

入力遮断特性に期待した地盤改良併用型の 直接基礎の振動実験

西村隆義¹・豊岡亮洋²・井澤 淳²・室野剛隆²

¹正会員 工修（公財）鉄道総合技術研究所（〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38）
²正会員 工博（公財）鉄道総合技術研究所（〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38）

1. はじめに

地盤が比較的軟弱な地点に構造物を建設する場合、基礎形式として杭基礎を用いて支持力を確保することが一般的である。しかし、こうした構造は、大規模地震を受けた場合に杭を介して上部構造物および基礎に地震力が作用するため、地震作用の大きさや特性に応じて上部構造物や基礎が大規模化する場合がある。これに対して、直接基礎構造を用いることで、地震時に浮き上がりや支持地盤の塑性化によって上部構造物に入力される地震作用が頭打ちとなる免震特性が期待できると考えられる。

林¹⁾は、兵庫県南部地震時に極めて被害の大きい箇所においても被害の無かった直接基礎構造物に着目している。直接基礎の場合、基礎が浮き上がることで構造物の応答に占めるロッキング成分が増大し、構造物自体の変形が抑制されることを示している。川島ら²⁾は直接基礎橋脚を対象として解析を実施している。その結果、地震時に基礎の端部が浮き上がる可能性があること、ロッキングが橋脚の応答に対して一種の免震効果として機能することを示している。また、羽矢ら³⁾は振動台実験、静的載荷実験、解析を通して、地盤反力分布と基礎の回転角について検討を行い、ロッキングと基礎の浮き上がりや地盤の塑性化の関係を明らかにすると共に、浮き上がりにより地盤と構造物の応答の位相がずれ、振動モードが変化していく事を明らかにしている。

このように、直接基礎構造を用いることで地震動の特性や規模に対する感度の低い構造とすることができると考えられる。しかし、杭基礎を用いるような地盤が軟弱な地点に直接基礎を用いた場合、支持力が不足したり残留沈下量が大きくなる危険性があ

る。免震効果を積極的に活用することを考えると、直接基礎の直下に地盤改良を施すことで、免震特性と鉛直支持性能の両者を満足する構造が可能であると考えられる。

そこで本研究では、直接基礎および杭基礎を有する構造模型の振動台実験を行い、両者の応答特性を把握した。さらに、直接基礎の免震特性と鉛直支持性能を満足する構造を提案し、その応答特性を把握した。

2. 直接基礎および杭基礎の振動台実験

振動台実験では、図1のように土層内に模型地盤

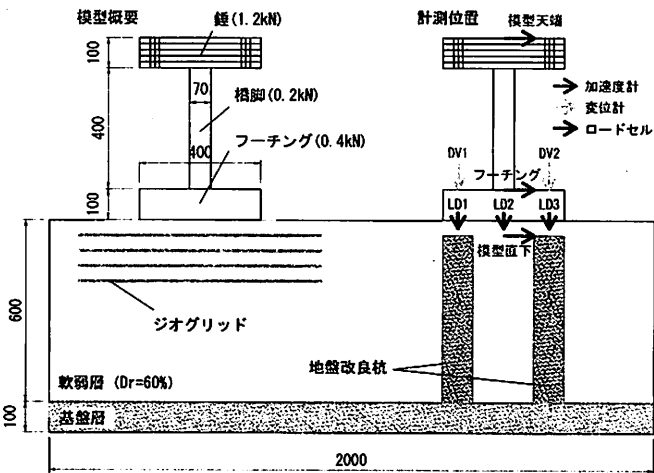
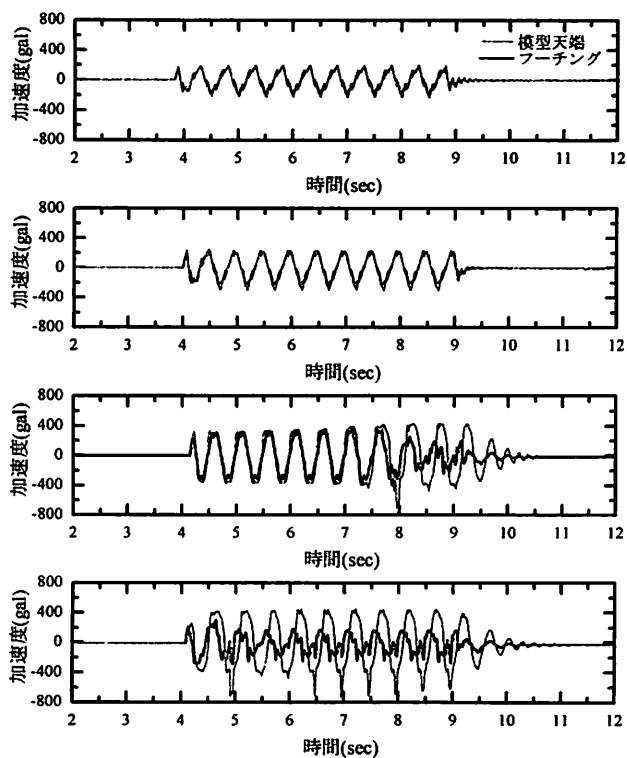


