擁壁が弾塑性特性を有する場合の簡易評価法への適用

- 免震建物の擁壁衝突時における擁壁部水平抵抗の簡易評価に関する研究 その2 -

APPLICATION OF SIMPLE MODELING METHOD TO RETAINING WALL
WITH ELASTO-PLASTIC PROPERTY

- Study on simple modeling for lateral resistance of retaining wall in collision with a base-isolated structure Part 2 -

犬伏徹志*, 宮本裕司**, 荻本孝久***, 山下忠道****

*Tetsushi INUBUSHI, Yuji MIYAMOTO, Takahisa ENOMOTO
and Tadamichi YAMASHITA*

We have proposed the simple modeling method for lateral resistance of retaining wall considering the backfill soil when a base-isolated structure collides without twisting into the elastic retaining wall in previous paper. This paper aims to confirm the applicability of the method in case of retaining wall with elasto-plastic property. First, we conduct the seismic response collision analysis of a base-isolated structure-soil interaction system using 3D-FEM, and estimate structure responses and impulse force. Next, we compare hysteresis loops of the retaining wall with backfill soil of the method with 3D-FEM analysis results. Then, we conduct collision analysis using the method, and compare its results with 3D-FEM analysis results to confirm the effectiveness of this method.

Keywords : *Base-Isolated structure, Collision to retaining wall, 3D-FEM,**Dynamic interaction, Simple modeling method, Added-mass*

免震建物, 擁壁衝突, 三次元有限要素法, 動的相互作用, 簡易評価法, 付加質量

1. はじめに

設計レベルを上回る大振幅地震動(例えば1), 2)が免震建物に入力した場合に, 擁壁との衝突発生が懸念されている。実大実験や縮小模型実験, そして解析的検討により擁壁衝突時の建物挙動の傾向は明らかになりつつある(例えば3)-6)が, 擁壁衝突時の建物挙動に大きな影響を及ぼす擁壁部(擁壁+背後地盤)の水平抵抗特性について分析した研究は少なく(例えば7)-9), 線材モデルを用いた検討においては擁壁部水平抵抗特性を適切にモデル化することが困難であった。

第一報で著者は, 免震建物が振れを発生せずに擁壁へ衝突する場合の擁壁部水平抵抗を, 杭の応答評価に用いる動的相互作用ばねの考え方¹⁰⁾を準用して線材モデルにより簡易に評価する方法を提案し, 三次元FEM解析結果と比較することでその有効性を確認した¹¹⁾。また, 簡易評価法を用いた衝突解析モデルを示し^{11), 12)}, 免震層直上大梁の軸剛性を適切に評価することが重要であることを述べた。しかしながら, 擁壁を弾性と仮定して検証を行っているため, 擁壁が弾塑性挙動を示す場合について検証を行う必要がある。擁壁の塑性化によって建物の衝突応答は小さくなるが, その一方で免震層変位が大きくなるとの報告¹³⁾もあり, 擁壁が塑性化する場合の擁壁部水平抵抗特性を明らかにし, それを大振幅地震動に対する設計・解析法へ展開することは

極めて重要である。

そこで本論文では, 文献11)に引き続いて, 擁壁に弾塑性特性を与えた場合について, 提案した擁壁部水平抵抗の簡易評価法の適用性を検証することを目的とする。本論文の構成は, 擁壁背後地盤を砂質土として, まず三次元FEMによる免震建物-地盤連成系の地震応答解析を行い, 弾塑性特性を与えた擁壁に対して建物が振れを発生せずに衝突する時の建物挙動および衝撃力を評価する。この時, 文献11)の結果と比較する。次に, 評価した衝撃力から擁壁部水平抵抗を検討するための外力を設定し, 擁壁部の荷重-変形関係を三次元FEM解析と簡易評価法とで比較する。ここで, 擁壁の応答変位が大きい場合には簡易評価法で付加質量として考慮する背後地盤の範囲を拡大する必要があることを述べる。最後に, 簡易評価法を用いた免震建物の衝突解析を行い, 建物応答について三次元FEM解析結果と比較する。

2. 三次元FEM解析モデル

FEM 衝突解析には, 汎用非線形有限要素プログラム「ADINA」を用いる。建物や地盤等の基本的な諸元は文献 11)と同じである。

図1にFEM解析モデルを示す。解析負荷軽減のため, 文献11)に比べて加振直交方向(Y方向)の地盤モデル幅をやや縮小している。地盤

* 神奈川大学工学部建築学科 助手・修士(工学)

** 大阪大学大学院工学研究科地球総合工学専攻
建築工学部門 教授・博士(工学)

*** 神奈川大学工学部建築学科 教授・工博

**** ダイナミックコントロールデザイン 代表・博士(工学)

Research Assoc., Dept. of Architecture and Building Eng., Kanagawa Univ., M.Eng.
Prof., Dept. of Architectural Eng., Division of Global Architecture, Graduate School of
Eng., Osaka Univ., Dr.Eng.Prof., Dept. of Architecture and Building Eng., Kanagawa Univ., Dr.Eng.
Dynamic Control Design Office, Dr.Eng.

はせん断波速度 $V_s=150\text{m/s}$ の様な砂質土とする。地表面荷重として 5.0kN/m^2 を考慮し、地盤せん断強度 τ_f は地盤自重と地表面荷重のみを用いて Mohr-Coulomb の破壊規準から求める。地盤の復元力特性は双曲線モデル (HDモデル) をノーマルトリニアに近似して考慮する。建物は平面形状 $30\text{m} \times 30\text{m}$ 、各階高さ 3.0m の 10 層 RC 造の基礎免震構造を想定し、上部構造は弾性多質点系せん断ばね、免震部材の鉛直剛性は鉛直ばね、水平剛性はせん断ばねでモデル化する。図 2 に免震部材の配置図を示す。鉛直ばねは弾性とし、せん断ばねについては、天然ゴム系積層ゴムは弾性、それ以外はノーマルトリニアの復元力特性とする。なお、免震層の降伏せん断力係数は 0.03 、免震周期は 5.0 秒である。使用するコンクリート強度は $F_c=36\text{N/mm}^2$ とし、基礎スラブは剛とする。

