

地下鉄構造物の大地震時挙動に関する 実験及び解析的研究

車 愛蘭¹・岩楯 徹広²

¹東京都立大学工学研究科土木工学専攻 博士課程
(〒192-0397 東京都八王子市南大沢1-1)

E-mail: cheai@ecomp.metro-u.ac.jp

²東京都立大学工学研究科土木工学専攻教授 (〒192-0397 東京都八王子市南大沢1-1)

E-mail: rock-tak@ecomp.metro-u.ac.jp

1995年1月の阪神・淡路大震災では、大開駅舎に代表される地下鉄構造物が大きな被害を受けた³⁾。このため、都立大学地盤工学講座では、模型振動実験と地盤・構造物系の数値解析により、大地震時の地下鉄構造物の挙動、破壊メカニズムについて検討してきた^{1)・2)}。本研究は、地震時の地下鉄構造物に作用する地震時土圧のメカニズムの解明を図ったもので、水平・上下の入力方向の違い、構造物の埋設深さ、地盤・構造物の剛性比等をパラメータとして、実験および解析的に検討し、さらに、地盤・構造物連成系の非線形特性の影響や終局状態における応答特性および地震時土圧について考察を行った。

Key Words : Hanshin-Awaji earthquake, Subway structure, Shaking table test, Simulation analysis, Dynamic earthpressure

1. はじめに

地震時土圧は、地震時に地下構造物に作用する外力として耐震設計上もっとも重要なものの一つであるが、いまだにその発生メカニズムや評価方法が完全に明らかになっていない。地震時土圧計算式には物部・岡部式が一般に用いられているが、この式は動的な土圧作用を震度法を用いて静的に設定したものであり、必ずしも実際の動的な現象を正しく評価しているとはいえない。東京都立大学地盤工学講座では、兵庫県南部地震（阪神・淡路大震災）で典型的な被害を受けた地下鉄構造物である神戸高速鉄道・大開駅を対象として、1/30の模型による模型振動実験及び数値解析を実施してきた^{1)・2)}。本研究は、構造物に作用する地震時土圧（せん断応力及び直応力）に着目し、その発生メカニズムを解明するため、水平・上下の入力方向の違い、構造物の埋設深さ、地盤・構造物の剛性比等によって、地盤・構造物の動的応答特性や地震時土圧がどのように変化するかを検討したものである。特に、地下構造物の地震時挙動は、周辺地盤の変形に支配されることが知られているものの、大地震時の挙動については未解明な部分が多い。ここでは、さらに地盤・構造物連成系の非線形化に伴う構造物や周辺地盤の終局状態における応答特性や地震時土圧につい

ても、考察を加えた。

2. 模型振動実験

(1) 実験の概要

兵庫県南部地震では、神戸高速鉄道大開駅の中柱が圧潰し、天井が崩落して、直上を走る国道28号線の路面が陥没する被害が発生した³⁾。地震によって地下構造物がこのような大きな被害を受けたことは過去に例がない。このため、この被害原因やメカニズムを解明する目的に、大型振動台（4m×4m、積載重量20tf）とせん断土槽（1m×1.2m×0.8m）を用いた模型振動実験を実施した。実験に用いた地盤材料は乾燥標準砂（岐阜砂）（D60=0.35mm, D30=0.31mm, D10=0.22mm）である。模型地盤は二層構造で、下層を締め固め（ $\rho=1.60\text{tf/m}^3$ ）、上層を乾燥砂の空中落下によって作成した（ $\rho=1.48\text{tf/m}^3$ ）。構造物模型は、実大開駅の1/30のスケール（60cm×60cm×24cm）であり、塩化ビニール製（ $\rho=1.47\text{tf/m}^3$, ヤング率 $=3.0\times 10^5\text{tf/m}^3$ ）となっている。地盤、構造物模型は香川⁴⁾、国生・岩楯⁵⁾による相似則に基づいて設定した。観測計器と観測点の配置を図2-1に示す。表2-1, 2-2は水平入力と上下入力の実験項目を示している。

(2) 実験結果

①表2-1の弾性波速度試験によって、模型地盤のせん断波速度Vsを測定し、上層地盤(40cm) Vs=90m/sec, 下層地盤(60cm) Vs=100m/secを得た。

②自由振動試験, ホワイトノイズ試験, 正弦波スイープ試験(表2-1, 2)を実施し, 地盤のせん断ひずみ γ と地盤の平均的なせん断剛性率G, 平均的な限界減衰比hの関係を求め, 地盤の非線形特性を表すひずみ依存特性曲線(図2-2)と共振曲線(図2-3)を求めた。図2-2には, 国生・岩楯が提案したModified Hardin-Drnevichモデル(MHDモデル)(式1, 2)⁵⁾により作成した近似曲線を示すが, 実験値とは良く対応している。また, 正弦波スイープ試験から得られた共振曲線(図2-3)では, 入力レベルの増加に伴い, 加速度応答倍率の減少と共振振動数の低振動数への移行が見られ, 表層地盤は強い非線形性を示すことが明らかとなった。

