

III-1 上下部構造の連成を考慮した耐震性能の実験的検証法に関する研究

研究予算：運営交付金（一般勘定）

研究期間：平 11～平 15

担当チーム：耐震研究グループ（振動）

研究担当者：田村敬一、岡村未対、谷本俊輔

【要旨】

新技術の導入を促進し、建設コストの縮減を図るために、設計基準類の性能規定化が求められている。性能規定化を進めるためには性能の検証技術が不可欠であるが、従来、構造物全体系としての耐震性能を検証する技術は確立されておらず、そのような技術の開発が必要とされている。そこで本研究では、構造物全体系の耐震性能を評価・検証するための実験技術としてハイブリッド振動実験手法に着目し、ハイブリッド振動実験を実施した結果に基づき、上部構造の応答特性を考慮した基礎構造の地震時挙動について検討した。

その結果に基づき、橋脚の塑性化、橋脚の補強、地盤の液状化等の諸条件を変更した上で、上部構造の応答を考慮した基礎構造の地震時挙動について系統的に解明した。また、構造物全体系を対象としたハイブリッド振動実験を行うために必要とされる加振機の遅れ補償手法、加振機取付治具の慣性力補償手法、中央差分法による数値解析モデルの解法等の技術開発を行うとともに、加振機制御の安定条件を明らかにし、構造物全体系の耐震性能を実験的に検証する方法を提案した。

キーワード：耐震性能、ハイブリッド振動実験、液状化、杭基礎、上部構造物

1. はじめに

基礎構造の地震時挙動には、基礎構造の振動特性のみならず、上部構造を含めた構造物全体系としての振動特性が大きな影響を及ぼすことが知られているが、上部構造-基礎構造-地盤までを含めた構造物全体系の地震時挙動については未解明の部分が多い。また、構造物の地震時挙動に関する研究は、上部構造または基礎構造のみに着目したものが多く、両者の連成を考慮した既往の実験的研究はほとんどない。

このような観点から、11～13年度は上部構造を数値モデル、非液状化地盤及び基礎構造を実際の模型とするハイブリッド振動実験を行い、上部構造の応答特性を考慮した基礎構造の地震時挙動を明らかにした。14～15年度は、地盤の液状化を考慮したハイブリッド振動実験を実施し、地盤の剛性が急変する条件の下で、上部構造の応答を考慮した基礎構造の地震時挙動を系統的に解明するとともに、構造物全体系の耐震性能を実験的に検証する方法を提案した。

2. 地盤の液状化を考慮したハイブリッド振動実験

2.1 実験条件

ハイブリッド振動実験の概要を図-1に示す。本研究では、数値モデルとして、上部構造質量と橋脚の等価質量の和からなる質点、フーチングの質量を有する質点、橋

脚の剛性を表す水平方向せん断バネからなる2自由度系モデルを採用し、杭基礎および地盤は実模型とした。

実験対象模型全体の最高次数の固有振動数が、制御可能な振動数を超過して制御装置に発散が生じることがないようにするためには、橋脚高さ、フーチング重量および杭基礎の直径を変化させて、安定条件を満足させる必要がある。また、杭体の塑性化を生じさせるためには、杭体の曲げ剛性(杭体の直径)を小さくする方がよいが、実際の杭基礎の配筋等を再現できるような大きさにしておく必要もある。以上のような条件を総合して、本研究では次のように実験模型の諸元を設定した。

模型杭：杭径 300mm

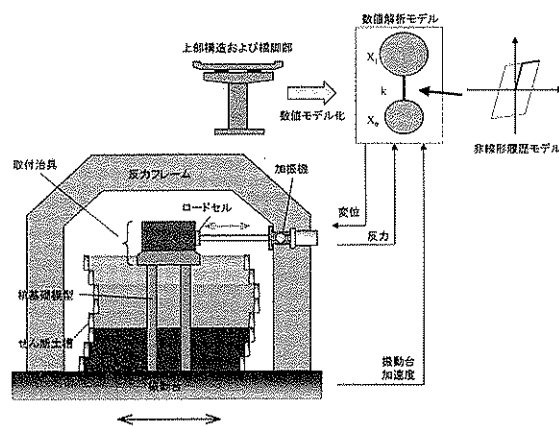


図-1 ハイブリッド振動実験の概要

杭長 3000mm
 杭間隔 900mm
 杭配置 載荷方向 2×載荷直角方向 1
 (橋軸方向×橋軸直角方向)

