

(30) 高層PC共同住宅建物の地震応答性状

(株)ピー・エス 建築技術部 正会員 ○傳 金華
 住宅・都市整備公団 東京支社 木村 匡
 住宅・都市整備公団 東京支社 井上 芳生
 (株)ピー・エス 建築技術部 正会員 林 三雄

1. はじめに

近年、高層の鉄筋コンクリート(RC)造建物に関する研究が積極的に取り組まれ、共同住宅を中心に著しい発展を遂げている。一方、プレストレストコンクリート(PC)造は、比較的常時荷重に対する構造性能が優れていることから、主に大スパン或いは大荷重を支える梁を有する低層の大型構造物(例えば、事務所、商業施設、倉庫、多層工場、競技場施設、等)を対象に発展してきた。このため、PC造の実施例における建物の最大高さが、未だ40m程度に留まっている。

そこで、高層の共同住宅を対象としてプレキャスト(PCa)PC造による構造計画と耐震設計の可能性を、検討することにした。対象建物は、低層部の一部に商業施設を持つ比較的大スパンの大きい27層の共同住宅とし、耐震設計については現行の高層RC建物で行われている耐震設計法、等を参考にした。高層PC共同住宅建物に適用した設計方針および解析的な検討による建物の耐震性能と地震応答性状について報告する。

2. 検討方針

2.1 建物及び構造計画概要

図1と図2に、計画された建物の基準階平面及び軸組を示す。建物規模は、地上27階・塔屋2階・地下2階である。建物高さは、軒高88.9m・最高高さが96.3mである。用途は、4階以上の基準階が共同住宅、1階から3階が商業施設及び地階が駐車場と設備諸室である。階高は、基準階が3.05m、1・2・3階でそれぞれ4.8m・4.5m・5.3m及び地下1・2階が各4mで計画された。地上階は、PC造の純ラーメン構造として可能な限り工業化構法を採り入れられる計画とした。PC部材の設計種別は、地震応答を考慮してプレストレスト鉄筋コンクリート(PPC)造とし、建物の基礎はN値50以上の砂礫層に直接支持させる計画とした。

2.2 構造設計方針

常時荷重に対する設計は、現行のRC造及びPC造建物に適用される設計規準・指針に従い実施した。耐震設計は、高層RC建物で行われている設計法及び建設省総プロ"New-RC"で提案された方法を基本とし、PC造建物に規定される条件