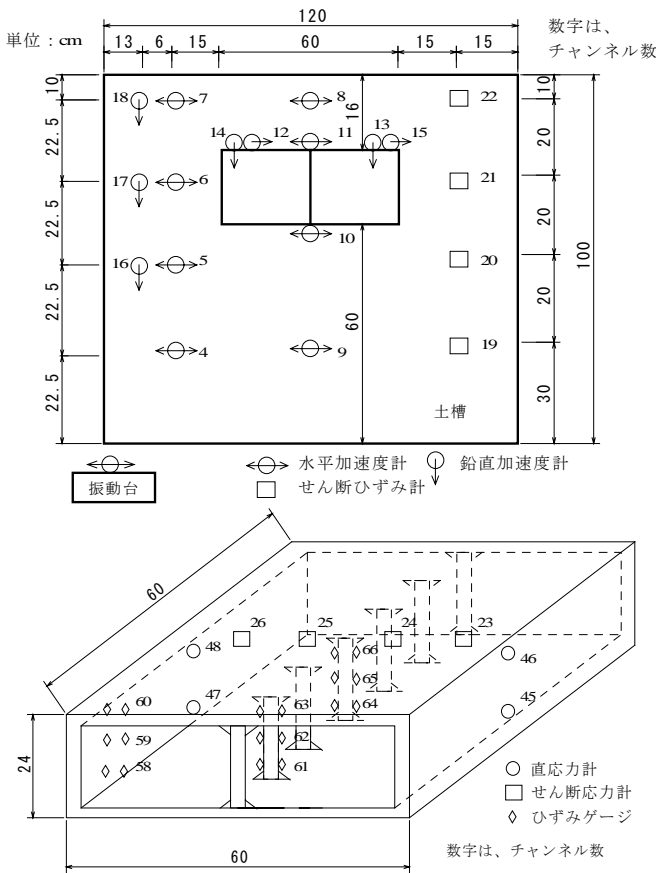
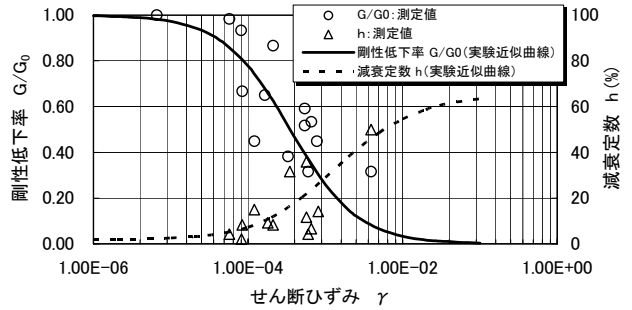


図2-1 観測計器と観測点の配置
表2-1 水平入力に関する実験内容

実験項目	実験条件
(a)弾性波速度試験	地盤の鉛直方向のSH波速度分布を調べる
(b)自由振動試験	振動台を1回加振
(c)ホワイトノイズ試験	入力レベル: 10gal, 20gal, 50gal, 100gal, 200gal, 400gal, 800gal
(d)正弦波 スイープ試験	スイープ範囲: 5Hz~30Hz 入力レベル: 20gal, 50gal, 100gal, 200gal, 400gal
(e)地震波試験 (神戸海洋気象台)	時間軸: 1/1, 1/5, 1/10, 1/20, 1/30 入力レベル: NS成分最大加速度818galの50%, 100%

表2-2 上下入力に関する実験内容

実験項目	実験条件
(a)正弦波 スイープ試験	スイープ範囲: 20Hz~50Hz 入力レベル: 10gal, 25gal, 50gal, 100gal, 200gal
(b)地震波試験 (神戸海洋気象台)	時間軸: 1/1 入力レベル: UD成分最大加速度334galの50%, 100%

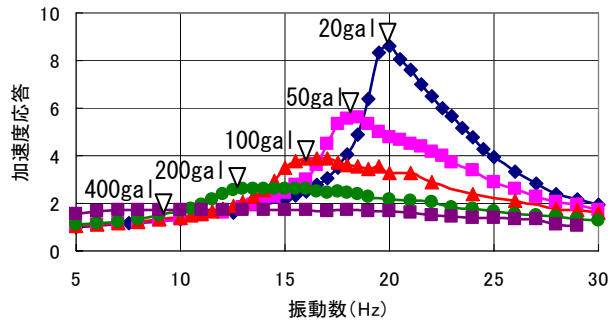


$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_r}} \quad (1)$$

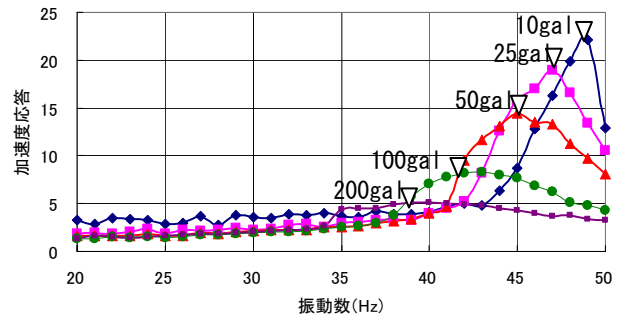
$$h = \frac{4}{\pi} \left[\frac{G}{G_0} \left\{ \frac{\gamma_r}{\gamma} - \left(\frac{\gamma_r}{\gamma} \right)^2 \ln \left(1 + \frac{\gamma}{\gamma_r} \right) \right\} - \frac{1}{2} \right] + 0.02 \quad (2)$$

標準ひずみ: 3.5×10^{-4}

図2-2 模型地盤のひずみ依存特性曲線



水平入力時の共振曲線

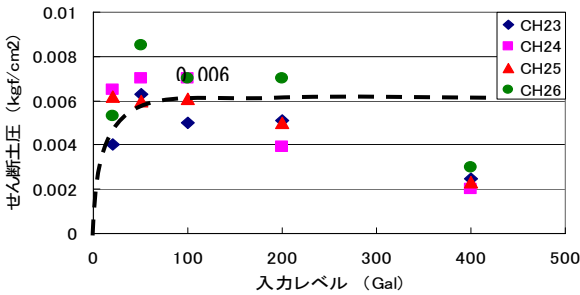
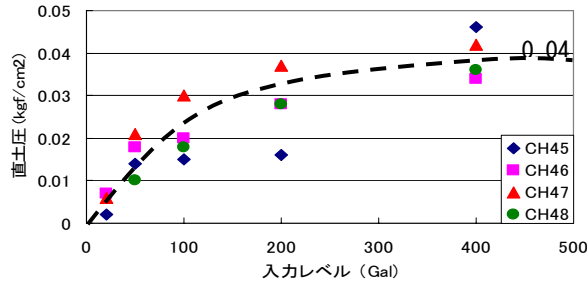


