

ねじれ応答を評価した免震建物の擁壁衝突に関する検討

STUDY OF COLISIONS WITH MOAT WALLS OF BASE-ISOLATED BUILDINGS EVALUATED TORSIONAL RESPONSE

丸尾 純也*1, 谷地 敏和夫*2, 稲井 慎介*1, 太田 行孝*3
 石田 琢志*1, 小阪 宏之*1, 小林 正人*4
 Junya MARUO, Kazuo YACHIUNE, Shinsuke INAI, Yukitaka OHTA
 Takushi ISHIDA, Hiroyuki KOSAKA and Masahito KOBAYASHI

In recent years, there have been concerns that base-isolated buildings may collide with moat walls due to the occurrence of massive ocean trench earthquakes or epicentral inland earthquakes. When a base-isolated building collides with a moat wall, there is a possibility that the building may collide with the moat wall with torsional impact due to the effects of unavoidable eccentricity caused by the performance variation of the seismic isolation devices.

However, the effect of torsional impact on building response has not been fully studied. This paper reports on the response characteristics and impact force of buildings and moat walls using analytical models of collisions with the moat wall that can evaluate torsional response at each moment.

Keywords : Base-Isolated Building, Collision to Moat Wall, Torsional Response, Earthquake Response Analysis, Uniaxial Eccentricity System
 免震構造, 擁壁衝突, ねじれ応答, 地震応答解析, 一軸偏心系

1. はじめに

近年、海溝型巨大地震や内陸直下型地震等が発生すると免震建物には過大な変形が生じ、設計時には考慮されていない擁壁との衝突が生じる危険性が指摘されている¹⁾。免震建物の擁壁衝突に関しては、これまでに実大免震建物や縮小模型を用いた実験や解析検討が行われており^{例えば 1)~3)}、擁壁衝突により上部構造の層間変形と応答加速度が増大することや擁壁と背後地盤の抵抗特性が応答性状に大きな影響を及ぼす等の様々な知見が蓄積されている。ただし、これらの研究は免震建物の側面が擁壁に正面衝突する場合を対象としているが、免震建物が擁壁に衝突する際は必ずしも正面衝突するとは限らず、免震部材性能のバラツキ等による不可避的な偏心のため、建物がねじれた状態で斜め衝突する可能性がある。

斜め衝突時の応答性状については、建物のねじれ角度を一定とした斜め衝突の模型実験と 3 次元 FEM 解析⁴⁾が実施されており、斜め衝突時は正面衝突時に比べて建物応答加速度が小さくなること、衝突角度の違いが建物の応答加速度や免震層変位に大きく影響すること等の知見が報告されている。しかし、建物の上部構造を剛体としているため、斜め衝突による上部構造の応答への影響については言及されていない。また、建物のねじれ角度を一定とした検討であるため、ねじれ応答の時々刻々の変化による衝突挙動への影響については研究の余地が残されていると考える。

そこで本稿では、時々刻々のねじれ応答を評価できる解析モデルを作成し、ねじれ応答を伴う擁壁衝突時の建物の応答性状について解析的検討を行った結果について示す。また、その際の擁壁の応答性状および衝突力についても考察を行った。

2. 解析概要

2.1 建物のモデル化

建物モデルは地上 4 階建て RC 造の基礎免震建物とした。建物高さ約 30m、長辺方向 84.0m、短辺方向 62.5m の整形な平面形状であり、免震層のクリアランスは 60cm とした。解析モデルを図 1 に示す。なお、解析には汎用構造解析ソフト「midas iGen」⁵⁾を使用した。

免震層直上階(1 階)は質量を持たない剛な板要素としてモデル化し、積層ゴムや弾性すべり支承、オイルダンパーの平面配置を模擬するとともに、斜め衝突による影響を評価できるものとした。積層ゴムは弾性の 2 軸せん断ばね、弾性すべり支承はバイリニア型の MSS モデル、オイルダンパーは 1 軸の Maxwell モデルとした。層

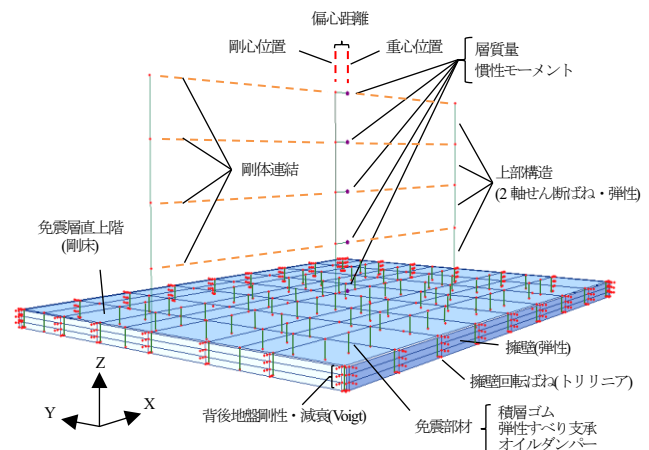


図 1 擁壁衝突解析モデル

本稿は文献 5) で公表したものを再構成し、加筆・修正してまとめたものである。

*1 戸田建設株技術開発センター 修士 (工学)
 *2 戸田建設株構造設計部
 *3 戸田建設株構造設計部 修士 (工学)
 *4 明治大学 教授・博士 (工学)

Research and Development Center, TODA CORPORATION, M.Eng.
 Structural Design Dept., TODA CORPORATION
 Structural Design Dept., TODA CORPORATION, M.Eng.
 Prof., Meiji Univ., Dr.Eng.