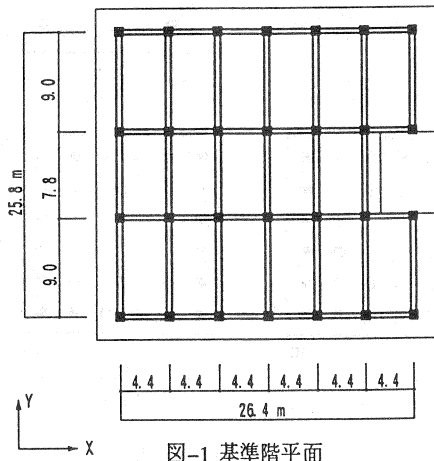


図-1 基準階平面

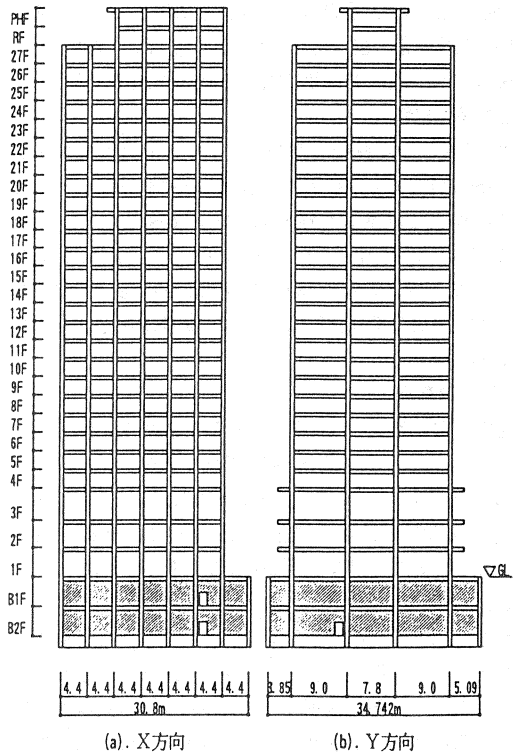


図-2 軸組

を付加することとした。架構の設計方針は、原則として地上階の梁にのみ降伏ヒンジを許容し、柱及び地下構造には降伏ヒンジが生じない計画とした。また、上部構造の耐震設計は、静的解析で建物と部材に必要な剛性と耐力が確保されているかを確認し、動的解析ではレベルⅠ及びレベルⅡの地震動に対する応答変形と応答応力の確認をすることとした。

2.2.1 静的解析

平面又は立体のフレームモデルにより非線形漸増荷重解析を行う。層せん断力の分布係数は A_n 分布とするが、ベースシア係数 C_b については、令88条で定められる計算による地震力とレベルⅠの標準4地震波による予備応答解析の結果を比較して設計時の地震力を C_b で0.10と仮定した。また、架構の目標保有水平耐力に相当する設計限界時の水平耐力及びPC部材の設計に用いる終局耐力を C_b で0.15と仮定した。架構の設計については、地震外力の重心位置におけるレベルⅡの地震動で予測される最大応答変形(応答限界変形角を1/120と設定)時の仕事量の2倍以上で、且つその変形角が1/100以上に達した時の応力に対して行うこととした。それぞれに対するクライテリアは次の通りとした。

- a) 使用限界設計時($C_b=0.10$)、各部材に降伏ヒンジが生じないこと。最大層間変形角が1/200以下であること。
- b) 設計限界時($C_b=0.15$)、各PC部材に降伏ヒンジが生じないこと。最大層間変形角が1/100以下であること。
- c) 架構設計変形時、非ヒンジ部位にヒンジが生じないこと。各部材が所要の耐力及びじん性を有すること。

2.2.2 動的解析

レベルⅠ及びレベルⅡの標準4地震波による地震応答解析は平面フレームモデルで行い、それぞれに対するクライテリアは次の通りとした。

- a) レベルⅠ地震動、各部材に降伏ヒンジが生じないこと。最大応答層間変形角が1/200を以下であること。
- b) レベルⅡ地震動、非ヒンジ部位に降伏ヒンジが生じないこと。最大応答層間変形角が応答限界変形角(=1/100と設定)以下であること。外力の重心位置における最大応答変形角が1/120以下であること。

ここで、レベルⅠ及びレベルⅡの地震動は、地表の最大速度で25cm/sec及び50cm/secに規準化した地震を表し、標準4地震波を、El-centro NS(1940), Taft EW(1952), Tokyo-101 NS(1956)及びHachinohe NS(1968)とした。

2.2.3 使用材料

PC部材及び部材接合部のコンクリート強度を30~60 N/mm²とし、地下階及び基礎は54~36N/mm²とした。PC梁の鋼材はPC鋼より線(SWPR7B)及びSD390とし、1階~17階までのPC柱にはPC鋼棒(SBPR110/125)及びSD390を用いた。地下階のRC部材の主筋はSD345及びSD390を用いた。柱梁の横補強筋は、異形PC鋼棒(SBPD130/145)及びSD295とした。

2.2.4 部材断面

常時荷重と想定した地震荷重を基に部材の断面を仮定した。また、スパンの小さいX方向の梁端には、建物の弾性周期がX方向とY方向で著しく異なることのないようハンチを設けて剛性を調整した。表1に、部材寸法を、柱梁断面における基本的な鋼材配置を図3に示す。

2.2.5 架構の組立

基礎を含む地下構造は場所打ちRC造とし、上部構造はPCa部材による組立工法とした。組立の手順は、1)PCa部材の製造は、PC鋼材を通すためのシースのみ部材の所定位置に埋め込みコンクリートを打設する。2)作業現場では、先にPCa柱を層単位に建込みPC鋼棒を通した後に、

