

基礎剛性の違いに注目した地盤—構造物系の液状化時の検討

佐藤正義
(技術研究所)
福武毅芳
(大崎研究室)

§ 1. まえがき

近年、東京周辺ではウォーターフロントを始めとして、様々の都市整備のための開発が次々と進められている。ウォーターフロントの地盤は砂地盤で構成されていることが多く、過去の事例からも大地震時には液状化現象が発生し易い。構造物の耐震安全性を評価する上で、地盤の液状化を伴う大地震時の構造物およびその周辺地盤の挙動を、模型実験および数値解析面から明らかにすることは重要と考えられる。

本研究は、砂地盤上に比較的長周期の構造物を建設する場合を想定し、基礎剛性の違いにより、強震時の地盤液状化によって構造物の動的挙動がどのように変化するかを把握するとともに、液状化時の地盤や構造物の動特性に関する実証データの蓄積を図ることを狙いとしている。

ここでは、特に構造物の周辺地盤が液状化した場合、構造物の安全性を確保するために構造物基礎に要求される事項は何かを基礎剛性の違いという点から検討した。そのため、せん断土槽中に模型砂地盤を作製して、3種類の剛性の異なる基礎で支持された構造物の液状化実験を行なった。振動台の液状化実験を行なった試験体の外観を写真—1に示す。次に、解析手法および解析パラメータの妥当性や適用性を明らかにするため、二次元有効応力解析により実験結果の数値シミュレーションを試みた。

§ 2. 模型実験の概要と実験ケース

2.1 せん断土槽

本実験に使用したせん断土槽の内寸法は、長さ 2.0m (加振方向)、幅 1.5m、高さ 1.0m である。せん断土槽は一辺が 50mm の正方形で厚さ 3mm のアルミニウムの角パイプを 18 段積み重ねたもので、せん断土槽の慣性力を小さ

くし、模型地盤のせん断振動に悪影響を及ぼさないようにしている。角パイプの間にはボールベアリングを取付け、角パイプ間の摩擦抵抗ができるだけ小さくなるようにし、砂の流失防止および防水性確保のため、せん断土槽内部に厚さ 1mm のゴムメンブレンを取り付けている。また、せん断土槽下部には模型地盤を飽和させることを目的として、CO₂および水を注入するための注入口を土槽底版に設けている。

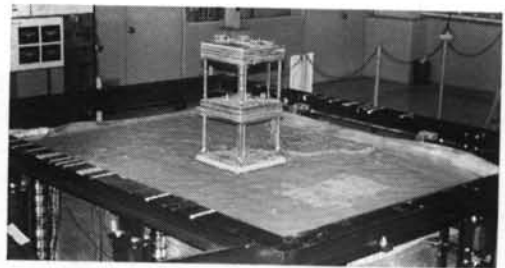
2.2 実験ケースと基礎模型、構造物模型

実験に用いた基礎剛性の異なる 3 種類の基礎模型、および構造物模型の諸条件を表—1 に示す。

Case-1¹⁾²⁾ は剛性の大きな基礎で、連続地中壁を想定した剛体基礎である。剛体基礎模型は、地表面上に 2cm 突出させて設置し、構造物模型と剛体基礎模型は剛結合した。

Case-2 は比較的剛性の小さい基礎で、深層混合処理工法のようなセメント改良体を想定したものである。セメント改良体の基礎というよりは、セメント固化による改良地盤の上に直接基礎で構造物を建てたと考えるべきである。根入れ部の基礎模型は地表面下 4cm のレベルに設置し、その上に基礎梁を地表面上に 4cm 突出させて設置した。構造物模型は基礎梁模型に剛結合した。なお、Case-1 と Case-2 の基礎模型の剛性比 (EI の比) は約 1500 倍である。

Case-3 は、基礎構造を持たない未改良の砂地盤の上に



写真—1 試験体外観 (Case-1: 剛体基礎)

| ケース | 基礎模型 | | | | 構造物模型 (重量単位: kgf) |
|--------|----------------------|--------------|--|----------------------------|--|
| | 基礎形式 | 埋込み基礎 の材料 | 埋込み基礎の形状 [剛性比] | 基礎重量 (重量単位: kgf) | |
| Case-1 | 筒状埋込み基礎 (剛体基礎) | アルミ ニウム | 一辺30cm, 肉厚1cm, 高さ82cm[約 1.5×10^3] | 埋込み基礎: 33.0 | 2質点系, 4本柱(板ばね) 上部質点重量: 50.78 下部質点重量: 48.58 質点間減衰定数: 約5% |
| Case-2 | 筒状埋込み基礎 (柔基礎+基礎梁) | 硬質ゴム | 一辺30cm, 肉厚3cm, 高さ76cm [1] | 埋込み基礎: 33.35 基礎梁: 17.35 | |
| Case-3 | 直接基礎 (基礎梁のみ) | — | — | 基礎梁: 17.35 | |