質量および慣性モーメントの作用位置(重心位置)を後述する解析パラメータとして、X 軸方向への質量偏在による一軸偏心をモデル化した。

上部構造は X 方向の両端に弾性の 2 軸せん断ばねを配置した串団子モデルとし、重心節点を基準に両端のせん断ばねを剛体連結することで、ねじれ剛性を表現した。各層質量および慣性モーメントは免震層の重心位置と同一鉛直線上の節点(重心節点)に集中して与え、両端節点の質量は 0 としている。上部構造の構造減衰は免震層固定時の 1 次固有振動数に対して減衰定数 2%の剛性比例型として与えた。

重心位置による X 軸方向への偏心は積層ゴムのせん断ひずみ 200%変形時の等価剛性に対して免震層の偏心率が 0, 3, 5%(それぞれ偏心距離 0, 0.95, 1.58m)となる 3 モデルを対象とした。なお、偏心率 0%においても弾性すべり支承の非線形性のため、60cm 変形時には若干のねじれが生じる。そこで、建物の自由度を Y 方向のみとした純並進モデルも参考として検討した。

2.2 擁壁のモデル化

擁壁は厚さ 250mm、高さ 2300mm の板要素としてモデル化した。擁壁のモデル化の概要を、後述する背後地盤モデルと共に図 2 に示す。擁壁の復元力特性は脚部での塑性化を想定し、弾性の板要素にノーマルトリニア型の回転ばねを接続してモデル化した。建物と擁壁の衝突は、免震層直上階の外周部と擁壁頂部をクリアランス 60cm のギャップ要素で連結することでモデル化した。

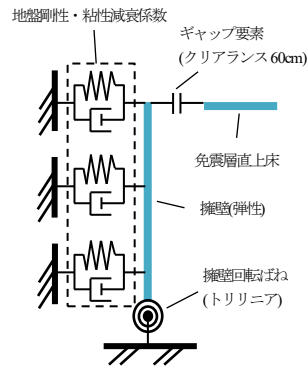


図 2 擁壁・背後地盤モデル

2.3 背後地盤のモデル化

背後地盤の剛性および粘性減衰係数は、第 3 種地盤を想定して工学的基盤以浅の平均せん断波速度 200m/s、減衰定数 3%、土質密度 1.7ton/m³、ポアソン比 0.496、工学的基盤深さ 70m として、文献 7) に示された手法で算出した。剛性および粘性減衰係数は擁壁の負担面積で分配して、圧縮時のみに働く非線形弾性要素として擁壁に接続した(図 2)。

2.4 固有値解析による解析モデルの妥当性の検証

作成した解析モデルの固有周期と図 3 に示す対象建物の上部構造を剛体とした 1 質点 1 軸偏心系(以下、理論値)の固有周期を比較し、その妥当性を検証した。

建物総質量を m 、重心軸周りの慣性モーメントを I 、偏心距離を e 、免震層のせん断剛性を k 、重心軸周りの免震層の回転剛性を k_r とした 1 質点 1 軸偏心系の運動方程式は式(1)になり、固有周期 T は式(2)から求められる。

$$\begin{bmatrix} m & 0 \\ 0 & I \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{x} \\ \ddot{\theta} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k & -k \cdot e \\ -k \cdot e & k_r \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x \\ \theta \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (1)$$

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{mk_r + Ik \pm \sqrt{(mk_r + Ik)^2 - 4ml(kk_r - k^2e^2)}}{2ml}}^{-1} \quad (2)$$

Y 方向における微小変形時の解析モデルと理論値の並進、ねじれの 1 次固有周期の比較を図 4 に示す。解析値と理論値ともに偏心距離の増加に伴い、ねじれの周期は漸増し、並進の周期は漸減する傾向を示し、良く一致している。並進の周期において、解析値が理論値よりもわずかに長周期側となるのは、上部構造の柔性のためと考えられる。以上より、解析モデルは偏心によるねじれ応答を評価できるモデルであることが確認できた。

