

論文 制震間柱を有する鉄筋コンクリート造高層建物の耐震性能に関する研究

大村哲矢*1・林静雄*2

要旨：近年，共同住宅の平面プランの多様化から，平面プランの自由度を大きくするために柱1本あたりの床支配面積が大きくなってきている傾向が見られる。本論では地震時における柱1本あたりの水平力や損傷を減らすという考えにより，RC造地上33階，地下1階建て高層建物に制震間柱を採用した場合の耐震性能を把握するものとし，複数モデルについて質点系非線形時刻歴応答解析を行い，制震間柱は耐震性向上に効果があることを示した。

キーワード：低降伏点鋼，制震間柱，RC間柱，非線形時刻歴応答解析

1. はじめに

近年，共同住宅の平面プランの多様化から，平面プランの自由度を大きくするために単位面積あたりの柱の本数が少なくなっている傾向が見られる。鉛直部材である柱1本あたりの床支配面積を増やすことは，地震時において柱1本あたりの水平力が増えることに等しい。柱を剛強にするためには材料強度や柱断面を大きくすることが効果的であるが，住戸の機能を考慮すると最下階における柱断面は1m角程度と制限を受けることが多い。柱を剛強にする考え方とは反対に，地震時における柱1本あたりの水平力や損傷を減らすという考え方があり，免震構造や制震構造を採用するケースがみられる。また，低降伏点鋼を用いた制震デバイスを組み込んだ間柱（以下，制震間柱）を有する高層RC造住宅の耐震性能に関する研究^{[1],[2]}などが報告されており，制震間柱を用いることにより建物の耐震性能を向上させる技術がすすんできている。

本論ではRC造地上33階，地下1階建て高層建物に低降伏点鋼を用いた制震間柱を適用したモデル，制震間柱を鉄筋コンクリート造

間柱（以下，RC間柱）に置き換えたモデル，および間柱がないモデルの静的弾塑性解析による結果を用いてスケルトンカーブを作成し，地下1階床を固定とした34質点系非線形時刻歴応答解析を行い比較検討する。

2. 解析

本論では静的弾塑性解析を行い，得られる各階層せん断力-層間変形関係において曲げ変形成分とせん断変形成分に分離し，等価曲げせん断型（曲げ：弾性，せん断：TAKEDAモデル（ $\gamma=0.4$ ））にモデル化し，質点系非線形時刻歴応答解析（減衰：瞬間剛性比例型， $h_1=3\%$ ）を行う。

2.1 解析モデル

図-1に建物形状，表-1に使用材料，図-2に制震間柱を示す。モデルの平面は整形で38.2×38.2mであり上下左右とも対称であるためX方向のみ検討を行う。軒高は107.350m（塔状比2.8）である。表-2に解析モデル一覧を示す。解析モデルは3モデルである。図-1は制震間柱付モデルを示している。解析モデルNo.1の間柱なしモデルは図-1から制震間柱を除いたモデルであり，No.2のRC間

*1 武蔵工業大学工学部建築学科・助手 博士(工学) (正会員)

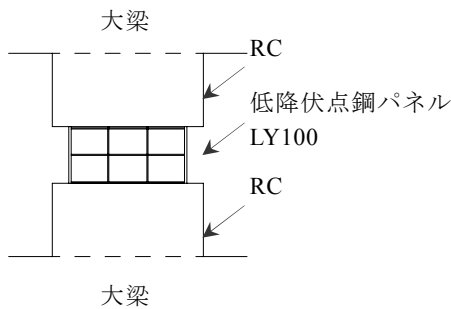
*2 東京工業大学建築物理研究センター・教授 工博 (正会員)

柱付モデルは図-1のモデルの制震間柱を600×600mmのRC間柱に置き換えたモデルである。制震間柱またはRC間柱はXおよびY方向のうちの1方向に4本が耐震要素として機能する。

図-3に制震間柱付モデルのモデル化を、図-4に制震間柱付モデルを等価曲げせん断バネおよび制震柱のせん断バネへモデル化する方法を示す。静的弾塑性解析において制震間柱のモデル化はスタブの曲げ(コンクリー