表1 部材の断面寸法

STORY	柱		梁	
	断面	FLOOR	X方向	Y方向
PHF	800×800	FHRFL	500×750	550×800
RF	800×800	PHFL	500×750	550×800
27F	800×800	RFL	500×750	550×800
26F~22F	800×800	27FL~23FL	500×750	550×800
21F~16F	850×850	22FL~17FL	500×750	550×800
15F~11F	900×900	16FL~12FL	500×750	550×800
10F~6F	950×950	11FL~7FL	500×750	550×800
5F~4F	1,000×1,000	6FL~5FL	500×750	550×800
3F	1,100×1,100	4FL	500×1,100	550×1,150
2F	1,100×1,100	3FL	500×1,050	550×1,000
1F	1,100×1,100	2FL	500×950	550×1,000
B1F~B2F	1,100×1,100	1FL~B1FL	500×1,100	550×1,100

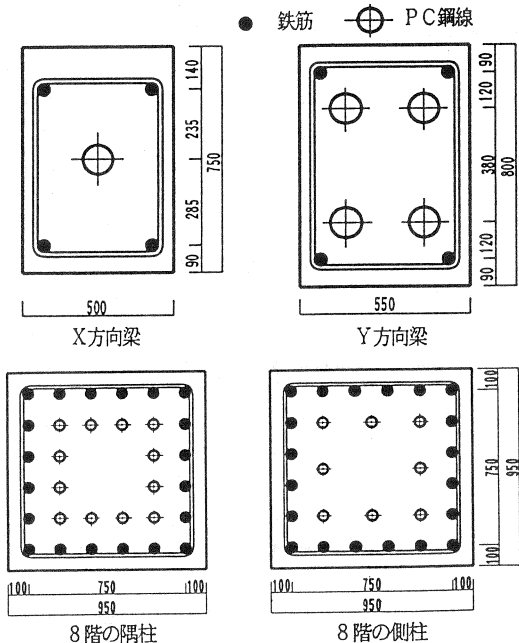


図-3 基本的な鋼材配置

その一部(梁・床荷重を支えて自立できる量)を柱頭からプレストレスを導入して基礎又は施工終了床に圧着する。
 3)PCa梁を圧着されたPCa柱頭に載せ、サポートなしでPCa合成スラブを梁に架設する。4)PCa梁及びPCaスラブの架設後、梁の鉄筋、PC鋼材及び定着具を配置して接合部及びスラブのコンクリートを場所打ちする。5)場所打ちコンクリートが硬化した後、柱・梁接合部にプレストレスを導入して圧着接合する。ただし、接合部のコンクリート強度は、柱・梁のコンクリート強度の大きい方を用いることとする。図4に、PCa部材の組立概要を示す。

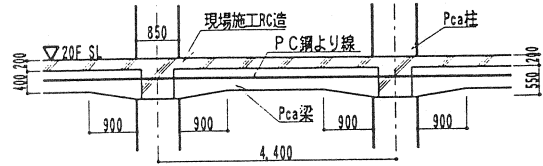


図-4 PCa部材の組立概要

3. 静的解析による検討

3.1 解析モデル

外力分布を A_i 分布としてX・Y各方向の非線形漸増載荷解析を行った。静的解析に用いた設計用地震力を表2に示す。解析モデルは、剛床仮定が成立するとして各フレームを連成させた平面フレームモデルとした。部材は線材置換による材端剛塑性曲げバネモデルを用い、その復元力特性を曲げひび割れ点と曲げ降伏点を折れ点とするトリリニア型とした。柱梁接合部は弾性のシアパネルとし、柱の変動軸力も考慮した。部材の初期剛性(K_E)、降伏点剛性低下率(α_y)、曲げひび割れ耐力(M_c)及び曲げ降伏耐力(M_y)は、文献[1]に従い式(1)~(4)で求めた。ここで、柱の曲げ終局耐力の計算はACI方式とした。解析モデルを、図5に示す。

