

履歴ダンパーを有するプレキャスト コンクリートロッキング壁構造の耐震設計

著：Maryam Nazari, Sri Sriharan
訳：高津 比呂人

プレキャスト（以下、PCa）コンクリートロッキング壁の強度に基づく設計においては、地震応答によるエネルギー消費の小さい現場打ちコンクリート壁の設計手法に倣うため、応答修正係数（以下、 R ）（訳者註：弾塑性応答を考慮して必要とされる弾性応答地震力を低減する係数）に5を用い、最小等価粘性減衰定数約8%を付与することとしている。一方、合計の減衰量が6%の単一ロッキング壁（以下、SRW）、16%の減衰で設計した両側柱付きPCaコンクリート壁（以下、PreWEC）は振動台実験で非常に耐震性に優れる結果を示した。これらの結果は、PCaコンクリートロッキング壁で採用されている現状の設計手法が必要以上に制限されたものであり、このロッキング壁構造の優位性を設計に反映できていないことを示唆している。この課題を克服するため、PCaコンクリートロッキング壁の耐震設計に用いる減衰に依存する係数 R を提案し、その有効性を確認するためのパラメトリックスタディを実施した。その結果、設計手法の改善により、地震後の残留変形が小さいPCaコンクリートロッキング壁の性能をより適切に評価することが可能となった。

キーワード：両側柱付きPCa壁、ロッキング壁、耐震設計、アンボンドPC

1. はじめに

アンボンドPC鋼材を用いたPCaコンクリートロッキング壁は、信頼性の高いセルフセンタリング型（訳者註：地震後に変形が元に戻る、残留変形が小さい）の耐震構造を実現することができる。単一ロッキング壁（SRW：single rocking wall）は、壁がアンボンドPC鋼材のみで基礎に緊結されている簡易な構造となっており、PC鋼材は設計地震力に対して弾性範囲にとどまる。SRW自体の履歴減衰は小さいため、履歴エネルギー吸収デバイスを付与して設計する必要がある。

筆者らは、現場打ちコンクリート壁（CIP：cast-in-place concrete）からの置換効率が高く、かつ容易に交換可能な履歴エネルギー吸収デバイス（Oコネクター）を組み込んだ両側柱付きPCa壁構造（PreWEC：precast concrete wall with end columns）を開発した。このOコネクターは、PCaコンクリート壁端部と柱の間に設置する。図-1にSRWとPreWECの詳細図を示す。Oコネクターの数を増やすことによって、容易に履歴エネルギー消費能力を付与することが可能である。図-2に標準的なOコネクターの形状寸法とその荷重-変形関係の実験結果を示す。この実験では、実際のPreWECに設置するOコネクターの変形を想定して、非対称の変形を与えた。

ACIのITG-5.1（特別なアンボンドポストテンションPCa耐震壁の設計・同解説）によると、SRWはそれ自体の履歴減衰が小さいため、地震発生確率が高い地域での適用は認められていないが、履歴エネルギー消費率が12.5%（等価粘性減衰定数では約8%）を超えるPreWECの適用は認められている。PreWECでは履歴減衰量を調整可能であるが、ITG-5.1に則ると設計において減衰を増やしたことによる効果は考慮されない。これは、ITG-5.1が荷重に基づく設計手法（FBD：force-based design）

を採用しているためであり、この設計手法では、ACI規準とASCE/SEI 7-10で採用されている応答修正係数（ R ）が使われる。

FBDでは各構造に係数 R が定められており、アンボンドPC壁では $R=5$ となっている。CIPの設計では、必要な強度に応じて鉄筋量を決め、この鉄筋量が直接的に減衰量に影響するため、係数 R を一定値とすることが妥当である。アンボンドPCaPC圧着構造では、PC圧着力やOコネクターなどの接合部材の強度の変化により、減衰量が大きく変わることが、NakakiらやKuramaらの研究で示されている。したがって、PreWECのような革新的なPCaコンクリート構造の設計において、係数 R を一定値とすることは不適当である。

