

加振実験及び地震観測に基づく免震建物の動土圧の分析

名古屋大学工学部環境土木・建築学科建築学コース
福和研究室 成澤健太

1. 背景と目的

1995年の兵庫県南部地震、2011年の東北地方太平洋沖地震の発生を受け、免震建物の総数は増加している。南海トラフ巨大地震や首都直下地震の発生が懸念されている状況で今後も免震建物の需要は増加していく可能性が高い。そのため、免震建物の地震動に対する応答性状を把握することが重要である。

免震層が根入れされている基礎免震建物では、地震時には地盤と建物の相互作用によって基礎側面に応力が作用する。免震建物は根入れを有する非免震建物の地下部外壁のように土圧を負担できる直交壁を有しないため、基礎側面には土圧にともなう面外方向の曲げ応力が発生する。基礎側面に作用する応力を明らかにすることによって免震層基礎の応答を把握できる。

そこで本研究では、免震基礎側面に設置された土圧計を用いて側面に作用する動土圧を計測、観測記録の分析を行う。対象建物に備わる加振装置を用いた加振実験では加振力が半明しているため、加振実験時の動土圧の分析を行うことで建物振動によって生じる動土圧の推定を行う。それにより、建物応答予測に用いる地盤インピーダンスの評価手法検討や今後の基礎免震建物の擁壁設計に資する基礎的データを提供することを目的とする。

2. 対象建物及び観測体制の概要

対象建物は、地上4階 + 屋上実験室1階のRC造基礎免震建物(2014年2月竣工)で直接基礎を採用している。免震層はGL-4mに位置し、南東西側の免震基礎側面は地盤と接している。対象建物の敷地では、基礎底面から深さ3.5m程度まで機械式攪拌混合工法による地盤改良が行われた。対象建物の平面形状はほぼ三角形であり、免震層には、天然ゴム系積層ゴムアイソレーター5基、転がり支承9基、オイルダンパー8基が設置されており、弾性免震性能を有する。固有周期は5.2sに設定されている。対象建物の振動特性を把握するため加速度計7基、免震層床面と1階床との相対変位を測定するための変位計4基、免震基礎側面に作用する動土圧を計測するための土圧計4基が常設されている。土圧計は静止土圧を0として基礎側面と周辺地盤の相対変位が減少する方向が正、増加する方向を負とした。

本研究では、上記の計測器で収録された、加振実験時、地震時の記録について地盤震動と建物振動による動土圧への影響を分析す

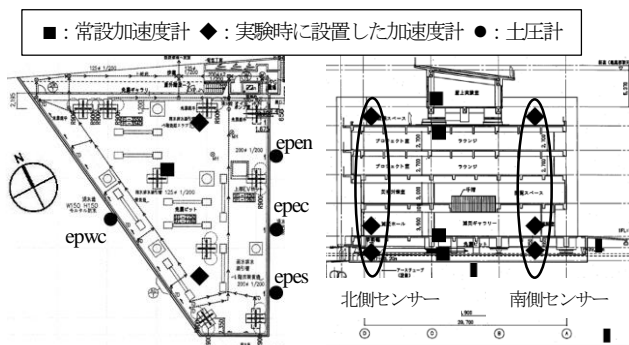


図1 免震層平面図・土圧計配置図

図2 加速度計配置

る。図1、図2に対象建物での計測器の配置を示す。

対象建物は加振装置として屋上に約400tの実験室を備えている。実験室と建物屋上とは転がり支承と積層ゴムで接続されている。実験室はアクチュエータを用いて東西方向30cm、南北方向70cmまで加振することができ、加振周期を建物の固有周期5.2sと一致させることで共振現象を引き起こし建物側も振動させる。繰り返し加振実験が可能なることから、実地震を待たなくとも、免震建物の振動性状や免震装置の劣化状況の検討が可能である。

また上部加振の他に免震層に設置された油圧式ジャッキを用いて、上部建物を静的に変位させ、解放することで、自由振動を引き起こすことが可能となる。東西方向に最大10cmまで変位させることが可能で、上部建物を静的に変位させている間には、免震装置の摩擦や剛性について実測から性能を検定することもできる。

