} = \frac{(EA)^{ceq}}{E_s} = 3.079 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$A^{teq} = \frac{(EA)^{teq}}{E_s} = 0.093 \text{ (m}^2\text{)}$$

低下率を含んだ計算①

$$A^{teq} = \frac{(EA)^{teq}}{E_s} = 0.047 \text{ (m}^2\text{)}$$

低下率を含んだ計算②

$$A^{ceq} = \frac{(EA)^{ceq}}{E_{s2}} = 3.079 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$A^{teq} = \frac{(EA)^{teq}}{E_{s2}} = 2.331 \text{ (m}^2\text{)}$$

低下率を含んだ計算③

$$A^{teq} = \frac{(EA)^{teq}}{E_{s2}} = 1.876 \text{ (m}^2\text{)}$$

c) 等価曲げ剛性  $(EI)_{eq}$  の算定

等価曲げ剛性は、圧縮側がセグメント、引張側が継手系(継手ボルト+継手板)で抵抗するものとする。

$$(EI)_{eq} = \frac{\cos^3 \phi}{\cos \phi + (\pi/2 + \phi) \cdot \sin \phi} \cdot E_s \cdot I_s \quad (4.5.1-10)$$

$$= 2.380E+06 \text{ (tf} \cdot \text{m}^3\text{)}$$

ここで、

$E_s$  : セグメントの弾性係数 3.3E+06 (tf/m<sup>2</sup>)

$I_s$  : セグメントの断面2次モーメント 9.256 (m<sup>4</sup>)

$\phi$  : トンネル断面中心軸から中立軸までの角度 (rad)

低下率を含んだ計算

$$(EI)_{eq} = \frac{\cos^3 \phi}{\cos \phi + (\pi/2 + \phi) \cdot \sin \phi} \cdot E_{s2} \cdot I_s \quad (4.5.1-11)$$

$$= 2.38E+04 \text{ (tf/m}^3\text{)}$$

ここで、 $E_{s2}$ : セグメントの弾性係数 3.3E+04 (tf/m<sup>2</sup>)

$$\phi + \cot\phi = \pi \cdot \left( \frac{1}{2} + \frac{K_j}{K_s} \right) \quad (4.5.1-12)$$

収束計算により、上記の式を満足する $\phi$ を求める。

$$\phi + \cot\phi = 1.6696826 \quad \phi = 0.941 \text{ rad}$$

$$\pi \cdot \left( \frac{1}{2} + \frac{K_j}{K_s} \right) = 1.66877469$$

$$\phi + \cot\phi - \pi \cdot \left( \frac{1}{2} + \frac{K_j}{K_s} \right) = 9.08E-04 \quad \doteq 0 \quad \text{O. K.}$$

低下率を含んだ計算①

$$\phi + \cot\phi = \pi \cdot \left( \frac{1}{2} + \frac{K_j}{K_s} \right) \quad (4.5.1-13)$$

収束計算により、上記の式を満足する $\phi$ を求める。

$$\phi + \cot\phi = 1.6200702 \quad \phi = 1.061 \text{ rad}$$

$$\pi \cdot \left( \frac{1}{2} + \frac{K_j}{K_s} \right) = 1.6197855$$

$$\phi + \cot\phi - \pi \cdot \left( \frac{1}{2} + \frac{K_j}{K_s} \right) = 2.85E-04 \quad \doteq 0 \quad \text{O. K.}$$

低下率を含んだ計算②

$$\phi + \cot\phi = \pi \cdot \left( \frac{1}{2} + \frac{K_j}{K_s} \right) \quad (4.5.1-14)$$

収束計算により、上記の式を満足する $\phi$ を求める。

$$\phi + \cot\phi = 11.3687738 \quad \phi = 0.088 \text{ rad}$$

$$\pi \cdot \left( \frac{1}{2} + \frac{K_j}{K_s} \right) = 11.3686330$$

$$\phi + \cot\phi - \pi \cdot \left( \frac{1}{2} + \frac{K_j}{K_s} \right) = 1.41E-04 \quad \doteq 0 \quad \text{O. K.}$$

低下率を含んだ計算③

6) 部材の剛性計算結果

|                 |                 |                      |          |
|-----------------|-----------------|----------------------|----------|
| セグメントの軸方向断面積    | $A_s$           | ( $m^2$ )            | 3.079    |
| セグメントの断面2次モーメント | $I_s$           | ( $m^4$ )            | 9.256    |
| セグメントのバネ剛性      | $K_s$           | (tf/m)               | 10159911 |
| リング継手全体の軸剛性     | $K_j$           | (tf/m)               | 316862   |
| 等価軸圧縮剛性         | $(EA)^{c_{eq}}$ | (tf)                 | 10159911 |
| 等価断面積           | $A^{c_{eq}}$    | ( $m^2$ )            | 3.079    |
| 等価軸引張剛性         | $(EA)^{t_{eq}}$ | (tf)                 | 307279   |
| 等価断面積           | $A^{t_{eq}}$    | ( $m^2$ )            | 0.093    |
| 等価曲げ剛性          | $(EI)_{eq}$     | (tf·m <sup>2</sup> ) | 2380300  |
| 中心軸から中心軸までの角度   | $\phi$          | (rad)                | 0.941    |

低下率を含んだ計算

|                                 |                 |                      |        |
|---------------------------------|-----------------|----------------------|--------|
| セグメントのバネ剛性                      | $K_s$           | (tf/m)               | 101599 |
| 継手ボルトの軸剛性 ( $k_B \times n_B$ )  | $K_B$           | (tf/m)               | 864850 |
|                                 | $k_B$           | (tf/m)               | 41183  |
| 継手板の軸剛性 ( $k_P \times n_P$ )    | $K_P$           | (tf/m)               | 180471 |
|                                 | $k_P$           | (tf/m)               | 8594   |
| リング継手の軸剛性                       | $K_j$           | (tf/m)               | 158431 |
|                                 | $k_j$           | (tf/m)               | 7544   |
| 等価軸圧縮剛性                         | $(EA)^{c_{eq}}$ | (tf)                 | 101599 |
| 等価断面積                           | $A^{c_{eq}}$    | ( $m^2$ )            | 3.079  |
| 等価軸引張剛性 ( $K_j \rightarrow$ 低下) | $(EA)^{t_{eq}}$ | (tf)                 | 155998 |
| ( $E_{s2} \rightarrow$ 低下)      | $(EA)^{t_{eq}}$ | (tf)                 | 76932  |
| ( $K_j, E_{s2} \rightarrow$ 低下) | $(EA)^{t_{eq}}$ | (tf)                 | 61902  |
| 等価断面積 ( $K_j \rightarrow$ 低下)   | $A^{t_{eq}}$    | ( $m^2$ )            | 0.047  |
| ( $E_{s2} \rightarrow$ 低下)      | $A^{t_{eq}}$    | ( $m^2$ )            | 2.331  |
| ( $K_j, E_{s2} \rightarrow$ 低下) | $A^{t_{eq}}$    | ( $m^2$ )            | 1.876  |
| 等価曲げ剛性                          | $(EI)_{eq}$     | (tf·m <sup>2</sup> ) | 23800  |
| 中心軸から中心軸までの角度                   | $\phi$          | (rad)                | 1.061  |
| ( $E_{s2} \rightarrow$ 低下)      | $\phi$          | (rad)                | 0.088  |
| ( $K_j, E_{s2} \rightarrow$ 低下) | $\phi$          | (rad)                | 0.157  |



#### 4.5.2 RCセグメント+コンクリート二次覆工からなるタイプのトンネル軸方向の剛性

##### 1) 部材諸元

セグメントの仕様一覧表

|                   | 記号       | 単位           | C151     |
|-------------------|----------|--------------|----------|
| セグメント外径           | $D_0$    | (m)          | 5.100    |
| セグメント内径           | $D_1$    | (m)          | 4.700    |
| コンクリートの仕上り内径 (直径) | $R_3$    | (m)          | 4.200    |
| 桁高                | t        | (m)          | 0.200    |
| 図心半径              | $R_c$    | (m)          | 2.450    |
| セグメント幅            | $L_s$    | (m)          | 1.000    |
| セグメントの断面積         | $A_s$    | ( $m^2$ )    | 3.079    |
| セグメントの断面2次モーメント   | $I_s$    | ( $m^4$ )    | 9.256    |
| セグメントの弾性係数        | $E_s$    | (tf/ $m^2$ ) | 3.30E+06 |
| 継手ボルト呼び径          | —        | —            | M24      |
| 継手ボルトの有効断面積       | $A_B$    | ( $m^2$ )    | 3.53E-04 |
| 継手ボルトの本数          | $n_b$    | (本)          | 21       |
| 継手ボルトの長さ          | $l_B$    | (m)          | 0.0600   |
| 継手ボルト軸部の長さ        | $l_{B1}$ | (m)          | 0.025    |
| 継手ボルトねじ切り部の長さ     | $l_{B5}$ | (m)          | 0.035    |
| 継手ボルトねじ切り部の有効長さ   | $l_{B2}$ | (m)          | 0.0022   |
| ナット長              | $l_{B4}$ | (m)          | 0.018    |
| 継手ボルトのナット部の有効長さ   | $l_{B3}$ | (m)          | 0.0110   |
| 継手板厚              | tj       | (m)          | 0.012    |
| 平座金の幅             | T        | (m)          | 0.0032   |
| 平座金の枚数            | $n_t$    | (枚)          | 1        |
| 継手板の個数            | $n_j$    | (個所)         | 21       |
| ボルト穴の径            | $\Phi$   | (m)          | 0.029    |
| 継手板の幅             | $l$      | (m)          | 0.101    |
| 継手板の高さ            | b        | (m)          | 0.09     |
| ボルト低下率            | k        | —            | 1/3      |

##### 2) 部材の弾性係数及び許容応力度

| 材料    | 規格     | 弾性係数<br>E (kgf/ $cm^2$ ) | 許容応力度 (kgf/ $cm^2$ ) |      |      | 降伏点・耐力<br>(kgf/ $cm^2$ ) | 引張強度<br>(kgf/ $cm^2$ ) |
|-------|--------|--------------------------|----------------------|------|------|--------------------------|------------------------|
|       |        |                          | 種類                   | 常時   | 耐力   |                          |                        |
| セグメント | 420    | 3.3E+05                  | 圧縮                   | 150  | 420  | —                        | —                      |
|       |        |                          | 引張                   | 150  | 420  | —                        | —                      |
|       |        |                          | 曲げ                   | 150  | 420  | —                        | —                      |
|       |        |                          | せん断                  | 150  | 420  | —                        | —                      |
| 鉄筋    | SD295A | 2.1E+06                  | 引張・圧縮                | 1800 | 2700 | —                        | —                      |
|       |        |                          |                      |      |      | —                        | —                      |
| ボルト   | 4.6    | 2.1E+06                  | 引張                   | 429  | 1200 | 2450                     | 4080                   |
|       |        |                          | せん断                  | 286  | 800  | 2450                     | 4080                   |
| 二次覆工  | 18     | 2.1E+05                  | —                    | 183  | —    | —                        |                        |

3) セグメントの軸剛性

a) セグメントのバネ剛性  $K_S$  の算定

$$K_S = \frac{E_S \cdot A_S}{L_S} = 1.02E+07 \text{ (tf/m)} \quad (4.5.2-1)$$

ここに、  
 $E_S$  : セグメントの弾性係数  $3.3E+06 \text{ (tf/m}^2\text{)}$   
 $L_S$  : セグメントの幅  $1.00 \text{ (m)}$

$A_S$  : セグメントの軸方向断面積  $3.07876 \text{ (m}^2\text{)}$

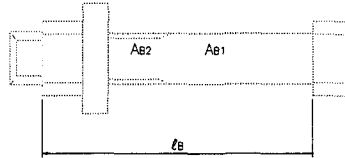
低下率を含んだ計算

$$K_S = \frac{E_{S_2} \cdot A_S}{L_S} = 1.02E+05 \text{ (tf/m)} \quad (4.5.2-2)$$

ここに、  
 $E_{S_2}$  : セグメントの弾性係数  $3.3E+04 \text{ (tf/m}^2\text{)}$

4) リング継手の軸剛性

a) 継手ボルトのバネ剛性  $K_B$  の算定



(継手ボルト1枚当りのバネ定数)

$$k_B = \frac{E_B \cdot A_B}{l_B} \quad (4.5.2-3)$$

$$= 1.236E+06 \text{ (kgf/cm)} = 1.236E+05 \text{ (tf/m)}$$

$$K_B = k_B \times n_b = 25950000 \text{ (kgf/cm)}$$

$$= 2.6E+06 \text{ (tf/m)}$$

ここで、  
 $n_b$  : リング当り継手ボルトの個数  $21 \text{ (本)}$   
 $A_B$  : 継手ボルトの有効断面積  $3.53E-04 \text{ (m}^2\text{)}$   
 $l_B$  : 継手ボルトの長さ  $0.0600 \text{ (m)}$

低下率を含んだ計算

$$k_B = k \cdot k_B = 4.118E+05 \text{ (kgf/cm)} = 4.118E+04 \text{ (tf/m)}$$

$$K_B = k_B \times n_b = 8650000 \text{ (kgf/cm)} = 8.6E+05 \text{ (tf/m)}$$

ここで、  
 $k$  : ボルト低下率  $1/3$

b) 継手板全体の軸剛性  $K_P$  の算定

継手板を両端固定の梁として、そのたわみ性からリング継手の引張り剛性を算定する。

$$K_P = k_P \times n_b = 7.22E+05 \text{ (tf/m)}$$

ここで、  
 $n_b$  : 1リング当り継手の個数  $21 \text{ (本)}$   
 $k_P$  : 継手板1枚当りのバネ係数

$$k_p = \frac{192 \cdot E_p \cdot I_p}{\ell^3} = 3.438E+04 \text{ (tf/m)} \quad (4.5.2-4)$$

ここで、 $I_p$  : 梁と仮定した継手板の断面 2 次モーメント

$$I_p = \frac{(b - \Phi) \cdot t_p^3}{12} = 8.784E-09 \text{ (m}^4\text{)}$$

ここで、  
 $\ell$  : 継手板の幅 0.101 (m)  
 $b$  : 梁と仮定した継手板の高さ 0.09 (m)  
 $E_p$  : 継手板のヤング係数 2.10E+07 (tf/m<sup>2</sup>)  
 $\Phi$  : ボルト穴の径 0.029 (m)  
 $t_p$  : 継手板厚 0.012 (m)

低下率を含んだ計算

$$k_p = \frac{48 \cdot E_p \cdot I_p}{\ell^3} = 8.594E+03 \text{ (tf/m)}$$

$$K_p = k_p \times n_b = 1.80E+05 \text{ (tf/m)}$$

a), b) より、ボルトの軸剛性と継手板の曲げ剛性の全体効果を考慮して、リング継手の剛性を、次式で求める。

$$\frac{1}{K_j} = \frac{1}{K_B} + \frac{2}{K_p} \quad (4.5.2-5)$$

$$K_j = \frac{K_B \times K_p}{K_p + 2K_B} = k_j \times n_b = 3.169E+05 \text{ (tf/m)} \quad (\text{リング継手全体})$$

$$k_j = \frac{k_B \times k_p}{k_p + 2k_B} = 15088.7 \text{ (tf/m)} \quad (\text{リング継手1個所当たり})$$

低下率を含んだ計算

$$K_j = \frac{K_B \times K_p}{K_p + 2K_B} = k_j \times n_b = 1.584E+05 \text{ (tf/m)} \quad (\text{リング継手全体})$$

$$k_j = \frac{k_B \times k_p}{k_p + 2k_B} = 7544.3 \text{ (tf/m)} \quad (\text{リング継手1個所当たり})$$

5) 等価剛性  $(EA)^{eq}$ ,  $(EA)^T{}^{eq}$ ,  $(EI)^{eq}$  の算定

a) 等価軸圧縮剛性  $(EA)^{eq}$  の算定

等価軸圧縮剛性は、一次覆工セグメントで抵抗する直列バネ系を考える。

$$(EA)^{c_{eq}} = E_s \times A_s = 10159911 \quad (\text{tf}) \quad (4.5.2-6)$$

ここで、  
 $E_s$  : せぐメントの弾性係数  $3.3E+06 \quad (\text{tf/m}^2)$   
 $A_s$  : せぐメントの軸方向断面積  $3.079 \quad (\text{m}^2)$

二次覆工のある場合

$$(EA)^{c_{eq}} = E_{SG} \times A_{SG} + E_L \cdot A_L = 17499456 \quad (\text{tf}) \quad (4.5.2-7)$$

ここで、  
 $E_{SG}$  : せぐメントの弾性係数  $3.3E+06 \quad (\text{tf/m}^2)$   
 $A_{SG}$  : せぐメントの軸方向断面積  $3.079 \quad (\text{m}^2)$   
 $E_L$  : 二次覆工コンクリートの弾性係数  $2.1E+06 \quad (\text{tf/m}^2)$   
 $A_L$  : 二次覆工の全断面積

$$A_L = \left( R_c - \frac{tc}{2} \right)^2 \pi - \left( \frac{R_3}{2} \right)^2 \pi = 3.495022 \quad (\text{m}^2)$$

ここで、  
 $R_3$  : コンクリートの仕上り内径 (直径)  $4.200 \quad (\text{m})$

$tc$  : 中空円の換算高さ

$$tc = \frac{A_s}{2\pi R_c} = 0.2000 \quad (\text{m})$$

b) 等価軸引張剛性  $(EA)^{T_{eq}}$  の算定

等価軸引張剛性は、せぐメントリングとリング継手 (継手板 + 継手ボルト + 継手板) で抵抗する直列バネ系を考える。

$$(EA)^{T_{eq}} = \frac{1}{\frac{E_s \cdot A_s}{L_s \cdot K_j} + 1} \cdot E_s \cdot A_s = 3.073E+05 \quad (\text{tf}) \quad (4.5.2-8)$$

ここで、

$K_j$  : リング継手のバネ係数  $3.169E+05 \quad (\text{tf/m})$   
 $L_s$  : せぐメント幅  $1.00 \quad (\text{m})$

低下率を含んだ計算①

$$(EA)^{T_{eq}} = \frac{1}{\frac{E_s \cdot A_s}{L_s \cdot K_j} + 1} \cdot E_s \cdot A_s \quad (4.5.2-9)$$

$$= 1.560E+05 \quad (\text{tf})$$

$K_j$  : リング継手のバネ係数  $1.584E+05 \quad (\text{tf/m})$

低下率を含んだ計算②

$$(EA)^{T_{eq}} = \frac{1}{\frac{E_{s2} \cdot A_s}{L_s \cdot K_j} + 1} \cdot E_{s2} \cdot A_s = 7.693E+04 \quad (\text{tf})$$

$$K_j : \text{リング継手のバネ係数} \quad 3.169\text{E}+05 \text{ (tf/m)}$$

$$E_{s_2} : \text{セグメントの弾性係数} \quad 3.3\text{E}+04 \text{ (tf/m}^2\text{)}$$

低下率を含んだ計算③

$$(EA)^T \text{eq} = \frac{1}{\frac{E_{s_2} \cdot A_s}{L_s \cdot K_j} + 1} \cdot E_{s_2} \cdot A_s = 6.190\text{E}+04 \text{ (tf)}$$

$$K_j : \text{リング継手のバネ係数} \quad 1.584\text{E}+05 \text{ (tf/m)}$$

$$E_{s_2} : \text{セグメントの弾性係数} \quad 3.3\text{E}+04 \text{ (tf/m}^2\text{)}$$

$A^c \text{eq}$ ,  $A^T \text{eq}$ : 直列バネの等価断面積

$$A^c \text{eq} = \frac{(EA)^c \text{eq}}{E_s} = 3.079 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$A^T \text{eq} = \frac{(EA)^T \text{eq}}{E_s} = 0.093 \text{ (m}^2\text{)}$$

低下率を含んだ計算①

$$A^T \text{eq} = \frac{(EA)^T \text{eq}}{E_s} = 0.047 \text{ (m}^2\text{)}$$

低下率を含んだ計算②

$$A^T \text{eq} = \frac{(EA)^T \text{eq}}{E_{s_2}} = 2.331 \text{ (m}^2\text{)}$$

低下率を含んだ計算③

$$A^T \text{eq} = \frac{(EA)^T \text{eq}}{E_{s_2}} = 1.876 \text{ (m}^2\text{)}$$

二次覆工のある場合

$$A^c \text{eq} = \frac{(EA)^c \text{eq}}{E_{SG}} = 5.303 \text{ (m}^2\text{)}$$

c) 等価曲げ剛性  $(EI) \text{eq}$  の算定

等価曲げ剛性は、圧縮側がセグメント、引張側が継手系(継手ボルト+継手板)で抵抗するものとする。

$$(EI) \text{eq} = \frac{\cos^3 \phi}{\cos \phi + (\pi/2 + \phi) \cdot \sin \phi} \cdot E_s \cdot I_s \quad (4.5.2-10)$$

$$= 2.380\text{E}+06 \text{ (tf} \cdot \text{m}^2\text{)}$$

ここで、  
 $E_s$  : セグメントの弾性係数 3.3E+06 (tf/m<sup>2</sup>)  
 $I_s$  : セグメントの断面2次モーメント 9.256 (m<sup>4</sup>)  
 $\phi$  : トンネル断面中心軸から中立軸までの角度 (rad)

低下率を含んだ計算

$$(E)eq = \frac{\cos^3 \phi}{\cos \phi + (\pi/2 + \phi) \cdot \sin \phi} \cdot E_{s2} \cdot I_s \quad (4.5.2-11)$$

$$= 2.38E+04 \text{ (tf/m}^2\text{)}$$

ここで、 $E_{s2}$  : セグメントの弾性係数 3.3E+04 (tf/m<sup>2</sup>)

$$\phi + \cot \phi = \pi \cdot \left( \frac{1}{2} + \frac{K_j}{K_s} \right) \quad (4.5.2-12)$$

収束計算により、上記の式を満足する  $\phi$  を求める。

$$\phi + \cot \phi = 1.6696826 \quad \phi = 0.941 \text{ rad}$$

$$\pi \cdot \left( \frac{1}{2} + \frac{K_j}{K_s} \right) = 1.66877469$$

$$\phi + \cot \phi - \pi \cdot \left( \frac{1}{2} + \frac{K_j}{K_s} \right) = 9.08E-04 \quad \approx 0 \quad \text{O. K.}$$

低下率を含んだ計算①

$$\phi + \cot \phi = \pi \cdot \left( \frac{1}{2} + \frac{K_j}{K_s} \right) \quad (4.5.2-13)$$

収束計算により、上記の式を満足する  $\phi$  を求める。

$$\phi + \cot \phi = 1.6200702 \quad \phi = 1.061 \text{ rad}$$

$$\pi \cdot \left( \frac{1}{2} + \frac{K_j}{K_s} \right) = 1.6197855$$

$$\phi + \cot \phi - \pi \cdot \left( \frac{1}{2} + \frac{K_j}{K_s} \right) = 2.85E-04 \quad \approx 0 \quad \text{O. K.}$$

低下率を含んだ計算②

$$\phi + \cot \phi = \pi \cdot \left( \frac{1}{2} + \frac{K_j}{K_s} \right) \quad (4.5.2-14)$$

収束計算により、上記の式を満足する  $\phi$  を求める。

6) 部材の剛性計算結果

|                 |                 |              |          |
|-----------------|-----------------|--------------|----------|
| セグメントの軸方向断面積    | $A_s$           | ( $m^2$ )    | 3.079    |
| セグメントの断面2次モーメント | $I_s$           | ( $m^4$ )    | 9.256    |
| セグメントのバネ剛性      | $K_s$           | (tf/m)       | 10159911 |
| リング継手全体の軸剛性     | $K_j$           | (tf/m)       | 316862   |
| 等価軸圧縮剛性         | $(EA)^{c_{eq}}$ | (tf)         | 10159911 |
| 等価断面積           | $A^{c_{eq}}$    | ( $m^2$ )    | 3.079    |
| 等価軸引張剛性         | $(EA)^{t_{eq}}$ | (tf)         | 307279   |
| 等価断面積           | $A^{t_{eq}}$    | ( $m^2$ )    | 0.093    |
| 等価曲げ剛性          | $(EI)_{eq}$     | (tf· $m^2$ ) | 2380300  |
| 中心軸から中心軸までの角度   | $\phi$          | (rad)        | 0.941    |

二次覆工がある場合

|                |                 |           |          |
|----------------|-----------------|-----------|----------|
| 等価軸圧縮剛性        | $(EA)^{c_{eq}}$ | (tf)      | 17499456 |
| 等価断面積          | $A^{c_{eq}}$    | ( $m^2$ ) | 5.303    |
| 二次覆工コンクリートの断面積 | $A_L$           | ( $m^2$ ) | 3.495    |
| 中空円の換算高さ       | $t_c$           | (m)       | 0.200    |

低下率を含んだ計算

|                                 |                 |              |        |
|---------------------------------|-----------------|--------------|--------|
| セグメントのバネ剛性                      | $K_s$           | (tf/m)       | 101599 |
| 継手ボルトの軸剛性 ( $k_B \times n_B$ )  | $K_B$           | (tf/m)       | 864850 |
|                                 | $k_B$           | (tf/m)       | 41183  |
| 継手板の軸剛性 ( $k_P \times n_P$ )    | $K_P$           | (tf/m)       | 180471 |
|                                 | $k_P$           | (tf/m)       | 8594   |
| リング継手の軸剛性                       | $K_j$           | (tf/m)       | 158431 |
|                                 | $k_j$           | (tf/m)       | 7544   |
| 等価軸引張剛性 ( $K_j \rightarrow$ 低下) | $(EA)^{t_{eq}}$ | (tf)         | 155998 |
| ( $E_{s2} \rightarrow$ 低下)      | $(EA)^{t_{eq}}$ | (tf)         | 76932  |
| ( $K_j, E_{s2} \rightarrow$ 低下) | $(EA)^{t_{eq}}$ | (tf)         | 61902  |
| 等価断面積 ( $K_j \rightarrow$ 低下)   | $A^{t_{eq}}$    | ( $m^2$ )    | 0.047  |
| ( $E_{s2} \rightarrow$ 低下)      | $A^{t_{eq}}$    | ( $m^2$ )    | 2.331  |
| ( $K_j, E_{s2} \rightarrow$ 低下) | $A^{t_{eq}}$    | ( $m^2$ )    | 1.876  |
| 等価曲げ剛性                          | $(EI)_{eq}$     | (tf· $m^2$ ) | 23800  |
| 中心軸から中心軸までの角度                   | $\phi$          | (rad)        | 1.061  |
| ( $E_{s2} \rightarrow$ 低下)      | $\phi$          | (rad)        | 0.088  |
| ( $K_j, E_{s2} \rightarrow$ 低下) | $\phi$          | (rad)        | 0.157  |

#### 4.5.3 鋼製セグメント+コンクリート二次覆工からなるタイプのトンネル軸方向の剛性

##### 1) 部材諸元

セグメントの仕様一覧表

|                  | 記号         | 単位                | M69-1    |
|------------------|------------|-------------------|----------|
| セグメント外径          | $D_0$      | (m)               | 4.800    |
| セグメント内径          | $D_1$      | (m)               | 4.500    |
| コンクリートの仕上り内径(直径) | $R_3$      | (m)               | 4.200    |
| リングピッチ円直径        | $r_B$      | (m)               | 4.613    |
| セグメント幅           | $L_s$      | (m)               | 1.00     |
| リング継ぎボルトピッチ中心角   | $\theta_P$ | (rad)             | 0.1745   |
| セグメント図心半径        | $R_c$      | (m)               | 2.3313   |
| 固定端からボルト中心までの距離  | $\ell_0$   | (m)               | 0.150    |
| 継手ボルト呼び径         | —          | —                 | M22      |
| 継手ボルトの有効断面積      | $A_B$      | ( $\text{cm}^2$ ) | 0.000303 |
| 継手ボルトの本数         | $n_b$      | (本)               | 36       |
| 継手ボルトの長さ         | $\ell_B$   | (m)               | 0.0600   |
| スチプレート厚さ         | $t$        | (m)               | 0.0035   |
| 継手板の厚さ(主桁の厚さ)    | $t_j$      | (m)               | 0.014    |
| 継手板の高さ(主桁の高さ)    | $h_j$      | (m)               | 0.150    |
| 継手板の本数           | $n_j$      | (本)               | 14       |
| 縦リブの高さ           | $h_s$      | (m)               | 0.143    |
| 縦リブの厚さ           | $t_s$      | (m)               | 0.009    |
| 縦リブの幅            | $b_s$      | (m)               | 0.074    |
| 縦リブの内側曲線半径       | $R_1$      | (m)               | 0.0135   |
| 縦リブの外側曲線半径       | $R_2$      | (m)               | 0.0225   |
| 縦リブの本数           | $n_s$      | (本)               | 29       |
| 主桁の高さ            | $h$        | (m)               | 0.150    |
| 主桁の厚さ            | $t_r$      | (m)               | 0.01     |
| セグメントの種類         | —          | —                 | 鋼製       |
| ボルトの低下率          | $k$        | —                 | 1/3      |

##### 2) 部材の弾性係数及び許容応力度

| 材料    | 規格   | 弾性係数<br>$E$ ( $\text{kgf}/\text{cm}^2$ ) | 許容応力度 ( $\text{kgf}/\text{cm}^2$ ) |      |      | 強度 ( $\text{kgf}/\text{cm}^2$ ) |      |
|-------|------|--|------------------------------------|------|------|---------------------------------|------|
|       |      |  | 種類                                 | 常時   | 地震時  | 降伏点・耐力                          | 引張強度 |
| セグメント | SS41 | 2.1E+06                                  | 圧縮                                 | 1400 | 2100 | —                               | —    |
|       |      |  | 引張                                 | 1400 | 2100 | —                               | —    |
|       |      |  | 曲げ                                 | 1400 | 2100 | —                               | —    |
|       |      |  | せん断                                | 1400 | 2100 | —                               | —    |
| ボルト   | 8.8  | 2.1E+06                                  | 引張                                 | 2400 | 3600 | 6730                            | 8460 |
|       |      |  | せん断                                | 1500 | 2250 | 6730                            | 8460 |
| 二次覆工  | 18   | 2.1E+05                                  | —                                  | 183  | —    | —                               | —    |

(注) 地震時は常時×1.5倍



3) 切欠の軸方向断面積 A 及び断面 2 次モーメント I の算定

a) 切欠の軸方向断面積 A の算定

切欠の軸方向断面積は、それぞれスプレート、継手板、縦リブの面積を合計したものとする。

◎ スプレート

$$A = \frac{\pi}{4} \times \left[ D_0^2 - (D_0 - 2t)^2 \right] = 0.05274 \quad (\text{m}^2)$$

ここに、  
 $R_c$  : 切欠外半径 4.800 (m)  
 $t$  : スプレート厚 0.004 (m)

◎ 縦リブ

$$AS = ts \cdot (hs - R_2) + \frac{\pi}{4} (R_2^2 - R_1^2) + ts \cdot (bs - R_2)$$

$$= 0.001802 \quad (\text{m}^3)$$

これに、今回の縦リブの本数  $n_s$  を乗じる。

$$\Sigma AS = 0.05226 \quad (\text{m}^3)$$

ここに、  
 $hs$  : 縦リブの高さ 0.143 (m)  
 $ts$  : 縦リブの厚さ 0.009 (m)  
 $bs$  : 縦リブの幅 0.074 (m)  
 $R_1$  : 縦リブの内側曲線半径 0.0135 (m)  
 $R_2$  : 縦リブの外側曲線半径 0.0225 (m)  
 $n_s$  : 縦リブの本数 29 (本)

◎ 継手板

$$A_j = t_j \times h_j = 0.00210 \quad (\text{m}^2)$$

これに、今回の継手板の本数  $n_j$  を乗じる。

$$\Sigma A_j = 0.02940 \quad (\text{m}^2)$$

ここに、  
 $h_j$  : 継手板の高さ 0.150 (m)  
 $t_j$  : 継手板の厚さ 0.01 (m)  
 $n_j$  : 継手板の本数 14 (本)

◎ 軸方向総断面積

$$A_s = A + \Sigma AS + \Sigma A_j = 0.134 \quad (\text{m}^2)$$

b) 切欠の断面 2 次モーメント  $I_s$  の算定

断面 2 次モーメントは前項 (2), (3), (1) で求めた断面積を有する中空円として考える。

中空円の断面 2 次モーメント

$$I_s = \frac{\pi}{64} \left[ (2 \times R_c + t_c)^4 - (2 \times R_c - t_c)^4 \right] = 0.362 \quad (\text{m}^4)$$

ここに、  
 $R_c$  : 切欠図心半径 2.3313 (m)  
 $t_c$  : 中空円の換算高さ

$$t_c = \frac{A_s}{2\pi R_c} = 0.0091 \quad (\text{m})$$

4) セグメントの軸剛性

a) セグメントのバネ剛性  $K_s$  の算定

$$K_s = \frac{E_s \cdot A_s}{L_s} = 2.81E+06 \text{ (tf/m)} \quad (4.5.3-1)$$

ここに、  
 $E_s$  : セグメントの弾性係数 2.1E+07 (tf/m<sup>2</sup>)  
 $L_s$  : セグメントの幅 1.00 (m)  
 $A_s$  : セグメントの軸方向断面積 0.13400 (m<sup>2</sup>)

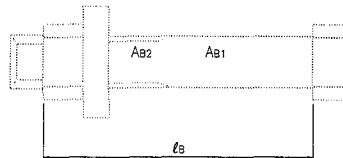
低下率を含んだ計算

$$K_s = \frac{E_{s2} \cdot A_s}{L_s} = 2.81E+04 \text{ (tf/m)}$$

ここに、 $E_{s2}$  : セグメントの弾性係数 2.1E+05 (tf/m<sup>2</sup>)

5) リング継手の軸剛性

a) 継手ボルト全体の軸剛性  $K_B$  の算定



(継手ボルト1枚当りのバネ定数)

$$k_B = \frac{E_B \cdot A_B}{l_B} = 1.061E+06 \text{ (kgf/cm)} = 1.061E+05 \text{ (tf/m)} \quad (4.5.3-2)$$

$$K_B = k_B \times n_b = 38178000 \text{ (kgf/cm)} = 3.818E+06 \text{ (tf/m)}$$

ここで、

$n_b$  : リング当り継手ボルトの個数 36 (本)  
 $A_B$  : 継手ボルトの有効断面積 0.000303 (m<sup>2</sup>)  
 $l_B$  : 継手ボルトの長さ 0.0600 (m)

低下率を含んだ計算

$$k_B = k \cdot k_B = 3.535E+05 \text{ (kgf/cm)} = 3.535E+04 \text{ (tf/m)}$$

ここで、 $k$  : ボルト低下率 1/3

$$K_B = k_B \times n_b = 12726000 \text{ (kgf/cm)} = 1.273E+06 \text{ (tf/m)}$$

b) 継手板全体の軸剛性  $K_P$  の算定

$$K_P = k_P \times n_b = 6.177E+04 \text{ (tf/m)}$$

ここで、  
 $n_b$  : リング当り継手ボルトの個数 36 (本)  
 $k_P$  : 継手板1枚当りのバネ定数  
 (継手板をスプリングプレートで固定された片持梁として仮定し計算する)

$$k_P = \frac{3 \cdot E_P \cdot I_P}{l^3} = 1.716E+03 \text{ (tf/m)} \quad (4.5.3-3)$$

ここで、  $\ell$ : 梁のスパン 0.150 (m)  
 (固定端からボルト中心までの距離)  
 $I_P$ : 梁と仮定した継手板の断面2次モーメント

$$I_P = \frac{b \cdot t_P^3}{12} = 9.19E-08 \text{ (m}^4\text{)}$$

ここで、  $b$ : 梁と仮定した継手板または主桁の幅

$$b = r_B \times \theta_k = 0.402 \text{ (m)}$$

$r_B$ : リングピッチ円半径 2.307 (m)  
 $\theta_P$ : リング継ぎボルトピッチ中心角 0.1745 (rad)  
 $E_P$ : 継手板のヤング係数 21000000 (tf/m<sup>2</sup>)  
 $t_P$ : 継手板または主桁厚 0.01 (m)

低下率を含んだ計算

$$k_P = \frac{3 \cdot E_P \cdot I_P}{\ell^3} \times \frac{1}{4} = 4.290E+02 \text{ (tf/m)}$$

$$K_P = k_P \times n_b = 1.544E+04 \text{ (tf/m)}$$

c) リング継手の軸剛性  $K_j$  の算定

a), b)より、ボルトの軸剛性と継手板の曲げ剛性の全体効果を考慮して、リング継手の剛性を、次式で求める。

$$\frac{1}{K_j} = \frac{1}{K_B} + \frac{2}{K_P} \quad (4.5.3-4)$$

$$K_j = \frac{K_B \times K_P}{K_P + 2K_B} = k_j \times n_b = 3.064E+04 \text{ (tf/m)} \quad (\text{リング継手全体})$$

$$k_j = \frac{k_B \times k_P}{k_P + 2k_B} = 851.1 \text{ (tf/m)} \quad (\text{リング継手1個所当り})$$

低下率を含んだ計算

$$K_j = \frac{K_B \times K_P}{K_P + 2K_B} = k_j \times n_b = 1.532E+04 \text{ (tf/m)} \quad (\text{リング継手全体})$$

$$k_j = \frac{k_B \times k_P}{k_P + 2k_B} = 425.5 \text{ (tf/m)} \quad (\text{リング継手1個所当り})$$

6) 等価剛性  $(EA)^c_{eq}$ ,  $(EA)^T_{eq}$ ,  $(EI)_{eq}$  の算定

a) 等価軸圧縮剛性  $(EA)^c_{eq}$  の算定

等価軸圧縮剛性は、セグメントのバネ剛性で抵抗する直列バネ系を考える。

$$(EA)^c_{eq} = E_s \times A_s = 2814000 \quad (\text{tf}) \quad (4.5.3-5)$$

ここで、  
 $E_s$  : セグメントの弾性係数  $2.1E+07 \quad (\text{tf/m}^2)$   
 $A_s$  : セグメントの軸方向断面積  $0.13400 \quad (\text{m}^2)$

二次覆工のある場合

$$(EA)^c_{eq} = E_{SG} \times A_{SG} + E_L \quad 9436187 \quad (\text{tf}) \quad (4.5.3-6)$$

ここで、  
 $E_{SG}$  : セグメントの弾性係数  $2.1E+07 \quad (\text{tf/m}^2)$   
 $A_{SG}$  : セグメントの軸方向断面積  $0.13400 \quad (\text{m}^2)$   
 $E_L$  : 二次覆工コンクリートの弾性係数  $2.1E+06 \quad (\text{tf/m}^2)$   
 $A_L$  : 二次覆工の全断面積

$$A_L = \left(Rc - \frac{tc}{2}\right)^2 \pi - \left(\frac{R_3}{2}\right)^2 \pi = 3.153423 \quad (\text{m}^2)$$

