

試設計建物を用いた CES 構造性能評価法の適用性に関する研究

CES 造 荷重増分解析 応答スペクトル法  
耐震性能評価法 時刻歴地震応答解析

正会員 ○井上 翔\*1 同 秋田知芳\*2  
同 稲井栄一\*3

1.はじめに

CES 構造とは、繊維補強コンクリートおよび鉄骨から構成される新しい構造形式であり、次世代の長期対応型構造を可能とする合成構造システムとして、高い耐震性と経済性を有する建物の実現を目指すものである<sup>1)</sup>。CES 構造は新しい構造形式であるため、その耐震性能評価の方法はまだ確立されていない。2005 年に「CES 構造の実用化 WG」が設置され、CES 構造システムの実用化の可能性や問題点の検討を開始し<sup>2)</sup>、CES 構造の実験データが蓄積されつつある<sup>3),4)</sup>など。現在、それらの蓄積に基づいて日本建築学会において CES 構造の耐震性能評価法の提案に向けて活動が行われている<sup>5)</sup>。

本研究では、提案されている CES 構造の耐震性能評価法<sup>5)</sup>の適用性を確認することを主な目的とする。はじめに CES 構造による試設計建物を作成し、作成した試設計建物の耐震性能を提案されている方法に基づいて評価する。耐震性能評価で用いられる応答スペクトル法による応答値と、時刻歴地震応答解析による応答値の比較を行うことで、その妥当性を確認する。また、評価法適用時の注意点の一つとして挙げられる柱梁接合部のモデル化に関して、剛域と仮定した場合と接合部のひび割れおよび降伏を考慮した場合とを比較し、モデル化が耐震性能評価に及ぼす影響について示す。さらに、CES 構造による建物が同規模の SRC 造と同等の耐震性能を有することや、汎用の構造解析プログラムを用いた解析により評価が可能であることを示す。

2.耐震性能評価法

本章では、文献 5)で提案されている CES 構造の耐震性能評価法の概要を述べる。CES 構造システムの構造設計に関しては、限界耐力計算による構造性能評価の形式を採用するのが合理的である。CES 構造のような新しい構造システムに対して、それらを構成する部位、部材および骨組、あるいは建築物全体の構造特性と限界値を明確にすることで、構造性能評価（構造設計）が可能となる。CES 構造性能評価指針の作成に当たっては、柱および梁、柱梁接合部、耐震壁、架構の構造実験結果に基づいて限界耐力計算による構造性能評価に資する技術資料の整備が行われている。

CES 構造の構造解析は、力の釣り合い、変形の適合条件、材料特性ならびに部材特性を考慮した信頼性を有する適切な方法による他に、下記の 1) ~ 4) による。

- 1) 原則として曲げモーメントおよびせん断力により生じる変形ならびに剛域を考慮した等価な骨組みに置換する解析方法によるものとし、必要に応じて軸方向力を考慮する。
- 2) 架構を構成する柱、梁、耐震壁ならびに基礎梁等の構成要素の弾塑性挙動を適切に再現できるモデルを用いることとし、各部材の非線形領域を含めた骨格曲線を適切に考慮する。
- 3) 面外変形の影響が無視できない部分に関しては、面外変形を考慮する。
- 4) 地盤および杭の変形を適宜考慮する

なお、部材の耐力や剛性の評価式など、耐震性能評価法の詳細については文献 5)を参照されたい。

3.試設計建物

試設計建物は、参考文献 6)に示されている SRC 造建物を基にして考えられた CES 造の地上 13 階（塔屋 1 階）建

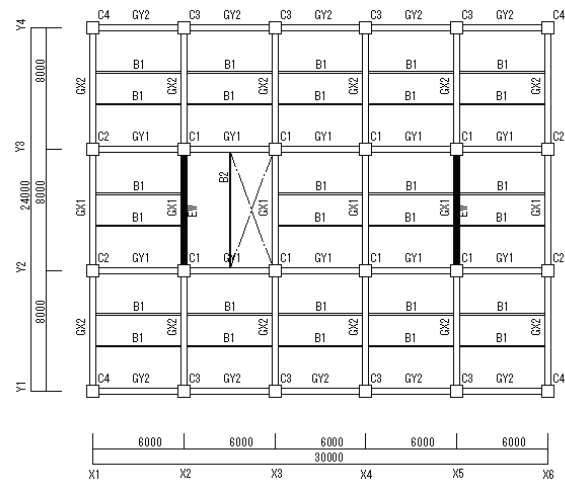


図 1 基準階略図 (単位: mm)