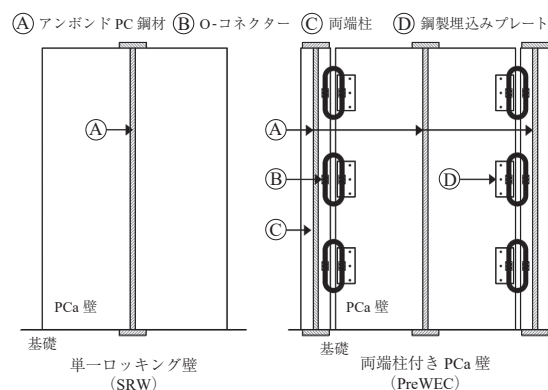


図-1 ロッキング壁構造

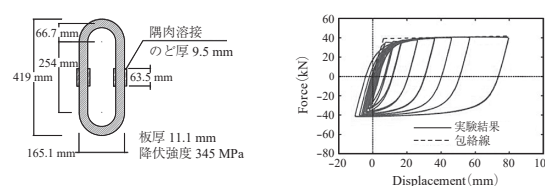


図-2 Oコネクターの形状とその荷重-変形関係の例

この課題は、変位に基づく設計手法（DDBD：direct-displacement-based design）を採用すれば克服できる。しかしながら、多くの設計基準が現在も FBD を採用しているため、PCa コンクリートロッキング壁構造の設計において適切な評価ができないでいる現状が指摘されている。PRESSS（Precast Seismic Structural System：日米共同研究「プレキャストコンクリート耐震構造システム」）プログラムの第3フェーズにおいて、5層のPCa建物をDDBDで設計した際、この問題が現実化した。PRESSS建物において、DDBDによって設計した壁方向の必要耐力は、FBDによる設計の約46%であった。つまり、FBDによる係数 R は4.5なのに対して、DDBDによる設計では、壁方向の必要耐力は、係数 R で換算すると約10に相当するものであった。Priestleyらの報告によると、PRESSS建物の壁方向の応答性状は大変良好であり、設計において2倍以上の係数 R を採用することが妥当であることが示された。

係数 R を一定値とする設計上の課題に対処するため、またPCaコンクリートロッキング壁の耐震設計に使用する最適な減衰量の調査として、各4体の試験体を用いたSRWとPreWECの振動台実験を実施した（図-3）。これらの試験体は、水平荷重に壁が抵抗する構造として設計された6層のプロトタイプ建物の5/18スケールで、固有周期は0.9秒であった。設計用ベースシア係数、せん断スパン比、履歴減衰量は試験体ごとに異なっていた。さまざまな強度の一連の加振実験の結果、履歴エネルギー吸収デバイス量に関係なく、すべてのSRWおよびPreWECは設計レベルの地震動に対して、最大層間変形角・最大加速度・残留変形角などのクライテリアを満足する応答値を示した。考える最大級の地震（MCE：maximum considered earthquake）を受けたときには、履歴減衰量が小さいものは部材角が大きくなり、許容値を超過する場合があった。

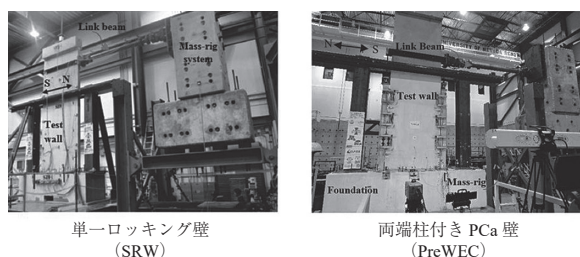


図-3 SRWとPreWECの振動台実験の状況

実験結果から、履歴減衰量は一般に考えられているより壁の挙動に及ぼす影響が小さいことがわかった。いいかえると、この構造の応答を制御しているのは、非線形応答性能である。減衰が小さい場合には、構造体に大きな悪影響を与えることなく、より多くの変位サイクルが生成される。この知見は重要で、PCa壁構造の耐震設計に柔軟な選択肢を与え、CIP壁で想定される約20%の履歴減衰を付与してPCa壁構造を設計する必要はないことを示唆している。CIP壁における大きな等価減衰は塑性ヒンジの形成によって生じるもので、修復不可能な損傷につながることもある。対照的に、ここで研究対象とし

ているPCaコンクリートロッキング壁は、構造的損傷が小さく、耐震性の高い建物への設計が可能となる。

この論文では、従来のSRWとPreWECに関する実験とその後の解析研究成果を活用して、PCaコンクリート壁構造の耐震設計の自由度を高めるため、FBDで使用する減衰に依存する係数 R を提案する。次に6、9、12階建ての建物を用いて、提案した係数 R を検証する。最初に、提案する手法に従って、これらの建物をSRWまたはPreWECで設計し、次に、断層近傍（NF：near-field）および断層から離れた位置（FF：far-field）での設計で想定する地震（DBE：design-basis earthquake）とMCE地震動を用いて非線形応答解析を行う。その後、複数レベルの性能に基づく耐震性評価を行い、提案した係数 R の妥当性を検証した。