ここで、  
 $R_3$  : コンクリートの仕上り内径(直径)  $4.200 \quad (\text{m})$

b) 等価軸引張剛性  $(EA)^T_{eq}$  の算定

等価軸引張剛性は、セグメントと継手(継手ボルト+継手板)で抵抗する直列バネ系を考える。

$$(EA)^T_{eq} = \frac{1}{\frac{E_s \cdot A_s}{L_s \cdot K_j} + 1} \cdot E_s \cdot A_s \quad (4.5.3-7)$$

$$= 30310 \quad (\text{tf})$$

$K_j$  : リング継手の軸剛性  $3.064E+04 \quad (\text{tf/m})$

$L_s$  : セグメント幅  $1.00 \quad (\text{m})$

低下率を含んだ計算①

$$(EA)^T_{eq} = \frac{1}{\frac{E_s \cdot A_s}{L_s \cdot K_j} + 1} \cdot E_s \cdot A_s \quad (4.5.3-8)$$

$$= 15240 \quad (\text{tf})$$

$K_j$  : リング継手の軸剛性  $1.532E+04 \quad (\text{tf/m})$

低下率を含んだ計算②

$$(EA)^T_{eq} = \frac{1}{\frac{E_{s2} \cdot A_s}{L_s \cdot K_j} + 1} \cdot E_{s2} \cdot A_s = 14670 \quad (\text{tf})$$

$K_j$  : リング継手の軸剛性 3.064E+04 (tf/m)  
 $E_{s_2}$  : セグメントの弾性係数 2.1E+05 (tf/m<sup>2</sup>)

低下率を含んだ計算③

$$(EA)^T_{eq} = \frac{1}{\frac{E_{s_2} \cdot A_s}{L_s \cdot K_j} + 1} \cdot E_{s_2} \cdot A_s = 9920 \quad (\text{tf})$$

$K_j$  : リング継手の軸剛性 1.532E+04 (tf/m)  
 $E_{s_2}$  : セグメントの弾性係数 2.1E+05 (tf/m<sup>2</sup>)

$A^C_{eq}$ ,  $A^T_{eq}$  : 直列パネの等価断面積

$$A^C_{eq} = \frac{(EA)^C_{eq}}{E_s} = 0.134 \quad (\text{m}^2)$$

$$A^T_{eq} = \frac{(EA)^T_{eq}}{E_s} = 0.001 \quad (\text{m}^2)$$

低下率を含んだ計算①

$$A^T_{eq} = \frac{(EA)^T_{eq}}{E_s} = 0.001 \quad (\text{m}^2)$$

低下率を含んだ計算②

$$A^T_{eq} = \frac{(EA)^T_{eq}}{E_{s_2}} = 0.070 \quad (\text{m}^2)$$

低下率を含んだ計算③

$$A^T_{eq} = \frac{(EA)^T_{eq}}{E_{s_2}} = 0.047 \quad (\text{m}^2)$$

二次覆工のある場合

$$A^C_{eq} = \frac{(EA)^C_{eq}}{E_{SG}} = 0.449 \quad (\text{m}^2)$$

c) 等価曲げ剛性  $(EI)_{eq}$  の算定

等価曲げ剛性は、圧縮側がセグメント、引張側が継手系(継手ボルト+継手板)で抵抗するものとする。

$$(EI)_{eq} = \frac{\cos^3 \phi}{\cos \phi + (\pi/2 + \phi) \cdot \sin \phi} \cdot E_s \cdot I_s \quad (4.5.3-9)$$

$$= 2.30E+05 \quad (\text{tf/m}^2)$$

ここで、  
 $E_s$  : セグメントの弾性係数 2.1E+07 (tf/m<sup>2</sup>)  
 $I_s$  : セグメントの断面 2 次モーメント 0.362 (m<sup>4</sup>)  
 $\phi$  : トンネル断面中心軸から中立軸までの角度 (rad)  
 $K_j$  : リング継手の軸剛性 (tf/m) 3.064E+04 (tf/m)

低下率を含んだ計算

$$(E)eq = \frac{\cos^3 \phi}{\cos \phi + (\pi/2 + \phi) \cdot \sin \phi} \cdot E_{s_2} \cdot I_s \quad (4.5.3-10)$$

$$= 2.30E+03 \text{ (tf/m}^2\text{)}$$

ここで、  
 $E_{s_2}$  : セグメントの弾性係数 2.1E+05 (tf/m<sup>2</sup>)  
 $K_j$  : リング継手の軸剛性 (tf/m) 1.532E+04 (tf/m)

$$\phi + \cot \phi = \pi \cdot \left( \frac{1}{2} + \frac{K_j}{K_s} \right) \quad (4.5.3-11)$$

収束計算により、上記の式を満足する  $\phi$  を求める。

$$\phi + \cot \phi = 1.6056349 \quad \phi = 1.113 \text{ rad}$$

$$\pi \cdot \left( \frac{1}{2} + \frac{K_j}{K_s} \right) = 1.6050017$$

$$\phi + \cot \phi - \pi \cdot \left( \frac{1}{2} + \frac{K_j}{K_s} \right) = 6.33E-04 \quad \doteq 0 \quad \text{O. K.}$$

低下率を含んだ計算①

$$\phi + \cot \phi = \pi \cdot \left( \frac{1}{2} + \frac{K_j}{K_s} \right) \quad (4.5.3-12)$$

収束計算により、上記の式を満足する  $\phi$  を求める。

$$\phi + \cot \phi = 1.5881039 \quad \phi = 1.205 \text{ rad}$$

$$\pi \cdot \left( \frac{1}{2} + \frac{K_j}{K_s} \right) = 1.5878998$$

$$\phi + \cot \phi - \pi \cdot \left( \frac{1}{2} + \frac{K_j}{K_s} \right) = 2.04E-04 \quad \doteq 0 \quad \text{O. K.}$$

低下率を含んだ計算②

$$\phi + \cot \phi = \pi \cdot \left( \frac{1}{2} + \frac{K_j}{K_s} \right) \quad (4.5.3-13)$$

7) 部材の剛性計算結果

|                                |                 |                    |         |
|--------------------------------|-----------------|--------------------|---------|
| セグメントの軸方向断面積                   | $A_s$           | ( $m^2$ )          | 0.134   |
| セグメントの断面2次モーメント                | $I_s$           | ( $m^4$ )          | 0.362   |
| セグメントのバネ剛性                     | $K_s$           | ( $tf/m$ )         | 2814000 |
| 継手ボルトの軸剛性 ( $k_B \times n_b$ ) | $K_B$           | ( $tf/m$ )         | 3817800 |
| 継手板の軸剛性 ( $k_P \times n_p$ )   | $K_P$           | ( $tf/m$ )         | 61773   |
| 等価軸圧縮剛性                        | $(EA)^{c_{eq}}$ | ( $tf$ )           | 2814000 |
| 等価断面積                          | $R_c$           | ( $m^2$ )          | 0.134   |
| 等価軸引張剛性                        | $(EA)^{t_{eq}}$ | ( $tf$ )           | 30310   |
| 等価断面積                          | $A^{t_{eq}}$    | ( $m^2$ )          | 0.001   |
| 等価曲げ剛性                         | $(EI)_{eq}$     | ( $tf \cdot m^2$ ) | 229900  |
| 中心軸から中心軸までの角度                  | $\phi$          | ( $rad$ )          | 1.113   |

二次覆工のある場合

|                |                 |           |           |
|----------------|-----------------|-----------|-----------|
| 等価軸圧縮剛性        | $(EA)^{c_{eq}}$ | ( $tf$ )  | 9436187   |
| 等価断面積          | $A^{c_{eq}}$    | ( $m^2$ ) | 0.449     |
| 二次覆工コンクリートの断面積 | $A_L$           | ( $m^2$ ) | 3.1534225 |

低下率を含んだ計算結果

|                                 |                 |                    |         |
|---------------------------------|-----------------|--------------------|---------|
| セグメントのバネ剛性                      | $K_s$           | ( $tf/m$ )         | 28140   |
| 継手ボルトの軸剛性 ( $k_B \times n_b$ )  | $K_B$           | ( $tf/m$ )         | 1272600 |
|                                 | $k_B$           | ( $tf/m$ )         | 35350   |
| 継手板の軸剛性 ( $k_P \times n_p$ )    | $K_P$           | ( $tf/m$ )         | 15443   |
|                                 | $k_P$           | ( $tf/m$ )         | 429     |
| リング継手の軸剛性                       | $K_j$           | ( $tf/m$ )         | 15319   |
|                                 | $k_j$           | ( $tf/m$ )         | 426     |
| 等価軸引張剛性 ( $K_j \rightarrow$ 低下) | $(EA)^{t_{eq}}$ | ( $tf$ )           | 15240   |
| ( $Es_2 \rightarrow$ 低下)        | $(EA)^{t_{eq}}$ | ( $tf$ )           | 14670   |
| ( $K_j, Es_2 \rightarrow$ 低下)   | $(EA)^{t_{eq}}$ | ( $tf$ )           | 9920    |
| 等価断面積 ( $K_j \rightarrow$ 低下)   | $A^{t_{eq}}$    | ( $m^2$ )          | 0.001   |
| ( $Es_2 \rightarrow$ 低下)        | $A^{t_{eq}}$    | ( $m^2$ )          | 0.070   |
| ( $K_j, Es_2 \rightarrow$ 低下)   | $A^{t_{eq}}$    | ( $m^2$ )          | 0.047   |
| 等価曲げ剛性                          | $(EI)_{eq}$     | ( $tf \cdot m^2$ ) | 2300    |
| 中心軸から中心軸までの角度                   | $\phi$          | ( $rad$ )          | 1.205   |
| ( $Es_2 \rightarrow$ 低下)        | $\phi$          | ( $rad$ )          | 0.206   |
| ( $K_j, Es_2 \rightarrow$ 低下)   | $\phi$          | ( $rad$ )          | 0.326   |

## 4.6 FEMによるイベントシーケンス解析

### 4.6.1 解析目的

セグメント外径 3150mm のシールドトンネルに対して引張り・圧縮・曲げ解析を行い、合理的耐震設計法に関し、軸方向のシールドトンネルの断面弾塑性曲線を出力する。

### 4.6.2 評価項目

- (1) シールドトンネルに引張り荷重を与えた場合の  $P-\delta$  曲線。
- (2) シールドトンネルに圧縮荷重を与えた場合の  $P-\delta$  曲線。
- (3) シールドトンネルに曲げ荷重を与えた場合の  $M-\theta$  曲線。
- (4) 引張り荷重を与えた場合のボルト部の伸び量。

### 4.6.3 解析モデル

引張り解析にはセグメントのみを使用する。圧縮・曲げ解析にはセグメント+コンクリートのモデルを使用する。(圧縮解析はセグメント・コンクリートを一体化) モデルに対称性があるため、1/4 モデルにより解析を行う。

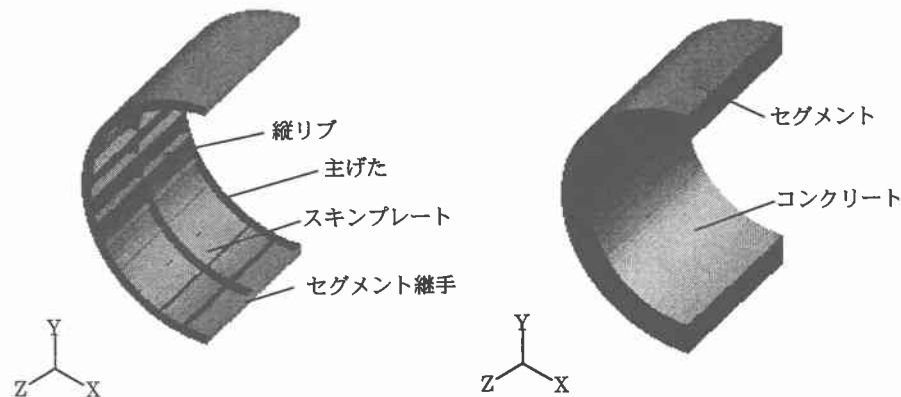


図 4.6.3-1 モデル構成

#### (1) 解析要素

図 4.6.3-2、4.6.3-3 に示す様に解析要素において、セグメントにはシェル 1 次要素 (四角形)、コンクリートにはソリッド 1 次要素 (6 面体) を使用する。なお、引張り・曲げ解析の場合はセグメント結合部のボルトに beam 要素を用いる。(圧縮解析において、セグメントとコンクリートは一体のものとして取り扱う)

メッシュ作成において、セグメント継手部を 1 枚の要素で作成しているため、2 枚分の肉厚を設定することで対応する。(対称面は 1 枚分の肉厚を設定)

また、主げた部はボルト結合であることから 2 重要素にし、引張り荷重が負荷された際、ボルトによる結合部以外は離れることが表現出来る様にする。



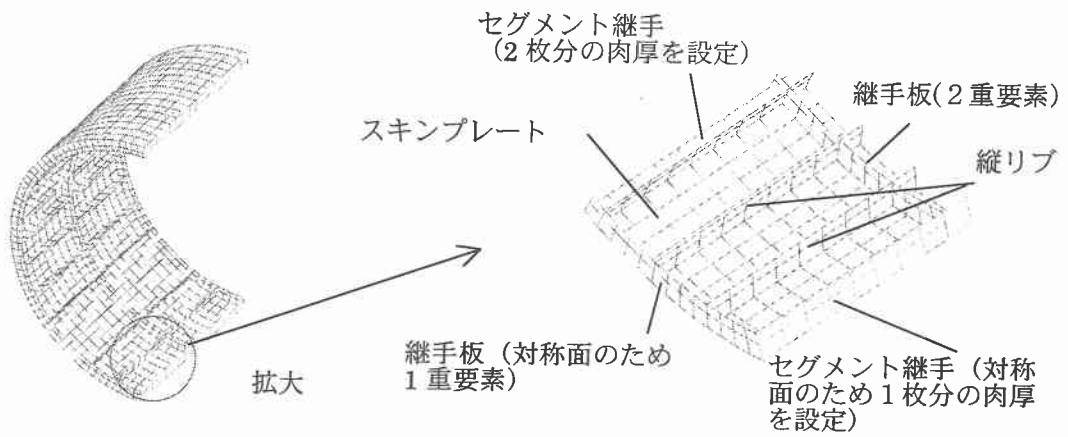


図 4.6.3-2 セグメント要素

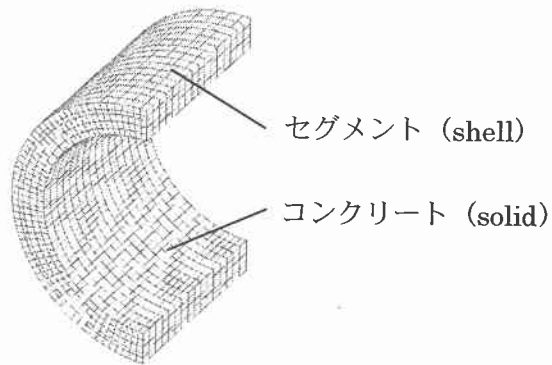


図 4.6.3-3 セグメント+コンクリート要素

(2) 解析モデル寸法

図 4.6.3-4 にモデル寸法を示す。

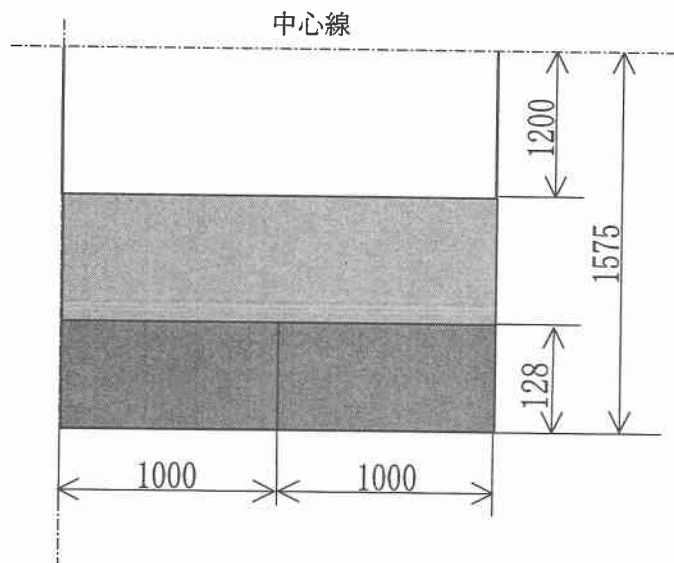


図 4.6.3-4.モデル寸法

セグメント結合部のボルトについて

図 4.6.3-5 に示す様にセグメント結合部には M20 ボルトを想定した beam 要素を使用する。(同一節点には beam 要素を作成できないため、仮想節点を使用する)

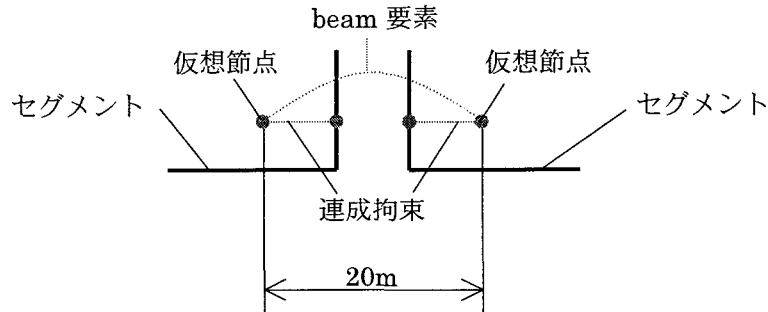


図 4.6.3-5 セグメント結合部 M20 ボルト想定 beam 要素

表 4.6.3-1.ボルト条件

|         |                                      |
|---------|--------------------------------------|
| 使用ボルト   | M20                                  |
| ボルト軸部長さ | 20mm                                 |
| ボルトヤング率 | 205.9GPa (21000kgf/mm <sup>2</sup> ) |

(3) 物性値

表 4.6.3-2 に解析で使用した材料物性値を示す。

表 4.6.3-2.材料物性

|        |     | ヤング率                                    | ポアソン比 | 降伏応力                                 |
|--------|-----|---|-------|--------------------------------------|
| セグメント  |     | 205.9GPa<br>(21000kgf/mm <sup>2</sup> ) | 0.29  | 0.137GPa<br>(14kgf/mm <sup>2</sup> ) |
| コンクリート | 引張り | 20.6GPa (2100kgf/mm <sup>2</sup> )      | 0.30  | —                                    |
|        | 圧縮  | 20.6GPa (2100kgf/mm <sup>2</sup> )      | 0.30  | —                                    |

(4) 解析ソフト

解析ソフトは ABAQUS5.8 を用いる。

#### 4.6.4 解析条件

シールドトンネルに対して引張り・圧縮・曲げの荷重を負荷する。そのときのP- $\delta$ 曲線(引張り・圧縮)および、M- $\theta$ 曲線(曲げ)を求める。

##### ○荷重条件(引張り、圧縮)

図4.6.4-1に示す様に引張り・圧縮解析において、いずれも仮想節点とシールドトンネル端面全節点を連成させ、強制変位により荷重を与える。

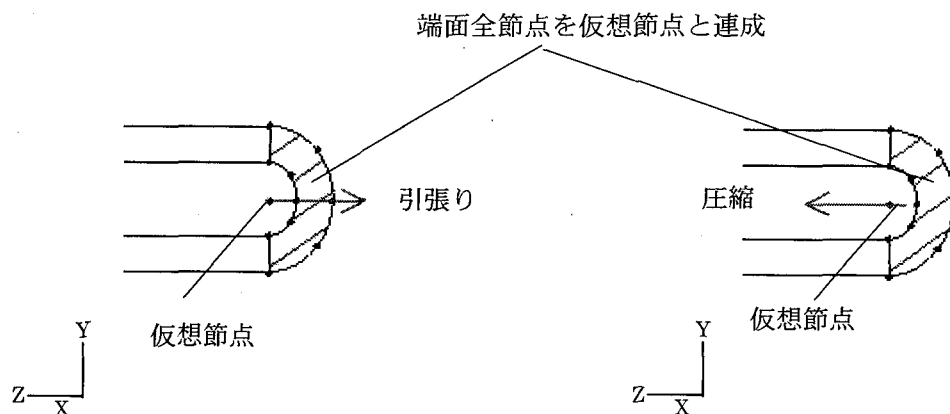


図4.6.4-1 荷重条件(引張り・圧縮)

##### ○荷重条件(曲げ)

図4.6.4-2に示す様に曲げ解析において、シールドトンネル端面に接触面を用い、接触面上の仮想節点に強制回転を与える。

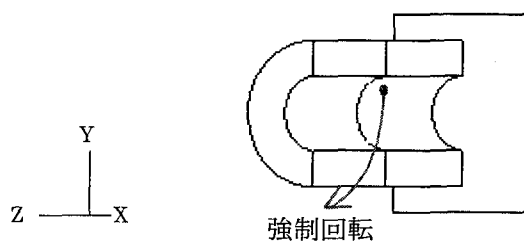


図4.6.4-2 荷重条件(曲げ)

○拘束条件（引張り・圧縮）

図 4.6.4-3 に示す様に 1/4 モデルであるため対称面に対して対称方向を拘束する。Y-Z 対称面に対しては X 軸方向の拘束を行う。また、X-Y 対称面に対しては荷重を与えることによる管収縮を考慮するため、円筒座標系を用い、R 方向のみをフリーとする。

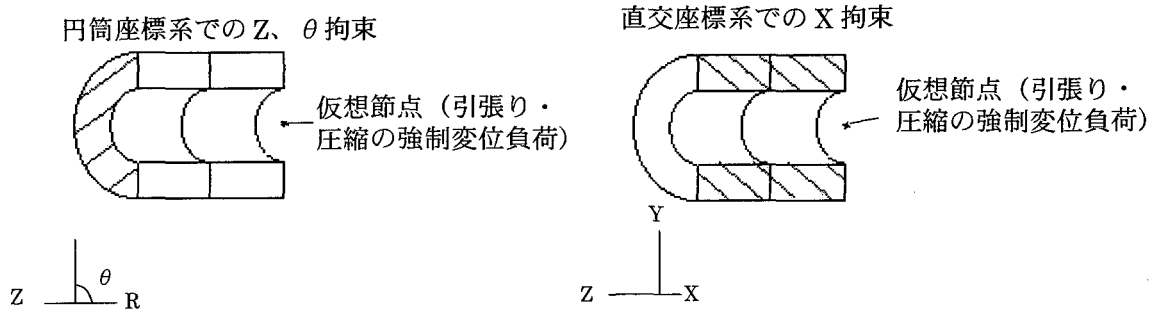


図 4.6.4-3 拘束条件（引張り・圧縮）

○拘束条件（曲げ）

図 4.6.4-4 に示す様に 1/4 モデルであるため対称面に対して対称方向を拘束する。Y-Z 対称面に対しては X 軸方向の拘束を行う。中立軸で回転を行うことを想定し、仮想節点と Y 軸方向の連成を行い、Y 軸方向の拘束を行う。

また、X-Y 対称面に対してはセグメント継ぎ手のボルト部のみ Z 方向の拘束を行う。

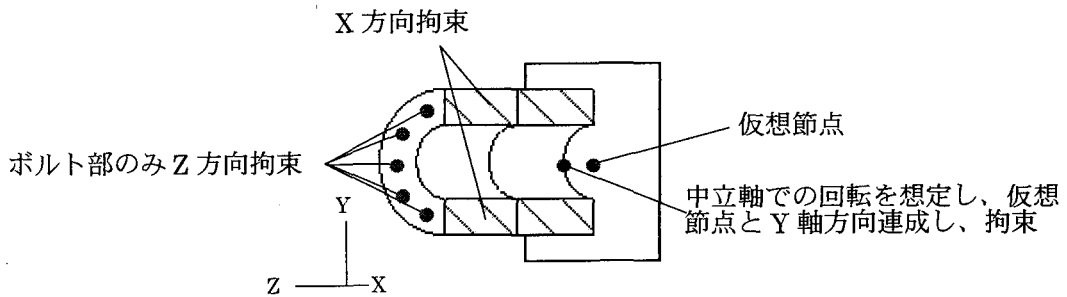


図 4.6.4-4 拘束条件（曲げ）

○曲げ解析における中立軸について

図 4.6.4-5 に曲げ解析において使用する中立軸を示す。

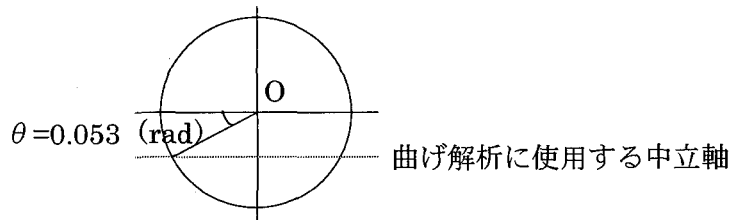


図 4.6.4-5 曲げ解析における中立軸

#### 4.6.5 解析結果

##### (1) 解析結果評価法

引張り、圧縮解析における  $P-\delta$  曲線は、仮想節点の反力、仮想節点に与える強制変位を使用して作成する。

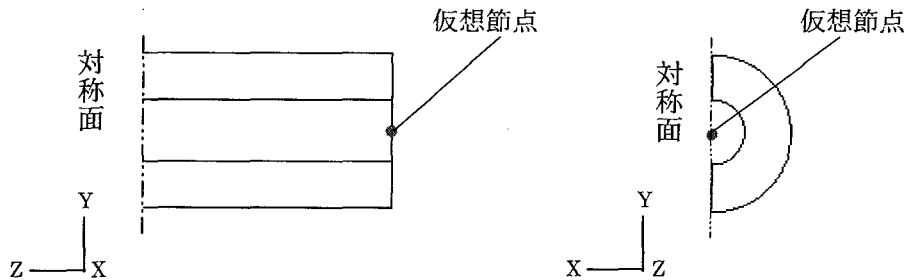


図 4.6.5-1 引張り・圧縮解析計測点

曲げ解析における  $M-\theta$  曲線は、角度として強制回転、モーメントとして仮想節点の反モーメントを使用して作成する。

##### (2) セグメント解析結果 ( $P-\delta$ 曲線・ $M-\theta$ 曲線)

・図 4.6.5-2 に引張解析での  $P-\delta$  曲線を示す。

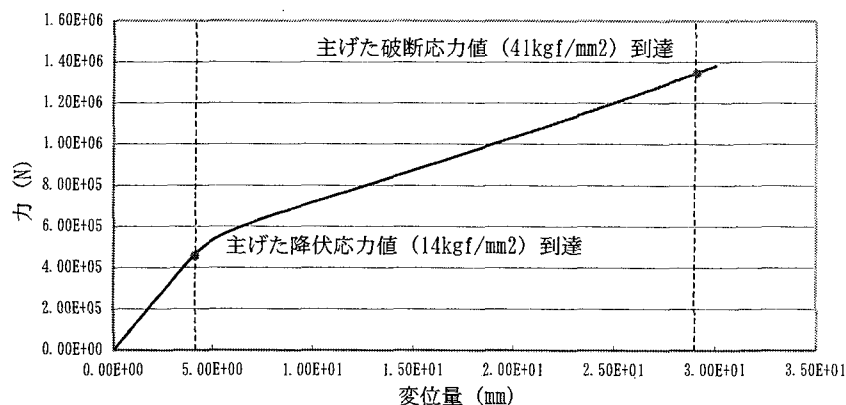


図 4.6.5-2 引張解析  $P-\delta$  曲線

引張解析において 2.0mm 強制変位時にボルト部の主げたがセグメント降伏応力値 14kgf/mm<sup>2</sup> を超える。その後 14.5mm 強制変位時にボルト部の主げたが破断応力値 41kgf/mm<sup>2</sup> を超え、セグメントが破断する。

・ 図 4.6.5-3 に圧縮解析での P- $\delta$  曲線を示す。

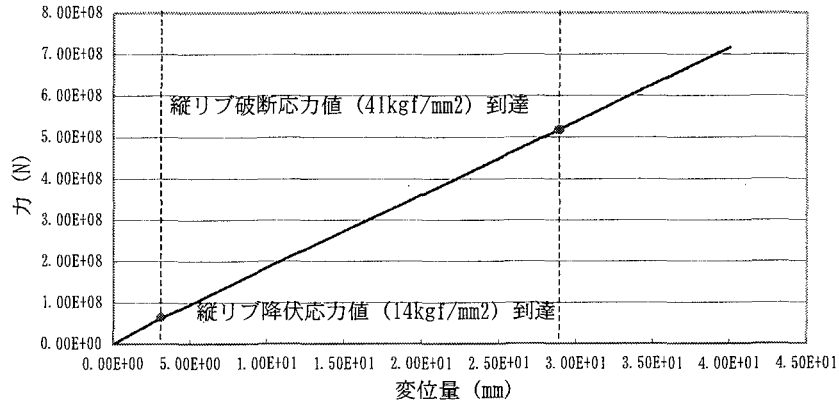


図 4.6.5-3 圧縮解析 P- $\delta$  曲線

圧縮解析において 1.4mm 強制変位時にセグメントの縦リブ部にセグメント降伏応力値 14kgf/mm<sup>2</sup> が発生する。その後、コンクリートが降伏応力値 1.8kgf/mm<sup>2</sup> を超える。更に 14.5mm 強制変位時には縦リブ部が降伏応力値 41kgf/mm<sup>2</sup> を超え、セグメントが破断する。

・ 図 4.6.5-4 に曲げ解析での M- $\theta$  曲線を示す。

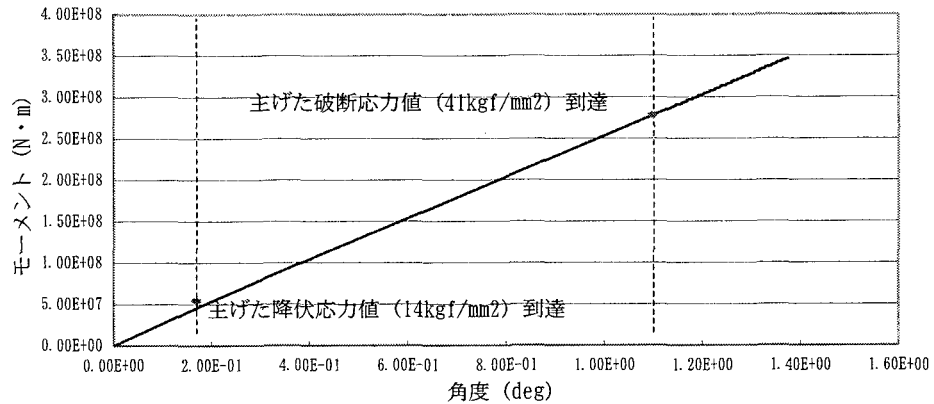


図 4.6.5-4 曲げ解析 M- $\theta$  曲線

曲げ解析において、0.0014rad 強制回転時にボルト部の主げたがセグメント降伏応力値 14kgf/mm<sup>2</sup> を超える。その後 0.0096rad 強制回転時にボルト部の主げたが破断応力値 41kgf/mm<sup>2</sup> を超え、セグメントが破断する。

(3) ボルト部解析結果

図 4.6.5-5 に引張り解析におけるボルト伸び量計測位置を示す。ボルト伸び量は計測位置 A、B の平均である。

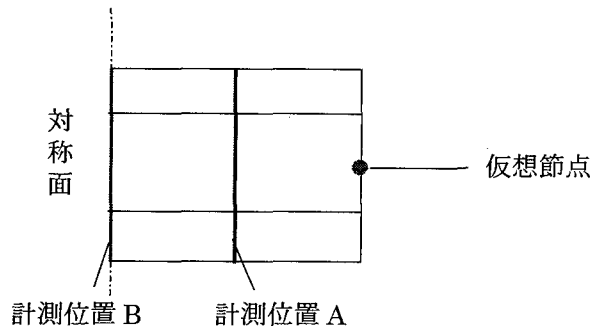


図 4.6.5-5 ボルト伸び量計測位置 (引張のみ)

表 4.6.5-1 引張り解析 (2.0mm、14.5mm 強制変位時) におけるボルト伸び量を示す。

表 4.6.5-1 ボルト移動量 (引張解析)

|              | 計測位置 A     | 計測位置 B     |
|--------------|------------|------------|
| 2.0mm 強制変位時  | 0.004667mm | 0.002338mm |
| 14.5mm 強制変位時 | 0.014067mm | 0.006995mm |

※計測位置 B は対称面を拘束しているため、対称面からの平均伸び量となっている。

セグメント結合部 P-δ 曲線

図 4.6.5-6 にセグメント結合部の P-δ 曲線 (計測位置 A) を示す。ボルトの降伏応力到達時のセグメント間開き量は以下の式により求める。

$$\delta = \frac{\sigma \cdot l}{E}$$

$\sigma$  : ボルト応力値 (kgf/mm<sup>2</sup>)  
 $E$  : ボルトヤング率 (kgf/mm<sup>2</sup>)  
 $\delta$  : ボルト伸び量 (mm)  
 $l$  : ボルト軸部長さ (mm)

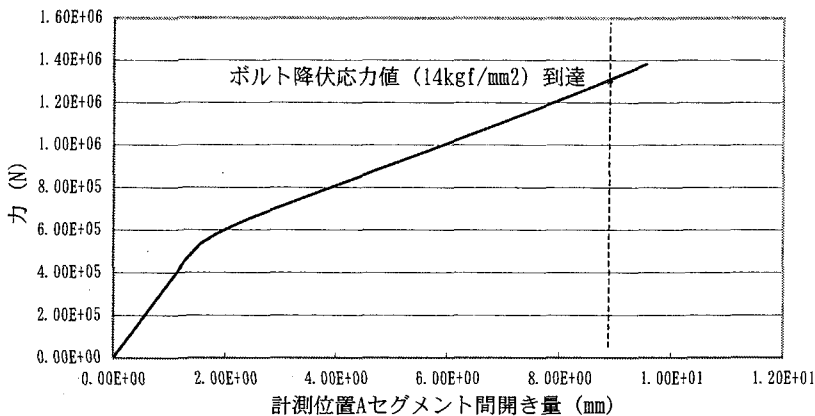


図 4.6.5-6 P-δ 曲線 (計測位置 A)

(4) 解析結果 (応力分布図)

・ 図 4.6.5-8~11 に引張り解析におけるセグメント降伏応力値到達時 (2.0mm 強制変位時) のセグメント応力分布図を示す。

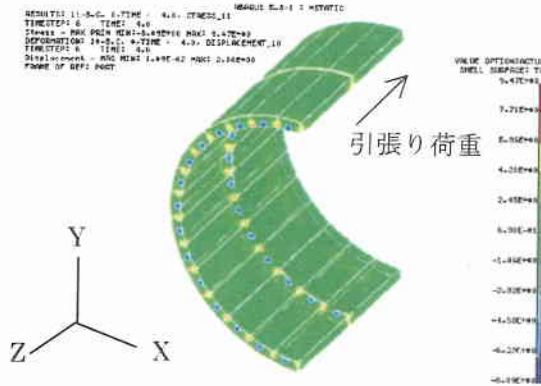


図 4.6.5-8 最大主応力図 (製品表面側)

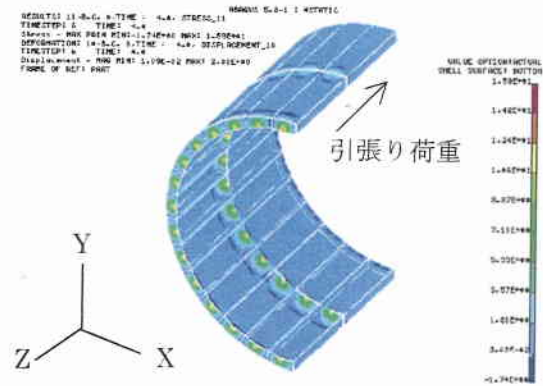


図 4.6.5-9 最大主応力図 (製品裏面側)

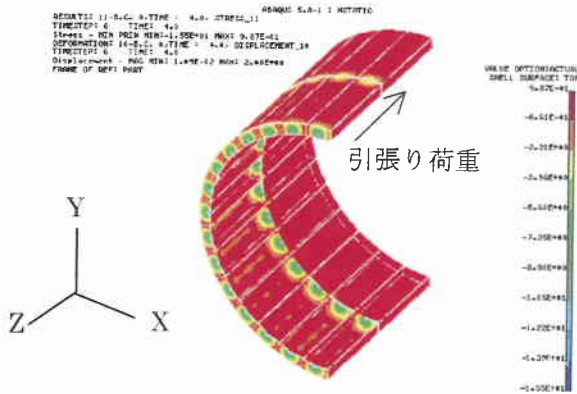


図 4.6.5-10 最大主応力図 (製品表面側)

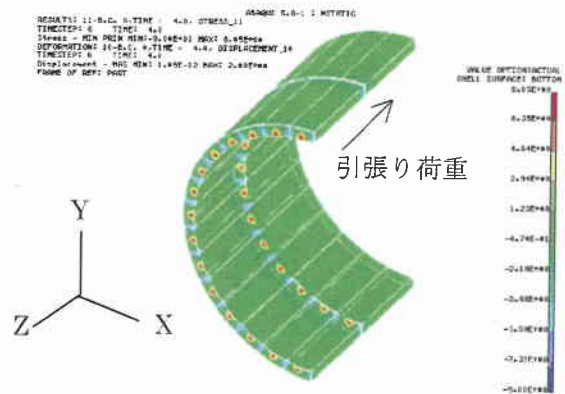


図 4.6.5-11 最大主応力図 (製品裏面側)