上下入力時の共振曲線

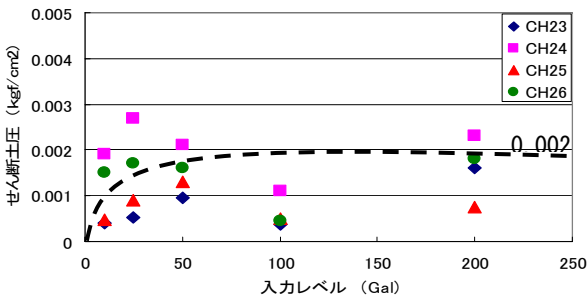
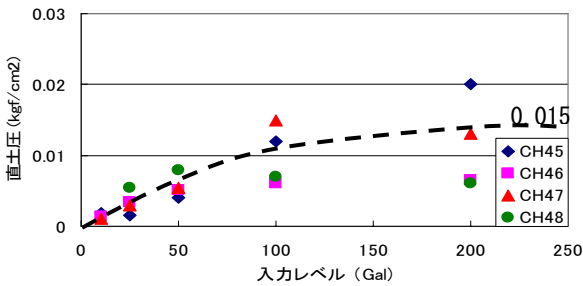
図2-3 入力レベルの違いによる地盤の共振曲線の特性

③水平・上下入力時の正弦波スイープ試験により, 構造物に作用する地震時土圧(頂版に作用するせん断応力及び側壁に作用する直応力)の入力レベルに

よる変化について検討した。その結果、地震時土圧の時刻歴最大値と入力レベルによる変化はほぼ双曲線で近似でき、水平入力、上下入力とも、入力レベル（ひずみレベル）の増加に伴い、地震時土圧が頭打ちになる傾向を示した（図2-4）。すなわち、構造物近傍で地盤の非線形性が強く生じ、地震時土圧の上限値が生じていると考えられる。また、双曲線の上限値は、直土圧とせん断土圧とも、水平入力の場合は上下入力時の2~3倍になった。また、直土圧の上限値は、水平入力と上下入力とも、せん断土圧の5~8倍になった。



(1) 水平入力



(2) 上下入力

図2-4 水平・上下入力方向の地震時地震時土圧の分布

3. 地盤・構造物連成系の等価線形解析

本章では、2次元等価線形動的解析結果に基づいて、水平・上下の入力方向の違い、構造物の埋設深さ、地盤・構造物の剛性比が構造物に作用する地震時土圧に及ぼす影響について検討を行った。

(1) 解析条件

解析手法は、2次元領域を対象とした時間領域の時刻歴応答解析である。地盤物性は、非線形性をMHDモデル（図2-2）の近似曲線を用いて、1次元自由地盤の等価線形解析により得られた収束物性値を全領域に適用したものである。解析モデルは地盤・構造物連成系FEMモデルとし、地盤には平面歪み要素（等価線形体）、構造物には梁要素（弾性体）を用いた。境界条件は、底面には全固定、側方にはローラ（水平入力の場合は水平ローラ、上下入力の場合は鉛直ローラ）を採用している（図3-1）。入力波は入力レベルの異なる5種の正弦波とした（表2-1, 2-2, 図3-2）。

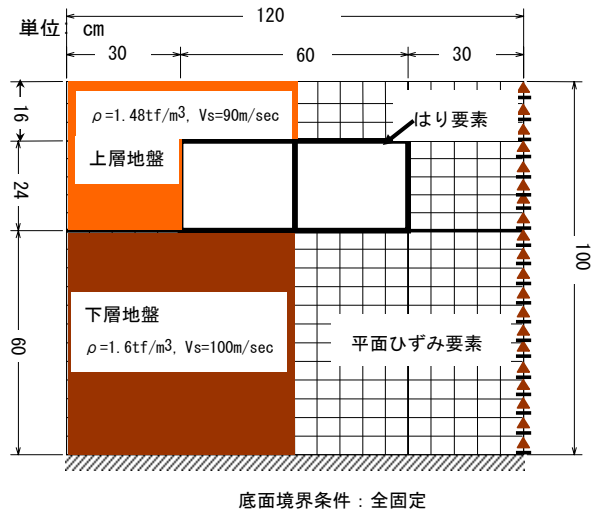


図3-1 解析モデル

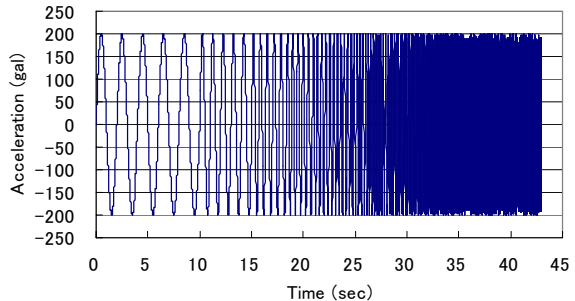


図3-2 正弦波入力波形（周波数範囲0.5Hz~20Hz）
(200gal)

(2) 水平・上下入力方向の違いによる地震時土圧への影響

図3-3には水平入力・上下入力（正弦波200gal）時の共振点における地震時土圧分布を示す。直土圧分布形状は、水平入力時では側壁および頂版や底版の両端に位相差がみられる（180°）が、上下入力時では位相差がみられていない。