図 3 に擁壁部の断面図を示す。FEM 解析では擁壁はコンクリートと鉄筋をそれぞれ別要素でモデル化する¹⁴⁾ことが望ましいが、本研究の目的は擁壁の弾塑性挙動によりその剛性が変化する場合における簡易評価法の適用性を検証することであるので、擁壁は十分に靱性がありせん断破壊は発生しないものと仮定して、弾塑性体のソリッド要素でモデル化して検討を行う。擁壁の高さ方向分割数は $GL \pm 0\text{m} \sim 1.4\text{m}$ までは 200mm ピッチとし、塑性化領域となる $GL-1.4 \sim -2.0\text{m}$ は 50mm ピッチと細かい要素分割とする。擁壁厚さは $t=300\text{mm}$ とし、厚さ方向に要素を 4 分割している。

擁壁の配筋として縦筋、横筋ともに $D16@100$ および $D16@200$ の 2 種類を想定し、擁壁耐力 M_u を式(1)により算定する¹⁵⁾。

$$M_u = 0.9 a_t \sigma_y d \quad (1)$$

【記号】

- a_t : 引張鉄筋断面積
- σ_y : 引張鉄筋の降伏点
- d : 有効せい

以降、配筋 $D16@100$ を想定したケース ($M_u \div 145\text{kN} \cdot \text{m/m}$) を擁壁耐力 1.0 倍、 $D16@200$ を想定したケース ($M_u \div 72.5\text{kN} \cdot \text{m/m}$) を擁壁耐力 0.5 倍と称する。各ケースの擁壁耐力に合致するよう擁壁の各ソリッド要素に同一の降伏応力度とバイリニアの復元力特性 (降伏後剛性は初期剛性の $1/100$) を与える。

3. 地震応答解析と擁壁部水平抵抗の評価

三次元 FEM 解析モデルの境界条件は、底面は固定とし、側方は繰り返し境界とする。建物は杭基礎によって支持されていると仮定し、基礎底面の鉛直変位を拘束する。擁壁および基礎底面と地盤との剥離や滑りは考慮しない。また、内部粘性減衰は Rayleigh 減衰とし、 1Hz および 10Hz の振動数に対して建物系は $h=2\%$ (免震部材は $h=0\%$)、地盤は $h=1\%$ とする。入力地震動は、図 4 に示す極稀レベルの告示波 (八戸位相) の $31.45 \sim 34.45$ 秒の 3.0 秒間を、擁壁との衝突により大きな衝撃力が発生するよう振幅を 1.8 倍して、FEM モデル最下節点の X 方向に一樣に与える。解析時間刻みは、衝突前後は $1/400000$ 秒、それ以外は $1/2000 \sim 1/10000$ 秒とする。

図 5 に免震層の時刻歴応答変位を示す。本章の以降の図には、比較のため擁壁を弾性と仮定した文献 11 の解析結果を併せて示す。図 5(a) より、 2.0 秒付近から免震層の応答変位が増大し、 2.55 秒付近で免震建物と擁壁との衝突が発生する。衝突が発生する時刻付近を拡大したものを図 5(b) に示す。免震層の最大応答変位は擁壁耐力

図 1 三次元 FEM 解析モデル

図 2 免震部材配置図

図 3 擁壁部および免震層の断面図

図 4 入力地震動 (入力倍率 1.0 倍)

にかかわらず約 523mm とほぼ同じとなっている。これは擁壁部に比べて免震建物の重量や免震層水平剛性が非常に大きく、強制変形のように擁壁部を押し込むことにより、擁壁耐力とは無関係に免震層の最大応答変位が決まるためと考えられる。ただし、最大応答変位以降の挙動は異なっている。

図 6 に上部構造(RF と 1F の 2 カ所)の時刻歴応答加速度を示す。擁壁衝突後の応答加速度波形は、擁壁耐力にかかわらずほぼ同じであるが、最大値に差が見られる。RF では擁壁弾性で 16.5m/s^2 に対して、擁壁耐力 1.0 倍時では 14.6m/s^2 で約 12% 低減し、擁壁耐力 0.5 倍時では 13.4m/s^2 で約 23% 低減している。一方、1F では擁壁弾性で 12.4m/s^2 、擁壁耐力 1.0 倍と擁壁耐力 0.5 倍で 12.0m/s^2 と、擁壁耐力に関係無く同程度となっており、擁壁耐力による建物応答値の差は上層になるほど大きくなっている。なお、擁壁を弾塑性とした場合に 1F の最大応答値以降の加速度波形がやや乱れているが、これは後述する図 7 に見られるように、擁壁の塑性化による局所変形によって、擁壁と免震建物（免震層直上大梁）が細かい衝突と剥離を繰り返しているためと考えられる。

図 7 に免震建物の擁壁衝突時の衝撃力時刻歴波形を示す。衝撃力は建物と擁壁との接触による節点反力である。図中の縦軸は、最大衝撃力が得られた免震層直上大梁下端位置 (GL-1.5m 位置) での衝撃力の総和を示している。なお、免震建物が擁壁に接触している間以外は衝撃力が 0 であるため、衝突が発生した時刻付近のみを示している。また、擁壁弾性時は要素分割の違いにより GL-1.4m 位置で最大となっているため、その位置での衝撃力の総和を示している。擁壁衝突による衝撃力波形は、擁壁弾性時に比べて波形の乱れはやや大きいものの、擁壁を弾塑性とすることで最大衝撃力が 21% 程度低減しており、その値は擁壁耐力 1.0 倍時と擁壁耐力 0.5 倍時とはほとんど差がない。図 8 に衝撃力-擁壁部応答変位関係を示す。衝撃力の立ち上がりは擁壁耐力 1.0 倍の方が大きく、最大応答変位は擁壁耐力 0.5 倍の方が 1.5 倍程度大きい。これは、擁壁耐力 0.5 倍の方が擁壁部の塑性化が進展してより大きなエネルギーを吸収していることを表している。また、この応答変位の差により両者の擁壁部の復元力の差は小さくなり（後述する図 11 参照）、さらに擁壁耐力 0.5 倍の方が擁壁部の応答速度は大きいことから減衰力も大きくなるため、結果的に最大衝撃力が同程度になったと考えられる。なお、擁壁弾性時に対して衝突が発生する時刻にわずかな差はあるが、衝突開始～最大衝撃力までの時間や衝突終了までの時間は、擁壁耐力に関係無くほぼ同じとなっている。