・図 4.6.5-12～15 に引張り解析におけるセグメント破断応力値到達時（14.5mm 強制変位時）のセグメントの応力分布図を示す。

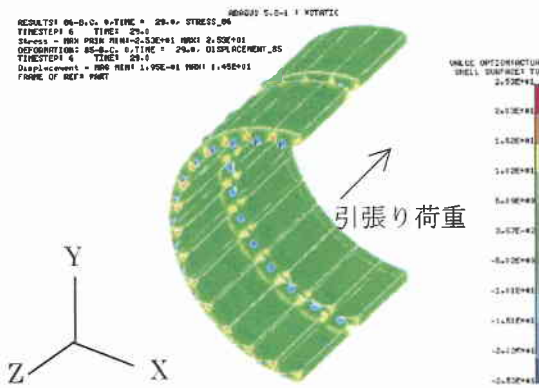


図 4.6.5-12 最大主応力図（製品表面側）

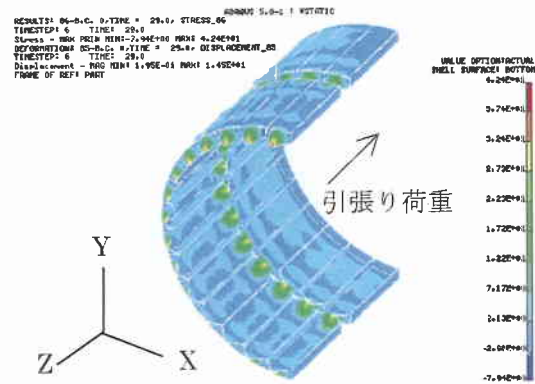


図 4.6.5-13 最大主応力図（製品裏面側）

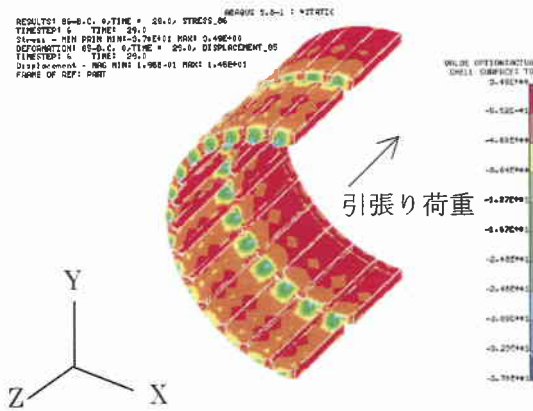


図 4.6.5-14 最小主応力図（製品表面側）

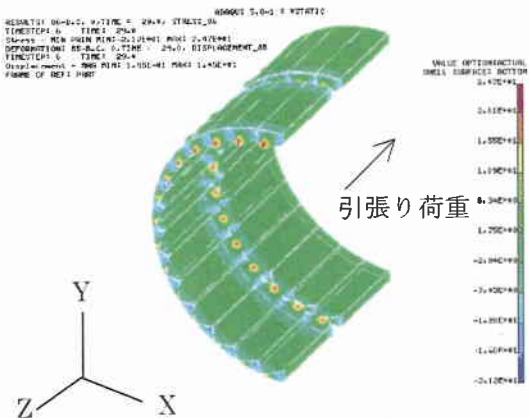


図 4.6.5-15 最小主応力図（製品裏面側）

・図 4.6.5-16～19 に圧縮解析におけるセグメント降伏応力値到達時（1.4mm 強制変位時）のセグメント応力分布図を示す。

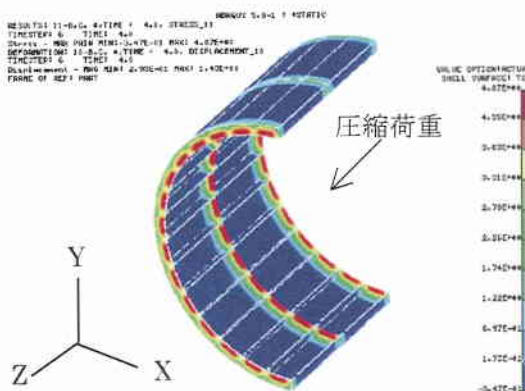


図 4.6.5-16 最大主応力図（製品表面側）

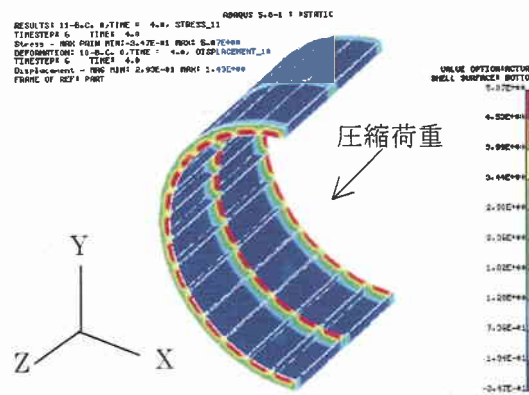


図 4.6.5-17 最大主応力図（製品裏面側）

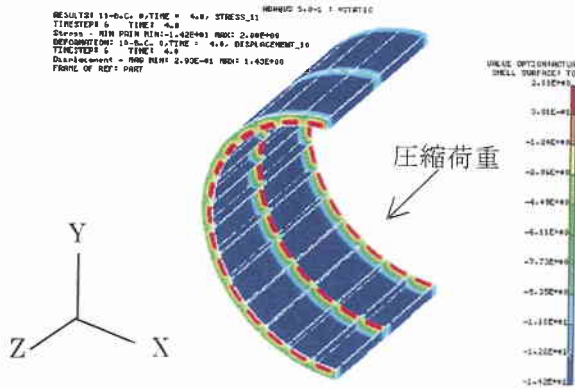


図 4.6.5-18 最小主応力図（製品表面側）

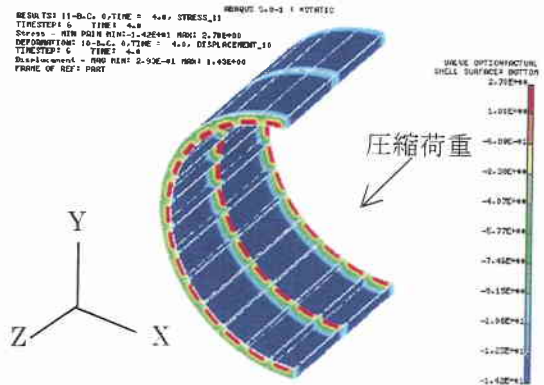


図 4.6.5-19 最小主応力図（製品裏面側）

・図 4.6.5-20～21 に圧縮解析における（1.4mm 強制変位時）のコンクリート応力分布図を示す。

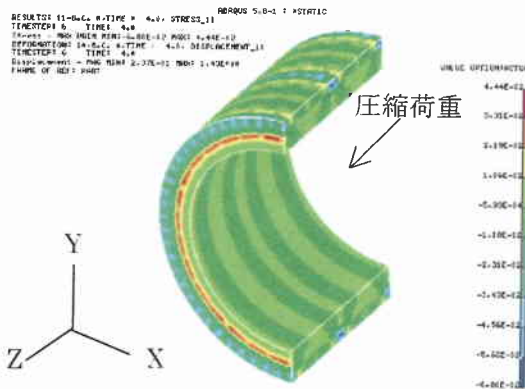


図 4.6.5-20 最大主応力図

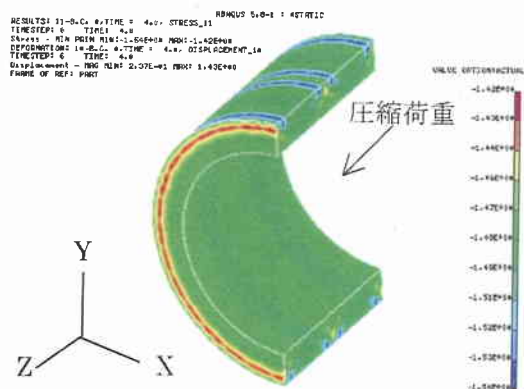
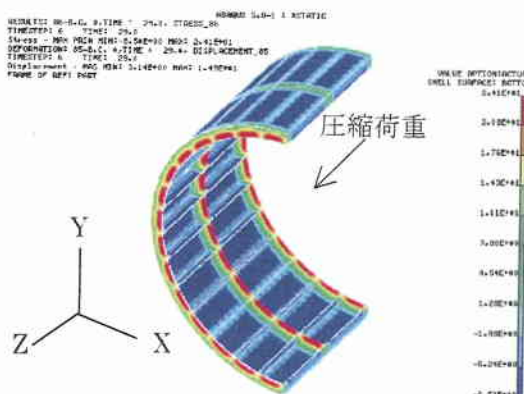
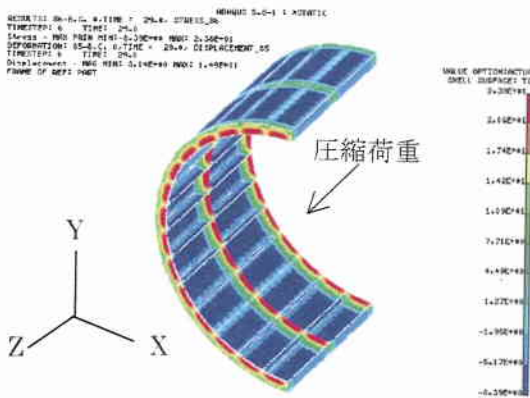


図 4.6.5-21 最小主応力図

・図 4.6.5-22～5-25 に圧縮解析におけるセグメント破断応力値到達時（14.5mm 強制変位時）のセグメント応力分布図を示す。



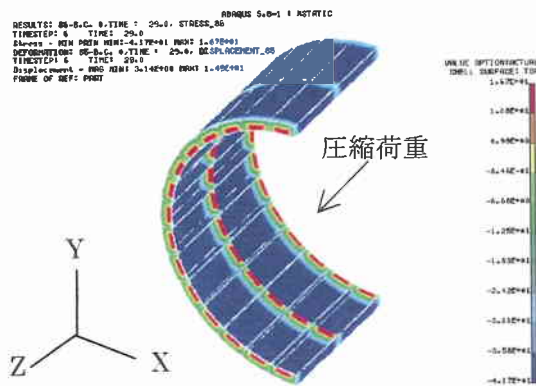


図 4.6.5-24 最小主応力図 (製品表面側)

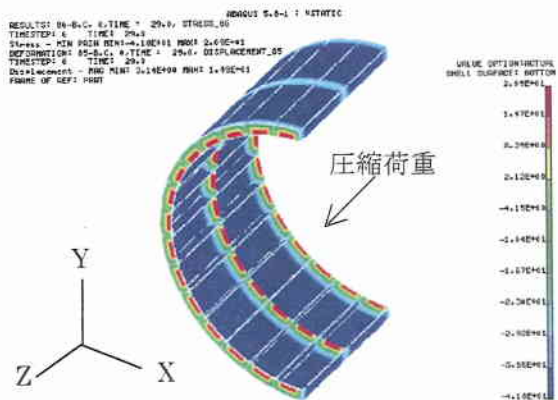


図 4.6.5-25 最小主応力図 (製品裏面側)

・ 図 4.6.5-26~29 に曲げ解析におけるセグメント降伏応力到達時 (0.0014rad 強制回転時) のセグメント応力分布図を示す。

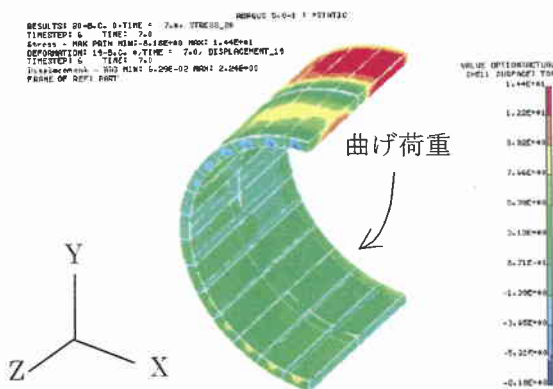


図 4.6.5-26 最大主応力図 (製品表面側)

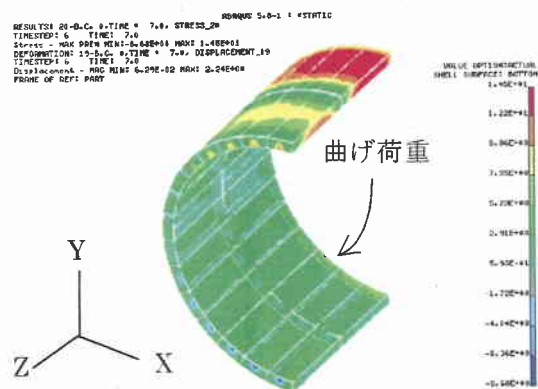


図 4.6.5-27 最大主応力図 (製品裏面側)

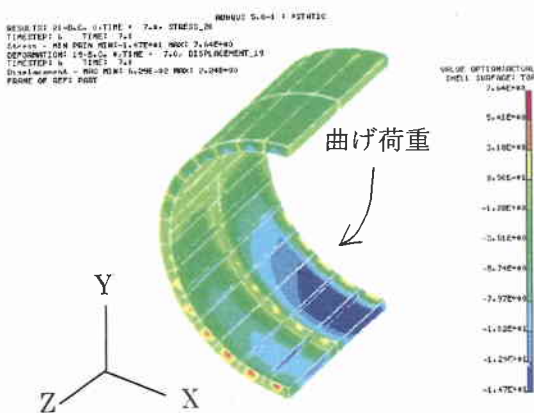


図 4.6.5-28 最小主応力図 (製品表面側)

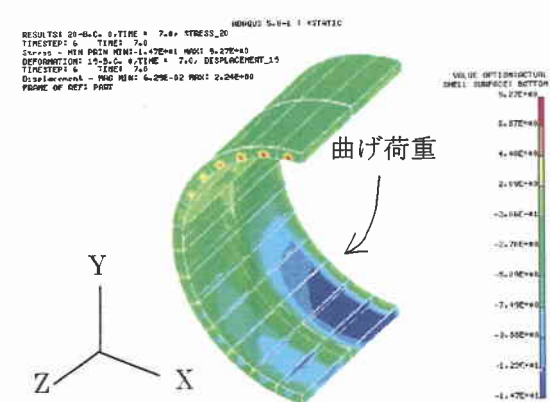


図 4.6.5-29 最小主応力図 (製品裏面側)

・図 4.6.5-30～33 に曲げ解析におけるセグメント破断応力値到達時（0.0096rad 強制回転時）のセグメント応力分布図を示す。

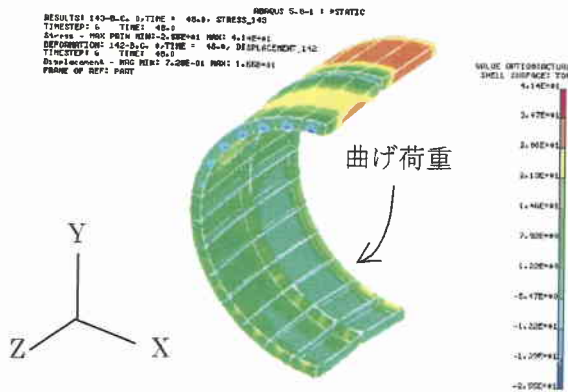


図 4.6.5-30 最大主応力図（製品表面側）

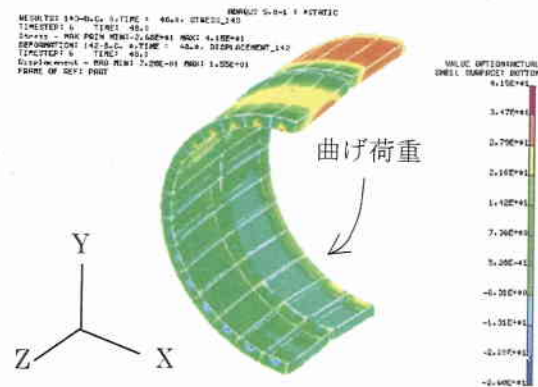


図 4.6.5-31 最大主応力図（製品裏面側）

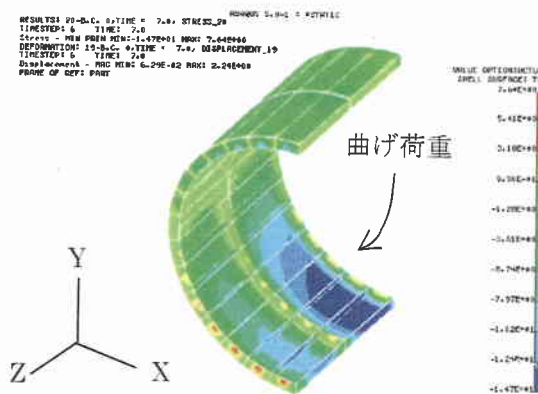


図 4.6.5-32 最小主応力図（製品表面側）

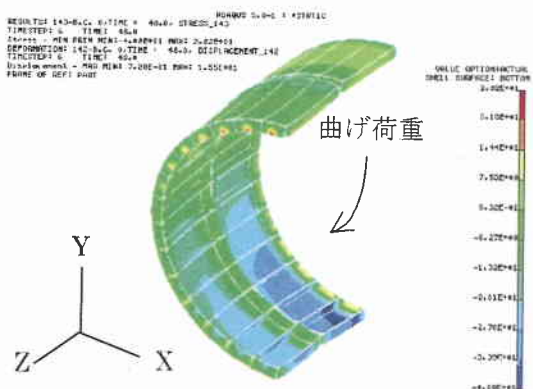


図 4.6.5-33 最小主応力図（製品裏面側）

(5) 解析結果（等価軸剛性）

表 4.6.5-1 に各解析における等価軸剛性を示す。

表 4.6.5-1 解析結果（等価軸剛性）

|         | 引張り荷重     | 圧縮荷重         | 曲げ荷重                        |
|---------|-----------|--------------|-----------------------------|
| 簡易法計算結果 | 552.700kN | 73.442.140kN | 61.917.550kN・m <sup>2</sup> |
| 解析結果    | 457.853kN | 82.391.553kN | 62.021.177kN・m <sup>2</sup> |

ほぼ、簡易法での等価剛性と等しい剛性を、FEM解析でも得ることができたと考えられる。

(6) 解析結果 (破壊進行状況)

表 4.6.5-2~4 に引張・圧縮・曲げ解析における破壊進行状況を示す。

変位量は 4 m のシールドセグメントの全体の挙動を示す。

表 4.6.5-2 破壊進行状況 (引張解析)

|                   | 変位量    | 力       |
|-------------------|--------|---------|
| 1.主げた降伏           | 4.0mm  | 453kN   |
| セグメント間開き量(A地点)    | 2.0mm  | 453kN   |
| セグメント間開き量(対象点B地点) | 1.3mm  | 453kN   |
| 2.継ぎ手ボルト降伏        | 28.0mm | 1,309kN |
| セグメント間開き量(A地点)    | 8.8mm  | 1,309kN |
| セグメント間開き量(対象点B地点) | 10.0mm | 1,309kN |
| 3.主げた破断           | 29.0mm | 1,346kN |

表 4.6.5-3 破壊進行状況 (圧縮解析)

|             | 変位量    | 力         |
|-------------|--------|-----------|
| 1.継手板・縦リブ降伏 | 2.8mm  | 57,443kN  |
| 2.コンクリート降伏  | 3.3mm  | 66,181kN  |
| 3.継手板・縦リブ破断 | 29.0mm | 526,754kN |

表 4.6.5-4 破壊進行状況 (曲げ解析)

|                  | 角度       | モーメント          |
|------------------|----------|----------------|
| 1.コンクリート降伏 (引張側) | -        | -              |
| 2.コンクリート降伏 (圧縮側) | 0.06875° | 18,604,784N・m  |
| 3.主げた降伏          | 0.16040° | 43,329,702N・m  |
| 4.主げた破断          | 1.10007° | 266,799,720N・m |

※曲げ解析において、引張り側コンクリートは STEP1 の時点で降伏応力に達している

## 5. シールドトンネル横断方向の耐震計算例

図 5-1 に示す耐震検討フローに従い、レベル 1 とレベル 2 地震動に関するシールドトンネル横断方向耐震計算例を示す。シールドトンネル横断面の耐震検討は、常時計算による断面力を初期状態とし、地震時荷重を加えることで地震時断面力を算定して耐震性を照査する。

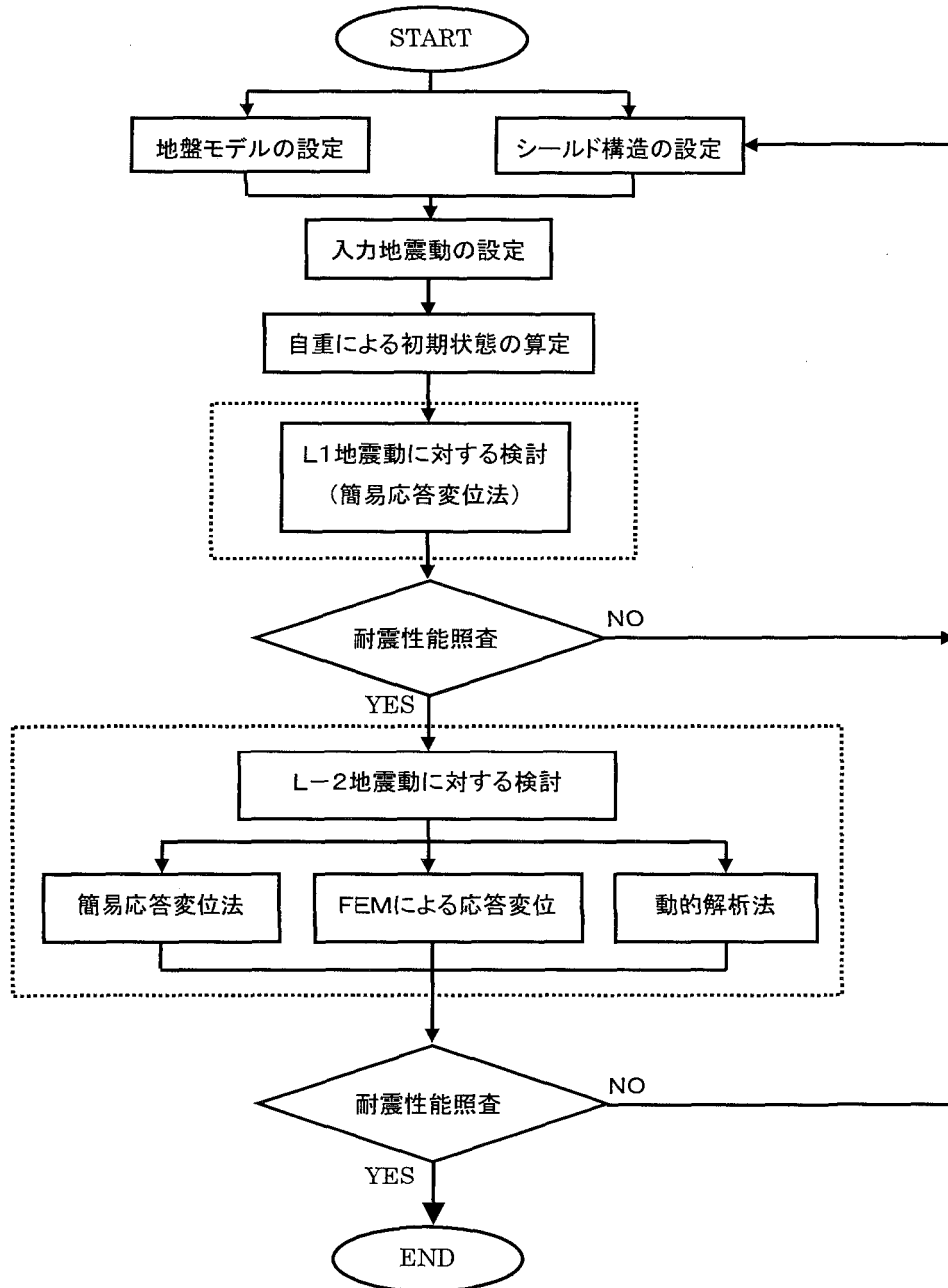


図 5-1 検討フロー

## 5.1 設計条件

### 5.1.1 地盤条件

前節2.1から，検討対象地盤として大阪の地盤を選定し，その地層構成と物性値は表5.1.1-1に示すように設定する。シールドトンネルセグメントの外径は5.1mであり，地表面から15mのシルト質粘土に設置される。耐震設計上の工学基盤面はGL-75mに位置するN値50以上の砂質層上面とした。

表 5.1.1-1 地盤の地層構成と物性値

| 番号 | 深さ(m) | 層厚(m) | 土質区分    | N値  | $\gamma$<br>( $\text{tf}/\text{m}^3$ ) | $D_{50}$<br>(mm) | $V_s$<br>(m/s) | $V_p$<br>(km/s) |
|----|-------|-------|---------|-----|--|------------------|----------------|-----------------|
| 1  | 1     | 1     | 埋土      | 5   | 1.60                                   | 0.025            | 120            | 1.2             |
| 2  | 7     | 6     | シルト質砂   | 7.5 | 1.70                                   | 0.07             | 150            | 1.2             |
| 3  | 9     | 2     | 砂混じりシルト | 2   | 1.70                                   | 0.04             | 130            | 1.2             |
| 4  | 19    | 10    | シルト質粘土  | 2   | 1.65                                   | 0.008            | 130            | 1.2             |
| 5  | 25    | 6     | シルト質砂   | 9   | 1.75                                   | 0.07             | 200            | 1.4             |
| 6  | 29    | 4     | シルト混じり砂 | 20  | 1.90                                   | 0.1              | 280            | 1.7             |
| 7  | 32    | 3     | 砂質シルト   | 12  | 1.90                                   | 0.04             | 240            | 1.65            |
| 8  | 34    | 2     | シルト混じり砂 | 25  | 2.00                                   | 0.07             | 240            | 1.7             |
| 9  | 42    | 8     | 砂混じり粘土  | 11  | 1.90                                   | 0.008            | 240            | 1.65            |
| 10 | 46    | 4     | シルト混じり砂 | 45  | 1.95                                   | 0.07             | 280            | 1.7             |
| 11 | 56    | 10    | 砂礫      | 50+ | 2.10                                   | 2.0              | 400            | 1.8             |
| 12 | 58    | 2     | シルト質粘土  | 20  | 1.75                                   | 0.008            | 270            | 1.55            |
| 13 | 60    | 2     | 砂       | 50+ | 1.95                                   | 0.35             | 400            | 1.7             |
| 14 | 65    | 5     | 粘土      | 20  | 1.75                                   | 0.004            | 300            | 1.55            |
| 15 | 66    | 1     | シルト質砂   | 20  | 2.00                                   | 0.08             | 350            | 1.7             |
| 16 | 71    | 5     | 粘土      | 30  | 1.75                                   | 0.004            | 350            | 1.65            |
| 17 | 73    | 2     | 砂       | 50+ | 2.00                                   | 0.35             | 350            | 1.7             |
| 18 | 75    | 2     | 粘土      | 30  | 1.75                                   | 0.004            | 380            | 1.65            |
| 19 | 基盤    | —     | 砂       | 50+ | 2.0                                    | 0.35             | 450            | 1.7             |

### 5.1.2 構造条件

シールドトンネルの構造は平板型を採用すると仮定し，RCセグメントとセグメント継手の形状および寸法は常時設計によって図5.1.2-1と図5.1.2-2に示すように設定された。

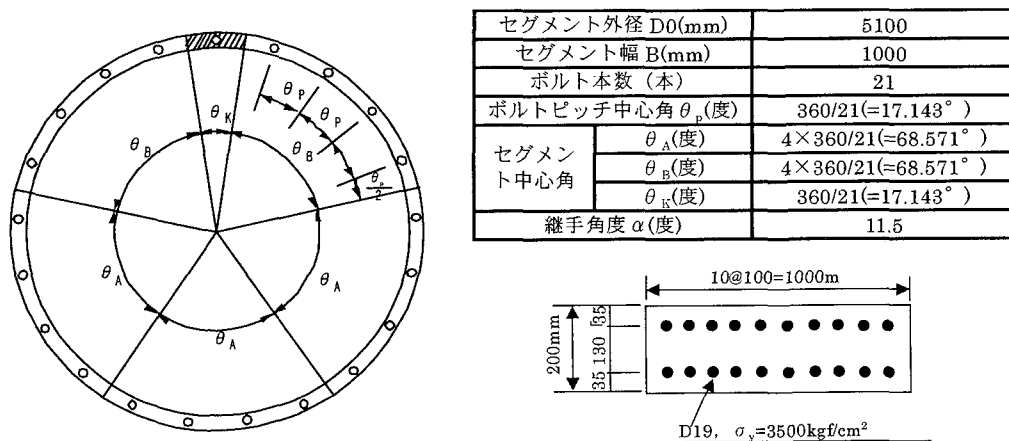
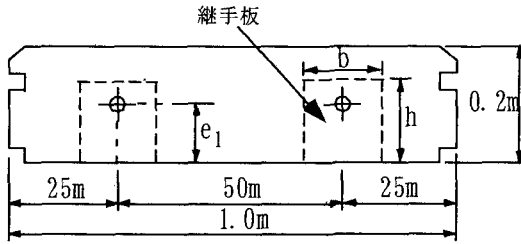


図 5.1.2-1 RCセグメントの形状と寸法



|                      |     |
|----------------------|-----|
| 継手ボルトへりあき $e_1$ (mm) | 60  |
| 継手板の幅 $b$ (mm)       | 101 |
| 継手板の高さ $h$ (mm)      | 90  |
| 継手板の厚さ $t$ (mm)      | 16  |

図 5.1.2-2 セグメント継手の形状と寸法

また、セグメントと継手板およびボルトの特性値を表 5.1.2-1 に示す。

表 5.1.2-1 セグメントと継手板及びボルトの特性値

| 材料    | 規格       | 弾性係数<br>(kgf/cm <sup>2</sup> ) | 許容応力度<br>(kgf/cm <sup>2</sup> ) |      | 引張強度<br>(kgf/cm <sup>2</sup> ) |
|-------|----------|--------------------------------|---------------------------------|------|--------------------------------|
|       |          |                                | 種類                              | 常時   |                                |
| セグメント | 460      | $3.6 \times 10^5$              | 圧縮                              | 170  | —                              |
| ボルト   | 4・6, M24 | $2.1 \times 10^6$              | 引張り                             | 1200 | 4080                           |
| 継手板   | SM50A    | $2.1 \times 10^6$              | 引張り                             | 2150 | 4900                           |

### 5.1.3 非線形特性

RC セグメントの非線形特性は鉄筋コンクリートの理論に基づいて設計軸力を考慮して算定する。図 5.1.3-1 に RC セグメントの非線形特性を示す。

|            | +側                |                       | -側                |                        |
|------------|-------------------|-----------------------|-------------------|------------------------|
|            | 曲げモーメント<br>(tf-m) | 曲率<br>(1/m)           | 曲げモーメント<br>(tf-m) | 曲率<br>(1/m)            |
| ひび割れ $M_c$ | 3.837             | $1.32 \times 10^{-3}$ | -3.837            | $-1.32 \times 10^{-3}$ |
| 鉄筋降伏 $M_y$ | 16.970            | $1.65 \times 10^{-2}$ | -16.970           | $-1.65 \times 10^{-2}$ |
| 終局曲げ $M_u$ | 17.908            | $8.99 \times 10^{-2}$ | -17.908           | $-8.99 \times 10^{-2}$ |

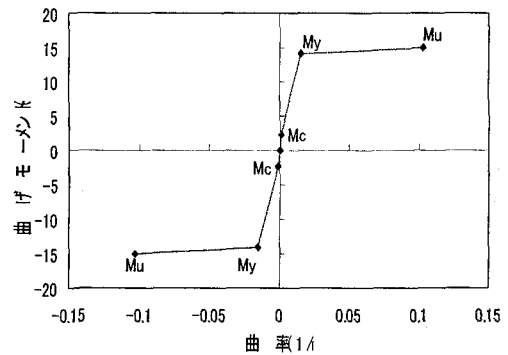


図 5.1.3-1 RC セグメントの曲げ特性

RC セグメント間のセグメント継手については、ボルトの初期締め付け力によって受ける継手板圧縮ひずみの解放と継手板の降伏および終局などを考慮して非線形特性を設定することとする。セグメントの回転ばね定数は図 5.1.3-2 に示すように継手板とボルトの挙動をばね  $k$  で評価し、鉄筋コンクリートひび割れ後の応力理論を用いて計算する。 $E_c$  と  $\varepsilon_c$  はコンクリートのヤング率と圧縮ひずみで、 $\varepsilon_s$  は継手部の引張ひずみである。セグメント継手回転特性は図 5.1.3-3 に示すように計算される。



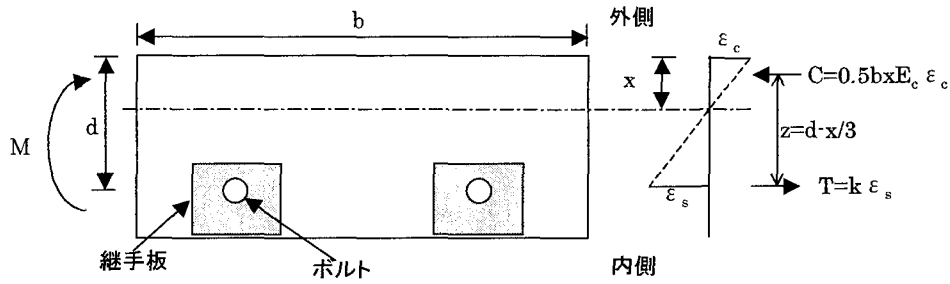


図 5.1.3-2 計算モデル

|            | +側(内側引張り)      |           | -側(外側引張り)      |           |
|------------|----------------|-----------|----------------|-----------|
|            | 回転モーメント (tf·m) | 回転角 (rad) | 回転モーメント (tf·m) | 回転角 (rad) |
| 継手板間隙の発生Mt | 1.77           | 1.459E-3  | 0.75           | 7.202E-3  |
| 継手板の降伏My   | 3.393          | 3.532E-3  | 0.886          | 8.866E-3  |
| 継手板の破壊Mf   | 4.254          | 6.711E-3  | 1.111          | 1.655E-2  |

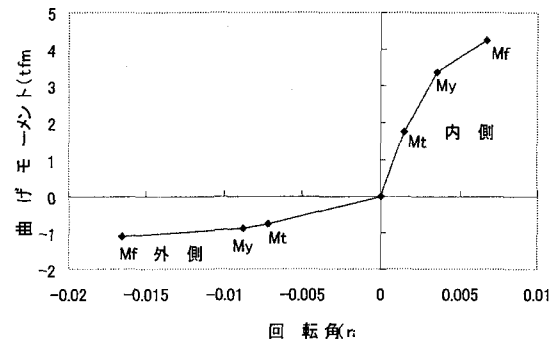


図 5.1.3-3 セグメント継手回転特性

また、セグメント継手はせん断に対する耐力が非常に大きいことと、継手板は圧縮による変形が生じないことから、セグメント継手の半径方向および圧縮による接線方向の相対変位は発生しないと仮定する。図 5.1.3-4 にセグメント継手の接線方向の非線形特性を示す。

|          | 引張りの場合 |          |
|----------|--------|----------|
|          | 軸力(tf) | 相対変位(m)  |
| 離間時Pt    | 15.47  | 2.21E-06 |
| 継手板降伏時Py | 29.66  | 1.01E-04 |
| 継手板終局時Pu | 37.18  | 1.89E-04 |

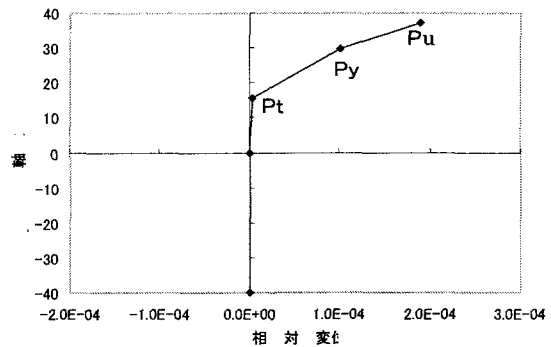


図 5.1.3-4 セグメント継手接線方法の非線形特性

#### 5.1.4 入力地震動の設定

入力地震動については2. 2節および2. 3節の検討結果を用いて設定する。基盤面はGL-75mとする。

レベル1地震動に対しては、簡易計算法で検討するため、必要な地震荷重は地表面最大変位から算定する。

一方、レベル2地震動に対しては、簡易応答変位法、FEMによる応答変位法および動的解析法を用いて検討するため、等価線形法に基づく解析プログラムDYNEQを用いてそれぞれ必要な地震荷重を算定する。

図5.1.4-1に示すのは、求められた基盤面の加速度波形の時刻歴であり、最大加速度は約112galである。トンネル上下端位置の地盤の相対変位が最大となる時刻の地盤変位・加速度および地盤最大変位・加速度の分布を図5.1.4-2に示す。トンネル上下端の最大相対変位は約8.57cmであり、発生時刻は11.72sである。そのときの地表面の最大加速度は約360galである。表5.1.4-1に各計算手法に必要な地震荷重パラメータを示す。

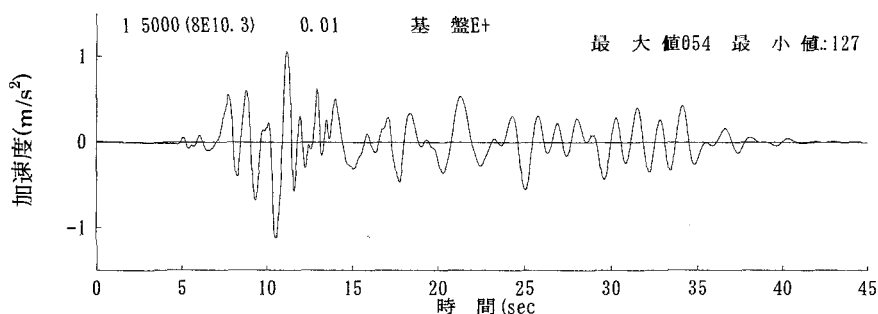


図 5.1.4-1 基盤面の加速度波形

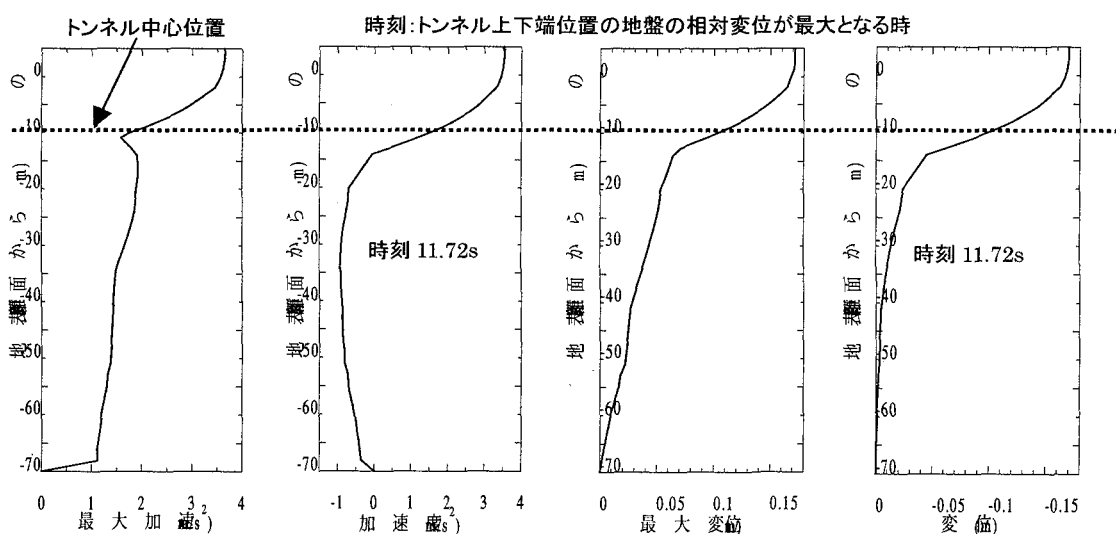


図 5.1.4-2 加速度と変位分布図

表 5.1.4-1 各計算手法に必要な地震荷重パラメータ

| 地震動レベル | 解析手法        | 地震荷重算定に必要なパラメータ                           |
|--------|-------------|---|
| レベル1   | 簡易応答変位法     | 地表面の最大変位(3.728cm)                         |
| レベル2   | 簡易応答変位法     | トンネル上下端の最大相対変位(8.57cm)                    |
|        | FEMによる応答変位法 | トンネル上下端の地盤の相対変位が最大となる時の変位の分布(図5.1.4-2を参照) |
|        | 動的解析手法      | 基盤加速度(図5.1.4-1を参照)                        |

## 5.2 トンネル初期状態の算定

トンネル初期状態の算定は有限要素法を用いて行う。簡易応答変位法はトンネル本体を完全剛性一様リングとしてモデル化しているのので、トンネル初期状態の算定については、トンネル本体を完全剛性一様リングモデルとする場合と梁・ばねモデルとする場合の2ケースに対してそれぞれ行うこととする。梁・ばねモデルについては、図 5.2-1 に示すように RC セグメントを梁で、セグメント継手をばねでモデル化する。この場合、セグメントリングは2リングまで考慮し、リング間の相互作用は相対変位を発生させないようにせん断ばね定数  $K_{LS}$  を設定する。地盤のモデルについては地盤要素 ABCD の奥行きは2リング分、地盤要素 BGHC と地盤要素 BEFC の奥行きは1リング分としてモデル化する。セグメント継手の挙動については接線方向ばねと半径方向ばねおよび回転ばねで表す。

