

橋台の地震時挙動に関する小型模型実験

白戸真大*・木村嘉富**・福井次郎***・三木健男****・秋田直樹†

*正会員 工修 建設省土木研究所 構造橋梁部基礎研究室 研究員(〒305-0804 茨城県つくば市旭 1)

**正会員 工修 建設省土木研究所 構造橋梁部基礎研究室 主任研究員

***正会員 工修 建設省土木研究所 構造橋梁部基礎研究室 室長

****正会員 建設省土木研究所 構造橋梁部基礎研究室 交流研究員

†正会員 建設省土木研究所 構造橋梁部基礎研究室

1. はじめに

兵庫県南部地震以降、構造物の耐震設計は、耐力および地震時の変形性能を照査する設計法が求められるようになった。道路橋に関しても、橋全体系として所定のじん性を確保すべく、橋脚だけではなく、橋脚基礎に関しても、地震時保有水平耐力法が耐震設計法として導入された。ただし、橋台に関しては、基礎を含めて、兵庫県南部地震において特殊な事例を除き大きな被災がなかったこと、橋台裏ごめ土の存在により振動の減衰効果が見込まれ橋脚のような振動応答をしないと考えられることから、従来どおりの震度法による設計が行われている。

しかし、橋梁全体系からみた場合、橋脚に関しては所定のじん性を有するよう設計しているのに対し、橋台は震度法のための設計となっているので、橋梁全体系として保有している耐力やじん性の評価が可能な設計体系にはなっていない。よって、橋台に関しても、基礎を含めて、その耐震性能を評価可能とする、大地震に対する耐震設計法を整備する必要がある。

道路橋における橋台の耐震設計法における課題としては、地震時土圧の設定法、および、橋台のように偏荷重を受ける構造物に対する非線形応答の算定法などが挙げられる。

現在の設計では、地震時土圧の算定には物部・岡部の方法^{1),2)}を用いている。物部・岡部の方法は、地震時に発生する加速度を静的な水平震度に置き換え、重力加速度と水平震度の合力が鉛直方向となす角である地震時合成角を算出し、橋台と裏ごめ土全体が地震時合成角だけ傾いた危険な状態を仮定した極限釣り合い状態を解き地震時土圧を算定する手法である。しかし、物部・岡部式には、設計水平震度がある程度以上大きくなると解が得られなくなるといった問題がある。また、振動の影響を受けると考えられる地震時土圧分布が、物部・岡部式によって得られる静水圧分布的な性状を示すのかという問題は広く認識され、過去にも数々の実験が行われてきている^{3),4),5)}。

一方、偏土圧を受ける構造物の非線形応答の算定法は、道路橋橋台に関しては未だ設計法として提案されて

いない。橋脚の地震時保有水平耐力法では、主たる塑性ヒンジの発生位置が明確であり、塑性ヒンジ発生後の振動性状も一質点系の振動性状であると考えられることから、エネルギー一定則を用いて近似的にその非線形応答を求めている。橋台の場合、主たる塑性ヒンジの発生位置は比較的明確であると考えられるが、土圧による偏荷重を振動中も受けていることから、振動性状が一質点系と同様な性状を示すのかは不明であり、エネルギー一定則の適用には十分な検証が必要である。

ここでは、橋台の地震時挙動を把握するために、土槽内に橋台模型を設置して振動台実験を行い、橋台、背面地盤の振動特性を調べた。また、橋台に作用する地震時土圧算定法の検討として、ここでは、背面地盤に発生したすべり線の角度と物部・岡部式で算定されるすべり線の角度を比較した。

2. 橋台模型および実験ケース

土槽および橋台模型を図-1, 2に示す。土槽は、長さ 3.1 [m]、幅 0.6 [m]、高さ 1.2 [m] の鋼製であり、側面の一方は厚さ 25 [mm] のアクリル版張りである。側面内側には、土槽と砂の摩擦を低減するよう、ビニルシート 2 枚を重ね貼りした。また、橋台模型は、実際の荷重状態に近くするため、過度のロッキング振動を生じさせないように、土槽に 50 [mm] の砂層を造り、その上に設置することとした。橋台前面の条件は、境界条件を明確にするため、根入れを行わないことにし、自由、または固定とした。固定の場合には、フーチング上面と土槽壁の間に棒材を渡し固定したが、実際には 2 ~ 3 [mm] 程度の遊びがあった。