3. 加振実験に基づく動土圧の分析

3.1 上部加振実験時の動土圧の分析

図3に北側センサー、南側センサーで記録された南北方向70cm加振での土圧波形、加速度波形、速度波形、変位波形を示す。速度波形、変位波形は加速度波形を積分したものである。加振方向が南北の場合、(a)から免震基礎側面の北側と南側に作用する動土圧は逆位相となっていることが分かる。そのため、加振方向が一方向であっても上部建物や免震基礎にねじれが生じている可能性を考え、加振実験時に、屋上、1階、免震基礎の南北床面上に加速度計を設置し、建物と基礎のねじれ応答について検討した。上部建物のねじれ応答に比べ、免震基礎のねじれ応答の方がおおきくなっていることが分かった。ここから推測されることは西側基礎側面の向きは加振力に対して斜め方向になっているため、加振力が南北方向であっても西側地盤から東西方向成分を含んだ反力を受けることになり、その影響で南北方向に並進しているはずの東側基礎側面に応答が生じると考えることができる。

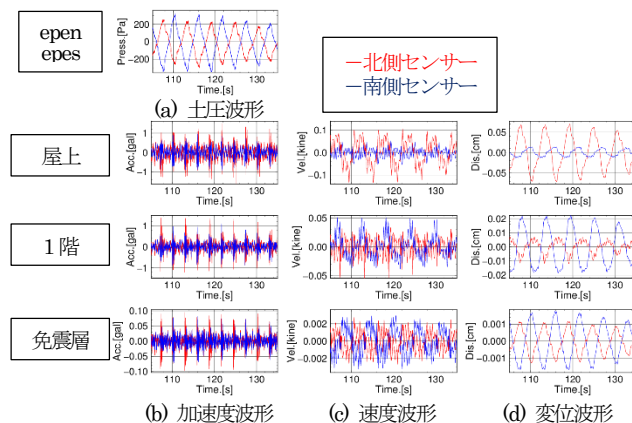


図3 実験 No.7での波形記録

3.2 自由振動実験時の動土圧の分析

自由振動実験では、基礎側面に作用する土圧波形と上部建物に作用する加速度波形が逆位相で作用していた。これは、ジャッキの解放の直後に生じた建物の加速度に起因する慣性力によって基

基礎側面に土圧が生じることを示している。

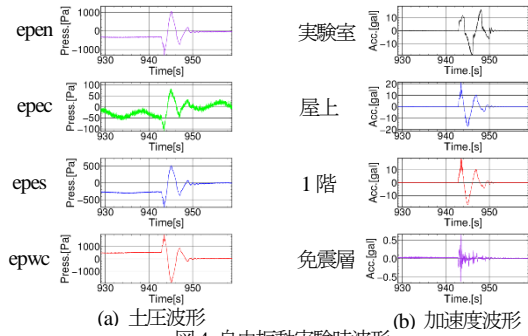


図4 自由振動実験時波形

3.3 動土圧評価のための解析モデルの構築

建物振動による動土圧を推定するため、加振実験で記録された上部建物の加速度を変数とする慣性力を想定し、基礎側面に作用すると土圧 $P(t)$ が基礎側面に一様に作用すると仮定することで、以下の方法で算出する。図4にモデルの概形を示す。

$$P(t) = \frac{-T(t) - (m_1 a_1(t) + m_2 a_2(t) + m_3 a_3(t))}{A} \quad (1)$$

ここで、 m_1, m_2, m_3 は基礎質量、建物質量、実験室質量とし、 $a_1(t), a_2(t), a_3(t)$ は免震基礎床面、屋上床スラブ内、屋上実験室内に設置された加速度計の記録であり、 A は動土圧が作用する基礎側面の面積とする。免震基礎は側面と底面から反力を受ける。しかし側面での反力は土圧計で測定できるが、底面での反力は測定できないため、地盤のスウェイバネによって生じる復元力を想定し $T(t)$ と置く。バネ定数を K とすると、

$$T(t) = Ku(t) \quad (2)$$

と仮定できる。ただし

$$K = \frac{8rG_g}{2-v} \quad (3)$$

であり、 r は基礎の等価半径、 $u(t)$ は免震基礎の静止地盤に対する相対変位、 G_g は地盤改良後の地盤のせん断弾性係数、 v はポアソン比である。式(1)~(3)によって建物振動による動土圧を算出する。