表-1 基礎模型および構造物模型の諸元一覧

構造物を作る直接基礎である。直接基礎模型は Case-2 で用いた基礎梁模型であり、地表面上 4cm 突出させて砂地盤に直接設置した。

構造物模型は、Case-1 から Case-3 まで同じ模型を使用した。模型は、2 質点系で各質点の間を 4 本の柱(板ばね)で支持する構造で、各質点間に減衰機構を取り付けている。

2.3 計器配置

Case-1 の計器配置を図-1 に示す。測定計器は、基礎振動の影響をなるべく受けない一般地盤として、土槽のコーナー部に加速度計 (A-G1~A-G7)、間隙水圧計 (P-G1~P-G5) を設置した。ただし、A-G7 はせん断土槽の底版に設置したもので、基盤に相当する。構造物上および基礎上には加速度計 (A-S1, A-S2) を設置し、基礎中の地盤にも加速度計 (A-F1, A-F2)、間隙水圧計 (P-F1, P-F2) を設置した。また、基礎の近傍地盤に加速度計 (A-B1, A-B2)、間隙水圧計 (P-B1, P-B2) を設置した。なお、Case-2 および Case-3 の計器配置は一般地盤については Case-1 と同じであるので、図-2, 図-3 に基礎周辺のみ計器配置を示した。

2.4 模型地盤

実験に用いた模型地盤材料は、Case-1, Case-2, Case-3 とも豊浦標準砂で、目標とした相対密度は 50% である。模型地盤高さは、3 ケースともほぼ 95cm とした。地下水位も、3 ケースとも GL-3cm である。

模型地盤の作製方法は 3 ケースとも同一であり、最初に 2~3cm の厚さで小砂利を敷き均す。これは、地盤を飽和させるときに二酸化炭素 CO_2 や水が土槽全体にいきわたるようになるためである。次に、模型地盤が均一で相対密度 $D_r=50%$ となるように、砂まき装置を使用して空中落下法で模型地盤を作製した。砂まき装置は、落下高さをコントロールできるように、土槽上にセットした砂箱からフレキシブルなホースで砂を落下させる方

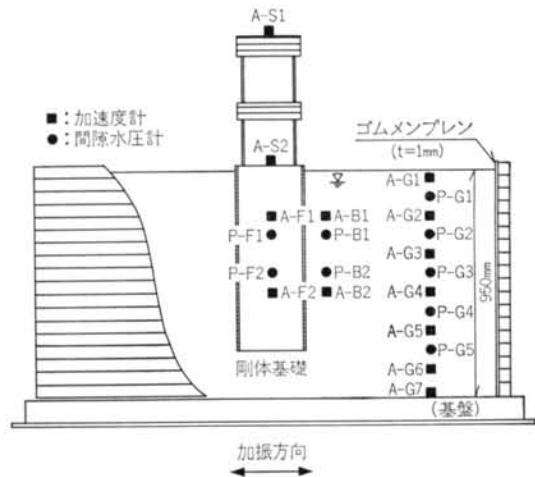


図-1 計器配置 (Case-1: 剛体基礎)

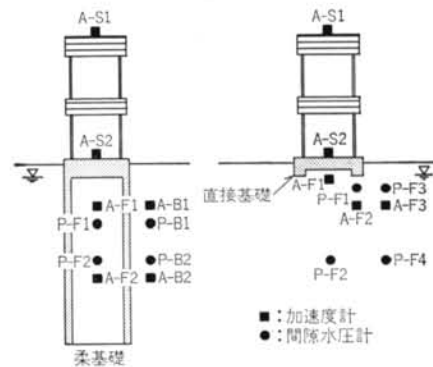


図-2

計器配置 (Case-2: 柔基礎)

図-3

計器配置 (Case-3: 直接基礎)

| | | 乾燥密度 γ_d (g/cm ³) | 湿潤密度 γ_t (g/cm ³) | 相対密度 D_r (%) |
|--------|------|---|---|-------------------|
| Case-1 | 剛体基礎 | 1.48 | 1.92 | 52 |
| Case-2 | 柔基礎 | 1.47 | 1.91 | 49 |
| Case-3 | 直接基礎 | 1.47 | 1.91 | 45 |