時刻歴応答解析で得られた衝撃力について、衝突開始から衝撃力のピークとなる区間（約 0.04 秒間）に着目し、これを 1/4 波長とする Sin 波を用いて擁壁部水平抵抗を評価する。ここでは、擁壁のある高さにおいて、建物幅 30m 内に存在する擁壁節点数（61 点）で衝撃力を除いたものを平均衝撃力と定義し、図 1 に示す FEM 解析モデルから擁壁・基礎以外の建物系を除いた解析モデルを用いて検討を行う。図 9 に検討に用いる加力波形を示す。平均衝撃力の最大値は約 445kN であるため、これを 450kN に基準化する。そして、擁壁部の履歴特性を確認するため、その平均衝撃力の最大値を 1.1 倍ずつ漸増させた 1 波長 0.167 秒の Sin 波 3 波を連続的に与え、3 波目のピーク値が 450kN となるような加力波形としている。

加力位置は、擁壁上部に衝突する場合を想定した GL±0m と、擁

図 5 免震層応答変位時刻歴

図 6 建物応答加速度時刻歴

図 7 衝撃力時刻歴波形 (GL-1.5m)

壁下部に衝突する場合を想定した GL-1.2m および GL-1.5m の計 3 ケースとする（文献 11 では最大衝撃力は GL-1.4m で得られたが、本論文では GL-1.5m 位置で最大衝撃力が得られたため、GL-1.5m 位置に代えている）。ただし、図 9 の加力波形を GL±0m に与えた場合には過大な変形が生じるため、荷重を 0.5 倍して与える。解析時間刻みは加力位置により異なるが、1/5000～1/20000 秒とする。

4. 簡易評価法による擁壁部水平抵抗

4. 1 簡易評価法の概要

文献 11 で提案した簡易評価法は、擁壁を片持ち梁と考え、擁壁背後地盤の抵抗を杭の応答評価に用いる動的相互作用ばねの考え方を準用してばねとダッシュポットで表すものである。以下にばね定数 k'_{fsi} と減衰係数 c'_{gsi} の算出方法の概要を示す。

$$k'_{fsi} = \frac{1}{2} (k_{fsi-1} H_{i-1} + k_{fsi} H_i) \quad (2)$$

$$c'_{gsi} = \frac{1}{2} (c_{gsi-1} \cdot H_{i-1} + c_{gsi} \cdot H_i) \quad (3)$$

$$k_{fsi} = 0.65 \frac{E_{si}}{1 - \nu_{si}^2} \left(\frac{E_{si} t^4}{E_c I_c} \right)^{1/12} \times \frac{L}{t} \quad (4)$$

$$c_{gsi} = \alpha_1 c_{gsi} + (1 - \alpha) 2 c_{gsi} \quad (\alpha = 4/5) \quad (5)$$

$$1 c_{gsi} = \rho_i t \cdot \frac{1}{2} V_{Lai} \times \frac{L}{t}, \quad 2 c_{gsi} = \rho_i t \cdot \frac{1}{2} V_{Lai} \times \frac{L}{t} \quad (6a, b)$$

【記号】

H_i : i 層の地盤の層厚

E_{si} : i 層の地盤のヤング係数

ν_{si}, ρ_i : i 層の地盤のポアソン比および密度

E_c : 擁壁のコンクリートのヤング係数

I_c : 擁壁厚さ t の正方形断面の断面二次モーメント

L : 衝突を考慮する擁壁長さ

V_{Lai}, V_{Lai} : 擁壁背後地盤および自由地盤 i 層の Lysmer の波動速度 ($= 3.4V_{si}/\pi(1 - \nu_{si}), 3.4V_{si}/\pi(1 - \nu_{si})$)

V_{si}, V_{si} : 擁壁背後地盤および自由地盤 i 層の最大せん断ひずみから求まる等価 S 波速度

動的相互作用ばねに与える非線形特性は双曲線モデルとし、ランキンの受働土圧から求まる極限地盤反力を用いる。また、擁壁に与える擁壁背後地盤質量（付加質量 adq_m ）を考慮する範囲としては、地表面位置においては擁壁厚さ t の 3 倍、擁壁基部においては 0 とし、高さ方向に 3 次関数分布とする。以上により、擁壁部水平抵抗の簡易評価法に用いる解析モデル（図 10）が完成する。なお、減衰係数を求めるにあたり、図 10 に示す解析モデルからダッシュポットを除いたモデルで一度だけ応答解析を行い、得られた擁壁各節点の時刻歴応答変位から擁壁各要素の最大応答相対変位を求める。それを要素長さで除することで最大応答せん断ひずみ γ_{imax} （各要素の最大応答変形角に相当する）を求める。そして γ_{imax} が擁壁背後地盤の最大せん断ひずみに等しいと仮定し、等価 S 波速度 V_{si} を求める。

4. 2 擁壁曲げ耐力

本論文の FEM 解析では、前述の通り、弾塑性体のソリッド要素を用いて擁壁をモデル化し、曲げ応力とせん断応力を組み合わせた応力（Mises の降伏応力）により要素の降伏判定を行っている。

図 8 擁壁部の衝撃力-応答変位関係 (GL-1.5m)

