

(32) 等価線形化法に基づく設計クライテリアの検討

(株)ピー・エス ○正会員 市澤勇彦
 建設省建築研究所 勅使川原正臣
 建設省建築研究所 同 加藤博人
 (株)ピー・エス 同 林 三雄

1. はじめに

本研究は、(社)建築研究振興協会に設けられた共同研究「PC構造設計・施工指針作成」^[1]の研究調整委員会(委員長：岡本伸)のものと設計指針作成WG(主査：町田重美)で行われたものである。

PC部材の設計種別は、純粋なPCからRCに近い力学的性状を有するPPC部材まで幅広く存在する。更に、建物における部材の配置も様々で、PC造建物の地震応答を定量的に把握することは難しい。

一方、日本建築学会刊行の「建築物荷重指針・同解説」^[2]の[7.2.3 加速度応答スペクトル]では、等価な1質点モデルを対象にして等価減衰定数 h_{eq} と等価周期 T に関する加速度応答 S_a との関係が示されている。本研究は、日本建築学会の荷重指針に基づき作成した加速度応答スペクトルを用い、応答加速度 S_a と応答変位 S_d の関係($S_d=S_a/\omega^2$)から変位応答スペクトルを作成して設計用ベースシア係数 C_b と応答変位 S_d の関係からPC造建物の耐震設計クライテリアを検討したものである。

2. 検討方針

PC架構の耐震設計クライテリアの検討は、次の通り行うことにした。

a) 応答加速度 S_a と応答変位 S_d の関係($S_d=S_a/\omega^2$)を用いて変位応答スペクトルを作成する。加速度応答スペクトルの作成は、学会の荷重指針に基づき下式を用いて作成する。また、等価減衰定数 h_{eq} については、簡便な1本柱の解析モデルを作成し、そのモデルを対象に非線形漸増荷重解析を行い各変形レベルにおける定常ループより算定する。荷重指針に基づく応答加速度スペクトルについては、標準地盤における地震動の基本最大加速度 A_0 と最大速度 V_0 を、500cm/sec²および50cm/secと仮定する。他の係数は、 $R_A=R_v=G_A=G_v=1.0$ と仮定する。また、基本スペクトルとして等価減衰定数 h_{eq} の値を、5%、10%および20%とする S_a-S_d スペクトルも作成する。

★加速度応答スペクトル(学会荷重指針)

$$S_A(T,h) = [1 + \{(f_A - 1)/d\} \cdot (T/T_c)] F_h G_A R_A A_0, \quad 0 \leq T \leq dT_c$$

$$= F_h f_A G_v R_v A_0, \quad dT_c \leq T \leq T_c$$

$$= 2\pi F_h f_v G_v R_v V_0, \quad T_c \leq T$$

ここで、 $f_A: dT_c \leq T \leq T_c$ で $S_A(T,0.05)$ の $G_A R_A A_0$ に対する比、 $f_A=2.5$ と仮定。 $f_v: T_c \leq T$ で $S_v(T,0.05)=S_A(T,0.05)T/2\pi$ の $G_v R_v V_0$ に対する比、 $f_v=2.0$ と仮定。 $d: S_A(T,h)$ が一定値区間の上限周期に対する下限周期の比、 $d=0.5$ と仮定。 $T_c: S_A(T,h)$ が一定値区間の上限周期で $T_c=(2\pi f_v G_v R_v V_0)/(f_v G_A R_A A_0)=0.53$ とした。 F_h : 減衰補正係数で簡便な方法として $F_h=1.5(1+10h)$ 式で示されている。 A_0 : 標準地盤の地震動の基本最大加速度、500cm/sec²と仮定。 V_0 : 標準地盤の地震動の基本最大速度、50cm/secと仮定。 R_A : 地震動の最大差加速度の再現期間換算係数1.0とした。 R_v : 地震動の最大差速度の再現期間換算係数1.0とした。 G_A : 地震動の最大差加速度の地域補正係数で1.0と仮定。 G_v : 地震動の最大差速度の地域補正係数で1.0と仮定。

b) 作成した応答加速度-変位スペクトルを検討するために地震荷重の層せん断力分布を A_1 モードとしPRESSS指針^[3]を参考に非線形漸増荷重解析によるクライテリアの確認で5層、10層および15層の1本柱フレームの解析モデルを作成する。

