

# アンボンド PC 圧着工法を用いた建物の試設計検討 — 限界耐力計算法と時刻歴応答解析法 —

(一社) 長寿命建築システム普及推進協議会  
長期優良住宅等スケルトン技術基盤強化研究委員会 設計法分科会

既往の実験からアンボンド PC 部材には高い復元性があり地震時の損傷が少ないが、一方、繰返し載荷時の履歴吸収エネルギーは少ないとの知見が得られている。本報では、大梁をアンボンド PC 造の圧着工法とした 14 階建て建築物の試設計によって、アンボンド PC 圧着工法を用いた場合の建築物の構造特性について検証を行った。限界耐力計算法による試設計検討を行い、想定される断面を得た。同じモデルを用いてアンボンド PC 部材の実験知見を反映した時刻歴応答解析法で検討を行ったが、目標とした地震時の層間変形に抑えるには制振装置を付加する必要があった。履歴吸収エネルギーの少ないアンボンド PC 圧着工法を建築物の主架構に用いる場合、適切な制振部材を組み込むなど地震に対して確実なエネルギー吸収に配慮する設計的配慮が推奨される。

キーワード：アンボンド PC 圧着，限界耐力計算，時刻歴応答解析，履歴特性，制振装置，減衰

## 1. はじめに

2009 年に「長期優良住宅の普及の促進に関する法律」が施行されたこともあり、建築物は大地震時の安全性の確保は当然のこととし、最近ではさらに、大地震後も継続して使用できることが望ましいとされる。私たちは長寿命建築としての耐震性を考えるにあたり、大地震で躯体を無損傷とすることは理想ではあるが、技術的・経済的な観点から現実的には難しいと考え、大地震では躯体にある程度損傷を許容し、適切に補修・補強を行って使用継続できることを目指すべきであると考えた。

既往の実験<sup>1,2)</sup>ではプレストレストコンクリート（以降、PC）部材、そのなかでもアンボンド PC 部材は復元性は高く、地震時の損傷が少ないとされている。また、アンボンド PC 部材は 2007 年の告示改正によって条件付きで大梁や柱などの主要構造部材まで適用範囲が拡大され<sup>3)</sup>、工法採用には道が拓かれている。私たち協議会では建築物の主要構造材にアンボンド PC を適用することが長寿命建築を実現することに有効であると考え、極めて稀に発生する地震動において小規模な補修で納まる程度の損傷に抑える躯体の実現の可能性について検討を行っている。

本報では、上記一連の検討のなかから地震時の建築物応答に着目した試設計の内容を紹介する。検討は限界耐力計算法と時刻歴応答解析法の 2 つの計算手法による。

## 2. 試設計モデル建物

試設計で対象とする建物は一般的な集合住宅を想定した。図 - 1 および図 - 2 に示すように、地上 14 階、階高 3.2 m、軒高 44.9 m で、長辺 (X) 方向は 6.0 m の 6 スパン、短辺 (Y) 方向は 12.0 m の 1 スパンとする。