表-1 使用材料

材料種別	部位	強度・種別
コンクリート	柱	$F_c=30\sim60\text{N/mm}^2$
	梁・スラブ・基礎	$F_c=30\sim48\text{N/mm}^2$
鉄筋	柱・梁主筋	SD490, SD390
	フープ	$\sigma_y=785\text{N/mm}^2$, SD295A
	スタラップ	$\sigma_y=785\text{N/mm}^2$, SD295A
	スラブ	SD295A



2~14階: H-1,250x250x9x25
 15~25階: H-650x250x16x25
 ウェブ: LY100, フランジ: SN490B

図-2 制震間柱

表-2 解析モデル一覧

No.	モデル名	間柱
1	間柱なしモデル	間柱なし
2	RC間柱付モデル	RC間柱
3	制震間柱付モデル	制震間柱

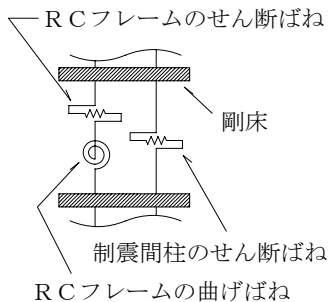
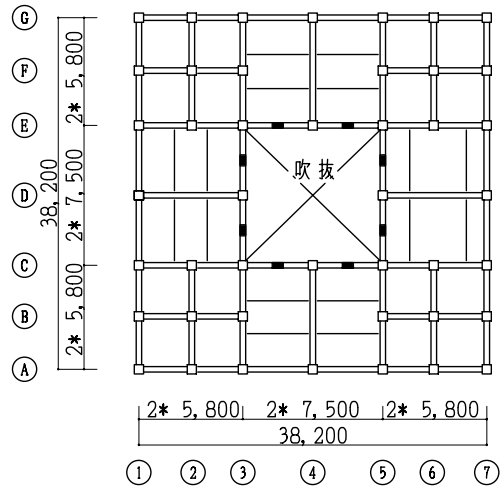
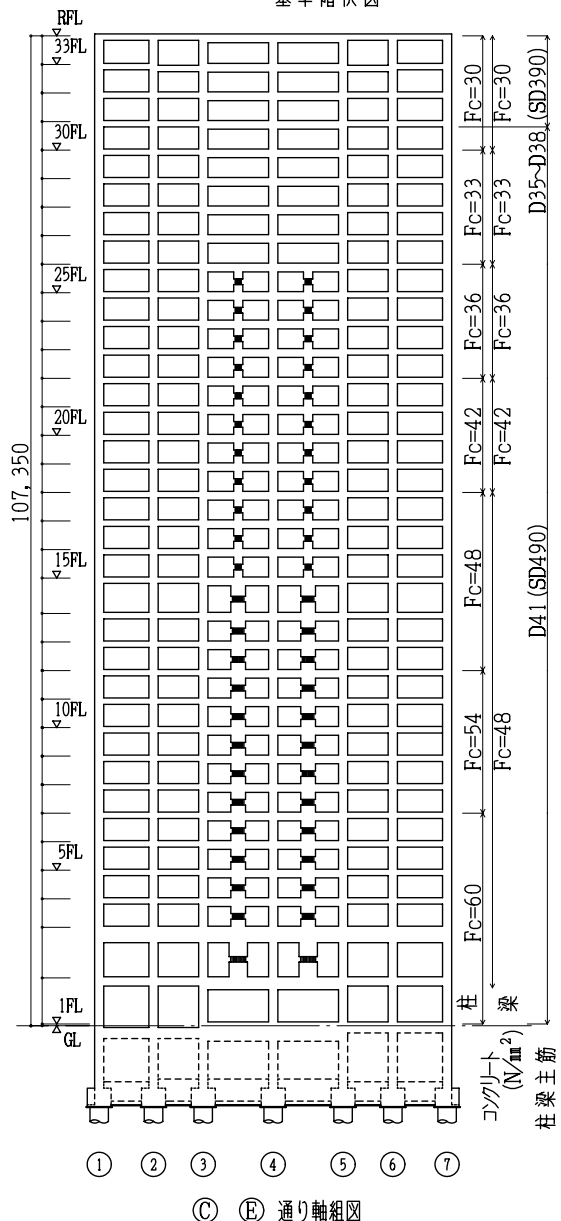