表-2 模型地盤の物性

式である。

乾燥砂の地盤作製が終了したら、水を注入して模型地盤を飽和させる。模型地盤の飽和は、まず乾燥砂中の空気を二酸化炭素 CO_2 に置き換えるため、土槽下部の給排水口から約24時間かけて二酸化炭素 CO_2 を注入し、その後約10時間かけて水を注入し、二酸化炭素 CO_2 と水を置換することにより飽和させた。

模型地盤作成時の乾燥密度・湿潤密度・相対密度を表1に示す。模型地盤作成時における乾燥単位体積重量・相対密度・飽和後の単位体積重量の結果より、Case-1～Case-3の実験ケースではほぼ同じ模型地盤を作成できたと考える。

| | | 構造物 $f_s(\text{Hz})$ | 地盤 $f_g(\text{Hz})$ |
|--------|------|-------------------------|------------------------|
| Case-1 | 剛体基礎 | 15 | 24 |
| Case-2 | 柔基礎 | 12 | 21 |
| Case-3 | 直接基礎 | 12 | 22 |

表-3 常時微動測定結果による固有振動数

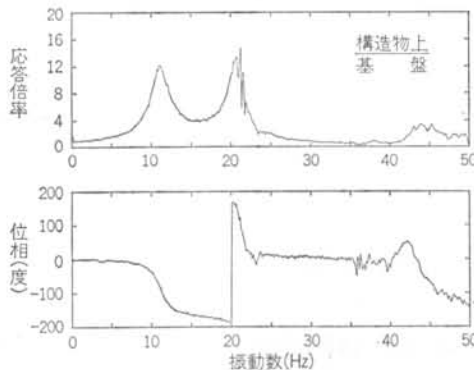


図-4 常時微動測定による構造物の周波数伝達関数と位相 (Case-2: 柔基礎)

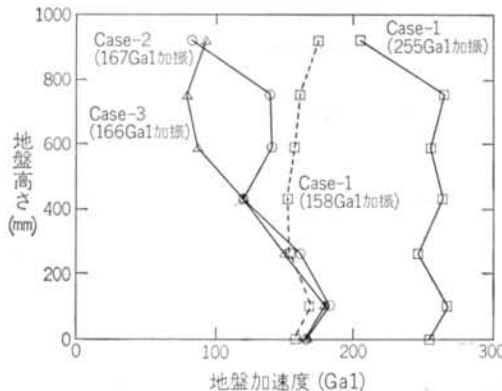


図-5 一般地盤の最大加速度の深度分布

2.5 地震波加振ケース

加振方法は3ケースとも同様で、水平1方向の地震波加振である。基礎の入力地震動は、日本海中部地震の秋田港 NS 成分であり、継続時間70秒の実地震記録を相似則³⁾により時間軸を1/4に縮尺した。

加振レベルは、それぞれの実験ケースで液状化に至る加速度として160Gal程度とし、実際にはCase-1では158Galであり、Case-2では167Galであり、Case-3では166Galであった。ただし、Case-1の剛体基礎の場合は基礎剛性のため、地盤の液状化強度が見かけ上大きくなり、完全液状化に至らなかったため255Galの加振も行なった。

§ 3. 実験結果と考察

3.1 常時微動測定結果

各々のケースの液状化加振実験に先立って、弾性時の地盤の1次固有振動数と構造物・基礎・地盤系の固有振動数を把握するため常時微動測定を行なった。測定結果の一例として、Case-2の基礎に対する構造物の周波数伝達関数および位相を図-4に示す。図において約12Hzにピークがみられるが、これは構造物・基礎・地盤系の固有振動数 f_s であり、約21Hzのピークが地盤の1次固有振動数 f_g である。Case-1～Case-3の測定結果により得られた、構造物および地盤の固有振動数の一覧を表-3に示す。 f_s および f_g は、Case-2とCase-3ではほぼ同じであるが、Case-1ではCase-2およびCase-3よりも大きい。これは、剛体基礎の剛性が大きいため模型地盤が全体的に固くなった効果と考えられる。