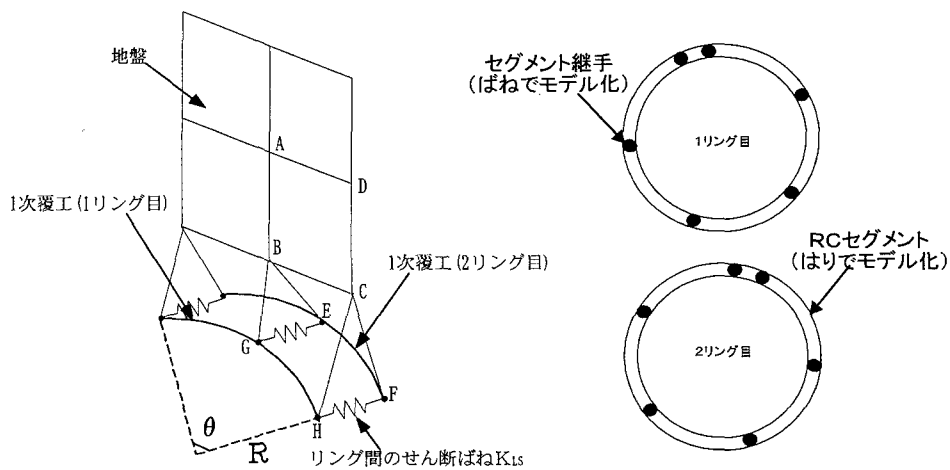


図 5.2-1 梁・ばねモデル

また、地盤の変形係数はせん断波速度より算出するものを用いる。砂質土と粘土の静的ポアソン比はそれぞれ 0.33 と 0.45 と仮定する。図 5.2-2 と図 5.2-3 に示したのは解析で得られたトンネル初期状態の断面力分布である。

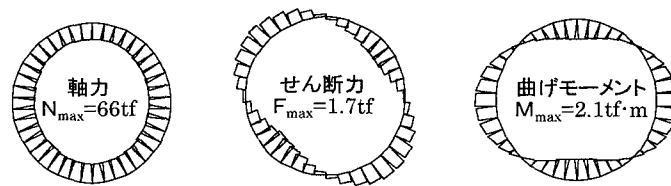


図 5.2-2 一様リングの場合の断面力分布(初期状態)

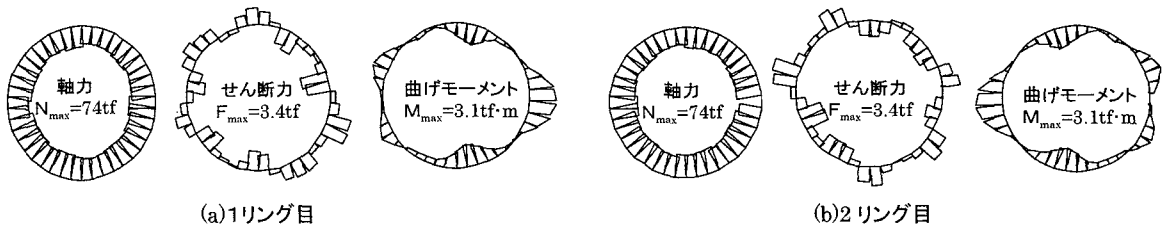


図 5.2-3 梁・ばねモデルの場合の断面力分布(初期状態)

### 5.3 レベル1地震動に関する耐震照査

レベル1地震動に関するシールドトンネル横断面の地震時断面力は志波らが提案した簡易応答変位法で求め、耐震照査はガイドライン（案）5.6節に従って許容応力度法で行う。耐震計算に必要なパラメータは表5.3-1に示すようである。最大断面力に関する照査結果とトンネルに発生する断面力をそれぞれ表5.3-2と図5.3-1に示す。照査結果より各断面とも許容応力度を下回っていることが分かった。

表 5.3-1 耐震計算に必要なパラメータ

| パラメータ           | 単位                | 値                 | 備考                            |
|-----------------|-------------------|-------------------|-------------------------------|
| 地表面最大変位 $u_d$   | cm                | 3.728             | CN=2, CA=2                    |
| 地盤のせん断剛性 $G$    | tf/m <sup>2</sup> | 13252             | $G = \sum G_i H_i / \sum H_i$ |
| 表層地盤高さ $H_g$    | m                 | 75                | —                             |
| トンネル中心位置 $H$    | m                 | 12.5              | —                             |
| 動的ポアソン比 $\nu$   | —                 | 0.49              | —                             |
| トンネル覆工同心半径 $R$  | m                 | 2.5               | —                             |
| トンネル覆工曲げ剛性 $EI$ | tf·m <sup>2</sup> | 240               | —                             |
| トンネル覆工のヤング率 $E$ | tf/m <sup>2</sup> | $3.6 \times 10^5$ | —                             |
| 補正係数 $\beta$    | —                 | 1.3               | —                             |

表 5.3-2 レベル1地震動に関する照査結果

| 照査断面                  |                     | 曲げモーメント最大の断面 | せん断力最大の断面 | 軸力最大の断面 | 軸力最小の断面 |
|-----------------------|---------------------|--------------|-----------|---------|---------|
| 曲げモーメント $M$           | tf·m                | 2.26         | 0.31      | 1.19    | 1.14    |
| せん断力 $Q$              | tf                  | 0.29         | 1.94      | 1.33    | 1.33    |
| 軸力 $N$                | tf                  | 4.91         | -7.28     | 9.05    | -9.28   |
| 引張応力度 $\sigma_s$      | kgf/cm <sup>2</sup> | 609          | 263       | 195     | 565     |
| 圧縮応力度 $\sigma_c$      | kgf/cm <sup>2</sup> | 34           | —         | 19      | 13      |
| せん断応力度 $\tau_m$       | kgf/cm <sup>2</sup> | 0.2          | 1.4       | 0.8     | 0.8     |
| 許容引張応力度 $\sigma_{sa}$ | kgf/cm <sup>2</sup> | 3000         | 3000      | 3000    | 3000    |
| 許容圧縮応力度 $\sigma_{ca}$ | kgf/cm <sup>2</sup> | 255          | 255       | 255     | 255     |
| 許容せん断応力度 $\tau_a$     | kgf/cm <sup>2</sup> | 9            | 9         | 9       | 9       |
| 判定結果                  |                     | OK           | OK        | OK      | OK      |

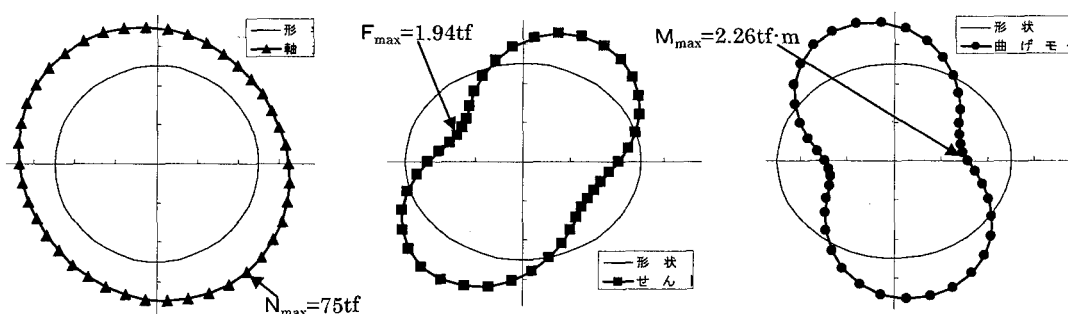


図 5.3-1 簡易法による断面力分布図(レベル1地震動)

#### 5.4 レベル2地震動に関する耐震照査

レベル2地震動に対してトンネルに発生する地震時断面力の算定は簡易応答変位法とFEMによる応答変位法および動的解析法を用いてそれぞれ行うこととする。

レベル2地震動に関する耐震照査についてはガイドライン(案)5.6節に従って行う。RCセグメントについては曲げ破壊先行型に対しては式(5.4-1)を満足することを、せん断破壊先行型に対しては式(5.4-2)を満足することを照査する。

$$\mu_R \leq \mu_D \quad (5.4-1)$$

$$Q_{RS} \leq Q_{DS} \quad (5.4-2)$$

ここに、 $\mu_D$ は許容塑性率、 $\mu_R$ は応答塑性率、 $Q_{DS}$ はセグメントのせん断耐力、 $Q_{RS}$ は応答せん断力である。セグメントのせん断耐力  $Q_{DS}$  は道路橋示方書V編の9.5節により式(5.4-3)で求まる。

$$Q_{DS} = Q_C + Q_S = 10c_c c_e c_{pt} \tau_c b d + \frac{A_w \sigma_{sy} d (\sin \theta + \cos \theta)}{11.5a} \quad (5.4-3)$$

ここに、 $Q_{DS}$ : せん断耐力(tf)

$Q_C$ : コンクリートが負担するせん断耐力(tf)

$Q_S$ : 帯鉄筋が負担するせん断耐力(tf)

$c_c$ : 荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数 (0.6)

$c_e$ : RC断面の有効高  $d$  に関する補正係数(1.0)

$c_{pt}$ : 引張り主鉄筋比に関する補正係数(0.9)

$\tau_c$ : コンクリートが負担できる平均せん断応力度 ( $\text{kgf}/\text{cm}^2$ )

$b$ : せん断耐力を算定する直角な方向の断面幅 (m)

$d$ : せん断耐力を算定する平行な方向の有効高幅 (m)

$A_w$ : 間隔  $a$  および角度  $\theta$  で配筋される帯鉄筋の断面積 ( $\text{cm}^2$ )

$\sigma_{sy}$ : 帯鉄筋の降伏点 ( $\text{kgf}/\text{cm}^2$ )

$a$ : 帯鉄筋の間隔 (cm)

セグメント継手については、継手板の変形は式(5.4-4)と式(5.4-5)を満足することを照査する。

$$\varepsilon_B \leq \alpha_B \varepsilon_{BY} \quad (5.4-4)$$

$$\varepsilon_P \leq \alpha_P \varepsilon_{PY} \quad (5.4-5)$$

ここに、 $\varepsilon_{BY}$ は曲げモーメントによる継手板の降伏変形、 $\varepsilon_{PY}$ は引張軸力による継手板の降伏ひずみ、 $\varepsilon_B$ は曲げモーメントによる継手板のひずみ、 $\varepsilon_P$ は引張軸力による継手板のひずみ、 $\alpha_B$ と $\alpha_P$ は曲げおよび引張の許容塑性率である。

### 5.4.1 簡易応答変位法(高田の方法)

非線形特性を考慮する簡易応答変位法は弾性床上一様リング理論に基づいて誘導されるため、有限要素法のように常時荷重状態を忠実に反映することができなくなる。常時荷重を近似的に簡易応答変位法に取り込むために、以下に示す手順でトンネルの断面力を算定することとする。

- Step1: 常時状態におけるトンネルの最大曲げモーメントを用いて、セグメントの非線形特性(M~φ曲線)をシフトする。
- Step2: 簡易応答変位法でトンネルに発生する地震時断面力を算定する。
- Step3: 地震時断面力と常時断面力を重ね合わせる。

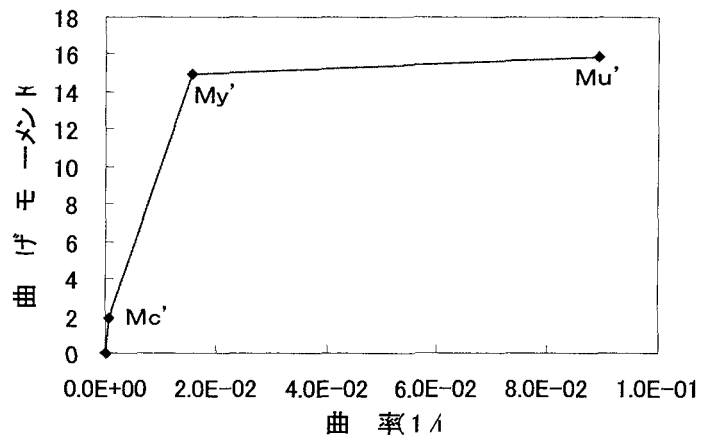


図 5.4.1-1 シフト後のRCセグメントの非線形特性

常時の曲げモーメントを用いてシフト後のセグメントの非線形特性は図 5.4.1-1 に示すように求められる。

また、トンネルのある地層の土質は主にシルト質粘土で構成し、N 値は約 2 であることから、「下水道施設の耐震対策指針と解説」より一軸圧縮強度  $q_u$  を  $0.25 \text{ kgf/cm}^2$  と、摩擦角度を 0 と仮定する。地盤のせん断破壊応力は以下のように求められる。

$$\tau_f = C + \sigma_m \tan(\phi) = q_u / 2 = 2.5 / 2 = 1.25 \text{ tf/m}^2$$

ここで、 $\sigma_m$  は有効拘束圧 ( $\sigma_m = 2\sigma'_v / 3$ ) である。

表 5.4.1-1 は簡易応答変位法の計算に必要な入力パラメータを示したものである。

表 5.4.1-1 耐震計算に必要なパラメータ

| パラメータ                       | 単位                | 値                 | 備考         |
|-----------------------------|-------------------|-------------------|------------|
| トンネル上下端の最大相対変位 $\Delta u_d$ | cm                | 8.57              | 等価線形解析より算定 |
| 地盤のせん断剛性 G                  | tf/m <sup>2</sup> | 648               | 収束剛性       |
| 動的ポアソン比 $\nu$               | —                 | 0.49              | —          |
| トンネル覆工図心半径 R                | m                 | 2.45              | —          |
| トンネル覆工曲げ剛性 EI               | tf·m <sup>2</sup> | 240               | —          |
| トンネル覆工のヤング率 E               | tf/m <sup>2</sup> | $3.6 \times 10^5$ | —          |
| 補正係数 $\beta$                | —                 | 1.3               | —          |

トンネルに発生する断面力とセグメントに関する照査結果をそれぞれ図 5.4.1-2 と表 5.4.1-2 に示す。照査結果より RC セグメントのせん断耐力が不足していることが分かった。

せん断耐力を満足させるために、せん断補強筋が必要である。表 5.4.1-3 のように D16 せん断補強筋を 4 本配置すれば、RCセグメントのせん断耐力は 16.8tf となり、レベル 2 地震動による発生断面力を上回ることとなる。

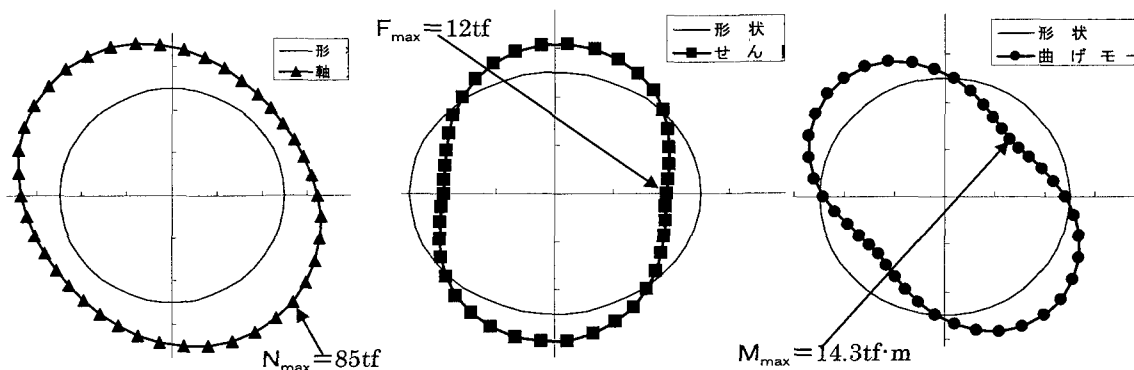


図 5.4.1-2 断面力分布図

表 5.4.1-2 照査結果

| 照査断面                           |      | 曲げモーメントが最大 | せん断力が最大 | 備考  |
|--------------------------------|------|------------|---------|---|
| 曲げモーメントM                       | tf·m | 14.25      | 2.05    | —   |
| せん断力Q                          | tf   | 0.53       | -67.2   | —   |
| 軸力N                            | tf   | -20.71     | 11.71   | —   |
| 応答塑性率 $\mu_R$                  | —    | 0.81       | 0.04    | $\phi_R / \phi_Y$                           |
| 許容応答塑性率 $\mu_D (\alpha = 1.0)$ | —    | 5.4        | 5.4     | $1.0 + (\phi_u - \phi_y) / (\alpha \phi_y)$ |
| 曲げ耐力 $M_u$                     | tf·m | 17.91      | 17.91   | —   |
| せん断スパン比l                       | m    | 26.9       | 0.175   | M/Q   |
| 曲げ耐力に達するときのせん断力 $V_{mu}$       | tf   | 0.67       | 102.34  | $M_u / l$                                   |
| コンクリート耐力 $Q_C$                 | tf   | 3.31       | 3.31    | —   |
| せん断補強筋耐力 $Q_S$                 | tf   | 0.0        | 0.0     | —   |
| せん断耐力 $Q_{DS}$                 | tf   | 3.31       | 3.31    | —   |
| $V_{mu} / Q_{DS}$              | —    | 0.13       | 20.1    | —   |
| 破壊形式                           |      | 曲げ先行       | せん断先行   | —   |
| 判定                             |      | OK         | NO      | せん断補強筋が必要                                   |

表 5.4-3 帯鉄筋を4本配置した場合のせん断耐力

| Cc  | Ce | Cpt | $\tau_c$<br>(kgf/cm <sup>2</sup> ) | b<br>(m) | $Q_C$<br>(tf) | d<br>(m) | $A_w$<br>(cm <sup>2</sup> ) | $\sigma_{sy}$<br>(kgf/cm <sup>2</sup> ) | $\theta$ | a<br>(cm) | $Q_S$<br>(tf) | $Q_{DS}$<br>(tf) |
|-----|----|-----|------------------------------------|----------|---------------|----------|-----------------------------|---|----------|-----------|---------------|------------------|
| 0.6 | 1  | 0.9 | 4.72                               | 1        | 3.31          | 0.13     | 7.944                       | 3000                                    | 1.57     | 20        | 13.5          | 16.8             |

### 5.4.2 FEMを用いた応答変位法

FEMを用いた応答変位法の解析は、ガイドライン（案）5.4節に示した手順に従って行う。地震荷重としての等価節点力は500ステップに分けて、常時状態の地盤-構造モデルに作用させる。GL-25m以深の地盤は解析上トンネルの挙動に影響がないことから、解析モデルの地盤深さはGL-25mまでとした。地盤は線形挙動とするが、自由地盤による等価線形解析の収束値を用いる。表5.4.2-1に自由地盤の解析結果を示す。RCセグメントとセグメント継手の非線形特性については前節5.1の算定結果を採用し、非線形弾性として考慮する。

表 5.4.2-1 地盤の地層構成と物性値

| 設定値     |        |                               |             |        | 解析結果                   |       |                           |           |
|---------|--------|-------------------------------|-------------|--------|------------------------|-------|---------------------------|-----------|
| 土質      | 層厚 (m) | $\gamma$ (tf/m <sup>3</sup> ) | $V_s$ (m/s) | 深さ (m) | G (tf/m <sup>2</sup> ) | h (%) | 最大加速度 (m/s <sup>2</sup> ) | 最大変位 (cm) |
|         |        |                               |             | 0      |                        |       | 3.66                      | 17.21     |
| 埋土(シルト) | 1      | 1.6                           | 120         | 1      | 2143                   | 2.70  | 3.65                      | 17.20     |
| シルト質砂   | 1      | 1.7                           | 150         | 2      | 3159                   | 4.57  | 3.64                      | 17.17     |
| シルト質砂   | 5      | 1.7                           | 150         | 7      | 2175                   | 8.8   | 3.45                      | 16.46     |
| 砂混じりシルト | 2      | 1.7                           | 130         | 9      | 845                    | 13.89 | 3.15                      | 15.36     |
| シルト質粘土  | 10     | 1.65                          | 130         | 19     | 688                    | 13.94 | 1.93                      | 6.39      |
| シルト質砂   | 6      | 1.75                          | 200         | 25     | 2556                   | 12.60 | 1.89                      | 5.32      |

解析結果を図5.4.2-1および図5.4.2-2に示す。図5.4.2-1はトンネルの最大断面力分布、図5.4.2-2は最終ステップの地盤変位分布である。

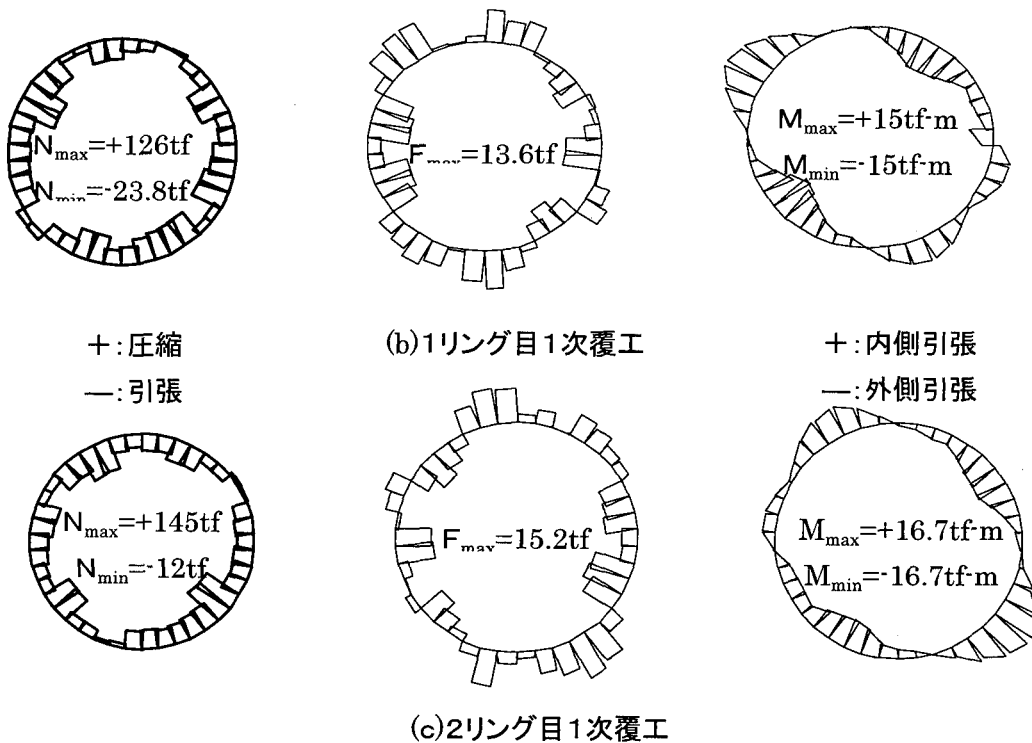


図 5.4.2-1 断面力分布図(N:軸力, Fせん断力, M:曲げモーメント)



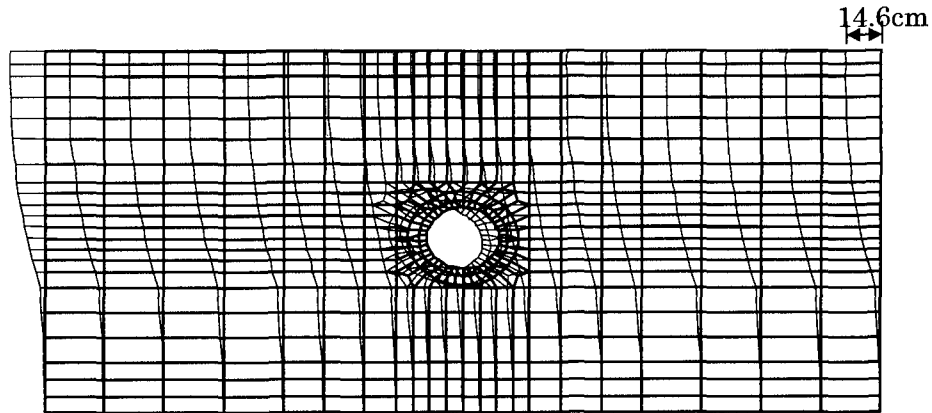


図 5.4.2-2 地盤変形分布図

表 5.4.2-2 と表 5.4.2-3 は照査結果を示したものである。RCセグメントの照査結果より RCセグメントのせん断耐力は不足していることが分かった。しかし、4本のせん断補強筋を配置すれば、せん断耐力が 16.8tf となり、レベル2地震動に対してせん断耐力を満足できることとなる。

また、セグメント継手についても正曲げにより生じた継手板の最大ひずみは継手板の終局ひずみを越えている。標準設計のセグメント継手はレベル2地震動に対応できず、対策する必要がある。一つの対策方法としては継手板の厚さは現行の 16mm から 20mm に変更することである。継手板の厚さが 20mm の場合、継手板の終局回転モーメントは 6.35tf・m となり、レベル2地震動に対応できることとなる。

表 5.4.2-2 RCセグメントの照査結果

| 照査断面                             |      | 曲げモーメント最大の断面 | せん断力最大の断面  | 備考  |
|----------------------------------|------|--------------|------------|---|
| 曲げモーメントM                         | tf・m | 16.7         | 4.5        | —   |
| せん断力Q                            | tf   | 11.8         | 15.2       | —   |
| 軸力N                              | tf   | 145.2        | 74.6       | —   |
| 応答塑性率 $\mu_R$                    | —    | 0.98         | 0.12       | $\phi_R / \phi_y$                           |
| 許容応答塑性率 $\mu_D$ ( $\alpha=1.0$ ) | —    | 5.4          | 5.4        | $1.0 + (\phi_u - \phi_y) / (\alpha \phi_y)$ |
| 曲げ耐力 $M_u$                       | tf・m | 17.91        | 17.91      | —   |
| せん断スパン比l                         | m    | 1.4          | 0.3        | M/Q   |
| 曲げ耐力に達するときのせん断力 $V_{mu}$         | tf   | 11.94        | 59.7       | $M_u / l$                                   |
| コンクリート耐力 $Q_C$                   | tf   | 3.31         | 3.31       | —   |
| せん断補強筋耐力 $Q_S$                   | tf   | 0.0(13.5)    | 0.0(13.5)  | 注   |
| せん断耐力 $Q_{DS}$                   | tf   | 3.31(16.8)   | 3.31(16.8) | 注   |
| $V_{mu} / Q_{DS}$                | —    | 2.34         | 11.72      | —   |
| 破壊形式                             |      | せん断破壊先行      | せん断破壊先行    | —   |
| 判定                               | 曲げ   | OK           | OK         | —   |
|                                  | せん断  | NO           | NO         | —   |

注) 括弧内の数値はせん断補強筋4本がある場合

表 5.4.2-3 継手板の照査結果

|   |      | 曲げ    |       | 引張      | 備考 <sup>注)</sup>                      |
|---|------|-------|-------|---------|---------------------------------------|
|   |      | 正     | 負     |         |                                       |
| 最大回転モーメントMr                                   | tf・m | 4.76  | 1.0   | —       | —                                     |
| 最大引張力Nr                                       | tf   | —     | —     | 15.5    | —                                     |
| 最大回転ひずみ $\varepsilon_B$                       | cm   | 0.054 | 0.033 | —       | —                                     |
| 最大引張ひずみ $\varepsilon_P$                       | cm   | —     | —     | 2.61E-4 | —                                     |
| 回転の降伏ひずみ $\varepsilon_{BY}$                   | cm   | 0.022 | 0.023 | —       | —                                     |
| 引張の降伏ひずみ $\varepsilon_{PY}$                   | cm   | —     | —     | 1.01E-2 | —                                     |
| 回転に対する塑性率 $\alpha_B$                          | —    | 1.90  | 1.86  | —       | $\varepsilon_{BU} / \varepsilon_{BY}$ |
| 引張に対する塑性率 $\alpha_P$                          | —    | —     | —     | 1.87    | $\varepsilon_{PU} / \varepsilon_{PY}$ |
| $\varepsilon_B / (\alpha_B \varepsilon_{BY})$ | —    | 1.28  | 0.78  | —       | —                                     |
| $\varepsilon_P / (\alpha_P \varepsilon_{PY})$ | —    | —     | —     | 0.01    | —                                     |
| 判定  |      | NO    | OK    | OK      | —                                     |

注)  $\varepsilon_{BU}$ と $\varepsilon_{PU}$ は回転及び引張の終局ひずみである。

### 5.4.3 動的解析法

動的解析を行う際、地盤の非線形挙動は修正 R-O モデルを採用し、トンネルの非線形特性は 5.1 節の算定結果を用い非線形弾性とする。修正 R-O モデルに必要な基準ひずみ  $\gamma_{0.5}$  と最大減衰定数  $h_{max}$  は安田・山口式で求め、初期せん断剛性  $G_0$  はせん断は速度  $v_s$  より算出することとする。表 5.4.3-1 に各層ごとの基準ひずみと最大減衰定数および初期せん断

表 5.4.3-1 地盤の基準ひずみと減衰定数

| 番号 | 深さ(m) | 層厚(m) | 土質区分    | N値  | $\gamma$<br>(tf/m <sup>3</sup> ) | $G_0$<br>(tf/m <sup>2</sup> ) | $\gamma_{0.5}$<br>(10 <sup>-3</sup> ) | $h_{max}$ |
|----|-------|-------|---------|-----|----------------------------------|-------------------------------|---------------------------------------|-----------|
| 1  | 1     | 1     | 埋土      | 5   | 1.60                             | 2351                          | 1.263                                 | 17.47     |
| 2  | 7     | 6     | シルト質砂   | 7.5 | 1.70                             | 3903                          | 1.019                                 | 19.13     |
| 3  | 9     | 2     | 砂混じりシルト | 2   | 1.70                             | 2932                          | 1.145                                 | 18.23     |
| 4  | 19    | 10    | シルト質粘土  | 2   | 1.65                             | 2845                          | 1.599                                 | 15.64     |
| 5  | 25    | 6     | シルト質砂   | 9   | 1.75                             | 7143                          | 1.019                                 | 19.13     |
| 6  | 29    | 4     | シルト混じり砂 | 20  | 1.90                             | 15200                         | 1.106                                 | 19.34     |
| 7  | 32    | 3     | 砂質シルト   | 12  | 1.90                             | 11167                         | 1.145                                 | 18.23     |
| 8  | 34    | 2     | シルト混じり砂 | 25  | 2.00                             | 11755                         | 1.019                                 | 19.13     |
| 9  | 42    | 8     | 砂混じり粘土  | 11  | 1.90                             | 11167                         | 1.599                                 | 15.64     |
| 10 | 46    | 4     | シルト混じり砂 | 45  | 1.95                             | 15600                         | 1.019                                 | 19.13     |
| 11 | 56    | 10    | 砂礫      | 50+ | 2.10                             | 34286                         | 1.021                                 | 24.51     |
| 12 | 58    | 2     | シルト質粘土  | 20  | 1.75                             | 13018                         | 1.599                                 | 15.64     |
| 13 | 60    | 2     | 砂       | 50+ | 1.95                             | 31837                         | 1.330                                 | 21.71     |
| 14 | 65    | 5     | 粘土      | 20  | 1.75                             | 16071                         | 1.843                                 | 14.53     |
| 15 | 66    | 1     | シルト質砂   | 20  | 2.00                             | 25000                         | 1.522                                 | 19.34     |
| 16 | 71    | 5     | 粘土      | 30  | 1.75                             | 21875                         | 1.843                                 | 14.53     |
| 17 | 73    | 2     | 砂       | 50+ | 2.00                             | 25000                         | 1.448                                 | 21.71     |
| 18 | 75    | 2     | 粘土      | 30  | 1.75                             | 25786                         | 1.843                                 | 14.53     |

剛性を示す。解析は全応力法で行い、地盤と構造物の相互作用を考慮しない。5.1節に設定した地震動はGL-75mの工学基盤面にE+Fとして入力する。

解析結果は図5.4.3-1と図5.4.3-2に示している。図5.4.3-1はトンネル断面力の分布図で、図5.4.3-2は最大加速度の分布図である。トンネルに発生する最大曲げモーメントは15.1tf・mで、地表面の最大加速度は358galである。

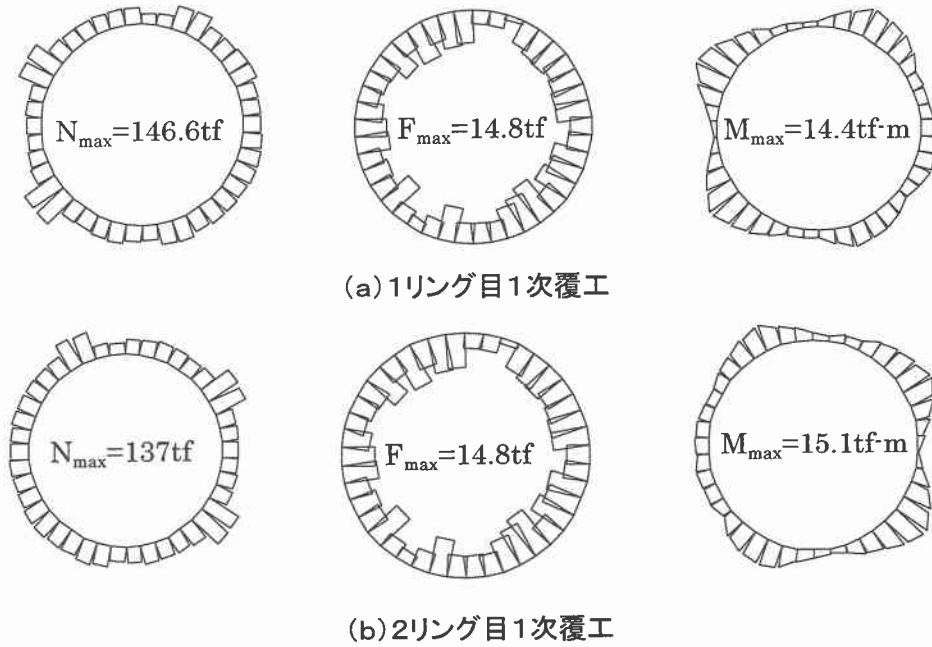


図 5.4.3-1 断面力分布図(N:軸力, Fせん断力, M:曲げモーメント)

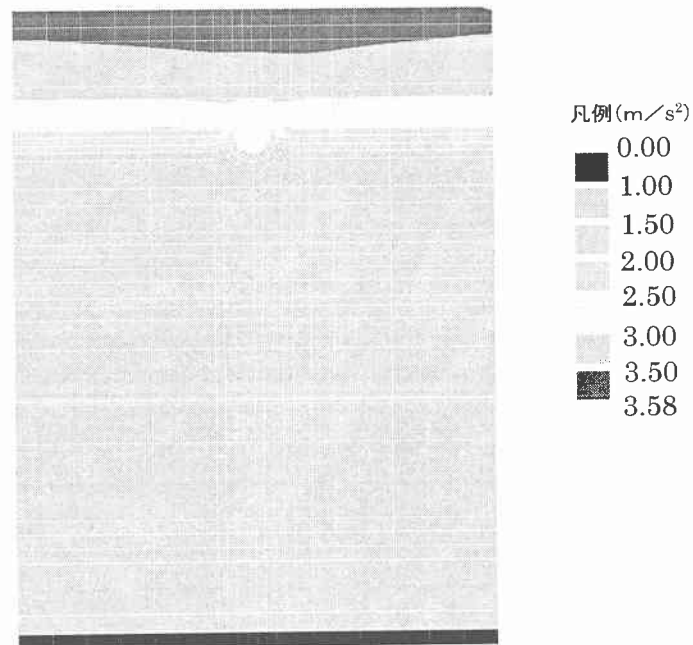


図 5.4.3-2 最大加速度の分布

RCセグメントとセグメント継手に関する照査結果は表5.4.3-2と表5.4.3-3に示される。表5.4.3-2はRCセグメントに関する照査結果であり、曲げに対しては応答塑性率が許容塑性率より小さいが、せん断に対しては応答せん断力がせん断耐力を越えていることから、せん断補強筋が必要であることが分かった。D16せん断補強筋を4本配置すれば、RCセグメントのせん断耐力は16.8tfとなり、せん断耐力は満足できることとなる。

また、表5.4.3-3はセグメント継手に関する照査結果であり、セグメント継手については正曲げにより生じた継手板の最大ひずみは継手板の終局ひずみを越えている。標準設計のセグメント継手はレベル2地震動に対応できず、対策する必要がある。継手板の厚さを現行の16mmから20mmに変更すれば、継手板の終局回転モーメントは6.35tf・mとなり、レベル2地震動に対応できることが分かる。

表 5.4.3-2 RCセグメントの照査結果

| 照査断面                        |      | 曲げモーメント最大の断面 | せん断力最大の断面  | 備考  |
|-----------------------------|------|--------------|------------|---|
| 曲げモーメントM                    | tf・m | 15.10        | 5.56       | —   |
| せん断力Q                       | tf   | 9.97         | 14.80      | —   |
| 軸力N                         | tf   | 135          | 56.2       | —   |
| 応答塑性率 $\mu_R$               | —    | 0.51         | 0.20       | $\phi_R / \phi_y$                         |
| 許容応答塑性率 $\mu_D(\alpha=1.0)$ | —    | 5.4          | 5.4        | $1.0+(\phi_u - \phi_y) / (\alpha \phi_y)$ |
| 曲げ耐力 $M_u$                  | tf・m | 17.91        | 17.91      | —   |
| せん断スパン比l                    | m    | 1.51         | 0.38       | M/Q                                       |
| 曲げ耐力に達するときのせん断力 $V_{mu}$    | tf   | 11.86        | 47.1       | $M_u / l$                                 |
| コンクリート耐力 $Q_C$              | tf   | 3.31         | 3.31       | —   |
| せん断補強筋耐力 $Q_S$              | tf   | 0.0(13.5)    | 0.0(13.5)  | 注   |
| せん断耐力 $Q_{DS}$              | tf   | 3.31(16.8)   | 3.31(16.8) | 注   |
| $V_{mu} / Q_{DS}$           | —    | 3.58(0.7)    | 11.72(2.8) | 注   |
| 破壊形式                        |      | せん断破壊先行      | せん断破壊先行    | —   |
| 判定                          | 曲げ   | OK           | OK         | —   |
|                             | せん断  | NO           | NO         | —   |

注)せん断補強筋が4本を設置した場合

表 5.4.3-3 セグメント継手の照査結果

|   |      | 曲げ    |       | 引張      | 備考 <sup>注)</sup>                |
|---|------|-------|-------|---------|---------------------------------|
|   |      | 正     | 負     |         |                                 |
| 最大回転モーメント $M_r$                         | tf・m | 4.28  | 0.94  | —       | —                               |
| 最大引張力 $N_r$                             | tf   | —     | —     | 15.5    | —                               |
| 最大回転ひずみ $\epsilon_B$                    | cm   | 0.054 | 0.033 | —       | —                               |
| 最大引張ひずみ $\epsilon_P$                    | cm   | —     | —     | 2.61E-4 | —                               |
| 回転の降伏ひずみ $\epsilon_{BY}$                | cm   | 0.022 | 0.023 | —       | —                               |
| 引張の降伏ひずみ $\epsilon_{PY}$                | cm   | —     | —     | 1.01E-2 | —                               |
| 回転に対する塑性率 $\alpha_B$                    | —    | 1.90  | 1.86  | —       | $\epsilon_{BU} / \epsilon_{BY}$ |
| 引張に対する塑性率 $\alpha_P$                    | —    | —     | —     | 1.87    | $\epsilon_{PU} / \epsilon_{PY}$ |
| $\epsilon_B / (\alpha_B \epsilon_{BY})$ | —    | 1.02  | 0.64  | —       | =1.0                            |
| $\epsilon_P / (\alpha_P \epsilon_{PY})$ | —    | —     | —     | 0.01    | =1.0                            |
| 判定                                      |      | NO    | OK    | OK      | —                               |