図-3 制震間柱付モデルのモデル化



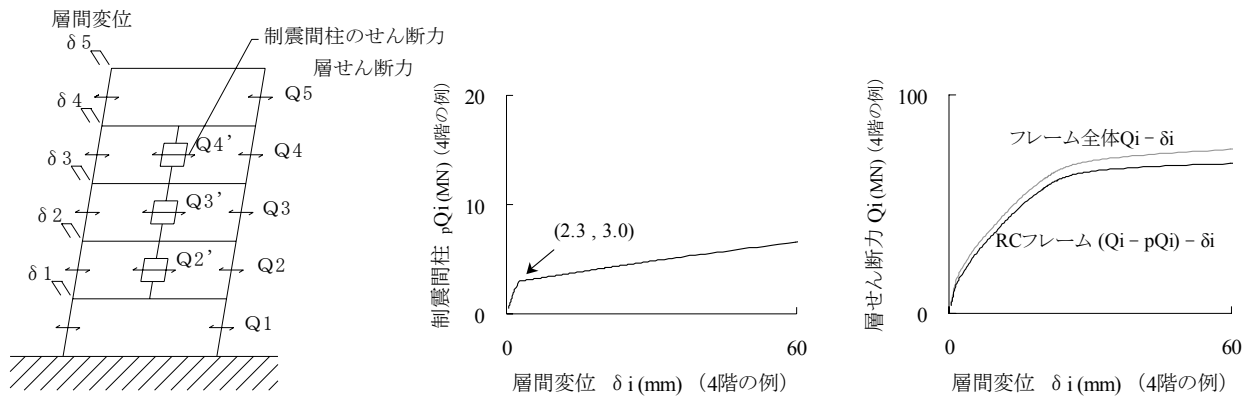
基準階伏図



主要架構部材断面

基準階梁 $b \times D=600 \times 950$ 1~2階柱 $B \times D=1,000 \times 1,000$
 3~15階柱 $B \times D=950 \times 950$ 16~33階柱 $B \times D=900 \times 900$

図-1 建物形状



制震間柱を有するモデルについて → 静的弾塑性解析を行う → 制震間柱のみの $pQ - \delta$ を取り出す → 全体フレームの $Q - \delta$ から制震間柱の $pQ - \delta$ を差し引く

図-4 制震間柱付モデルのモデル化方法

表-3 検討用地震動一覧

波形名称	略称	レベル1			レベル2			
		最大加速度 (cm/s^2)	最大速度 (cm/s)	解析時間 (sec)	最大加速度 (cm/s^2)	最大速度 (cm/s)	解析時間 (sec)	
観測波	EL CENTRO 1940 NS	EL CENTRO	255	25.0	53.7	510	50.0	53.7
	TAFT 1952 EW	TAFT	248	25.0	54.3	496	50.0	54.5
	HACHINOHE 1968 NS	HACHINOHE	165	25.0	36.0	330	50.0	36.0
告示波 ()は工学的 基盤波の値	位相 JMA KOBE	CODE-KO	124 (76)	16.2 (12.0)	120.0	290 (378)	84.8 (51.0)	120.0
	位相 HACHINOHE	CODE-HA	125 (86)	14.8 (10.0)	120.0	322 (432)	62.4 (44.0)	120.0
	位相 RANDAM	CODE-RAN	112 (82)	18.3 (12.0)	60.0	271 (376)	65.4 (52.0)	120.0

トのひび割れによる剛性低下を考慮した弾塑性)およびせん断(弾性)剛性と低降伏点鋼制震パネルのせん断(弾塑性)剛性を組合せた単一線材とした。制震パネルはコンクリートスタブと完全に一体化しているものとする。同解析から得られる各層の $Q - \delta$ カーブは、履歴特性の異なる制震間柱とその他の RC フレームの和になっているため、以下の手順で制震間柱の $pQ - \delta$ カーブとその他の RC フレームの $(Q - pQ) - \delta$ カーブに分離し、図-3 のモデルを作成する。

- ① 静的弾塑性解析で各層に 4 本ある制震間柱のせん断力 (pQ) をステップ毎に集計して、制震間柱のせん断力を得る。
- ② 制震間柱と RC フレームは剛床で一体化していると仮定し静的弾塑性解析の層間変位 (δ) は制震間柱の層間変位と同一と考え、制震間柱のスケルトンカーブを得る。制震間柱の履歴特性は歪硬化型バイリニアモデル