模型土層：層厚 3m、N値 7 の緩い飽和砂層。地下
 水位は GL.-1m

想定する実橋脚の規模は、図-2 に実験用にスケールダウンした橋脚に示すように、橋脚断面が 0.55×1.25m、高さ(基部～天端) 1.95m であり、杭配置が 2×4 である。本研究では、そのうちの 1 列を取り出してハイブリッド振動実験を行った。

実験安定条件より、2 自由度系の固有値解析を行い、最高次(2次)におけるモデルの遅れ時間を計算した。モデルの遅れ時間は 5.48msec であり、本システムで補償可能な遅れ時間 5.0msec よりも大きくなり、安定条件を満足することが確認された。

模型杭の配筋は、材料強度に応じて鉄筋量を調整し、実規模橋梁の試設計を反映した上で行った。実験に用いた模型杭を図-3 に示す。

実験模型の振動特性を把握するため、実験対象橋梁を対象とした固有振動解析を行った。固有振動解析のモデルは、上部構造およびフーチングを質点とし、橋脚および地盤-基礎系を水平バネに置き換えた 2 自由度系モデルである。なお、地盤-基礎系のバネについては、実験に先立って行った微小加振試験で得られた値を用いた。解析結果を表-1 に示す。

実験ケースは表-2 のとおりであり、6 回の実験を行った。入力波形は、実験模型の 1 次の固有振動数に相当する正弦波および 2 次の固有振動数に相当する正弦波である。

表-1 実験対象模型全体の固有振動数

相対密度 Dr(%)	40	初期状態 液状化時	1次固有振動数(Hz)		2次固有振動数(Hz)	
			橋脚無補強	橋脚補強	橋脚無補強	橋脚補強
88			2.51	2.53	11.88	12.93
			1.19	1.19	11.52	12.60
			3.33	3.38	12.31	13.32

表-2 実験ケース

実験ケース	入力波		橋脚		Dr(%)
	振幅(gal)	振動数(Hz)	補強	非線形特性	
C3	600	12.0	なし	弾性	88
C4	600	12.0	なし	弾性	40
C5	600	12.0	なし	バイリニア	88
C6	600	12.0	なし	バイリニア	40
C8	600	13.0	あり	バイリニア	40
C9	0~500 (漸増)	1.0	なし	バイリニア	40

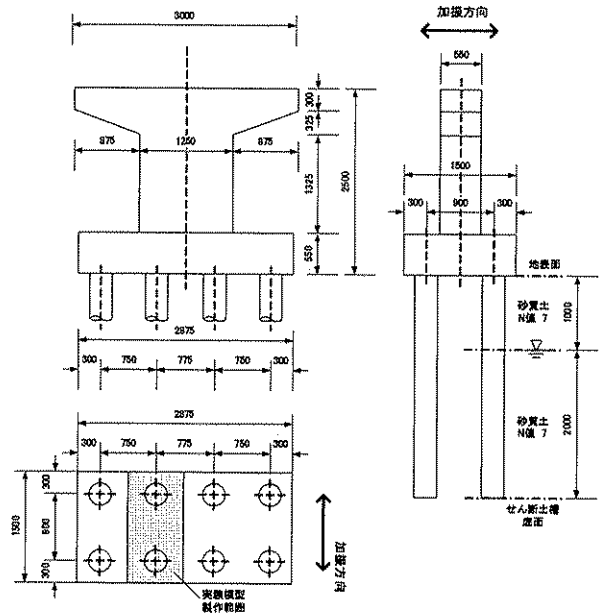


図-2 想定した橋脚(縮尺模型)