表 1 梁断面表

階	Fc	GX1		GX2,GY1,GY2	
		B×D	鉄骨	B×D	鉄骨
13	30	500×900	H-650×250×12×22	500×900	H-650×250×12×25
12			H-700×300×12×22		H-700×300×14×25
11			H-700×300×14×25		H-700×300×14×28
10					
9	33	500×900	H-700×300×14×25	500×900	H-700×300×14×28
8					
7					
6	36	500×1000	H-750×300×14×25	500×1000	H-750×300×16×28
5					
4					
3	36	500×1000	H-750×300×14×25	500×1000	H-750×300×16×28
2					

てで、2 種地盤に建てられている直接基礎の建物である。基準階略伏図を図 1、梁の断面を表 1、柱および耐震壁の断面を表 2 にそれぞれ示す。軒高は 52.5m、最高高さは 57.0m、基準階高は 3.90m で、建築面積は 720m<sup>2</sup>、延床面積は 9,168m<sup>2</sup>、総重量は約 140,000kN である。断面は元の SRC 造建物から鉄筋を取り除いた断面を基本とし、必

表 2 柱および耐震壁断面表

階	Fc	柱				耐震壁	
		C1,C3		C2,C4		EW	
		B×D	鉄骨	B×D	鉄骨	壁厚	配筋
13	30	800×800	H-600×250×12×25	800×800	H-550×250×9×25	190	D13@200ダブル
12			H-600×250×12×28		H-600×250×12×25		
11			H-600×250×12×28		H-600×250×12×25		
10	33	850×850	H-600×250×12×28	850×850	H-600×250×12×28	200	D13@150ダブル
9			H-650×300×12×28		H-600×250×12×28		
8			H-650×300×12×28		H-600×250×12×28		
7	36	900×900	H-650×300×16×28	900×900	H-650×300×12×28	250	D16@150ダブル
6			H-700×300×16×28		H-700×300×16×28		
5			H-700×300×16×28		H-700×300×16×28		
4							
3							
2							
1							

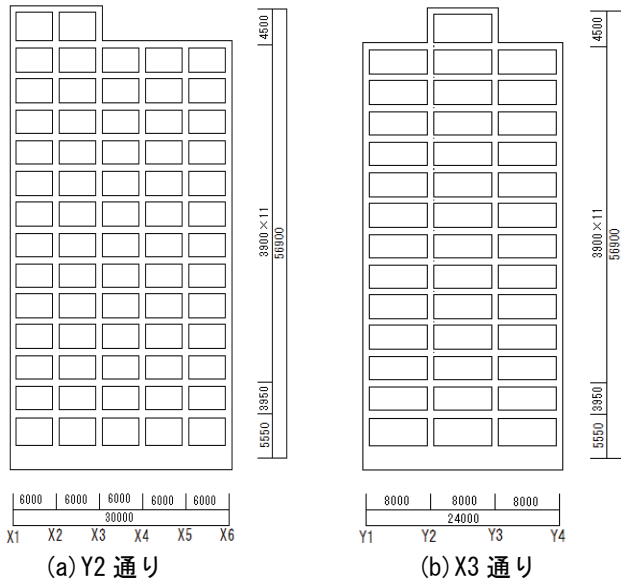


図 2 略軸組図 (単位 : mm)

表 3 1 次固有周期, 剛性率, 偏心率

	X方向	Y方向
1次固有周期(s)	0.970	0.813
剛性率	0.742(5階)	0.824(6階)
偏心率	0.003(12階)	0.186(13階)

表 4 接合部せん断余裕度

		cQpu/cQbu
十字型	X3・Y2(2階, X方向)	1.278
	X3・Y2(2階, Y方向)	1.325
	X3・Y2(3階, X方向)	1.206
	X3・Y2(3階, Y方向)	1.236
	X3・Y2(9階, X方向)	1.185
	X3・Y2(9階, Y方向)	1.243
	X3・Y2(12階, X方向)	1.216
	X3・Y2(12階, Y方向)	1.257
ト型	X3・Y1(2階, Y方向)	0.974
	X3・Y1(3階, Y方向)	0.905
	X3・Y1(9階, Y方向)	0.905
	X3・Y1(12階, Y方向)	0.918