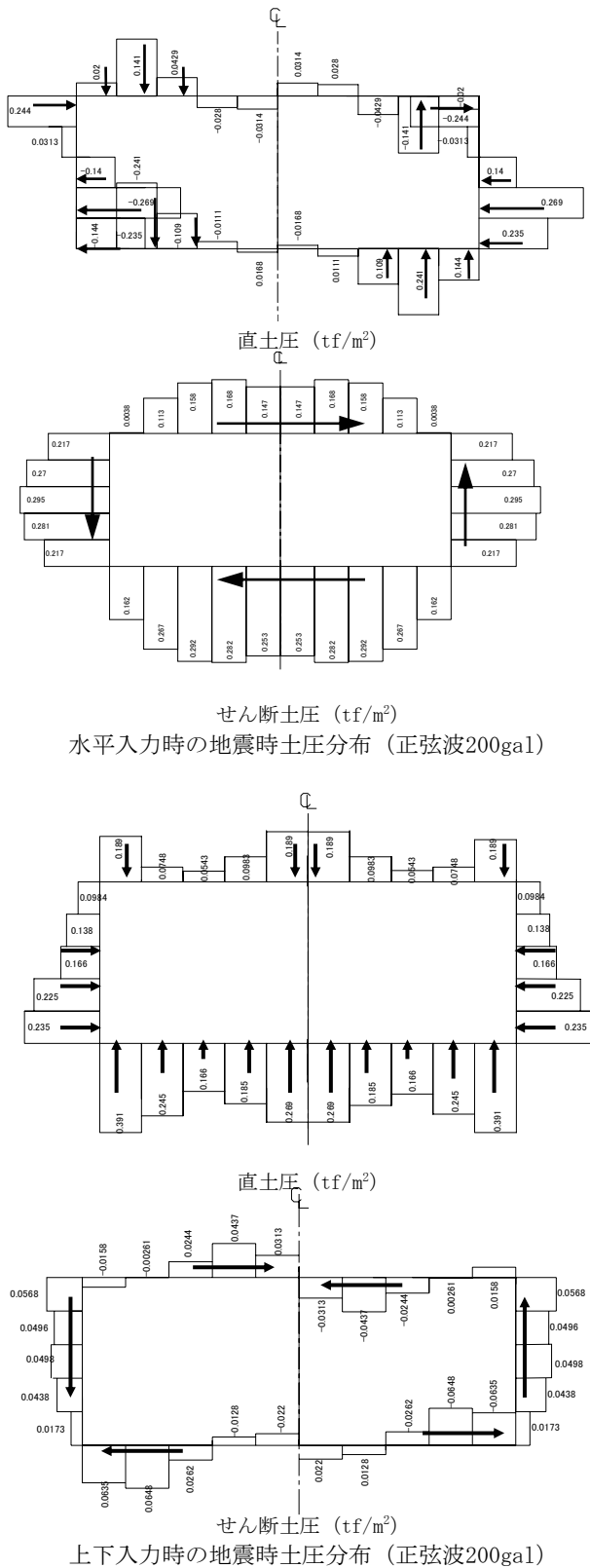


図3-3 構造物に作用する地震時土圧分布（共振点）

また、図3-4に構造物周辺の地盤ひずみ（直ひずみとせん断ひずみ）と地震時土圧の最大値の関係を示す。これらの図から、入力レベル（地盤ひずみレベル）が増加することで、解析的にも地震時土圧が頭打ちになり、地震時土圧に上限値が存在することが明らかになった。これらの傾向は、模型振動実験の結果（図2-4）と良い対応を示している。直土圧の上限値は、水平動と上下動とほぼ同じ0.3～0.4tf/m²になっている。一方、せん断土圧の上限値は水平入力時には直土圧とほぼ同じ0.3～0.4tf/m²になっているが、上下入力時には直土圧の約1/4になることがわかった。

