

# (35) 盛土の地震応答と地盤構造の関係 (その3)

## — 模型振動実験 —

（財）鉄道総合技術研究所 那須 誠

### 1. まえがき

これまでの地震被害例の調査結果から、各種構造物の地震被害は特異な地盤構造の所で多く発生し、構造物は地盤構造に対応して変形していることがわかった<sup>1)~4)</sup>。現在、地震被害発生機構を明らかにするため、地震応答解析<sup>5) 6)</sup>や現地振動測定<sup>7)</sup>、模型振動実験<sup>8)</sup>等を行っている。

そのうち模型振動実験はとりあえず盛土を対象にして、その下の地盤として、(1)軟弱層底面が単純に傾斜した地盤で、軟弱層の厚さ等を色々に変えた地盤と、(2)軟弱層底面が谷状になった地盤の模型を用いて行い、各種の地盤構造が盛土の地震応答にどのような影響を及ぼすかを調べた。

### 2. 地盤構造の分類

振動実験の模型を作成するに当たって、地震被害が生じた地盤構造を文献1)~4)等から想定して、図1と表1のようにまとめた。次に盛土が図1のように位置している場合を例にとって各Caseについて説明する。

(1) Case-Aは、軟弱層底面（基盤面）が盛土の横断方向（堤軸直角方向）に単純に傾斜した地盤である。この場合、図のように盛土が軟弱層底面の傾斜部分のみに位置する場合と、軟弱地盤と良好な地盤（基盤）に跨る場合がある。

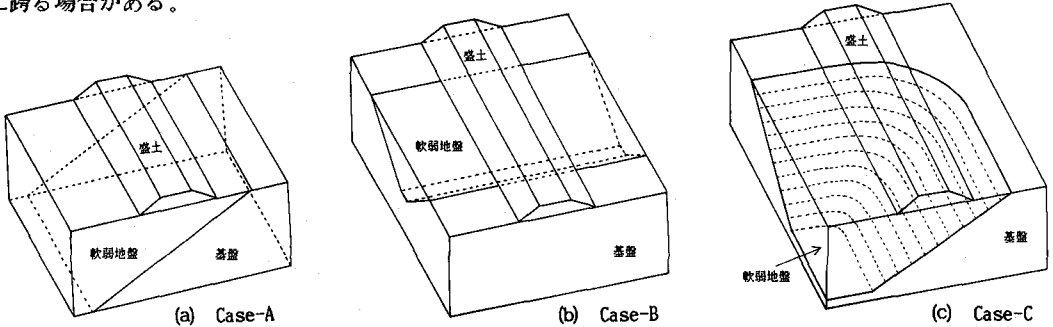


図1 地震被害発生地盤の構造

(2) Case-Bは、軟弱層底面が盛土の横断方向（堤軸直角方向）に谷状になった地盤である。この場合、谷底が図1のように谷軸方向（上下流方向）に水平な場合と傾いている場合がある。

また盛土は図のように谷の中・下流部に存在する場合と、谷の頭部に存在する場合がある。

(3) Case-Cは、軟弱層底面（基盤面）が盛土の縦断方向（堤軸方向）と横断方向（堤軸直角方向）の2方向に傾斜している地盤である。また、盛土の下の軟弱層底面は図に示すLの部分だけでなく、Rの部分でも堤軸方向に傾いている場合（例えば表中\*印）がある。

なお、図1には構造物の例として盛土が示されているが、表1に示すように建物や橋梁でも類似の地盤構造のところで、いろいろな位置関係で存在して地震被害が多く生じている。

表1 地盤構造と地震被害構造物の関係 (Case-A, B, Cは図1参照)

Case	該当構造物
A	東跨線橋
B	出戸・西目間盛土、向山・三沢間盛土、陸奥市川・向山間盛土、八郎潟堤防、勘助溜池堰堤、秋田湾中島1号岸壁、仙台変電所、大和テート、函館大学、剣吉中学校、水深第1 Bv.、エンガチBv.、サイレスBv.、ストラフス橋
C	八戸・陸奥市川間盛土、鯉川・鹿渡間盛土、上目時地区盛土*、白山変電所、長町郡山団地、丸吉産業建物、東北大学建設系建物（沢地形上の盛土）

### 3. 実験概要

振動実験では、Case-Aをモデル化して軟弱層の厚さを変えた3種の模型(Case-A1 ~ A3)<sup>8)</sup>と、Case-Aで地表面を傾斜させた模型(Case-A4)及びCase-BとCase-Cの模型を1種ずつ、合計6種の模型を作った。

#### 3.1 実験模型

(1) 実験模型の製作に当たって想定した実物は、図2に示す盛土(奥羽本線鯉川・鹿渡間)である。この盛土は1983年の日本海中部地震で崩壊を起こした経歴を持つ<sup>9)</sup>。この盛土と地盤の諸元を基本にして6種類の模型を作った。