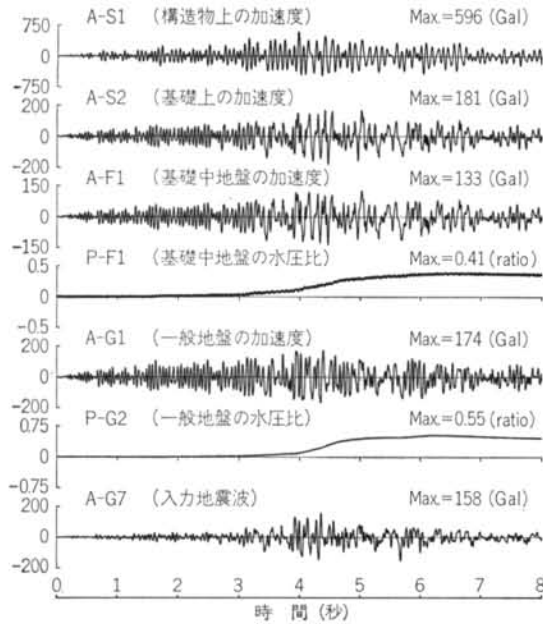
3.2 一般地盤の最大加速度の深度分布

Case-1～Case-3の各実験ケースにおける、一般地盤の最大加速度の深度分布を図-5に示す。Case-1～Case-3の約160Galの加振では下部地盤の挙動はほぼ同じであるが、上部地盤はCase-1で入力加速度よりもやや大きくなっているのに対し、Case-2とCase-3では入力加速度よりも小さくなっている。これは、Case-1は地盤が液状化しなかったのに対し、Case-2とCase-3では上部の地盤で液状化したためである。Case-1の255Gal加振の結果も、上部の地盤が液状化したためCase-2とCase-3は相似の分布形状となっている。液状化した加振の最大加速度分布は地盤の上部でかなり異なっているが、これは地盤が液状化するまでの時間や地盤応答が各ケースで微妙に異なっており、それらが最大

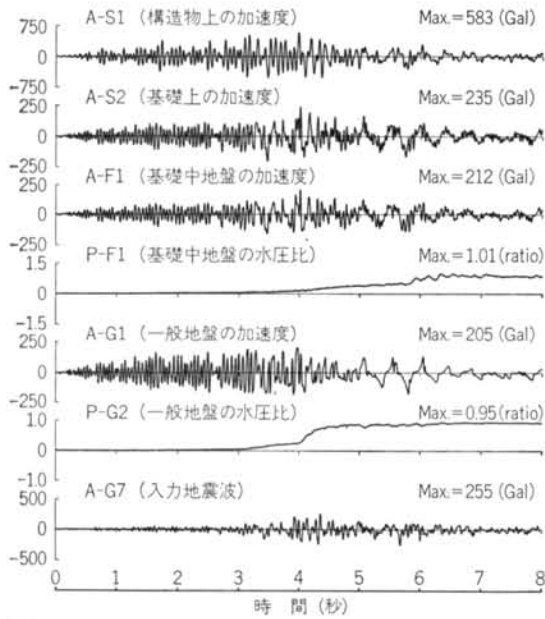
加速度に及ぼす影響が大きいととえられる。

3.3 振動台加振結果の時刻歴

Case-1 の剛体基礎における地盤が液状化には至らなかった 158Gal 加振と、地盤が液状化した 255Gal 加振

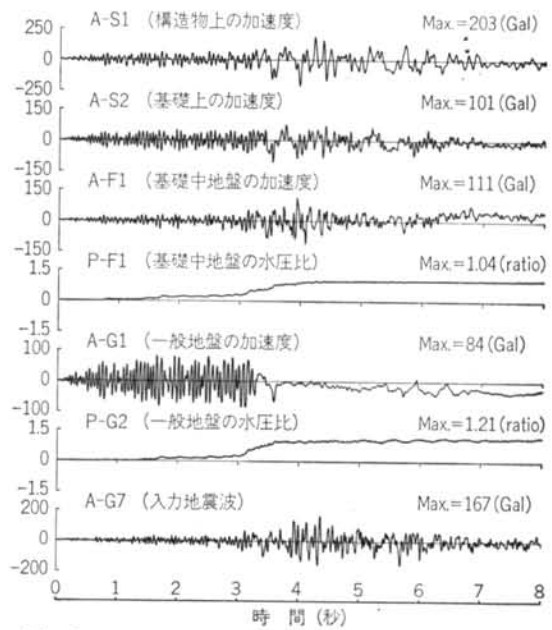


図—6 加速度および過剰間隙水圧の時刻歴 (Case-1: 剛体基礎, 158 Gal 加振)