図1 模型振動台実験概要(左:Case3, 右 Case4)

表1 実験ケース

Case	Case1	Case2	Case3	Case4
基礎形式	直接基礎	杭基礎	直接基礎	直接基礎
沈下対策	なし	—	ジオグリッド	地盤改良杭
載荷STEP	入力加速度(最大値:gal)			
1	95.2	95.2	94.7	96.6
2	167.6	167.6	164.3	166.1
3	240.0	240.0	239.6	239.5
4	372.5	372.5	376.9	378.6
5	376.6	376.6	440.6	442.4



(上から STEP2, STEP3, STEP4, STEP5)
図2 Case1 時刻歴応答加速度

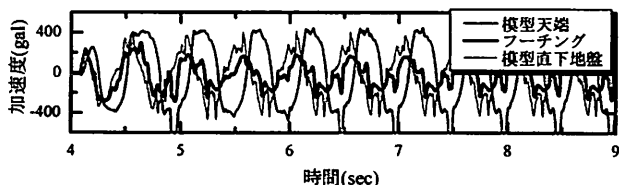
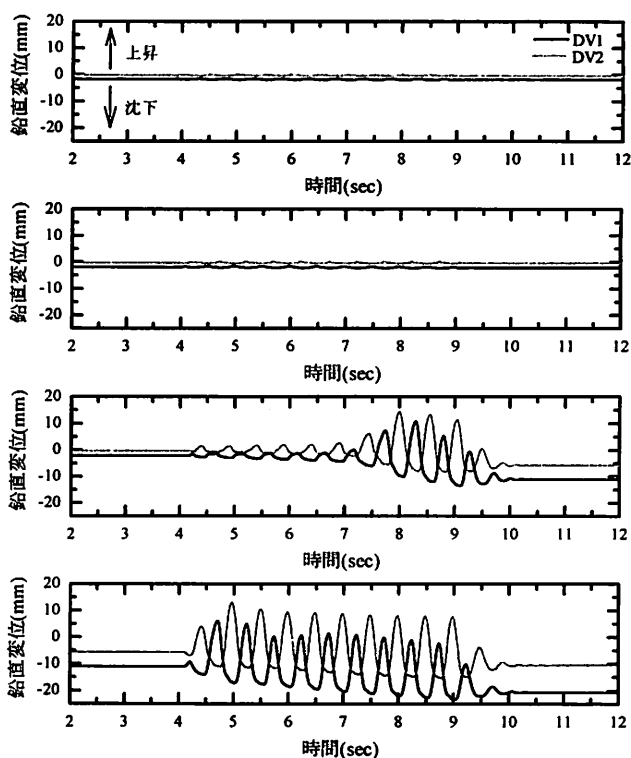


図3 Case1 時刻歴応答加速度 (STEP5)

を構築し、その上に橋脚模型を設置して加振を行った。実験ケースは、表1に示すように杭基礎構造、直接基礎構造、また直接基礎構造に対してジオグリッドおよび地盤改良杭による沈下対策を行った、計4ケースを実施した。

振動台は、鉄道総研の中型振動台および剛土層（内寸高さ1.5m×幅2m×奥行き0.6m）を使用した。模型地盤は、基盤層と軟弱層で構成される地盤とした。地盤材料は、基盤層を粒度調整碎石（M40）、軟弱層を6号硅砂とした。基盤層をD値90%程度として作成し、その上に軟弱層を空中落下法により相対密度が60%となるように作成した。

橋脚模型は、材質はアルミニウムとし、橋脚高さ500mm、フーチングは底面が400mm×400mmで高さ100mmで製作した。模型サイズは実橋梁の1/20を想定している。また、フーチング底面の鉛直応力およびせん断応力を確認するため、2方向ロードセルを載荷方向に3箇所配置した。橋脚の天端には、上



(上から STEP2, STEP3, STEP4, STEP5)
図4 Case1 時刻歴応答変位

部工の影響を考慮するため、重量約1.2kNの錘を配置した。杭基礎模型は、フーチングにアルミニウム管（ $\phi=21\text{mm}$, $t=2\text{mm}$ ）を固定し、先端が振動台底面に着底するように設置した。直接基礎構造では、橋脚模型を直接地盤上に設置した。

沈下対策として用いるジオグリッドは、ポリ塩化ビニル製のグリッドを使用し、基礎底面より50mm下から50mm間隔で4枚配置した。また、地盤改良杭は、豊浦砂にセメント、水およびベントナイトを添加した改良杭（ $\phi=100\text{mm}$ ）を作成し、基礎の四隅にあたる位置に配置した。設置高さは、基礎底面から50mm下の位置から基礎位置までとした。これらの構造に対して、2Hzの正弦波10波を最大加速度を漸増させて入力した。各載荷ステップにおける入力加速度は、表1に示す通りである。なお、Case1および2については、STEP4において過大な変位が発生したため、STEP5はSTEP4と同程度の最大加速度で入力を行った。