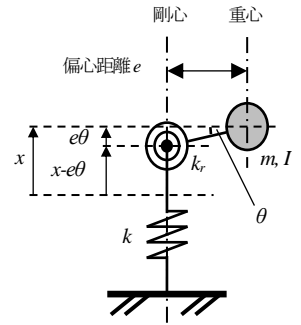


図 3 1 質点 1 軸偏心系

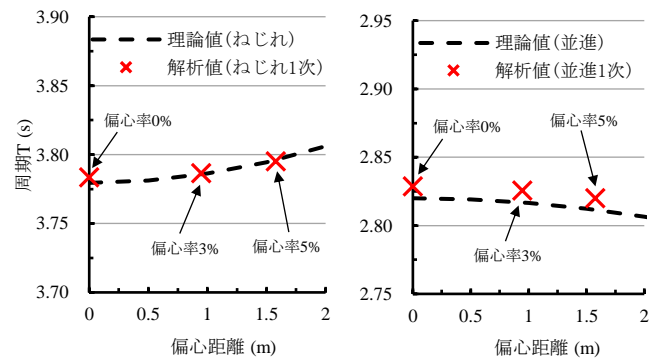


図 4 固有周期の比較(左:ねじれ, 右:並進)

2.5 入力地震波

解析は建物 Y 方向の 1 方向入力とし、積分刻みは 0.0001 秒とした。入力地震波はレベル 2 告示波(JMA 神戸 NS 位相, ランダム位相)と、平成 28 年 4 月 16 日に発生した熊本地震において JMA 西原村小森で観測された EW 成分の計 3 波とした。各地震波は偏心率 0%に対し、擁壁がない場合の免震層重心位置の最大変位が 65cm となるように入力倍率を調整した(以降それぞれ CO-KOBE, CO-RAN, NISHIHARA-EW と表記する)。地震波の加速度時刻歴波形を図 5 に示す。解析には各地震波の加速度振幅が大きい範囲(図 5 に併記した解析使用範囲)を用いた。

偏心率 0%で擁壁がない場合の免震層重心位置の変位時刻歴波形を図 6 に示す。重心位置において、免震層クリアランス 60cm を CO-KOBE で 1 回, NISHIHARA-EW で 2 回, CO-RAN では 1~2 回(詳細は後述)超える入力地震波となっている。

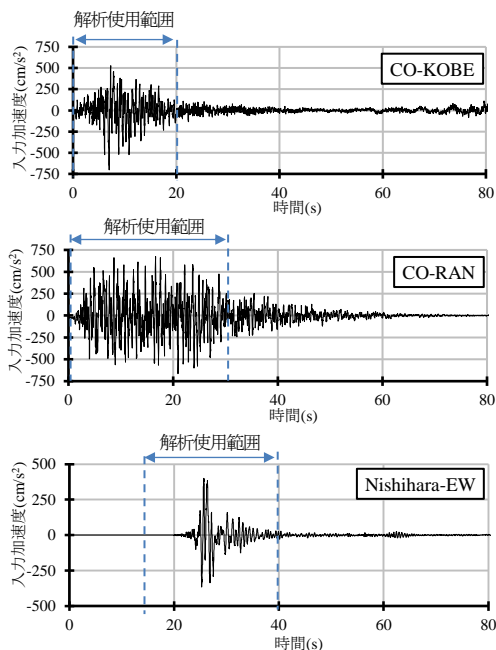


図5 地震波の加速度時刻歴波形

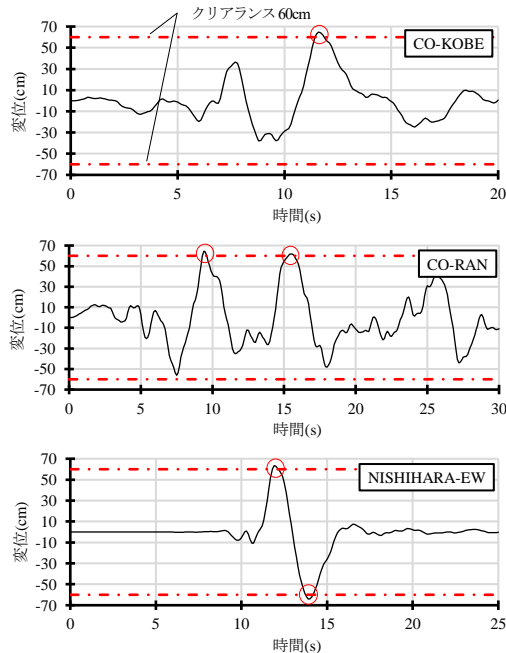


図6 擁壁がない場合における免震層重心位置の変位時刻歴波形

3. 解析結果

3.1 建物の最大応答

3.1.1 重心位置における高さ方向の最大値分布

擁壁衝突により生じた各階の重心位置(X5~X6 通り間)における層間変形角, 絶対加速度の応答最大値を図7に示す。いずれの地震波も偏心率 0%の応答が大きく, 特に免震層直上階の絶対加速度において顕著である。

免震層直上階重心位置の絶対加速度時刻歴波形と X 各通りに生じる衝突力を各時刻において足し合わせた建物全体での衝突力の時刻歴波形を図8に示す。なお, 衝突力は建物と擁壁のクリアランスをモデル化したギャップ要素に生じる力を表している。いずれの