橋台模型は、文献⁶⁾の 1G 場での相似則を適用し、ある実橋台に対し相似比がほぼ 1/10 となるよう諸元を決定した。堅壁は、高さ 800 [mm]、幅 600 [mm] であり、H 鋼 (H-100 × 100 × 6 × 8, SS400, 17.2 [kg/m]) のフランジ部をつきあわせ溶接することにより作成し、重量調整のため内部に鋼球を充填した。橋台模型の質量は 290 [kg]、そのうち堅壁に充填した付加質量は 90.8 [kg]

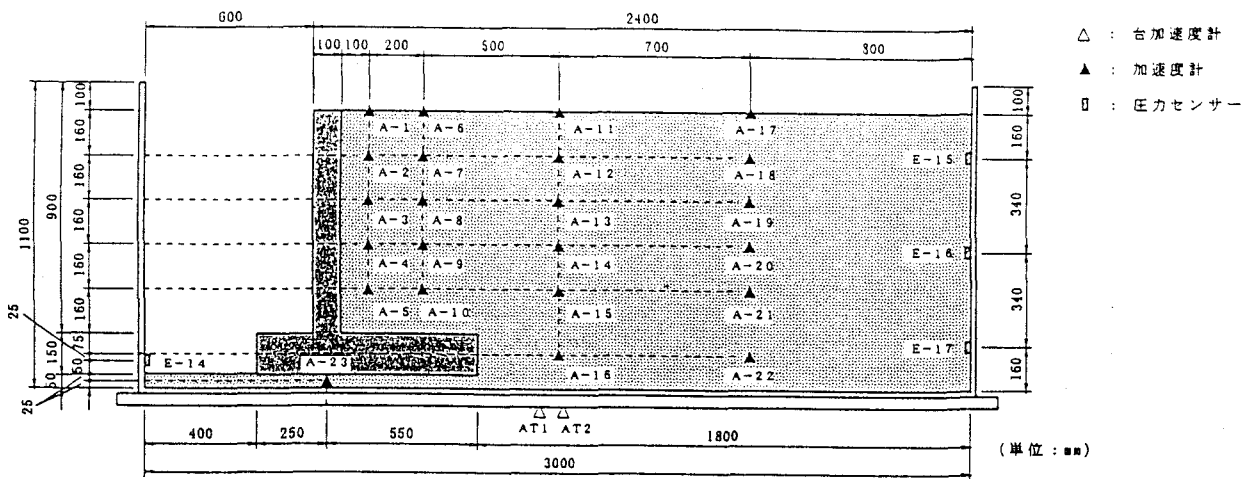


図-1 実験土槽

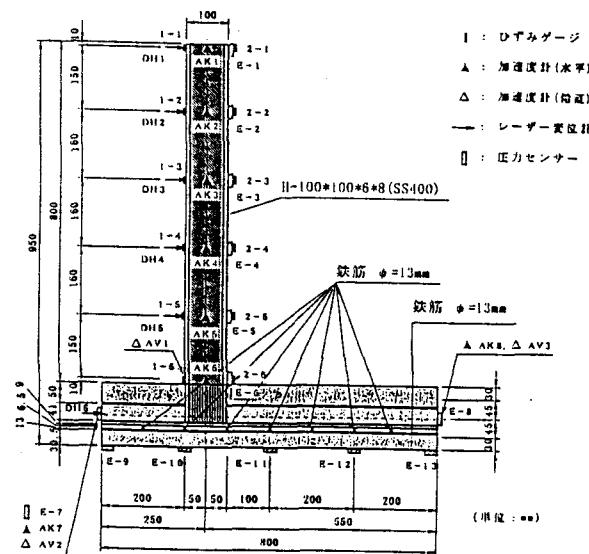


図-2 橋台模型

表-1 地盤材料の物理特性

ρ_s [t/m ³]	ρ_d max [t/m ³]	ρ_d min [t/m ³]	e_{min}	e_{max}
2.654	1.671	1.376	0.588	0.929