2. 等価減衰

アンボンドPC圧着を用いるSRWは、固有の粘性減衰、壁パネルが基礎上で揺れ動く際の衝突減衰、および壁下端のコンクリートの材料的な非線形挙動による履歴減衰を備えている。これらを合せると、SRWには約6%の等価粘性減衰があると見なせるとNazariらは提言している。図-1に示すようにOコネクタを追加して履歴減衰を増やすことによって、PreWECはSRWより大きな減衰をもつように設計を行える。PreWECの設計では、等価粘性減衰の付与が容易に行えるため、ITG-5.1に準拠した耐震設計への適用が可能である。

3. 現状の設計手法

ITG-5.1に準拠する場合、アンボンドPC圧着するPCaコンクリート壁を地震発生確率が高い地域で適用することはできるが、条件として少なくとも約8%の等価粘性減衰を付与する追加のエネルギー吸収要素を備えることが必須であると規定されている。

しかし、この要件では前述したようにSRWを耐震建物に適用することはできない。したがって、以下に示す手順は、PreWECの設計にのみ適用される。

・ステップC-1 必要曲げ強度の算定：

$R=5$ を用い、ASCE 7-10に示される弾性応答スペクトルを使って、PreWECの基礎部での必要耐力を求める。壁については従来のFBDの手法に従い、設計地震動に対応する弾性応答スペクトルを用いる。強度低減係数0.9を用いて必要耐力を計算する。

・ステップC-2 壁パネル内のPC鋼材の断面積と初期応力の算定：

モーメントのつり合いから求まる、PreWECの基礎部に作用する力を使ってPC鋼材の必要断面積を決定する。その際、設計変形角時における図-2に示されるエネルギー吸収デバイスの塑性変形性能と、PC鋼材の応力は降伏強度の95%に達していることを仮定する。セルフセンタリング能力を設計変形角時まで維持するためには、目標とする変形角までPC鋼材が弾性範囲に収まるように初期応力を決める必要がある。壁パネルの基礎部での中立軸位置を計算し、PC鋼材の伸びを推定する。

・ステップC-3 両端柱のPC鋼材断面積と初期応力の

算定：

両端柱と基礎を接合する PC 鋼材の断面積を設計する。その際、エネルギー吸収デバイスのジョイントごとの終局耐力に、1.25 から 1.5 の安全係数を掛けたものに対して設計する。両端柱に導入可能な初期応力の上限は、ACI318-11 規準に則り、 $0.8f_{pu}$ とする (f_{pu} : PC 鋼材の引張強度)。

・ステップ C-4 追加詳細検討：

ACI318-11 規準の規定を満たすように、壁の隅角部における補強設計を行う。ACI318-11 規準で規定されているせん断補強筋と軸方向筋における必要鉄筋量を配置するために配筋詳細を決定する。鉄筋による拘束に関する追加のガイドラインが Aaleti らの文献に示されている。

4. 提案する設計手法

現状の設計手法の改善について、次節以降で説明する。これらは、Nazari らの実験報告をベースとした、ITG-5 に示される内容により定めたものである。この提案する設計手法は、SRW および種々の量の履歴減衰を有する PreWEC の、地震発生確率が高い地域を対象とした設計を容易にするものである。はじめに、壁の等価減衰を算定する提案式と、減衰に依存する係数 R の修正について示し、次に改善した設計ステップを示す。

4.1 減衰に依存する係数 R の提案

先に述べたように、ITG-5.1 ではもともと CIP 壁で提案された $R=5$ とすることを推奨している。同じ値をアンボンド PCa コンクリート壁構造に使うのは、両構造の塑性変形能力およびエネルギー吸収能力が異なるため非合理である。さらにいえば、アンボンド PCa コンクリート壁構造では、履歴減衰量を容易に付与できるため、この構造に対応する新しい係数 R の値を、ASCE 7-10 および 2012 年の全米建築基準に示される手法に従い、総等価減衰率の関数として設定した。また、NF および FF 地震動に耐える建物を設計するためには、異なる係数 R の値とすることが必要であると判断した。SRW および PreWEC 構造に適切な係数 R の値は、以下の式 (1)、(2) で求める。

・FF 地震動に対して

$$R = 0.46 \times \xi_{eq} + 0.93 \quad (1)$$

・NF 地震動に対して

$$R = 0.15 \times \xi_{eq} + 2.65 \quad (2)$$

ここで、 ξ_{eq} : 総等価減衰率 (単位 : %)