ケースも, 衝突した時間(衝突力が増加する瞬間)に加速度が増大する傾向が見て取れる。特に純並進と偏心率0%では偏心率3,5%よりも衝突力が大きく, さらに, 最大衝突力とほぼ同時刻に加速度も最大となることが確認できる。

擁壁衝突時の建物挙動として, 偏心により並進振動とねじれ振動が連成した場合, 擁壁への衝突は建物最外縁で最初に発生する(図9)。このとき, 擁壁からの反力を受けた建物にはねじれ振動とは逆周りのトルクが作用し, 並進振動を伴いながら, 最初に衝突した側から順に擁壁に衝突する。その際, 偏心率が小さいほどねじれ変位も小さいため, 擁壁に衝突する時間間隔も短くなる。以上のことから純並進や偏心率 0%では短い時間間隔の中で連鎖的な衝突が生じることで衝突力が増加し, 偏心率 3, 5%よりも加速度が大きくなるかと推察される。

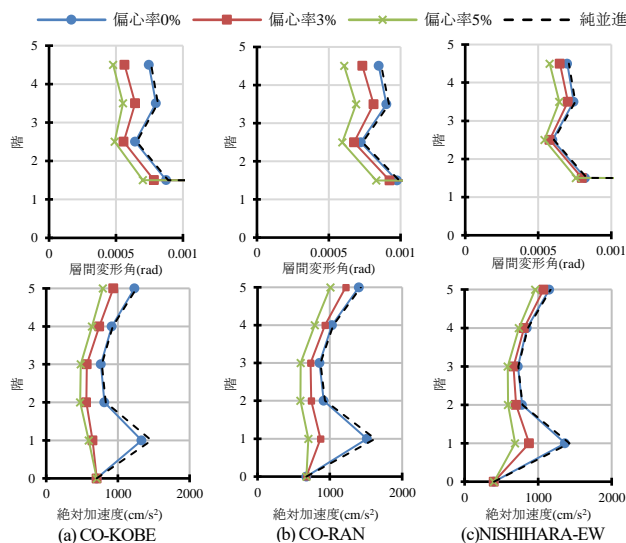


図7 重心位置における高さ方向の最大値分布

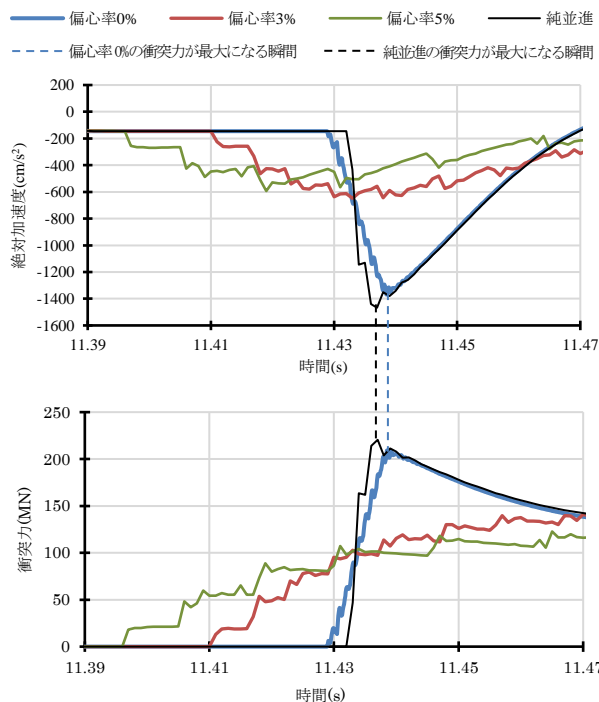


図8 絶対加速度と衝突力の時刻歴波形(CO-KOBE 入力時)
(上: 絶対加速度, 下: 衝突力)

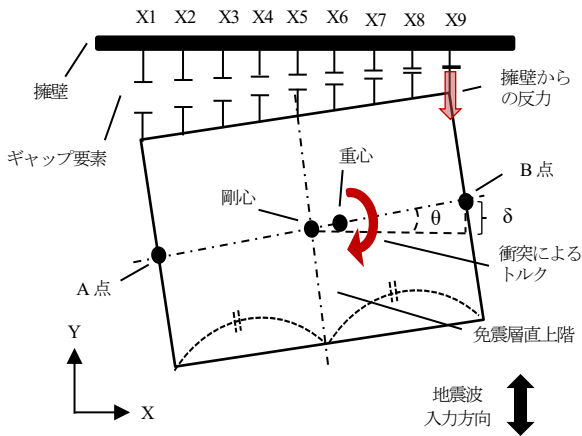


図9 擁壁衝突時の建物挙動の概要

3.1.2 免震層直上階における平面方向の最大値分布

免震層直上階の X 各通りにおける応答加速度の最大値分布を図10に示す。衝突によって局所に生じる応答加速度は最初に衝突する側の端部で最大となり、端部から重心位置に向かって小さくなる傾向が見られた。ねじれ応答が生じた場合、重心位置と端部の応答加速度には大きな差があるため、重心位置で評価することは危険側の評価となる可能性がある。