ル^[3]とする。

- ③ 静的弾塑性解析の層せん断力 (Q) から①の制震間柱の層せん断力 (pQ) を差し引き、RC フレームの層せん断力 - 層間変形関係を得る。それを曲げ変形成分とせん断変形成分に分離し、等価曲げせん断バネにモデル化する。(せん断バネのトリリニアへのモデル化は第 1 折点を初期剛性に対する比率が 0.8 になった点とし第三勾配は 1/50rad の接線剛性とし履歴面積が等しくなるように第 2 折点を設定した。)

表-3 に検討用地震動一覧を示す。検討用地震動は代表的な観測波 3 波および告示 (平 12 建告第 1461 号) に基づく解放工学的基盤における加速度応答スペクトルに適合するように作成する模擬地震動 (以下、告示波) とし、以下、稀に発生する可能性のある地震動をレベル 1 地震動、極めて稀に発生する可能性のある地震動をレベル 2 地震動とする。

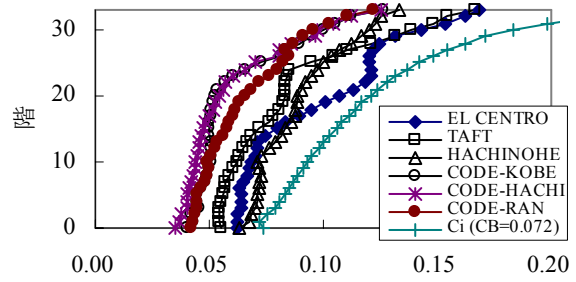
3. 解析結果および考察

3.1 最大応答層せん断力係数

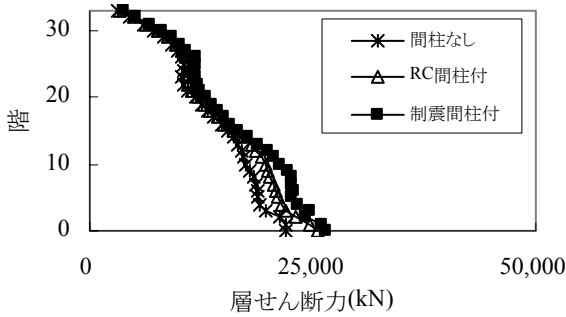
図-5 にレベル 1 地震動による最大応答層せん断力係数を示す。ベースシア係数 C_B を 0.072 とし外力分布形に A_i 分布を用い、レベル 1 地震動による最大応答層せん断力係数以上になるような設計用せん断力係数 C_i を設定した。この C_i を用いて地震時外力分布を設定し、静的弾塑性解析を行った結果、4 本の制震間柱および RC 間柱の各階における水平力分担率（各階の間柱が負担する水平力を各階設計用層せん断力で除した値）は静的弾塑性解析結果より求められ、8~12%であった。

3.2 最大応答層せん断力

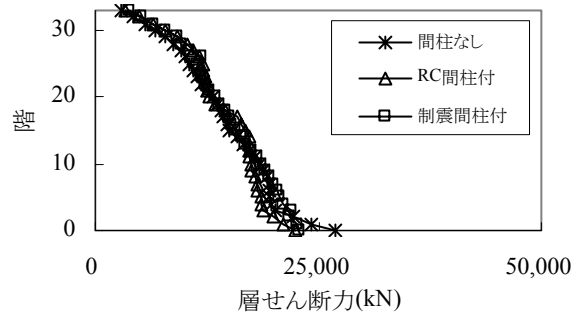
図-6~8 に告示波のレベル 1（図中では L1 と表記）地震動入力時の最大応答層せん断力を示す。3 つのモデルとも解析結果に大きな差異は見られない。