注)  $\epsilon_{BU}$ と $\epsilon_{PU}$ は回転及び引張の終局ひずみである。

## 6. 立坑の設計計算例

### 6. 1 立坑本体の検討

#### 6.1.1 検討方針

##### (1) 検討目的

検討対象としてRCケーソン構造の立坑を想定し、応答変位法を用いた鉛直方向に対するパラメータ検討を行うとともに、本ガイドラインに準じた耐震性の照査例を示す。

##### (2) 検討条件

基本的な検討条件を以下に示す。

##### ①立坑の構造

対象とする立坑は、図 6.1.1-1 に示すRCニューマチックケーソンを想定する。

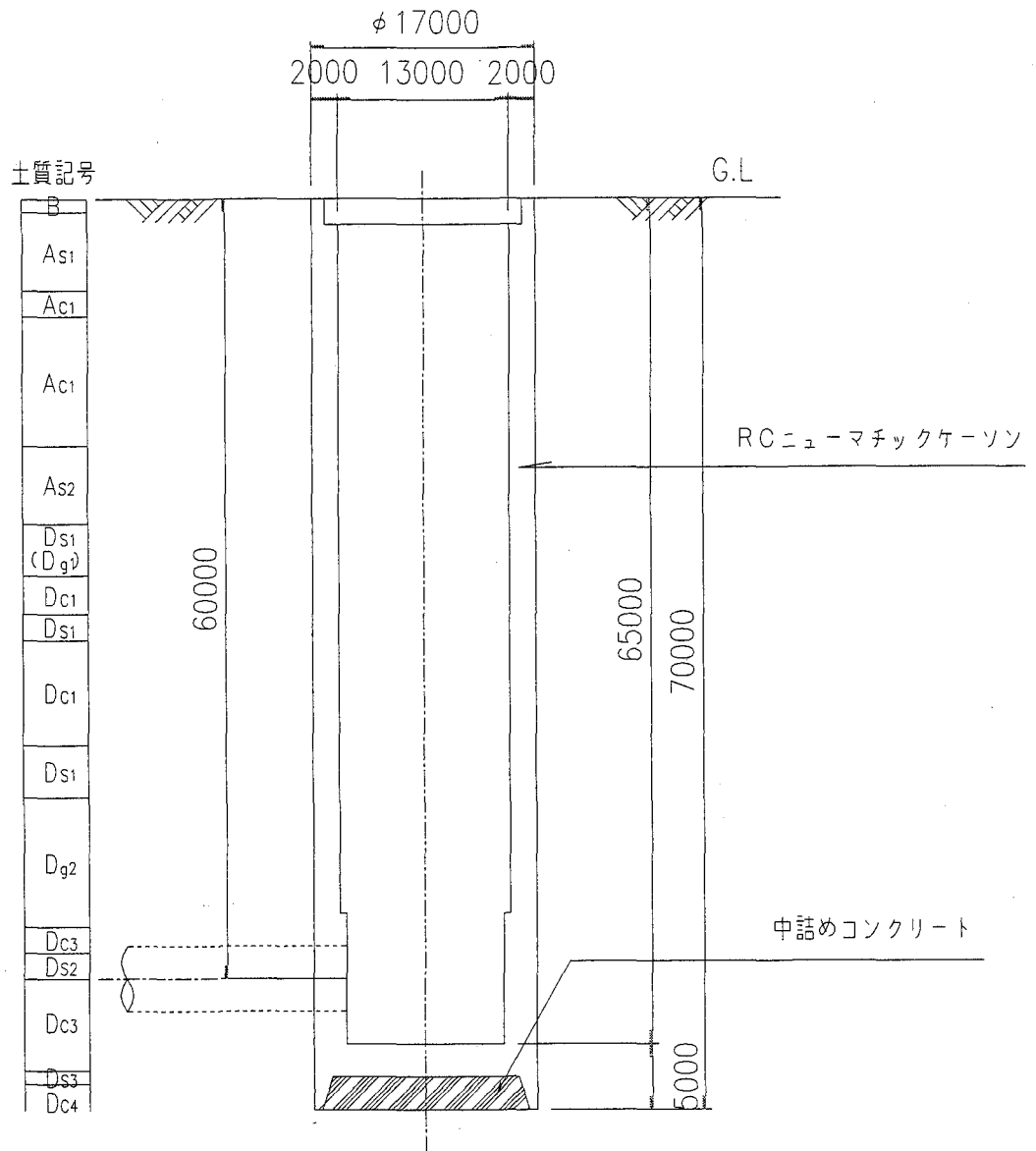


図 6.1.1-1 立坑の構造寸法

②地盤条件および地震時地盤変位

対象とした地盤モデルおよび地震時の地盤変位は、「第3章 地震による地盤変位の算定」に示されている方法により計算された結果を用いることとする。地盤モデルを表 6.1.1-1 に、レベル1およびレベル2地震動による地盤変位を図 6.1.1-2、図 6.1.1-3 にそれぞれ示す。

表 6.1.1-1 地盤条件

| 記号 | 下端<br>深さ<br>(m) | 層厚<br>(m) | 土質      | 記号                       | N値  | $V_s$<br>(m/s) | $V_p$<br>(km/s) | $\gamma_t$<br>( $\text{tf/m}^3$ ) | G<br>( $\text{tf/m}^3$ ) | $\sigma'$<br>( $\text{tf/m}^2$ ) | $p'$<br>( $\text{kg/cm}^2$ ) |
|----|-----------------|-----------|---------|--------------------------|-----|----------------|-----------------|-----------------------------------|--------------------------|----------------------------------|------------------------------|
| 1  | 1.0             | 1.0       | 埋土(シルト) | B                        | 5   | 120            | 1.2             | 1.6                               | 2351.0                   | 0.80                             | 0.053                        |
| 2  | 7.0             | 6.0       | シルト砂質   | $A_{s1}$                 | 7.5 | 150            | 1.2             | 1.7                               | 3903.0                   | 4.70                             | 0.313                        |
| 3  | 9.0             | 2.0       | 砂混じりシルト | $A_{c1}$                 | 2   | 130            | 1.2             | 1.7                               | 2932.0                   | 7.50                             | 0.500                        |
| 4  | 19.0            | 10.0      | シルト質粘土  | $A_{c1}$                 | 2   | 130            | 1.2             | 1.65                              | 2845.0                   | 11.45                            | 0.763                        |
| 5  | 25.0            | 6.0       | シルト質砂   | $A_{s2}$                 | 9   | 200            | 1.4             | 1.75                              | 7143.0                   | 16.95                            | 1.130                        |
| 6  | 29.0            | 4.0       | シルト混じり砂 | $D_{s1}$<br>( $D_{g1}$ ) | 20  | 280            | 1.7             | 1.9                               | 15200.0                  | 21.00                            | 1.400                        |
| 7  | 32.0            | 3.0       | 砂質シルト   | $D_{c1}$                 | 12  | 240            | 1.65            | 1.9                               | 11167.0                  | 24.15                            | 1.610                        |
| 8  | 34.0            | 2.0       | シルト混じり砂 | $D_{s1}$                 | 25  | 240            | 1.7             | 2                                 | 11755.0                  | 26.50                            | 1.767                        |
| 9  | 42.0            | 8.0       | 砂混じり粘土  | $D_{c1}$                 | 11  | 240            | 1.65            | 1.9                               | 11167.0                  | 31.10                            | 2.073                        |
| 10 | 46.0            | 4.0       | シルト混じり砂 | $D_{s1}$                 | 45  | 280            | 1.7             | 1.95                              | 15600.0                  | 36.60                            | 2.440                        |
| 11 | 56.0            | 10.0      | 砂礫      | $D_{g2}$                 | 50+ | 400            | 1.8             | 2.1                               | 34286.0                  | 44.00                            | 2.933                        |
| 12 | 58.0            | 2.0       | シルト質粘土  | $D_{c3}$                 | 20  | 270            | 1.55            | 1.75                              | 13018.0                  | 50.25                            | 3.350                        |
| 13 | 60.0            | 2.0       | 砂       | $D_{s2}$                 | 50+ | 400            | 1.7             | 1.95                              | 31837.0                  | 51.95                            | 3.463                        |
| 14 | 65.0            | 5.0       | 粘土      | $D_{c3}$                 | 20  | 300            | 1.55            | 1.75                              | 16071.0                  | 54.78                            | 3.652                        |
| 15 | 66.0            | 1.0       | シルト質砂   | $D_{s3}$                 | 20  | 350            | 1.7             | 2                                 | 25000.0                  | 57.15                            | 3.810                        |
| 16 | 71.0            | 5.0       | 粘土      | $D_{c4}$                 | 30  | 350            | 1.65            | 1.75                              | 21875.0                  | 59.53                            | 3.968                        |
| 17 | 73.0            | 2.0       | 砂       | $D_{s3}$                 | 50+ | 350            | 1.7             | 2                                 | 25000.0                  | 62.40                            | 4.160                        |
| 18 | 75.0            | 2.0       | 粘土      | $D_{c4}$                 | 30  | 380            | 1.65            | 1.75                              | 25786.0                  | 64.15                            | 4.277                        |
| 19 | 基盤              |           | 砂       | $D_{s3}$                 | 50+ | 450            | 1.7             | 2                                 | 41327.0                  |                                  |                              |

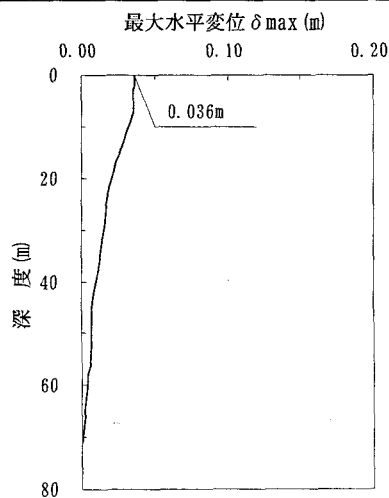


図 6.1.1-2 レベル1地震動による地盤変位

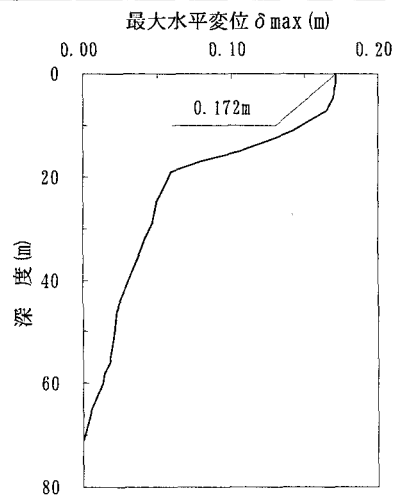


図 6.1.1-3 レベル2地震動による地盤変位

### (3) 耐震計算の考え方

レベル1およびレベル2地震動いずれに対する耐震計算も、立坑周面地盤の塑性化、立坑底面の浮き上がり、立坑躯体の曲げ非線形特性（ $M\cdot\phi$ ）を考慮した非線形はりばねモデルによる応答変位法で行い、立坑の断面力および変形を算定する。

### (4) 耐震性照査の考え方

レベル1、レベル2地震動に対する立坑の耐震性照査は、ガイドライン（案）に示した考え方に基づくが、ここでは現行耐震基準を参考にしたレベル2地震動に対する具体的な耐震性照査方法により行う。

#### 1) 立坑本体の安定照査

立坑躯体が健全であっても、底面や前面地盤の塑性化あるいは浮き上がり等により残留変形が生じ、機能上問題となる可能性がある。したがって、地震後も立坑としての安全性や機能を維持させるには、立坑本体の耐力とは別に、地震時の安定についても照査することが望ましい。

##### (i) 立坑本体の変形

- $\delta_T \leq \delta_a$        $\delta_T$  ; 立坑天端の水平変位
- $\theta \leq \theta_a$        $\delta_a$  ; 立坑天端水平変位に対する制限値（要求性能Ⅱ）  
                          $\theta$  ; 立坑の回転変位  
                          $\theta_a$  ; 立坑回転変位に対する制限値（要求性能Ⅱ）

##### (ii) 支持地盤

立坑は、底面や根入れ部周面地盤の支持により安定が保れている。したがって、地震時にこれら支持地盤が広範囲に亘って塑性化すれば、大きな残留変位が発生し、立坑躯体の耐力が十分であっても機能上問題となる可能性がある。

立坑は橋梁基礎等に比べて鉛直作用力が極端に小さいため、小さな作用モーメントで計算上浮き上がりが生じることが予想されるが、良好な地盤に立坑が根入れされている場合には、(i)の変形量、底面における支持力に注意しておけば、特に問題とはならないと考えられる。

##### (iii) 地盤変状の影響

液状化に伴う立坑の浮き上がり、支持力低下、側方流動等が問題となる場合は、ガイドライン(案)第7章に示された計算法により別途立坑の安定を照査するのがよい。

## 2) 立坑躯体の耐力照査

立坑の安定が確保されても、立坑躯体の耐力（曲げ、せん断）に対して過大な断面力が作用し、残留耐力が著しく減少したり残留変位が問題となる場合がある。

したがって、地震後も立坑としての安全性や機能を維持、あるいは簡易な補修工事により早期に機能回復させるには、地震時に発生する断面力に対して適当な耐力（あるいは変形性能）の制限値により照査するのがよい。

「コンクリート標準示方書（耐震設計編）」を参考に、要求性能Ⅱに対するRC部材の具体的な照査方法を示す。

立坑の鉛直方向においては、地震時には鉛直力、水平力、曲げモーメントを受け、これらの荷重に抵抗する水平断面部材の照査を行うこととする。

### (a) 破壊モードの判定

●  $\gamma_i \cdot V_{mu} / V_{yd} < 1.0$ （曲げ破壊モード）

●  $\gamma_i \cdot V_{mu} / V_{yd} \geq 1.0$ （せん断破壊モード）

ここに、 $V_{mu}$ ：断面が曲げ耐力 $M_u$ に達するときの各断面のせん断力

$V_{yd}$ ：各断面のせん断耐力

$\gamma_i$ ：構造物係数

### (b) せん断破壊モードの場合

●  $\gamma_i \cdot V_d / V_{yd} \leq 1.0$

ここに、 $V_d$ ：各断面のせん断力

$\gamma_i$ ：構造物係数

### (c) 曲げ破壊モードの場合

●  $\gamma_i \cdot \mu_{rd} / \mu_d \leq 1.0$

ここに、 $\mu_{rd}$ ：部材の設計塑性率

$\mu_d$ ：部材の設計じん性率

$\gamma_i$ ：構造物係数

立坑の鉛直方向では、作用する全荷重に対し水平断面（横断面）全体の耐力で抵抗する状態を想定した照査であるのに対し、水平方向の照査は、側壁に対する鉛直軸回りの曲げおよびせん断の耐力照査である。通常、水平輪切り断面を取り出したフレーム解析により側壁の断面力（あるいは塑性率）を算定し、鉛直方向と同様の照査を行えばよい。



## 6.1.2 解析モデル

### (1) 鉛直方向の解析モデル

#### 1) 解析モデルの概要

解析モデルの概要を表 6.1.2-1, モデル化概要図を図 6.1.2-1 に示す。立坑本体は曲げ非線形特性 ( $M-\phi$ ) を考慮した非線形はり要素で, 立坑に接する地盤を非線形バネでモデル化した。

表 6.1.2-1 モデル化の概要

|        |     | 浮き上り無視             | 浮き上り考慮          |
|--------|-----|--------------------|-----------------|
| 立坑本体   |     | 非線形はり要素 (トリリニア型)   |                 |
| 周面地盤バネ |     | 受働土圧を上限値とする非線形バネ要素 |                 |
| 底面地盤バネ | せん断 | 弾性バネ要素             |                 |
|        | 回転  | 弾性バネ要素             | —               |
|        | 鉛直  | 弾性バネ要素             | 浮上りを考慮した非線形バネ要素 |

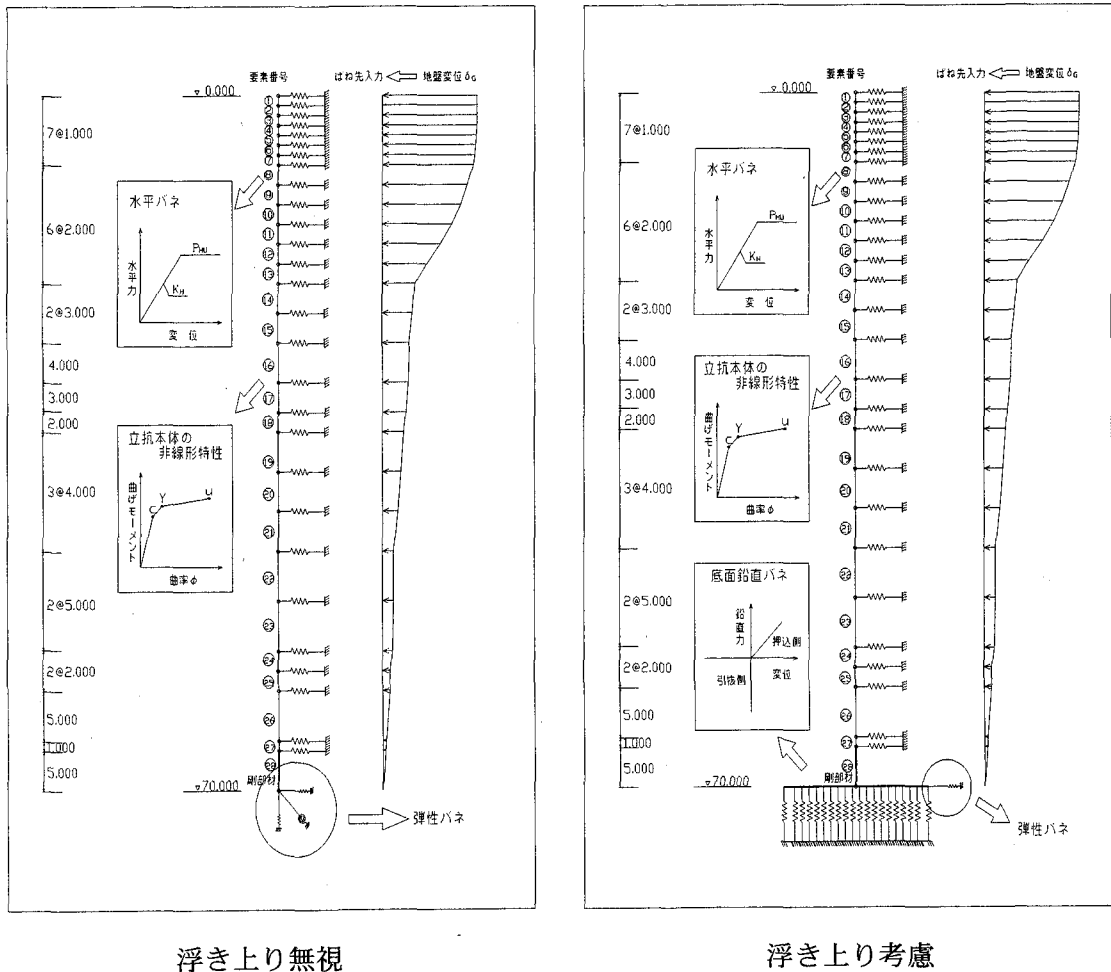


図 6.1.2-1 モデル化概要図

## 2) 立坑本体

コンクリートおよび鉄筋の応力度-ひずみ曲線を図 6.1.2-2, 図 6.1.2-3 に示す。

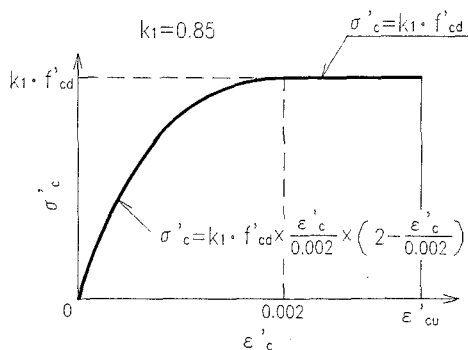


図 6.1.2-2 コンクリートの  
応力度-ひずみ曲線

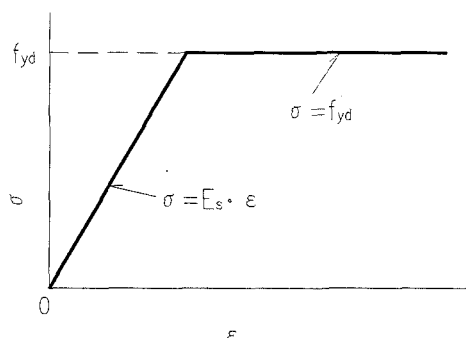


図 6.1.2-3 鋼材の応力度-ひずみ曲線

コンクリート構造物の耐震計算や部材耐力の算定 ( $M-\phi$ ,  $V_{yd}$  の算定等) には各種安全係数が必要となるが、「コンクリート標準示方書 (耐震設計編)」の「地中ボックスカルバートの設計例に使われている値」を参考として表 6.1.2-2 に示す。なお、表中の「耐震性能 1」および「耐震性能 2」は、それぞれ本ガイドラインの「要求性能 I」および「要求性能 II」にほぼ相当する。ただし、本計算例のモデル化に当たっては、コンクリートおよび鉄筋の材料係数は  $\gamma_c = \gamma_s = 1.0$  としている。したがって、 $f'cd = 240 \text{ kgf/cm}^2$ 、 $f_{yd} = 3500 \text{ kgf/cm}^2$ 。

表 6.1.2-2 照査に用いる安全係数

| 荷重ケース<br>限界状態<br>安全係数 |                   | 常 時    |      |        | 地 震 時      |          |         |         |
|-----------------------|-------------------|--------|------|--------|------------|----------|---------|---------|
|                       |                   | 終局限界状態 |      | 使用限界状態 | パル1<br>地震動 | パル2 地震動  |         |         |
|                       |                   |        |      |        | 耐震性能 1     | 耐震性能 2   |         |         |
|                       |                   | 断面破壊   | ひび割れ | 断面降伏   | 破壊モードの判定   | 変形性能じん性率 | 終局耐力せん断 |         |
| 材料係数                  | コンクリート $\gamma_c$ | 1.3    | 1.3  | 1.0    | 1.0        | 1.3      | 1.3     | 1.3     |
|                       | 鉄筋 $\gamma_s$     | 1.0    | 1.0  | 1.0    | 1.0        | 1/1.2*   | 1/1.2*  | 1.0     |
| 部材係数<br>$\gamma_b$    | 曲げ軸力              | 1.1    | 1.1  | 1.0    | 1.0        | 1.0      | 1.0     | —       |
|                       | せん断<br>コンクリート     | 1.3    | 1.3  | 1.0    | (1.3)      | 1.3      | 1.3     | 1.3**   |
|                       | 耐力<br>鉄筋          | 1.15   | 1.15 | 1.0    | (1.15)     | 1.15     | 1.15    | 1.15**  |
|                       | じん性率              | —      | —    | —      | —          | —        | 1.5     | —       |
| 荷重係数<br>$\gamma_f$    | 自重 (重量)           | 1.0    | 1.0  | 1.0    | 1.0        | 1.0      | 1.0     | 1.0     |
|                       | 土 圧               | 1.2    | 1.2  | 1.0    | 1.0        | 1.0      | 1.0     | 1.0     |
|                       | 水圧 (揚水)           | 1.0    | 1.0  | 1.0    | 1.0        | 1.0      | 1.0     | 1.0     |
|                       | 上 載 荷 重           | 1.0    | 1.0  | 1.0    | 1.0        | 1.0      | 1.0     | 1.0     |
|                       | 内 圧               | 1.0    | 1.0  | 1.0    | 1.0        | 1.0      | 1.0     | 1.0     |
|                       | 慣 性 力             | —      | —    | —      | 1.0        | 1.0      | 1.0     | 1.0     |
| 構造解析係数 $\gamma_a$     |                   | 1.0    | 1.0  | 1.0    | 1.0        | 1.15***  | 1.15*** | 1.15*** |
| 構造物係数 $\gamma_i$      |                   | 1.1    | 1.1  | 1.0    | (1.0)      | 1.0      | 1.0     | 1.0     |

\* 材料の実強度を評価するための値

\*\* 荷重の交番作用が問題とならない部位の検討に用いる。

\*\*\* 非線形構造解析モデルのもつ不確実性を考慮して  $\gamma_a = 1.15$  とした。

図 6.1.2-4 に水平断面諸元を示す。この断面に対して軸力を考慮した曲げの非線形特性（トリリニア型  $M-\phi$ ）の算出結果を表 6.1.2-3、図 6.1.2-5 に示す。

また、深度(0~40m)の範囲はひび割れ時の曲げモーメントが降伏時の曲げモーメントを上回っているため、バイリニア型（降伏、終局）と仮定した。

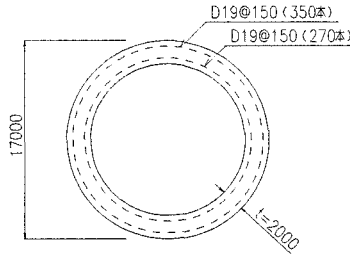


図 6.1.2-4 水平断面諸元

表 6.1.2-3 立坑本体の非線形特性の算出結果

| 要素番号     | 非線形番号 | 深度<br>(m) | 軸力<br>(tf) | ひび割れ            |                   | 降伏              |                   | 終局              |                   |
|----------|-------|-----------|------------|-----------------|-------------------|-----------------|-------------------|-----------------|-------------------|
|          |       |           |            | $M_c$<br>(tf·m) | $\phi_c$<br>(1/m) | $M_y$<br>(tf·m) | $\phi_y$<br>(1/m) | $M_u$<br>(tf·m) | $\phi_u$<br>(1/m) |
| 1        | 1     | 1         | 236        | 62958           | 9.00E-06          | 34632           | 1.12E-04          | 52374           | 4.52E-03          |
| 2        | 2     | 2         | 471        | 63750           | 9.00E-06          | 36287           | 1.13E-04          | 54205           | 4.40E-03          |
| 3        | 3     | 3         | 707        | 64541           | 9.00E-06          | 37934           | 1.13E-04          | 56051           | 4.29E-03          |
| 4        | 4     | 4         | 942        | 65334           | 1.00E-05          | 39577           | 1.14E-04          | 57874           | 4.19E-03          |
| 5        | 5     | 5         | 1178       | 66125           | 1.00E-05          | 41212           | 1.14E-04          | 59712           | 4.09E-03          |
| 6        | 6     | 6         | 1414       | 66917           | 1.00E-05          | 42847           | 1.15E-04          | 61537           | 4.00E-03          |
| 7        | 7     | 7         | 1649       | 67708           | 1.00E-05          | 44478           | 1.15E-04          | 63349           | 3.91E-03          |
| 8        | 8     | 9         | 2121       | 69292           | 1.00E-05          | 47726           | 1.16E-04          | 66986           | 3.75E-03          |
| 9        | 9     | 11        | 2592       | 70875           | 1.00E-05          | 50962           | 1.17E-04          | 70589           | 3.60E-03          |
| 10       | 10    | 13        | 3063       | 72459           | 1.10E-05          | 54178           | 1.17E-04          | 74197           | 3.47E-03          |
| 11       | 11    | 15        | 3534       | 74042           | 1.10E-05          | 57386           | 1.18E-04          | 77777           | 3.35E-03          |
| 12       | 12    | 17        | 4006       | 75625           | 1.10E-05          | 60575           | 1.19E-04          | 81355           | 3.24E-03          |
| 13       | 13    | 19        | 4477       | 77209           | 1.10E-05          | 63756           | 1.20E-04          | 84905           | 3.13E-03          |
| 14       | 14    | 22        | 5184       | 79583           | 1.20E-05          | 68498           | 1.21E-04          | 90213           | 2.99E-03          |
| 15       | 15    | 25        | 5890       | 81959           | 1.20E-05          | 73214           | 1.22E-04          | 95490           | 2.87E-03          |
| 16,17,18 | 16    | 30        | 7069       | 85917           | 1.30E-05          | 81010           | 1.23E-04          | 104212          | 2.68E-03          |
| 19,20    | 17    | 40        | 9425       | 93874           | 1.40E-05          | 96395           | 1.27E-04          | 121393          | 2.39E-03          |
| 21,22    | 18    | 50        | 11781      | 101751          | 1.50E-05          | 111507          | 1.30E-04          | 138245          | 2.17E-03          |
| 23,24,25 | 19    | 60        | 14137      | 109668          | 1.60E-05          | 126370          | 1.33E-04          | 154807          | 1.99E-03          |
| 26,27,28 | 20    | 70        | 16493      | 117585          | 1.70E-05          | 140994          | 1.36E-04          | 171107          | 1.85E-03          |

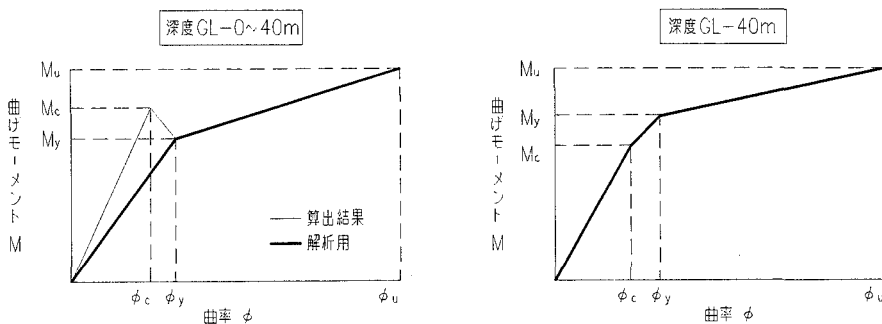


図 6.1.2-5 立坑本体の非線形特性 ( $M-\phi$ )

### 3) 地盤ばね

立坑底面の弾性支持ばね( $K_V$ ,  $K_R$ ,  $K_S$ ), およびこれを介して地盤変位  $\delta_G$  を入力する水平方向ばね ( $K_H$ ) は, 道路橋示方書に示された以下の方法により算定した地盤反力係数をもとに設定し, ここでは基礎側面の水平および鉛直方向のせん断ばね, 基礎前背面の鉛直方向せん断ばねは無視した。

#### ①鉛直方向地盤反力係数

鉛直方向地盤反力係数は式 (6.1.2-1) により求める。

$$k_v = k_{v0} \left( \frac{B_v}{30} \right)^{-3/4} \quad (6.1.2-1)$$

ここに,  $k_v$  : 鉛直方向地盤反力係数 (kgf/cm<sup>3</sup>)

$k_{v0}$  : 直径 30cm の剛体円板による平板載荷試験の値に相当する鉛直方向地盤反力係数 (kgf/cm<sup>3</sup>) で, 各種土質試験・調査により求めた変形係数から推定する場合は, 式 (6.1.2-2) により求める。

$$k_{v0} = \frac{1}{30} E \quad (6.1.2-2)$$

$B_v$  : 基礎の換算載荷幅 (cm) で式 (6.1.2-3) により求める。  
ただし, 底面形状が円形の場合には直径とする。

$$B_v = \sqrt{A_v} \quad (6.1.2-3)$$

$E$  :  $E = 2(1 + \nu)G$  ,  $G$  は地盤応答解析の収束値

$A_v$  : 鉛直方向の載荷面積 (cm<sup>2</sup>)

#### ②基礎底面の水平方向せん断地盤反力係数

基礎底面の水平方向せん断地盤反力係数は式 (6.1.2-4) により求める。

$$k_s = 0.3 k_v \quad (6.1.2-4)$$

ここに,  $k_s$  : 基礎底面の水平方向せん断地盤反力係数 (kgf/cm<sup>3</sup>)

$k_v$  : 基礎底面の鉛直方向地盤反力係数 (kgf/cm<sup>3</sup>)

#### ③基礎前面の水平方向地盤反力係数

基礎前面の水平方向地盤反力係数は式 (6.1.2-5) により求める。

$$k_H = k_{H0} \left( \frac{B_H}{30} \right)^{-3/4} \quad (6.1.2-5)$$

ここに,  $k_H$  : 基礎前面の水平方向地盤反力係数 (kgf/cm<sup>3</sup>)

$k_{H0}$  : 式 (6.1.2-6) により求められる水平方向地盤反力係数 (kgf/cm<sup>3</sup>)

$B_H$  : 基礎前面の換算載荷幅 (cm) で, 式(6.1.2-7) により求める。

$$B_H = B_e (\leq \sqrt{B_e L_e}) \quad (6.1.2-7)$$

$B_e$  : 基礎の有効前面幅 (cm) で, 式 (6.1.2-8) により求める。

$L_e$  : 基礎の有効根入れ深さ (cm)

$k_{Ho}$  : 直径 30cm の剛体円板による平板載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数 ( $\text{kgf/cm}^3$ ) で, 各種土質試験・調査により求めた変形係数から推定する場合は, 式 (6.1.2-6) により求める。

$$k_{Ho} = \frac{1}{30} E \quad (6.1.2-6)$$

なお, 円形断面の場合, 同幅の矩形断面の場合よりも地盤抵抗が小さくなることが理論的, 解析的に確認されたため, 図 6.1.2-6 に示すように本体円形部の幅を低減した値を計算上の有効載荷幅として用いるものとする。基礎前面幅を  $B$ , 側面幅を  $D$  とするとき, 有効前面幅  $B_e$  および有効側面幅  $D_e$  は式 (6.1.2-8) より求める。

$$\text{円形断面} \quad : \quad B_e = 0.8B, \quad D_e = 0.8D \quad (6.1.2-8)$$

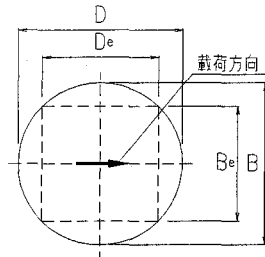


図 6.1.2-6 基礎の有効載荷幅  $B_e$ ,  $D_e$

底面ばねの算出結果を以下に示す。

●レベル1

$$\begin{aligned} k_v &= 1/30 \times 3G^* \times (1700/30)^{3/4} \\ &= 4.842 \times 10^3 \times 2187.5 \\ &= 10.592 \text{ (kgf/cm}^3\text{)} \\ &= 10592 \text{ (tf/m}^3\text{)} \\ K_v &= k_v \times A \\ &= 10592 \times 226.98 \\ &= 2404173 \text{ (tf/m)} \\ K_R &= k_v \times I \\ &= 10592 \times 4099.83 \\ &= 4.3E+07 \text{ (tf/m)} \\ K_s &= 0.3 \times K_v \end{aligned}$$

\*  $E = 2(1+\nu)G$   
 ここで  $\nu = 0.5$  とすると  
 $E = 3G$

●レベル2

$$\begin{aligned} k_v &= 1/30 \times 3G^* \times (1700/30)^{3/4} \\ &= 4.842 \times 10^3 \times 1538.9 \\ &= 7.451 \text{ (kgf/cm}^3\text{)} \\ &= 7451 \text{ (tf/m}^3\text{)} \\ K_v &= k_v \times A \\ &= 7451 \times 226.98 \\ &= 1691228 \text{ (tf/m)} \\ K_R &= k_v \times I \\ &= 7451 \times 4099.83 \\ &= 3.1E+087 \text{ (tf/m)} \\ K_s &= 0.3 \times K_v \\ &= 0.3 \times 1691228 \\ &= 507368 \text{ (tf/m)} \end{aligned}$$

④地盤ばね反力の上限值

地盤ばね反力の上限値は受働土圧強度とし、式 (6.1.2-9) によることとした。

$$P_{HU} = K_{EP} \gamma \cdot z \cdot Ae \quad (6.1.2-9)$$

受働土圧係数は、地盤調査や土質試験を行うことによって、基礎周面地盤の粘着力、せん断抵抗角などを推定し、これを用いて算出する。

この場合、受働土圧係数は式 (6.1.2-10) により求めるものとする。

$$K_{EP} = \frac{\cos^2 \phi}{\cos \delta_E \left( 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta_E) \sin(\phi + \alpha)}{\cos \delta_E \cos \alpha}} \right)^2} \quad (6.1.2-10)$$

- ここに、  
 $K_{EP}$  : 地震時の受働土圧係数  
 $\phi$  : 土のせん断抵抗角 (度)  
 $\delta_E$  : 地震時のケーソン壁面と土の摩擦角 (度) で  $-\phi/6$  とする。  
 $\alpha$  : 地表面と水平面のなす角度 (度)

算出結果を表 6.1.2-4 に示す。

表 6.1.2-4 地盤バネの算出結果

| 層 No. | 層上面深度 (m) | 層厚 (m) | 収束 G (tf/m <sup>2</sup> ) |       | 基礎前面の水平方向地盤反力係数 $k_n$ (tf/m <sup>2</sup> ) |       | 水平バネ $K_n$ (tf/m) |         | 土質定数                          |                        |            | 地盤バネに作用する水平力の上限值 $P_{um}$ (tf) |                                 |               |
|-------|-----------|--------|---------------------------|-------|--|-------|-------------------|---------|-------------------------------|------------------------|------------|--------------------------------|---------------------------------|---------------|
|       |           |        | バ' #1                     | バ' #2 | バ' #1                                      | バ' #2 | バ' #1             | バ' #2   | $\gamma$ (tf/m <sup>3</sup> ) | c (tf/m <sup>2</sup> ) | $\phi$ (°) | 受働土圧係数 $K_{ep}$                | 受働土圧 $P_p$ (tf/m <sup>2</sup> ) | $P_{um}$ (tf) |
| 1     | 0.000     | 1.000  | 2247                      | 2143  | 1286                                       | 1227  | 8746              | 8340    | 1.60                          | 0.0                    | 24         | 2.604                          | 2.083                           | 14.17         |
| 2     | 1.000     | 1.000  | 2389                      | 3159  | 1368                                       | 1808  | 18046             | 20635   | 1.70                          | 0.0                    | 26         | 2.845                          | 6.970                           | 61.56         |
| 3     | 2.000     | 1.000  | 2389                      | 2822  | 1368                                       | 1615  | 18598             | 23278   | 0.80                          | 0.0                    | 26         | 2.845                          | 10.527                          | 118.98        |
| 4     | 3.000     | 1.000  | 2389                      | 2428  | 1368                                       | 1390  | 18598             | 20432   | 0.80                          | 0.0                    | 26         | 2.845                          | 12.803                          | 158.64        |
| 5     | 4.000     | 1.000  | 2389                      | 2115  | 1368                                       | 1211  | 18598             | 17680   | 0.80                          | 0.0                    | 26         | 2.845                          | 15.079                          | 189.59        |
| 6     | 5.000     | 1.000  | 2389                      | 1861  | 1368                                       | 1065  | 18598             | 15474   | 0.80                          | 0.0                    | 26         | 2.845                          | 17.355                          | 220.55        |
| 7     | 6.000     | 1.000  | 2389                      | 1650  | 1368                                       | 944   | 18598             | 13665   | 0.80                          | 0.0                    | 26         | 2.845                          | 19.631                          | 251.50        |
| 8     | 7.000     | 2.000  | 1665                      | 845   | 953  | 484   | 22262             | 13004   | 0.80                          | 1.2                    | 0          | 1.000                          | 10.500                          | 276.29        |
| 9     | 9.000     | 2.000  | 1473                      | 940   | 843  | 538   | 24426             | 13902   | 0.75                          | 1.2                    | 0          | 1.000                          | 12.050                          | 306.68        |
| 10    | 11.000    | 2.000  | 1473                      | 783   | 843  | 448   | 22926             | 13416   | 0.75                          | 1.2                    | 0          | 1.000                          | 13.550                          | 348.16        |
| 11    | 13.000    | 2.000  | 1473                      | 665   | 843  | 381   | 22926             | 11274   | 0.75                          | 1.2                    | 0          | 1.000                          | 15.050                          | 388.96        |
| 12    | 15.000    | 2.000  | 1473                      | 558   | 843  | 320   | 22926             | 9524    | 0.75                          | 1.2                    | 0          | 1.000                          | 16.550                          | 429.76        |
| 13    | 17.000    | 2.000  | 1473                      | 488   | 843  | 280   | 22926             | 8147    | 0.75                          | 1.2                    | 0          | 1.000                          | 18.050                          | 470.56        |
| 14    | 19.000    | 3.000  | 3871                      | 2555  | 2216                                       | 1462  | 56669             | 33634   | 0.85                          | 0.0                    | 27         | 2.982                          | 52.702                          | 1320.60       |
| 15    | 22.000    | 3.000  | 3871                      | 2557  | 2216                                       | 1464  | 90412             | 59688   | 0.85                          | 0.0                    | 27         | 2.982                          | 60.305                          | 2305.35       |
| 16    | 25.000    | 4.000  | 11468                     | 9838  | 6564                                       | 5631  | 223759            | 183023  | 1.00                          | 0.0                    | 32         | 3.936                          | 92.502                          | 3746.30       |
| 17    | 29.000    | 3.000  | 7818                      | 5020  | 4475                                       | 2874  | 269847            | 211790  | 0.75                          | 7.2                    | 0          | 1.000                          | 41.025                          | 3352.97       |
| 18    | 32.000    | 2.000  | 7970                      | 4828  | 4562                                       | 2764  | 153338            | 96210   | 0.80                          | 0.0                    | 34         | 4.377                          | 124.954                         | 2536.28       |
| 19    | 34.000    | 4.000  | 8003                      | 7036  | 4581                                       | 4027  | 186639            | 147134  | 1.00                          | 6.6                    | 0          | 1.000                          | 44.550                          | 2911.13       |
| 20    | 38.000    | 4.000  | 8003                      | 6688  | 4581                                       | 3828  | 249189            | 213668  | 1.00                          | 6.6                    | 0          | 1.000                          | 48.550                          | 2532.32       |
| 21    | 42.000    | 4.000  | 11396                     | 8265  | 6523                                       | 4731  | 302021            | 232806  | 1.05                          | 0.0                    | 41         | 6.359                          | 250.859                         | 8143.93       |
| 22    | 46.000    | 5.000  | 34286                     | 27446 | 19625                                      | 15710 | 844686            | 662828  | 1.20                          | 0.0                    | 42         | 6.934                          | 308.914                         | 17326.43      |
| 23    | 51.000    | 5.000  | 34286                     | 27872 | 19625                                      | 15954 | 1334521           | 1076577 | 1.20                          | 0.0                    | 42         | 6.934                          | 350.518                         | 22420.67      |
| 24    | 56.000    | 2.000  | 9187                      | 7137  | 5258                                       | 4085  | 738774            | 597996  | 0.85                          | 12.0                   | 0          | 1.000                          | 78.400                          | 12983.85      |
| 25    | 58.000    | 2.000  | 31837                     | 25202 | 18223                                      | 14426 | 319353            | 251751  | 1.05                          | 0.0                    | 42         | 6.934                          | 390.389                         | 6375.53       |
| 26    | 60.000    | 5.000  | 16071                     | 10259 | 9199                                       | 5872  | 560607            | 395845  | 0.85                          | 12.0                   | 0          | 1.000                          | 83.475                          | 8147.44       |
| 27    | 65.000    | 1.000  | 25000                     | 14258 | 14310                                      | 8161  | 410075            | 255153  | 0.80                          | 0.0                    | 32         | 3.936                          | 244.049                         | 4497.68       |
| 28    | 66.000    | 5.000  | 21875                     | 15389 | 12521                                      | 8809  | 523031            | 354991  | 0.85                          | 18.0                   | 0          | 1.000                          | 100.525                         | 5077.38       |
|       | 71.000    |        |                           |       |  |       |                   |         |                               |                        |            |                                |                                 | 3417.85       |