図 9 加力波形

図 10 簡易評価法に用いる解析モデル

一方、簡易評価法では擁壁はファイバー断面を用いた梁要素でモデル化し、断面を構成する各セグメントの軸方向にのみノーマルパイリニアの復元力特性を与え、その軸方向力のみ（つまり曲げ応力のみ）で要素の降伏判定を行っている。したがって、FEM 解析のソリッド要素と簡易評価法の梁要素に同じ降伏応力度を設定した場合、擁壁のみであれば曲げ応力が卓越するため、降伏判定方法の差は小さく両者の擁壁耐力は同程度となるが、背後地盤がある場合には擁壁の曲げ変形が拘束され、特に擁壁基部に加力する場合には、せん断応力の割合が無視できないほどに大きくなるためソリッド要素の方が早く降伏することになり、降伏判定方法の差が擁壁耐力に大きな影響を及ぼす。そこで本論文においては、簡易評価法における擁壁耐力を FEM 解析と同程度とするため、以下の手順によって簡易評価法の擁壁各要素のセグメントに与える降伏応力度 σ_{yi} を設定する。

1. FEM で擁壁部の Pushover 解析を行い、擁壁各要素の降伏 Step 数を確認する。
2. 簡易評価法のモデルを用いて 1.と同じ条件、同じ σ_{yi} を用いて Pushover 解析を行い、擁壁各要素の降伏 Step 数を確認する。

3. 1.と2.で擁壁各要素の降伏 Step が異なる場合、2.の α_{yi} を要素毎に変化させて再解析を行い、擁壁各要素の降伏 Step 数を確認し、両者の降伏 Step がほぼ同じになるまで繰り返す。

なお、擁壁各要素のセグメントの降伏後剛性は、FEM による Pushover 解析にて十分に変形が生じた時点での荷重－変形関係にフィッティングするように設定する。以上の方法により擁壁耐力を調整した簡易評価法と FEM 解析での擁壁部の Pushover 解析結果を図 11 に示す。擁壁耐力 0.5 倍の GL-1.5m 加力時を除き、両者の擁壁耐力は比較的良好な対応を示している。

4. 3 簡易評価法を用いた擁壁弾塑性時の擁壁部水平抵抗の評価

図 10 に示した解析モデルを用いて、弾塑性特性を与えた擁壁に衝撃力が線として作用する（免震建物が擁壁に線で衝突する）場合の擁壁部水平抵抗の簡易評価を行う。簡易評価には、3 次元フレーム汎用解析プログラム「RESP-F3T」¹⁶⁾を用いる。擁壁形状や加力波形、加力位置は FEM 解析と同じとする。簡易評価法において衝突を考慮する擁壁長さ L には FEM モデルの擁壁 1 メッシュ幅 ($=0.5\text{m}$)を、最大応答せん断ひずみ γ_{imax} の計算には擁壁幅中央位置の変位量を用いる。また、動的相互作用ばねに与える内部粘性減衰定数は $h=0\%$ とし、解析時間刻みは $1/20000$ 秒とする。

図 12 および図 13 に、擁壁耐力 1.0 倍および擁壁耐力 0.5 倍の各ケース (GL±0m, GL-1.2m, GL-1.5m 加力時)における擁壁部の荷重－変形関係を示す (荷重と変形の取り方は図 14 参照)。GL±0m 加力時では簡易評価法と FEM 解析結果とはあまり良好な対応を示していない。GL±0m 加力時の FEM 解析による最大応答変位は、擁壁耐力 1.0 倍 (図 12(a)) で 182mm、擁壁耐力 0.5 倍 (図 13(a)) で 203mm と、これは変形角で表すとそれぞれ 1/11、1/10 に相当する非常に大きな変位量である。本ケースの γ_{imax} は擁壁頂部の要素

(a) GL±0m 加力時

(b) GL-1.2m 加力時

(c) GL-1.5m 加力時

図 11 擁壁部の荷重－変形関係

(a) GL±0m 加力時

(b) GL-1.2m 加力時

(c) GL-1.5m 加力時

図 12 擁壁部の荷重－変形関係 (擁壁耐力 1.0 倍)

(a) GL±0m 加力時

(b) GL-1.2m 加力時

(c) GL-1.5m 加力時

図 13 擁壁部の荷重－変形関係 (擁壁耐力 0.5 倍)

図 14 荷重－変形関係の取り方

($i=1$)で最大となり、擁壁耐力 1.0 倍で 23.2%，擁壁耐力 0.5 倍で 34.2%と非常に大きい値となっている。

GL-1.2m 加力時の FEM 解析による最大応答変位は、擁壁耐力 1.0 倍（図 12(b)）で 27.5mm，擁壁耐力 0.5 倍（図 13(b)）で 32.2mm であり、変形角ではそれぞれ 1/29，1/25 に相当する。FEM 解析結果と簡易評価法とで履歴ループ形状は比較的良好な対応を示しているが、除荷時に両者にやや差が見られ、簡易評価法が最大応答値をやや大きく評価している。この時の γ_{imax} も擁壁頂部の要素で最大となり、擁壁耐力 1.0 倍で 9.4%，擁壁耐力 0.5 倍で 10.7%となっている。

一方、擁壁耐力 1.0 倍の GL-1.5m 加力時（図 12(c)）では、FEM 解析による最大応答変位は 7.1mm で、変形角では 1/70 に相当する。簡易評価法が最大応答変位をやや小さく評価しているものの、履歴ループ形状は良好な対応を示している。擁壁耐力 0.5 倍（図 13(c)）では、図 11 に示すように、FEM の擁壁部を簡易評価モデルが精度良く再現できていないため最大応答値にやや大きな差が生じている。

(a) GL±0m 加力時

(b) GL-1.2m 加力時

図 15 FEM 解析による擁壁部応答変位分布図
(擁壁耐力 1.0 倍)