ξ_{eq} の値は、SRW の約 6 % から、コネクタにより追加される減衰量に依存する PreWEC のより大きな値まで変化する。前述の方程式は、図 - 4 に示すように SRW で $\xi_{eq} = 6\%$ とし、FF 地震動に対して、この構造の弾性応答 V_e に対応するベースシアアと設計地震力に対応するせん断抵抗 V_d をそれぞれ FBD (ASCE 7-10 による $R=1$) と DDBD (設計部材角 2 % 時の減衰率 ξ_{eq}) を用いてその比を推定することにより導出された。この図では、弾性応答変位 Δ_e は 46 mm で、試設計したロッキング壁構造で推定される固有周期 0.9 秒と関連している。ロッキング壁構造の 2 次勾配によるわずかな強度上昇を無視すると、SRW の減衰率に相当する値を使った DDBD 手法により、非線形応答値がわかる。同じ手法を使って、

さまざまな ξ_{eq} で PreWEC の設計せん断力を定義した。図 - 4 には、PreWEC に対して提案した係数 R の値を示しており、FF 地震動に対して、減衰率を 5 % ~ 25 % の間で変化させている。

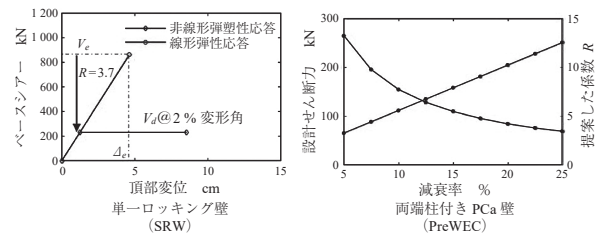


図 - 4 FF 地震動に対し提案する係数 R の値

振動台実験結果で概説されているように、設計部材角レベルでの ξ_{eq} は次に示されるものからなる。

- ・壁先端部のコンクリートの材料非線形性とロッキング壁構造固有の粘性減衰による 4.2 % の減衰
- ・PreWEC と SRW の衝撃によるそれぞれ 1 % と 1.5 % の減衰
- ・PreWEC での、O コネクタの履歴応答による追加の等価減衰

式 (3) は、コネクタの履歴応答による等価減衰の量 $\xi_{conn,D\%}$ を定めるための提案式で、コネクタの数と応答特性およびロッキング壁構造のせん断耐力の関数である。

$$\xi_{conn,D\%} = \frac{N_{conn} \times F_{c,ave} \times \left(l_{con} - \frac{\Delta_{c,y}}{D\%} \right)}{\pi \times V_{D\%} \times H_s} \quad (3)$$

ここで、 N_{conn} : コネクタの数、 $F_{c,ave} : 0.5 \times (F_{c,y} + F_{c,D\%})$ で、 $F_{c,y}$ はコネクタの降伏強度、 $F_{c,D\%}$ は PreWEC が設計部材角 $D\%$ に達するときにコネクタに発生する力 (コネクタは完全弾塑性を仮定、 $F_{c,ave} = F_{c,y}$ になる)、 l_{con} : 上方向に移動する側の壁端に取り付けられているコネクタ付け根の中心からパネル中立軸位置までの距離、 $\Delta_{c,y}$: コネクタの降伏変形、 $D\%$: 設計部材角、 $V_{D\%}$: 設計部材角時の壁のせん断力、 H_s : 建物を等価な一質点に置き換えたときの有効高さ

任意の範囲の $\xi_{conn,D\%}$ を使って、PreWEC とそれに対応する係数 R を設計できる。これによって、PCa コンクリートロッキング壁の設計の自由度が高まる。式 (1) と図 - 4 は、ロッキング壁構造の減衰率が 6 % の時、FF 地震動に対して SRW として $R=3.7$ で設計できることを示している。この場合、SRW の設計荷重は、PreWEC で ξ_{eq} が 10 % の場合より大きくなることが予想されるが、施工性から SRW が優先される場合もある。ITG-5 を含む現在の設計ガイドラインでは、この減衰に依存する係数 R の概念を考慮していない。

4.2 設計手順の改良

式 (1)~(3) を使った、SRW と PreWEC の改善した設計手順を以下に示す。

・ステップ M-1 減衰率の選定：

SRW では減衰率 6 % を使う。PreWEC の設計では、係数 R は最小値 4 を仮定し、セルフセンタリング機能を維持するため、減衰率は 9 ~ 20 % の範囲で選定すること