要に応じて鉄骨のサイズを大きくしている。12m の S 梁 (GX2) を 8m の CES 梁に変更し、セットバックと地下階はなくしている。仕上げ、積載荷重、特殊荷重等は SRC 造建物と同様とし、小梁は RC 梁、スラブは RC スラブとしている。試設計建物の 1 次固有周期、剛性率の最小値、偏心率の最大値を表 3 にそれぞれ示す。

#### 4. 解析概要

##### 4.1 解析計画

CES 造の試設計建物に対して、耐震性能評価を行うための荷重増分解析と、その妥当性を検証するための時刻歴地震応答解析を行う。解析モデルには、部材を線材置換し剛床を仮定した立体骨組モデルを用いる。ここでは、主筋量を可能な限り少なくした SRC 断面として部材を設定することによって、汎用の構造解析プログラムを用いて解析を実施した。

評価法適用時の注意点の一つとして挙げられる柱梁接合部のモデル化に関して検討を行うため、柱梁接合部を剛域としてモデル化した Model-R と、柱梁接合部に仕口パネルを設け、ひび割れおよび降伏を考慮した Model-PT の 2 種類のモデルを作成した。Model-R は、柱梁接合部を剛と仮定し、剛域を D/4 (D は梁せい) とした。Model-PT は、柱梁接合部に仕口パネルを設置し、トリリニアの特性を設定した。接合部せん断余裕度 (cQpu/cQbu : cQpu および cQbu は接合部パネルせん断終局強度および梁曲げ終局強度を柱せん断力に換算した値) を表 4 に示す。十字型は 1.2 程度、ト型は 0.9 程度となっている。柱梁接合部のコンクリートの有効断面積として、幅は CES 柱幅と梁幅の平均値、せいは CES 柱せいと内蔵鉄骨せいの平均値を用いる<sup>5)</sup>。

##### 4.2 荷重増分解析

荷重増分解析には Model-R と Model-PT の 2 種類のモデルを用いる。立体骨組モデルの梁は材端ばねモデルとし、曲げに対するスケルトンカーブはひび割れ、降伏を考慮したトリリニア型でモデル化した。また、柱および耐震壁はマルチスプリングモデル (MS モデル) とした。荷重増分解析には、外力分布形を弾塑性 1 次モード比例とし、モードの変動に応じて外力分布形を与える MAP 解析<sup>7)</sup>を用いる。なお、荷重増分解析は最大層間変形角が 0.02rad に達した時点で終了した。

##### 4.3 時刻歴地震応答解析

時刻歴地震応答解析には Model-R のみを用いる。部材のモデル化は荷重増分解析と同様、梁は材端ばねモデル、柱および耐震壁は MS モデルとし、梁の履歴特性には標準トリリニアモデルを採用した。解析時の減衰は瞬間剛性比例型で h=5% とし、使用する地震波は、EL CENTRO NS, HACHINOHE NS, TAFT EW の既往波 3 波とし、最大速度を 50cm/sec に基準化して使用した。

## 5.耐震性能評価

### 5.1 荷重増分解析

MAP 解析によって得られた Model-R の層せん断力-層間変形角の関係を図 3 に示す。解析終了時（最大層間変形角 0.02rad 時）において、X 方向ではベースシアが 38,600kN（ベースシア係数  $C_B=0.276$ ）、Y 方向ではベースシアが 49,900kN ( $C_B=0.356$ ) となった。また、両方向とも下層階（3 階～6 階）の変形がやや大きくなる傾向がある。図 4 に解析終了時の代表的な構面のヒンジ図を示す。試設計建物は梁端の曲げ降伏が先行する梁曲げ降伏型の建物となっていることが分かる。