表2 設計用地震力

層	高さ (m)	W_i (t)	$E W_i$ (t)	α_i	A_i	C_i	Q_i (t)	$1.5 Q_i$ (t)
PHF	3.05	226.0	226.0	0.457	1.183	1.183	267.3	401.0
RF	3.05	268.9	494.8	1.000	1.000	1.000	494.8	742.2
27	3.05	1289.2	1784.1	0.067	3.156	0.316	563.0	844.5
26	3.05	799.3	2583.4	0.097	2.768	0.277	715.1	1072.7
25	3.05	799.6	3383.0	0.127	2.521	0.252	852.8	1279.2
24	3.05	799.6	4182.5	0.157	2.344	0.234	980.2	1470.3
23	3.05	799.6	4982.1	0.187	2.206	0.221	1099.3	1649.0
22	3.05	806.9	5788.9	0.218	2.094	0.209	1212.4	1818.6
21	3.05	815.5	6604.4	0.248	1.999	0.200	1320.4	1980.6
20	3.05	815.5	7419.9	0.279	1.917	0.192	1422.6	2133.9
19	3.05	815.5	8235.3	0.310	1.845	0.185	1519.6	2279.4
18	3.05	815.5	9050.8	0.340	1.781	0.178	1611.7	2417.6
17	3.05	820.7	9871.4	0.371	1.722	0.172	1699.7	2549.6
16	3.05	832.4	10703.8	0.402	1.667	0.167	1784.4	2676.6
15	3.05	832.4	11536.2	0.434	1.616	0.162	1864.6	2796.9
14	3.05	832.4	12368.9	0.465	1.569	0.157	1940.6	2910.9
13	3.05	832.4	13200.9	0.496	1.525	0.152	2012.5	3018.8
12	3.05	840.7	14041.6	0.528	1.482	0.148	2081.0	3121.5
11	3.05	850.3	14891.9	0.560	1.441	0.144	2146.3	3219.5
10	3.05	850.3	15742.2	0.592	1.402	0.140	2207.5	3311.3
9	3.05	850.3	16592.5	0.624	1.365	0.136	2264.8	3397.2
8	3.05	850.3	17442.8	0.656	1.329	0.133	2318.2	3477.3
7	3.05	859.1	18301.9	0.688	1.294	0.129	2368.3	3552.5
6	3.05	869.2	19171.1	0.721	1.260	0.126	2415.0	3622.5
5	3.05	878.6	20049.7	0.754	1.226	0.123	2458.3	3687.5
4	3.05	889.2	20938.8	0.787	1.193	0.119	2498.2	3747.3
3	5.30	1578.5	22517.3	0.847	1.137	0.114	2559.1	3838.7
2	4.50	2041.8	24559.1	0.923	1.067	0.107	2619.6	3929.4
1	4.80	2038.3	25597.4	1.000	1.000	0.100	2659.7	3989.6
B1	4.80	2158.5	28755.9			0.100	2875.6	4313.4
B2	4.80	2043.4	30799.3			0.099	3060.5	4590.8

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

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

$$M_c = (1.8\sqrt{F_c + P_c/A_c}) \cdot Z_c \quad (3)$$

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

ここで、 $\eta = (P_c + N) / (F_c \cdot b \cdot D)$,

- q : $(f_{py} \cdot a_{pc}) / (F_c \cdot b \cdot d)$,
- L : 反曲点から部材フェースまでの距離,
- E_c : コンクリートの弾性係数,
- G_c : コンクリートのせん断弾性係数,
- I_c : 有効断面2次モーメント,
- Z_c : 有効断面係数,
- A_c : コンクリート断面積,
- 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の弾性係数比,
- P_i : PC鋼材を考慮した引張鉄筋比,
- a : シアースパン,
- D : 部材高,
- d : 部材の有効高,
- F_c : コンクリートの設計基準強度,
- P_c : 有効プレストレス力,
- N : 軸力,
- α_y : 鉄筋規格降伏点の1.1倍,
- f_{py} : PC鋼材の規格降伏点,
- a : 引張鉄筋の断面積,
- a_{pc} : PC鋼材の引張有効断面積,
- d_p : PC鋼材に関する有効高,