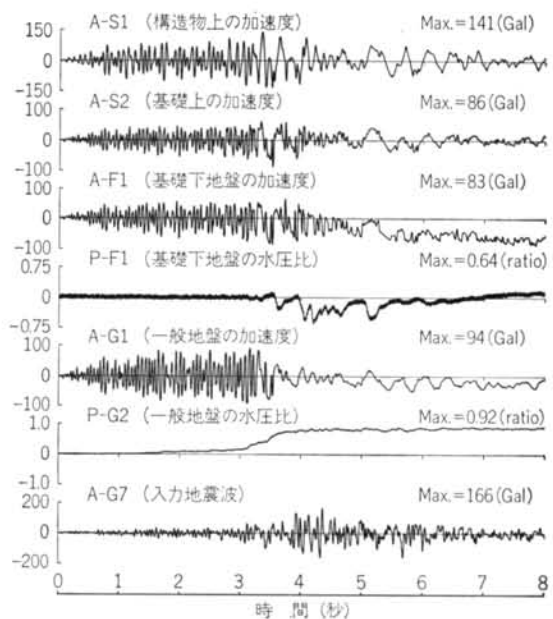


図—7 加速度および過剰間隙水圧の時刻歴 (Case-1: 剛体基礎, 255 Gal 加振)

の時刻歴を図—6, 図—7 に示す。図の上から、構造物上と基礎上の加速度応答, 基礎中地盤の加速度応答・過剰間隙水圧, 一般地盤の加速度応答・過剰間隙水圧, 入力地震波である。同様に, Case-2 の柔基礎と Case-3 の直接基礎における地盤が液状化した加振の時刻歴を図



図—8 加速度および過剰間隙水圧の時刻歴 (Case-2: 柔基礎, 167 Gal 加振)



図—9 加速度および過剰間隙水圧の時刻歴 (Case-3: 直接基礎, 166 Gal 加振)

—8, 図—9に示す。

図—6では, 一般地盤および基礎中地盤の過剰間隙水圧比の最大値が0.5程度しか上昇しておらず, 構造物上, 基礎上, 一般地盤の加速度時刻歴は過剰間隙水圧が上昇した4秒以後でもあまり長周期化の傾向をみせていない。図—8および図—9のケースが同程度160Gal加振で液状化したこととの違いは, 基礎剛性の拘束効果のためであると考えられる。

図—7～図—9の地盤が液状化した加振の時刻歴によると, 基礎入力に対する基礎の最大加速度の応答倍率(A-S2/A-G7)は, Case-1=約0.9倍, Case-2=約0.6倍, Case-3=約0.5倍と基礎剛性が小さくなるのに対応して小さくなっている。これは, 地盤振動が基礎に伝達される場合に基礎周辺地盤が液状化することにより, 基礎剛性が小さいほうが一種の免振効果が発揮され易くなるためであろう。

Case-1の剛体基礎とCase-2の柔基礎における過剰間隙水圧比に着目すると, Case-2は基礎内と一般地盤はともに約3秒後から上昇し始めており, 両者に顕著な差はみられず, 柔基礎で囲まれた地盤は液状化を軽減する効果は殆どみられないことが分かる。これに対して, Case-1では基礎内地盤の過剰間隙水圧比は一般地盤より約2秒ほど遅れて上昇している。これは, 基礎剛性の拘束効果のためであり, 剛性の大きな基礎はある程度地盤の液状化を軽減する効果があることが分かる。しかし, 剛な壁で囲まれた地盤が液状化するかどうかは, 壁の拘束効果・地盤の液状化強度や応答特性・地震動の大きさに依存しているので, 今回の実験のように大きな地震動が発生すれば液状化することがあると考えられる。

地表加速度(A-G1)と地中の過剰間隙水圧(P-G2)より一般地盤に注目すると, 3ケースとも過剰間隙水圧上昇に伴って地盤加速度が長周期化し, 応答が小さくなっている。Case-2とCase-3は約3秒後に液状化しているが, Case-1は約4秒後に液状化している。これも基礎剛性の影響であろう。

なお, Case-3の直接基礎の構造物は, 地盤液状化に伴う支持力低下により約15秒後に転倒してしましたが, Case-1とCase-2の構造物はそれぞれ約1.5mmと約1.0mm沈下したのみで, 外観上特に大きな変化はみられなかった。これは, Case-1とCase-2とも基礎周辺の側方地盤は液状化したにもかかわらず, 基礎の支持地盤(GL-80cm以深の筒状基礎の下部の地盤)は液状化せず基礎の支持力は保持されていたためであろう。

§ 4. シミュレーション解析

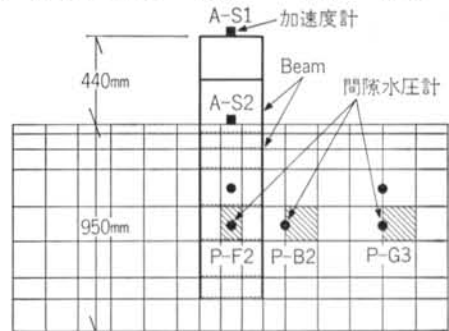
4.1 解析方法

ここでは, Case-1の剛体基礎における158Gal加振と, Case-2の柔基礎における167Gal加振の実験結果を対象として, 二次元有効応力解析法による数値シミュレーションを行ない, 構造物および基礎の加速度応答や基礎周辺地盤の過剰間隙水圧について検討した。