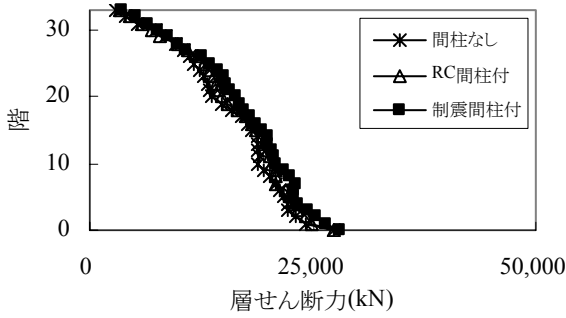
層せん断力係数
図-5 最大応答層せん断力係数



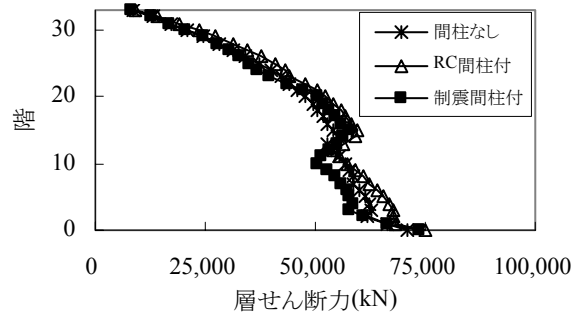
告示波L1、位相 JMA KOBE
図-6 最大応答層せん断(1)



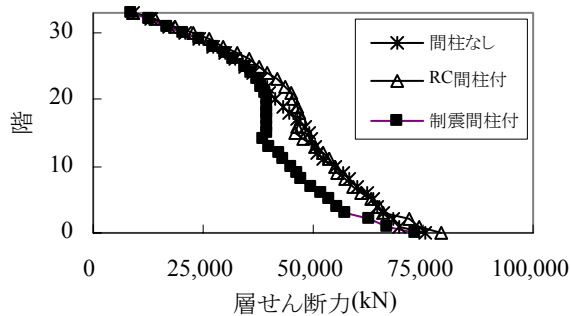
告示波L1、位相 HACHINOHE
図-7 最大応答層せん断(2)



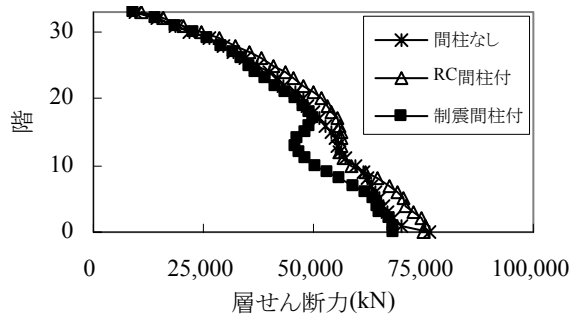
告示波L1、位相 RANDOM
図-8 最大応答層せん断(3)



告示波L2、位相 JMA KOBE
図-9 最大応答層せん断(4)



告示波L2、位相 HACHINOHE
図-10 最大応答層せん断(5)



告示波L2、位相 RANDOM
図-11 最大応答層せん断(6)

レベル1地震動を入力した非線形時刻歴応答解析では制震間柱の効果が小さかったことは、レベル1地震動に相当する地震外力すなわち前述の設計用せん断力を地震外力とした静的弾塑性解析結果において制震間柱の塑性変形は小さいためであると思われる。観測波3波は図を省略したが告示波と同様に解析結果に大きな差異が見られない。

図-9~11に告示波のレベル2(図中ではL2と表記)地震動入力時の最大応答せん断力を示す。間柱なしモデルとRC間柱付モデルはほぼ差がないが、制震間柱付モデルの最大応答せん断力が間柱なしモデルに比べ位相:HACHINOHEで最大21%(14階)、位相:RANDAMで最大17%(13階)小さくなる傾向が見られる。

3.3 最大応答層間変形角

図-12~13にレベル1地震動入力時の最大層間変形角を示す。観測波および告示波の合計6波とも同様な傾向を示したため、本論では代表的なグラフとしてEL CENTROおよびHACHINOHEを25cm/sに基準化したものを示した。

制震間柱付モデルの最大応答層間変形角が少し小さくなる傾向が見られるが、3つのモデルとも解析結果に大きな差異は見られなかった。このことは3.2節と同じ理由によると思われる。