本検討では、橋脚模型および直下地盤の水平加速度、橋脚模型の鉛直変位量、フーチング底面に配置したロードセルより得られる鉛直方向応力に特に着目している。水平加速度からは構造物の応答加速度の頭打ち状況、鉛直変位からは橋脚模型のロッキングと残留変位、鉛直方向応力からは構造物と地盤の接地状況や地盤の進行を把握することを目的として

いる。

3. 実験結果と考察

(1) Case1 (直接基礎)

図2に、模型天端およびフーチング位置での水平加速度の時刻歴応答を示す。まず、STEP2およびSTEP3に着目すると、模型天端では、若干の応答加速度の増幅が見られるものの、フーチング位置とほぼ同様の応答を示しているのがわかる。次にSTEP4に着目すると、8秒付近で応答が大きく変化し、フーチング位置の加速度が低下して、模型天端と位相がずれているのがわかる。この応答の傾向は、STEP5ではさらに顕著になる。

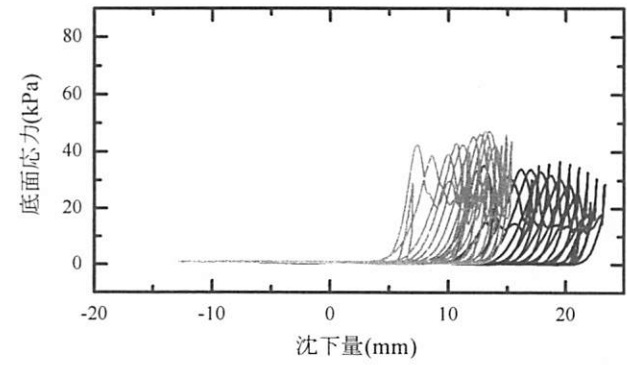
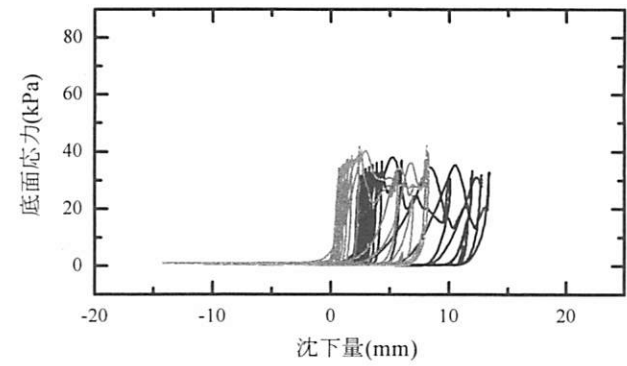
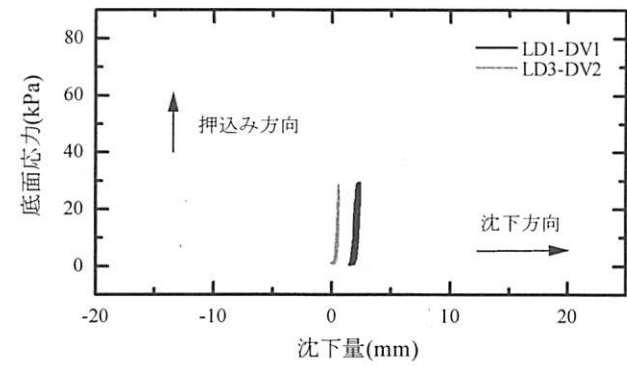
図3には、STEP5に着目し、模型天端およびフーチング位置の応答加速度と、模型に対する入力波と考えられる模型直下地盤の応答加速度を比較した。この結果、模型天端の応答加速度は入力波に対して90度以上位相がずれており、フーチング位置でも若干の位相のずれが確認できる。

図4には、模型の鉛直変位 (DV1, DV2) の時刻歴応答を示す。まず、STEP2およびSTEP3に着目すると、鉛直変位はほとんど生じていない。次にSTEP4の鉛直変位は、地震波が入力された4秒前後から、STEP2および3に比べて明らかに大きく、3mm程度変位して

いることから、基礎の浮きあがりを伴うロッキング挙動が生じていることが考えられる。

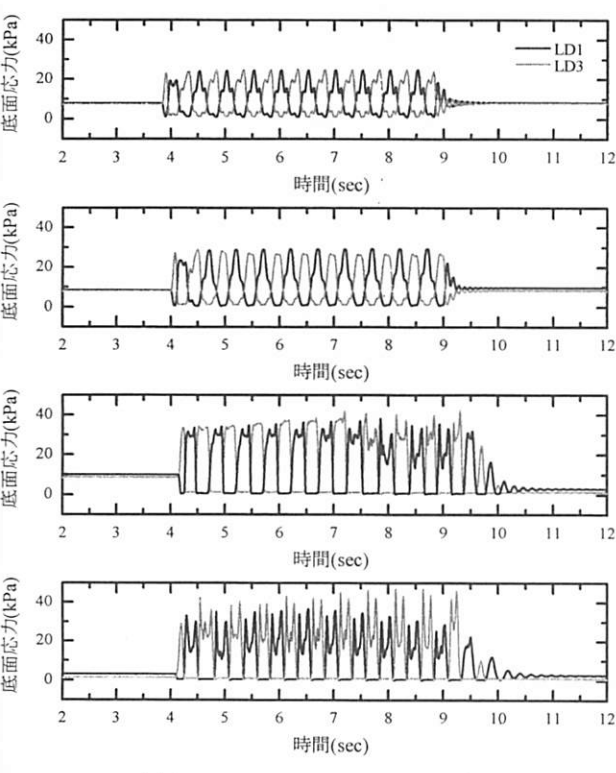
また8秒以降では、鉛直変位がさらに増大し、また模型が沈下していく傾向も確認できる。これは、STEP5でも同様の傾向である。模型が沈下傾向を示すタイミングは、フーチング位置で応答加速度が低下する時間が符合しており、この時刻で基礎直下の地盤が塑性化した (極限支持力状態に達した) のものと考えられる。