c) 解析モデルの地震外力の重心位置における荷重-変位関係を、等価の1質点と仮定して作成した応答変位スペクトル上にプロットする。更に、履歴特性を変えて表現したプレキャスト純PCからRC造まで5種類の構造設計種別について、外力の重心位置における各変形レベル(最大層間変形角で、それぞれ1/200, 1/100および1/50を想定して1/240, 1/120および1/60とする)の非線形漸増繰り返し解析による定常ループから等価減衰定数 h_{eq} を算定する。

d) 算定した各変形レベルの等価減衰定数を基に応答加速度 S_a を求め、各解析モデルの構造設計種別における変位応答スペクトルを作成する。各解析モデルの地震外力の重心位置における荷重-変位曲線の交点から、応答変位 S_d を求める。

e) 履歴特性を変えて表現した各1本柱モデルを対象にレベル2地震動による応答解析を実施し、スペクトルより推定した応答変位と地震応答解析の結果を比較検討する。

3. 解析対象

1本柱の解析対象は、5層(21m)、10層(41m)および15層(61m)のフレームを計画し、PC造建物に適用される現行の耐震設計指針およびPRESSS指針^[3]を参考に設計した。表1に解析モデルの非線形漸増載荷解析の結果に対するクライテリアを示し、解析対象の1本柱モデルを図1に示す。

表1 設計クライテリア

ベースシア係数	最大層間変形角 (Radian)	PC部材性能 (塑性率)	PPC部材性能 (塑性率)
C0=0.2	1/200以下	1.0以下	鉄筋未降伏
C0=0.3	1/300以下		1.0以下
C0=0.3以上	1/50	4.0以下	4.0以下

表2 各設計種別の部材組合わせ

架構名	構造と設計種別	柱	梁	接合方法	
1	PCaPC	プレキャスト造	PCaPC	PCaPC	PC圧着接合
2	PC	場所打ちPC造	RC	PC	場所打ち造
3	PCaPPC	プレキャストPPC造	PCaPC	PCaPPC	PC圧着接合
4	PPC	場所打ちPPC造	RC	PPC	場所打ち造
5	RC	場所打ちRC造	RC	RC	場所打ち造

4. 非線形漸増繰り返し載荷解析

非線形漸増繰り返し載荷解析に用いる部材の解析モデルは線材置換による材端剛塑性バネモデルとし、その復元力特性をコンクリートのひび割れおよび引張鋼材の降伏を折れ点とするトリリニア型とした。

接合部は弾性のシアパネルモデルとして部材の初期剛性 K_E 、降伏剛性低下率 α_y 、曲げひび割れ耐力 M_c および曲げ終局耐力 M_y の各式は、(1)~(4)式とした。

$$K_E = L\{L^2/(3E_c \cdot I_c) + k/(G_c \cdot A_c)\} \quad (1)$$

$$\alpha_y = (0.043 + 1.64n \cdot P_t + 0.043a/D + 0.33\eta) \cdot (d/D)^2 \quad (2)$$

$$M_c = \{0.1F_c + (N + P_c)/A_c\} Z_c \quad (3)$$

$$M_y = 0.9\sigma_y \cdot a_t \cdot d + a_{pc} \cdot f_{py}(1 - 0.5q)d + 0.5(D - q \cdot d)N \quad (4)$$

ここに、 $\eta = (P_c + N)/(F_c \cdot b \cdot D)$ 、 $q = (N + f_{py} \cdot a_{pc})/(F_c \cdot b \cdot D)$ 、L:部材フェースから反曲点までの距離、 E_c と G_c :コンクリートの弾性係数とせん断弾性係数、 I_c と Z_c :部材の断面2次モーメントと有効断面係数、 A_c :部材の断面積、 k :せん断形状係数(柱1.0、梁1.2)、 n :コンクリートに対する鋼材に実弾性係数比、 a :シアースパン、 d :部材の有効成、 D :部材成、 F_c :コンクリートの圧縮強度、 N :柱軸力、 P_c :有効プレストレス力、 a_t :引張鉄筋の断面積、 a_{pc} :PC鋼材の引張有効断面積、 σ_y :鉄筋の規格降伏点強度の1.1倍、および f_{py} :PC鋼材の規格降伏点強度を表す。ただし、 P_t の計算(A_s/bD)に用いる曲げ引張に有効な鋼材断面積 A_s の計算は、 $a_t + a_{pc}(f_{py}/\sigma_y)$ とする。

4.1 履歴特性

解析対象の構造設計種別は各部材の履歴特性の変化で表現することにし、RC部材にはTAKEDAモデル^[4]およびPPC部材を含むPC部材にはPC部材モデル^[5]を用いた。表2に、部材の組合で表現した構造設計種別を示す。

