

実在免震建物の振動実験に基づく免震応答性状と動土圧発生メカニズム

名古屋大学大学院 環境学研究科 都市環境学専攻
博士前期課程2年 福和研究室 成澤 健太

1. 序論

本論で対象とする名古屋大学「減災館」では、実測に基づいて応答性状の推定ができるよう、免震建物本体を用いた振動実験環境を構築している。これまでの免震建物の振動実験とは異なり、減災館では振動実験設備を常設し、地盤挙動や土圧を含む高密度の観測体制により、実在建物の環境条件や、経年変化などの影響も含めた応答特性の検討を長期に亘り、繰り返し行うことが可能であるという点で独自性がある。

基礎免震建物では免震層が根入れされており、擁壁に囲まれている。地震時には、建物応答と地盤震動の双方の影響で動土圧が作用する。振動実験では強制的に建物振動を生じさせるため、建物振動の影響による動土圧の特性について分離して検討を行うことができる。また、一般的な建物の地下外壁とは異なり、免震層は免震装置が配置されるため擁壁に対する直交壁が存在せず、擁壁が面外方向の曲げ変形を伴った挙動を示し、動土圧分布に影響する可能性が考えられる。免震層擁壁に作用する動土圧や擁壁の変形についての計測結果は、免震層擁壁の健全性向上に資するデータになると考えられる。

2. 対象敷地・建物の概要

対象建物は、地上4階+屋上実験室1階建てのRC造基礎免震建物である。免震層は地下となり北側を除く3面が擁壁に囲まれている。免震装置は、天然ゴム系積層ゴムアイソレーター（以下積層ゴム）5基、直動転がり支承（Cross Linear Bearing 以下 CLB）9基、オイルダンパー8基を採用し、ほぼ弾性の復元力特性で初期剛性を小さくすることで、比較的小さい振幅から免震建物としての挙動を示すよう設計された。屋上には免震装置を介して実験室が設置されており、基礎免震層とあわせて上下2段の免震層を持つ。建物本体が約6000tで実験室の質量が約400tである。免震の1次固有周期は、敷地の深部地盤に起因する長周期側の卓越周期が約3秒であることから、5.2秒に設定され、免震層の等価減衰定数は31%に設定された。

写真1に屋上実験室の全景を、写真2に屋上免震層を示す。屋上免震層には、CLB4基、積層ゴム8基(2段4か所)、高減衰・低減衰切り替えダンパー1基を採用している。屋上免震層の固有周期は、基礎免震層の固有周期に合わせて5.2秒に設定している。

3. 実験環境の概要

3.1 強制振動実験

屋上実験室はアクチュエーターによって実験室を加振することができる。アクチュエーターの最大加力が約8tと比較的小さいが、屋上免震層の固有周期に合わせ、定常加振することで共振によって大きく振動させることができる。また、屋上免震層の2段の積層ゴムのうち1段分拘束することで、固有周期を短くすることができる。屋上実験室の加振によって建物本体も振動し、建物全体の強制振動実験が可能である。

3.2 自由振動実験

対象建物の基礎免震層には、自由振動実験を行うためにオイルジャッキを常設している。写真3に基礎免震層に常設しているオイルジャッキを示す。オイルジャッキを用いて建物本体を引いて初期変位を与え、解放することで免震装置の復元力によってジャッキから離れる方向に応答し、建物全体の自由振動を励起する。対象建物の免震構造は、初期剛性の小さいほぼ弾性の復元力特性を持つことで可能である。これまでの免震建物の自由振動実験は急速解放ジャッキを使用した押しで初期変位を与えるものが多い。対象建物でも建設当初は仮設の急速解放ジャッキを用いていたが、継続的な実験のためコストを抑えた新たな自由振動実験用のジャッキを開発した。

3.3 計測体制概要

計測機器を常設し、地震時や振動実験時に計測を行なうことができる環境を整えている。計測機器の配置として、図1に建物断面図を、図2に基礎免震層平面図を示す。

土圧計は、擁壁のほぼ中間に高さで、外部地盤と接触するように設置している。一般的に土圧計は基礎と地盤の間に埋め込まれる形で設置することが多い。この場合、計測器の不具合や設置状況の経年変化などに対応できない。対象建物の土圧計設置方法は、免震層擁壁に土圧計挿入のための孔を用意し、免震層内側から土圧計を挿入し地盤に押