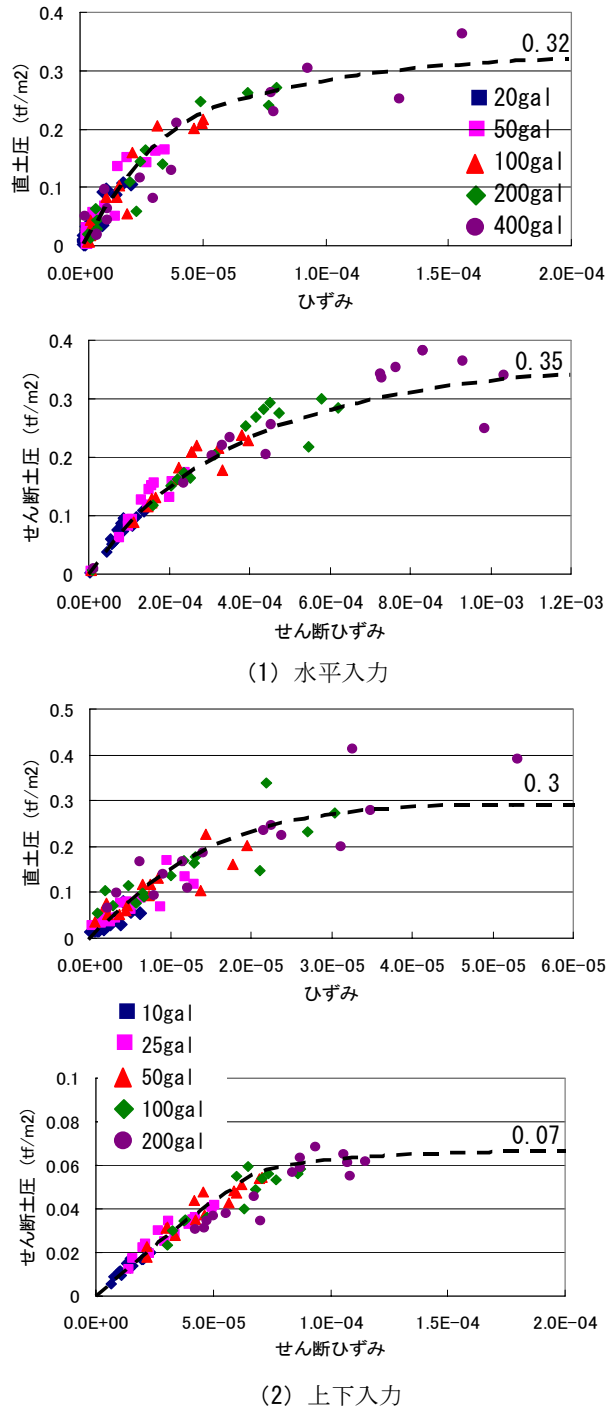


図3-4 構造物に作用する地震時最大地震時土圧と構造物周辺地盤ひずみとの関係

(3) 構造物埋設深さの地震時土圧への影響

・解析条件：図3-1の解析モデルを用いて、構造物が単一表層地盤中 ($\rho = 1.48 \text{tf/m}^3$, $V_s = 90 \text{m/sec}$) に埋設されている場合を想定し、埋設深さをパラメータ「土被り0cm (構造物露頭する), 16cm, 40cm, 76cm (構造物が岩着する)」とする4ケースについて、動的解析を行い、埋設深さが地震時土圧に及ぼす影響を検討した。

・解析結果：図3-5は最大地震時土圧と地盤ひずみ (直ひずみとせん断ひずみ) の関係を示す。各ケースとも、入力レベル (地盤ひずみレベル) が増加することで、地震時土圧に上限値が存在することが明らかになった。図3-6は図3-5の近似曲線から得られた地震時土圧の上限値 (直土圧とせん断土圧) と埋設深さとの関係を示す。地震時土圧の上限値は深度によって異なる。構造物が露頭する場合には、拘束圧が小さいため、その上限値も最小になっていることが分かった。そして、深くなるほど拘束圧が高くなるため、地震時土圧の上限値が増加する傾向が示された。

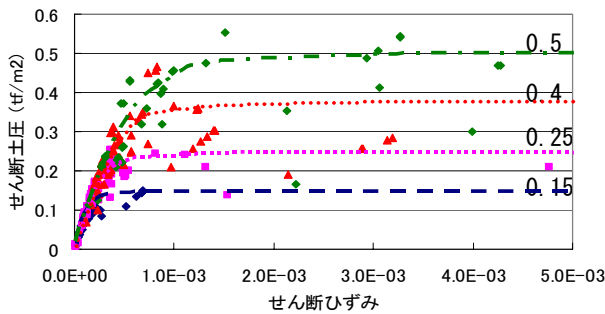
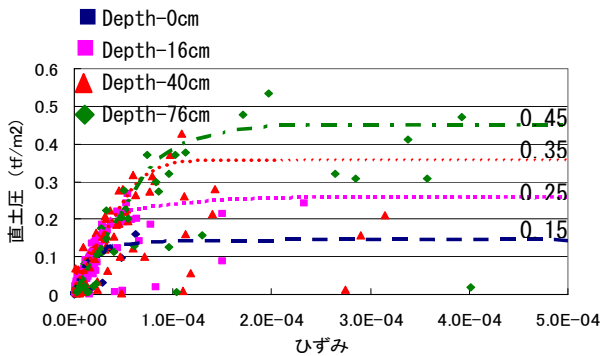


図3-5 地震時土圧の最大値と地盤ひずみの関係

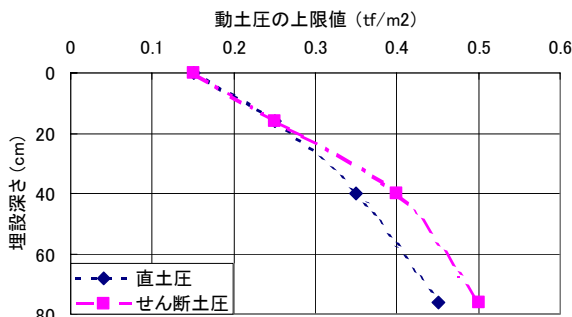


図3-6 地震時土圧の上限値と埋設深さの関係

(4) 地盤・構造物の剛性比の地震時土圧への影響

・解析条件：

地盤と構造物の剛性比の相違と地震時土圧の関係を明らかにするため、構造物のせん断弾性係数 G_s と地盤の初期せん断弾性係数 G_g ($G_g = \rho v_s^2/g$) の比 G_r (G_g/G_s) をパラメータとして、単一表層地盤中に構造物が埋設された場合を想定して動的解析を行った。

解析ケースは以下の2ケースである。ケース①構造物のせん断弾性係数 ($1.0 \times 10^5 \text{tf/m}^2$) を一定として、表層地盤の初期物性を ($\rho = 1.48 \text{tf/m}^3$, $V_s = 90 \text{m/sec}$), ($\rho = 2.0 \text{tf/m}^3$, $V_s = 100 \text{m/sec}$), ($\rho = 1.60 \text{tf/m}^3$, $V_s = 200 \text{m/sec}$), ($\rho = 2.0 \text{tf/m}^3$, $V_s = 400 \text{m/sec}$) と変化させた場合。ケース②表層地盤の初期物性 ($\rho = 2.0 \text{tf/m}^3$, $V_s = 100 \text{m/sec}$) を一定として、構造物のせん断弾性係数 G_s を ($3.0 \times 10^4 \text{tf/m}^2$), ($7.0 \times 10^3 \text{tf/m}^2$), ($7.0 \times 10^2 \text{tf/m}^2$) と変化させた場合。

・解析結果：

周辺地盤と構造物の剛性比 G_r と地震時土圧 (直土圧とせん断土圧) の最大値との関係を図3-7に示す。図中の点線は地震時土圧最大値の近似曲線になる。ケース①の場合、周辺地盤の剛性の増加に伴って、地盤ひずみレベル低下するが、地震時土圧が増加する傾向が見られる。しかし、剛性比が0.06より小さくなると、地震時土圧はまた減少する傾向が見られた。一方、ケース②の場合にも、地震時土圧はケース①と同じ傾向が見られた。これらの結果から、地震時土圧は地盤と構造物の剛性比に強く依存することが明らかになった。