図-14~16にレベル2地震動入力時の最大応答層間変形角を示す。観測波および告示波の

合計6波の結果を重ね合わせた。観測波より告示波の最大応答層間変形角が概ね大きくなる傾向が見られる。

図-17~18に告示波のレベル2地震動入力時の最大応答層間変形角を示す。RC間柱付モデルの最大応答層間変形角が間柱なしモデルに比べ位相:HACHINOHEで最大17%(15階)、位相:RANDAMで最大16%(6階)減少し、RC間柱が最大応答層間変形角を抑える効果が見られる。一般的に建物におけるRC間柱はおもに長期荷重時に機能し耐震要素としての機能は期待せず、本論のように高層建物にRC間柱を用いた既往の研究はほとんど見られないが、それを適切な位置にもうけることによりレベル2地震動入力時の最大応答層間変形角を抑制する効果を期待できる。

さらにRC間柱モデルより制震間柱付モデルの最大応答層間変形角が小さくなり、間柱なしモデルに比べ位相:HACHINOHEで最大36%(14階)、位相:RANDAMで最大29%(12および13階)減少し、制震間柱が最大応答層間変形角を抑える効果をもっとも見られる。

本論の3モデルのうち、制震間柱付モデルの最大応答層間変形角が最も小さくなる傾向が見られ、主に間柱を設置した2~25階付近において制震間柱が最大応答層間変形角を抑える効果があり、建物の損傷低減が期待できると思われる。

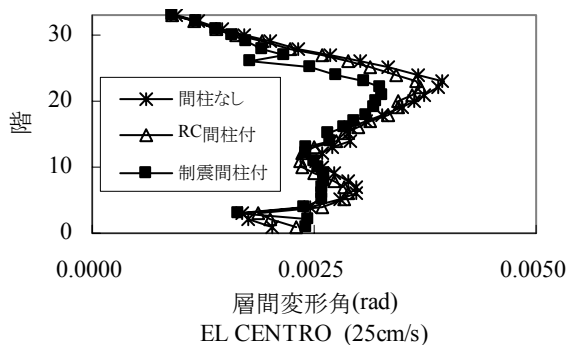


図-12 レベル1地震動による最大応答層間変形角の比較

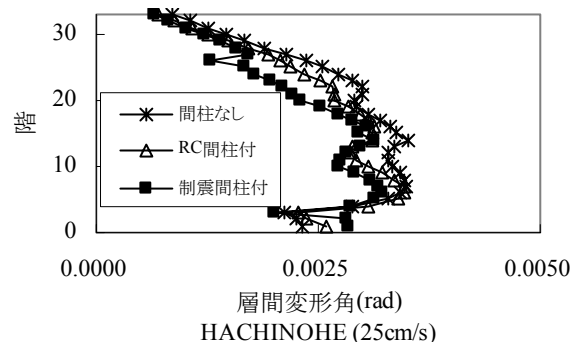


図-13 レベル1地震動による最大応答層間変形角の比較

4. 結論

本論では RC 造地上 33 階，地下 1 階建て高層建物に低降伏点鋼を用いた制震間柱を適用したモデル，制震間柱を RC 間柱に置き換えたモデル，および間柱がないモデルを，地下 1 階床を固定とした 34 質点系非線形時刻歴応答解析を行い，以下を得た。

- 1) 制震間柱付モデルの簡易的モデル化手法を示した。
- 2) 告示波のレベル 1 地震動入力時の最大応答せん断力に関して 3 つのモデルを比較したところ大きな差異は見られなかった。
- 3) 告示波のレベル 2 地震動入力時の最大応答せん断力に関し，間柱なしモデルと RC 間柱付モデルではほぼ差がないが，制震間柱付モデルでは小さくなる傾向が見られる。
- 4) 観測波 EL CENTRO および HACHINOHE を 25cm/s に基準化した地震動入力時の最大応答変形角は制震間柱付モデルが少し小さくなる傾向が見られるが，3 つのモデルに大きな差異は見られなかった。

- 5) 告示波のレベル 2 地震動入力時の最大応答層間変形角は 3 モデルのうち制震間柱付モデルの最大応答層間変形角が最も小さくなる傾向が見られた。
- 6) 高層建物の適切な位置に RC 間柱をもうけることによりレベル 2 地震動入力時の最大応答層間変形角を抑制する効果を期待できる。