写真1 屋上実験室全景



写真2 屋上免震層



写真3 基礎免震層オイルジャッキ



写真4 土圧計・設置用具

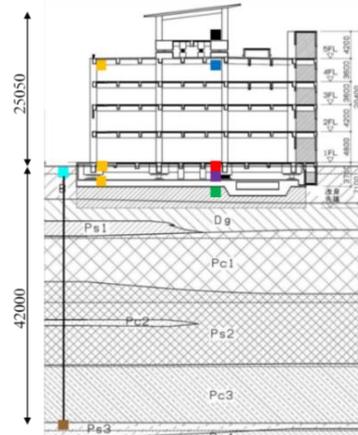


図1 建物断面図・計測配置



図2 免震層平面図・計測配置

し付け、設置している。これにより計測状況の経年変化や計測機器の故障にも対応できるようにしている。写真4に土圧計設置用の器具を示す。

常設の計測機器とは別に振動実験時や常時微動計測のため仮設で加速度計を設置し、計測を行なった。振動実験時の擁壁の応答についても加速度計を擁壁に直接設置することで計測を行なった。

4. 観測記録と振動実験に基づいた免震建物の振動特性

対象建物の基本的な振動特性を推定するため、常時微動計測、振動実験を行い、地震観測から実際の建物の振動特性の把握を行った。

4.1 振動実験に基づく免震建物の振動特性

自由振動実験で得られた結果について分析を行う。3.2で述べたように、対象建物では建設当初、急速開放ジャッキを仮設置し、押して初期変位を与えていた。押して解放した場合の1ケース、現在のジャッキで引いて解放した場合の6ケースについて、1階加速度及び基礎免震層の相対変位記録を図3に示す。加速度記録については最大加速度が同じ時刻になるようにそろえて示している。相対変位の記録から分かるように、押して解放する場合と引いて解放する場合で、加振方法が変わっても、同振幅程度の記録が得られており、新たに開発した油圧ジャッキによる引いて初期変位を与える方法は、十分有効であると言える。

自由振動実験により得られた結果を用いて固有周期、減衰定数を推定するため、1自由度系の等価粘性減衰モデルに基づいて、フィッティングを行った。図4はその結果であり、実測波形にほぼ一致するフィッティング波形が得られた。振動特性として、初期変位138mmでは固有周期4.9秒、減衰定数84%、図は省略するが、初期変位100mmでは固有周期3.9秒、減衰定数79%と推定された。振動中の変位が大きい範囲に比べ、振幅が小さい範囲では実測波形とフィッティング波形が対応していない。実際の建物応答は、1自由度系の等価粘性減衰モデルでは考慮されていないCLB等の摩擦によって、振動の中立点に近づいたところで停止することが原因であると思われる。また固有周期については、振動実験時の免震層の変形が小さい場合では、CLBなどの摩擦の影響やダンパーのリリースの抵抗等の初期の抵抗が影響することで、免震層の固有周期が短周期化されたと考える。

強制振動実験で得られた記録を図5に示す。(a)の実験室加速度が約50galを超えるところから、(b)の建物の加速度が大きくなり始める。基礎免震層のCLBなどの摩擦の影響で慣性力が小さい範囲では、免震層の変形が生じないが、慣性力が静摩擦を超えるときに、免震層が大きく変形し建物全体が大きく応答するためと思われる。基礎免震層の摩擦抵抗について検討するため、振動実験時の屋上実験室と建物本体の加速度にそれぞれの質量を乗じた慣性力の合計で加振力を求め、基礎免震層の相対変位との関係を図6に示す。加振力が約180kNを超えたところから相対変位が生じてくるのが分かる。基礎免震層に設置したCLBの摩擦係数から上部建物の質量を考慮した摩擦力を計算すると約160kNとなり、図6の結果とおおよそ対応した値となっている。実験結果の方が大きい値になるの