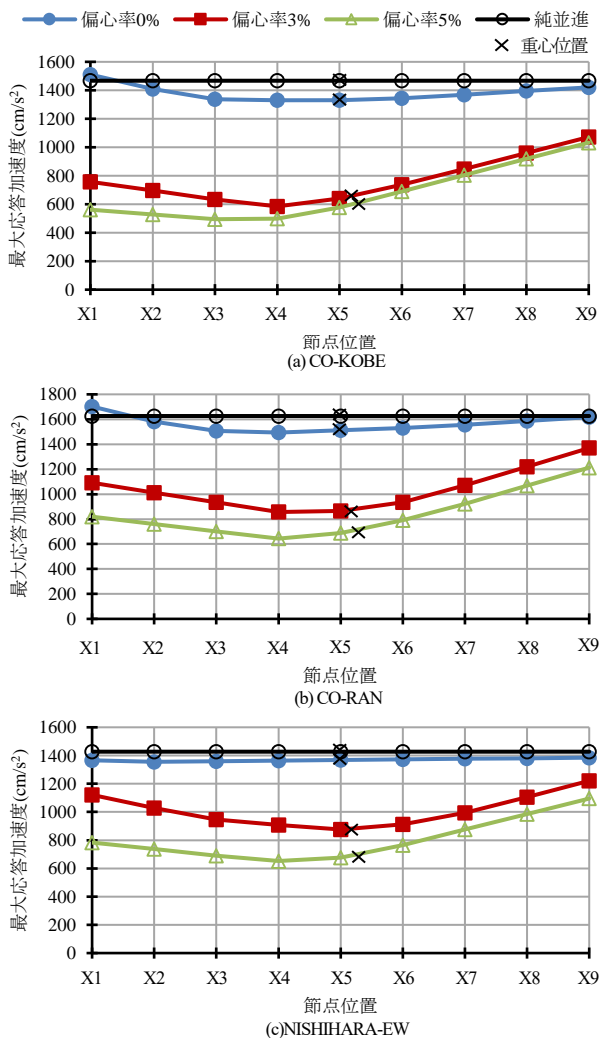


図10 免震層直上階における応答加速度の最大値分布

3.2 建物のねじれ応答

図9の剛心とB点における免震層変位に対し、時刻歴上で差分をとり求めたねじれ変位 δ の時刻歴応答を図11に示す。偏心率が大きいほどねじれ変位は大きく、CO-KOBEおよびCO-RAN入力時の偏心率5%では剛心位置に対し最大約4cmのねじれ変位が見られた。衝突前後においてねじれ角の向きが反転しており、衝突によって逆周りのトルクが作用していることが確認できる。

また、図12に示したCO-RAN入力におけるA・B点の応答変位時刻歴波形において、偏心率0%では擁壁に衝突するのは約9秒時点の1回だけだが、偏心率5%ではねじれ振動による増幅のためB点において約15.5秒時点で2回目の衝突が生じており、これは偏心率3%においても同様であった。