構造形式は両方向とも純ラーメン架構とし、構造種別は柱梁ともに鉄筋コンクリート（以降、RC）造でプレキャストコンクリート造を前提としており、梁はアンボンド工

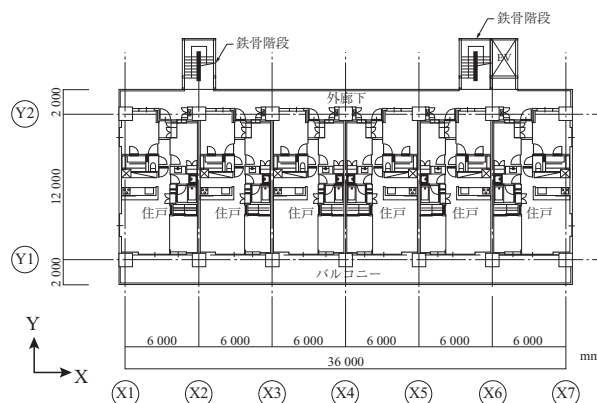


図 - 1 モデル建物 平面図

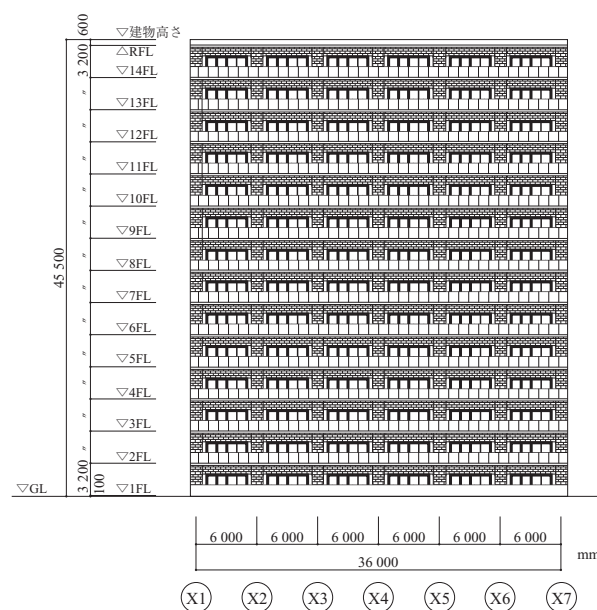


図 - 2 モデル建物 立面図

法による圧着工法を想定した。

地盤状況は図 - 3 に示すように工学的基盤を GL-15 m に設定した仮想敷地 (地域係数  $Z = 1.0$ ) におけるモデル地盤を採用し、GL-8 m まで  $N$  値 30 程度の細砂層、上層は  $N$  値 5 程度のローム層とした。基礎底 3.4 m で杭基礎を想定した。

なお、今回の検討では施工方法を限定しないよう床の施工法、施工 (緊張) 時荷重は考慮していない。解析プログラムは限界耐力計算法、時刻歴応答解析法ともに「SEIN La DANS (株) NTT ファシリティーズ総合研究所」による。

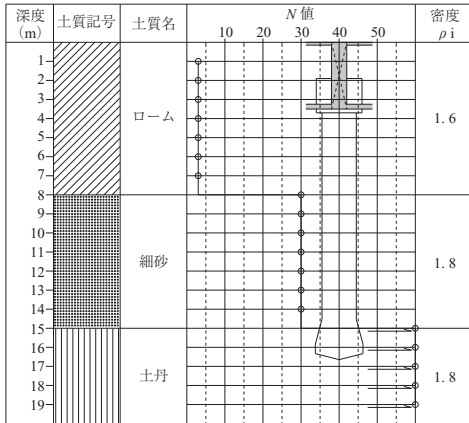


図 - 3 仮想敷地モデル地盤と基礎深さ関係

### 3. 限界耐力計算法による試設計

#### 3.1 限界耐力計算法における諸元設定

基準階の伏図を図 - 4 に、柱梁断面を図 - 5 および図 - 6 に示す。柱は 1100 mm□, 大梁は端部で梁幅 1050 mm, 梁間方向の成は 1300 mm, 桁行方向の成は 1050 mm, 床厚さは 200 mm と設定した。柱梁に使用するコンクリートは Fc 60, 梁の PC 鋼材は JIS 規格材 PC 鋼より線を想定した。

表 - 1 に本モデル建物の建物重量を示す。

表 - 1 モデル建物 建物重量

階	床面積 (m <sup>2</sup> )	重量 (kN)	当該階より上部の重量 (kN)	重量 / 床面積 (kN/m <sup>2</sup> )
14	576	7 852	7 852	13.6
13	〃	8 306	16 158	14.4
12	〃	〃	24 464	〃
11	〃	〃	32 769	〃
10	〃	〃	41 075	〃
9	〃	〃	49 381	〃
8	〃	〃	57 687	〃
7	〃	〃	65 992	〃
6	〃	〃	74 298	〃
5	〃	〃	82 604	〃
4	〃	〃	90 910	〃
3	〃	〃	99 216	〃
2	〃	〃	107 521	〃
1	〃	8 306	115 827	14.4
基礎	576	17 716	133 543	30.8

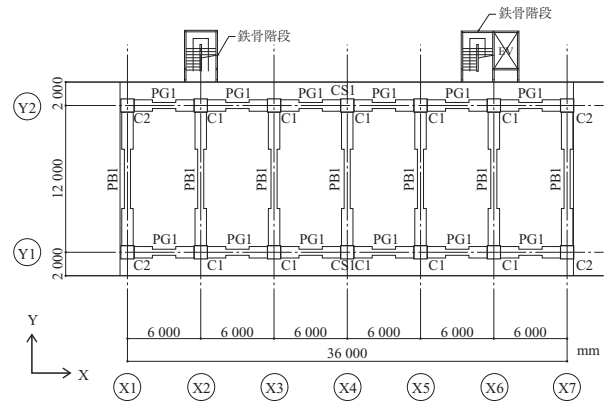


図 - 4 モデル建物 基準階伏図

特記なき限り 1. 鉄筋種別 主筋 D16・SD295A D25・SD345 D32・SD390 D35・D38・SD490  
2. あばら筋 D13・SD295A  
3. PC 鋼線の材質 19: SWPR19L 7A: SWPR7AL 7B: SWPR7BL  
4. 腹筋 2-D10