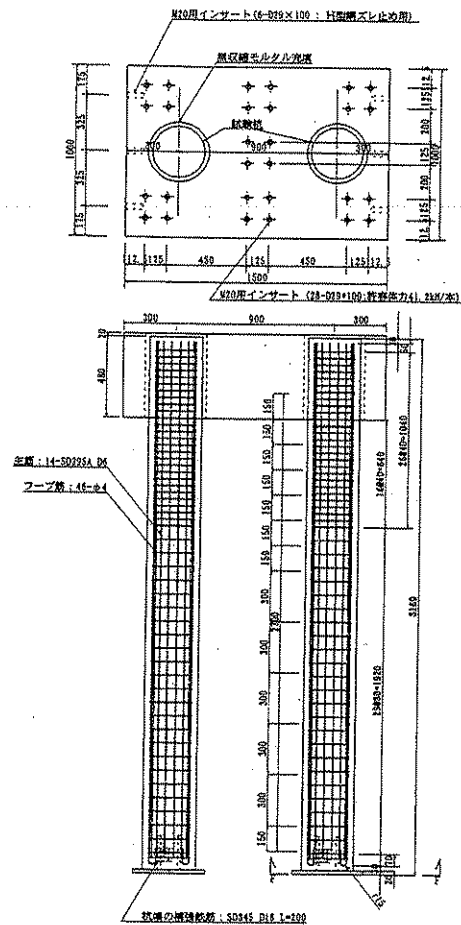


図-3 実験模型基礎

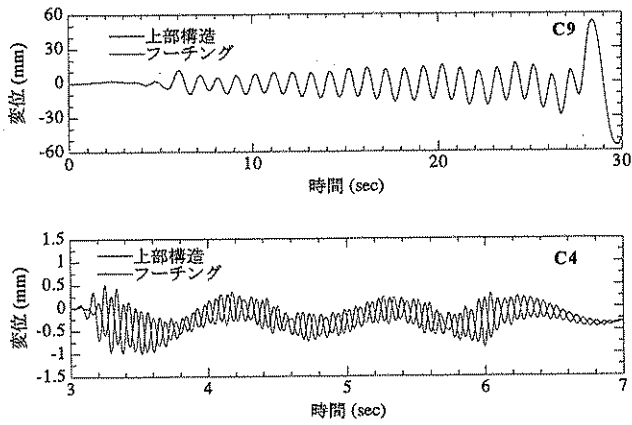


図-4 各質点の変位時刻歴

2.2 実験結果

2.2.1 固有振動モードの検討

ケース C4 および C9 について、数値モデルの変位応答時刻歴を図-4 に示す。1 次固有振動数に相当する正弦波を入力した C9 では、上部構造とフーチングに相当する 2 つの質点が同位相で振動し、実験結果と解析結果が整合していることが確認された。同様に 2 次固有振動数に相当する正弦波を入力した C4 では、1 次固有振動数の周波数成分を含むが、フーチングと上部構造が逆位相で振動しており、実験結果と解析結果が整合している。

2.2.2 地盤の応答

本研究で行った実験ケースのうち、地盤条件および加振条件が類似しているケース、すなわち相対密度 $Dr=88\%$ である C3 と C5、および $Dr=40\%$ の C4、C6、C8 では地盤の応答が明確に異なることはなかった。そこで、代表例としてケース C3、C4 および C9 の地盤の応答について以下に述べる。

ケース C3、C4、C9 について、杭遠方地盤において地表面から 0.95m の深度で測定した地盤の加速度および過剰間隙水圧比の時刻歴の一例を図-5 に示す。 $Dr=88\%$ のケース C3 では過剰間隙水圧比はおよそ 0.5 以下であり、液状化していない。地盤加速度の振幅は、入力波形と比較して若干減衰しているが、地盤は振動台の動きに概ね追従している。 $Dr=40\%$ のケース C4 および C9 では、加