\*1)  $P_{HU} = P_p \times \text{分担面積} (Ae)$

(2) 水平方向の解析モデル

ここでは、地盤ばね反力の上限値を  $3 P_{HU}$  とした鉛直方向の解析結果において、地盤ばね反力度が最大となる深さ (GL-46m) における水平輪切断面のフレーム解析とする (図 6.1.2-7)。

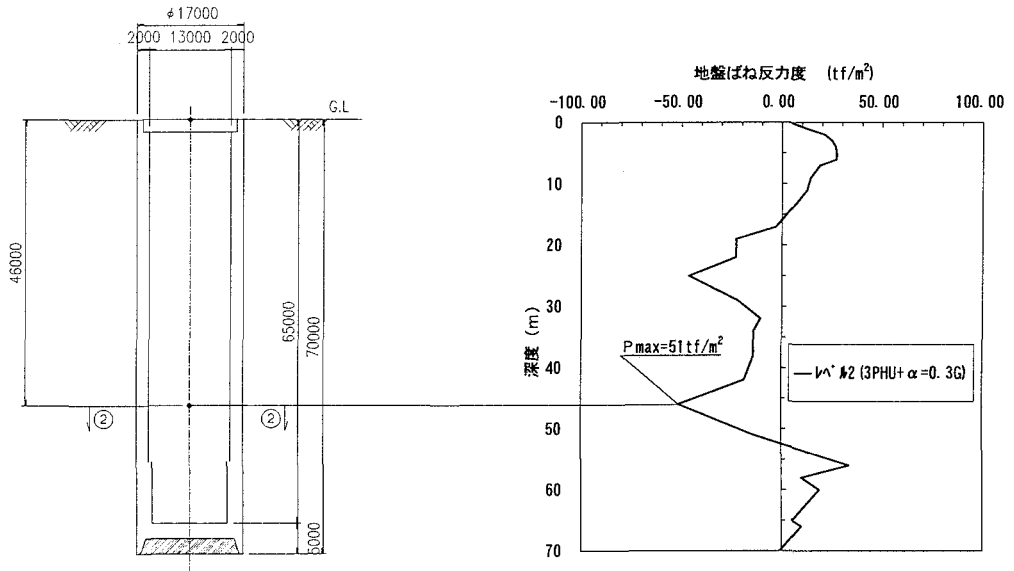


図 6.1.2-7 解析位置図

フレーム (弾性はり要素) に対する作用荷重を図 6.1.2-8 に示す。

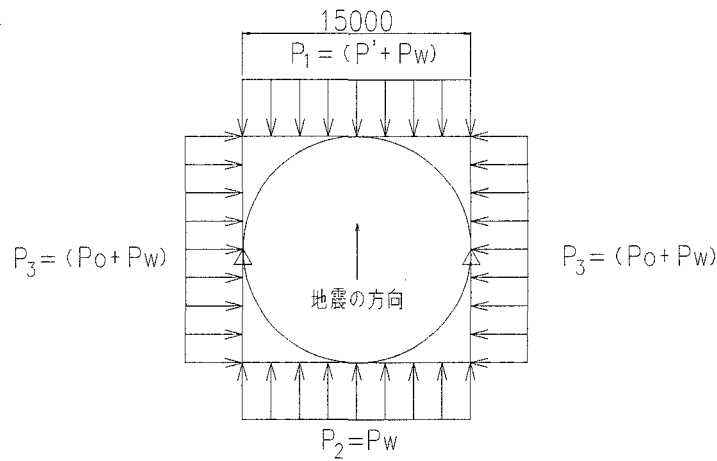


図 6.1.2-8 作用荷重

$p_w$  : 静水圧 (tf/m<sup>2</sup>)

$$p_w = 46.0 \text{ tf/m}^2$$

$p_0$  : 静止土圧 (tf/m<sup>2</sup>)

$$p_0 = K_0 \sigma'_v = 0.5 \times 0.9 \text{ tf/m}^3 \times 46 \text{ m} = 20.70 \text{ tf/m}^2$$

$p'$  : 最大地盤ばね反力度 (tf/m<sup>2</sup>)

$$p' = p_{\max} = 51.0 \text{ tf/m}^2$$

### 6.1.3 鉛直方向に対する検討結果

#### (1) 地盤ばね反力の上限值の影響検討

地盤ばね反力の上限值 $P_{HU}$ は、地盤ばね取り付け位置における受働土圧相当の力を想定している（載荷幅としては円形断面の有効幅として、直径の80%を考えている）。上限値 $P_{HU}$ は、地震時における背面側の荷重や前面側の抵抗として最大見積もれる大きさの力と考えられが、これを仮に1～5倍に変化させた場合の影響を調べた。

結果を表6.1.3-1および6.1.3-2、図6.1.3-1および6.1.3-2に示す。

- $P_{HU} \sim 3 P_{HU}$ では、深度30mまでの変形が増加することにより発生する断面力も増加する。曲げモーメント分布は、深度30m付近を中心とする地中の最大曲げモーメントが増加する。
- 上限値が増えるに従って（ $P_{HU} \rightarrow 5 P_{HU}$ ）、地表付近における地盤の塑性化範囲が減少する。 $3 P_{HU}$ 以上では地盤ばね反力の上限值の影響がほとんどなくなり、発生する変形も断面力もほとんど増加しない。
- この計算例では、レベル1地震動における変形、断面力とも問題なく耐震性は満足される。レベル2地震動に対しても、地盤反力の上限值を $3 P_{HU}$ 以上と仮定した場合に、一部降伏曲げ耐力をわずかに超過する（深度25m付近）程度である。



表 6.1.3-1 最大応答値の比較表 (浮き上がり無視, 慣性力無し)

| 対象地震動 | 天端水平変位           | 曲げモーメント<br>(深度: 25m <sup>*1</sup> ) | せん断力<br>(深度: 19m <sup>*2</sup> ) | 地盤反力度<br>(深度: 46m <sup>*2</sup> ) |
|-------|------------------|-------------------------------------|----------------------------------|-----------------------------------|
| レベル1  | 0.036<br>(0.317) | 11594.01<br>(0.279)                 | 695.11<br>(0.259)                | 17.15<br>(0.449)                  |
| レベル2  | P <sub>HU</sub>  | 41559.34<br>(1.000)                 | 2684.73<br>(1.000)               | 38.21<br>(1.000)                  |
|       | 2P <sub>HU</sub> | 70812.45<br>(1.704)                 | 4268.60<br>(1.590)               | 41.00<br>(1.073)                  |
|       | 3P <sub>HU</sub> | 74507.11<br>(1.793)                 | 4293.21<br>(1.599)               | 39.50<br>(1.034)                  |
|       | 5P <sub>HU</sub> | 74882.18<br>(1.802)                 | 4256.49<br>(1.585)               | 39.27<br>(1.028)                  |

注: ( )内はレベル2(P<sub>HU</sub>)を1.0とした時の比率

\*1 3P<sub>HU</sub> で塑性率最大の深度

\*2 3P<sub>HU</sub> で最大の深度

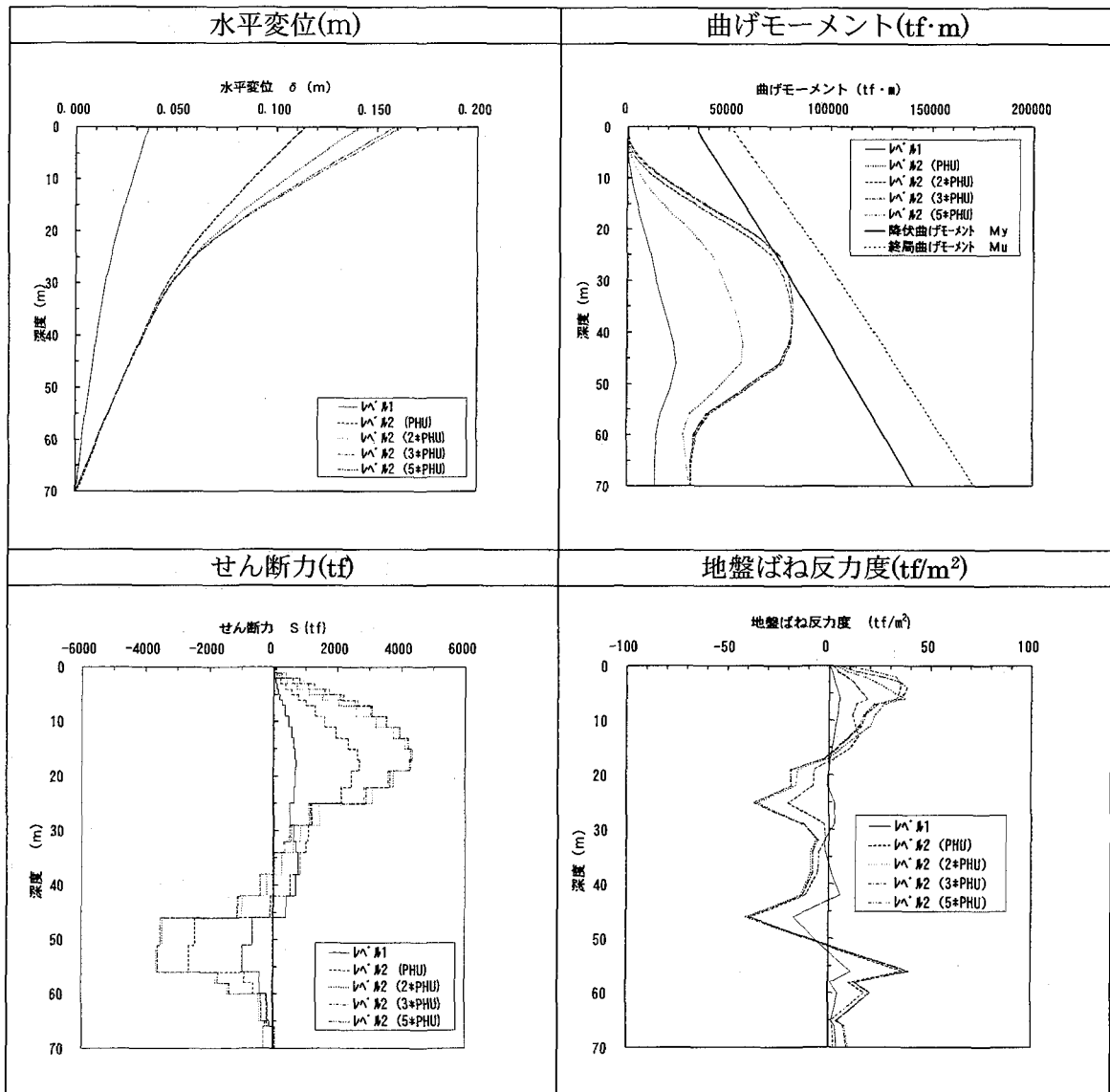


図 6.1.3-1 深さ方向の応答値分布図 (浮き上がり無視, 慣性力無し)

表 6.1.3-2 最大応答値の比較表 (浮き上がり考慮, 慣性力無し)

| 対象地震動 | 天端水平変位           | 曲げモーメント<br>(深度: 25m <sup>*1</sup> ) | せん断力<br>(深度: 56m <sup>*2</sup> ) | 地盤反力度<br>(深度: 46m <sup>*2</sup> ) |
|-------|------------------|-------------------------------------|----------------------------------|-----------------------------------|
| レベル1  | 0.036<br>(0.316) | 11461.15<br>(0.277)                 | 1108.97<br>(0.442)               | 18.12<br>(0.442)                  |
| レベル2  | P <sub>HU</sub>  | 41305.50<br>(1.000)                 | 3470.11<br>(1.000)               | 40.97<br>(1.000)                  |
|       | 2P <sub>HU</sub> | 70437.29<br>(1.705)                 | 4525.58<br>(1.304)               | 43.84<br>(1.070)                  |
|       | 3P <sub>HU</sub> | 74737.14<br>(1.809)                 | 4583.74<br>(1.321)               | 43.31<br>(1.057)                  |
|       | 5P <sub>HU</sub> | 75076.97<br>(1.818)                 | 4570.47<br>(1.317)               | 43.10<br>(1.052)                  |

注: ( )内はレベル2 (P<sub>HU</sub>)を1.0とした時の比率

\*1 3P<sub>HU</sub> で塑性率最大の深度

\*2 3P<sub>HU</sub> で最大の深度

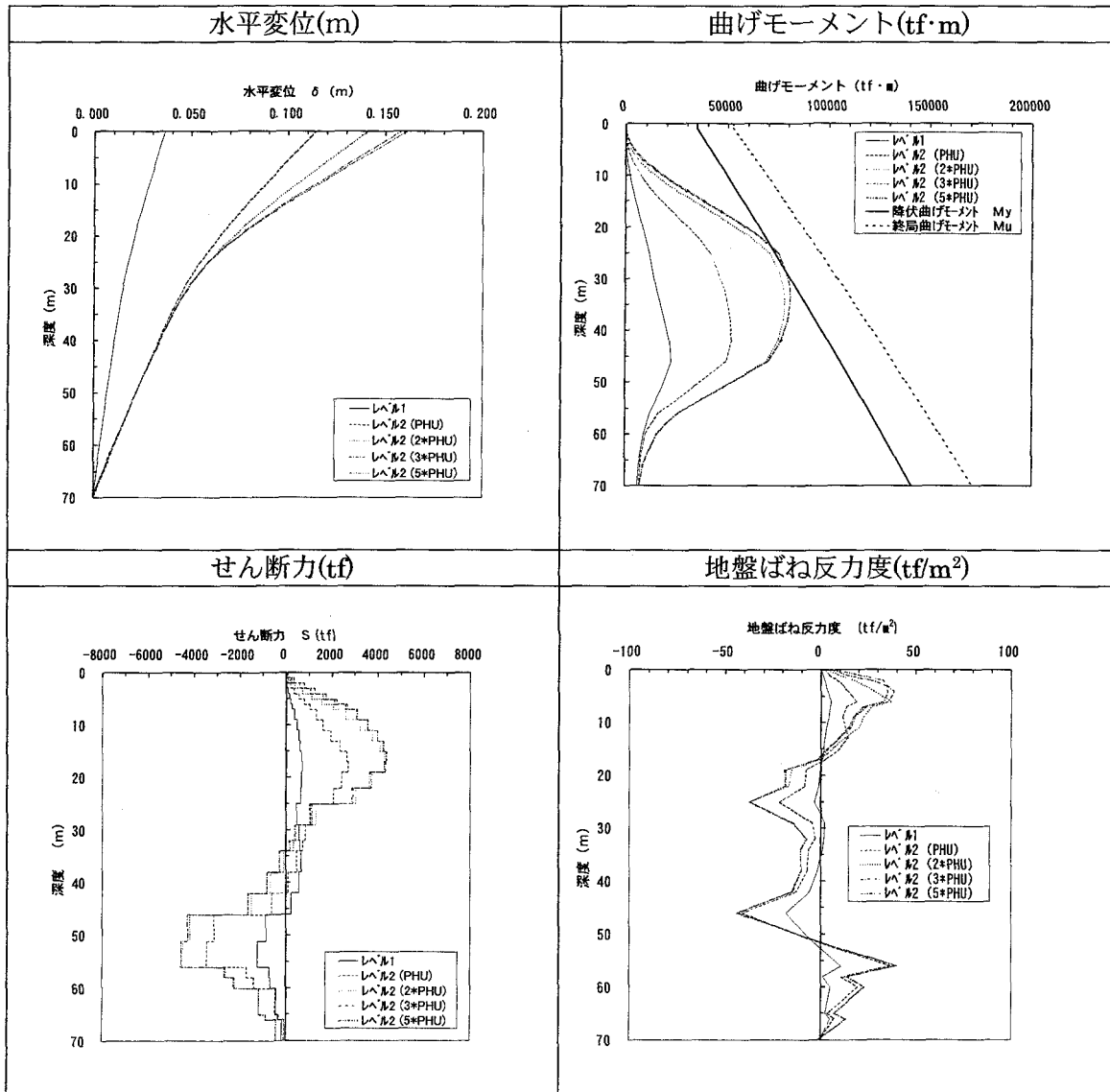


図 6.1.3-2 深さ方向の応答値分布図 (浮き上がり考慮, 慣性力無し)

(2) 立坑底面の浮き上がりの影響検討

立坑の底面における鉛直荷重は、橋梁基礎底面におけるそれと比べて小さいため、比較的小さなモーメントでも浮き上がりが生じ、その影響が無視できないことが考えられる。そこで、立坑底面の地盤ばねとして、浮き上がりを無視した弾性回転ばねでモデル化した場合と、浮き上がりを考慮した引張に抵抗しない鉛直ばねでモデル化した場合を比較した。

結果を表 6.1.3-3、図 6.1.3-3 および 6.1.3-4 に示す。

- 浮き上がりを考慮することにより立坑底面付近の曲げモーメントは減少するが、底面付近の回転変位や立坑全体の水平変位、曲げモーメントの最大値にはほとんど影響しない。立坑が良好な地盤に深く根入れされているためと考えられる。したがって、ここで対象としたような良好な地盤に深く根入れされた立坑の場合には、浮き上がりを無視しても立坑の耐震設計に与える影響は少ない。
- 一方、根入れ長が浅くて液状化や流動化が問題となる地盤の場合、前面地盤の抵抗が期待できず底面地盤の抵抗が立坑の安定に対して支配的になることが予想される。したがって、このような場合には浮き上がりを考慮した解析モデルにより、変形や底面の支持力等安定性の照査を行うことが必要と考えられる。

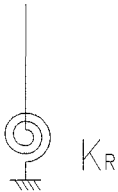
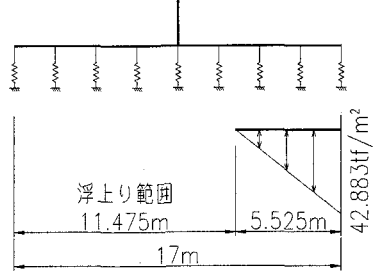
| 浮き上がり無視  | 浮き上がり考慮  |
|--|--|
|  <p>立坑底面の<br/>回転変位および曲げモーメント<br/> <math>\theta_r = 0.001\text{rad}</math><br/> <math>M_r = 31805\text{tf}\cdot\text{m}</math></p> |  <p>立坑底面の<br/>回転変位および曲げモーメント<br/> <math>\theta_r = 0.001\text{rad}</math><br/> <math>M_r = 6847\text{tf}\cdot\text{m}</math></p> |

図 6.1.3-3 最大応答値の比較 (レベル 2 (3P<sub>HU</sub>), 慣性力無し)

表 6.1.3-3 最大応答値の比較表 (レベル2 (3P<sub>HU</sub>), 慣性力無し)

| 浮き上がり | 天端水平変位           | 曲げモーメント<br>(深度: 25m <sup>*1</sup> ) | せん断力<br>(深度: 56m <sup>*2</sup> ) | 地盤反力度<br>(深度: 46m <sup>*2</sup> ) |
|-------|------------------|-------------------------------------|----------------------------------|-----------------------------------|
| 考慮    | 0.158<br>(1.000) | 74737.14<br>(1.003)                 | 4583.74<br>(1.263)               | 43.31<br>(1.097)                  |
| 無視    | 0.158<br>(1.000) | 74507.11<br>(1.000)                 | 3628.7<br>(1.000)                | 39.50<br>(1.000)                  |

注: ()内は浮き上がり無視を 1.0 とした時の比率

\*1 最も塑性率の大きい深度

\*2 浮き上がり考慮で最大の深度

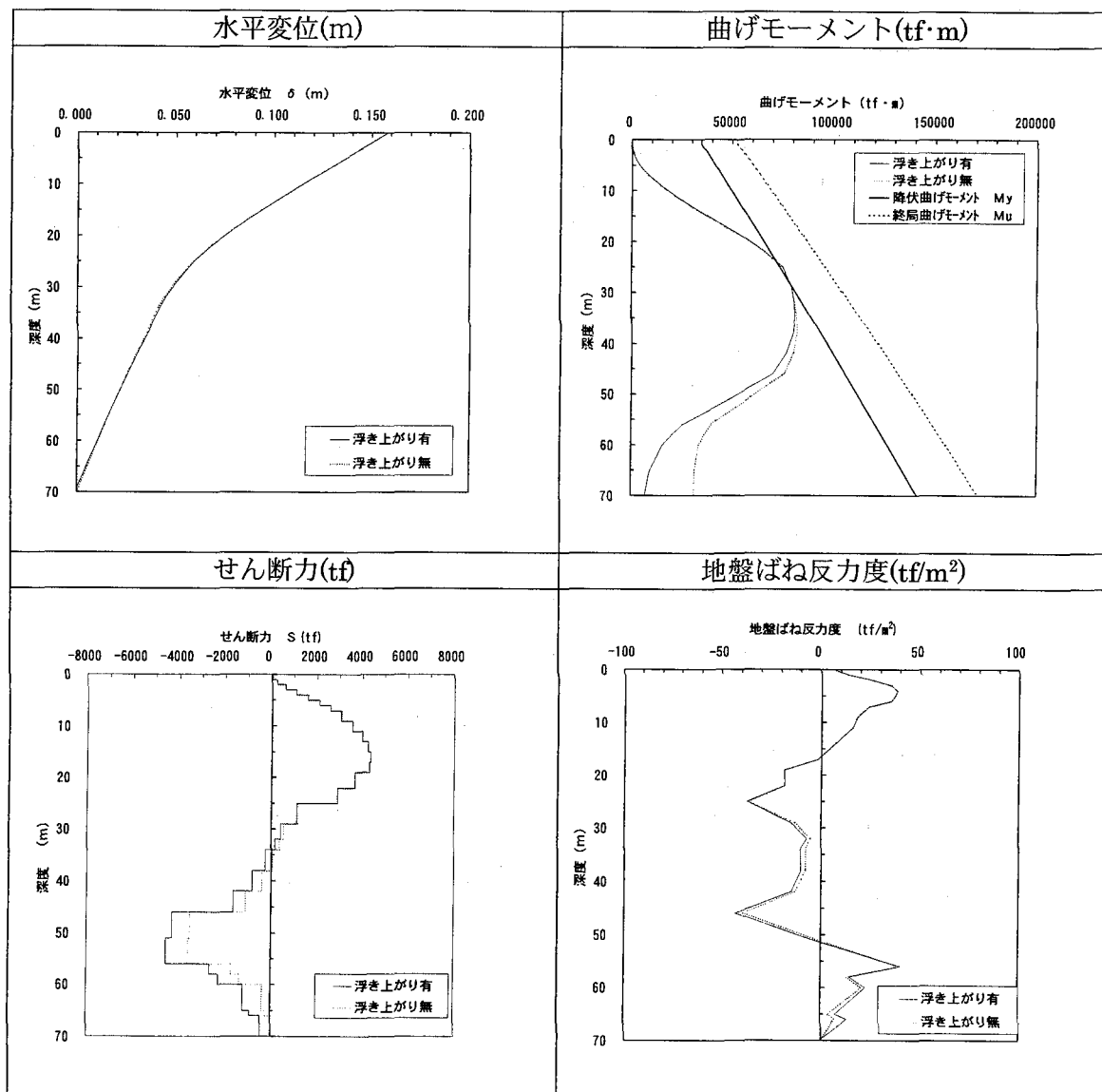


図 6.1.3-4 深さ方向の応答値分布図 (レベル2 (3P<sub>HU</sub>), 慣性力無し)

### (3) 慣性力の影響検討

通常、地中構造物の耐震設計における地震の影響として、地盤変位とともに慣性力も考慮する場合が多い。地表付近から地中へ鉛直方向に長い構造である立坑の場合も、設計としては地盤の応答加速度相当の立坑慣性力を考慮することが一般的に行われている。ここでは、深さ方向に一樣な慣性力が立坑の変形や断面力に与える影響を調べた。

結果を表 6.1.3-4 および 6.1.3-5, 図 6.1.3-5 および 6.1.3-6 に示す。

●慣性力の影響はほとんど認められなかった。

表 6.1.3-4 最大応答値の比較表 (浮き上がり無視, 慣性力有り)

| 対象地震動          | 慣性力  | 天端水平変位           | 曲げモーメント<br>(深度: 25m <sup>*1</sup> ) | せん断力<br>(深度: 19m <sup>*2</sup> ) | 地盤反力<br>(深度: 46m <sup>*2</sup> ) |
|----------------|------|------------------|-------------------------------------|----------------------------------|----------------------------------|
| レベル2<br>(3PHU) | なし   | 0.158<br>(1.000) | 74507.11<br>(1.000)                 | 4293.21<br>(1.000)               | 39.50<br>(1.000)                 |
|                | 0.1G | 0.163<br>(1.032) | 74765.41<br>(1.003)                 | 4337.17<br>(1.010)               | 42.01<br>(1.064)                 |
|                | 0.2G | 0.166<br>(1.051) | 74897.97<br>(1.005)                 | 4388.13<br>(1.022)               | 44.58<br>(1.128)                 |
|                | 0.3G | 0.168<br>(1.063) | 74934.74<br>(1.006)                 | 4452.33<br>(1.037)               | 47.18<br>(1.194)                 |
|                | 0.4G | 0.171<br>(1.082) | 74969.36<br>(1.006)                 | 4521.42<br>(1.053)               | 49.79<br>(1.260)                 |

注: ( )内はレベル2(慣性力なし)を1.0とした時の比率

\*1 最も塑性率の大きい深度

\*2 3P<sub>HU</sub> (0.3G) で最大の深度

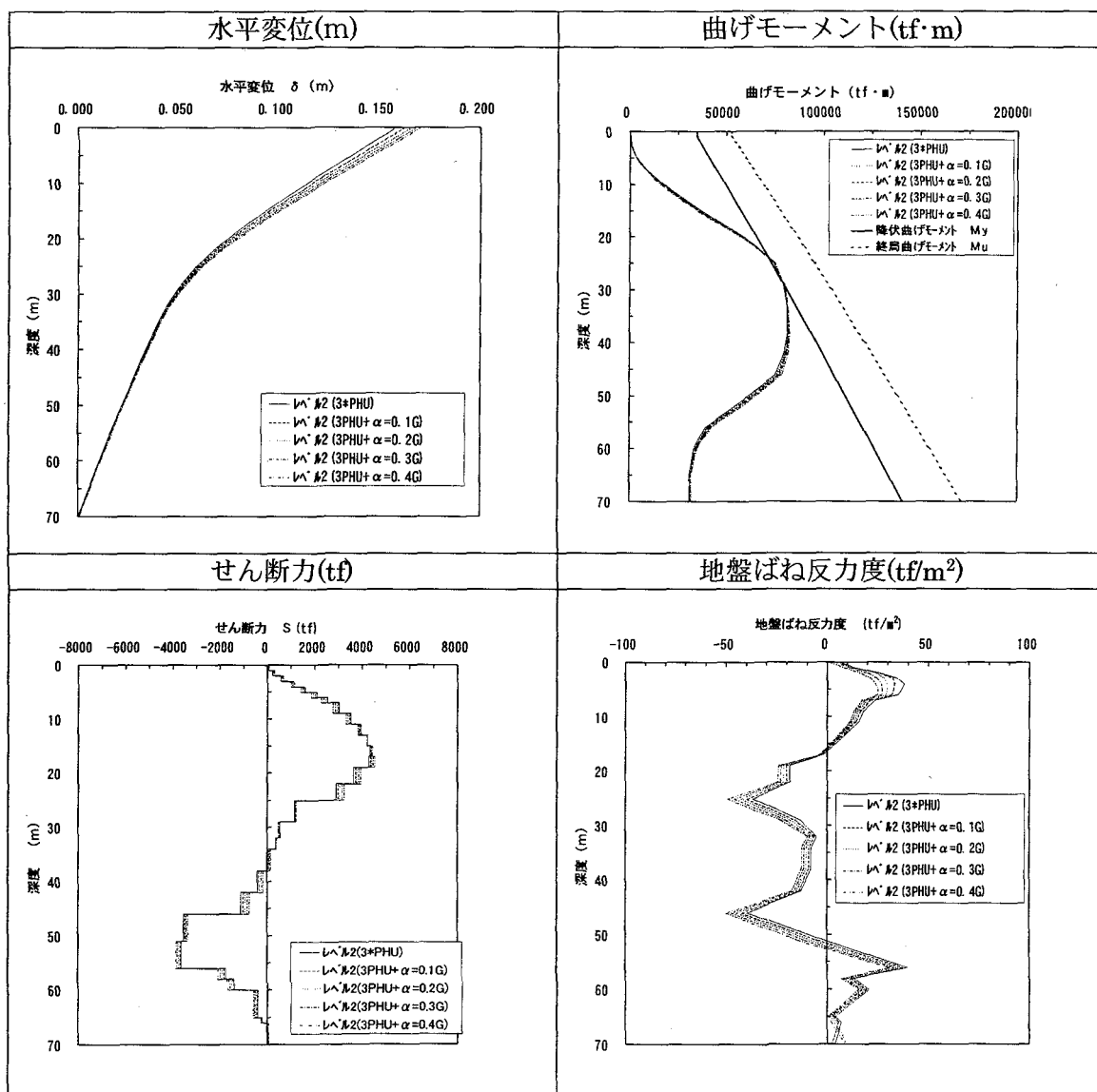


図 6.1.3-5 深さ方向の応答値分布図 (浮き上がり無視, 慣性力有り)

表 6.1.3-5 最大応答値の比較表 (浮き上がり考慮, 慣性力有り)

| 対象地震動           | 慣性力  | 天端水平変位           | 曲げモーメント<br>(深度: 25m <sup>*1</sup> ) | せん断力<br>(深度: 56m <sup>*2</sup> ) | 地盤反力<br>(深度: 46m <sup>*2</sup> ) |
|-----------------|------|------------------|-------------------------------------|----------------------------------|----------------------------------|
| レベル 2<br>(3PHU) | なし   | 0.158<br>(1.000) | 74737.14<br>(1.000)                 | 4583.74<br>(1.000)               | 43.31<br>(1.000)                 |
|                 | 0.1G | 0.163<br>(1.032) | 75035.82<br>(1.004)                 | 4660.27<br>(1.017)               | 45.96<br>(1.061)                 |
|                 | 0.2G | 0.166<br>(1.051) | 75204.45<br>(1.006)                 | 4729.49<br>(1.032)               | 48.56<br>(1.121)                 |
|                 | 0.3G | 0.168<br>(1.063) | 75208.65<br>(1.006)                 | 4801.77<br>(1.048)               | 51.23<br>(1.183)                 |
|                 | 0.4G | 0.171<br>(1.082) | 75232.42<br>(1.007)                 | 4869.69<br>(1.062)               | 53.86<br>(1.243)                 |

注: ( )内はレベル 2(慣性力なし)を 1.0 とした時の比率

\*1 最も塑性率の大きい深度

\*2 3P<sub>HU</sub> で最大の深度

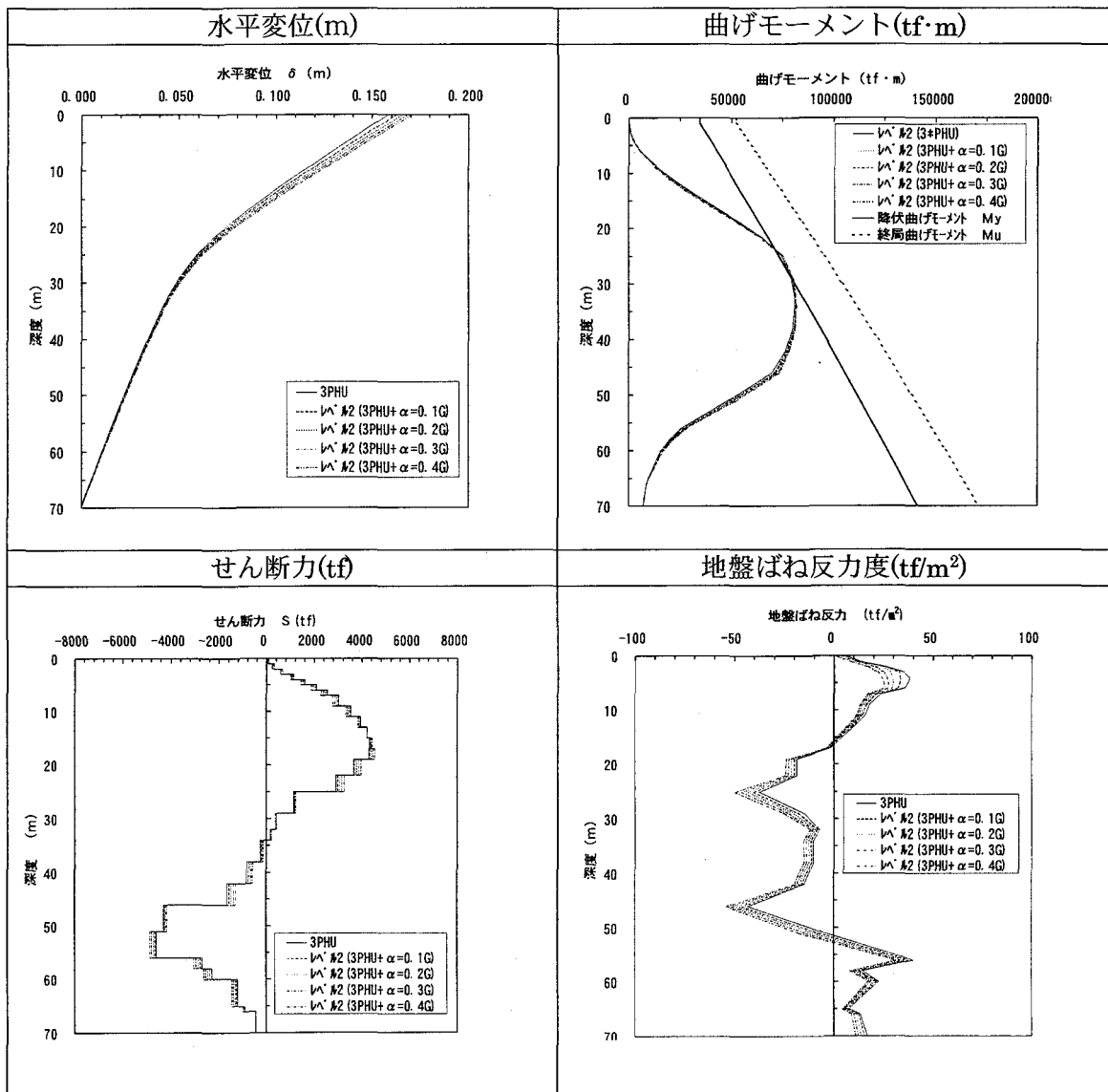


図 6.1.3-6 深さ方向の応答値分布図 (浮き上がり考慮, 慣性力有り)

#### 6.1.4 立坑の耐震設計例

レベル1地震動に対しては、要求性能Iを満足することが明らかなので省略する。

ここでは、レベル2地震動に対し、浮き上がりを考慮した地盤反力の上限值 $3P_{HU}$ 、慣性力 $0.3G$ のケースを対象に、耐震性の照査を行うこととする。

##### (1) 鉛直方向の照査

###### 1) 変形に対する照査

$$\delta_T = 17\text{cm} \leq \delta_a$$

$$\theta = 0.001\text{rad} \leq \theta_a$$

長さ70m、内径13m規模の立坑として機能上問題のない値と思われるが、施設の重要度や機能性より、合理的な方法で制限値 $(\delta_a, \theta_a)$ を設定することが望ましい。立坑底面の浮上り範囲は $\beta=68\%$ となるが、回転変位が小さく、押し込み側の地盤支持力が確保されているので、要求性能IIを満足していると判断できる。

###### 2) 耐力に対する照査

###### ①破壊モードの判定

部材の破壊モードの判定は、式(6.1.4-1)および式(6.1.4-2)による。安全性の検討は曲げ破壊モードの場合は②に、せん断破壊モードの場合は③によるものとする。

$$\gamma_i \cdot V_{mu} / V_{yd} < 1.0 \cdots \cdots \text{曲げ破壊モード} \quad (6.1.4-1)$$

$$\gamma_i \cdot V_{mu} / V_{yd} > 1.0 \cdots \cdots \text{せん断破壊モード} \quad (6.1.4-2)$$