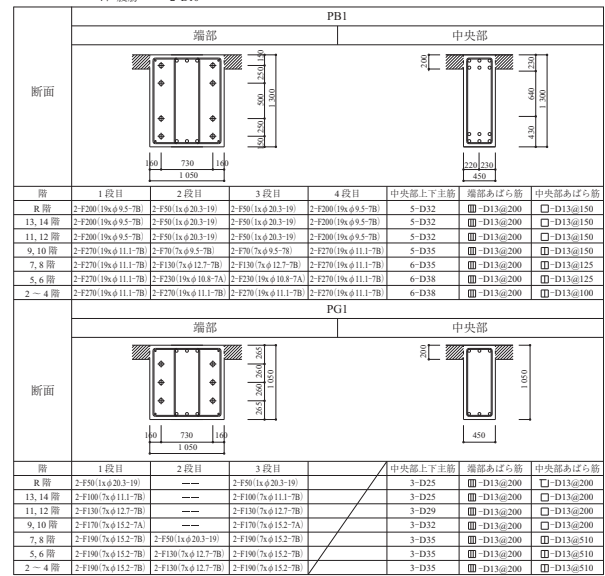


図 - 5 大梁断面リスト

特記なき限り 1. 鉄筋種別 主筋 D38, 35・SD490 D32・SD390 帯筋 D13・SD295A S13・KSS785  
2. 柱梁接合部内の帯筋は、□-D13 グラール @100

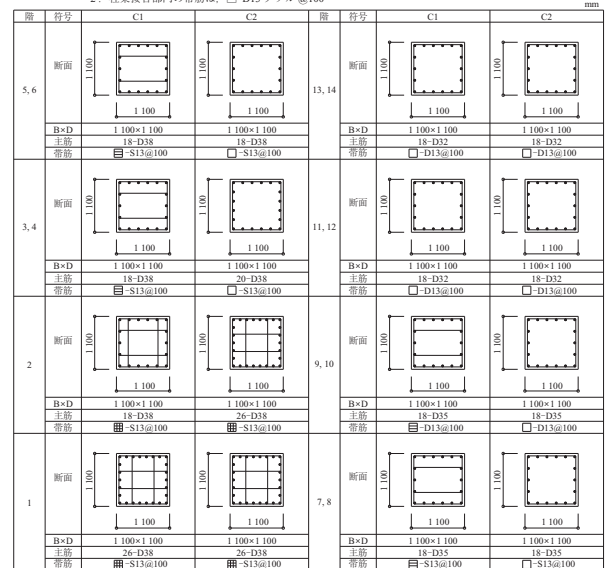


図 - 6 柱断面リスト

限界耐力計算法では柱梁を線材にモデル化した静的非線形漸増解析に基づく。損傷限界の検証では損傷限界耐力が必要耐力を上回り、最大層間変形角が1/200以下であることとし、安全限界の検証では最大層間変形角が1/75となる時点を実験限界とし、安全限界耐力が必要耐力を上回ることを確認することとした。これは計算上の安全限界応答値がおおむね層間変形角1/100程度となることを意図した。

静的非線形解析に用いたアンボンドPC梁部材の曲げの復元力特性を図-7に示す。骨格曲線は基本的には技術基準<sup>3)</sup>に準拠して設定し、第2折点はアンボンドPC部材の特性を考慮して、(1)式から求まる終局曲げ強度の0.9倍を採用した。

$$M_u = T_{py} \cdot (d_p - 0.5 \gamma \cdot x_n) + P_e \cdot (d_c - 0.5 \gamma \cdot x_n) \quad (1)$$