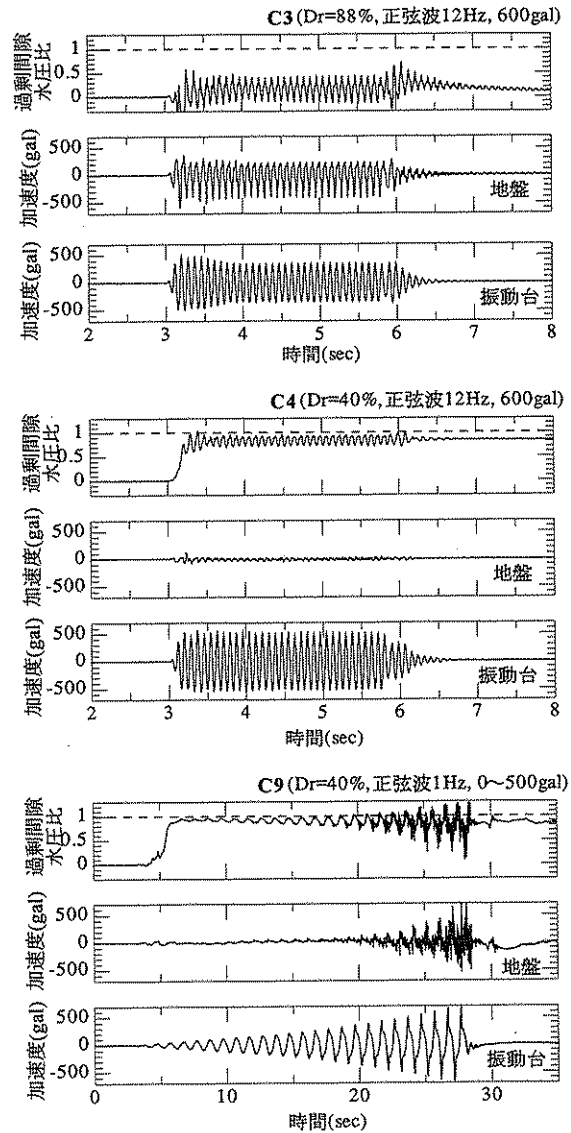


図-5 地盤の応答の例

振開始後の 3~4 波で過剰間隙水圧比が 1 に達して地盤が液状化し、加振終了まで液状化状態が継続している。また、いずれのケースでも地盤加速度の波形は過剰間隙水圧比が 1 に達した時刻とほぼ同時に急激に減衰する波形となっている。