(a) GL±0m 加力時

(b) GL-1.2m 加力時

図 16 付加質量範囲を 6t とした場合の擁壁部の荷重－変形関係（擁壁耐力 1.0 倍）

(a) GL±0m 加力時

(b) GL-1.2m 加力時

図 17 付加質量範囲を 6t とした場合の擁壁部の荷重－変形関係（擁壁耐力 0.5 倍）

この時の γ_{imax} も擁壁頂部の要素で最大となり、擁壁耐力 1.0 倍で 1.6%，擁壁耐力 0.5 倍で 2.1%となっている。

以上より、擁壁耐力 0.5 倍の GL-1.5m 加力時を除いて、 γ_{imax} が大きくなるほど FEM 解析結果と簡易評価法との差が大きくなる傾向が顕著に見られる。この原因として、擁壁を弾性と仮定した文献 11 において GL±0m 加力時の γ_{imax} が擁壁頂部の要素で最大の 7.0%であったが、本論文では 1/6～1/3 程度の加振力にもかかわらずそれ以上の数値が生じていることから、付加質量 $_{add}m_i$ として考慮する擁壁背後地盤の範囲を擁壁厚さ t の 3 倍とした条件に適合しないことが考えられる。

図 15 に、擁壁耐力 1.0 倍の GL±0m，GL-1.2m 加力時の FEM 解析において、図 9 に示す加力波形の最初のピーク荷重に対応する応答変位分布を示す。図から明らかなように、擁壁背面の地盤変位が最大で、擁壁から離れるほど変位は小さくなる。 $_{add}m_i$ として考慮する範囲は、擁壁頂部背面節点の X 方向変位を基準変位 u_i とし、地表面においてミンドリン第 II 解に基づく式(7)中の $(u_j(x)/u_i)^2$ が 0.1 程度になる範囲までと考える¹⁷⁾。この時、GL±0m 加力時（図 15(a)）では擁壁背面から 1.6m 程度、GL-1.2m 加力時（図 15(b)）では擁壁背面から 1.8m 程度となり、擁壁厚さの約 6 倍の距離に相当する。

$$_{add}m_i = \frac{1}{2} \rho_1 H_1 \iint \left\{ \frac{u_j(x)}{u_i} \right\}^2 dx dy \quad (7)$$

【記号】

$u_j(x)$: 擁壁背後地盤節点の X 方向変位 ($j=1$ は擁壁背面位置)

そこで、 γ_{imax} が擁壁弾性時より大きい GL±0m 加力時と GL-1.2m 加力時について、 $_{add}m_i$ を計算する範囲を擁壁厚さ t の 6 倍として擁壁部水平抵抗の再評価を行う。その結果を図 16 および図 17 に示

す。GL±0m 加力時は最大応答変位にやや差はあるものの、履歴ループ形状が大きく改善し、FEM 解析結果と簡易評価法は比較的良く対応している。GL-1.2m 加力時は、 $addm_i$ を計算する範囲が3tの場合(図12(b)および図13(b))と比べて履歴ループ形状はあまり変わらないが、応答変位がやや抑えられ、FEM 解析結果と簡易評価法は良い対応を示している。

なお、本論文では $addm_i$ を計算する範囲を擁壁弾性時の2倍の6tとしたが、 γ_{imax} や背後地盤の特性との関連性についてはより詳細な検討が必要であり、今後の課題である。また、各ケースの履歴ループに負勾配が生じているが、これは擁壁部の塑性化(擁壁の塑性化および動的相互作用ばねの剛性低下)が生じ、それぞれの瞬間剛性を用いて求めた擁壁部の固有円振動数 ω_w と加力波形の固有円振動数 ω との比 ω/ω_w が1.0に対して十分に大きくなり、加力波形と応答変位に 90° ($\pi/2\text{rad}$)以上の位相差 θ が生じるためである¹⁸⁾。特にGL±0m 加力時には擁壁部の塑性化の程度が他のケースに比べて最も大きいため、位相差 θ も最も大きくなっている。擁壁を弾性とした文献11では ω/ω_w が1.0に対して小さいため加力波形と応答変位はほぼ同位相となっており、擁壁部と外力の固有円振動数比によって擁壁部の履歴ループ形状は変化することを表している。

5. 簡易評価法を用いた衝突解析

5. 1 解析モデルおよび解析条件

擁壁部水平抵抗の簡易評価法により作成したモデルを用いて、時刻歴地震応答解析による衝突解析を行い、3章で得られたFEM衝突解析結果との比較を行う。

図18に簡易評価法を用いた衝突解析モデルを示す。図1のFEM解析モデルを再現するため、自由地盤および上部構造は多質点系せん断ばねでモデル化する(上部構造は弾性)。自由地盤の質量、剛性は建物系に比べて十分に大きなオーダーとし、双曲線モデルの非線形特性を与える。擁壁はファイバー断面を用いた梁要素とし、自由地盤と擁壁とは式(2)および式(3)で求まる動的相互作用ばねおよびダッシュポットで接続する。検討は擁壁耐力1.0倍のみとする。3章の解析結果より衝突位置はGL-1.5m位置であるため、付加質量 $addm_i$ として考慮する擁壁背後地盤の範囲は擁壁厚さ t の3倍とする。

簡易評価法において擁壁各要素のセグメントに与える降伏応力度 σ_{yi} は、4.2節で示した方法と同様、FEM衝突解析における擁壁要素の降伏Step数とほぼ合致するように設定方法する。ダッシュポットの減衰係数は、図18のモデルからダッシュポットを除いた解析モデルで一度衝突解析を行い、そこで得られた擁壁の最大応答せん断ひずみを用いて求める。上部構造直下には免震層直上の大梁せいと同じ高さを有する剛体をモデル化し、擁壁と同じピッチで節点を設ける。剛体と擁壁との各節点間には免震クリアランス分のギャップを有する線形ばね(以下、衝突ばねと称する)を配置する(図19)。各衝突ばねの剛性 K'_i は、衝突面に直交する免震層直上大梁の軸剛性の総和(式(8))に、大梁せいに対する剛体各節点の支配長さの比を乗じることにより求める(式(9))。

$$K_i = \sum \frac{E_{cl} A_j}{B_j} \quad (8)$$

$$K'_i = \frac{1}{2} \left(K_i \frac{H_{i-1}}{D} + K_i \frac{H_i}{D} \right) \quad (9)$$