用いた解析コードはALISS⁴⁾である。土の構成式は二次元に拡張した修正Ramberg-Osgoodモデル(応力・ひずみ関係)と, おわんモデル⁵⁾(せん断ひずみ・ダイレイタンスー関係)を併用した。飽和地盤における過剰間隙水圧は, 土の体積ひずみ増分がゼロという非排水条件を課して求めた。詳細は文献4)を参照されたい。

4.2 解析モデルと解析定数

解析に用いたFEM解析モデルを図—10に示す。基礎および構造物は線形梁要素でモデル化し, 構造物重量は付加質量とした。筒状に囲われた基礎を二次元でモデル化するため, 基礎の曲げ剛性は基礎に用いた材質よりも大きな剛性の梁要素でモデル化し, 基礎の水平位置の梁要素の各節点も梁要素で結合した(図中の破線)。今回



図—10 FEM解析モデル

| 固 | 応力～ひずみ | ポアソン比 | 初期せん断剛性 | 最大減衰定数 | 規準ひずみ | | |
|--|--|----------------|-----------------------------|------------|-----------------|---------------|-------|
| | (R-Oモデル) | ν | $G_0(\text{tf}/\text{m}^2)$ | h_{\max} | $\gamma_{0.5t}$ | | |
| | | 0.3 | 2000 | 0.24 | 0.000158 | | |
| ($G_0, \gamma_{0.5t}$ は $\sigma'_{mi}=1\text{tf}/\text{m}^2$ のときの値) | | | | | | | |
| 相 | ダイレイタンスー | 膨張成分を規定するパラメータ | 圧縮成分を規定するパラメータ | 膨潤指数と初期間隙比 | 液状化強度の下限值 | | |
| | (おわんモデル) | A | B | C | D | $C_u/(1+e_0)$ | X_t |
| | | -2.0 | 1.6 | 1.5 | 20.0 | 0.006 | 0.12 |
| 液相 | 体積弾性係数/間隙率 $K_w/n_e=10000.0(\text{tf}/\text{m}^2)$ | | | | | | |

表—4 地盤定数一覧

の実験では基礎の根入れが深く、地盤の初期応力分布が求めにくい。ここでは簡単のため、初期応力は地盤の自重のみを考慮した等方応力状態と仮定した。

解析に用いた地盤定数の一覧を表-4に示す。土の初期せん断剛性は、常時微動測定結果による Case-2 の模型地盤の固有振動数 (21Hz) に一致するように設定し、他の土質パラメータは既往の要素試験結果⁶⁾ から設定した。想定した飽和砂地盤の液化化強度曲線を図-11に示す。

4.3 解析結果と考察

Case-1 の剛体基礎のケースにおける基礎中、基礎周辺、一般地盤の過剰間隙水圧の時刻歴を図-12に示す。図中、実線は実験結果であり、破線は解析結果である。同様に、Case-2 の柔基礎のケースにおける時刻歴を図-13に示す。図-12と図-13を比較すると、解析において剛体基礎の場合には、基礎の拘束効果により間隙水圧

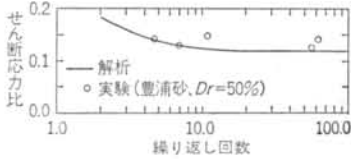


図-11 飽和砂地盤の液化化強度

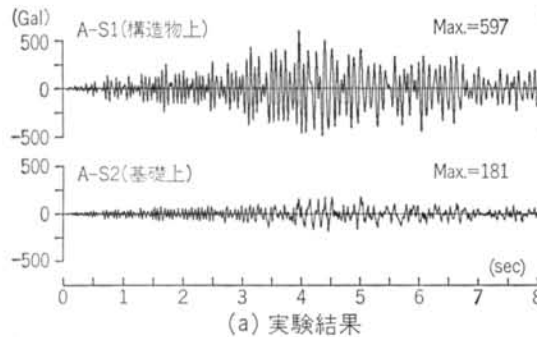


図-14 加速度の時刻歴の比較 (Case-1: 剛体基礎)

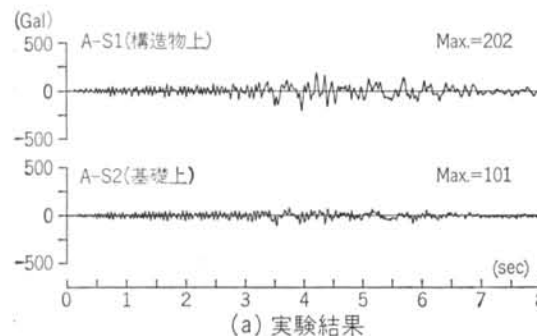


図-15 加速度の時刻歴の比較 (Case-2: 柔基礎)