2.2.3 橋脚の荷重-変位関係

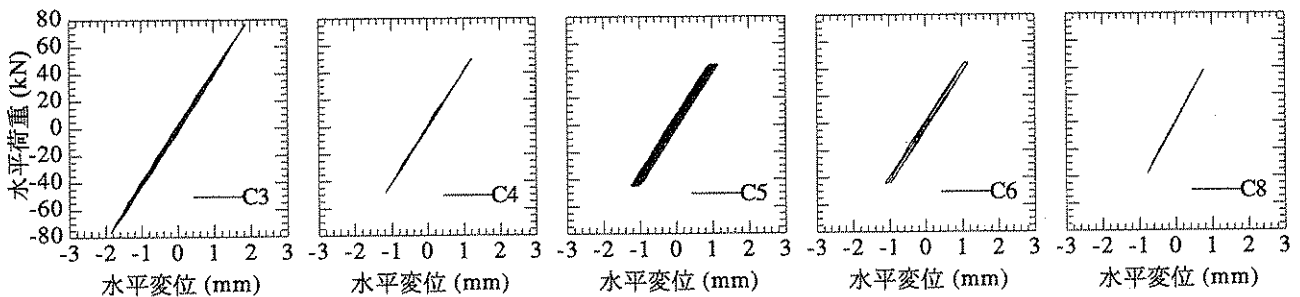


図-6 橋脚の荷重-変位関係

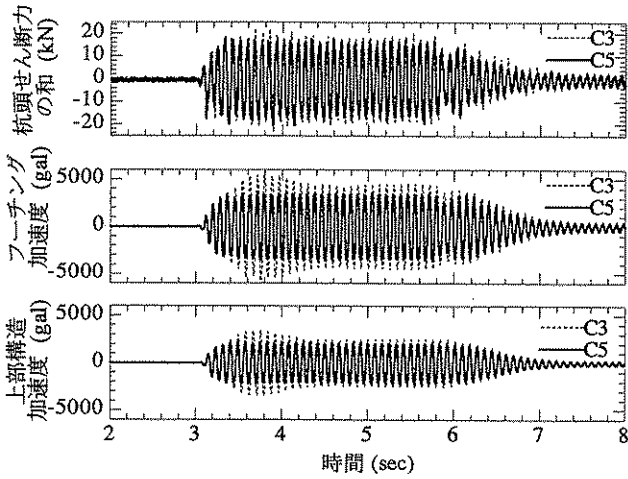


図-7 橋脚の塑性化の影響

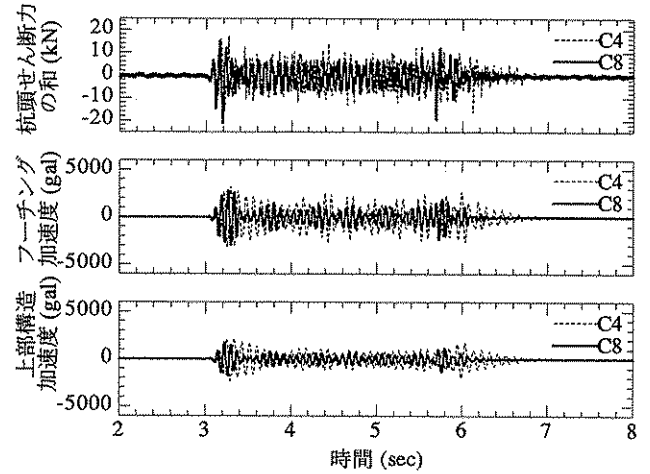


図-9 橋脚の補強の影響

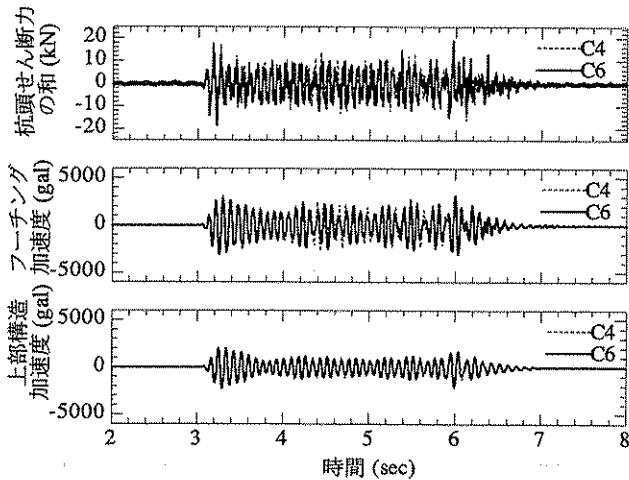


図-8 橋脚の塑性化の影響

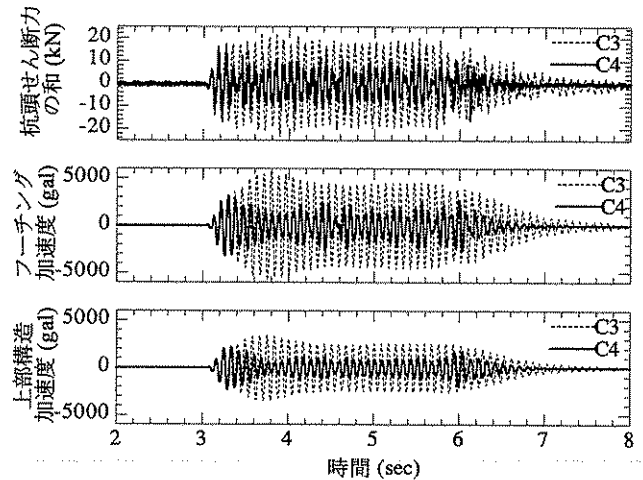


図-10 地盤の液状化の影響

各ケースにおける橋脚の荷重-変位関係を図-6に示す。橋脚の非線形性を考慮したC5およびC6では、わずかに橋脚が塑性化していることが分かる。また、橋脚を補強した状態を想定したC8においても橋脚の非線形性を考慮したが、後述のとおり上部構造の応答が小さくなり、結果的には弾性範囲にとどまった。