4.2 漸増繰り返し載荷解析の結果

計画した1本柱モデルを対象に部材の履歴特性を変えて表現した5種類の構造設計種別について、各変形レベルにおける定常ループの等価減衰定数 h_{eq} を得るために非線形漸増繰り返し解析を実施した。変形レベルは、1本柱モデルの外力の重心位置の変形角で1/240、1/120および1/60の3種類とした。図2に作成した10層モデルの変位応答スペクトルによる重心位置の推定応答変形を示し、表3に各モデルの応答変形を示す。解析結果は、次の通りであった。

a)各解析対象モデルの外力の重心位置における定常ループのエネルギー消費量は、重心位置の変形角で1/240と1/120の範囲ではPCaPC→PC→PCaPPC→RC→PPC造の順に大きいが、変形角で1/60に達した時点ではPPCとRC造のエネルギー消費量が逆転し、RC造の消費量がPPCを幾らか上回る。また、PCaPC造においては、部材が降伏に至るまでは非線形弾性挙動を示し、定常ループ上ではエネルギー消費が全く無い挙動を示した。

b)外力の重心位置における定常ループから計算した等価減衰定数は、各構造設計種別とも重心位置の変形角で1/240及び1/120の範囲では僅かな変化しか見られなかったが、変形角が1/60に達した時点では大きく変化して1/120における

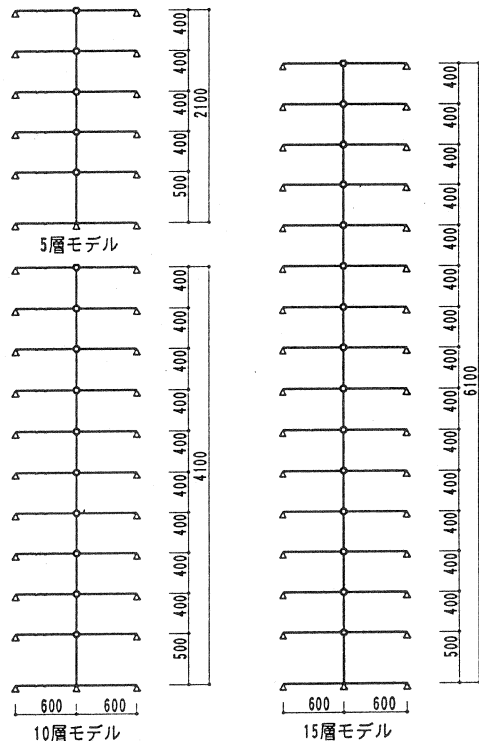


図1 解析対象モデル

値に較べ、PCaPC造が約8倍、RC造で3倍程度を示した。

一方、解析モデルの高さによる変化については、高さが増す毎に幾らか h_{eq} が小さくなるが、大きな差異は見られず概ね同等の値であった。

c) 漸増繰り返し解析より得られた各変形レベルにおける等価減衰定数を用いて計算した各モデルの応答加速度 $S_a(T, h_{eq})$ と応答変位 S_d の関係から、各構造設計種別毎に3点を結ぶ応答変位スペクトルを作成した。ただし、応答変位スペクトルの作成時に、コンクリート材料の持つ粘性減衰定数を3%と見なして等価減衰定数に加算した。

d) レベル2地震動を想定した変位応答スペクトルから求めた各モデルの重心位置における応答変形は、5層モデルではPCaPC造が22cm(1/60)、RC造で16cm(1/80)を示した。

10層モデルでは、PCaPC造が40cm(1/70)、RC造で23cm(1/125)を示し、15層モデルではPCaPC造が51cm(1/80)、PPC造で27cm(1/150)を示した。

5. 地震応答解析

各解析モデルを対象に標準地震波(レベル2)およびNew-RC3波を用いて地震応答解析を実施し、前項で作成した変位応答スペクトルによる推定応答変位と比較した。地震応答解析の条件を以下に示す。

a) 応答計算は、Newmarkの β 法($\beta=0.25$)による数値積分とした。減衰マトリクスは、瞬間剛性に比例すると仮定し、減衰定数は弾性1次モードに対しては5%、高次モードに対しては振動数に比例すると仮定した。

b) 使用地震記録は、地表の最大速度で50cm/secに標準化した標準3地震記録およびNew-RC3波を用いた。

c) 使用履歴特性モデルは、RC部材にはTAKEDAモデル、PC部材にはPC部材モデルを用いた。PPC部材については、PCとRC部材の中間部材とした。

5.1 地震応答解析結果

地震応答解析結果の内、各解析モデルに対して概ね最大応答を示した標準波(Taft)とNew-RC波(Eq3)による各層の最大応答変位を、表4.1~表4.3にスペクトルによる推定応答変位を含めて示す。