を推奨する。この減衰は、あらかじめ定められた荷重変形関係をもつ、Oコネクタにより付与される。

・ステップ M-2 係数 R と必要曲げ耐力の算定：

ロッキング壁構造の等価減衰率を決めた後、式(1)または式(2)を使って係数 R を計算する。FBDに則り、計算した係数 R を用いて次式により必要ベースシア係数を計算する。

$$M_n \geq \frac{M_{design}}{\phi}$$

ここで、 M_n ：設計部材角における必要曲げ強度、 M_{design} ：設計部材角における壁構造の基礎における必要モーメント抵抗、 ϕ ：曲げ強度低減係数

・ステップ M-3 ジョイントごとの O コネクタの数の決定：

まず、O コネクタの適切な荷重変形関係を設定する。次に式(3)を使って O コネクタの必要数を決める。

・ステップ M-4 PC 鋼材の断面積と初期応力の算定：

壁パネルは、3章の現状の設計手法のステップ C-2 に従い算定する。PreWEC の両端柱の PC 鋼材は、同様にステップ C-3 に従う。

・ステップ M-5 追加詳細検討：

ステップ C-4 と同じ。

ここに示した改善した設計手法は、MCE 地震を受けるロッキング壁構造の十分な性能を確保する際にも有効である。また、設計者に向け、ロッキング壁構造の解析と設計のためのマクロベースの表計算プログラムを開発し web で公開している。

5. パラメトリックスタディ

実験で検証されている、OpenSees で開発された解析モデル化手法を用い、PCa ロッキング壁構造の設計に用いる、提案した係数 R の精度を検証するためのパラメトリックスタディの結果を示す。

5.1 試設計建物

カリフォルニア州サンディエゴ（地震地域係数 4（訳者註：米国で地震発生確率がもっとも高い地域に区分される）でサイト地盤係数 C（訳者註：地盤の状態が軟弱地盤（E）と岩盤（A）の中間））に建つ、6、9、12 階建てのオフィスビルを想定する。試設計建物の標準的な平面図と 6 階建て建物の立面図を図 - 5 に示す。PCa ロッキング壁構造（SRW または PreWEC）を紙面鉛直方向の耐震要素とする。係数 R の値に合せて、壁の枚数は 3 ～ 6 枚となる。各階の単位面積あたりの有効重量は 8.38 kPa とした。SRW と PreWEC の壁パネルの全幅はそれぞれ 6.85 m と 5.33 m とし、PreWEC の壁パネルの両端には 760 × 760 mm の柱を接続した。PC 鋼材のアンボンド長さは壁高さより 1.8 m 長いものとした。

すべての PCa ロッキング壁構造で、DBE と MCE 地震に対して、目標設計変形角を定めて設計した。また、DBE と MCE 地震の目標設計角に対して、FF および NF 地震動に対する適切な係数 R をそれぞれ式(1)および(2)から求めた。2つの目標変形角と、2つの地震動の組合せで、各建物に対して 4つの設計が完成した。

なお、SRW の場合、6 枚の壁パネルでは MCE 地震に

対して、12 階建ての建物を設計することができなかった。PreWEC では、 ξ_{eq} の値を 13 % と 18 % の 2 種類使用した。PreWEC では、減衰が大きくなるため設計ベースシアが小さくなることと、O コネクタが一部モーメント抵抗を担うため、SRW より PC 鋼材の量が少ない結果となった。試設計建物の詳細については原典を参照されたい。

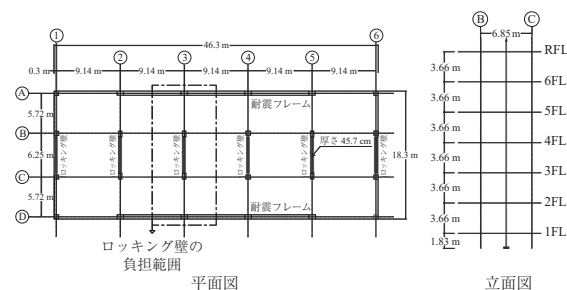


図 - 5 6 階建て試設計建物の平面図と立面図

5.2 地震波

FEMA P695 から選択されたサイト地盤係数 C に該当する 35 の地震動（FF が 10、NF が 25）により試設計建物のパラメトリックスタディを実施した。各観測波は、DBE と MCE 地震動に相当する EQ-III と EQ-IV の各地震ハザードレベルに合うように適切にスケールした。

地震ハザードレベルは、それぞれ DBE と MCE 地震に対して、建設地における地動最大加速度が 1 g と 1.5 g となる、5 % 減衰の弾性加速度応答スペクトルで定義される。スペクトルの縦座標の平均 2 乗偏差が、建物のロッキング周期の範囲である 0.5 ～ 5.0 秒において、目標ハザードスペクトルの ±30 % 以内に収まるよう観測波のスケールファクターを定めた。FF と NF を含む DBE と MCE 地震動の加速度応答スペクトルを図 - 6 に示す。なお、地震波の詳細についても原典を参照されたい。