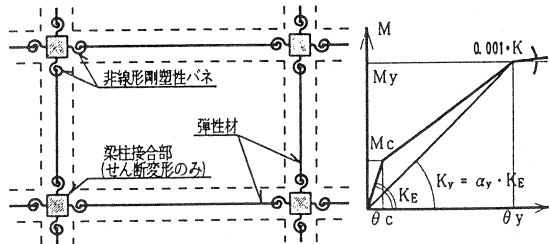


図-5 解析モデル

3.2 解析結果

各方向の層せん断力～層間変形角関係を図6に、架構のヒンジ発生状況を図7に示す。ここでは、レベルⅡ地震動による最大応答層間変形角を1/100と仮定し、これを応答限界変形角と設定する。応答限界変形時の降伏ヒンジの発生状況は、各方向とも柱は降伏せず、ほとんどの梁に曲げ降伏が発生した。また、架構設計変形は、静的解析による水平力の和と静的外力の重心位置(19階)の変形を示す曲線上で、応答限界変形までの面積(仕事量)の2倍の面積(仕事量)を確保できる変形とした。架構設計変形時のヒンジの発生状況は、応答限界変形時の状況に加え、X方向では1階の引張側柱脚でヒンジが発生している。表3に、解析結果のまとめを示す。解析結果は、設計方針で定めたクライテリアを満足している。

表3 静的解析の結果

	C _a		重心の変形(cm)		層間変形角		柱(塑性率)		梁(塑性率)	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
使用限界設計時	0.100	0.100	—	—	1/261 (17階)	1/315 (12階)	未降伏	未降伏	未降伏	未降伏
設計限界時	0.150	0.150	—	—	1/147 (17階)	1/164 (17階)	未降伏	未降伏	未降伏	未降伏
応答限界変形時	0.181	0.179	51.3 (1/124)	53.3 (1/119)	1/100	1/100	未降伏	未降伏	1.8 (23階)	1.7 (13階)
架構設計変形時	0.191	0.183	82.6 (1/77)	89.1 (1/71)	1/61	1/54	1.2 (1階)	未降伏	2.9 (11階)	3.7 (17階)

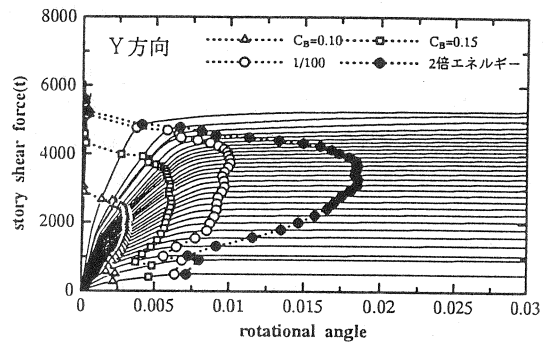
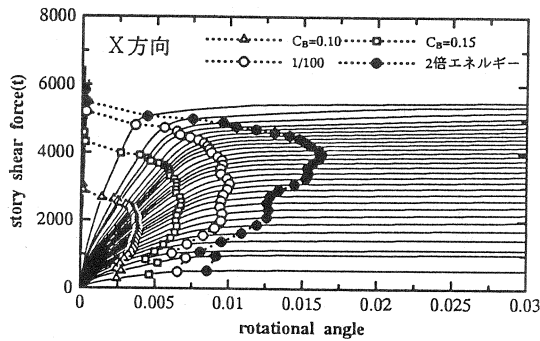