5.2 地震応答解析結果と変位応答スペクトルの比較

地震応答解析の結果と変位応答スペクトルによる外力の重心位置における推定応答変位を比較した。応答変位の比較結果は次の通りであった。

a) 5層モデル

標準3波による応答変位は、応答変位スペクトルによる推定変位に較べて小さく約80%である。一方、New-RC波による応答変位はスペクトルによる推定変位と概ね一致する。

b) 10層モデル

標準波による応答変位は、5層モデル同様に応答変位スペ

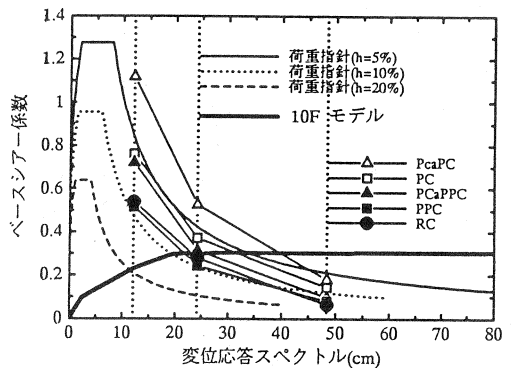
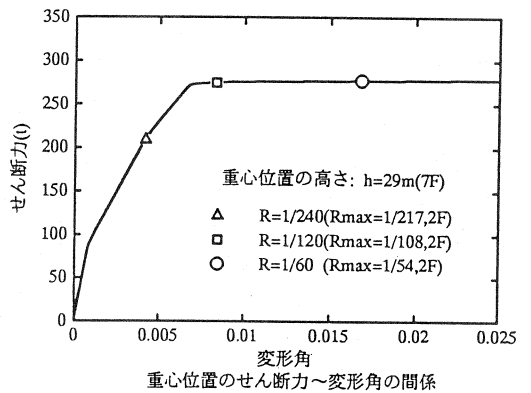
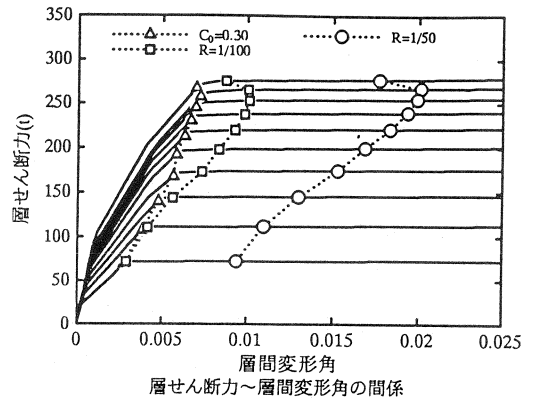


図2 10層モデルの解析結果

表3 スペクトルによる重心層の推定変位(cm)

構造種別	5F	10F	15F
PCaPC	22(1/60)	40(1/70)	51(1/80)
PC	20(1/65)	32(1/90)	39(1/105)
PCaPPC	18(1/70)	26(1/110)	34(1/120)
PPC	17(1/75)	22(1/130)	27(1/135)
RC	16(1/80)	23(1/125)	30(1/150)

クトルによる推定変位に較べて小さく約80%程度であったが、New-RC波による応答変位は、スペクトルによる推定変位と概ね一致した。

c)15層モデル

標準波による応答変位は、応答変位スペクトルによる推定変位に較べて70%~80%である。一方、New-RC波による応答変位は、標準波の応答より幾らか大きい5層および10層の応答差に較べてその差は小さい。

6. まとめ

3種類の高さの解析モデルを対象に履歴特性を変えて表現したPCaPCからRC造まで5種類の構造設計種別について、非線形漸増繰返し解析により外力の重心位置における3変形レベルの定常ループから等価減衰定数を求めた。更に、求めた等価減衰定数を基に日本建築学会の荷重指針に従い応答変位スペクトルを作成してレベル2地震動を想定した応答変位を推定した。また、応答変位スペクトルより推定した応答と地震応答を比較するために、標準3地震波およびNew-RC3地震波を用いて地震応答解析を実施した。これら解析結果の比較から次の事柄を纏めることができた。

1)外力の重心位置における変形角と最大層間変形角の関係は、5層、10層および15層の3モデルとも同様で、最大層間変形角は重心位置における変形角の約1.1倍を示す。