基礎の浮き上がり、および地盤の塑性化の状況を確認するために、図5にはフーチング底面に設置したロードセル3箇所のうち、中央を除いた2箇所 (LD1, LD3) の鉛直方向応力の時刻歴応答を示す。これは、押し込まれる場合を正としてプロットしており、0になるとロードセル位置が浮き上がった状



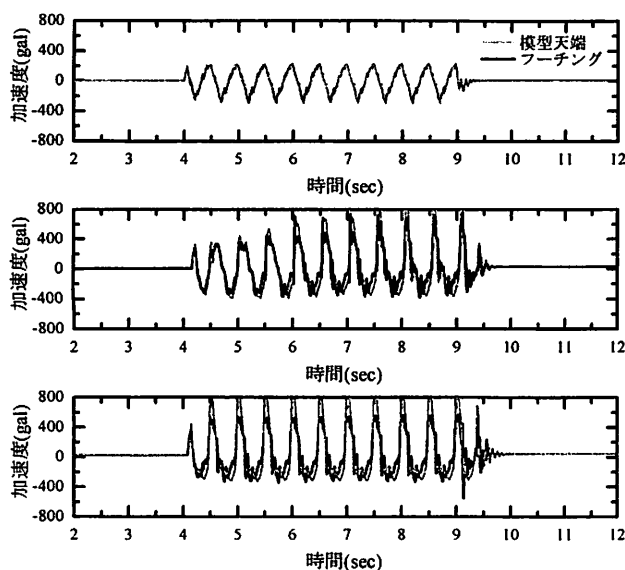
(上から STEP3, STEP4, STEP5)

図6 Case1 底面応力—沈下量関係



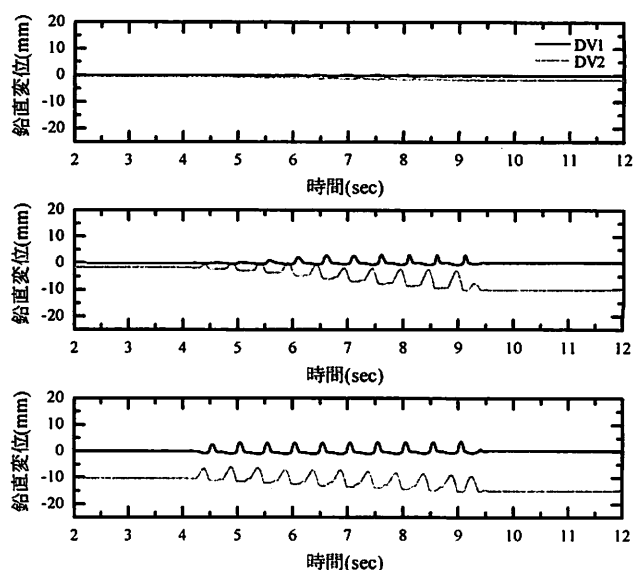
(上から STEP2, STEP3, STEP4, STEP5)

図5 Case1 フーチング底面の時刻歴応答応力 (鉛直)



(上から STEP3, STEP4, STEP5)

図7 Case2 時刻歴応答加速度



(上から STEP3, STEP4, STEP5)

図8 Case2 時刻歴応答変位 (鉛直)

態となることを示している。

STEP2およびSTEP3では、底面応力が0に近づく程度であり、基礎が地盤から浮き上がっていないことを示している。これは、鉛直変位がほとんど発生していないという結果とも符合している。しかし、STEP4では、明確に底面応力が0に達しており、基礎の浮き上がりを確認できる。また、正側の応力も30kPa付近で頭打ちとなっており、地盤が有する支持能力の上限値がこの程度であると考えることができる。さらに8秒付近からは、この上限値が低下している様子が確認できる。ここで、これらの挙動を確認するため、ロードセルの鉛直応力 (LD1, LD3) と鉛直変位 (DV1, DV2) と対応させた、底面応力-沈下量関係を図6に示す。