参考文献

- [1] 和泉信之，林昌利，兼子修，大井貴之：高強度材料と制震柱を用いた 36 階建 RC 造住宅の耐震設計，日本建築学会大会講演梗概集 C2，1998 年 9 月，pp77～78
- [2] 渡部幸宏，和泉信之，清水隆，大井貴之：高強度材料を用いた高層 RC 造住宅の耐震設計（その 3），日本建築学会大会講演梗概集 C2，1998 年 9 月，pp81～82
- [3] 佐藤工業(株)：制震を適用した SHRC 住宅構造システムの開発，技術研究所報 No.25

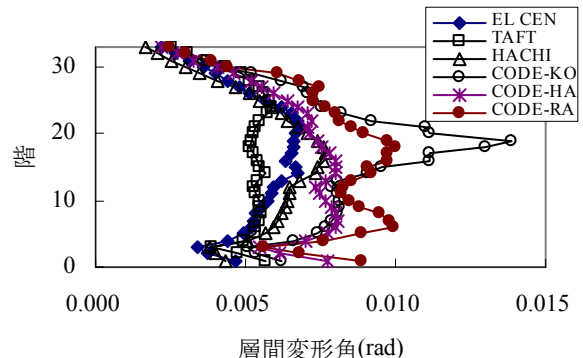


図-14 レベル 2 地震動による最大応答層間変形角（間柱なし）

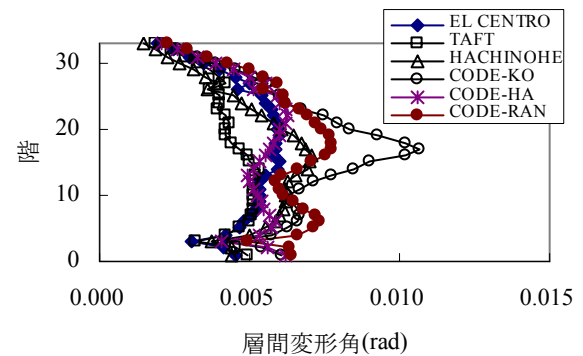


図-16 レベル 2 地震動による最大応答層間変形角（制震間柱付）

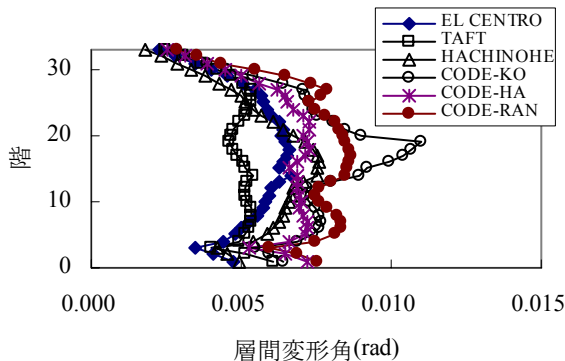


図-15 レベル 2 地震動による最大応答層間変形角（RC 間柱付）

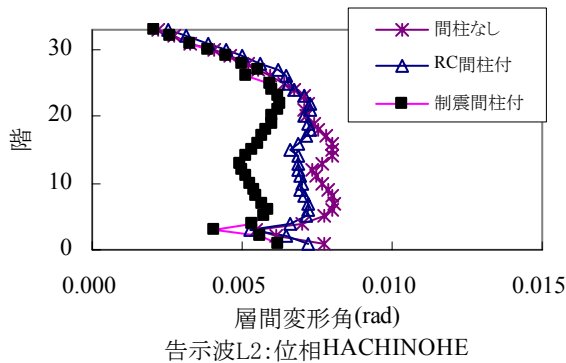


図-17 レベル 2 地震動による最大応答層間変形角の比較

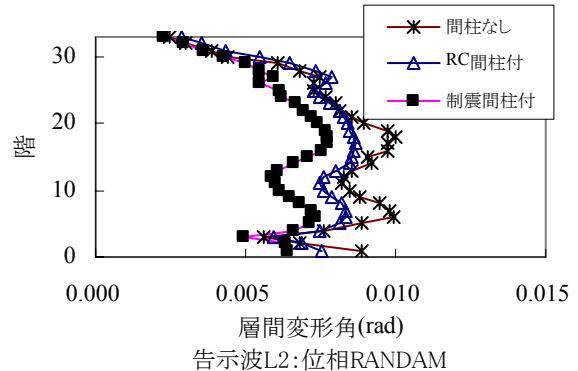


図-18 レベル 2 地震動による最大応答層間変形角の比較