図18 簡易評価法を用いた衝突解析モデル

図19 衝突ばね

(a) 全体挙動

(b) 応答変位500mm付近の拡大

図20 簡易評価法における免震層全体の復元力特性

【記号】

E_{cl} : 免震層直上大梁のコンクリートのヤング係数

A_j, B_j : 衝突面に直交する j 番目の免震層直上大梁の軸断面積
および大梁長さ

D : 免震層直上大梁せい

剛体直下には免震層を配置し、免震部材は FEM 解析同様、天然ゴム系積層ゴムは弾性、それ以外はノーマルバイリニアの復元力特性を有するせん断ばねでモデル化し、それらを並列に配置する。自由地盤最下節点、免震層直下節点および擁壁基部節点は固定とする。各免震層直下節点および擁壁基部節点には非衝突の FEM 解析で得られた基礎底面 (GL-4.0m) 中央位置での応答加速度波形を、自由地盤最下節点には FEM 解析同様、図 4 に示す加速度波形を 1.8 倍して入力する。各要素に与える諸元や内部粘性減衰等の条件は FEM 解析と同一とする。また、衝突面における擁壁長さ L は建物幅 30m とする。

5. 2 衝突解析結果

図 20(a)に簡易評価法を用いた衝突解析における免震層全体 (免震層+衝突ばね) の復元力特性を、図 20(b)には(a)で衝突が生じる応答変位 500mm 付近を拡大したものを示す。各図のせん断力は免震層の応答層せん断力と衝撃力 (簡易評価法では衝突ばねに生じた応力) の和であり、変形量は免震層の層間応答変位である。FEM 解析および簡易評価法により得られた免震層全体の復元力特性を比較すると、簡易評価法の方が FEM 解析に比べて衝突発生時の免震層変位が小さく、また衝突発生後のせん断力は大きい。この原因として、地盤の降伏判定の違いや擁壁部の応答値の差が影響していると考えられる。つまり、自由地盤底面に加速度を入力することによって衝突前に地盤が弾塑性挙動を示す場合、簡易評価法と FEM 解析で挙動にやや差が生じてくること、簡易評価モデルは FEM 解析による擁壁部の挙動を完全には再現できていないため、衝突の状況が異なることが考えられる。また、最大応答層せん断力で約 5.0%の差があるが、免震層の最大応答変位差は 1mm 程度とほぼ同じである。そして、最大応答変位以降の免震層全体の復元力特性は FEM 解析結果の傾向を概ね捉えている。

図 21 に簡易評価法を用いた衝突解析による上部構造 (最上層と 1 層の 2 ヶ所) の時刻歴応答加速度を示す。比較のため、3 章の FEM 解析結果と、衝突ばねの剛性 K'_i を十分に大きく設定した場合、つまり衝突面に直交する免震層直上大梁の軸剛性が十分に大きいと仮定した場合 (以下、衝突ばね剛の場合と称する) の結果も併せて示す。簡易評価法による上部構造頂部の最大応答加速度は 14.2m/s^2 であり、FEM 解析結果(14.6m/s^2)と同程度となっている。1 層の最大応答加速度は 10.5m/s^2 であり、FEM 解析結果(12.0m/s^2)に比べて約 12%小さく評価している。また、時刻歴波形で正側の最大値が生じる時刻は FEM 解析結果と良い対応を示しており、負側の最大値が生じる時刻にやや差はあるものの、簡易評価法は FEM による建物衝突挙動を比較的良く再現していると言える。

一方、衝突ばね剛の場合は、 K'_i を衝突面に直交する免震層直上大梁の軸剛性を考慮した式(9)によって設定した場合と比べて正側および負側の最大値が生じる時刻をやや早く評価し、最大応答値は最上層で約 1.47 倍、1 層で約 4.05 倍と大きな差が生じている。擁壁を弾性とした場合においても、免震層直上大梁の軸剛性を適切に評

(a) RF (最上層)

(b) 1F (免震層直上)

図 21 建物時刻歴応答加速度の比較

図 22 最大応答加速度の比較

価しなければ衝突応答を過大に評価した¹¹⁾が、擁壁弾塑性時でも同様の傾向となっている。

最後に、図 22 に簡易評価法を用いた衝突解析における上部構造の最大応答加速度分布を示す。簡易評価法による最大応答加速度は、全層で FEM 解析に比べてやや小さく評価されており、上述の通り 1 層の差が約 12%あるものの、2F~RF の差は約 3.0~9.5%と比較的小さく、最大応答加速度分布は FEM 解析結果と良い対応を示している。

6. まとめ

本論文では、三次元 FEM による免震建物-地盤連成系の地震応答解析を行い、免震建物が弾塑性特性を与えた擁壁に衝突した時の建物挙動および衝撃力を評価した。さらに、擁壁部水平抵抗を文献 11 で提案した簡易評価法を用いて評価し、三次元 FEM 解析結果と比較することでその適用性を確認した。そして、簡易評価法を用いた衝突解析を行い、三次元 FEM 解析結果との比較を行った。以下に得られた知見をまとめる。