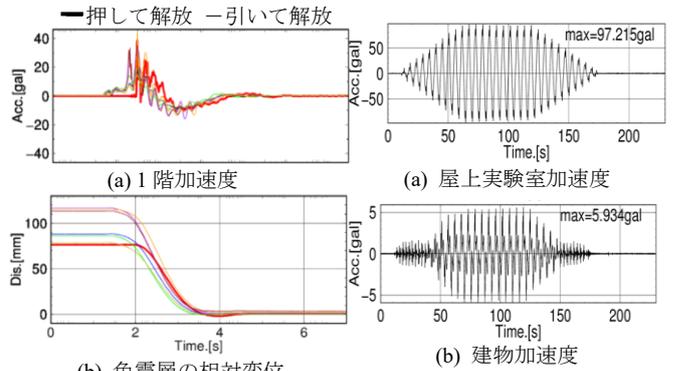


図3 加振方法の比較

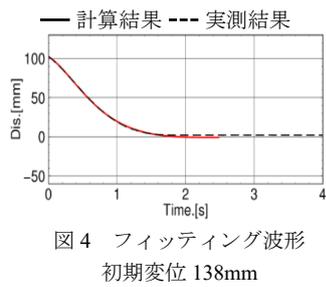


図4 フィッティング波形
初期変位 138mm

図5 強制振動実験(南北方向 70cm)

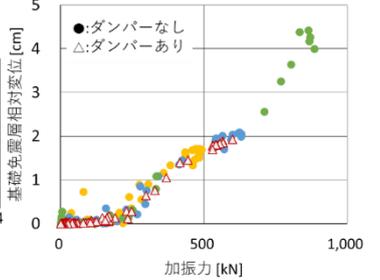


図6 加振力と相対変位の関係

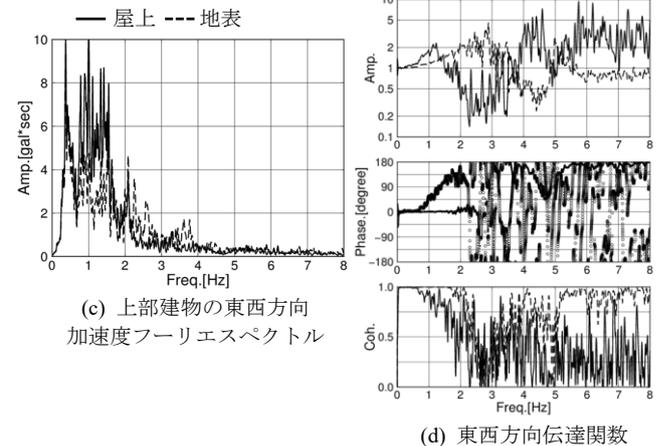
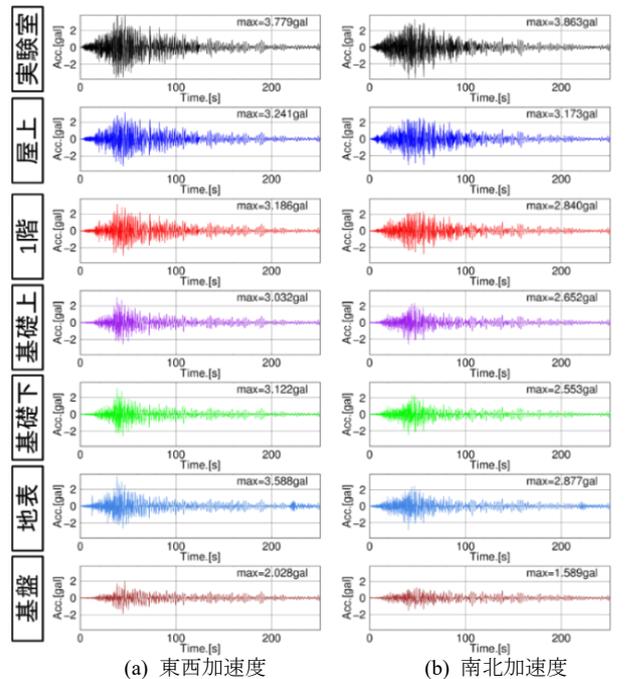


図7 強震観測記録 (2016/4/1)

は、免震層の抵抗は、CLB だけでなくエキスパンションジョイントなども含まれるからであると考える。

4.2 地震観測に基づく振動特性の分析

代表的な地震記録として 2016 年 4 月 1 日三重県南東沖を震源とする地震で得られた記録を図 7 に示す。記録された地震記録はすべて中小地震であり、免震層の変形は最大で約 8mm 程度である。これは、常時微動計測時と振動実験時の間に相当する(d) から屋上/1 階と 1 階/基礎の 1 次のピークを見ると、東西方向と南北方向ともに、屋上/1 階が約 2.2Hz、1 階/基礎が約 1.2Hz である。1 階/基礎のピークの方が低振動数側にあり、応答倍率は小さくなっている。設計時の免震 1 次固有周期の 5.2 秒まで長周期化せず、対象建物が保持する免震性能を十分に発揮していないと思われるが、上部建物に対する免震層の固有周期は長周期化し、減衰能力は向上したといえる。対象建物の免震層は、ほぼ弾性の復元力特性を持つよう設計されたが、4.1 で述べたとの同様に、免震層の変形が小さい範囲では免震装置の非線形性が相対的に大きくなり、免震層の見かけの剛性が大きくなると考える。