図-6 層せん断力～層間変形角の関係

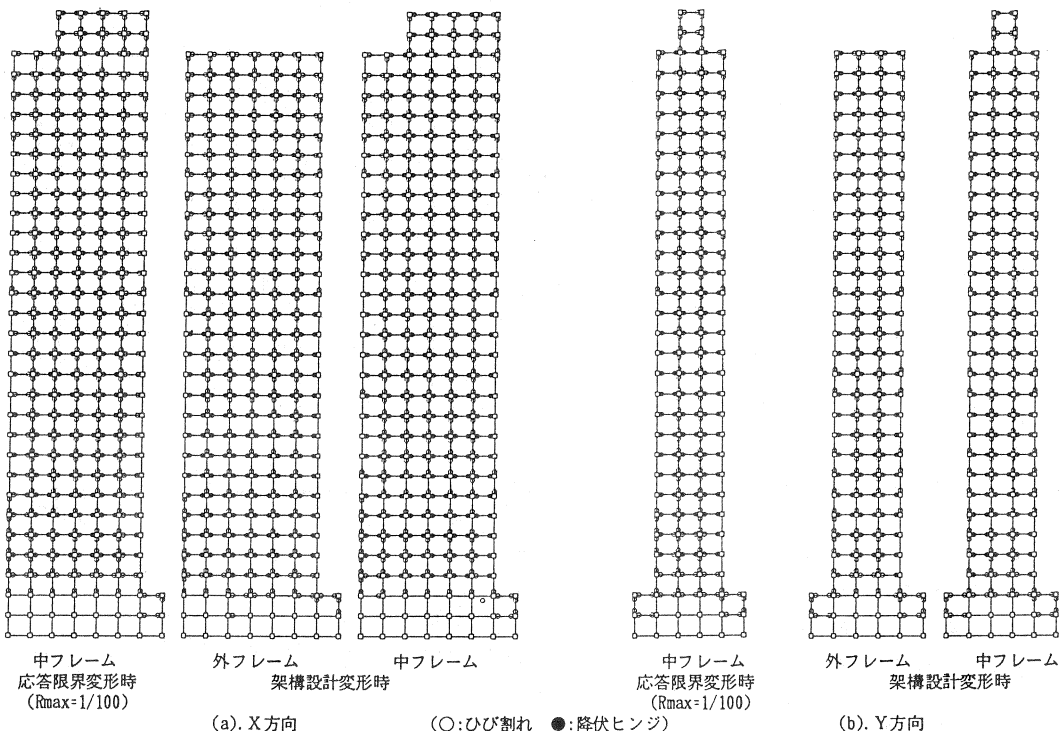


図-7 架構の降伏ヒンジ発生状況

4. 動的解析による検討

4.1 解析モデル

応答計算は、Newmarkの β 法($\beta=0.25$)による数値積分法とした。減衰マトリクスは瞬間剛性に比例すると仮定して弾性1次モードに対する減衰定数を3%、高次モードに対しては振動数に比例すると仮定した。解析モデルは、前項の静的解析による検討と同じとした。履歴モデルは、RC部材にはTAKEDAモデル[2]、PC部材にPC部材モデル[1]を用いた。

TAKEDAモデルにおける降伏後の除荷剛性を決める指数 γ の値は0.4とした。PC部材モデルにおけるPC鋼材による曲げ終局強度比に伴う係数 λ 及び除荷剛性を決める指数 γ の値は、文献[1]に従った。

使用地震波は、El-centro NS(1940), Taft EW(1952), Tokyo-101 NS(1956)及びHachinohe NS(1968)の標準4波とした。各地震波を地表の最大速度で25cm/secと50cm/secに規準化し、それぞれレベルI及びレベルII地震動とした。表4に、使用地震波及び最大加速度ならびに解析継続時間を示す。

4.2 解析結果

各方向の弾性固有モード(1次~3次モード)を図8に示し、レベルII地震動による最大応答層せん断力最大応答層せん断力を図9に示す。レベルI及びレベルII地震動による最大応答層間変形角を図10に示す。また、架構のヒンジ発生状況を、図11に示す。なお、レベルI地震動による最大応答層せん断力は、仮定したベースシア係数 $C_B (=0.1)$ より小さく、降伏ヒンジの発生がなかったことから応答層せん断力及び架構の崩壊形を省略する。建物の弾性1次周期は、告示(第1793号)で与えられる値(1.78秒)に較べX方向(1.73秒)は短く、Y方向(1.82秒)が長い。この周期の違いが、応答結果にも影響を与えた。最大応答層間変形角は、X方向(18階:1/108)がHachinohe NS波、及びY方向(16階:1/157)がEl-centro NS波で計算された。