の発生時刻が遅くなり、その最大値も抑えられている。この傾向は実験結果にもみられる。図-12の実験と解析の比較において、基礎中は良く一致しているが、基礎周

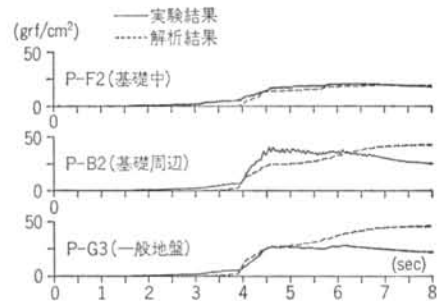


図-12 過剰間隙水圧の時刻歴の比較 (Case-1: 剛体基礎)

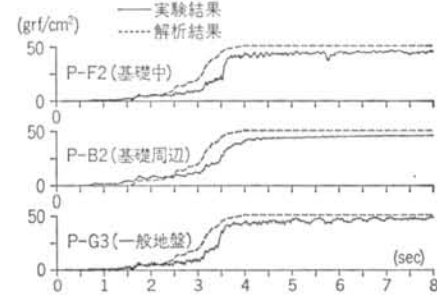
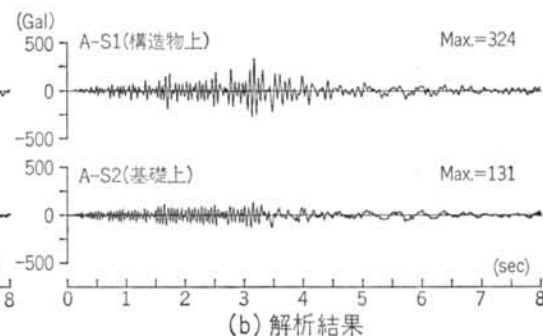
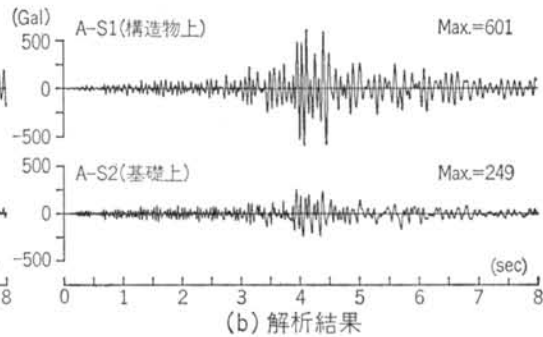


図-13 過剰間隙水圧の時刻歴の比較 (Case-2: 柔基礎)



辺と一般地盤は時刻歴波形の形状が異なっている。これは、実験では間隙水圧の消散のため6秒以後間隙水圧が減少しているのに対し、解析では非排水条件を仮定しており、間隙水圧の消散を考慮していないためと考えられる。図-13の実験と解析の比較において、基礎中・基礎周辺・一般地盤とも解析のほうはやや間隙水圧の上昇が早い、実験と解析は良く一致している。実験・解析ともに、サイクリックモビリティによる間隙水圧の大きな変動はみられない。

Case-1の剛体基礎のケースにおける、構造物上と基礎上の加速度時刻歴を図-14に示す。同図(a)は実験結果であり、(b)は解析結果である。同様に、Case-2の柔基礎のケースにおける時刻歴を図-15に示す。図-14において、このケースでは完全液状化には至っていないので、実験・解析ともに構造物上・基礎上の加速度時刻歴にあまり長周期化の傾向はみられない。実験と解析を比較すると、基礎上において最大加速度が実験より解析のほうが大きくなっているのは、約4秒付近で基礎が大きく応答しているためで、その他の時刻では実験と解析はおおむね一致している。構造物上では、解析において約4秒付近で基礎が大きく応答しているのに伴って、構造物も大きく応答している。その他の時刻では、実験よりも解析のほうが小さくなっている。図-15においては、実験・解析とも約3.5秒付近で地盤が液状化したのに伴って構造物上・基礎上とも加速度応答が小さくなり、長周期化の傾向を示している。構造物上の加速度の最大値は3秒付近で異なっているが、地盤が液状化した後の加速度応答を解析は実験を良くシミュレートできている。