5. 免震建物の動土圧の特性と免震層擁壁の変形特性

5.1 振動実験に基づく免震建物の動土圧の特性分析

図 8 に自由振動実験で得られた動土圧記録を示す。図 3 の建物加速度の長周期の応答に合わせた動土圧が生じている。動土圧の位相特性については、建物加速度と東側 3 点の土圧波形が逆位相で、西側では同位相で生じており、建物本体の慣性力によって動土圧が作用していると考えられる。振幅は実験条件によらず西側で最も大きい値を示し、東側擁壁内では擁壁端部に比べ中央が小さくなっている。

図 9 に強制振動実験で得られた動土圧記録を示す。自由振動実験の同様に包絡形や周期特性が、屋上実験室の加速度波形と対応している。位相特性についても自由振動実験と同様の傾向である。また、大小関係についても、自由振動実験と同様で、東側擁壁の中央が小さく、西側が最大である。

実験室加速度、建物加速度に実験室重量、建物重量をかけ足したものを加振力、動土圧記録に負担面積として擁壁の 3 分の 1 をかけたものを土圧力とし比を取ったものを図 10 に示す。振動実験方法が違うことで加振力と土圧力の比は異なるものの、初期変位と加振振幅が異なっても、おおそ一定となっている。4 点の比の和を求めると、自由振動実験で約 0.23、強制振動実験で約 0.54 となっており、どちらも 1 よりも小さい。そのため振動実験で生じる加振力は、免震層の側面擁壁だけでなく、基礎底面と底面地盤との間で、多くの力を負担していると考えられる。

5.2 振動実験に基づく免震層擁壁の変形特性の分析

免震層擁壁の面外変形および、擁壁の変形が動土圧分布に与える影響を検討するため、免震層擁壁と擁壁外側の地盤に加速度計を設置して振動実験も行った。図 11 より擁壁の直交方向の変位はごく微小範囲であるものの、計測点によって変位振幅に差がある。擁壁直交方向の変位振幅は、強制振動実験の加振振幅が異なっても同様の傾向で、擁壁端部の南側や、擁壁中央が大きく、北側が小さくなっている。変位波形から各点は同位相で変位しているこ

とが分かるが、各点で変位の大きさが異なっているため、擁壁が面外方向の変形を伴っていることが分かる。

擁壁と周辺地盤の相対変位を図 12 に、動土圧を図 13 に示す。相対変位と動土圧の周期特性、位相特性が対応しており、動土圧が擁壁端部の南側や北側が大きくなっているが、地盤と擁壁の相対変位も擁壁端部の南側や北側が大きくなり、中央で小さくなっていることも対応している。免震層擁壁に作用する動土圧の大きさは、擁壁と地盤の相対変位によって決まるといえる。

5.3 伝達関数による建物-地盤の応答特性

振動実験時の建物振動が地盤へ伝達するメカニズムを分析するため、図 14 に強制振動実験時の基礎から地盤への伝達関数を示す。低振動数の 0.3Hz 付近と高振動数の 6Hz 付近に増幅が見られ、位相差が生じていることが確認できる。図は省略しているが、この傾向は加振振幅や加振方法が異なっても同様である。0.3 Hz 付近の増幅については、振動実験による応答が励起していない振動数であるため、地盤の低振動数側の卓越振動数に関係していると考えられる。それに対し、6 Hz 付近の増幅については、対象敷地での PS 検層から得られた地盤物性値を用いて 4 分の 1 波長則を考慮すると、GL-8.5m の層までの卓越振動数が約 6.3Hz であった。常時微動計測結果では 6Hz 前後には増幅が見られない。建物振動が地盤に伝播する際にも、地盤の震動特性が影響することが確認できた。

5.4 地震時動土圧の特性の分析

図 15 に 2016 年 4 月 1 日三重県南東沖の地震時に計測した動土圧記録を示す。振動実験時と同様に、擁壁内では端部が大きく、中央が小さくなっている。図 15 (b) より動土圧のフーリエスペクトルの 0.3Hz 前後のピークが見られ、図 7 (c) の低振動数のピークに対応する。図は省略するが、その他の地震記録でも 1Hz 以下の振動数成分が対応する傾向である。