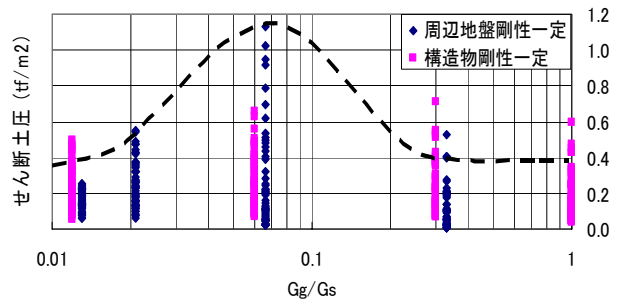
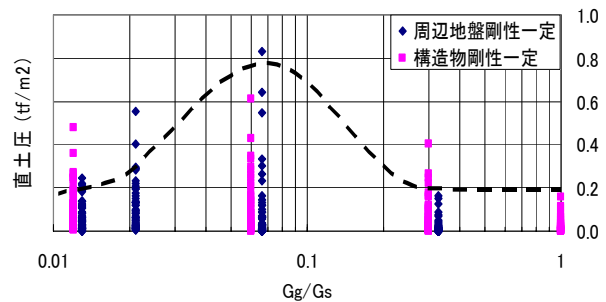


図3-7 周辺地盤と構造物の剛性比と地震時土圧の関係

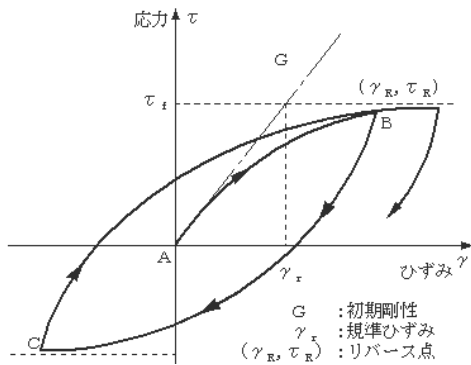
4. 地盤・構造物連成系の非線形解析

土の動的性質はひずみの大きさに依存し、微小ひずみ (10^{-5} 以下) 範囲では弾性的特性を示すが、中ひずみ (10^{-5} から 10^{-3}) 範囲では、強い非線形特性が示し、弾塑性的な性質が卓越する。さらに、ひずみが 10^{-3} 以上になると、土の性質が途中で大きく変化するという滑り、液状化などの現象を生じ、破壊に至ることが既往の研究から知られている⁶⁾。3章の等価線形解析から、中ひずみレベル (10^{-3}) では、地盤の非線形性が構造物近傍で生じ、地震時土圧に上限値が現れていることが分かった。

本章では、中ひずみレベル (3×10^{-3}) 範囲での構造物周辺地盤の非線形挙動をより詳細に把握するため、地盤・構造物連成系の非線形解析を行い、構造物周辺地盤の非線形挙動及び地震時土圧の非線形性に着目して検討した。

(1) 解析条件

解析手法は、2次元領域を対象とした時間領域の時刻歴応答解析であり、全地盤要素について非線形解析を行う。地盤の非線形モデルはHardin Drnevichモデル (図4-1) を用いている。構造物は線形はりモデル (弾性体) とした。入力波は、入力レベルの異なる5種の正弦波 (20gal, 50gal, 100gal, 200gal, 400gal) とした (図3-2)。解析モデルは、図3-1のように構造物が2層地盤中 (上層 $\rho = 1.48 \text{tf/m}^3$, $V_s = 90 \text{m/sec}$, 下層 $\rho = 1.60 \text{tf/m}^3$, $V_s = 100 \text{m/sec}$) 埋設された場合である。



A~B

$$\tau = \frac{G_0 \gamma}{1.0 + \frac{|\gamma|}{\gamma_r}} \quad G_t = G_0 \left(1.0 - \frac{|\tau|}{G_0 \cdot \gamma_r}\right)^2$$

B~C, C~A

$$\tau = \tau_i + \frac{G_0 \cdot (\gamma - \gamma_R)}{1.0 + \frac{|\gamma - \gamma_R|}{2.0 \cdot \gamma_r}} \quad G_t = G_0 \left(1.0 + \frac{|\tau - \tau_R|}{2.0 \cdot G_0 \cdot \lambda_r}\right)^2$$

標準ひずみ $\gamma_r = 3.5 \times 10^{-4}$

図4-1 地盤要素のHardin Drnevichモデル

(2) 構造物周辺地盤の非線形挙動及び地震時土圧の非線形性

図4-2は構造物周辺地盤のせん断ひずみと上層部・下層部に作用するせん断土圧の関係である。入力レベルの異なる5種の正弦波 (20gal, 50gal, 100gal, 200gal, 400gal) を入力した結果、地盤の最大せん断ひずみレベルは、それぞれ 1×10^{-4} , 4×10^{-4} , 8×10^{-4} , 1×10^{-3} , 3×10^{-3} になった。地盤のひずみが増加するに従って、せん断土圧は増加するが、 2×10^{-3} 以上になるとほぼ一定となり、すなわち、上限値が存在する。