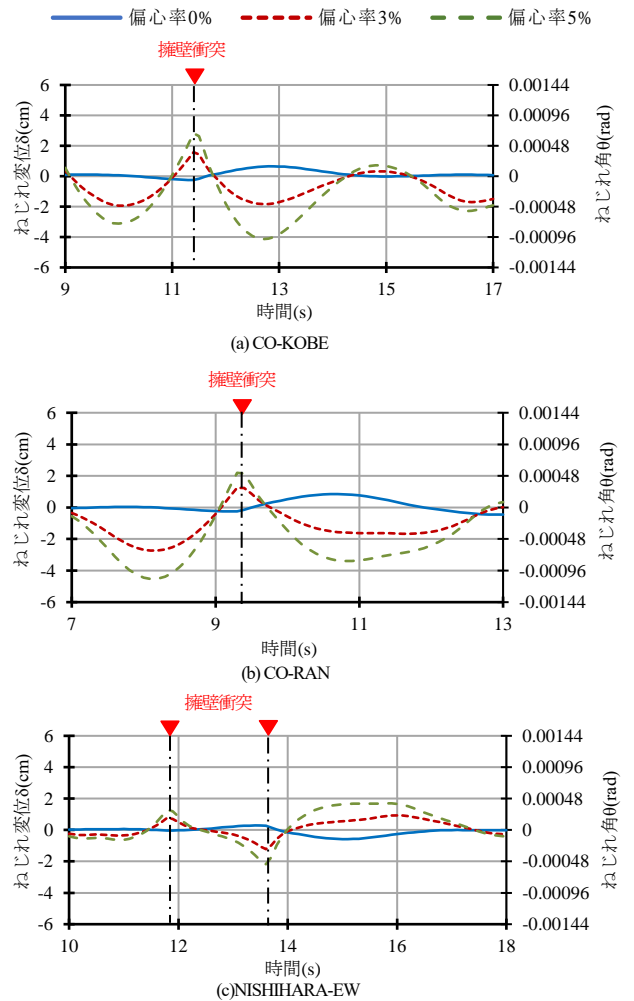


図11 免震層直上階のねじれ変位時刻歴波形

3.3 衝突力と擁壁最大変位

各地震波において1回目の衝突で生じた衝突力と擁壁の最大変形角を図13に示す。衝突力は負担幅で除した単位幅当たりの衝突力として算出した。また、単位幅当たりの擁壁の骨格曲線(図14)における曲げひび割れ耐力 M_c での変形角を「 θ_c 」、曲げ終局耐力 M_u での変形角を「 θ_u 」と表現し、図13中に併記した。なお、偏心率0%、3%、5%はギャップ要素が接続された通りごとの結果を示しているのに対し、純並進は各通りの平均値として示している。

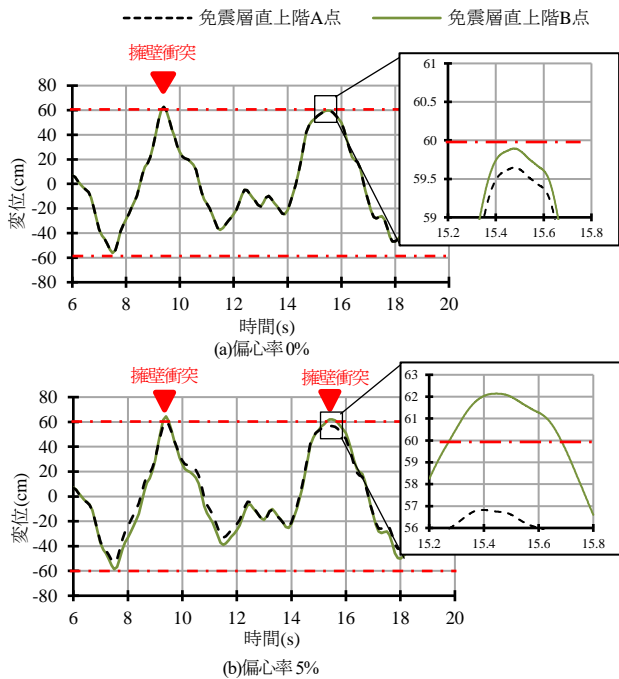


図 12 免震層直上階の変位時刻歴波形 (CO-RAN 入力時)

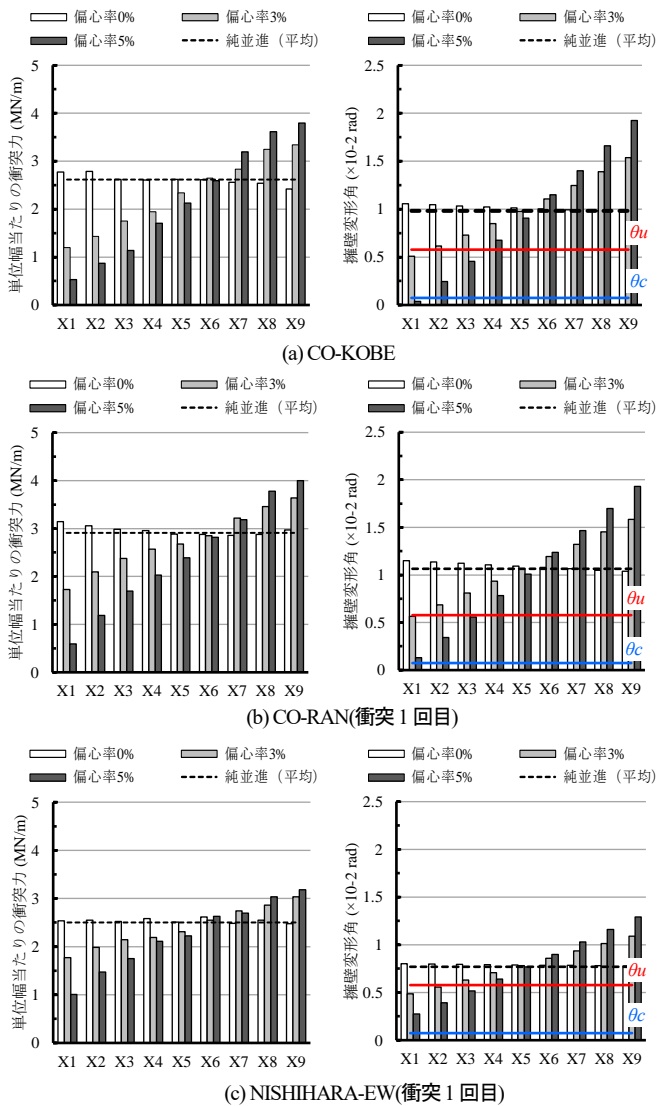


図 13 衝突力と擁壁の最大変形角

偏心率 0%では、ほぼ面として擁壁に衝突するため、純並進と同程度の衝突力が各通りでほぼ均等に生じていた。擁壁の最大変形角も各通りで同程度の分布となっており、CO-KOBE および CO-RAN では θ_u を大きく超える 1/100rad 程度の変形角が各通りに発生していた。