ここで、 $V_{mu}$ ：部材が曲げ耐力 $M_u$ に達するときのせん断力

$V_{mu}$ は次式による算出する。

$$V_{mu} = M_u / l$$

$M_u$ ：鉄筋の実引張強度を $f_{yk} = 1.2 \times 3500\text{kgf/cm}^2$ として算出した曲げ耐力

$l$ ：せん断スパン

レベル2地震時の構造解析結果から、対象断面の曲げモーメント $M_d$ とせん断力 $V_d$ の比 $M_d/V_d$ として求める。

$V_{yd}$ ：部材の設計せん断耐力

部材係数 $\gamma_b$ は、コンクリートの受け持つせん断耐力 $V_{cd}$ に対して1.3、鉄筋の受け持つせん断耐力 $V_{sd}$ に対して1.15

$\gamma_i$ ：構造物係数 (1.0)

###### ②曲げ破壊モードの場合の安全性の検討

塑性化する部材は、式(6.1.4-3)を満足しなければならない。

$$\gamma_i \cdot \mu_{rd} / \mu_d \leq 1.0 \quad (6.1.4-3)$$



ここで、 $\mu_{rd}$ ：部材の設計塑性率

$$\mu_{rd} = \gamma_a \cdot \mu_r$$

$\mu_r$ ：応答塑性率

$\gamma_a$ ：塑性率に対する構造解析係数 (1.15)

$\mu_d$ ：部材の設計じん性率

$\mu_d$ は次式により算出する。

$$\mu_d = [\mu_o + (1 - \mu_o)(\sigma_o / \sigma_b)] / \gamma_b$$

$$\mu_o = 12(0.5 V_{cd} + V_{sd}) / V_{mu} - 3$$

$\sigma_o$ ：軸圧縮応力度

$\sigma_b$ ：釣合破壊時の軸圧縮応力度

$V_{mu}$ ：部材が曲げ耐力 $M_u$ に達するときのせん断力

$\gamma_b$ ： $\mu$ に対する部材係数 (1.5)

ただし、 $V_{cd}$ の算出に用いる部材係数は1.3、 $V_{sd}$ の算出に用いる部材係数は1.15とする。

$\gamma_i$ ：構造物係数 (1.0)

### ③せん断破壊モードの場合の安全性の検討

せん断力に対する安全性の検討は、式(6.1.4-4)を満足しなければならない。

$$\gamma_i \cdot V_d / V_{yd} \leq 1.0 \quad (6.1.4-4)$$

ここで、 $V_d$ ：設計せん断力

構造解析係数 $\gamma_a$ は1.15とする。

$V_{yd}$ ：設計せん断耐力

$$V_{yd} = V_{cd} + V_{sd}$$

$$V_{cd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{vcd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b$$

$$V_{sd} = (A_w \cdot f_{wyd} / S_s) d / 1.15 / \gamma_b$$

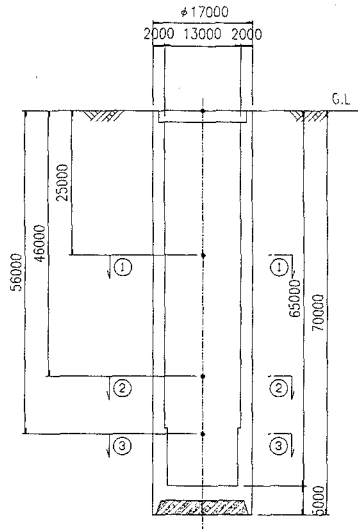
部材係数 $\gamma_b$ は、 $V_{cd}$ に対して1.3、 $V_{sd}$ に対して1.15

$\gamma_i$ ：構造物係数 (1.0)

以上の照査方法により、曲げモーメント、地盤ばね反力、せん断力が最大となる3断面に対して行った照査結果を表6.1.4-1に示す。

表 6.1.4-1 耐震性能 2 に対する照査結果

| 断面                       |   | ①-①                                | ②-②               | ③-③                 | 備考                   |  |
|--------------------------|---|------------------------------------|-------------------|---------------------|----------------------|--|
| 破壊モードの判定                 | B (cm)  | 1506.6                             | 1506.6            | 1506.6              |                      |  |
|                          | H (cm)  | 1506.6                             | 1506.6            | 1506.6              |                      |  |
|                          | 作用断面力   | Md(tf·m)                           | 75208.7           | 72623.3             | 27611.2              |  |
|                          |   | Nd(tf)                             | 5537.1            | 10367.3             | 12605.6              |  |
|                          |   | Vd(tf)                             | 3145.0            | 1383.2              | 4801.8               |  |
|                          | 圧縮鉄筋  | d <sub>1</sub> (cm)                | 8.86              | 8.86                | 8.86                 |  |
|                          |   | A <sub>S1</sub> (cm <sup>2</sup> ) | D19@150<br>888.15 | D19@150<br>888.15   | D19@150<br>888.15    |  |
|                          | 引張鉄筋  | d <sub>2</sub> (cm)                | 1418              | 1418                | 1418                 |  |
|                          |   | A <sub>S2</sub> (cm <sup>2</sup> ) | D19@150<br>888.15 | D19@150<br>888.15   | D19@150<br>888.15    |  |
|                          | せん断補強筋  | A <sub>w</sub> (cm <sup>2</sup> )  | 4-D25<br>20.3     | 4-D25<br>20.3       | 4-D25<br>20.3        |  |
|                          |   | S <sub>s</sub> (cm)                | 15                | 15                  | 15                   |  |
|                          | f <sub>cd</sub> (kgf/cm <sup>2</sup> )          | 185                                | 185               | 185                 |                      |  |
|                          | Mu (tf·m)                                       | 104931.9                           | 147399.3          | 163887.7            |                      |  |
|                          | l (m)   | 23.914                             | 52.504            | 5.750               | l=Md/Vd              |  |
|                          | Vmu(tf)   | 4387.9                             | 2807.4            | 28501.3             | Vmu=Mu/l             |  |
|                          | β <sub>d</sub>                                  | 0.515                              | 0.515             | 1.500               |                      |  |
|                          | β <sub>p</sub>                                  | 0.561                              | 0.561             | 1.500               |                      |  |
|                          | β <sub>n</sub>                                  | 1.264                              | 1.503             | 2.000               |                      |  |
|                          | f <sub>vcd</sub> (kgf/cm <sup>2</sup> )         | 5.128                              | 5.128             | 5.128               |                      |  |
|                          | Vcd (tf)  | 724.6                              | 861.6             | 8923.1              | γ <sub>b</sub> =1.3  |  |
|                          | f <sub>wyd</sub> (kgf/cm <sup>2</sup> )         | 3500                               | 3500              | 3500                |                      |  |
|                          | Vsd (tf)  | 5840.5                             | 5840.5            | 5840.5              | γ <sub>b</sub> =1.15 |  |
|                          | Vyd (tf)  | 6565.1                             | 6702.1            | 14763.6             |                      |  |
| γ <sub>i</sub> Vmu/Vyd   | 0.67  | 0.42                               | 1.93              | γ <sub>i</sub> =1.0 |                      |  |
| 判定                       | 曲げ破壊先行  | 曲げ破壊先行                             | せん断破壊先行           |                     |                      |  |
| 部対材する変照形查性結果に            | Vcd (tf)  | 725                                | 862               | /                   |                      |  |
|                          | Vsd (tf)  | 5841                               | 5841              |                     |                      |  |
|                          | Vmu (tf)  | 4388                               | 2807              |                     |                      |  |
|                          | σ <sub>o</sub> (kgf/cm <sup>2</sup> )           | 11.0                               | 20.6              |                     |                      |  |
|                          | σ <sub>b</sub> (kgf/cm <sup>2</sup> )           | 153.0                              | 153.0             |                     |                      |  |
|                          | μ <sub>o</sub>                                  | 14.0                               | 23.8              |                     |                      |  |
|                          | μ <sub>d</sub>                                  | 8.7                                | 13.8              |                     | γ <sub>b</sub> =1.5  |  |
|                          | μ <sub>r</sub>                                  | 1.3                                | <1.0              |                     |                      |  |
|                          | μ <sub>rd</sub>                                 | 1.5                                | <1.15             |                     | γ <sub>a</sub> =1.15 |  |
|                          | γ <sub>i</sub> ·μ <sub>rd</sub> /μ <sub>d</sub> | 0.17                               | <0.1              |                     | γ <sub>i</sub> =1.0  |  |
| 判定                       | OK  | OK                                 |                   |                     |                      |  |
| 照にせ<br>査対ん<br>結す断<br>果る力 | Vd (kN)   | /                                  | /                 | 4802                |                      |  |
|                          | Vyd (kN)  |                                    |                   | 6826                |                      |  |
|                          | γ <sub>i</sub> Vd/Vyd                           |                                    |                   | 0.33                | γ <sub>i</sub> =1.0  |  |
|                          | 判定  |                                    |                   | OK                  |                      |  |



②曲げ耐力照査

発生する曲げモーメントが部材の終局曲げモーメント以下であることを照査する。  
照査結果を表 6.1.4-2 に示す。

表 6.1.4-2 曲げ耐力照査

| 照査位置            |                  |                     | ①          | 軸力無視<br>(参考値) |
|-----------------|------------------|---------------------|------------|---------------|
| 曲げモーメント         | Md               | tf·m                | 100.7      |               |
| 軸力              | Nd               | tf                  | 337.2      | 0.0           |
| 部材寸法            | b                | cm                  | 100        |               |
|                 | h                | cm                  | 200        |               |
| 鉄筋量             | As               | cm <sup>2</sup>     | D25-ctc150 |               |
| コンクリートの設計圧縮強度   | f <sub>cd</sub>  | kgf/cm <sup>2</sup> | 185        |               |
| 鉄筋の降伏点          | f <sub>syd</sub> | kgf/cm <sup>2</sup> | 3500       |               |
| 降伏曲げモーメント       | My               | tf·m                | 463.4      | 210.9         |
| 終局曲げモーメント       | Mu               | tf·m                | 512.9      | 220.2         |
| Md / Mu (Md/My) |                  |                     | 0.20(0.22) | 0.46(0.48)    |
| 判定              |                  |                     | OK         | OK            |

③せん断耐力照査

発生するせん断力が部材のせん断耐力以下であることを照査する。  
照査結果を表 6.1.4-3 に示す。

表 6.1.4-3 せん断耐力照査

| 照査位置                            |                        |                    | ②                 | 軸力無視<br>(参考値) | 備考      |
|---------------------------------|------------------------|--------------------|-------------------|---------------|---------|
| B                               | (cm)                   |                    | 100               |               |         |
| H                               | (cm)                   |                    | 200               |               |         |
| 作用断面力                           | Md                     | (tf·m)             | 2.9               |               |         |
|                                 | Nd                     | (tf)               | 654.3             | 0.0           |         |
|                                 | Vd                     | (tf)               | 51.3              |               |         |
| 圧縮鉄筋                            | d <sub>1</sub>         | (cm)               | 10                |               |         |
|                                 | A <sub>s1</sub>        | (cm <sup>2</sup> ) | D25@150<br>33.782 |               |         |
| 引張鉄筋                            | d <sub>2</sub>         | (cm)               | 190               |               |         |
|                                 | A <sub>s2</sub>        | (cm <sup>2</sup> ) | D25@150<br>33.782 |               |         |
| せん断補強筋                          | A <sub>w</sub>         | (cm <sup>2</sup> ) | 2-D16<br>3.972    |               |         |
|                                 | S <sub>s</sub>         | (cm)               | 30                |               |         |
| f'cd                            | (kgf/cm <sup>2</sup> ) | 185                |                   |               |         |
| βd                              |                        | 0.852              |                   |               |         |
| βp                              |                        | 0.562              |                   |               |         |
| βn                              |                        | 2.000              | 1.000             |               |         |
| f <sub>vcd</sub>                | (kgf/cm <sup>2</sup> ) | 5.128              |                   |               |         |
| V <sub>cd</sub>                 | (tf)                   | 71.8               | 35.9              |               | γb=1.3  |
| f <sub>wyd</sub>                | (kgf/cm <sup>2</sup> ) | 3500               |                   |               |         |
| V <sub>sd</sub>                 | (tf)                   | 76.6               |                   |               | γb=1.15 |
| V <sub>yd</sub>                 | (tf)                   | 148.4              | 112.5             |               |         |
| V <sub>d</sub> /V <sub>yd</sub> |                        |                    | 0.35              | 0.46          |         |
| 判定                              |                        |                    | OK                | OK            |         |

## 6.2 シールドトンネル接合部の検討

立坑（外径φ17m，根入れ70m）に伸縮継手接続部を設けた場合の計算例を示す。

なお，伸縮継手のばね剛性は無視する。

地盤モデルおよび立坑の応答は，前節の通りとする。

トンネルとの接合部の深さは，

15m，35m，60m

の3ケースを考える。（図6.2-1）

シールドトンネルの剛性は，

- ①鋼製セグメント
- ②鋼製セグメント+二次覆工
- ③RCセグメント
- ④RCセグメント+二次覆工

の4ケースについて考える。

地震動の波動伝播による継手の突込み・拔出し量

$\Delta u = u_2 - u_1$ は，次式で求め，これに立坑の回転による変位量  $\delta = \theta \cdot (D/2)$  を付加する。（ $D$ はトンネル外径）

$$|u_2 - u_1| = Z_1 \sqrt{\left(\frac{W_1}{Z_1}\right)^2 + \left(1 - \frac{2W_1}{Z_1}\right)\alpha_1}$$

ここで，

$$\alpha_1 \equiv \frac{1}{1 + \left(\frac{2\pi}{L_1}\right)^2 \frac{EA}{K_1}}$$

$EA$ ：トンネルの軸方向剛性

$K_1$ ：トンネル単位長さあたりの軸方向地盤ばね定数

$L_1$ ：軸方向地盤変位をもたらす波動のトンネル軸方向の見かけの波長

$\alpha_1$ ：地盤からトンネルへの軸方向ひずみ伝達率

$Z_1$ ：接合部深さでの軸方向地盤変位振幅

$W_1$ ：接合部深さでの立坑のトンネル軸方向の変位振幅

計算結果を表6.2-1および図6.2-2に示す。

深さ別の各ケースで見ると，接合部の深さが深くなるにつれ，地盤の剛性が大きくなって地盤からのひずみ伝達率は1に近づき，伸縮継手への変位伝達率は小さくなるとともに，地盤の変位そのものも小さくなることから伸縮継手の突込み・拔出し量は小さくなってい

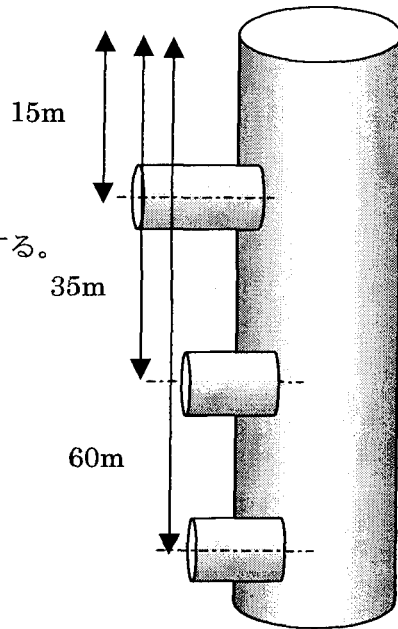


図 6.2-1 接合部の深さ別ケース

く。また、ケースが変わってトンネルの軸方向剛性が増加するにつれ、地盤からのひずみ伝達率が低下すると、伸縮継手への変位伝達率は増加し、突込み・拔出量は増加する傾向にある。

図 6.2-2 のように算定された接合部の突込み・拔出量に対して、伸縮・可撓継手対策が一般的であろう。伸縮・可撓継手を設ける場合、5 cm 程度の伸縮量を吸収する継手が多く用いられる。

しかし、接合部が 15 m と浅いケースでは、レベル 2 (L2) 地震動クラスになるとこれを超える可能性が大きくなり、接合部の対策として、いくつかの選択があると考えられる。たとえば、

①さらに大きい伸縮能力を有する継手を設ける。

②接合部の損傷が比較的容易な修復範囲にあることを構造的に確認する。ただし、鉄道や道路トンネルでは、接合部の損傷による走行上の支障から人命の安全性が確保できるものであることを確認する必要がある。

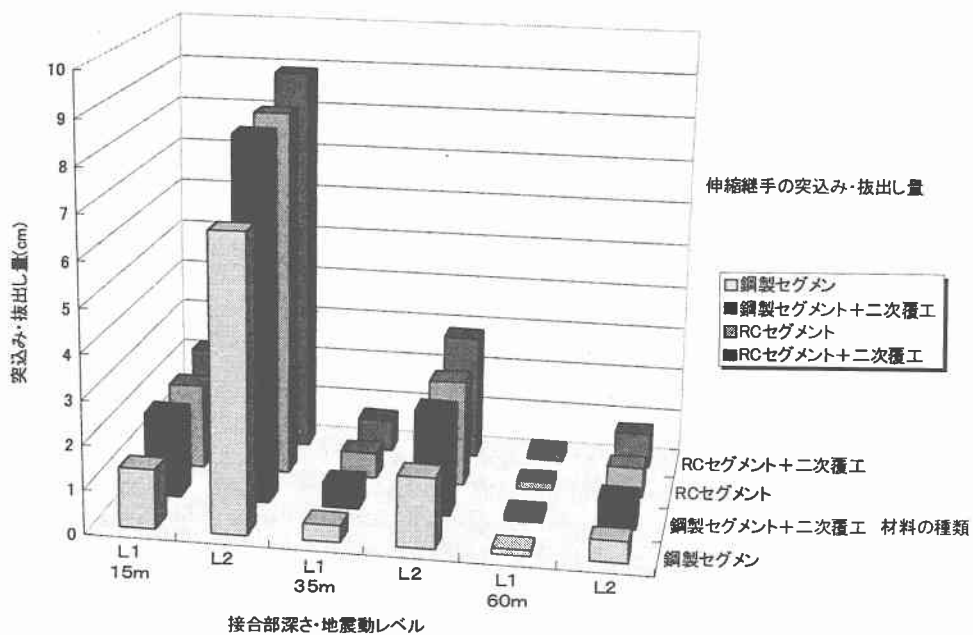


図 6.2-2 接合部伸縮継手の突込み・拔出量

表6.2-1 立坑・トンネル接合部における伸縮継手の突込み・拔出し量

接合部深さと地盤・地震動条件 (地盤ケース: 大阪)

| 接合部<br>深さ | 地震動<br>レベル | 密度 $\rho$<br>(t/m <sup>3</sup> ) | せん断波<br>速度Vs<br>(m/s) | 地震時せん断剛性<br>G(tf/m <sup>2</sup> ) | 地盤ばね<br>K1(tf/m <sup>2</sup> ) | 波長<br>L1(m) | 地盤変位<br>振幅<br>Z1(cm) | 立坑変位<br>振幅<br>W1(cm) | 立坑回<br>転角<br>$\theta$ (mrad) |
|-----------|------------|----------------------------------|-----------------------|-----------------------------------|--------------------------------|-------------|----------------------|----------------------|------------------------------|
| 15m       | L1         | 1.65                             | 130                   | 1470                              | 2940                           | 420         | 2.84                 | 2.60                 | 0.85                         |
|           | L2         |                                  |                       | 665                               | 1330                           | 420         | 12.24                | 9.10                 | 3.50                         |
| 35m       | L1         | 1.70                             | 240                   | 7970                              | 15940                          | 420         | 1.36                 | 1.35                 | 0.45                         |
|           | L2         |                                  |                       | 4830                              | 9660                           | 420         | 4.47                 | 4.40                 | 1.95                         |
| 60m       | L1         | 1.95                             | 350                   | 23950                             | 47900                          | 420         | 0.46                 | 0.45                 | 0.31                         |
|           | L2         |                                  |                       | 17730                             | 35460                          | 420         | 1.74                 | 1.70                 | 1.00                         |

①鋼製セグメント

トンネルの軸方向等価剛性 EA(tf) 2.814E+06 トンネル外径Do(cm) 510

| 接合部<br>深さ | 地震動<br>レベル | ひずみ伝<br>達率<br>$\alpha 1$ | 立坑地盤<br>振幅比<br>W1/Z1 | 地盤変位<br>の伝達率<br>$ \Delta u /Z1$ | 突込み・抜<br>出し量<br>$ \Delta u $ (cm) | 回転によ<br>る付加量<br>$\delta$ (cm) | 突込み・抜<br>出し量(cm)<br>$ \Delta u + \delta $ |
|-----------|------------|--------------------------|----------------------|---------------------------------|-----------------------------------|-------------------------------|---|
| 15m       | L1         | 0.8236                   | 0.915                | 0.39210                         | 1.11                              | 0.22                          | 1.33                                      |
|           | L2         | 0.6786                   | 0.743                | 0.47147                         | 5.77                              | 0.89                          | 6.66                                      |
| 35m       | L1         | 0.9620                   | 0.993                | 0.19366                         | 0.26                              | 0.11                          | 0.38                                      |
|           | L2         | 0.9388                   | 0.984                | 0.24399                         | 1.09                              | 0.50                          | 1.59                                      |
| 60m       | L1         | 0.9870                   | 0.980                | 0.11337                         | 0.05                              | 0.08                          | 0.13                                      |
|           | L2         | 0.9825                   | 0.977                | 0.13106                         | 0.23                              | 0.26                          | 0.48                                      |

②鋼製セグメント+二次覆工

トンネルの軸方向等価剛性 EA(tf) 9.436E+06 トンネル外径Do(cm) 510

| 接合部<br>深さ | 地震動<br>レベル | ひずみ伝<br>達率<br>$\alpha 1$ | 立坑地盤<br>振幅比<br>W1/Z1 | 地盤変位<br>の伝達率<br>$ \Delta u /Z1$ | 突込み・抜<br>出し量<br>$ \Delta u $<br>(cm) | 回転によ<br>る付加量<br>$\delta$ (cm) | 突込み・抜<br>出し量(cm)<br>$ \Delta u + \delta $ |
|-----------|------------|--------------------------|----------------------|---------------------------------|--------------------------------------|-------------------------------|---|
| 15m       | L1         | 0.5820                   | 0.915                | 0.59542                         | 1.69                                 | 0.22                          | 1.91                                      |
|           | L2         | 0.3864                   | 0.743                | 0.60380                         | 7.39                                 | 0.89                          | 8.28                                      |
| 35m       | L1         | 0.8830                   | 0.993                | 0.33959                         | 0.46                                 | 0.11                          | 0.58                                      |
|           | L2         | 0.8206                   | 0.984                | 0.41716                         | 1.86                                 | 0.50                          | 2.36                                      |
| 60m       | L1         | 0.9578                   | 0.980                | 0.20237                         | 0.09                                 | 0.08                          | 0.17                                      |
|           | L2         | 0.9438                   | 0.977                | 0.23271                         | 0.40                                 | 0.26                          | 0.66                                      |

③RCセグメント

トンネルの軸方向等価剛性 EA(tf) 1.016E+07 トンネル外径Do(cm) 510

| 接合部<br>深さ | 地震動<br>レベル | ひずみ伝<br>達率<br>$\alpha 1$ | 立坑地盤<br>振幅比<br>W1/Z1 | 地盤変位<br>の伝達率<br>$ \Delta u /Z1$ | 突込み・抜<br>出し量<br>$ \Delta u $<br>(cm) | 回転によ<br>る付加量<br>$\delta$ (cm) | 突込み・抜<br>出し量(cm)<br>$ \Delta u + \delta $ |
|-----------|------------|--------------------------|----------------------|---------------------------------|--------------------------------------|-------------------------------|---|
| 15m       | L1         | 0.5639                   | 0.915                | 0.60790                         | 1.73                                 | 0.22                          | 1.94                                      |
|           | L2         | 0.3691                   | 0.743                | 0.61077                         | 7.48                                 | 0.89                          | 8.37                                      |
| 35m       | L1         | 0.8752                   | 0.993                | 0.35080                         | 0.48                                 | 0.11                          | 0.59                                      |
|           | L2         | 0.8095                   | 0.984                | 0.42990                         | 1.92                                 | 0.50                          | 2.42                                      |
| 60m       | L1         | 0.9547                   | 0.980                | 0.20958                         | 0.10                                 | 0.08                          | 0.18                                      |
|           | L2         | 0.9397                   | 0.977                | 0.24087                         | 0.42                                 | 0.26                          | 0.67                                      |

④RCセグメント+二次覆工

トンネルの軸方向等価剛性 EA(tf) 1.750E+07 トンネル外径Do(cm) 510

| 接合部<br>深さ | 地震動<br>レベル | ひずみ伝<br>達率<br>$\alpha 1$ | 立坑地盤<br>振幅比<br>W1/Z1 | 地盤変位<br>の伝達率<br>$ \Delta u /Z1$ | 突込み・抜<br>出し量<br>$ \Delta u $<br>(cm) | 回転によ<br>る付加量<br>$\delta$ (cm) | 突込み・抜<br>出し量(cm)<br>$ \Delta u + \delta $ |
|-----------|------------|--------------------------|----------------------|---------------------------------|--------------------------------------|-------------------------------|---|
| 15m       | L1         | 0.4288                   | 0.915                | 0.69412                         | 1.97                                 | 0.22                          | 2.19                                      |
|           | L2         | 0.2535                   | 0.743                | 0.65521                         | 8.02                                 | 0.89                          | 8.91                                      |
| 35m       | L1         | 0.8028                   | 0.993                | 0.44090                         | 0.60                                 | 0.11                          | 0.71                                      |
|           | L2         | 0.7115                   | 0.984                | 0.52885                         | 2.36                                 | 0.50                          | 2.86                                      |
| 60m       | L1         | 0.9244                   | 0.980                | 0.27019                         | 0.12                                 | 0.08                          | 0.20                                      |
|           | L2         | 0.9005                   | 0.977                | 0.30889                         | 0.54                                 | 0.26                          | 0.79                                      |

## 7. その他の検討例

### 7 (a) 不整形地盤の検討例

兵庫県南部地震発生時に、高架橋・管路をはじめとする多くの土木構造物に大きな被害が生じた「震災の帯」の起因と考えられる「フォーカシング現象」は、地盤の不整形によるものであることは入倉<sup>1)</sup>などに紹介されている。

従って、シールドトンネルが地盤急変部を通過している場合、強震時に地盤内に大きなひずみが発生し、トンネルの被災が懸念される。そこで、地盤不整形がトンネルに及ぼす影響度合いを定量的に把握することを目的とした応答解析を行った。

なお、検討対象は、兵庫県南部地震発生時に神戸市下水道局（現、河川下水道部）の被災した事例を踏まえ、高松汚水幹線管路とした。

#### 1) 解析条件

地盤条件を表7.1-1に示す。なお、実際のシールドトンネルの位置はG. L. -14.0~-15.8mであるが、不整形地盤がトンネルに及ぼす影響を把握するために、図7.1-1に示すように地表面へ近づけた場合 (CASE-1) と基盤に近づけた場合 (CASE-2) の2ケースについて検討した。

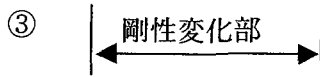
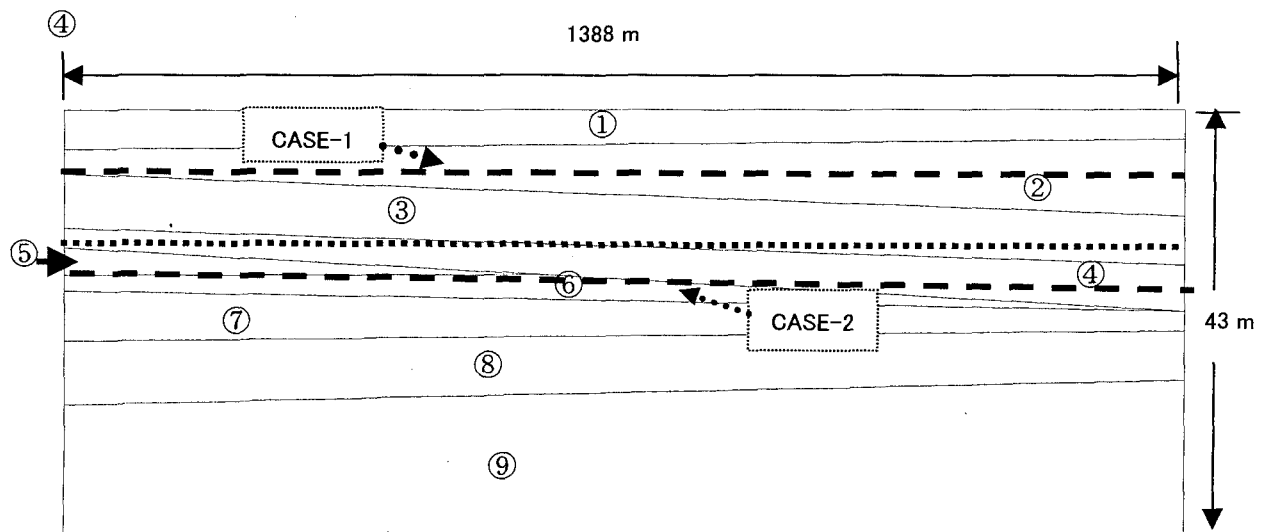


図 7.1-1 解析地層モデル図

表 7.1-1 地盤物性表

| 番号 | 地質  | 層厚 (m) |      | $\gamma$<br>tf/m <sup>3</sup> | Modulus<br>tf/m <sup>2</sup> | $\nu$ |
|----|-----|--------|------|-------------------------------|------------------------------|-------|
|    |     | ④断面    | ③断面  |                               |                              |       |
| ①  | B   | 4.0    | 3.0  | 1.8                           | 2,000                        | 0.45  |
| ②  | Ag  | 2.5    | 7.8  | 1.9                           | 7,500                        | 0.45  |
| ③  | As  | 5.5    | 5.0  | 1.8                           | 3,200                        | 0.45  |
| ④  | Ac  | 2.0    | 4.7  | 1.8                           | 1,000                        | 0.49  |
| ⑤  | As  | 2.8    | -    | 1.8                           | 1,800                        | 0.49  |
| ⑥  | Dc  | 1.6    | -    | 1.7                           | 3,500                        | 0.45  |
| ⑦  | Ds  | 5.1    | 2.0  | 2.0                           | 14,000                       | 0.45  |
| ⑧  | Dc  | 6.5    | 5.0  | 1.7                           | 8,000                        | 0.45  |
| ⑨  | Dsg | 13.0   | 15.5 | 2.1                           | 20,000                       | 0.45  |

- 入力地震波はポートアイランド -83m NS 成分を入射波として入力した。線状構造物に対しては入力地震波の位相の影響が大きいとされる。今回の検討では、みかけの進行速度が無限大であるとした場合（鉛直上昇波，図中 VERT. と略す）と速度 400m/s の進行波とした場合（進行波，図中 TRAV. と略す）の 2 ケースについて計算し，発生断面力を比較した。
- シールドトンネルは無鉄コンクリートを二次覆工とする RC セグメントタイプとし，シールド外径を 5.100 m とした。セグメント仕様およびシールドトンネル軸方向の等価剛性に関しては前節 4.5 を参照されたい。
- 解析プログラムは 2 次元地盤-構造物相互作用解析プログラム Super FLUSH/2D を使用した。すなわち，ひずみに依存するせん断剛性および減衰定数によって地盤の非線形性を表すものとし，シールドトンネルは弾性の梁要素としてモデル化した。なお，モデルは節点数 5996，地盤要素数 6572，梁要素数 278 であり，地盤の無限性を表現するために底面に粘性境界，左右に伝達境界を設けた。

## 2) 解析結果および考察

### □ 最大発生断面力

各梁要素の最大発生断面力（曲げモーメント，軸力）図を図 7.1-2,3 に示す。これらから，以下の事項がうかがわれる。

- ① 曲げモーメントに関しては，CASE-1，2 ともに進行波（400m/s）として入力した場合でも，降伏耐力を超えることはないと思われる。
- ② 軸力に関しては，鉛直上昇波を入力した場合，地盤の剛性変化点付近でも降伏耐力を超えることはないと思われるが，進行波入力では，剛性変化点付近だけでなく，シールドトンネルが沖積中に入っている箇所でも降伏耐力（引張側：4.2 tf）を超え，まず継ぎ手板が降伏することが予想される。
- ③ なお，圧縮側に関しては，十分耐力以内となると思われる。

### □ 地盤剛性変化点付近に関する考察

最大発生断面力では，発生する引張側の軸力が降伏耐力を上回る現象は地盤の剛性変化点付近を中心に発生する可能性があることが示唆された。そこで，図 7.1-4, 5 に剛性変化点付近の断面力が最大値に移行している時刻の各要素における出力を示す。以下のことがうかがわれる。

- ① 進行波入力の場合，CASE-1，2 ともに地盤剛性変化点付近で，軸力が圧縮側から引張り側へと変化していることがわかる。これは地盤のひずみの変化によるものと考えられる。
- ② その後，CASE-1 では，引張側の軸力が最大値を示すことが図 7.1-7(2) よりわかる。
- ③ この場合の等せん断ひずみ分布図である図 7.1-6(2) により最大せん断ひずみは 0.3 % 程度の値となっていることがうかがわれる。
- ④ 同様に，CASE-2 では，図 7.1-8(1),(2) より，引張側の軸力が最大値となり，図 7.1-9(2) より，最大せん断ひずみが 0.3 % 程度となることがうかがえる。

従って，被害原因の一つには，進行波によって不整形地盤内に発生した大きなせん断ひずみがあると推察され，今後，シールドトンネルの施工位置に十分配慮すべきと考えられる。



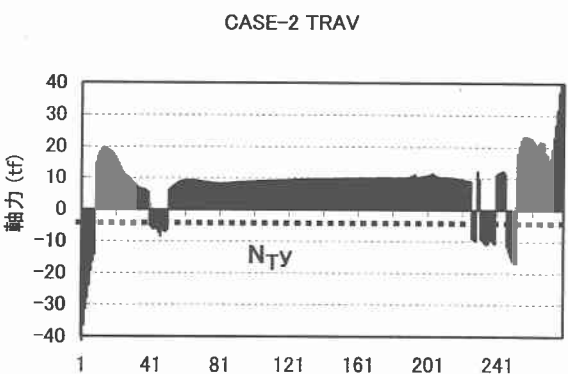
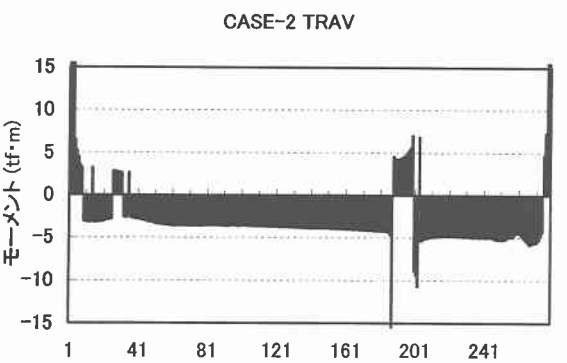
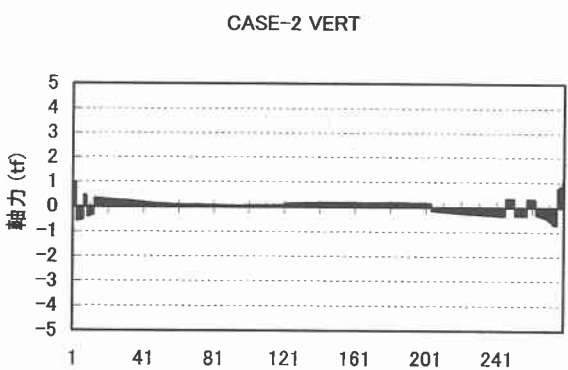
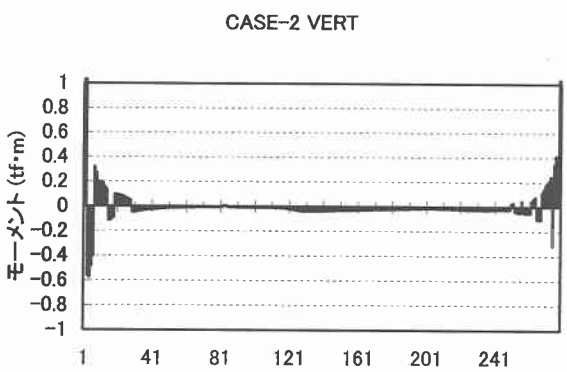
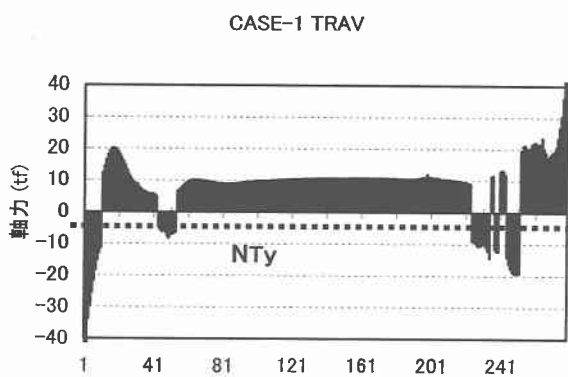
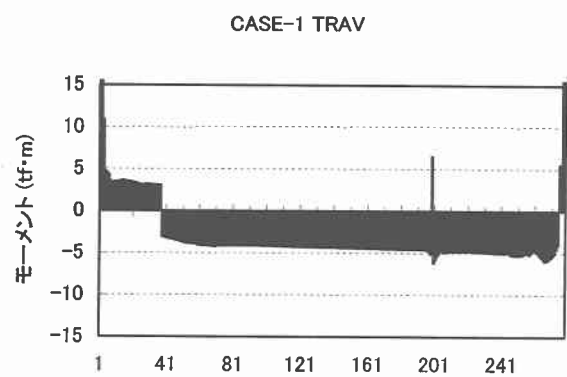
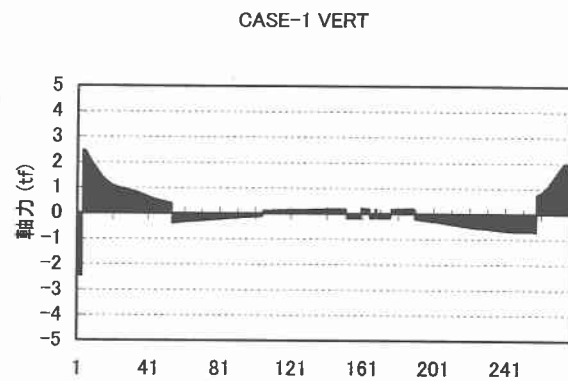
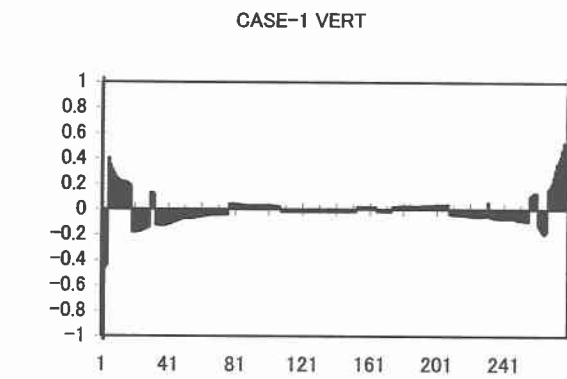