であった。鋼球は堅壁の曲げ剛性に寄与しないと考えられるため、壁の曲げ剛性は $EI = 4.71 \times 10^6$ [N・m²] である。これは、模型が相似比 1/10 であるとして換算しなおした場合、ほぼモデルとした実験橋の降伏時剛性に相当する。

地盤は、乾燥した豊浦標準砂を用い、空中落下法とバイブレーターによる締固めを併用して作成した。途中、地盤内の変形を観察しやすいように、色砂層を 5 層作成した。地盤作成時に密度を測定したところ、平均 1.55 [t/m³]、相対密度 $D_r = 69\%$ 、間隙比 $e = 0.69$ で

表-2 実験ケース

シリーズ・1

ケース	滑動	設定加速度	加振振動数
1-1	自由	500 [gal]	10 [Hz]
1-2	自由	500 [gal]	5 [Hz]
1-3	自由	500 [gal]	20 [Hz]

シリーズ・2

ケース	滑動	設定加速度	加振振動数
2-1	自由	700 [gal]	10 [Hz]

シリーズ・3

ケース	滑動	加振加速度	加振振動数
3-1	固定	700 [gal]	10 [Hz]
3-2	固定	500 [gal]	10 [Hz]
3-3	固定	600 [gal]	10 [Hz]
3-4	自由	600 [gal]	10 [Hz]
3-5	自由	600 [gal]	20 [Hz]

あり、各シリーズ間でほとんどばらつきはなかった。地盤材料の物理特性を表-1に示す。また、地盤作成後に地盤中を伝播するせん断弾性波速度を計測したが、各シリーズとも 166 (m/s) であった。土槽底面から地表面まで 1 次モードで振動するとした場合、弾性波速度から算定される地盤の固有振動数は 40 Hz である。

計測センサーとしては、加速度計を振動台、橋台堅壁、フーチングおよび地盤内に、ひずみゲージを橋台堅壁に、土圧計を橋台堅壁、フーチング側面、フーチング底面および土槽壁に設置した。また、橋台の移動量および堅壁の変位量を計測するため、土槽内にフレームを組みレーザー変位計を設置した。

実験ケースを表-2に示す。実験は 3 シリーズ行い、

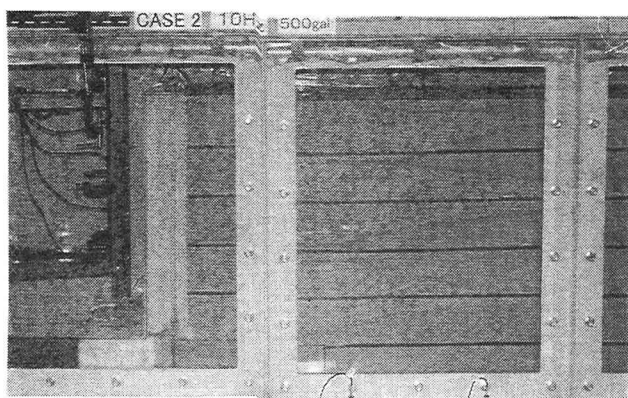


写真-1 ケース 1-1, 500 [gal], 10 [Hz] 加振終了後

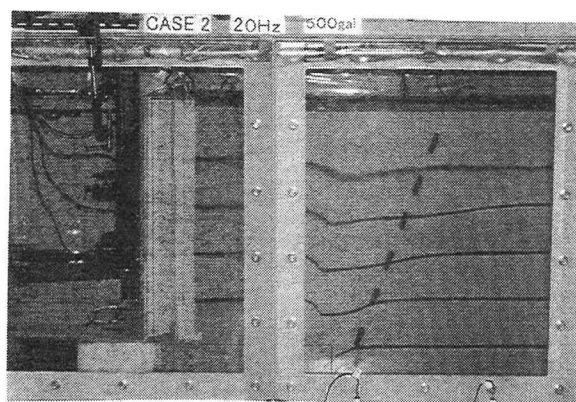


写真-2 ケース 1-3, 500 [gal], 20 [Hz] 加振終了後

一つのシリーズでは、各ケース終了後、目視により地盤に著しい変状が生じていないことを確認し、地盤を作り替えることはせず実験を行った。橋台底面の滑動条件を変えたのは、橋台に滑動を許す場合と、許さない場合とで堅壁に生じる土圧の差を見ることを意図としたものである。