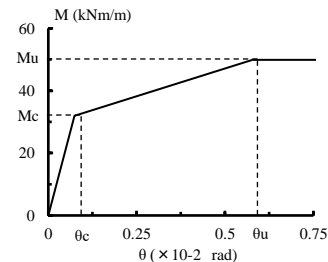


図 14 擁壁の骨格曲線

偏心率 3%、5%では、剛心を挟んで重心と反対側の X1~X5 通りの衝突力が純並進に比べて小さい一方、重心側の X7~X9 通りでは純並進よりも大きな衝突力が発生していた。特に擁壁に最初に衝突する X9 通りの衝突力が最大となる傾向にあり、純並進と比べて偏心率 3%では 1.2~1.3 倍、偏心率 5%では 1.3~1.5 倍の衝突力が発生していた。擁壁の最大変形角も衝突力分布と同様に、X1 通り側で小さく、X9 側で大きくなる傾向にあった。特に CO-KOBE および CO-RAN では、偏心率 5%の X9 通りにおいて純並進や偏心率 0%よりも 2 倍近く大きい約 1/50rad の変形角が発生していた。

以上より、偏心率が大きいくほど、ねじれ応答によって重心側の建物最外縁で純並進よりも大きな衝突力が作用することが確認できた。また、擁壁には局所的に過大な変形が発生する可能性が示唆された。

3.4 擁壁の残留変形

2 回の衝突が発生した CO-RAN 入力時の偏心率 5%について、X9 通りの擁壁の変形角 (変位) 時刻歴波形を図 15 に示す。同図には参考として、純並進の結果も併記した。

純並進では約 9 秒時点で衝突した後、自由振動波形は 0 に漸近し、残留変形はほぼ見られない。一方、偏心率 5%では約 9 秒時点で衝突した後、地盤側へ 1/4000rad (0.5mm) 程度の残留変形が発生していた。また、15 秒過ぎに 2 回目の衝突が生じ、残留変形が 0.1mm 程度微増する様子が見てとれた。ただし、2 回の衝突によって生じた残留変形は 0.6mm 程度と非常に小さい。残留変形が小さいのは、本検討において地盤ばねは線形としてモデル化したためと考えられる。過大な衝突力によって地盤ばねも非線形化した場合、擁壁にはより大きな残留変形が生じると推察され、正確な残留変形の評価は今後の課題といえる。

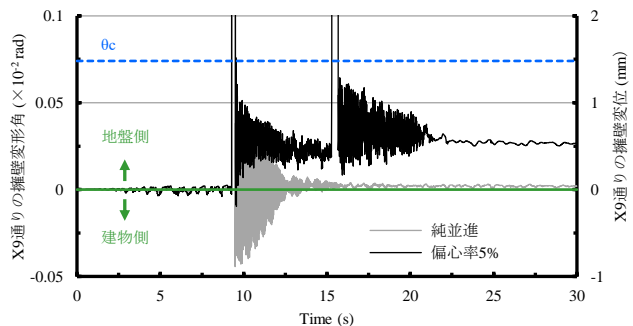


図 15 X9 通りの擁壁変形角時刻歴波形 (CO-RAN 入力時)

3.5 衝突力と建物応答速度

建物の各通りで発生した単位幅当たりの衝突力と衝突直前の応答速度（以下、衝突速度）の関係⁸⁾を、衝突した全ケースに対し地震波ごとにまとめて図16に示す。図中には地震波3波分をまとめて評価した回帰式と決定係数 R^2 を併記した。回帰式の決定係数は $R^2=0.97$ であり、地震波や偏心率、衝突位置によらず、衝突力と衝突速度の間には強い正の相関を確認することができた。従って、衝突力と衝突速度の関係は外力に依存せず、建物と擁壁 - 地盤で形成される固有の系によって決まると推察される。

ここで、衝突時の速度性状を検証するため、純並進と偏心率 5% について、CO-KOBE 入力時の X9 通りにおける衝突前後の応答変位と速度の時刻歴波形を、変位を主軸、速度を第 2 軸として図17に示す。図17から、偏心率 5% はねじれによる変位増幅のため、純並進よりも早く擁壁との衝突変位に到達することがわかる（図中①vs②）。速度は変位に対しおよそ半位相進んでいるため、衝突変位到達時の速度は、純並進よりも偏心率 5% の方が大きい（図中③vs④）。このときの速度差は、⑤ねじれによる増幅分+⑥衝突までの時間差による増幅分、として捉えることができる。

以上に示した衝突変位到達時に生じる速度差のため、3.3 節で述べた通り、偏心率が大きいほど重心側の建物最外縁において純並進よりも大きな衝突力が発生すると考えられる。