STEP3では、変形が小さくほぼ線形の挙動を示している。STEP4では、まず沈下量が負の領域については、底面応力が0となっており、基礎の浮き上がり挙動を確認することができる。次に沈下量が正の領域については、底面応力が30~40kPa程度まで地盤が剛性を発揮し、それ以降は地盤が塑性化して、沈下していく様子を確認することができる。また、沈下時の地盤剛性は、経験した最大沈下量に近づくと共に徐々に剛性を発揮する挙動を示すことが確認できる。STEP5についても、同様の傾向を示した。

上記の結果より、Case1における挙動では、直接基礎の設計で考慮されている①基礎が地盤に接地している状態、②基礎が浮き上がる状態、③基礎直下の地盤が塑性化した状態、の3つの状態を示すこと、地盤の支持能力を超過すると沈下量が累積的に増加し、結果として残留沈下量が增大してしまうことが

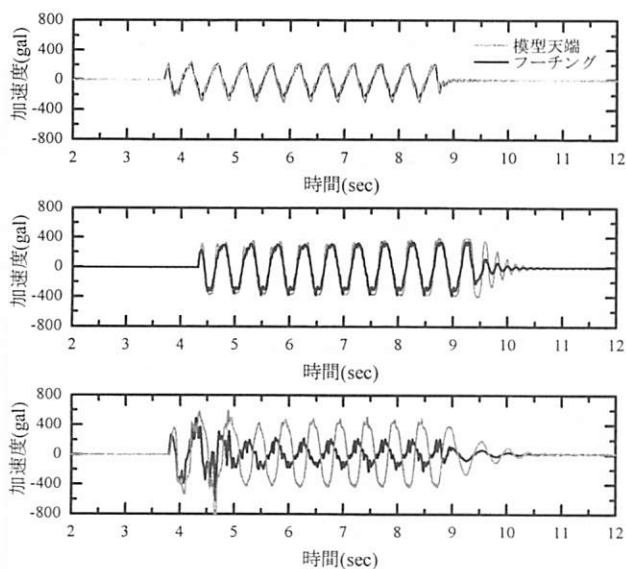
確認できた。

(2) Case2 (杭基礎)

図7に、杭基礎の模型天端およびフーチング位置での水平加速度の時刻歴応答を示す。STEP3では、模型天端とフーチング位置で同様の応答加速度を示している。次にSTEP4では、模型天端およびフーチング位置での応答加速度が徐々に増幅し、入力加速度 (最大372gal) に対して3倍程度の値となっている。また位相は、ほぼ同位相であることが分かる。これらはSTEP5でも同様の傾向であり、模型天端の応答加速度がフーチング位置での応答加速度に比べて大きく、また同位相で挙動しているのが分かる。これらの応答は、杭により橋脚と地盤間に相互作用が生じ、加速度が杭を介して橋脚に伝達されたことによると考えられる。

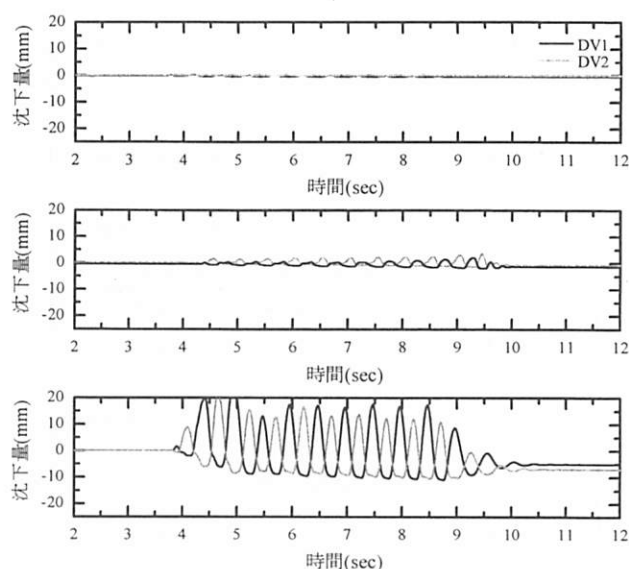
図8に、模型の鉛直変位の時刻歴応答を示す。STEP3では、変位はほとんど発生していない。STEP4およびSTEP5では、振幅が5~10mm程度発生していることから、ロッキング振動を生じていると考えられる。このような変位が発生したのは、杭先端の固定度が十分ではなく、杭に浮き上がりを生じたと考えられる。ただし、杭により模型の回転挙動が抑制されたため、Case1のような変位の増幅には至らなかった。

また、Case2では、片側の鉛直変位計 (DV2) のみに残留沈下が生じていた。これは、実験後に杭を確認すると損傷していたことから、その影響で傾き沈下したと考えられる。しかし、他方の鉛直変位計 (DV1) では沈下は生じておらず、鉛直変位計に発



(上から STEP3, STEP4, STEP5)

図9 Case3 時刻歴応答加速度



(上から STEP3, STEP4, STEP5)

図10 Case3 時刻歴応答変位 (鉛直)

生する平均的な沈下量をCase1と比較すると、Case2の方が小さい結果となった。

(3) Case3 (直接基礎、ジオグリッド敷設)