$M_u$  : 終局曲げ強度

$T_{py}$  : 引張側PC鋼材の降伏耐力

$$T_{py} = A_p \cdot F_{py}$$

$A_p$  : PC鋼材断面積

$F_{py}$  : PC鋼材の規格降伏点強度

$P_e$  : 圧縮側PC鋼材の有効プレストレス力

$d_p$  : 圧縮縁から引張側PC鋼材重心までの距離

$d_c$  : 圧縮縁から圧縮側PC鋼材重心までの距離

$x_n, \gamma$  : 中立軸位置, 中立軸位置による係数

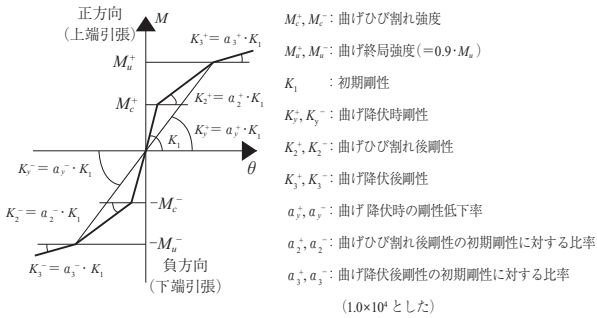


図-7 梁の曲げ復元力特性

限界耐力計算法における建築物の減衰を表す数値  $h$  は(2)式で求めるが、ここで、建築物の減衰特性を表す係数  $\gamma$  を純PC部材建物の場合を仮定して0.06を採用した。

$$h = \gamma (1 - 1/\sqrt{D_r}) + 0.05, \quad D_r = \Delta s / \Delta y \quad (2)$$

$\gamma$  : 建築物の減衰特性を表す係数

$\Delta s$  : 建築物の安全限界時における代表変位

$\Delta y$  : 塑性率の基点となる変位

### 3.2 限界耐力計算法の結果

図-8に限界耐力計算による検討結果として必要スペクトルと構造特性曲線を示す。

X方向、Y方向ともに、損傷限界時の固有周期は1.3秒程度であり、安全限界時の固有周期は約2.0秒と算定された。安全限界耐力は最大層間変形が1/75時点とし、ベースシアでX方向は0.253、Y方向は0.297となった。

建築物の安全限界時代表変位から計算した等価粘性減衰定数はX方向で7.2%、Y方向で6.4%となっている。

ここで、安全限界応答値は、必要スペクトルと漸増解析の交点として求められる。極めて稀に発生する地震動での

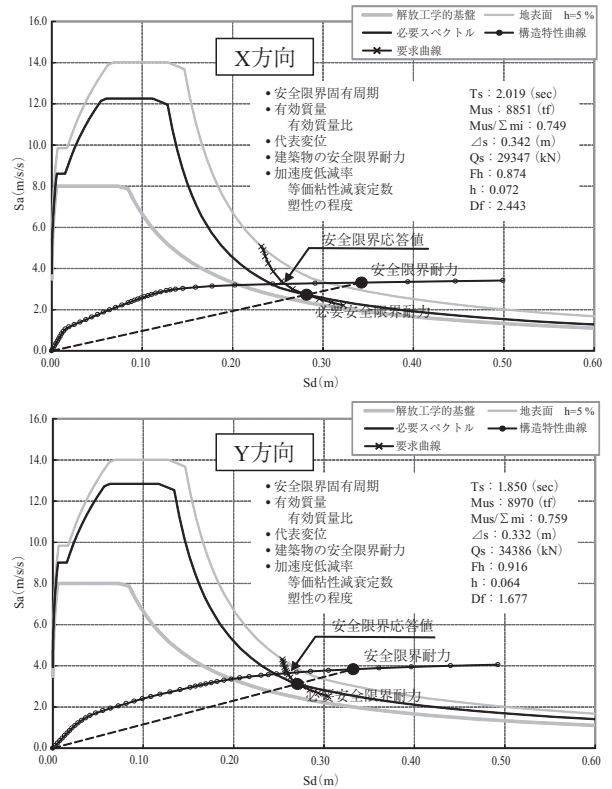


図-8 必要スペクトルと構造特性曲線

応答値としてその時の全体変形と層間変形角分布を図-9に示す。極めて稀に発生する地震で推定される応答値として最大層間変形角はX方向で1/92、Y方向で1/98が得られた。