各入力レベルに対して、入力レベルを一定して、振動数を変化させて、代表的な直土圧の時刻歴は図4-3に示してた。20galの入力 (ひずみレベル 1×10^{-4}) に対しては、線形に近い挙動を示してあった。共振点で振幅が最大となり、その後減少し、残留ひずみのシフトは見られていない。50gal~100galの入力 (ひずみレベル $4 \times 10^{-4} \sim 8 \times 10^{-4}$) から非線形挙動となり、残留ひずみのシフトが若干見られるが、共振点では振幅が最大になり、その後減少する。すなわち、入力レベルが小さい範囲 (1×10^{-3} 以下) では、直土圧は共振点に近づく増加し、共振点で最大となり、零線からのシフトはなし、圧縮土圧と引張土圧はほぼ等しい。また、共振点を外れると、直土圧は減少して、ほぼ線形的な変化を示した。

しかし、入力レベル200gal~400gal (ひずみレベル $1 \times 10^{-3} \sim 3 \times 10^{-3}$) になると、大きな残留ひずみが生じ (零線からのシフト)、共振点では圧縮側 (引張側) に動的土圧以外に、零線からのシフトに伴う静的な土圧 (静止土圧) が加わっている (図4-3の200gal入力)。直土圧は共振点に近づく増加し、共振点を外れても、動的振幅分の増分がないが、静止土圧は残留土圧として残ることが明らかとなった。この残留静止土圧は、ひずみレベル大きい (1×10^{-3} 以上) 時に、動的土圧の成分として考慮する必要がある。

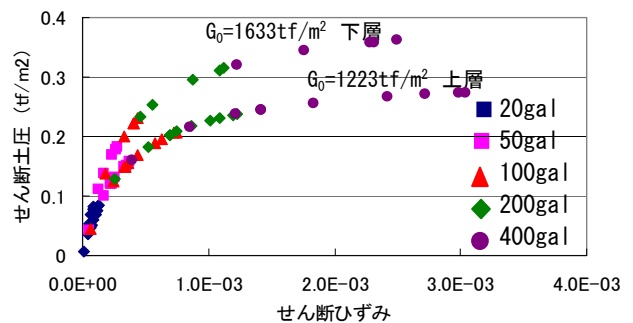


図4-2 構造物周辺地盤のせん断ひずみとせん断土圧の関係

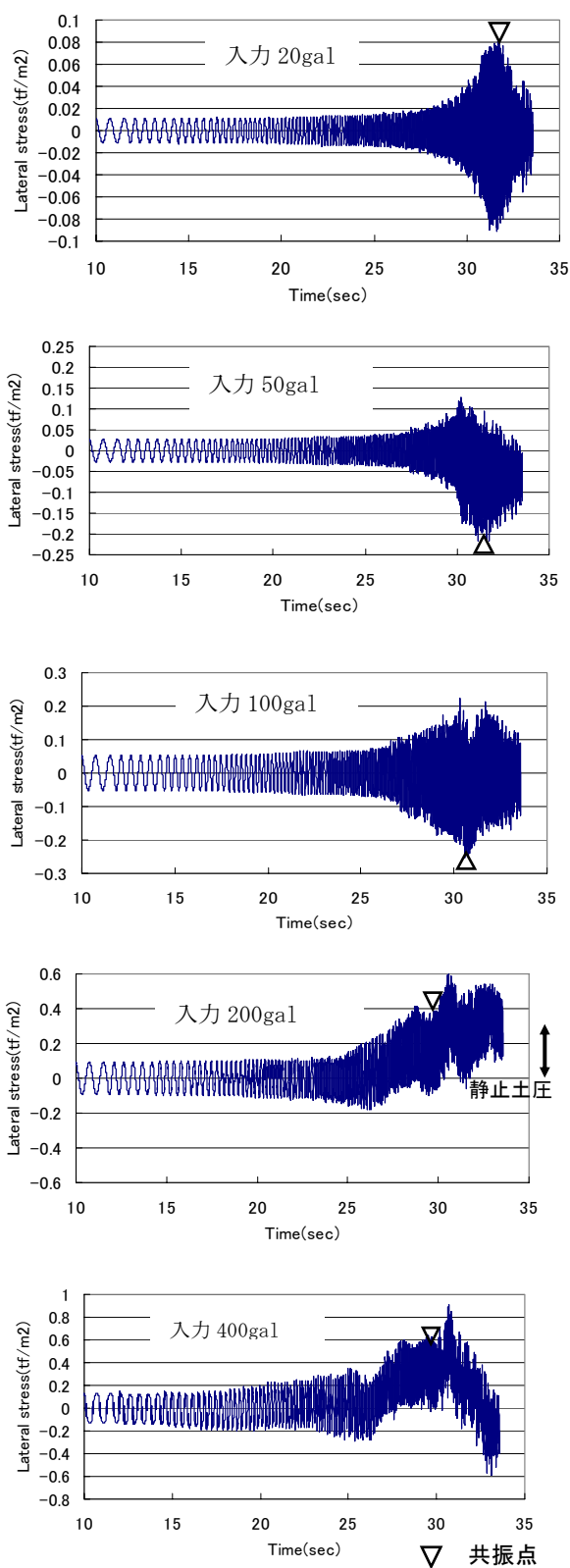


図4-3 各入力レベルの直土圧の時刻歴（側壁）

5. まとめ

本研究は模型振動実験及び数値解析を実施し、構造物に作用する地震時土圧について、水平・上下の

入力方向の違い、構造物の埋設深さ、地盤・構造物の剛性比をパラメータとし検討し、その発生メカニズムを解明した。地震時に周辺地盤の動きにその挙動が支配される。特に、横断方向の挙動は、地盤のせん断変形に追随し、構造物全体としてせん断変形が卓越する。地下構造物の周辺地盤は大地震時に強い非線形性を示し、その結果は構造物に作用する地震時土圧も大きく変化することが明らかになった。以下に結果をまとめて示す。