- 1) 三次元 FEM による衝突解析の結果、擁壁衝突時の建物の最大応答加速度は、RF では擁壁を弾性と仮定した文献 11 に対して、擁壁耐力 1.0 倍では約 12%、擁壁耐力 0.5 倍では約 23%低減した。一方、1F では擁壁耐力に関係無く同程度となり、擁壁耐力による建物応答値の差は上層になるほど大きくなった。
- 2) 簡易評価法を用いて擁壁部水平抵抗を評価した結果、文献 11 で得られた数値(7.0%)を超える最大せん断ひずみ γ_{imax} が擁壁に生じた GL±0m 加力時と GL-1.2m 加力時で FEM 解析結果との差が大きくなった。これは付加質量 $adaM_i$ を計算する範囲を擁壁厚さの 3 倍とした条件に適合しないことが原因と考えられる。そこで、これらのケースの FEM 解析による応答変位分布から、ミンドリン第 II 解に基づいて $adaM_i$ を計算する範囲を擁壁厚さの 6 倍として再評価した結果、GL±0m 加力時で最大応答変位にやや差が見られるものの、比較的良い対応を示した。なお、擁壁部の塑性化によって擁壁部と外力の固有円振動数比 ω/ω_w が 1.0 に対して十分に大きくなり、加力波形と応答変位に位相差が生じたため、擁壁部の履歴ループに負勾配が生じている。
- 3) 簡易評価法を用いた衝突解析の結果、免震層全体の復元力特性は FEM 解析結果の傾向を概ね捉えることができた。そして、FEM 解析結果に比べて最大応答加速度は 1 層で約 14%小さく評価しているものの RF では同程度となっており、全層において FEM 解析と良い対応を示した。一方、簡易評価法において衝突面に直交する免震層直上大梁の軸剛性が十分に大きいと仮定した場合、最大応答加速度は FEM 解析結果に比べて最上層で約 1.47 倍、1 層で約 4.05 倍と大きな差が生じた。この傾向は擁壁を弾性と仮定した文献 11 と同様であり、免震層直上大梁の軸剛性を適切に評価する必要がある。

今後は、付加質量として考慮する擁壁背後地盤の範囲と、擁壁最大せん断ひずみや背後地盤の特性との関係性を検証し、本手法の精度向上を目指すとともに、免震建物が擁壁に対して斜めに衝突する場合や衝突に伴う上部構造と免震部材の損傷評価についても検討を進める予定である。

参考文献

- 1) 大阪府域内陸直下型地震に対する建築設計用地震動および設計法に関する研究会：大阪府域内陸直下型地震に対する建築設計用地震動および耐震設計指針，2015.2
- 2) 壇 一男，石井やよい，宮腰淳一，高橋広人，護 雅史，福和伸夫：マグニチュード 9 クラスのプレート境界地震による強震動予測のための断層モデルの設定方法—南海トラフ巨大地震への適用と東海地方における強震動の試算例—，日本建築学会構造系論文集，第 692 号，pp.1685-1694，2013.10
- 3) 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，pp.237-246，2005.3
- 4) 高山峯夫，森田慶子，姜 坤：過大地震動下における免震建物の応答特性，日本建築学会九州支部研究報告，構造系(46)，pp.345-348，2007.3
- 5) 三輪田吾郎，小巻潤平，佐藤浩太郎，佐野剛志，勝俣英雄，多幾山法子，林 康裕：実大免震建物の擁壁衝突実験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，第 663 号，pp.899-908，2011.5
- 6) 安本 宏，岡沢理映，多幾山法子，大西良平，林 康裕：パルス性地震動に対する免震建物の擁壁衝突時の最大応答評価，日本建築学会構造系論文集，第 697 号，pp.385-392，2014.3
- 7) 小巻潤平，三輪田吾郎，多幾山法子，大西良平，林 康裕：免震建物の擁壁剛性評価手法の提案 その 2 評価手法の構築，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造 II，pp.261-262，2012.9

- 8) 三輪田吾郎，小巻潤平，大西良平，林 康裕：免震建物の擁壁剛性評価手法の提案 その 3 実験結果との比較，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造 II，pp.263-264，2012.9
- 9) 島村淳，松本優資，奥中良佑，柏尚稔，宮本裕司：複合改良地盤を用いた擁壁と免震建物の衝突応答低減に関する基礎的研究，日本建築学会構造系論文集，第 684 号，pp.309-317，2013.2
- 10) 日本建築学会：建物と地盤の動的相互作用を考慮した応答解析と耐震設計，pp.159-160，2009
- 11) 大伏徹志，宮本裕司，山下忠道，荏本孝久：免震建物の擁壁衝突時における擁壁部水平抵抗の簡易評価に関する研究，日本建築学会構造系論文集，第 713 号，pp.1033-1043，2015.7
- 12) 湯浅暁，大伏徹志，荏本孝久：背後地盤が粘性土の場合の免震建物擁壁部水平抵抗の簡易評価法に関する解析的研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造 II，pp.519-520，2015.9
- 13) 奥中良佑，宮本裕司，柏尚稔，渡部翔太郎：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，第 706 号，pp.1763-1771，2014.12
- 14) 島崎和司：アンボンド X 型配筋 RC 梁の損傷評価，日本建築学会構造系論文集，第 604 号，pp.119-126，2006.6
- 15) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，p.165，2010
- 16) 株式会社構造計画研究所：RESP-F3T(Version1.4.3)利用者マニュアル，2014.7
- 17) 日本建築学会：入門・建物と地盤との動的相互作用，p.199，1996
- 18) 大崎順彦：建築振動理論，彰国社，pp.35-40，1999

付録 A 簡易評価法における擁壁部水平抵抗のダッシュボットの影響

簡易評価法におけるダッシュボットが擁壁部水平抵抗に及ぼす影響について述べる。擁壁耐力 1.0 倍の GL±0m 加力時および GL-1.5m 加力時について、ダッシュボットを無視して動的相互作用ばねのみを考慮した状態(図 10 に示す解析モデルからダッシュボットを除いたモデル)での擁壁部の荷重-変形関係を図 A1 に示す。図 12 および図 16 の結果と併せて示しているが、ダッシュボットを無視した状態では擁壁部の応答変位を過大評価し、履歴ループ形状も大きく異なっている。特に GL±0m 加力時では最大応答変位での等価剛性が大きく異なり、擁壁部水平抵抗の評価において、ダッシュボットは無視できないほどの影響を及ぼしていることがわかる。

なお、簡易評価法では、この状態での擁壁各要素の最大せん断ひずみ γ_{imax} が擁壁背後地盤の最大せん断ひずみに等しいと仮定している。ダッシュボットの有無によって γ_{imax} に差は生じるが、ダッシュボットの減衰係数 c_{gsi} は擁壁背後地盤 $1c_{gsi}$ と自由地盤 $2c_{gsi}$ の重み付け平均としており、さらに各減衰係数はせん断ひずみの平方根に比例するため、 γ_{imax} の差がダッシュボットの減衰係数に与える影響は比較的小さい。