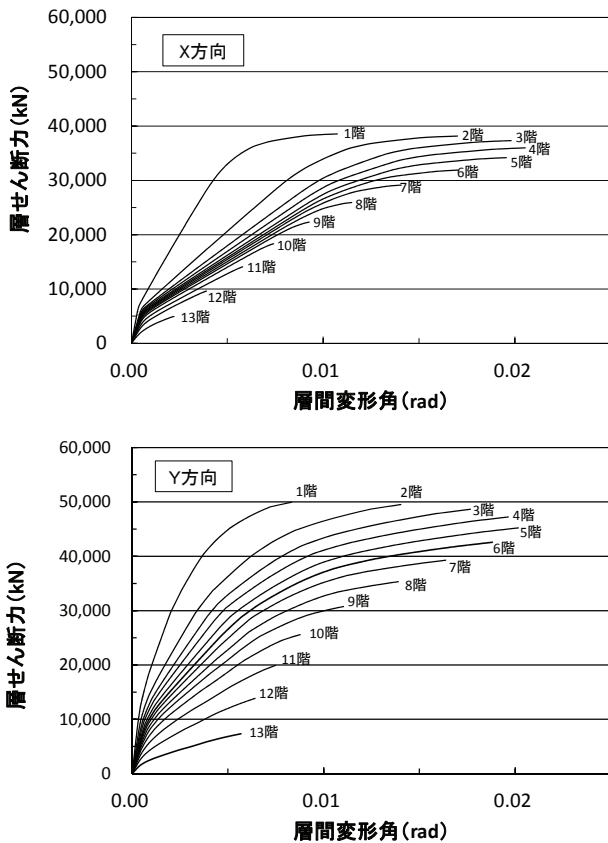
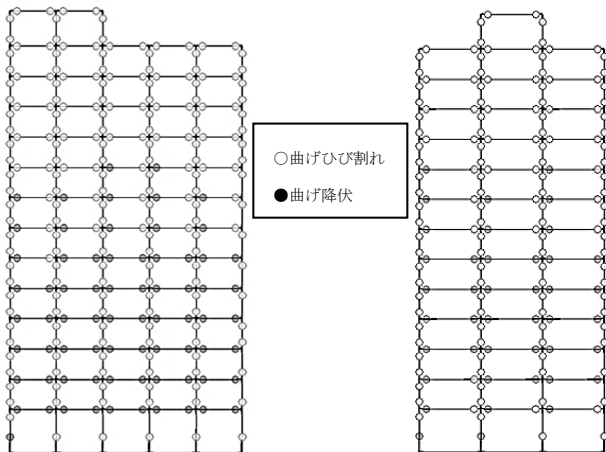


図 3 層せん断力-層間変形角



(a) Y2 通り ( $R_{max}=1/50$ ) (b) X3 通り ( $R_{max}=1/50$ )

図 4 ヒンジ図

### 5.2 応答スペクトル法による応答値

応答スペクトル法<sup>8)</sup>を用いて応答値を算定する。地震動のスペクトルには、文献 6)で示されているもの（工学的基盤のスペクトルに第 2 種地盤の増幅を考慮したもの）を用いる。Model-R の応答値を図 5 (a)に示す。Model-R の応答値は、X 方向で代表荷重  $S_a=312.6\text{cm/sec}^2$  ( $C_B=0.212$ )、代表変位  $S_d=25.5\text{cm}$ 、Y 方向で  $S_a=433.9\text{cm/sec}^2$  ( $C_B=0.285$ )、 $S_d=22.8\text{cm}$  となっている。試設計建物の元とした文献 6)に示されている SRC 造の応答値は、X 方向で  $C_B=0.215$ 、 $S_d=32.0\text{cm}$ 、Y 方向で  $C_B=0.264$ 、 $S_d=30.0\text{cm}$  であり、CES 造の試設計建物と比べ耐力はほぼ同等で、変形が小さくなっており、同等以上の耐震性能を示していると判断できる。

一方、Model-PT について X 方向の応答値を図 5 (b)に示す。  $S_a=282.2\text{cm/sec}^2$  ( $C_B=0.190$ )、 $S_d=27.0\text{cm}$  となっており、接合部のモデル化の影響で、Model-R の応答値よりも耐力が約 10%小さくなり、変形が約 6%大きくなった。