図9に、模型天端およびフーチング位置での水平加速度の時刻歴応答を、図10には模型の鉛直変位の時刻歴応答をそれぞれ示す。STEP3では、応答加速度、変位共にCase1と同様の挙動をしているのがわ

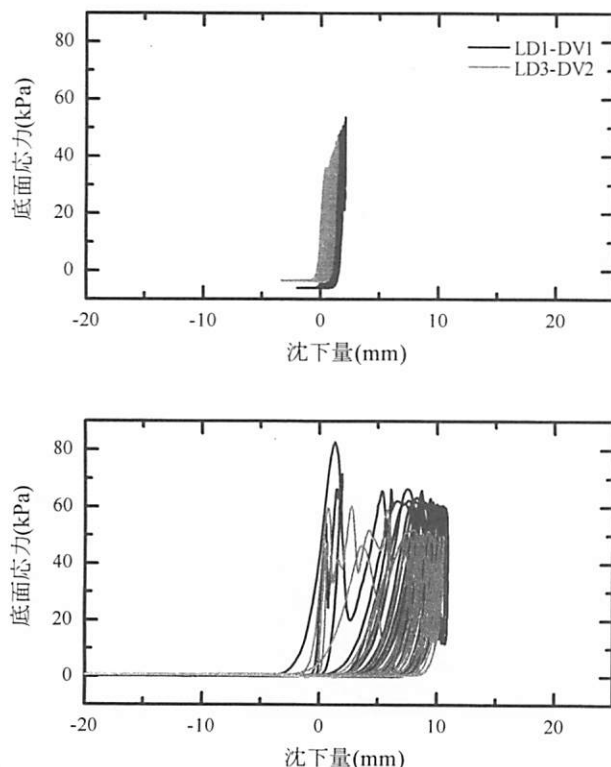
かる。STEP4に着目すると、Case1の8秒付近のような応答加速度の変化がみられないことがわかる。鉛直変位に着目すると、3mm程度の浮き上がりは確認できるものの、沈下はほとんど発生していなかった。次にSTEP5に着目すると、地震波入力後すぐに応答加速度に変化が生じ、フーチングの応答加速度が低下し、模型天端とフーチングの応答加速度の位相がずれるのがわかる。鉛直変位を確認すると、大きくロッキングし残留沈下を生じていることがわかる。

図11に、底面応力と沈下量の関係を示す。STEP4では、基礎の浮き上がりのみ生じており、沈下量はほとんど見られない。次にSTEP5では、底面応力が60kPa程度を上限として、残留変位が累積していくのが確認できる。

上記の結果より、Case3ではSTEP4(370gal入力時)においては基礎の浮き上がりのみが発生し、Case1のように地盤の塑性化を生じず、STEP5(440gal入力時)において地盤の塑性化が発生したと考えられる。このことから、ジオグリッドを敷設したことにより地盤の支持能力が向上したことが確認できた。

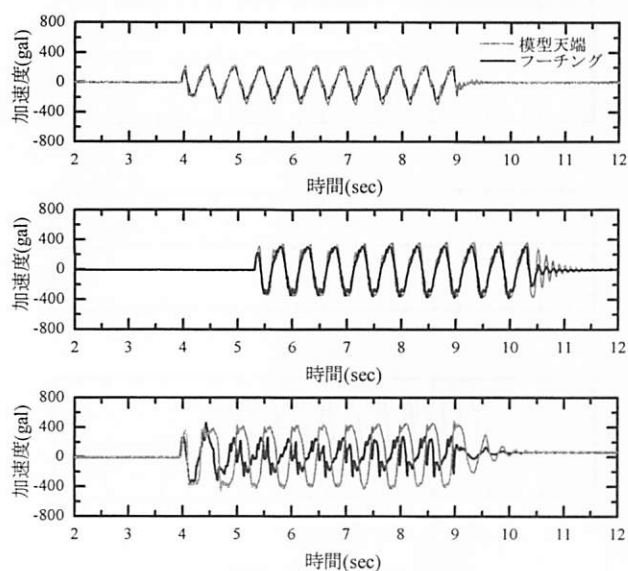
(4) Case4 (直接基礎、地盤改良杭設置)

図12に、模型天端およびフーチング位置での水平加速度の時刻歴応答を、図13には模型の鉛直変位の時刻歴応答をそれぞれ示す。STEP3では、応答加速度、変位共にCase1, 3と同様の挙動をしているのがわかる。STEP4では、Case3と同様に3mm程度の浮き上がりが発生し、残留変位はほとんど確認できなかった。次にSTEP5に着目すると、地震波入力後すぐに応答加速度に変化が生じ、フーチングの加速度が低下し位相がずれた。鉛直変位についても、入力後