(1) 模型振動実験では、正弦波入力レベルを20gal, 50gal, 100gal, 200gal, 400galについて検討し、地盤のせん断変形に伴うひずみ依存性、構造物周辺地盤の非線形性を再現することができた。さらに、構造物に作用する地震時土圧（頂版に作用するせん断応力及び側壁に作用する直応力）を解明するため、水平、上下の入力方向の違いが地震時土圧への影響を検討した。入力レベル（ひずみレベル）が増加することで、地震時土圧が頭打ちになる傾向を示した。すなわち、地盤の非線形性が構造物近傍で生じ、地震時土圧に上限値が現れていると考えられる。上限値は、直土圧とせん断土圧とも、水平入力の場合は上下入力時の2～3倍になる。また、直土圧の上限値は、水平入力と上下入力とも、せん断土圧の5～8倍になっている。

(2) 地盤・構造物の連成系の2次元領域を対象とした時間領域の時刻歴応答解析（等価線形）を行い、地震時土圧の発生メカニズムを検討した。解析結果と模型振動実験の結果とはよい対応を示された。ひずみレベル 1.0×10^{-3} までは、2次元等価線形解析により実現現象を良好なシミュレーションすることが出来た。

(3) 入力方向が地震時土圧への影響：2次元等価線形解析では、入力レベル（地盤ひずみレベル）が増加することで、地震時土圧が頭打ちになり、地震時土圧に上限値が存在することが明らかになった。直土圧の上限値は、水平動と上下動とほぼ同じ 0.3tf/m^2 になっている。一方、せん断土圧の上限値は水平入力時には直土圧とほぼ同じ 0.35tf/m^2 になっているが、上下入力時には直土圧の約1/4になることがわかった。また、直土圧の共振点での分布形状は、構造物水平入力時のせん断挙動により、側壁および頂版や底版の両端に位相差がみられる（ 180° ）が、上下入力時では位相差が見られていない。

(4) 埋設深さが地震時土圧への影響：2次元等価線形解析では地盤の非線形性が構造物近傍で生じ、地震時土圧に上限値が現れていた。その上限値は深度によって異なり、構造物露頭する場合、拘束圧が小さいことからその上限値も最も小さい値になっていることが分かった。そして、深いほど拘束圧が高くなるため、地震時土圧の上限値が増加する傾向が現れた。

(5) 地盤・構造物の剛性比が地震時土圧への影響：構造物に作用する地震時土圧は周辺地盤と構造

物剛性比に強く依存することがわかった。地盤・構造物の剛性比が1.0に近づいていくほど、構造物と地盤が一緒に挙動し、地震時土圧がほとんどかからないことが分かった。しかし、剛性比が0.06より小さくなると、構造物に作用する地震時土圧が再び減少する傾向が見られた。

(6) 中ひずみ範囲 (10^{-5} から 10^{-3}) で、構造物周辺地盤の非線形挙動と地震時土圧の関連について検討した結果、入力レベルが小さい範囲 (1×10^{-3} 以下) では、直土圧は共振点に近づくと増加し、共振点で最大となり、零線からのシフトはなし、圧縮土圧と引張土圧はほぼ等しい。また、共振点を外れると、直土圧は減少して、ほぼ線形的な変化を示した。

しかし、入力レベル200gal \sim 400gal (ひずみレベル $1 \times 10^{-3} \sim 3 \times 10^{-3}$) になると、大きな残留ひずみが生じ (零線からのシフト)、共振点では圧縮側 (引張側) に動的土圧以外に、零線からのシフトに伴う静的な土圧 (静止土圧) が加わっている。直土圧は共振点に近づくと増加し、共振点を外れても、動的振幅分の増分がないが、静止土圧は残留土圧として残る。この残留静止土圧をひずみレベル大きい (1×10^{-3} 以上) 時には動的土圧成分として考

慮するべきと考える。

参考文献

- 1) T.Iwatate, Y.kobayashi, H.kusu, and K.Rin: Investigation and Shaking Table Tests of Subway Structures of the Hyogoken・Nanbu Earthquake, *The 12th World Conference Earthquake Engineering*, (12WCEE2000, p1043, 2000.
- 2) A.Che, T.Iwatate: Shaking Table Tests and Numerical Simulation of Seismic Response of Subway Structures, *Seventh International Conference on Structures Under Shock and Impact*, SUSI, p367-376, 2002.
- 3) *The Hyogoken・Nanbu Earthquake of 1995 Investigation into Damage to Civil Engineering Structure*, Committee of Earthquake Engineering, JSCE, pp256-295, 1996.
- 4) 香川崇章: 土構造物の模型振動実験における相似則, 土木学科論文報告集, 第275号, pp. 69-77, 1978.
- 5) 国生剛治, 岩楯敏広: 軟弱地盤の非線形震動特性についての模型振動実験と解析, 土木学会論文報告集, 第285号, pp. 57-67, 1979.
- 6) 石原研而: 土質動力学の基礎.

(2003. 7. 1受付)

STUDY OF DYNAMIC BEHAVIORS ON SUBWAY STRUCTURE SUBJECTED TO EARTHQUAKE LOADING

AILAN CHE, TAKAHIRO IWATATE

A detailed survey was conducted on the underground structures such as subway structures, mountain tunnels and multipurpose underground ducts in the Hanshin District suffered from the 1995 Hyogoken-Nanbu Earthquake. Among them, the damage of Daikai subway station is the first case study of subway structure that completely collapsed by the past earthquakes³⁾. In order to clarify the damage mechanism of the subway structure, a series of shaking table tests and simulation analyses were performed with special attention to the dynamic soil-structure interaction and the resultant dynamic forces acting on the structure, especially on the center columns^{1, 2)}. In this paper, the seismic response of the structure and the dynamic forces acting on the structure due to horizontal and vertical excitation, the shear modulus ratio between the structure and the surrounding ground, the filling depth of the structure were investigated. In addition, from the dynamic analyses of nonlinear model, the final conditions of the structure and the surrounding ground, the dynamic forces acting on the structure were evaluated.