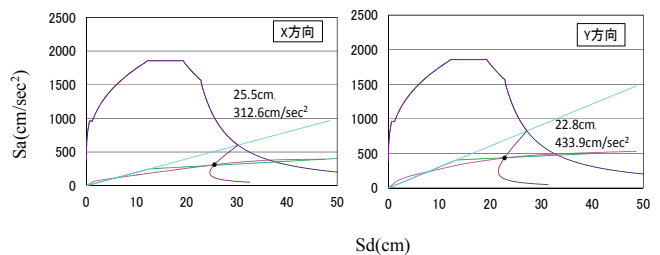
## 6.応答解析との比較

### 6.1 時刻歴地震応答解析結果

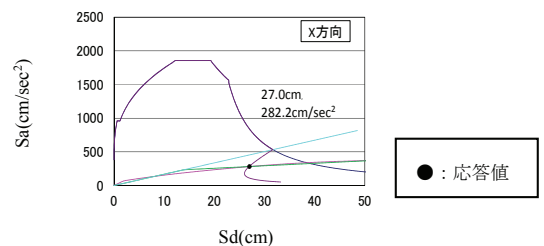
時刻歴地震応答解析によって得られた各層の最大応答値を図 6 に示す。X 方向における層間変形角および層せん断力の最大値は、TAFT EW の入力時で、それぞれ 0.0088rad および 28,400kN となっている。Y 方向における層間変形角および層せん断力の最大値は、EL CENTRO NS の入力時で、それぞれ 0.0054rad および 34,600kN となっている。