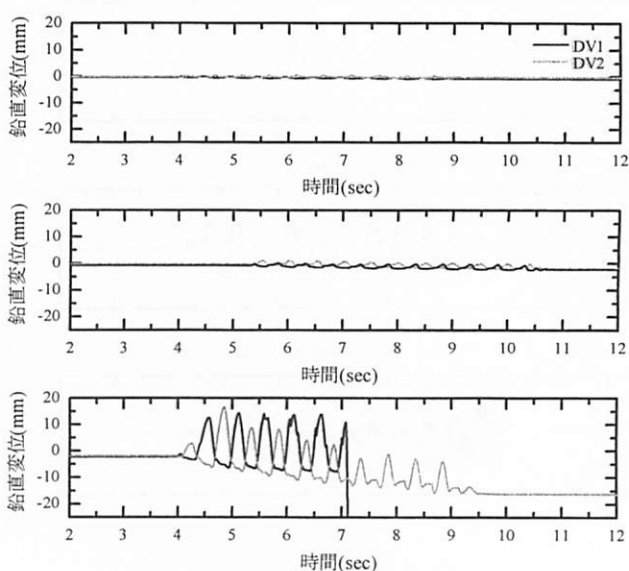


(上から STEP4, STEP5)

図11 Case3 底面応力-沈下量関係



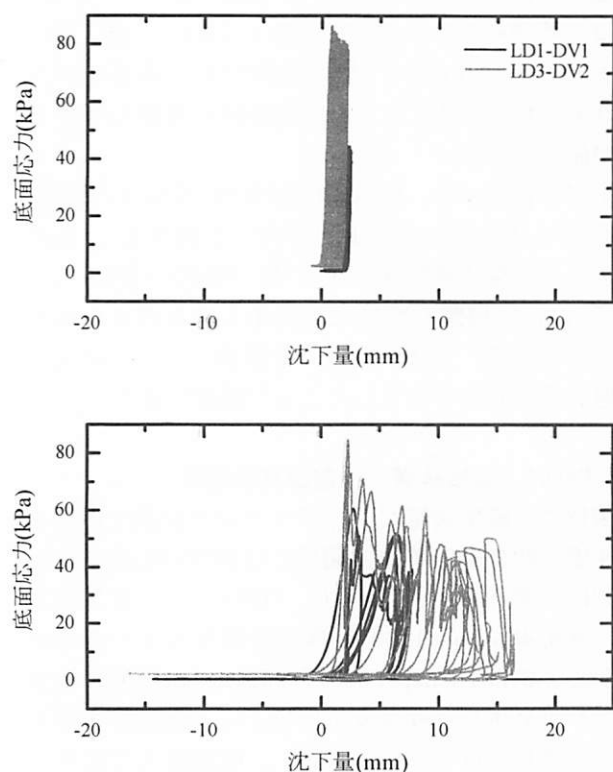
(上から STEP3, STEP4, STEP5)
図12 Case4 時刻歴応答加速度



(上から STEP3, STEP4, STEP5)
図13 Case4 時刻歴応答変位

すぐに大きく沈下し、その後累積的に沈下量が増大した。最終的な沈下量はCase3よりも大きい。実験終了後に改良杭を確認したところ折損していたことから、改良杭が鉛直支持能力を失い、沈下量が増大したものと考えられる。なお、DV1については、7秒付近でブーチングから逸脱してしまい、それ以降のデータは取得できなかった。

図14に、底面応力と沈下量の関係を示す。この結



(上から STEP4, STEP5)
図14 Case4 底面応力—沈下量関係

果より、STEP4では基礎の浮き上がりのみ生じているのがわかる。また、底面応力はロードセル間に偏りがあるものの、最大で80kPa程度発生している。ここで、Case3と加速度応答が同程度であるのに発生応力が大きくなったのは、改良杭が周囲の地盤より相対的に剛性が高く集中的に荷重を負担するためと考えられる。これを確認するため、図15に、300gal入力時の底面応力と鉛直変位の関係において、変位の小さい領域に着目し、Case3とCase4を比較したものを示す。この図からも、地盤の剛性はCase4の方がCase3と比べて高いことがわかる。

次に図14のSTEP5に着目すると、変位の小さい領域では、底面応力が60～80kPa程度となるものの、それ以降では40 kPa程度を上限として残留変位が累積していくのが確認できる。これは、鉛直支持能力が最大値に達したあと、改良杭が折損して鉛直支持能力を失ったため、Case1と同程度の応力しか地盤が支持できなくなったと考えられる。

上記の結果より、Case4ではCase3と同様に

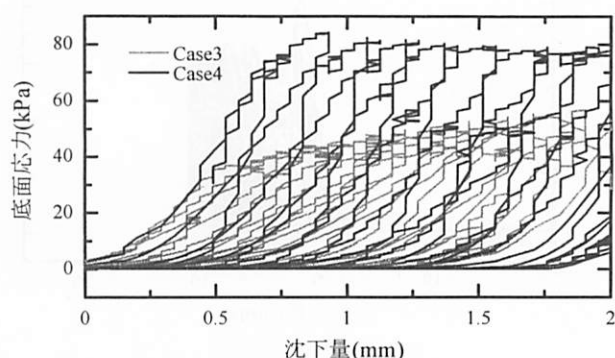


図15 底面応力—沈下量関係の比較

STEP4(370gal入力時)においては基礎の浮き上がりのみが発生し、Case1のように地盤の塑性化を生じず、STEP5(440gal入力時)において地盤の塑性化が発生したと考えられる。このことから、ジオグリッドを敷設したことにより地盤の支持能力が向上したことが確認できた。また、STEP5において残留沈下量がCase3に比べて急激に増大したのは、改良杭が折損した影響で鉛直支持能力が低下したためと考えられる。