地震時の慣性力と動土圧の関係性を分析するため、図 16 に慣性力と土圧力の位相差を示す。振動実験時と同様に慣性力と動土圧が逆位相になるのは 1.5Hz 付近である。図は省略するが、この傾向は地震の規模が大きく、免震層の変形が大きくなる地震時に顕著となる。4.1 で述べたように、中小地震の免震層の変形が小さい場合には、免震層の固有振動数が 1.2Hz 程度であるため、免震層が変形し上部建物が大きく応答する振動数付近で建物振動が動土圧に与える影響が大きくなると考える。一方、1 Hz 以下及び 2 Hz 以上の振動数領域では逆位相ではない。図 7 (c) から分かるように、1 Hz 以下では地盤と建物が一体となって応答し、2 Hz 以上では建物側での応答が小さくなっている。そのため、建物振動の影響に比べ、地盤震動の影響が大きくなっていると考えられる。

地震時の慣性力が動土圧にどれ程影響しているか検討するため、図 17 に地震時の東西方向の慣性力と土圧力の比をプロットしたものを示す。振動実験時には、比が 0.05 ~ 0.1 であったが、地震時にはばらつきはあるものの、振動実験時よりも小さい値となっているものが多い。これは地震時には、振動実験と異なり基礎だけでなく、地盤も震動し、基礎と地盤の相対変位が小さくなってしまったためと考

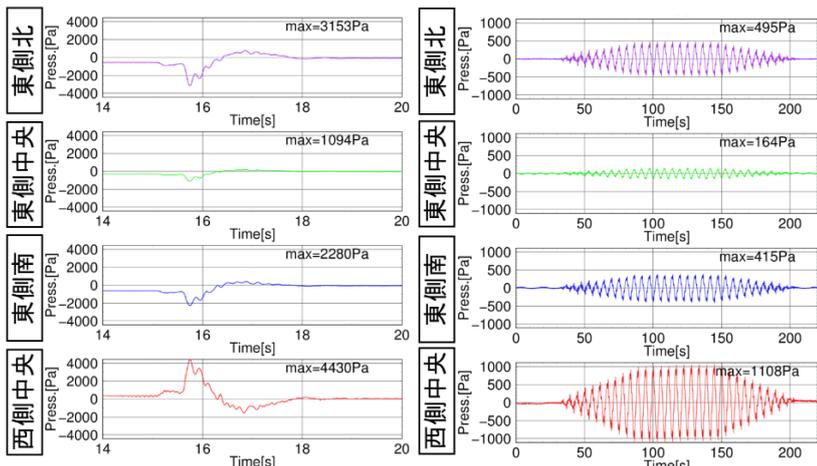
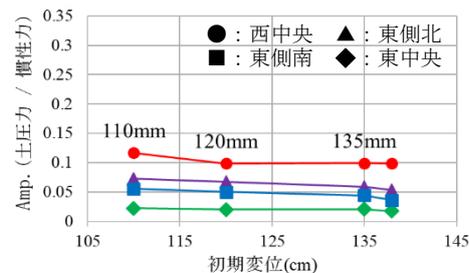
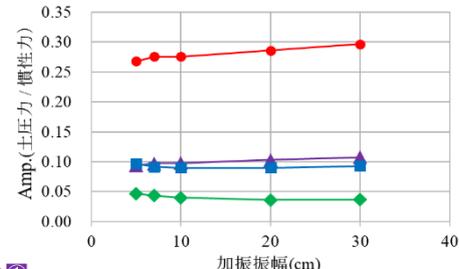


図8 自由振動実験時の動土圧
初期変位 138mm

図9 強制振動実験の動土圧
東西方向 30cm 加振



(a) 自由振動実験



(b) 強制振動実験

図10 加振力と土圧力の関係

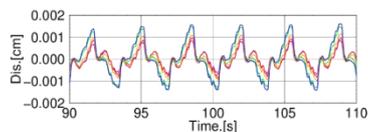


図11 擁壁の変形

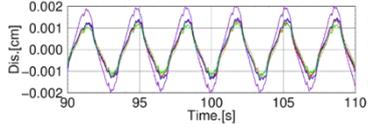


図12 擁壁と地盤の相対変位

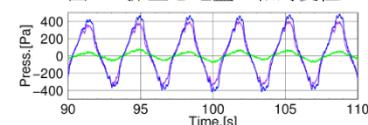
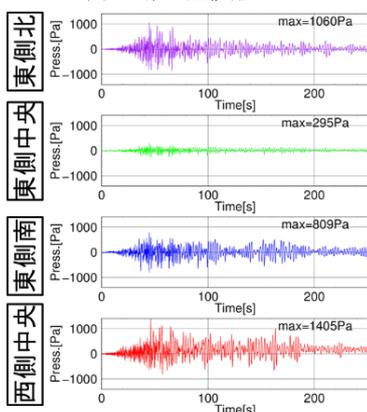