以上の解析と実験の比較をまとめると、解析では剛体基礎の拘束効果による間隙水圧の抑制や、柔基礎の場合の液状化による地盤剛性の軟化とそれによる加速度時刻歴の長周期化などの基本的な特性を説明できている。ただし、剛体基礎のケースの解析は実験を精度良くシミュレートすることが難しいようである。これは、解析では三次元モデルを二次元でモデル化しているため、地盤裏行き方向に剛性の大きな壁が存在することになってしまい、特に剛体基礎の場合には基礎剛性の影響のため精度良くシミュレートすることが難しいのであろう。

§ 5. まとめ

砂地盤上に建設する構造物の安全性を確保するため、

基礎に要求される事項を把握することを狙いとし、剛体基礎・柔基礎・直接基礎からなる3種類の基礎剛性の違いに注目した地盤-構造物系の液状化振動実験を行なった。さらに、実験結果に対し二次元有効応力解析法による数値シミュレーションを実施した。実験結果および数値シミュレーション結果の考察により、以下に示すような知見が得られた。

(1)直接基礎の構造物は、支持地盤の液状化により支持力を失って転倒してしまった。剛体基礎と柔基礎の構造物は、周辺地盤は液状化したが生じた基礎下部の地盤は液状化しなかったため、殆ど沈下・傾斜が生じなかった。このことより、基礎の周辺地盤が液状化しても、基礎の支持地盤が液状化しなければ構造物に沈下・傾斜は殆ど発生せず、構造物は安全性を保てると考えられる。

(2)柔基礎で囲まれた地盤と一般地盤では、過剰間隙水圧上昇に顕著な差はみられず、柔基礎で囲まれた地盤は液状化を軽減する効果は殆どないと考えられる。剛体基礎によって囲まれた地盤は、一般地盤よりも過剰間隙水圧上昇が遅くなるが、これは剛性の大きな基礎の拘束効果によるものと考えられ、剛性の大きな基礎はある程度液状化を軽減する効果がある。しかし、剛性の大きな壁で囲まれた地盤が液状化するかどうかは、壁の拘束効果・地盤の液状化強度・地震動の大きさに依存しているので、今回の225Gal加振の実験のように大きな地震動が発生すれば液状化することがあると考えられる。

(3)二次元有効応力解析によって剛体基礎と柔基礎のシミュレーション解析を行ない、剛体基礎においては基礎の拘束により液状化を軽減できる効果を解析的に示すことができた。一連の解析結果は、実験結果とおおむね対応していると評価できる。一部対応していないものもあるが、この原因として解析では三次元モデルを二次元でモデル化していること、地盤に非排水条件を仮定していることにあると考えられる。現在、本解析コードを三次元に拡張するとともに、地震中および地震後の間隙水圧の消散とそれに伴う圧密現象が解析できるように改良している。今後、改良された三次元解析コード²⁾でさらに検討を行なってゆく計画である。

最後に、本研究を実施するに当たり、液状化模型実験においては当社技術研究所社本康広主任研究員に実験実施上の貴重な助言と助力を、また数値解析においては当社大崎研究室大槻明主任研究員に貴重な助言を頂きました。ここに、感謝の意を表します。

<参考文献>

- 1) 佐藤正義, 社本康広: “剛体基礎を有する構造物の液状化模型振動実験” 日本建築学会大会学術講演梗概集 (1990年) pp. 1581~1582
- 2) 佐藤正義, 福武毅芳, 社本康広, 大槻明: “剛体基礎を有する構造物の液状化実験と解析” 日本建築学会大会学術講演梗概集 (1991年) pp. 1567~1568
- 3) R.W. Clough and D. Pirty: “Earthquake Resistance of Rock-Fill Dams” Transactions of ASCE, Vol. 123 (1958) pp. 792~810
- 4) K. Fukutake, A. Ohtsuki, M. Sato and Y. Shamoto: “Analysis of Saturated Dense Sand-Structure System and Comparison to Results from Shaking Table Test” Earthquake Engineering & Structural Dynamics, Vol. 19 (1990) pp. 977~992
- 5) 福武毅芳, 松岡元: “任意方向単純せん断におけるダイレイタンスの統一的解釈” 土木学会論文集 No. 412 (1989年) pp. 240~249
- 6) 龍岡文夫, 他: “飽和豊浦砂の繰返し非排水三軸試験における変形特性に及ぼす諸要因に関する共同研究” 砂質土および砂地盤の変形・破壊強度に関するシンポジウム発表論文集 (1988年) pp. 7~22
- 7) 福武毅芳, 大槻明: “三次元液状化解析による部分改良地盤の効果の予測” 地盤の液状化対策に関するシンポジウム発表論文集 (1990年) pp. 205~210