2.2.4 橋脚の塑性化の影響

まず、相対密度 $D_r=88\%$ の地盤に2次の固有振動数に相当する正弦波を入力したケースC3およびC5における構造物の応答加速度と杭頭せん断力の和を図-7に示す。杭頭せん断力の和とは、加振機の荷重から杭基礎模型上部治具の慣性力を減ずることにより求めた、杭2本の杭頭に作用するせん断力の和である。加振開始後の4波までは、C5の橋脚も塑性化していないためC3とC5の応答はほぼ一致している。5波目以降でC5の橋脚が塑性化するとともに、C5の上部構造物およびフーチングの加速度がC3よりも小さくなり、杭頭のせん断力も減少した。

次に、相対密度 $D_r=40\%$ の地盤に2次の固有振動数に相当する正弦波を入力したケースC4およびC6における

構造物の応答加速度と杭頭せん断力の和を図-8に示す。加振開始後の4波までは、これら2ケースとも応答の振幅はほぼ一致している。2波目以降でC6の橋脚が塑性化することにより、C6の上部構造物およびフーチングの加速度がC4よりも小さくなり、杭頭のせん断力もわずかに減少しているが、C6では前述したC5と比較して塑性化の程度が低いため、橋脚の塑性化による応答の変化は明確ではない。

2.2.5 橋脚の補強の影響

図-9は $D_r=40\%$ の地盤で橋脚を補強したケースC8と無補強のC4での構造物の応答加速度と杭頭せん断力の和を示したものである。C8では橋脚の剛性が高いことにより2次の固有周波数もC4より高く、したがって加振周波数は両ケースで異なる。上部構造物およびフーチングの加速度および杭頭のせん断力は、全体的にC8の方が小さくなっている。これは、橋脚を補強することによって、フーチング-上部構造系と基礎-地盤系の剛性比が高くなったことにより、2次モードが卓越しにくくなったため

であると考えられる。

2.2.6 地盤の液状化の影響

図-10は2次の固有振動数に相当する正弦波を入力したケースC3およびC4の構造物の応答加速度と杭頭せん断力の和を示したものである。

加振開始後3波までは、C4でも地盤が液状化しないために両ケースの応答はほぼ一致しているが、4波目以降では上部構造物およびフーチングの加速度および杭頭のせん断力は、全体的にC4の方が小さくなっている。これも橋脚を補強した場合と同様に、地盤が液状化することによってフーチング-上部構造系と基礎-地盤系の剛性比が著しく高くなることにより、2次モードが卓越しにくくなったためであると考えられる。

3. 構造物全体系の耐震性能の実験的検証法

3.1 応答遅れに関する検討

ハイブリッド振動実験で取り扱う数値解析モデルの質量、減衰、剛性マトリックスをそれぞれ M 、 C 、 K とし、ある時刻 t_i における数値モデルの変位ベクトルを x_i 、地震による慣性力ベクトルを p_i 、数値モデルと実験模型の境界点に発生する荷重のベクトルを q_i とすると、数値解析モデルの運動方程式は式(1)で表される。

$$M\ddot{x}_i + C\dot{x}_i + Kx_i = p_i + q_i \quad (1)$$

本実験では、ある時刻 t_i における振動台加速度を各質点の質量に乗じたものを p_i 、加振機先端に設置したロードセルの計測値を q_i とした。このようにして求めた次のステップにおける変位 x_{i+1} を加振機により再現する。

ハイブリッド振動実験では、振動台実験と連成させるため、数値解析の計算を極めて短い時間のうちに行う必要がある。そこで、式(1)の解法としては、収束計算を必要とせず、短時間で運動方程式を解くことができる中央差分方法を採用した¹⁾。