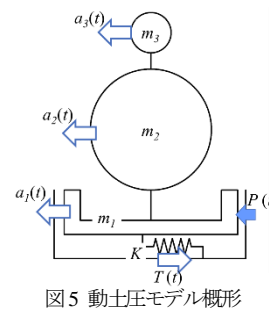


図5 動土圧モデル概形

計算例として上部加振の東西方向30cm加振実験を用いて、図6に計算結果を、図7にモデルによる動土圧の計算値と実験時の動土圧の実測値のフーリエスペクトルを、図7に計算値 $P(t)$ と実測値による位相差とコヒーレンスを示す。図7のフーリエスペクトルを見ると、大きさが異なるものの、卓越振動

数が一致し、その振動数で位相差が 0° 、コヒーレンスが1になっており、計算値 $P(t)$ と実測値は同様の傾向があることが分かり、上部建物と免震基礎の加速度によって基礎側面に作用する動土圧を推定することが可能となった。しかし、値の差異や、計算値 $P(t)$ には1 Hz以上の高振動成分が見られるなど一致しない点も見られる。モデルを構築した際の仮定が影響している可能性が考えられるため今後の検討課題としたい。

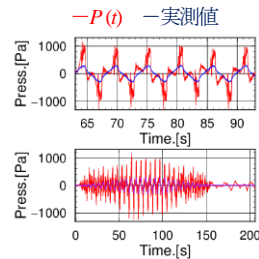


図6 モデルによる動土圧の計算値 $P(t)$ と動土圧の実測

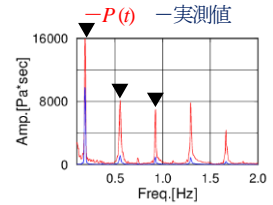


図7 フーリエスペクトル

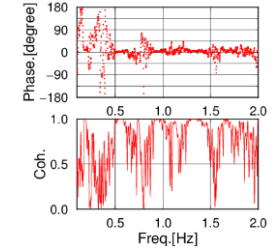


図8 計算値 $P(t)$ と実測値の位相差とコヒーレンス

4. 地震観測に基づく動土圧の分析

2014年3月から2015年10月までに収録された計12地震の記録について分析を行った。結果の例として、図9に2015年3月4日に発生した愛知県西部地震、図10に2015年5月30日に発生した小笠原諸島西方沖地震の加速度と土圧のフーリエスペクトルを示す。図9(a), (b) では卓越振動数が5 Hz付近の高振動側にあり、図10(a), (b) では卓越振動数が1 Hz以下の低振動側にある。2つの地震で地盤震動と建物振動の応答が異なっているが、それぞれ加速度と土圧の卓越振動数が近くなっている。このことから地盤と建物の応答に合わせて動土圧が作用しているが分かる。この傾向はその他10地震の中でフーリエスペクトルを見ると、加速度と動土圧の卓越振動数が近くなるものがあった。動土圧は隣接建物の影響を受ける可能性がありその影響についての分析は今後の検討課題としたい。

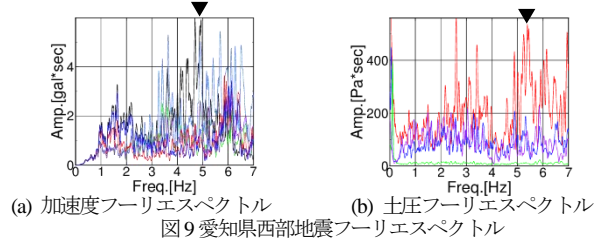


図9 愛知県西部地震フーリエスペクトル

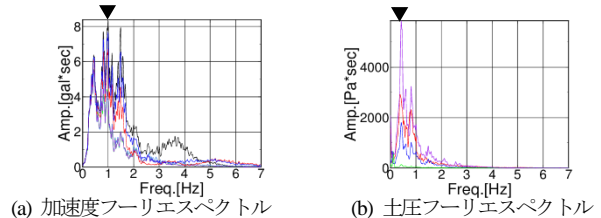


図10 小笠原諸島西方沖地震フーリエスペクトル

5. まとめ

本研究で、加振実験に基づいて上部建物の加速度によって作用する動土圧を評価するためのモデルを作成した。モデルを自由振動実験にも適用し、建物加速度と動土圧の関連性について再度検討することを今後の課題としたい。地震観測に基づいた分析では、卓越振動数が異なっても建物振動と地盤震動の影響を動土圧に与えることを確認した。

参考文献

- 1) 周方園：地震観測記録に基づく免震構造物と地盤の動的相互作用に関する研究