図13 動土圧波形



(a) 動土圧波形

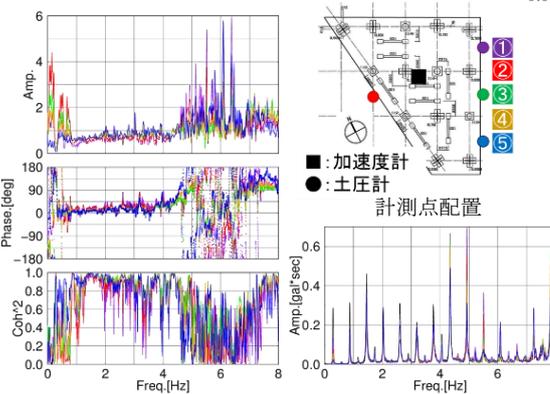
図15 地震時の動土圧記録(2016/4/1)

える。慣性力に対し、側面動土圧が小さく基礎底面と地盤間で多くの力を負担していると考えられるのは振動実験と同様である。

6. 結論

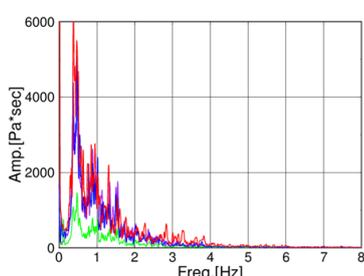
振動実験及び地震観測に基づいた実在免震建物の基本的な応答性状の分析及び免震層の擁壁に作用する動土圧の特性について分析を行った。

免震建物の基本的な振動特性については、対象建物の基礎免震層はほぼ弾性の復元力特性を持つよう設計されたが、免震層の変形が小さい範囲では、免震装置の非線形性から免震固有周期は短周期化されることが分かった。地震



(a) 伝達関数(地盤/基礎) (b) フーリエスペクトル

図14 強制振動実験時の地盤・基礎の応答特性



(b) 動土圧のフーリエスペクトル

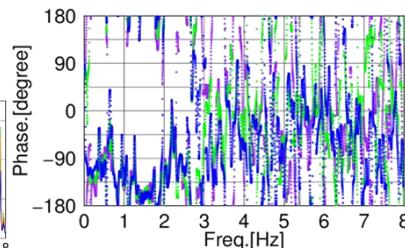


図16 地震時の慣性力と土圧力の位相差

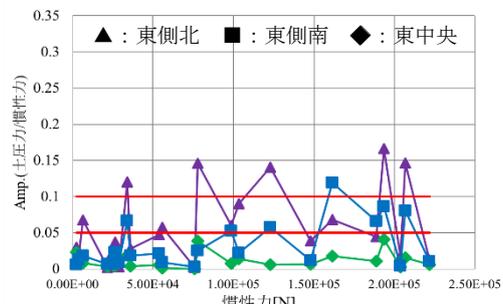


図17 地震時の慣性力と土圧力の比

時には設計値まで長周期化しないものの、小さい変形からでも上部建物に対して固有周期の長周期化や減衰能力の向上が確認できた。

振動実験時の動土圧は上部建物からの慣性力によって作用するが、側面擁壁だけでなく基礎底面で多くの力を負担していることを確認した。免震層擁壁は面外変形を伴っていることが分かり、地盤と擁壁の相対変位が擁壁内で異なるために、擁壁端部に比べ擁壁中央では、動土圧が小さくなることが分かった。地震時動土圧は、免震層の固有振動数付近で建物振動の影響が大きくなり、それ以外の振動数では地盤震動の影響が大きくなる。また、地震時には地盤震動の影響も含まれるため、慣性力に対して動土圧が小さくなることを確認した。

参考文献

- 1) 鶴生明徳他：実在免震建物を利用した振動実験環境(その1 免震建物の基本的な振動特性の評価)、日本建築学会大会学術講演梗概集、2017年8月