3.2 加振機取付治具の慣性力補償

実験模型をハイブリッド実験装置に取り付ける際、模型と荷重を検出するロードセルの間に取付治具が必要となる。ここで、数値解析モデルに取り込む必要がある荷重は実験模型からの荷重のみであるが、ロードセルで検出される荷重には、治具の質量に起因する慣性力が含まれる。このため、実験対象物ではない治具の慣性力を取り除く必要がある²⁾。ロードセルで検出される荷重を f_{α} 、治具に取り付けた加速度計で計測される加速度を A_{α} 、治具の質量を m とすると、補正した荷重 f'_{α} は $f'_{\alpha} = f_{\alpha} - m \times A_{\alpha}$ で求められる。

3.3 加振機の遅れ補償

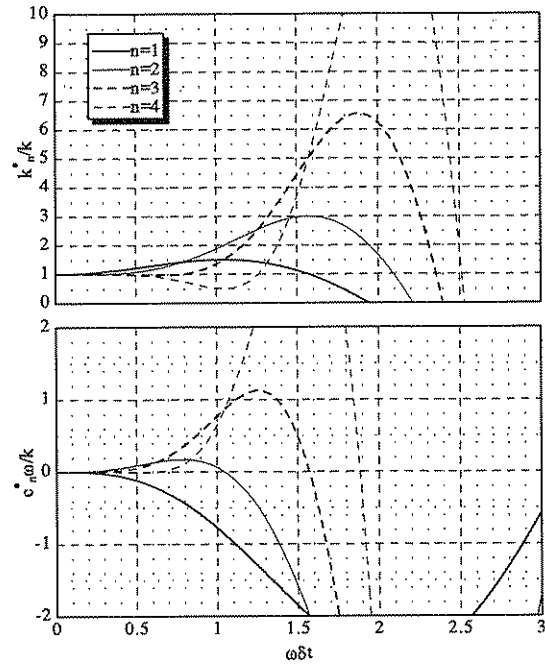


図-11 予測次数と見かけ上の剛性・減衰の関係

数値解析により運動方程式から変位ベクトルが算出され、それを加振機が再現するまでには時間の遅れがある。この遅れ時間は、数値計算に要する時間、信号生成に要する時間、サーボバルブの動的応答性などによるものである。加振機が遅れ時間をもって変位を再現することは、加振機と連結した模型部分のバネ要素（本実験では地盤-基礎系バネ K_1 ）が負の減衰をもつことと等価であり、構造物全体系の振動が発散することがあるため、次ステップの質点応答をあらかじめ予測することにより応答遅れを除去する必要がある。この処理を遅れ補償という。

本研究で採用した遅れ補償手法は、すでに得られている変位計測値を用いて次のステップの変位を多項式で外挿する方法であり、次のステップの変位 x_c は式(2)で表される。

$$x_c = \sum_{i=0}^n a_i x_{ii} \quad (2)$$

ここに、 x_{ii} は i ステップ前の質点変位、 n は予測次数、 a_i は予測次数から決まる定数である。このとき、加振機に発生する反力 F は式(3)で表される。

$$F = k^* x + c^* \dot{x} \quad (3)$$

k^* 、 c^* ：加振機と連結した実験模型の見かけのバネ定数と減衰係数

また、 k^* と c^* を無次元化して表すと、式(4)、(5)のようになる。

$$k^*/k = \sum_{i=0}^n a_i \cos(i+1)\omega\delta, \quad (4)$$

$$c^*\omega/k = -\sum_{i=0}^n a_i \sin(i+1)\omega\delta, \quad (5)$$

図-11 は、 k^*/k 、 $c^*\omega/k$ と、遅れ時間の無次元量 $\omega\delta t$ との関係を示したものである。前述のとおり、見かけ上の減衰が負となると構造物の振動が発散するため、見かけ上の減衰がゼロとなる振動数がハイブリッド振動実験における加振限界振動数である。本研究では、加振可能領域が広く、見かけ上の剛性の変動が比較的小さくなる $n=3$ を採用した³⁾。