入力波は、正弦波を用いた。入力波の最大加速度および振動数は表-2 のとおりである。振動数は、橋台の背面地盤にすべり線が発生するよう、また、加速計の転倒、浮き上がりが生じないように、試行錯誤して決定したものである。

3. 実験結果

(1) 振動台の応答

振動台に設置した加速度計の記録波形を確認したところ、振動台加速度の振幅が設定値とは異なっていた。そこで、各ケースにおいて、任意の時刻を数点選び出し、そこから1周期の間の加速度の最大値（主働側方向）を求め、平均したのが表-3 である。このように、振動台の加速度は、設定値とは異なっており、ケース 1-2 を除き設定値より小さいものであった。

(2) すべり線の発生

各ケース終了時の、模型の状態をまとめたのが表-4 である。ここに、総加振時間とは各ケースそれぞれの加振時間の合計、累積滑動量とは、橋台模型の各シリーズ実験開始時からの滑動量であり、各ケース終了後スケールで確認したものである。ただし、各ケースにおける加振時間は一定ではないことに注意されたい。

始めに、入力加速度が 500 [gal] の場合の、ケース 1-1 ～ 1-3 について説明する。ケース 1-1 は、まず加振時間を 150 [s] として加振を行ったが、橋台模型は加振直後から滑動はするものの、ある程度加振時間が経過した後は、滑動停止に近い状態になり、加振終了後の滑動量は

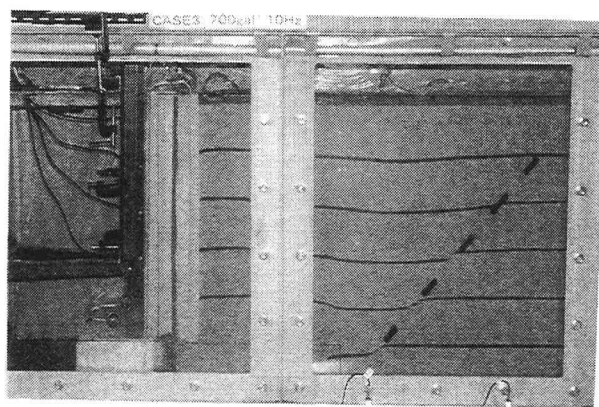


写真-3 ケース 3-1, 700 [gal], 10 [Hz] 加振終了後

8 [mm] であった。加振終了後、写真-1 に示すように、橋台背面土にすべり線の発生は観察されず、地表面の沈下や色砂層の沈下はほとんど生じなかった。その後、さらに 120 [s] の加振を行ったが、橋台の滑動は生じず、地盤の状態も変化しなかった。そこで、加振振動数を 5 [Hz] (ケース 1-2) に変えて加振を行ったが、変化は見られなかった。背面地盤にすべり線が生じなかったのは、橋台の累積滑動量が小さく、背面地盤が物部・岡部式で想定しているような塑性平衡状態に至らなかったためと考えられる。

続いて、加振振動数を 20 [Hz] に変更し、加振を 75 [s] 行った (ケース 1-3)。加振中、橋台は再び滑動を開始し、写真-2 に示すような地盤の変形が見られた。すべり線としては明瞭なものは観察されないが、ここでは便宜的に背面地盤の色砂層の折れ点をすべり線とすると、すべり線が水平面となす角度 α は 68° である。さらに、写真-2 では、すべり線は一本だけでなく、その背後にも数本が発生しているようにも見える。また、橋台は、加振中滑動し続け、実験終了後の累積滑動量は 14 [mm] であった。