表4 使用地震記録

地震記録名	原記録		レベルII(50kine)	継続時間
	最大加速度	最大速度	最大加速度	
El-Centro NS (1940)	341.7	33.5	510.8	20.0
Taft EW (1952)	175.9	17.7	496.8	20.0
Tokyo-101 NS (1956)	74.0	7.6	485.0	11.4
Hachinohe NS (1968)	225.0	34.1	330.1	20.0

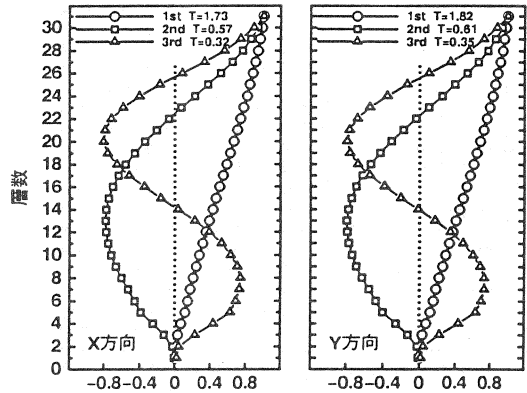


図-8 建物の弾性固有モード

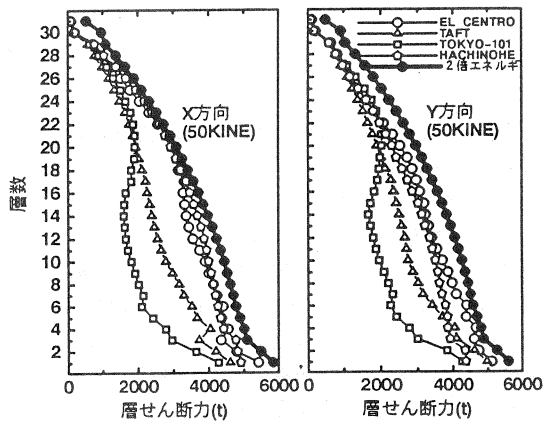


図-9 応答層せん断力

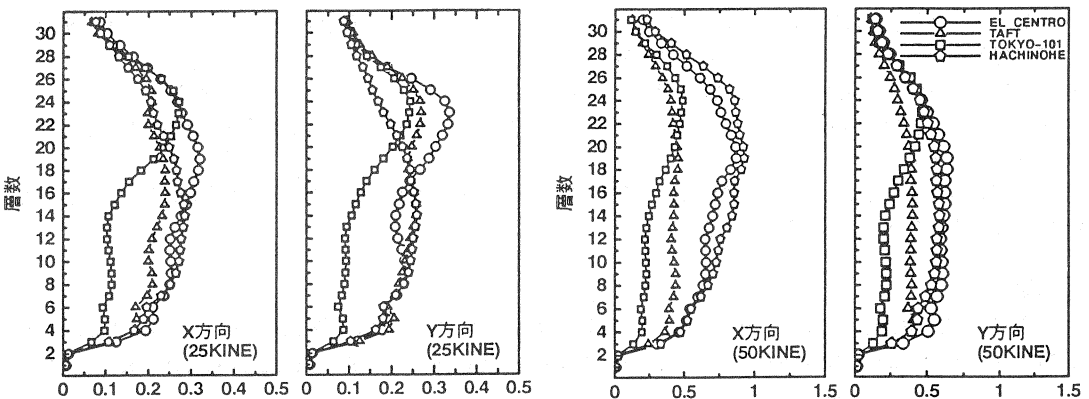


図-10 最大応答層間変形角(%)