(2) 模型の縮尺率は寸法、密度、時間、加速度、速度でそれぞれ1/40, 0.7, 0.158, 1.0, 0.158である。模型の盛土と軟弱地盤のS波速度は12.6m/s(実物は80m/sに相当)である。

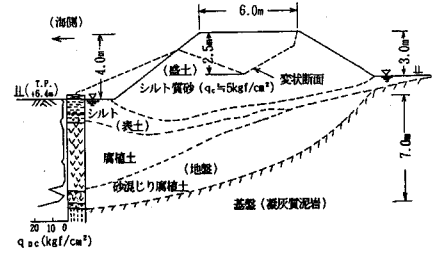


図2 地震被害盛土<sup>9)</sup>

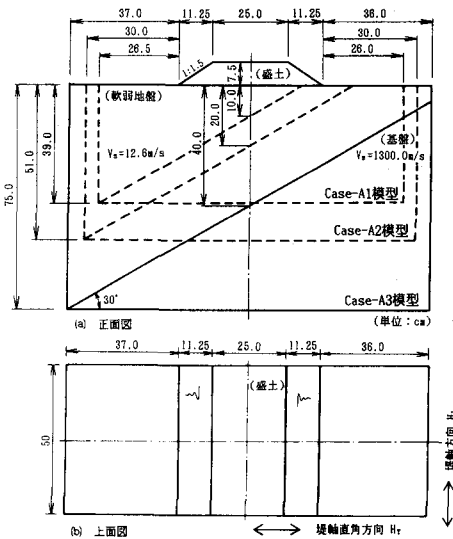


図3 模型の大きさ(Case-A)

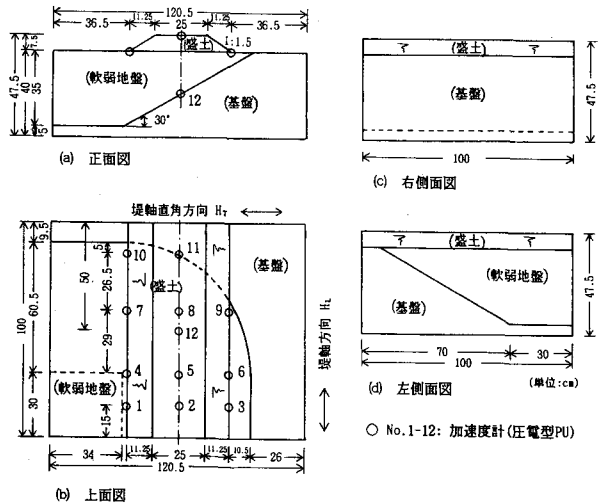


図4 模型の大きさ(Case-C)

模型の盛土と軟弱地盤はアクリルアミド系高分子剤(タイエスナ)で作り、基礎は石膏で作った。

(3) 模型の大きさは、盛土(高さ7.5cm, 天端幅25cm, 法面勾配1:1.5)は6つの全模型で共通である。また、Case-Aでは、図3に示すように軟弱層の下の基礎面の傾斜角30°は4つの模型で共通であるが、Case-A1, A2, A3の3つの軟弱層の厚さDは盛土の中心位置で考えてそれぞれ10, 20, 40cm(実物に換算すると、それぞれ4m, 8m, 16m)である。また、Case-A4ではD=21.4cmで、地表面が25/1000の角度で傾いている。

Case-Bでは、軟弱層の下の谷の深さがD=20cmで、谷の地表における幅は80cm、底面幅は10cm、谷の側面の傾斜角は30°である。

Case-Cでは、図4に示すように軟弱層の下の谷の斜面が盛土の縦横断方向に傾き、その両斜面の交点部は円錐状になっている。その谷の斜面の傾斜角は30°で、最深部の深さは35cmである。

#### 3.2 加振方法

以上に述べた模型を振動台に載せて、(1)Case-A1, A2, A3, A4模型では、盛土の横断方向に水平に加振し、(2)Case-B模型では、盛土の横断方向(谷軸方向)と縦断方向にわけて水平に加振した。(3)Case-C模型では、盛土の横断方向(H<sub>T</sub>方向)と縦断方向(H<sub>L</sub>方向)のほかに、縦断方向と45°の方向に水平に加振した。(4)加振

に当たっては約 $10\text{cm/s}^2$ 一定の正弦波形の加速度で、1 Hzから35 Hz (Case-A1~A3)、1 Hzから25 Hz (Case-A4, B, C) まで振動数を変化させた。

#### 4. 実験結果

現在、測定データの整理中のため、ここでは Case-A1~A3 模型と Case-C 模型の実験結果の一部を報告する。

##### (1) Case-A1 ~ A3

共振曲線に相当する加速度の応答倍率曲線の1例を図5に示す。この応答倍率は Case-A3 における盛土の左法尻と右法尻の応答加速度の振動台加振加速度に対する比である。