設定加速度が 600 [gal] のケース 3-4, 3-5 の場合も、

表-3 振動台加速度の計測値

ケース	設定加速度 [gal]	加振振動数 [Hz]	計測値 [gal]
1-1	500	10	421
1-2	500	5	547
1-3	500	20	439
2-1	700	10	629
3-1	700	10	611
3-2	500	10	464
3-3	600	10	534
3-4	600	10	533
3-5	600	20	556

表-4 各ケース終了後の模型の状態

ケース	加振加速度 [gal]	加振振動数 [Hz]	総加振時間 [s]	累積滑動量 [mm]	すべり線
1-1	500	10	270	8	—
1-2	500	5	120	10	—
1-3	500	20	75	14	68°
2-1	700	10	90	38	54°
3-1	700	10	60	2	—
3-2	500	10	60	2	—
3-3	600	10	60	2	—
3-4	600	10	120	7	—
3-5	600	20	60	25	64°

ケース 1-1, 1-3 と同様の結果であるが、ケース 3-5 加振終了後に発生したすべり線はフーチング端部付近では明瞭であり、 $\alpha = 64^\circ$ であった。

次に、設定加速度が 700 [gal] であるケース 2-1 について説明する。この場合、加振振動数が 10 [Hz] であるが、橋台は滑動をし続け、写真-3 のように背面地盤内に $\alpha = 54^\circ$ の明瞭なすべり線が発生した。加振中、すべり線はフーチング端部から地表面へ向かって進行的に発生した。加振終了後のすべり線は、写真-3 に見られるように地表面に近いほど明瞭でなくなるものであった。同じ設定加速度、加振振動数で、橋台が滑動しないようフーチングを固定したケース 3-1 では、橋台の背面地盤には写真-3 のようなすべり線は発生しなかった。

このように、加振振動数により、橋台の滑動特性、すべり線発生の有無が変化する。また、物部・岡部式で想定しているような塑性平衡状態に達するためには、橋台の滑動変位により生じる地盤変形が発生する必要があることが確認された。

(3) 橋台および背面地盤の応答

図-3 は、ケース 1-3 において、それぞれの加速度計に対し、ある時間から入力波 2 周期分の加速度応答波形をプロットしたものである。ここに、それぞれのセンサ番号は、図-1 に定義されているものである。このように、橋台堅壁および地盤は、振動台の加速度波形とほぼ同位相で振動していた。これは、他のケースに関しても同様の傾向であった。

図-4 は、ケース 1-1 に関し、図-3 同様、ある時間から入力波 2 周期分の時間内において、それぞれの加速度計で計測された加速度の最大値・最小値を、その時間内の振動台加速度の最大値・最小値で除して、加速度応答倍率を求めたものである。また、ケース 1-3 に関して、同じ処理を行ったものが図-5 であり、図-4 と同じ時間帯に関して処理を行った。

加振振動数が 10 [Hz] であり橋台背面にすべり線が生じなかったケース 1-1 (図-4) の場合には、橋台および近傍の応答倍率は概ね 1.0 ~ 1.3 程度の値であった。