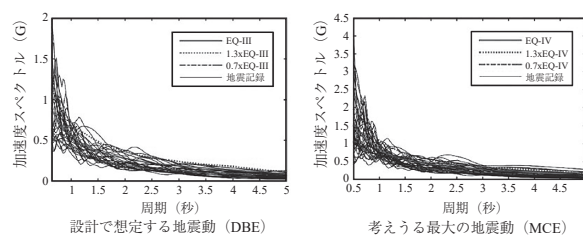


図 - 6 解析に用いた地震波の加速度応答スペクトル

5.3 解析モデル

パラメトリックスタディを実施した建物は、実験データで検証した手法に従って、OpenSees でモデル化した。この調査では、建物の一つの壁を取り出して、面内に地震荷重を加えた。また、ロッキング壁システムは、線形ロッキングモードに支配的であるため、壁システムは 1 質点モデルとした。正確な結果を得るためには、等価な 1 質点系モデルの有効質量 m_{eff} と有効高さ H_{eff} を定める必要がある。次に示す計算例は、DBE 地震に対して目標変形角 2 % を満足するよう設計された 4 枚の SRW がある 6 階建て建物のものである。 m_i と Δ_i はそれぞれ n 階建て建物の各階の質量と変位である。

$$H_{eff} = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i^2)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} = 0.722 \times H_n = 0.722 \times 6 \times 3.66 = 15.86 \text{ m}$$

$$m_{eff}/Wall = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)}{0.02 \times H_{eff}} = 4.85 \times \frac{m_i}{4} = 4.85 \times 847.3 \times \frac{8.38}{4} = 8609 \text{ kN}$$

PreWEC 構造の OpenSees でのモデルの詳細を図 - 7 に示す。有効質量 m_{eff} が有効高さ H_{eff} の弾性柱梁要素の上部に配置されることで PCa コンクリート壁を表現している。この柱梁要素は、次に示す 2 種類の長さゼロの回転ばねで基礎に取り付けられる。

- ・セルフセンタリング材料モデル：PC 圧着力とそれに連動するセルフセンタリング挙動による壁基礎部でのモーメント抵抗およびコンクリートの非線形挙動によるわずかな減衰を再現
- ・Steel02 材料モデル：O コネクターのモーメント抵抗とエネルギー吸収を再現

これら 2 つの回転ばねは並行して動作し、PreWEC 構造の全体的な応答を捉える。SRW のモデル化にも同様の概念が用いられ、その際に Steel02 の回転ばねは除く。

振動台実験における 2 体の SRW と 2 体の PreWEC の水平部材角の時刻歴応答を、OpenSees による解析結果と比較した。図 - 8 に示すとおり、OpenSees によるモデルは、最大応答値を含め、実験結果を十分に捉えていることがわかる。ロッキング壁構造の水平荷重 - 部材角関係の時刻歴応答についても同様の結果となった。

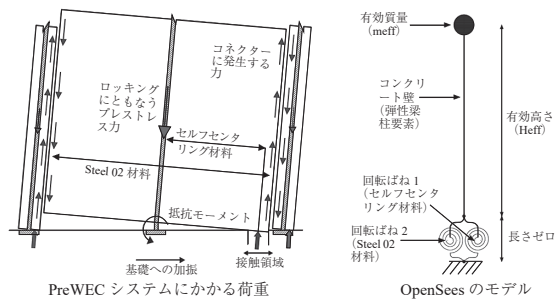


図 - 7 PreWEC 構造の 1 質点系モデル

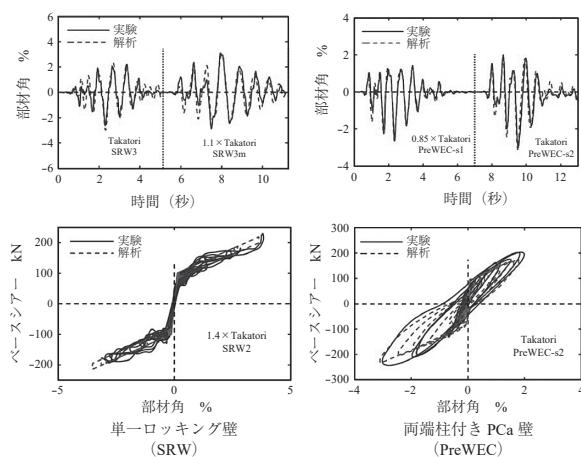


図 - 8 SRW および PreWEC の 1 質点系モデルと実験結果の比較

6. 動的解析結果

OpenSees モデルを使ってすべてのモデルの動的解析を実施した。解析では Newmark の β 法を用い、時間刻みは 0.005 ~ 0.02 秒とした。この時間刻みは、それぞれの地震波で利用可能な時間刻みに対応している。減衰は瞬間剛性比例型のレーリー減衰とし、衝撃による壁の減衰を評価するために、PreWEC と SRW の解析にはそれぞれ 2 % と 3 % の弾性粘性減衰率を含んでいる。ここでは DBE 地震動に対する解析結果のみを示す。