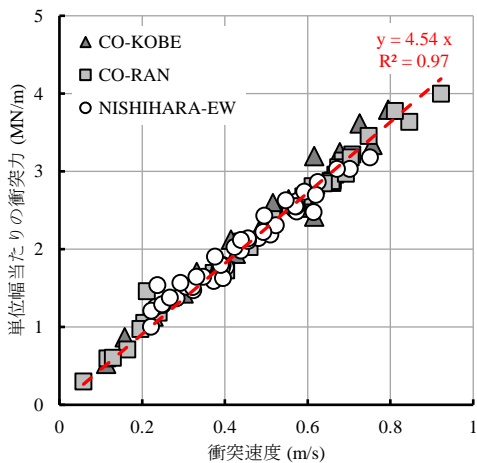


図16 衝突力と衝突速度の関係

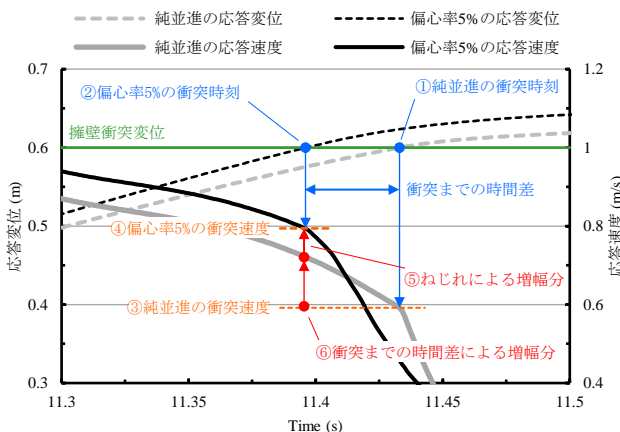


図17 X9 通りの応答変位と応答速度時刻歴波形 (CO-KOBE 入力時)

4. おわりに

偏心による時々刻々のねじれ応答を評価できる免震建物の擁壁衝突解析モデルを作成し、1 方向地震波入力による擁壁衝突時の応答性状と衝突力について検討を行った。得られた知見を以下に示す。

- 1) 偏心率が大きいほど、擁壁衝突時における重心位置の層間変形角、絶対加速度が低下する傾向にあった。従って本解析結果においては、一般に実施されているねじれの影響を除外した質点系での検討は、建物重心位置に生じる応答を評価する上で安全側といえる。
- 2) ただし、偏心率が大きいほど、建物端部の加速度は増加する傾向が確認でき、質点系での検討の際、端部の応答評価には注意する必要があるといえる。
- 3) 偏心の程度によっては、ねじれ振動による増幅のため擁壁への衝突回数が増加する可能性が示唆された。
- 4) 偏心率が大きいほどねじれ応答によって重心側の建物最外縁で純並進よりも大きな衝突力が作用することが確認できた。この建物最外縁における衝突力の増大は、衝突までの時間差とねじれによる増幅によって生じる衝突速度の増大のためと考えられる。
- 5) 地震波や偏心率、衝突位置によらず、衝突力と衝突速度の間には強い正の相関を確認することができた。従って、衝突力と衝突速度の関係は外力に依存せず、建物と擁壁 - 地盤によって形成される固有の系によって決まると推察される。

謝辞

本研究で用いた JMA 西原村小森の強震記録は気象庁から公開されたデータを使用した。また、本研究は昭和電線ケーブルシステム株式会社との共同研究の一部として実施した。ここに記して関係各位に謝意を表す。

参考文献

- 1) 柏尚稔, 中安誠明, 中島正愛: 過大地震動下における免震建物の応答と損傷特性, 構造工学論文集 Vol.51B, 2005.3
- 2) 三輪田吾郎, 林康裕 他: 実大免震建物の擁壁衝突とそのシミュレーション解析, 日本建築学会構造系論文集 Vol.76, No.663, pp.899-908, 2011. 5
- 3) 福井弘久, 藤谷秀雄 他: 振動台実験による免震試験体の擁壁衝突時の挙動, 構造工学論文集 Vol.64B, 2018.3
- 4) 奥中良佑, 宮本裕司 他: 免震建物と擁壁の斜め衝突応答に関する研究, 日本建築学会構造系論文集 Vol.79, No.706, pp.1763-1771, 2014. 12
- 5) 稲井慎介, 小林正人 他: ねじれ応答を評価した免震建物の擁壁衝突に関する解析的検討 その1~その3, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (北陸), 構造II, pp.225-230, 2019. 9
- 6) MIDAS IT: midas Gen Analysis Manual
- 7) Masanobu TOHDO, Yuji ISHIYAMA: A PRACTICAL EVALUATION METHOD OF SEISMIC LOAD CONSIDERING SOIL STRUCTURE INTERACTION EFFECTS, 13th World Conference on Earthquake Engineering (Canada), Paper No.264, 2004.
- 8) 稲井慎介, 石原直 他: 周囲にクリアランスのない吊り天井の耐震性に関する実験, 日本建築学会関東支部研究報告集, No.84, pp.449-452, 2014. 2