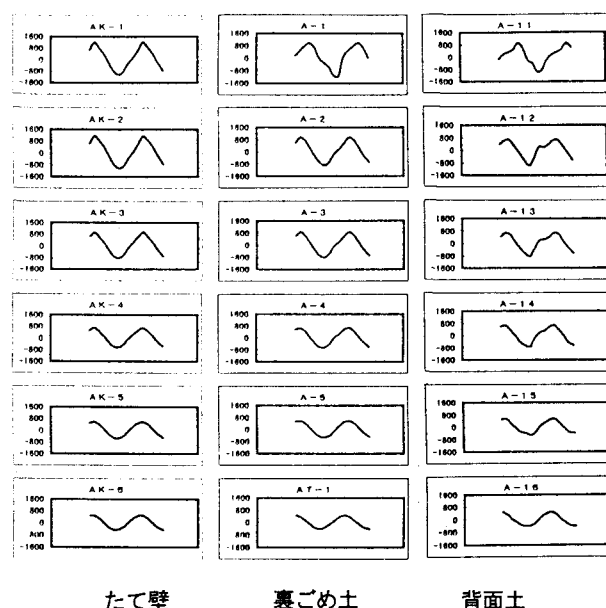


図-3 加速度応答波形、ケース 1-3

また、主働側・受働側の差は見られず、自由振動に近い応答性状を示している。それに対し、加振振動数を 20 [Hz] としたケース 1-3 (図-5) の場合は、橋台および近傍の応答倍率は 1.2 ~ 2.5 程度とケース 1-1 に対して応答倍率が大きくなっており、入力周波数による応答特性の違いを表している。応答倍率が大きくなったのは、加振振動数が地盤の固有振動数と考えられる 40 [Hz] に近づいたためと推測される。また、全体として受働側の応答倍率より主働側の応答倍率の方が大きくなっている。これは、すべり線の発生による応答の違いとも考えられるが、同じ様にすべり線が生じたケース 2-1 に対し同様の処理を行って見たところ、加速度応答倍率は受働側の方が大きくなっていた。また、ケース 3-1 に関しても、受働側の応答の倍率が大きかった。加速度計の応答波形に関しては、ドリフトに対する補正は行ったが、大小の差があるにしろ低周波の振動モードが含まれていたこともあり、主働側と受働側での応答性状の違いは、さらに検討する必要がある。