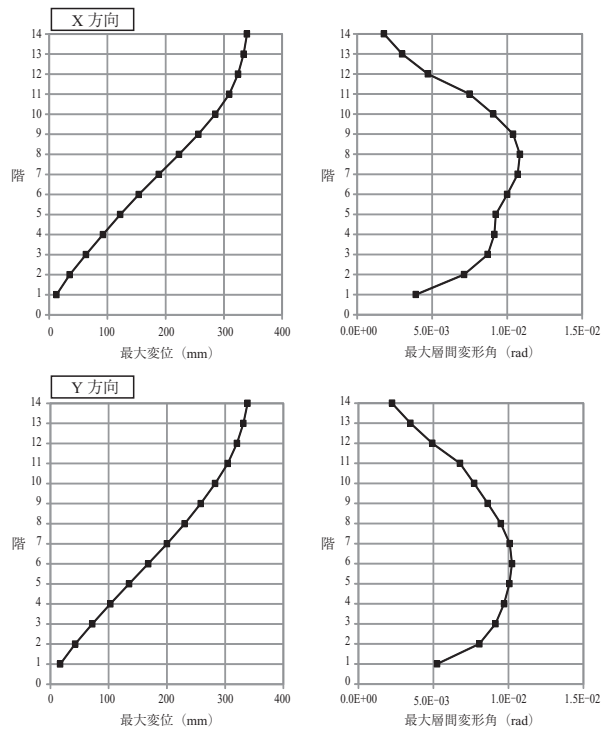


図-9 限界耐力計算法での推定応答値

### 3.3 限界耐力計算法のまとめ

限界耐力計算法において、想定した柱梁断面で、極めて稀に発生する地震動において最大層間変形角は1/100程度になる結果が得られた。アンボンドPC部材の低損傷性を考慮すると、損傷の少ない躯体架構として成立する可能性があると考えられる。

## 4. 時刻歴応答解析法による試設計

### 4.1 時刻歴応答解析法の諸元設定

前節で用いたモデル建物に対し、時刻歴応答解析を実施した。アンボンドPC梁部材に想定される曲げの骨格曲線は3.1に示すものと同じとする。履歴則については、当協議会で行ったアンボンドPC部材の実験<sup>4)</sup>で得られた知見を反映して、図-10に示す逆行モデルを採用した。

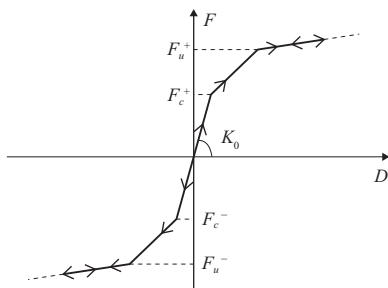


図-10 アンボンド部材に適用した履歴則

解析に採用した履歴則では架構のエネルギー吸収が期待できないことから、建物の応答を制御する目的で制振装置を設置した。図-11および図-12に制振装置の設置計画を示す。制振装置は間柱に鋼材系ダンバを組み込む形式とし、構造性能にはNormal-Tri-Linear型を設定した。表-2に各階に設定した制振装置の降伏荷重を示す。