(a) GL±0m 加力時 (b) GL-1.5m 加力時

図 A1 擁壁部の荷重-変形関係 (擁壁耐力 1.0 倍)

正誤表

参考文献 11 において、文章および数式に誤りがありました。読者の皆様にご迷惑をお掛けしたことをお詫びし、以下のように訂正させていただきます。

1039 頁，右段上から 9 行目

誤： 各衝突ばねの剛性は、衝突面に直交する免震層直上大梁の軸剛性の総和（式(17)）に剛体各節点の支配長さを乗じることにより求める（式(18)）。

$$K_i = \sum \frac{E_{cl} A_j}{B_j} \quad (17)$$

$$K'_i = \frac{1}{2} (K_{i-1} H_{i-1} + K_i H_i) \quad (18)$$

【記号】

E_{cl} : 免震層直上大梁のコンクリートのヤング係数

A_j, B_j : 衝突面に直交する j 番目の免震層直上大梁の軸断面積および大梁長さ

正： 各衝突ばねの剛性は、衝突面に直交する免震層直上大梁の軸剛性の総和（式(17)）に、大梁せいに対する剛体各節点の支配長さの比を乗じることにより求める（式(18)）。

$$K_i = \sum \frac{E_{cl} A_j}{B_j} \quad (17)$$

$$K'_i = \frac{1}{2} \left(K_i \frac{H_{i-1}}{D} + K_i \frac{H_i}{D} \right) \quad (18)$$

【記号】

E_{cl} : 免震層直上大梁のコンクリートのヤング係数

A_j, B_j : 衝突面に直交する j 番目の免震層直上大梁の軸断面積および大梁長さ

D : 免震層直上大梁せい

APPLICATION OF SIMPLE MODELING METHOD TO RETAINING WALL WITH ELASTO-PLASTIC PROPERTY

– Study on simple modeling for lateral resistance of retaining wall in collision with a base-isolated structure Part 2 –

*Tetsushi INUBUSHI**, *Yuji MIYAMOTO***, *Takahisa ENOMOTO****
*and Tadamichi YAMASHITA*****

* Research Assoc., Dept. of Architecture and Building Eng., Kanagawa Univ., M.Eng.

** Prof., Dept. of Architectural Eng., Division of Global Architecture, Graduate School of Eng., Osaka Univ., Dr.Eng.

*** Prof., Dept. of Architecture and Building Eng., Kanagawa Univ., Dr.Eng.

**** Dynamic Control Design Office, Dr.Eng.

We have proposed the simple modeling method for the lateral resistance of elastic retaining wall portion (retaining wall + backfill soil) using fiber model, and we have showed the collision analysis model using the method. This paper aims to confirm the applicability of the method in case of retaining wall with elasto-plastic property.

First, we conduct the seismic response collision analysis of a base-isolated structure–soil interaction system using 3D-FEM and estimate the structural behavior and impulse force when it collides uniformly and without twisting into retaining wall. Figure 1 shows 3D-FEM analysis model. Basic specifications and conditions are same as reference No.11. The thickness of retaining wall is taken as $t=300\text{mm}$, its flexural strength assumes two types of $M_u=145\text{kN}\cdot\text{m/m}$ (“flexural strength 1.0 times type”) and $M_u=72.5\text{kN}\cdot\text{m/m}$ (“flexural strength 0.5 times type”). Figure 5 shows the time-history response displacement of isolation layer in 3D-FEM collision analysis. The maximum response displacement for both types is the same as approximately 523mm, however their behavior after the maximum displacement is different. Figure 6 shows the time-history response acceleration of superstructure (top floor and 1st floor). With respect to maximum response acceleration (16.5m/s^2) at the top floor of elastic retaining wall, flexural strength 1.0 times type is reduced by approximately 12% (14.6m/s^2), and flexural strength 0.5 times type is reduced by approximately 23% (13.4m/s^2). Meanwhile, with respect to maximum response acceleration (12.4m/s^2) at the 1st floor of elastic retaining wall, which values of both types are almost the same. Figure 7 shows the time-history impulse force on lower edge position of girder directly above isolation layer at which maximum impulse force is obtained. Maximum impulse force of both types is reduced approximately 21% against elastic retaining wall.

Next, we confirm the applicability of the simple modeling method in case of retaining wall with elasto-plastic property. The verification position is three cases; $GL\pm 0\text{m}$, $GL-1.2\text{m}$, and $GL-1.5\text{m}$. Figure 12 and Figure 13 shows the hysteresis loop of retaining wall portion. In case of $GL-1.5\text{m}$, a difference occurs in the maximum response displacement because the simple modeling method may not accurately reproduce strength of retaining wall portion obtained from 3D-FEM analysis. Also, in case of $GL\pm 0\text{m}$ and $GL-1.2\text{m}$, a difference between 3D-FEM result analysis and the simple modeling method is large. This reason is considered to be not conformed the condition of maximum range $3t$ for the backfill soil considered as added mass because the maximum response displacement of elasto-plastic retaining wall is larger than elastic retaining wall. So, we modify the maximum range from $3t$ to $6t$, and we re-estimate the lateral resistance of retaining wall portion. As a result, hysteresis loop shapes are greatly improved, and it shows relatively good agreement to 3D-FEM analysis result.

Finally, we conduct collision analysis using the simple modeling method, and we compare the structure response with the 3D-FEM analysis results. Figure 18 shows the analysis model using the method. In the case of the collision springs taking into account axial stiffness of the girder directly above isolation layer, the method largely captures trends in restoring force characteristics of entire isolation layer (isolation layer + collision spring) from 3D-FEM analysis. The method estimates maximum response acceleration at 1st floor approximately 14% smaller compared to 3D-FEM analysis result. However, it shows relatively good agreement to 3D-FEM. Meanwhile, in the case of the rigid collision springs, the maximum response values are overestimated. This tendency is the same as case of elastic retaining wall.

(2016年4月7日原稿受理, 2016年9月2日採用決定)