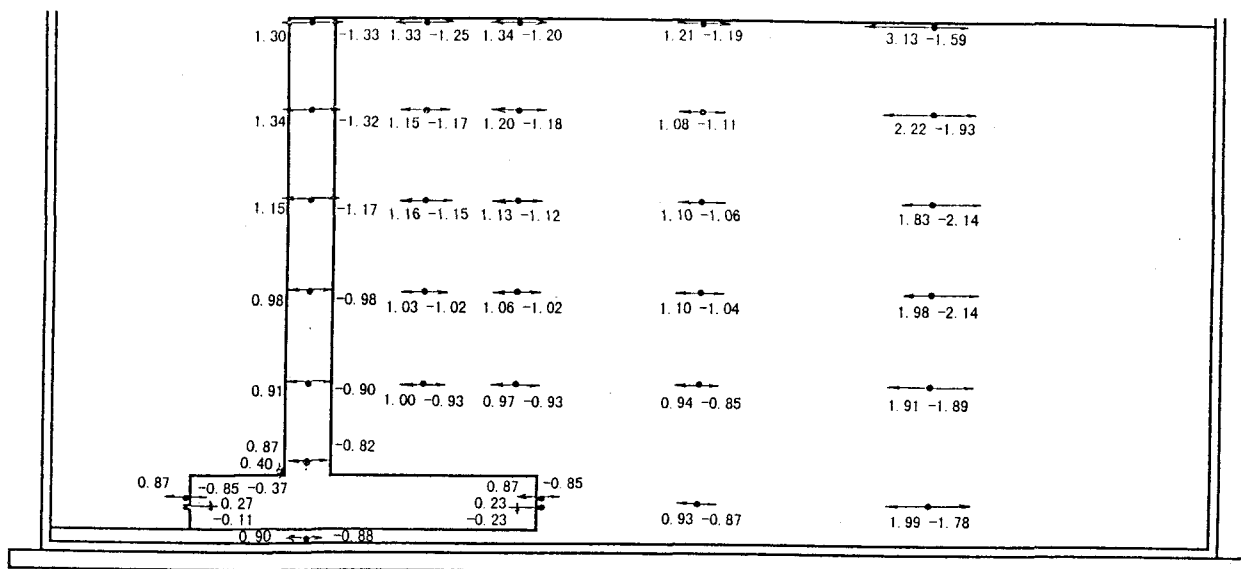


図-4 加速度応答倍率, ケース 1-1, 入力 max 410 gal, min -411 gal

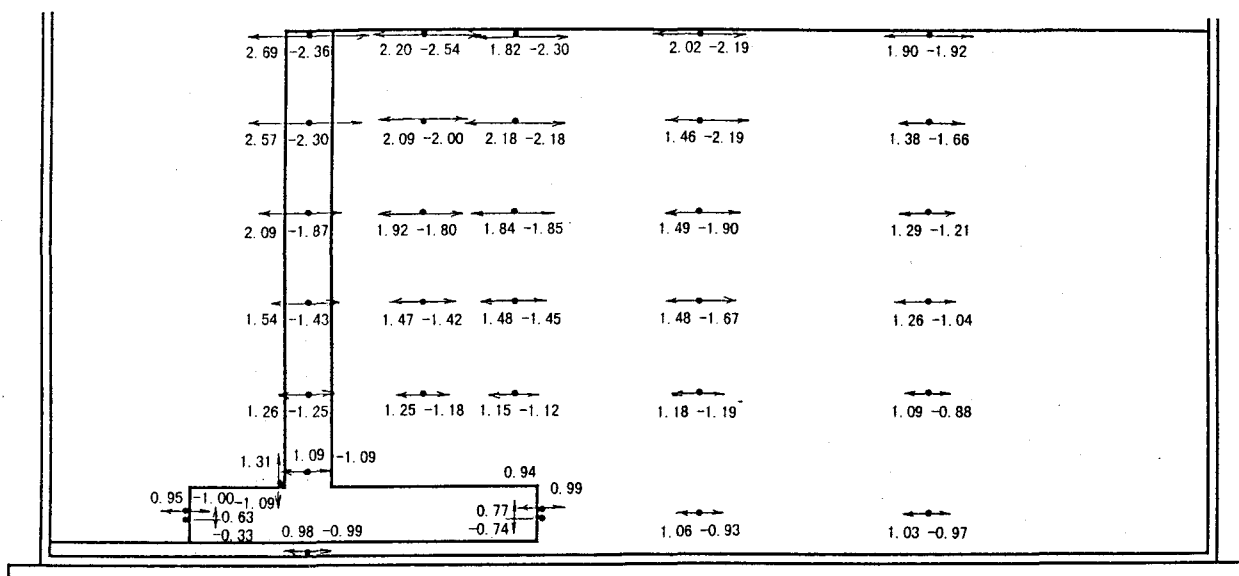


図-5 加速度応答倍率, ケース 1-3, 入力 max 448 gal, min -452 gal

4. 物部・岡部式による実験の評価

本実験の模型地盤に対し、物部・岡部式を用いて、橋台背面に発生するすべり線の傾斜角と水平震度の関係を算定したのが図-6である。ここに、 ϕ は砂の内部摩擦角、 δ は仮想背面の摩擦角である。ここでは、砂の内部摩擦角 ϕ としては 51° 、 30° の 2 種類を用いた。 $\phi = 51^\circ$ は、文献^{7),8)}を参考に設定したもので、低拘束圧下における平面ひずみ圧縮試験で得られる砂のピーク強度であり、 $\phi = 30^\circ$ は道路土工指針⁹⁾で示されている値で、砂の残留強度に近い値と考えられる。

また、同じ図に、ケース 1-3, 2-1, 3-6 で観察されたすべり線の発生角度 α と表-3 に示す加振加速度に相当す

る水平震度との関係を示した。実際には、すべり線に囲まれる土塊に作用する加速度 (震度) を用いる方が合理的と考えられるが、ここでは加振加速度を用いた。

図-6 によれば、実験で生じたすべり線の角度 $\alpha = 54^\circ \sim 68^\circ$ は、砂の摩擦角を残留強度程度の小さな値を設定した場合には、震度の差だけでは説明することができない。それに対し、砂の摩擦角としてピーク強度を用いると、水平震度を小さくすることで説明できる。これは、文献¹⁰⁾で提案されているように、主働状態で、背面地盤内においてピーク強度が発揮された面に沿ってすべり線が発生している可能性があると言える。しかし、実際には同じ加振加速度でもすべり線が生じない場合があることから、慎重に判断する必要がある。