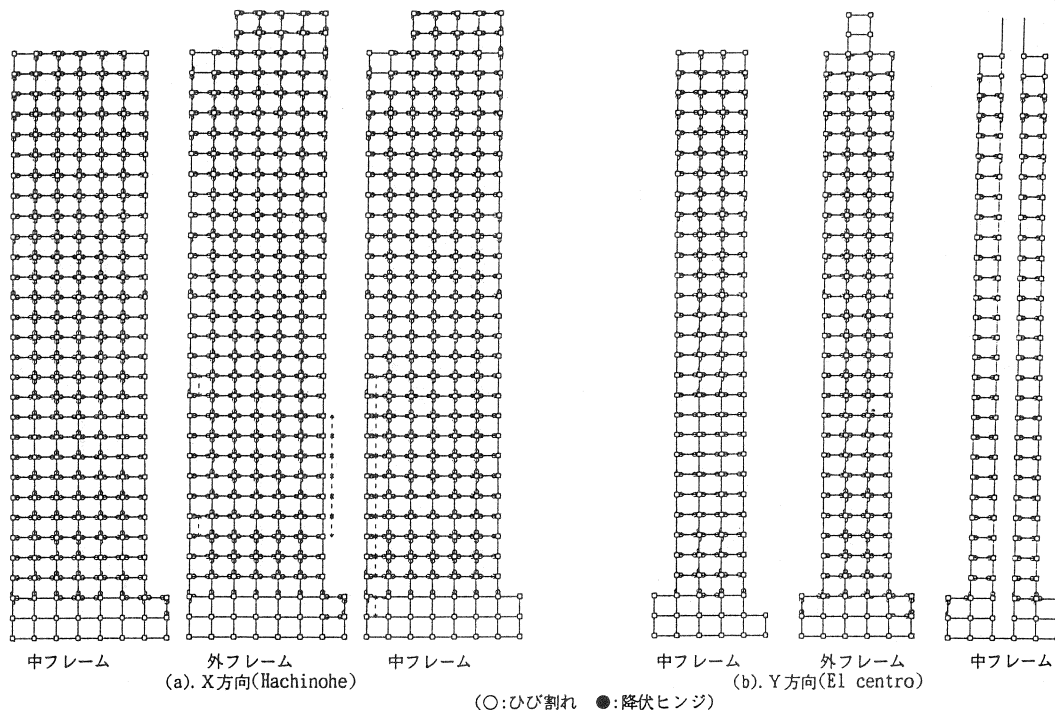


図-11 架構の降伏ヒンジ発生状況

静的解析による検討で仮定したレベルII地震動による応答限界変形角(1/100)を下回っている。降伏ヒンジの発生状況は、各方向とも柱は降伏せず、梁はX方向の大半が降伏したがY方向は極一部(中フレームの2・3階)の降伏に留まった。梁の最大応答塑性率は、X方向が17階の梁内端(Hachinohe NS波)で1.4、Y方向は3・4階の梁外端(El-centro NS波)で1.1を示した。表5に、レベルII地震動による解析結果のまとめを示す。解析結果は、設計方針で定めたクライテリアを満足する。

表5 動的解析の結果

レベルII	最大層間変形角		柱(塑性率)		梁(塑性率)	
	X	Y	X	Y	X	Y
El-Centro NS	1/115	1/158	未降伏	未降伏	1.4	1.1
Taft EW	1/219	1/250	未降伏	未降伏	未降伏	未降伏
Tokyo-101 NS	1/205	1/217	未降伏	未降伏	未降伏	未降伏
Hachinohe NS	1/108	1/171	未降伏	未降伏	1.5	未降伏

5. まとめ

比較的スパンの大きい高層共同住宅建物を対象にしてPC造による構造計画の可能性を検討した。設計方針、構造計画、静的及び動的解析による検討結果から、以下の事項を確認した。

- 1) 比較的スパンの大きい高層共同住宅建物の構造をプレキャストPC造として計画することができる。
- 2) PC造建物に適用される現行規定を参考に計画した高層PC共同住宅建物は、高層RC造建物に適用される静的解析のクライテリアを満足する。
- 3) レベルII地震動による最大応答層間変形角は、建物各方向とも設定した応答限界変形時の層間変形角(1/100)を下回り、動的解析に対するクライテリアを満足する。

参考文献

[1] 林,岡本,小谷,加藤,傅, "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.
 [2] Takeda T., M.A. Sozen, N.N. Nielsen, "Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquake", Proceedings, ASCE, Vol.96, No.ST12, December, 1970.