### 6.2 応答値との比較

図 7 に応答スペクトル法による応答値（各層の応答値に変換したもの）と、時刻歴地震応答解析による各層の最大応答値の比較を示す。図中の点線は誤差 20%の範囲を



(a) Model-R



(b) Model-PT

図 5 応答スペクトル法による応答値

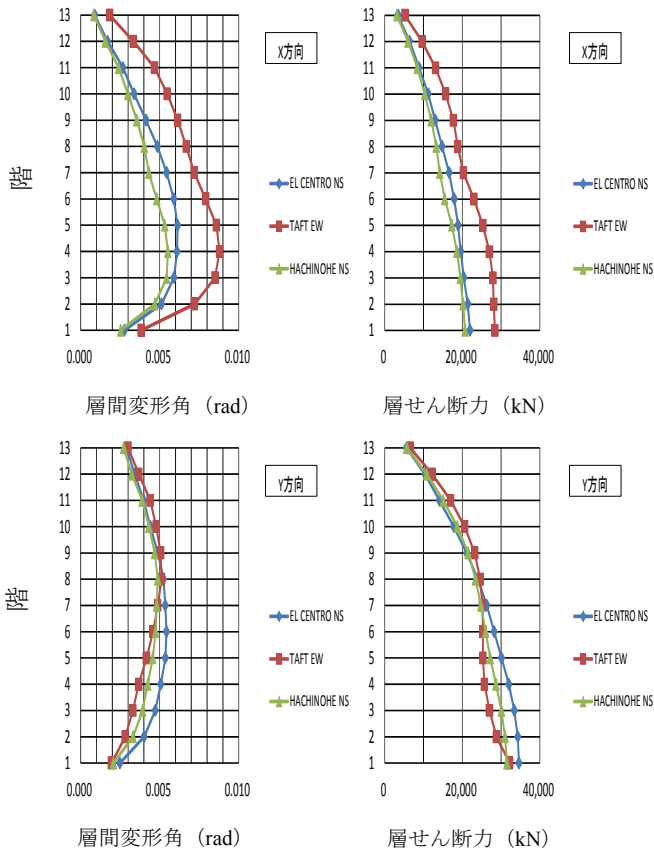


図6 時刻歴地震応答解析による最大応答値

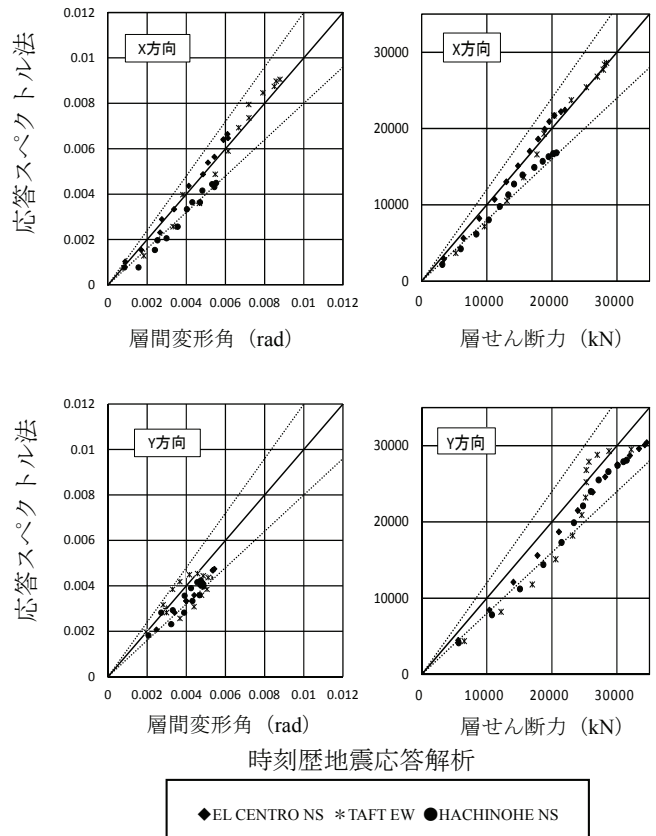


図7 応答スペクトル法と時刻歴地震応答解析の比較

示している。図7より、応答スペクトル法の応答値は時刻歴地震応答解析の応答値に比べて、やや過小評価となるものの概ね誤差 20%以内の範囲に収まっており、妥当な評価が得られているものと考えられる。やや過小評価となるのは高次モードを無視している影響と考えられる。また、X方向に比べてY方向でばらつきが大きいのは、Y方向で偏心が大きいことが一因だと推測できる。

### 7.まとめ

CES 構造による試設計建物を作成し、作成した試設計建物の耐震性能を提案されている方法に基づいて評価し、評価の妥当性を検証した。得られた知見を以下に示す。

- 1) 提案されている耐震性能評価法に基づく CES 造建物の応答値は、時刻歴地震応答解析による応答値と概ね一致する。
- 2) 本試設計建物については、柱梁接合部のモデル化によって応答値が 1 割程度変動した。
- 3) CES 構造を用いて試設計した建物の耐震性能は、同規模の SRC 構造の建物の耐震性能と概ね同等であった。
- 4) 主筋量を可能な限り少なくした SRC 断面として部材を設定することによって、汎用の構造解析プログラムを用いて解析を実行することが可能である。

### 参考文献

- 1) 倉本洋：今伝えたいトピックス CES 合成構造システム、建築雑誌、Vol.120、No.1535、pp.34-35、2005.7
- 2) 日本建築学会：2006 年度日本建築学会大会（関東）構造部門（SCCS）PD 資料「New Composite Structures -CES 構造システムの実用化を目指して-」、日本建築学会、44pp、2006.9
- 3) 松井智哉、倉本洋：CES 柱梁接合部の構造性能に及ぼす作用軸力の影響、日本建築学会構造系論文集、第 663 号、pp.1025-1031、2011.5
- 4) 石釣吉、牧元祐太、Juan Jose CASTRO、松井智哉、倉本洋：H 型鉄骨内蔵 CES 柱の変形能力評価に関する研究、日本建築学会構造系論文集、第 682 号、pp.1977-1982、2012.12
- 5) 日本建築学会ほか：2013 年度日本建築学会大会（北海道）構造部門（SCCS）PD 資料「CES 造建物の構造性能評価指針（案）の制定に向けて」、67pp、2013.8
- 6) 国土交通省住宅局建築指導課ほか：限界耐力計算法の計算例とその解説（SRC 造）、pp.1-93、2003.1
- 7) 倉本洋：多層建築物における等価 1 自由度系の地震応答特性と高次モード応答の予測、日本建築学会構造系論文集、第 580 号、pp.61-68、2004.6
- 8) 倉本洋、勅使川原正臣、小鹿紀英、五十田博：多層建築物の等価 1 自由度系縮約法と地震応答予測精度、日本建築学会構造系論文集、第 546 号、pp.79-85、2001.8

\*1 山口大学工学部感性デザイン工学科 学部生

\*2 山口大学大学院理工学研究科講師 博士（工学）

\*3 山口大学大学院理工学研究科教授 博士（工学）

Student, Dept. of Perceptual Sciences and Design Eng., Faculty of Eng., Yamaguchi Univ.

Lecturer, Graduate Sch. of Sci. and Eng., Yamaguchi Univ., Dr. Eng.

Prof, Graduate School of Science and Engineering, Yamaguchi Univ., Dr. Eng.