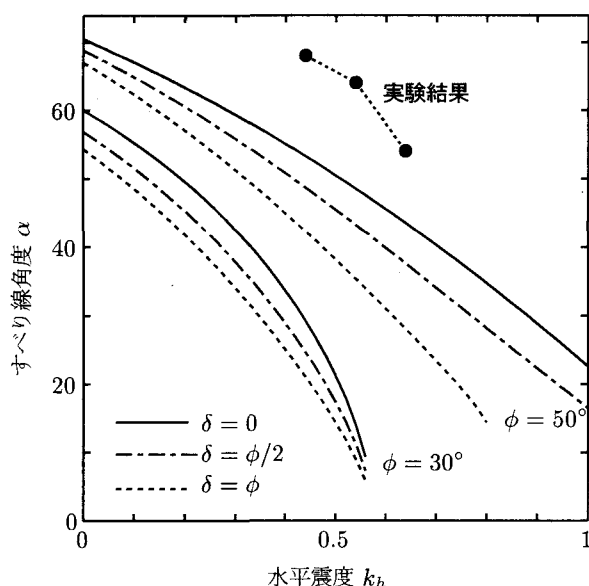


図-6 物部・岡部式と実験結果との比較

今後、すべり線が発生した場合と発生していない場合の両者に対して、堅壁に生じていた土圧を算定し、それぞれの土圧の支配要因を分析したい。

5. おわりに

本論文では、橋台の動的挙動の把握を目的とした振動台実験を行い、橋台の振動特性を調べた。また、橋台に作用する地震時土圧の検討のひとつとして、背面地盤に発生したすべり線を物部・岡部式を用いて評価した。その結果、物部・岡部式に用いる砂の内部摩擦角としては、ピーク強度に相当する摩擦角を用いる必要があった。

今回の実験では、橋台の動的な挙動の把握を目的としていたため、この結果からすぐに設計法を提案することはできない。今後は、上部構造からの慣性力を受けた場

合の橋台の振動特性や、振動中に橋台堅壁に発生する土圧、摩擦角を測定し、設計法の提案に結びつけていきたい。

謝辞： 本実験を行うに当たり、株式会社東京ソイルリサーチの阿部秋男氏には、有益な助言をいただいた。ここに記し謝辞とする。

参考文献

- 1) 物部長徳: 地震時上下動に関する考察並びに振動雑論, 土木学会誌, 第 10 巻, 第 5 号, pp.1063-1094, 1924.
- 2) Okabe, S.: General theory on earth pressure and seismic stability of retaining wall and Dam, 土木学会誌, 第 10 巻, 第 6 号, pp.1277-1323, 1924.
- 3) 大原資生: 地震時土圧研究の現況と課題, 土木学会誌, pp.2-8, 1979.5.
- 4) 大原資生, 前原博, 永田洋文: 地震時主働土圧について, 土と基礎, Vol.18, No.2, pp.27-35, 1979.5.
- 5) 風間基樹, 稲富隆昌: ケーソンに作用する地震時土圧に関する模型振動実験, 土木学会論文集, No.416/I-13, pp.419-428, 1993.
- 6) 風間基樹, 稲富隆昌: 遠心力载荷模型実験手法の振動実験への適用について, 土木学会論文集, No.477/I-25, pp.83-92, 1993.
- 7) 古関潤一, ユールマン ムナフ, 龍岡文夫, 館山勝, 小島謙一, 佐藤剛司: 土留め構造物の地震時挙動に関する模型実験 (その 2), 生産研究, 第 49 号, 第 11 号, pp.1-4, 1997.
- 8) 古関潤一, ユールマン ムナフ, 龍岡文夫, 館山勝, 小島謙一, 佐藤剛司: 擁壁構造物の地震時挙動に関する模型実験, 日本機械学会第 6 回交通・物流部門大会講演論文集 (鉄道シンポジウム編), pp.459-462, 1997.
- 9) 日本道路協会: 道路土工 擁壁・カルバート・仮設構造物土工指針, 1987,
- 10) 古関潤一, 龍岡文夫, Yulman Munaf, 館山勝, 小島謙一: 大きな地震荷重下における主働土圧の評価法, 第 39 回生研講習会テキスト, pp.57-65, 財団法人 生産技術研究奨励会, 1997.