(a) 応答倍率のピーク値( $a_1, a_2 \sim g_1, g_2$ )はたくさんあるが、いずれの振動数でも左右のピーク値の大きさには違いがあって、右側地盤と左側地盤の動きに差があり、盛土底面に不同変位が生じている。そして、モデル全体が左側に即ち軟弱層の厚い方に大きく動く場合( $a_1, a_2; d_1, d_2; f_1, f_2$ )と、逆にモデル全体が右側に即ち軟弱層の薄い方に大きく動く場合( $b_1, b_2; c_1, c_2; e_1, e_2; g_1, g_2$ )があり、そのうち左右地盤のうち片側のみ大きく動く場合( $d_1, d_2; f_1, f_2$ , いずれも左側 $d_1, f_1$ が大きく動いている)、あるいは両側地盤の動きに違いがあるがその差が小さい場合( $e_1, e_2$ )等がある。

このように、振動数によって色々な振動モードが生じている。そして最も低い振動数に当たる6 Hz付近の1次ピーク値( $a_1, a_2$ )をみると、軟弱層の厚い左法尻の値が軟弱層の薄い右法尻の値より極めて大きい。

(b) 加速度応答倍率の1次ピーク値を Case-A1, A2, A3 についてまとめると、図6のようになる。この図によると、加速度応答倍率の1次ピーク値は各点で Case-A1 から Case-A3 に変わるとともに、即ち軟弱層の厚さが厚くなるとともに大きくなっている。特に盛土の両法尻の値に注目すると、Case-A1, A2, A3 全部で軟弱層の厚い左法尻(H-4)の値が軟弱層の薄い右法尻(H-6)の値より極めて大きい。

以上より、同振動数毎に求めた加速度応答倍率は変位の応答倍率に等しいことを考慮すると、盛土底面に大きい不同変位が生じていることがわかる。

##### (2) Case-C

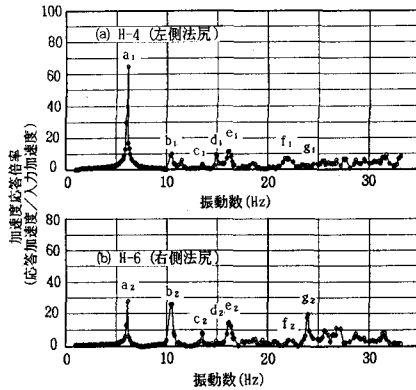


図5 共振曲線 (Case-A)

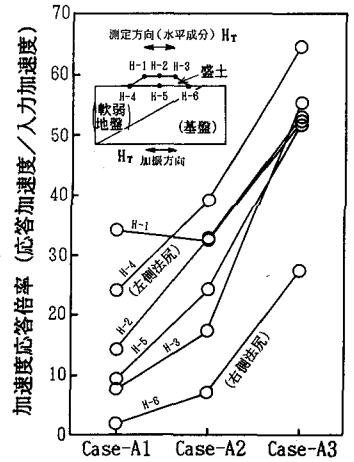


図6 加速度応答倍率の1次ピーク値 (Case-A1~A3)

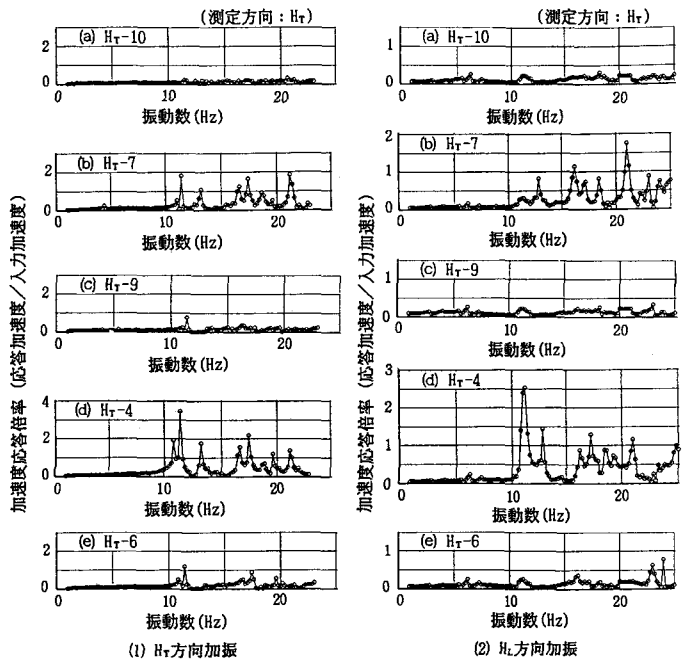


図7 共振曲線 (Case-C)