2)架構の等価減衰定数から作成した各モデルの応答変位スペクトルによる推定応答変位と地震応答解析の応答結果との比較では、標準3波による応答変位はスペクトルの応答変形に較べて小さく各高さモデルとも約70~80%程度を示す。

一方、New-RC3波による応答は、5層および10層モデルではスペクトルによる推定応答と概ね一致する。

3)各構造設計種別における等価減衰定数と応答変位の関係は、スペクトルによる推定応答および地震応答とも、概ね大小関係が成立する。

参考文献

[1]建設省建築研究所,(社)建築業協会,(社)プレストレスト・コンクリート建設業協会,(社)日本建設業経営協会,(社)日本建築構造技術者協会,住宅・都市整備公団,(財)日本建築センター,"PC共同研究「PC構造設計・施工指針作成」",January 1996~December 1998.
 [2]日本建築学会"建築物荷重指針・同解説",1993.
 [3]建設省建築研究所,(社)建築業協会,(社)プレハブ建築協会,(財)日本建築センター,"共同研究「プレキャストコンクリートラーメン構造に関する研究報告書」",April 1990~March 1993.
 [4]Takeda T., M.A. Sozen, N.N. Nielsen, "Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquake", Proceedings, ASCE, Vol.96, No. ST12, December, 1970.
 [5]林,岡本,小谷,加藤,博,"PC部材の履歴特性とPC造建物の地震応答性状",PC技術協会誌, Vol.37, No.4, July, 1995.

表4.1 5層モデルの解析結果

応答変形	層間変形	重心層の変形	層間変形	重心層の変形	スペクトルによる重心層の推定変位(cm)	地震応答に対するスペクトルの推定変位比
地震記録	El centro NS (標準3波)		New-RC (eq-1,2,3)			
PCaPC	1/65 (3F)	17.76 (1/74)	1/57 (eq2)	22.45 (eq1)	22 (1/60)	0.80(1.02)
PC	1/74 (3F)	16.24 (1/80)	1/58 (eq2)	19.82 (eq2)	20 (1/65)	0.81(0.99)
PCaPPC	1/70 (2F)	14.88 (1/87)	1/65 (eq2)	17.85 (eq2)	18 (1/70)	0.83(0.99)
PPC	1/85 (2F)	13.60 (1/96)	1/77 (eq2)	13.76 (eq2)	17 (1/75)	0.80(0.81)
RC	1/86 (2F)	13.21 (1/98)	1/75 (eq2)	14.42 (eq3)	16 (1/80)	0.83(0.90)

表4.2 10層モデルの解析結果

応答変形	層間変形	重心層の変形	層間変形	重心層の変形	スペクトルによる重心層の推定変位(cm)	地震応答に対するスペクトルの推定変位比
地震記録	Taft EW (標準3波)		New-RC (eq-1,2,3)			
PCaPC	1/68 (2F)	33.04 (1/88)	1/46 (eq3)	40.44 (eq3)	40 (1/70)	0.83(1.01)
PC	1/131 (7F)	18.44 (1/157)	1/79 (eq2)	30.03 (eq3)	32 (1/90)	0.58(0.94)
PCaPPC	1/132 (2F)	17.46 (1/166)	1/89 (eq2)	27.76 (eq3)	26 (1/110)	0.67(1.07)
PPC	1/151 (2F)	16.55 (1/175)	1/109 (eq2)	20.45 (eq3)	22 (1/130)	0.75(0.93)
RC	1/156 (2F)	15.81 (1/183)	1/112 (eq2)	21.17 (eq3)	23 (1/125)	0.69(0.92)

表4.3 15層モデルの解析結果

応答変形	層間変形	重心層の変形	層間変形	重心層の変形	スペクトルによる重心層の推定変位(cm)	地震応答に対するスペクトルの推定変位比
地震記録	Taft EW (標準3波)		New-RC (eq-1,2,3)			
PCaPC	1/93 (4F)	36.58 (1/112)	1/83 (eq1)	39.11 (eq1)	51 (1/80)	0.72(0.77)
PC	1/113 (7F)	30.49 (1/134)	1/72 (eq3)	34.98 (eq3)	39 (1/105)	0.78(0.90)
PCaPPC	1/127 (2F)	29.82 (1/137)	1/90 (eq3)	34.61 (eq3)	34 (1/120)	0.88(1.02)
PPC	1/146 (2F)	20.70 (1/198)	1/125 (eq3)	20.05 (eq3)	27 (1/135)	0.77(0.75)
RC	1/137 (2F)	23.08 (1/177)	1/134 (eq3)	26.12 (eq3)	30 (1/150)	0.77(0.87)