4. 実験結果の比較

上記の結果より、直接基礎と杭基礎の応答特性を比較する。図16は、各ケースにおけるSTEP4(370gal入力時)の時刻歴応答加速度を併記したものである。

この結果より、7秒付近までは全てのケースが同位相で挙動しているものの、杭基礎のみ加速度応答値が大きくなり、直接基礎は加速度が頭打ちとなっているのがわかる。これは先に考察したように、杭基礎では、杭を介して地震動が橋脚に入力され構造物が振動するのに対して、直接基礎では基礎の浮き上がりにより構造物が長周期化して橋脚模型に入力される地震作用が低減されており、免震特性が発揮されたと考えられる。

また、Case1と地盤改良を施したCase3およびCase4を比較すると各ケース間に大きな差異はみられず、地盤改良が直接基礎の免震特性を阻害していないことが確認できる。

次に、直接基礎の3ケース(Case1, 3, 4)に着目し、8秒以降の挙動を比較すると、地盤の塑性化を生じたCase1のみ位相にずれが生じているのが分かる。これは、地盤の塑性化により模型がより長周期化した影響と考えられる。

図17に、地盤改良が鉛直支持性能に与える影響について検討するため、直接基礎の3ケースにおける沈下量と入力加速度の関係を示す。なお、ここでの沈下量は2つの鉛直変位の平均値で評価した。

同じ入力加速度レベルであるSTEP4(370gal入力時)に着目して比較すると、地盤改良を実施していないCase1は、地盤の塑性化により10mm程度の沈下量が発生しているが、地盤改良を実施したCase2, 3については地盤が塑性化せず、直接基礎の沈下量を大幅に抑制することが可能であることが分かる。

以上の結果から、直接基礎構造に地盤改良を施して沈下対策を行うことで、鉛直支持性能を満足しつつ、直接基礎の特徴である入力遮断特性を期待できることが明らかとなった。

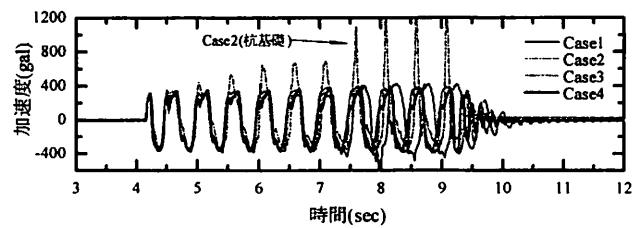


図16 底面応力—鉛直変位関係の比較

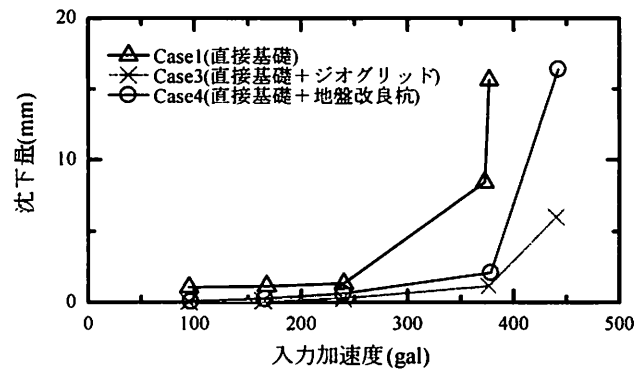


図17 沈下量—入力加速度関係

5. おわりに

杭基礎および直接基礎を有する構造模型の振動台実験を行った。以下に、結果より得られた知見についてまとめる。

- (1) 杭基礎では、杭を介して地震動が橋脚に入力され構造物が振動するのに対して、直接基礎では、基礎の浮き上がりに伴うロッキングにより振動特性が長周期化されることから、杭基礎に比べて免震特性を有する。
- (2) 直接基礎では、地盤の鉛直支持能力を超過すると沈下量が累積的に増加し、過度の残留沈下を残す可能性がある。
- (3) 直接基礎の地盤直下に地盤改良を施すことで免震特性と鉛直支持性能の両者を満足する構造が可能であることを確認した。

今後は、さらに免震特性と沈下抑制のメカニズムを検討すると共に、実施可能な工法について検討予定である。

参考文献

- 1) 林 康裕：直接基礎構造物の基礎浮上りによる地震被害低減効果，日本建築学会構造系論文集，第485号，pp.

53-62, 1965.7

- 2) 川島 一彦, 細入 圭介: 直接基礎のロッキング振動が橋脚の非線形地震応答に及ぼす影響, 土木学会論文集, No.703/I-59, pp. 97-111, 2002.4

- 3) 羽矢 洋, 西村 昭彦: 大地震力を考慮した直接基礎の設計法の提案, 土木学会論文集, No.595/VI-39, pp. 127-140, 1998.6