3.4 変位予測の適用限界

図-11 より、実験可能な適用限界 $\omega\delta t$ は、1.571 となる。実験模型が加振限界となる固有振動数よりも高い振動数となる固有振動モードを有していると、 $\omega\delta t$ が大きくなるために付加減衰が負となり、その振動モードがしだいに発散することになる。同図によれば、負減衰によって制御が不安定となる臨界点 ($c^*\omega/k=0$) における見かけの剛性 (バネ定数) k^*/k は 5 である。つまり、不安定の限界においては、供試体部の剛性は見かけ上 5 倍である。そこで、最高次の見かけ上の固有振動数 ω_{max} を求めするため、供試体部の剛性を 5 倍にした固有値解析を行った。遅れ時間の補償は、本研究で使用するアクチュエータの場合には $\delta t=15\text{msec}$ 程度であるので、最高次 (2 次) の見かけ上の固有振動数 ω_{max} は、 $1.571/(1.5 \times 10^{-3})=104.7$ (rad/sec) 以下となれば実験の制御を安定して行うことが可能である。

4. まとめ

本研究では、構造物全体系を対象としたハイブリッド振動実験を行い、上部構造の応答を考慮した基礎構造の地震時挙動を明らかにするとともに、構造物全体系の耐震性能の実験的検証法を提案した。結果をまとめると以下のとおりである。

(1) 上部構造の応答を考慮した基礎構造の地震時挙動

非液状化地盤および液状化地盤の両者を対象として、橋梁構造物全体系のハイブリッド振動実験を行い、上部構造の応答を考慮した基礎構造の地震時挙動について系統的に明らかにした。本研究により得られた主な知見は以下のとおりである。

- 非液状化地盤の基礎構造の応答に関しては、橋脚のみが塑性化した場合には大きな値を示し、一方、基礎構造が塑性化した場合には小さくなった。橋脚の応答に関しては、橋脚及び基礎構造ともに弾性の場

合が最も大きく、橋脚のみが塑性化した場合には最も小さくなった。橋脚及び基礎構造ともに塑性化した場合には前二者の中間の値となった。このように、橋脚または基礎構造の応答に及ぼす相互の塑性化の影響は異なることが分かった。

- 非液状化地盤を対象とし、橋脚を補強した場合を想定して数値解析モデルを変更したハイブリッド振動実験の結果によれば、橋脚を補強する前の状態と比較して、基礎構造の応答には顕著な変化は見られなかった。これは、本研究で対象とした実験模型では、橋脚と基礎構造の卓越振動モードが異なることによるものと考えられる。
- 地盤が液状化することにより、杭頭のせん断力および曲げモーメントが小さくなり、基礎構造の応答が小さくなることが分かった。これは、地盤の液状化に伴って上部構造およびフーチングの応答加速度が減少し、基礎構造に作用する慣性力が小さくなったことによるものである。また同時に、液状化時の基礎構造の応答に対しては、上部構造の慣性力が支配的な影響を及ぼしたことによるものである。

(2) 構造物全体系の耐震性能の実験的検証法

橋梁構造物を対象としたハイブリッド振動実験を行うために必要とされる加振機の遅れ補償手法、加振機取付治具の慣性力補償手法、中央差分法による数値解析モデルの解法等の技術開発を行うとともに、加振機制御の安定条件を明らかにし、構造物全体系の耐震性能を実験的に検証する方法を提案した。

参考文献

- 小林寛、田村敬一：「地盤-基礎系模型を用いたハイブリッド振動実験」、第 1 回構造物の破壊過程解明に基づく地震防災性向上に関するシンポジウム論文集、pp.145-150、2000.3
- 小林寛、田村敬一、谷本俊輔：「地盤-基礎系模型を用いた橋梁全体系に関するハイブリッド振動実験」、土木技術資料、Vol44 No.3、pp.28-33、2002.3
- 田村敬一、東拓生、小林寛：「実時間ハイブリッド振動実験に関する基礎的研究」、土木研究所資料、第 3771 号、2000.12
- Tamura, K., Kobayashi, K., Tanimoto, S. and Okamura, M.: Hybrid Vibration Experiment on Interactive Response of Superstructure and Foundation of Highway Bridge, 13th World Conference on Earthquake Engineering (Accepted), 2004.8