図 7.1-2 最大発生曲げモーメント図

図 7.1-3 最大発生軸力図

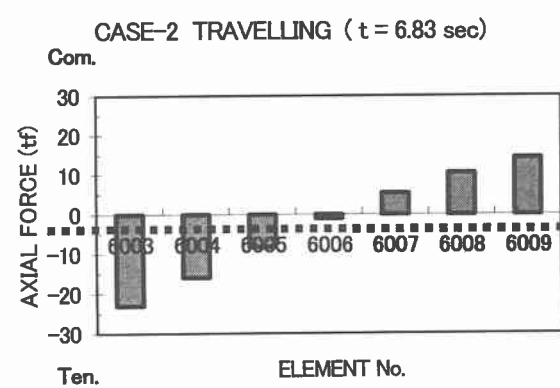
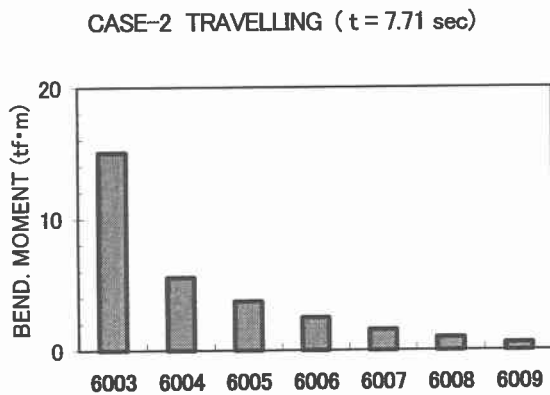
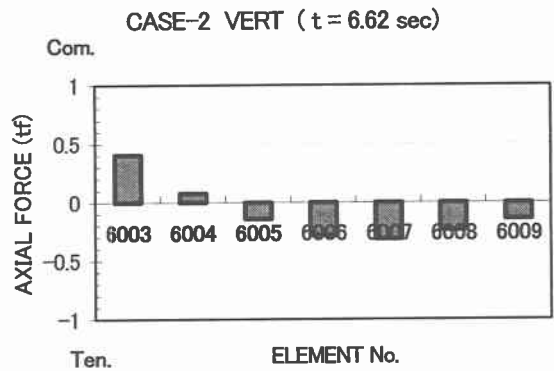
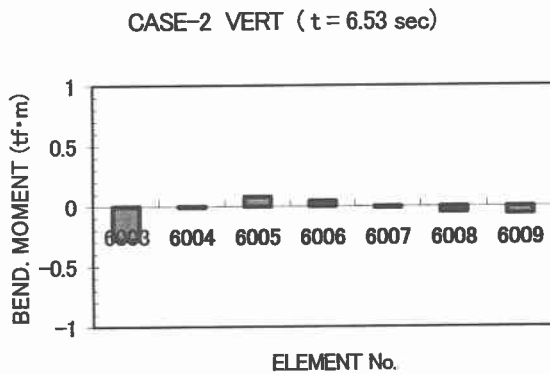
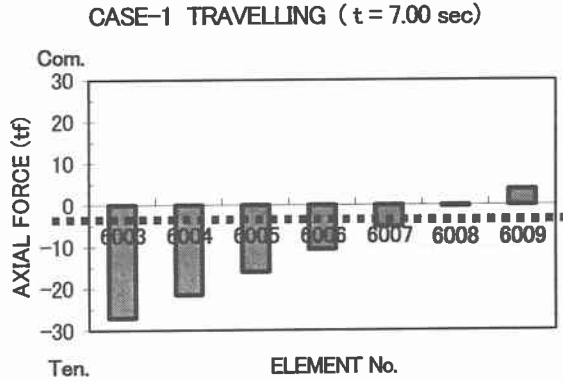
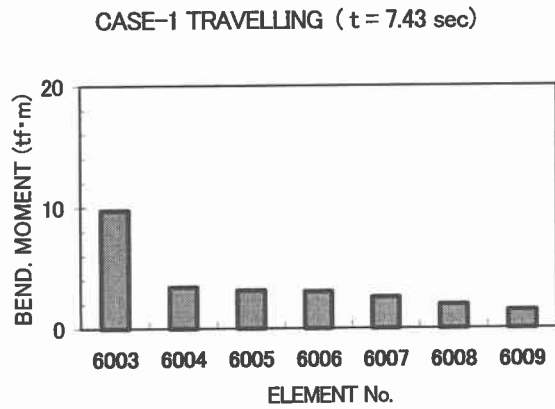
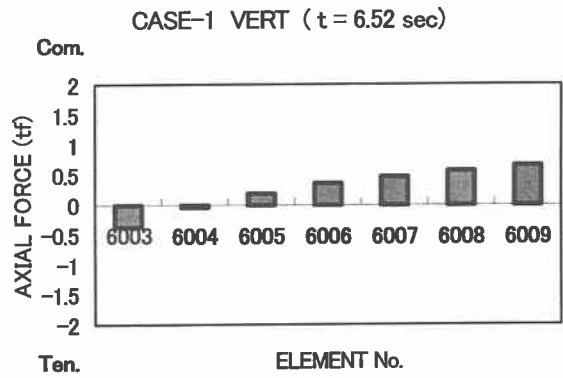
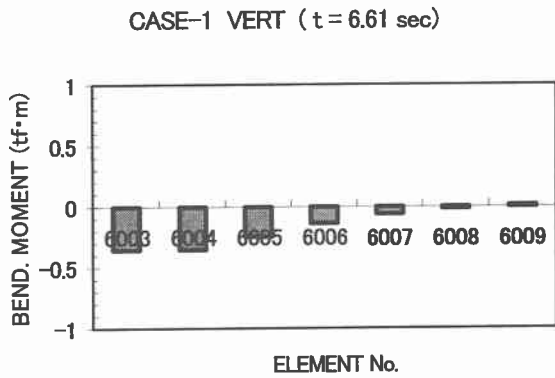


図 7.1-4 地盤剛性変化点付近の曲げモーメント図

図 7.1-5 地盤剛性変化点付近の軸力図

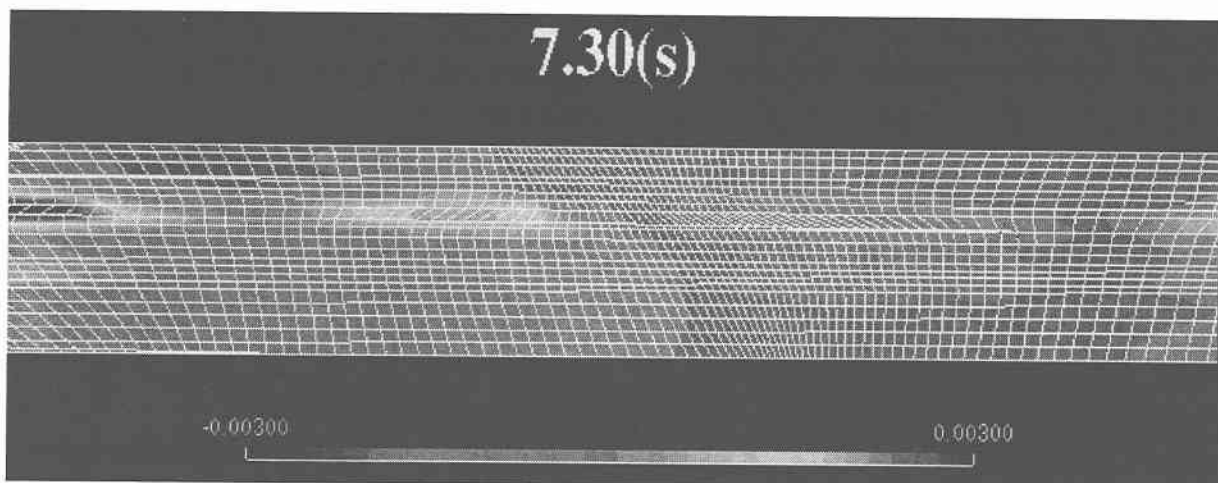


図 7.1-6(1) 等せん断ひずみ分布図 CASE-1 TRAV. ( t = 7.30 sec )

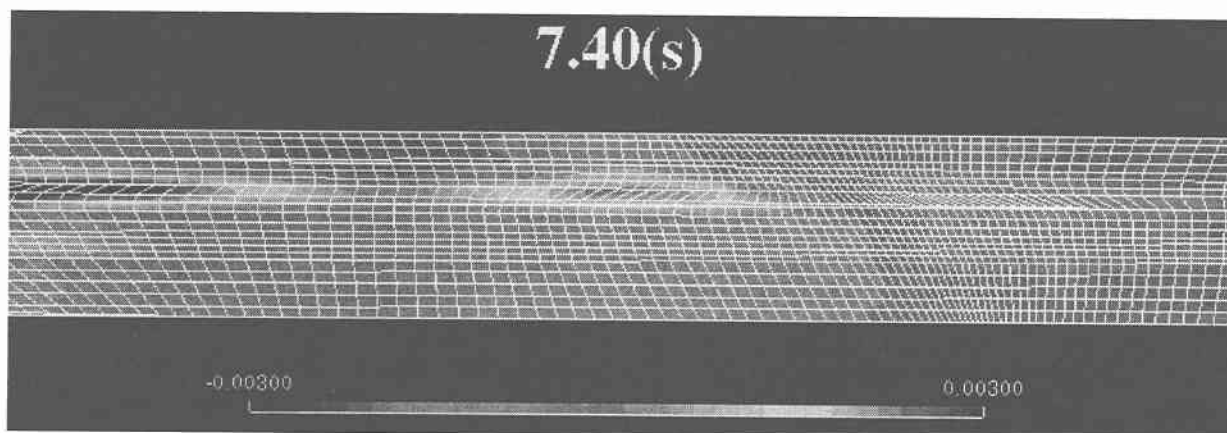


図 7.1-6(2) 等せん断ひずみ分布図 CASE-1 TRAV. ( t = 7.40 sec )

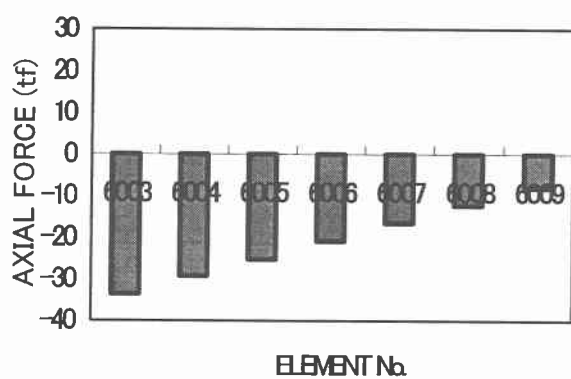


図 7.1-7(1) 地盤剛性変化部 軸力図  
CASE-1 TRAV. ( t = 7.30 sec )

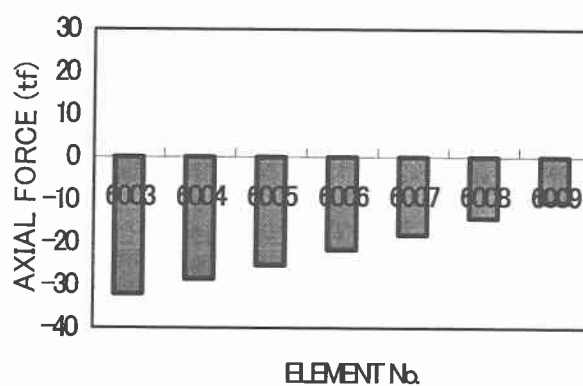


図 7.1-7(2) 地盤剛性変化部 軸力図  
CASE-1 TRAV. ( t = 7.40 sec )

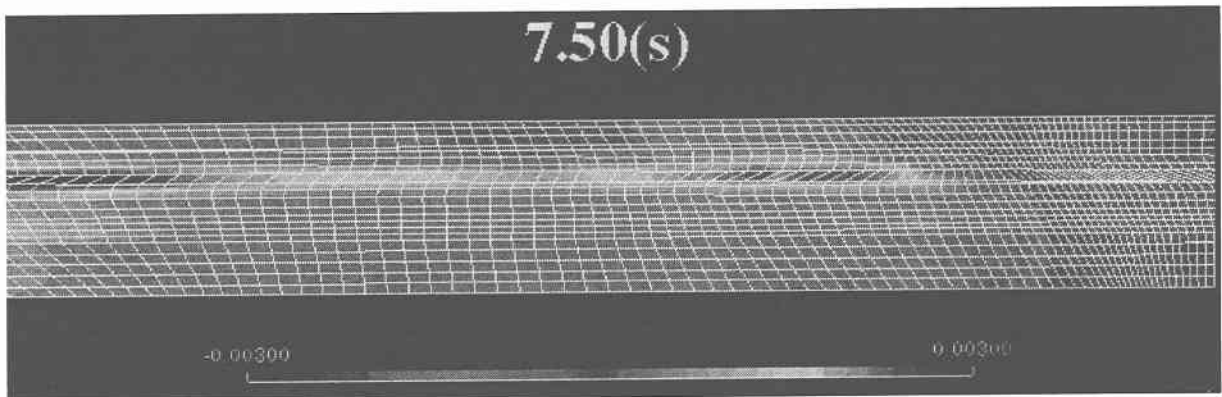


図 7.1-6(3) 等せん断ひずみ分布図 CASE-1 TRAV. ( t = 7.50 sec )

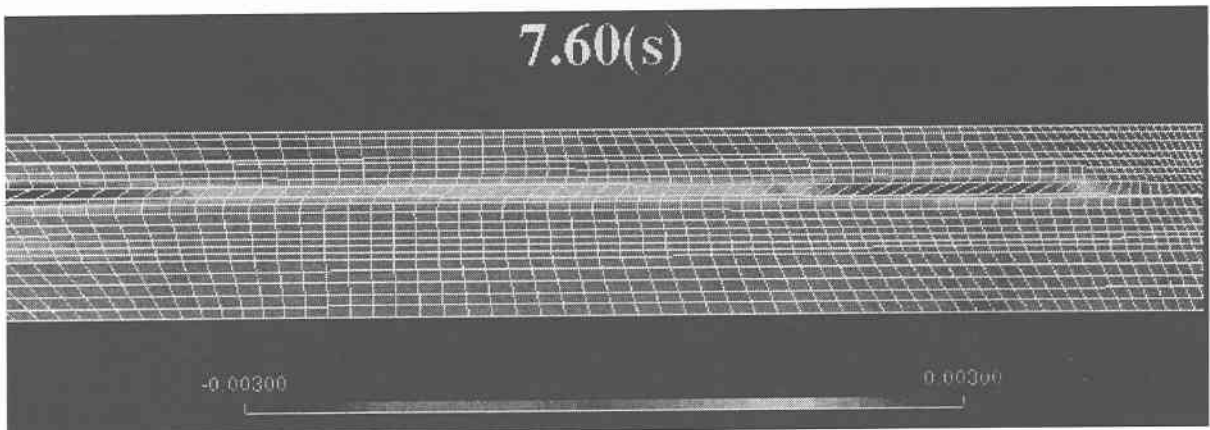


図 7.1-6(4) 等せん断ひずみ分布図 CASE-1 TRAV. ( t = 7.60 sec )

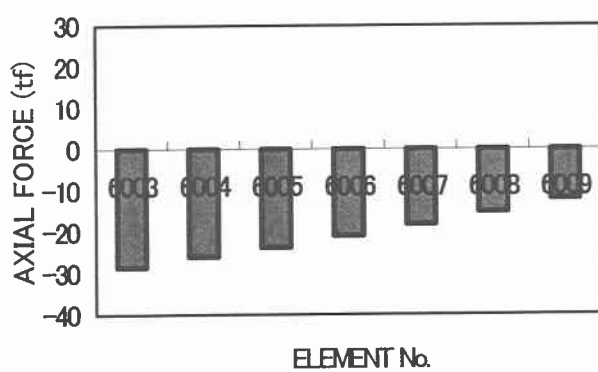


図 7.1-7(3) 地盤剛性変化部 軸力図  
CASE-1 TRAV. ( t = 7.50 sec )

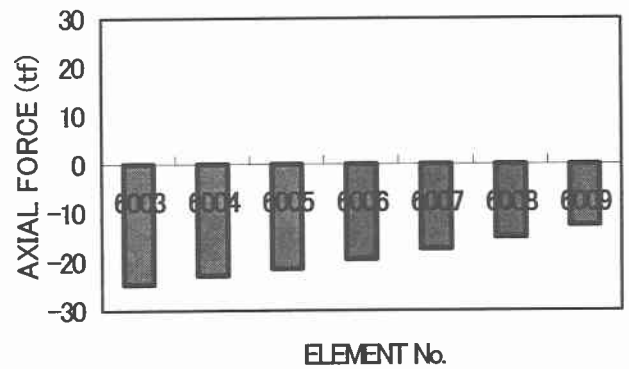


図 7.1-7(4) 地盤剛性変化部 軸力図  
CASE-1 TRAV. ( t = 7.60 sec )

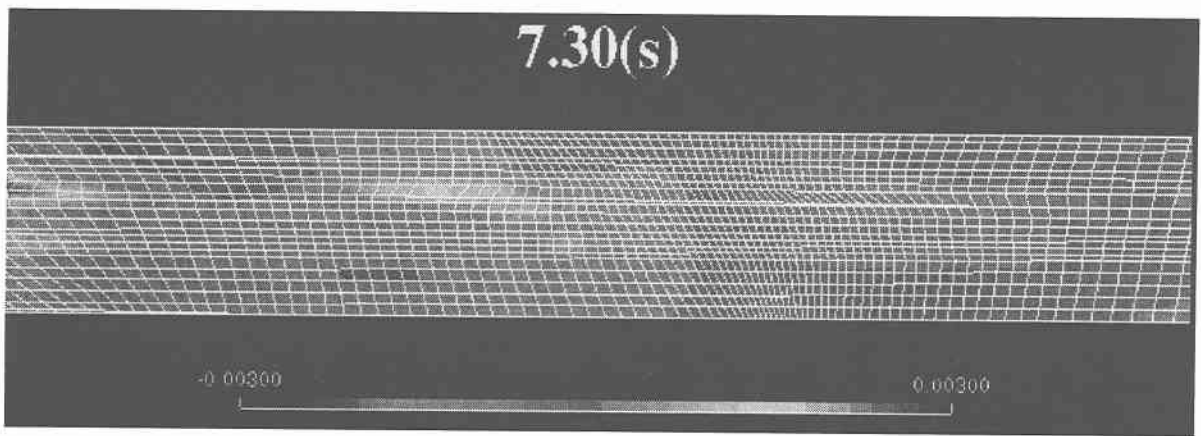


図 7.1-8(1) 等せん断ひずみ分布図 CASE-2 TRAV. ( t = 7.30 sec )

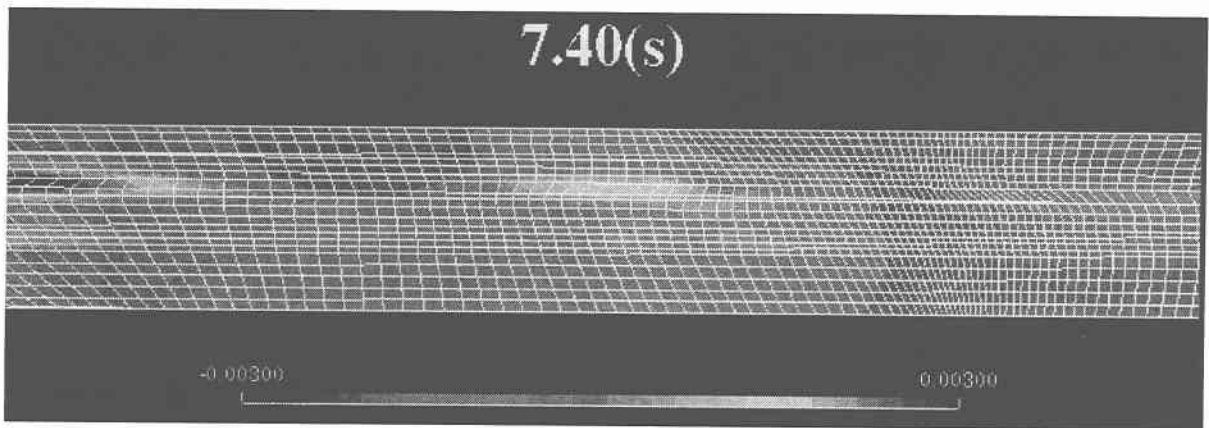


図 7.1-8(2) 等せん断ひずみ分布図 CASE-2 TRAV. ( t = 7.40 sec )

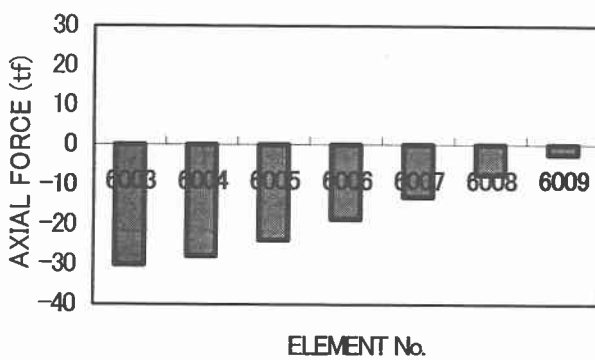


図 7.1-9(1) 地盤剛性変化部 軸力図  
CASE-2 TRAV. ( t = 7.30 sec )

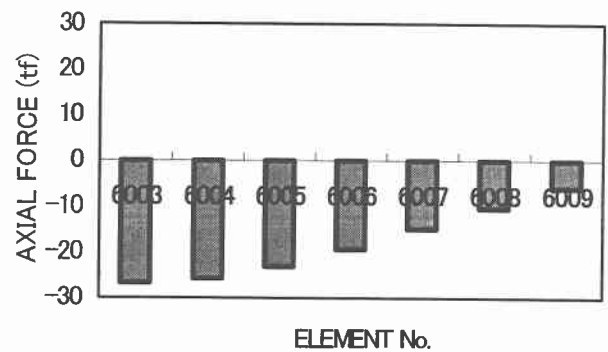


図 7.1-9(2) 地盤剛性変化部 軸力図  
CASE-2 TRAV. ( t = 7.40 sec )

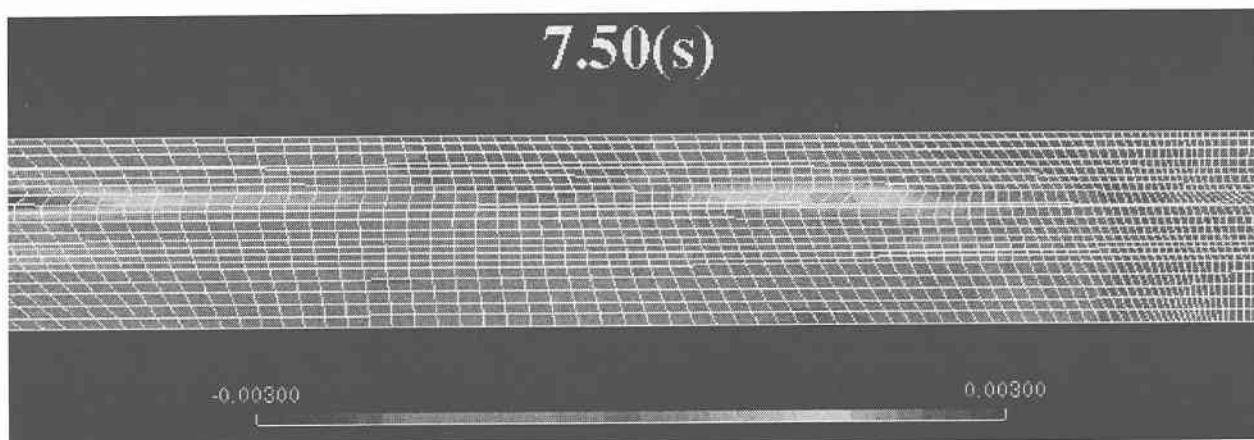


図 7.1-8(3) 等せん断ひずみ分布図 CASE-2 TRAV. ( t = 7.50 sec )

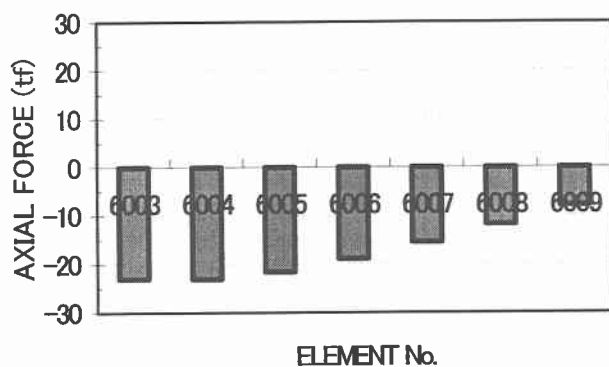


図 7.1-9(3) 地盤剛性変化部 軸力図  
CASE-2 TRAV. ( t = 7.50 sec )

参考文献

- 1) 入倉孝次郎：“震災の帯”をもたらした強震動，月刊「科学」，vol.66,No.2,1996

## 7 (b) 断層横断の検討例

断層横断時のシールドの断層変位による影響の検討方法は確立したものはないが、ガイドラインに示したように、管路に関しての Kennedy の方法を発展させた高田・Hassni・福田の方法が提案されている。この計算例ではその方法を大阪市内を走る上町断層に適用した例を示してみる。

### (1) 大阪市内の断層

大阪市内には上町断層が南北に走っている。それは逆断層であり、その断層変位は一回のイベントで、約 90cm 程度と推定されている。

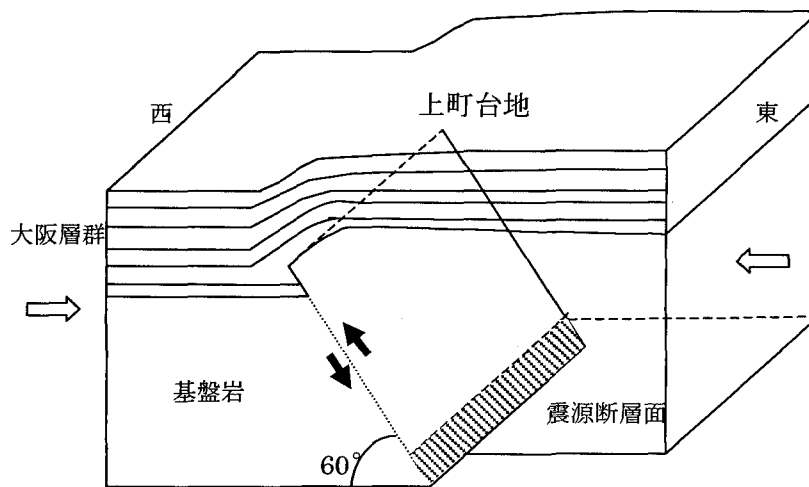
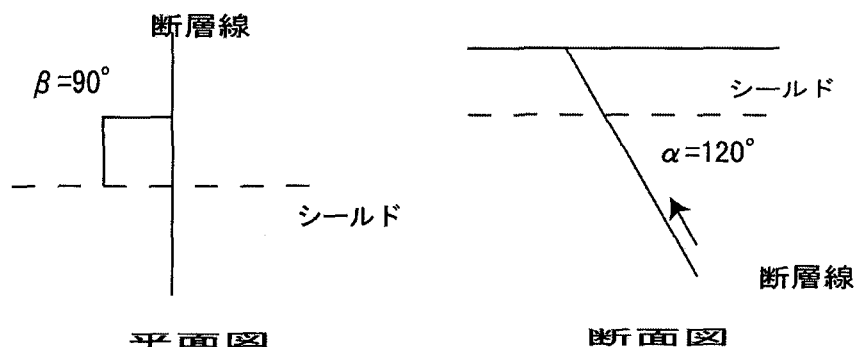


図 7.2-1 上町断層の概略推定図

この上町断層にシールドが直交する場合について、検討してみよう。その場合のシールドが断層に直交する場合の検討に必要なパラメータは以下のようなになる。

表 7.2-1 検討パラメータ

| 断層とシールドの鉛直方向交差角 $\alpha$ | 断層とシールドの水平方向交差角 $\beta$ | 水平方向断層変位量 $\delta_h$ | 鉛直方向断層変位量 $\delta_v$ |
|--------------------------|-------------------------|----------------------|----------------------|
| 120 度                    | 90 度                    | 0m                   | 1m                   |



(2) 鋼製セグメントの検討

1) 検討対象シールド<S-1>(本ガイドライン(案)のモデル)

鋼製セグメント(2次覆工なし)

セグメント外径 4.8m

セグメント内径 4.5m

トンネル軸方向の等価剛性を表 7.2-2 に示す。また、トンネルと地盤間のすべり開始せん断応力は表 7.2-3 のように設定した。

表 7.2-2 等価剛性の計算

|                                |                 |                    |         |
|--------------------------------|-----------------|--------------------|---------|
| セグメントの軸方向断面積                   | $A_s$           | ( $m^2$ )          | 0.134   |
| セグメントの断面2次モーメント                | $I_s$           | ( $m^4$ )          | 0.362   |
| セグメントのバネ剛性                     | $K_s$           | (tf/m)             | 2814000 |
| 継手ボルト軸剛性( $K_{b \times n_b}$ ) | $K_j$           | (tf/m)             | 3817800 |
| 継手板の軸剛性                        | $K_p$           | (tf/m)             | 61773   |
| 等価軸圧縮剛性                        | $(EA)^{c_{eq}}$ | (tf)               | 2814000 |
| 等価断面積                          | $A^{c_{eq}}$    | ( $m^2$ )          | 0.134   |
| 等価軸引張剛性                        | $(EA)^{t_{eq}}$ | (tf)               | 30310   |
| 等価断面積                          | $A^{t_{eq}}$    | ( $m^2$ )          | 0.001   |
| 等価曲げ剛性                         | $(EI)_{eq}$     | ( $tf \cdot m^2$ ) | 229900  |
| 中心軸から中心軸までの角度                  | $\phi$          | (rad)              | 1.113   |

表 7.2-3 すべり開始せん断応力  $\tau_f$

| 地盤 | 深さ  | 地盤種別   | N 値      | 粘着力<br>tf/m <sup>2</sup> | 鉛直応力<br>tf/m <sup>2</sup> | 摩擦角 | $\tau_f$<br>tf/m <sup>2</sup> |
|----|-----|--------|----------|--------------------------|---------------------------|-----|-------------------------------|
| 大阪 | 15m | シルト質粘土 | 2        | 1.25                     | -                         | 0   | 1.25                          |
|    | 35m | 砂混じり粘土 | 11       | 0                        | 18.9                      | 28  | 10                            |
|    | 60m | 砂と粘土   | 50<br>20 | 0<br>15                  | 35.3                      | 42  | 23                            |
| 神戸 | 35m | 洪積砂礫   | 50       | 0                        | 42                        | 42  | 21                            |

2) 最大軸方向圧縮ひずみ  $\epsilon_c$

a) 断層変位による管路曲がり位置の決定 (Kennedy の方法)

管路曲がり位置 (B 点) の位置  $L_{cv} = 7.6m$

$\delta v$  : 断層変位量 (m) 1.0m

断層と管路の交差角度 (°) 120°

管路屈曲位置 (m)  $L_{cv} = 7.6m$



b) 最大軸方向圧縮ひずみ  $\varepsilon_c$  の計算

円筒形状による局所曲げパラメータ  $\alpha_c$

$$\alpha_c = \frac{E/\sigma_y}{D/t} = \frac{2100000/4000}{480/0.35} = 0.383$$

管路曲げ角度との関係式

$$\varepsilon_c \cdot \alpha_c = 1.27\theta^2 + 0.13\theta = 0.0345$$

ここで、

$$\theta = \tan^{-1} \left( \frac{\delta \sin \beta}{L_{CV} + \delta \cos \beta} \right) = 0.1214$$

以上より

最大軸方向圧縮ひずみ  $\varepsilon_c = 9.0\%$

(参考) 最大軸方向引張ひずみ  $\varepsilon_T$  の計算

a) 断層変位による管路曲がり位置の決定 (Kennedy の結果)

管路曲がり位置 (B点) の位置  $L_{CV} = 7.59\text{m}$

b) 最大軸方向引張ひずみ  $\varepsilon_T$  の計算

|                         |                         |
|-------------------------|-------------------------|
| $\delta v$ : 断層変位量 (m)  | 1.0m                    |
| 断層と管路の交差角度 ( $^\circ$ ) | 60                      |
| 管路屈曲位置 (m)              | $L_{CV} = 7.59\text{m}$ |

円筒形状による局所曲げパラメータ  $\alpha_c = 0.383$

管路曲げ角度との関係式

$$\varepsilon_T \cdot \sqrt{\alpha_c} = 0.34\theta^2 + 0.13\theta = 0.0229$$

ここで、

$$\theta = \tan^{-1} \left( \frac{\delta \sin \beta}{L_{CV} + \delta \cos \beta} \right) = 0.131$$

以上より

最大軸方向引張ひずみ  $\varepsilon_T = 3.7\%$

### 3) パラメトリックスタディ

#### ○検討ケース

鋼製セグメントの断層影響のパラメトリックスタディを以下のケースで行った。

- ①設置深度H           15m, 35m, 60m
- ②断層変位量  $\delta v$     0.5m, 1.0m, 2.0m
- ③シールド径  $\phi$        4.8mと3.15m

(設置深度は管拘束圧とすべり開始せん断力の効果)

#### ○計算結果

##### —①設置深度—

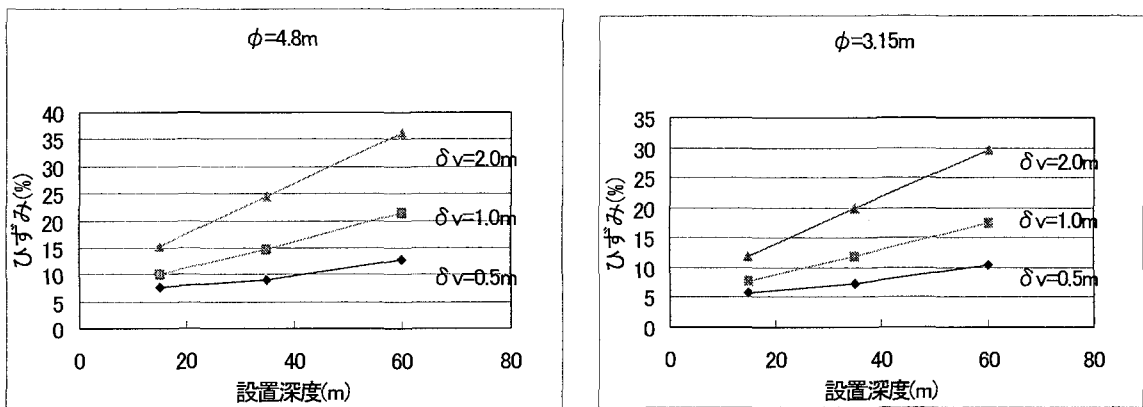


図 7.2-2 発生ひずみと設置深度の関係

##### —②断層変位—

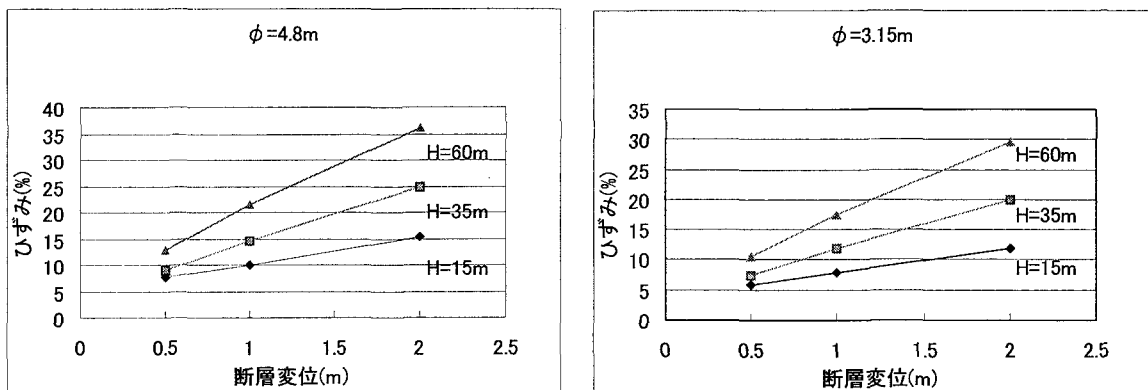


図 7.2-3 発生ひずみと断層変位の関係

③シールド径

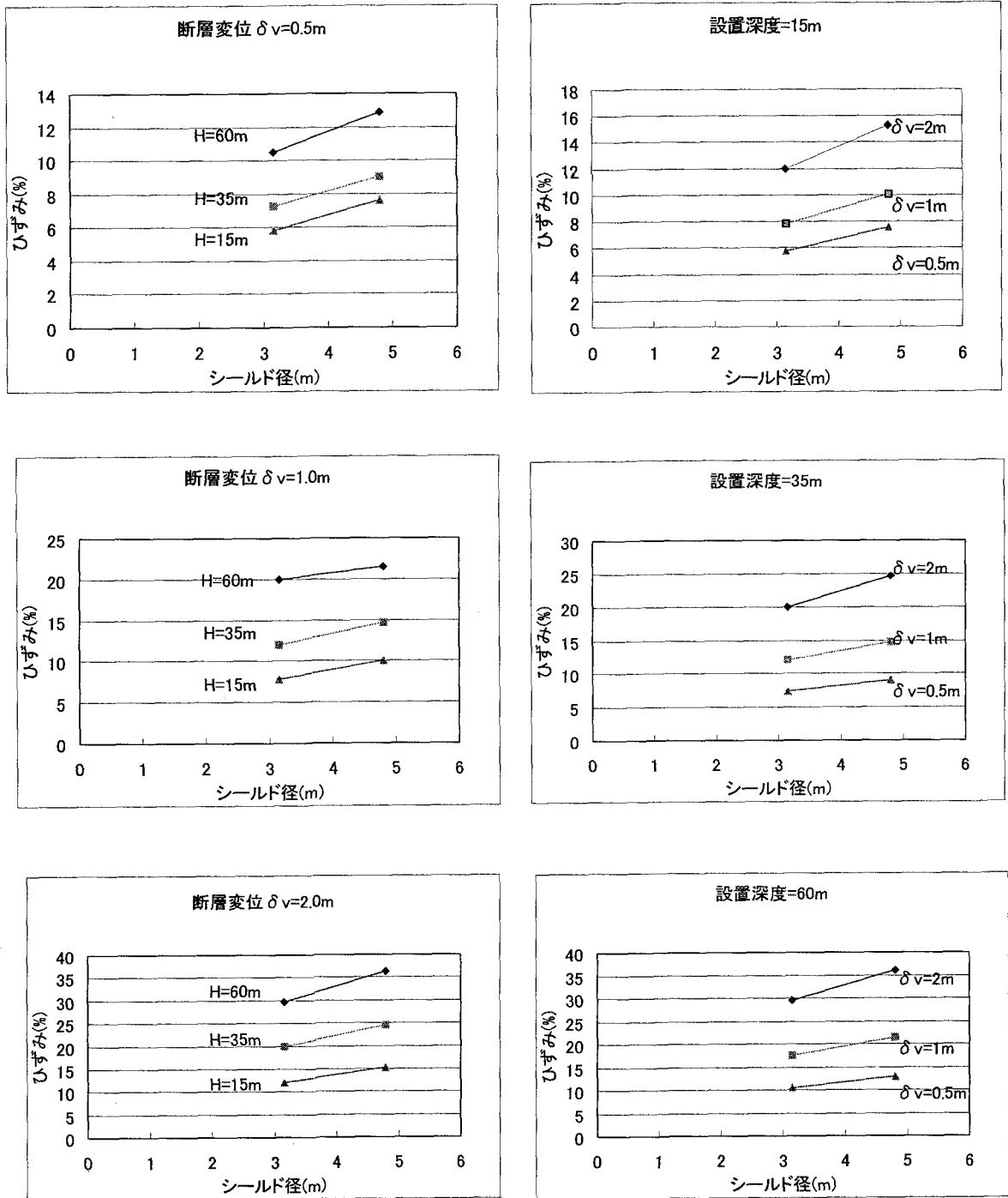


図 7.2-4 発生ひずみとシールド径の関係