図7はCase-Cの共振曲線に相当する加速度応答倍率曲線の1例である。その中の(1)図は  $H_T$  方向に加振した場合の曲線で、(2)図は  $H_L$  方向に加振した場合の曲線であり、応答倍率は盛土の左側法尻と右側法尻の  $H_T$  方向の応答加速度を、振動台の加振方向加速度で割った値を示す。

(a) (1)図と(2)図の両方において、応答倍率曲線にピーク値がたくさんあるが、詳細にみると Case-A1~A3と同様の傾向がみられる。

例えば、ピーク値の大きさをみると、ほとんどのピーク値は軟弱層の薄い方(測点  $H_T$  -6, 9, 10)で小さく、軟弱層の厚い方(測点  $H_T$  -4, 7)で大きい。即ち、堤軸方向に、例えば  $H_T$  -10 と  $H_T$  -7のピーク値の大きさを比べると両者の大きさに違いが生じ、また堤軸直角方向に、例えば  $H_T$  -7と  $H_T$  -9、 $H_T$  -4と  $H_T$  -6を比べてみても大きさに違いがあり、堤軸方向と堤軸直角方向の両方向に不同変位が生じていることがわかる。

(b) (1)図と(2)図を比べると、 $H_L$  方向に加振した場合でも模型が  $H_T$  方向に大きく振動する振動数があるが、それは  $H_T$  方向に加振した場合とほぼ同じ振動数で生じている。即ち、ピーク値は  $H_T$ 、 $H_L$  の加振方向に関係なく、ほぼ同じ振動数で生じている。

なお、これらと類似の現象が地盤に谷構造があるCase-Bの実験でも生じている。このような現象は軟弱層底面が3次元的な形をしているため生じたものと思われる。

## 5. まとめ

(1) 盛土の下の軟弱地盤底面が傾斜していると、軟弱地盤表面したがって盛土底面に不同変位が生じる。軟弱地盤底面が盛土の横断方向に傾斜していると(Case-A1~A3)、盛土の左側部分と右側部分の振動応答が異なる。この場合には、盛土・軟弱地盤全体が軟弱層の厚い方向に動く場合や、盛土の左側あるいは右側の地盤だけが動く場合など、色々な振動モードが発生する。

(2) 軟弱地盤底面が3次元的な形状(Case-C)をなして、その底面が盛土の縦横断方向に傾斜していると、軟弱地盤表面即ち盛土底面に色々な方向に不同変位が生じる。そして、盛土の横断方向に大きく振動する振動数は加振方向によらず同じである。このことはこのような地盤のとき震央方向(位置)によらず地盤が揺れやすいことを示しており、このような地盤で地震被害例が多く見られるのに対応している。

(3) 長周期の加速度で大きい不同変位が生じている。したがって、実際の地震被害が長周期波の地震動で多いことを考慮すると、大きい不同変位の発生が地震被害発生原因の一つと考えられる。

## 6. あとがき

現在、地震被害の生じた地盤構造をさらに詳しく調べている。それによると地震被害は上述の不同変位が直接の原因になって生じる場合のほかに、その不同変位が契機となってさらに地盤が特異な動きをして生じる場合があるように思われるし、盛土の地盤と同様の現象が建物や橋梁等の地盤でも生じているものと思われる。

おわりに、以上の実験を行うに当たって、当鉄道総研の羽矢洋研究員と応用地質㈱の今野政志課長ほかの方々に御世話になったので、厚く御礼を申し上げます。

## 文献

- 1) 那須・羽矢助：地震被害発生箇所の地盤構造，第8回日本地震工学シンポジウム(1990)論文集，pp.43-48, 1990.
- 2) 那須：盛土の地震被害と地盤構造，鉄道総研報告，Vol.3, No.8, pp.50-57, 1989.
- 3) 那須・羽矢：建物の地震被害と地盤構造，鉄道総研報告，Vol.4, No.4, pp.35-44, 1990.
- 4) 那須・羽矢助：地震被害と地盤条件(㊦06)，第25回土質工学研究発表会，1990.6, pp.865-868
- 5) 那須・羽矢助：盛土の動的応答と地盤構造との関係，鉄道総研報告，Vol.2, No.11, pp.56-63, 1988.
- 6) 那須・羽矢助：盛土の地震応答と地盤構造との関係(㊦02)，第25回土質工学研究発表会，pp.907-908, 1990.
- 7) 那須・羽矢助：盛土の振動応答と地盤構造との関係(㊦02)，第25回土質工学研究発表会，pp.909-910, 1990.
- 8) 那須・羽矢助：不整形地盤上盛土の模型振動実験，第26回土質工学研究発表会，1991.
- 9) 那須・藤沢助：日本海中部地震による被害盛土の安定解析，鉄道技術研究所連報，No.A-86-140, 1986.