6.1 水平変位

図 - 9 は、SRW と PreWEC で設計した建物の、2 つの DBE 地震記録での水平変形角の時刻歴応答を比較したものである。追加の履歴ダンパーにより PreWEC の動的応答の収束が早いことを示しているが、減衰量 (13 %, 18 %) の違いによる応答結果に差は見られなかった。

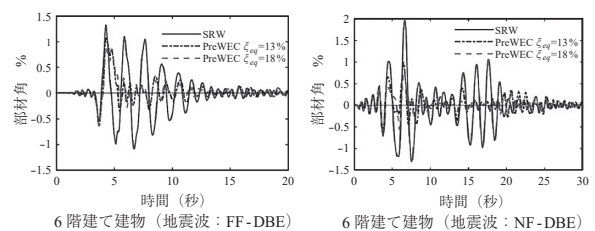


図 - 9 試設計建物の水平部材角の時刻歴応答の例

最大水平部材角の解析結果を許容値で割った最大部材角比率 d_{max} をすべての建物に対して算出した。許容部材角は、Rahman らの推奨する、DBE 地震動に対して 2 %, MCE 地震動に対して 3 % とした。図 - 10 は 6 階建て建物に対する FF-DBE 地震動と 12 階建て建物の NF-MCE 地震動に対する d_{max} をプロットしたものである。 d_{max} の値が 1 以下であることから、最大応答部材角に関して、提案した設計手法は、PCa コンクリートロッキング壁構造の性能を十分に評価できている。同様の結果がほかのすべての建物で得られており (d_{max} は 0.22 から 1.0 の範囲)、本章の後半では、DBE 地震動、MCE 地震動あるいは両方の組合せで得られた最大応答の平均値に焦点をあて論じる。

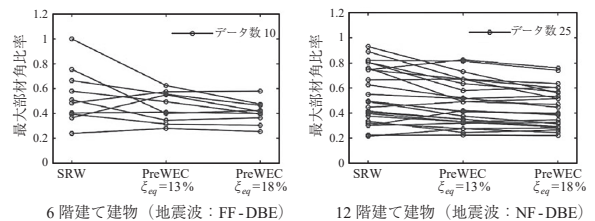


図 - 10 最大部材角比率 d_{max} の比較

図 - 11 に、FF-DBE 地震動に対する最大部材角比率の平均値 d_{ave} と建物高さの関係を示す。たとえば、SRW の 6 階建ての値は 10 サンプルの平均値である。同様に図 - 11 には、異なる地震動 (FF か NF か、DBE か MCE か) に対する d_{ave} のばらつきも示す。これによると、FF 地震動よりも NF 地震動の方が概して大きな応答値となっているが、すべての建物で許容値を満足している。これら

2つの図から、建物高さや地震動の種類による d_{ave} への影響は比較的小さいことがわかる。図-11には建物の減衰率と d_{ave} の関係も示す。これは、建物の階数の違いや地震動の違いも含んだものである。建物の最大応答部材角は、減衰率6%のSRWからそれ以上のPreWECまで、減衰の増加に従って減少した。13%から18%への減衰の増加は、最大応答値の大きな低減にはつながらなかったが、PCa ロッキング壁構造はCIP壁と同じ減衰率で設計すべきではないことを改めて強調したい。図-11に示すように、PreWECでは提案する設計手法に従って、係数 R の値を5~9として設計した場合でも、 d_{ave} の値は0.5未満となった。

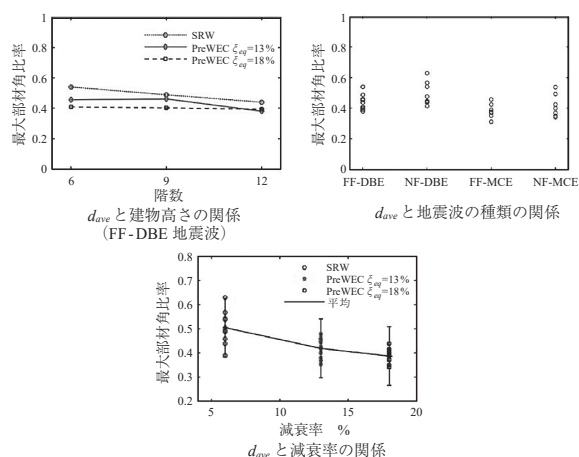


図-11 最大部材角比率の平均値 d_{ave} の比較

6.2 絶対加速度と残留変位

Rahmanらは、満足できる性能とセルフセンタリング能力を確保するための、さまざまなレベルの地震動に対する最大絶対加速度と建物の残留部材角許容値についても提案した。DBE地震動に対しては、加速度1.2gで残留部材角0.5%，MCE地震動に対しては、加速度1.8gで残留部材角0.8%を推奨した。最大絶対加速度の解析結果を許容値で割った絶対加速度率 a_{max} は、0.58~0.79となった。同様に、残留部材角の最大値の解析結果を許容値で割った残留部材角率 d_r は、0.02~0.08となった。 a_{max} の平均値と d_r の平均値と、建物の減衰率との関係を図-12に示す。

図より、建物の最大加速度の絶対値は制限値を満たしていることがわかる。また、 a_{max} の平均値は比較的減衰率との関連が小さいこと、FF地震動よりもNF地震動の方が大きな加速度となっていることがわかる。また、残

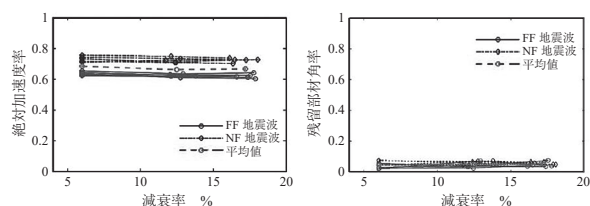


図-12 絶対加速度率 a_{max} および残留部材角率 d_r と減衰率の関係

留部材角率はどの地震動に対しても一貫して小さく、SRWもPreWECも優れた水平荷重抵抗システムで、セルフセンタリング機構をもつ耐震建物であることが確認された。

7. ま と め

この論文の前半部分では、PCa ロッキング壁構造の耐震設計手法の改善について紹介した。この方法の大きな特徴は、FBDで使用される係数 R を減衰に依存するものとして評価したことである。これによりFBDをDDBDから派生したものに相当するものとみなし、より費用対効果の高いPCaコンクリート造建物を実現できる。提案した設計手法を検証するために、次に中低層建物でのパラメトリックスタディを実施した。実験で検証されたOpenSeesの解析手法を用いて、同一平面で、6、9、12階建て建物の耐震性能を、NFならびにFFのDBEおよびMCE地震動に対して評価した。建物は、ロッキング壁構造により水平力に抵抗するように設計し、6%（SRWの場合）から18%（PreWECの場合）までの合計の減衰率に相当する、異なる係数 R を用いて設計した。動的解析結果、およびロッキング壁構造の性能に基づく耐震性評価のための基準による結論を以下に示す。

- ・提案した係数 R で設計したPCaコンクリートロッキング壁構造の耐震性能は、設計地震動、およびより強大な断層近傍および断層から離れた位置の地震動に対して、最大水平部材角、残留部材角、床加速度の最大値の性能限界値を下回った。このことから、減衰に依存する係数 R をPCaコンクリートロッキング壁構造の設計に用いることが妥当であるといえる。
- ・より大きな履歴減衰を有するPreWECの方が、制限値に対する最大部材角が小さくなった。これは、この設計で使われる係数 R が9.3であるにもかかわらず、提案する係数 R の値が実際には安全側であることを意味している。係数 R を3.7で設計したエネルギー吸収能力の小さいSRWの応答値も満足のものであった。
- ・異なる建物高さおよびすべての地震動に対して、ロッキング壁の減衰率が増加するにしたがって、部材角率（最大部材角を許容値で割った値）が減少する傾向が見られた。PreWECへの履歴減衰の追加により、SRWに比べて建物の地震応答が収束するのが早くなった。
- ・絶対加速度率は、すべての建物でほとんど変化がなかったが、NF地震動の方がFF地震動のものよりもやや大きくなった。
- ・すべての建物で、DBEおよびMCE地震動に対して残留変形率が0.1以下と無視できるものであった。

原 典

Maryam Nazari and Sri Sriharan: Seismic design of precast concrete rocking wall systems with varying hysteretic damping, PCI Journal, vol. 64, No.5, pp.58-76, 2019

【2020年3月25日受付】