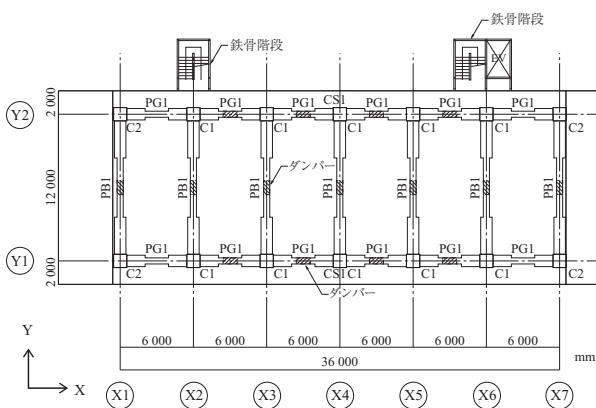


図-11 基準階伏図における制振装置配置

各構造要素に与えた復元力特性と履歴則を表-3にまとめる。

時刻歴応答解析は1階固定条件とし、建物の内部粘性定数は一般的にRC造で採用される弾性一次固有周期に対して $h = 3\%$ とし、瞬間剛性比例型とした。

地震動は1階床位置に入力し、極めて稀に発生する地震

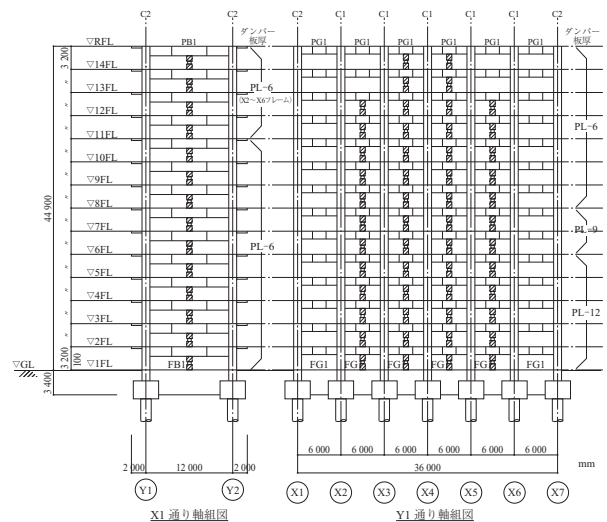


図-12 軸組図における制振装置配置

表-2 各階制振装置の降伏荷重

階	X方向		Y方向	
	板厚, 台数	$\Sigma Q_y$ (kN)	板厚, 台数	$\Sigma Q_y$ (kN)
13~14	PL-6-4台	976	PL-6-5台	1220
11~12	PL-6-8台	1952	同上	-
8~10	同上	-	PL-6-7台	1708
6~7	PL-9-8台	2928	同上	-
1~5	PL-12-8台	3912	同上	-

板厚	B×D	主筋	帯筋
PL-6	350×700	8-D29	□-D13@100
PL-9	同上	8-D32	同上
PL-12	同上	8-D35	同上

表-3 各構造要素の復元力特性と履歴則

部位	変位	スケルトンカーブ	履歴則
大梁 (PC造)	曲げ	Tri-Linear	逆行
	せん断	Linear	-
柱 (RC造)	曲げ	Tri-Linear	武田モデル ( $\gamma = 0.4$ )
	せん断	Linear	-
	軸方向	圧縮側: Bi-Linear 引張側: Tri-Linear	逆行
制振要素 (履歴型)	軸方向	Tri-Linear	ノーマル

動のレベルとした。地震波には告示波を採用した。告示波は工学的基盤上に規定するが、地盤は前節と同じ図-3に示すように工学的基盤をGL-15mに設定した仮想敷地地盤とし、工学的基盤より上の表層地盤の影響を重複反射理論 (SHAKE) に基づき求めた地表波を採用した。告示波に採用する位相は、1968年十勝沖地震の観測地震波のHACHINOHE位相 (S1)、既往の強震記録であるEL CENTRO位相 (S2)、乱數位相 (S3)、1995年兵庫県南部地震の神戸気象台での観測波であるKOBE位相 (S4)の4波とした。

### 4.2 時刻歴応答解析法での試設計結果

固有値解析結果を制振装置の有無とともに表-4に示す。図-13に制振装置のない場合の固有モード形を示す。1階固定の条件で弾性1次周期はX方向が0.682秒、Y方



表 - 4 固有値解析結果

モード	X 方向		Y 方向	
	Damper	Non Damper	Damper	Non Damper
1 次	0.654	0.682	0.854	0.875
2 次	0.217	0.225	0.266	0.275
3 次	0.127	0.129	0.141	0.139

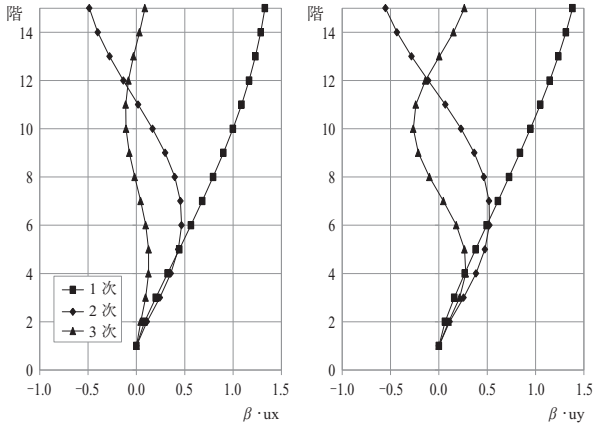


図 - 13 固有値解析結果 (制振装置なし)

向が 0.875 秒となった。制振装置を考慮すると X 方向が 0.654 秒、Y 方向が 0.854 秒であった。

極めて稀に発生する地震動に対する応答解析結果として各方向の最大応答全体変形と最大応答層間変形角を図 - 14 に、表 - 5 に応答結果の主要値をまとめる。

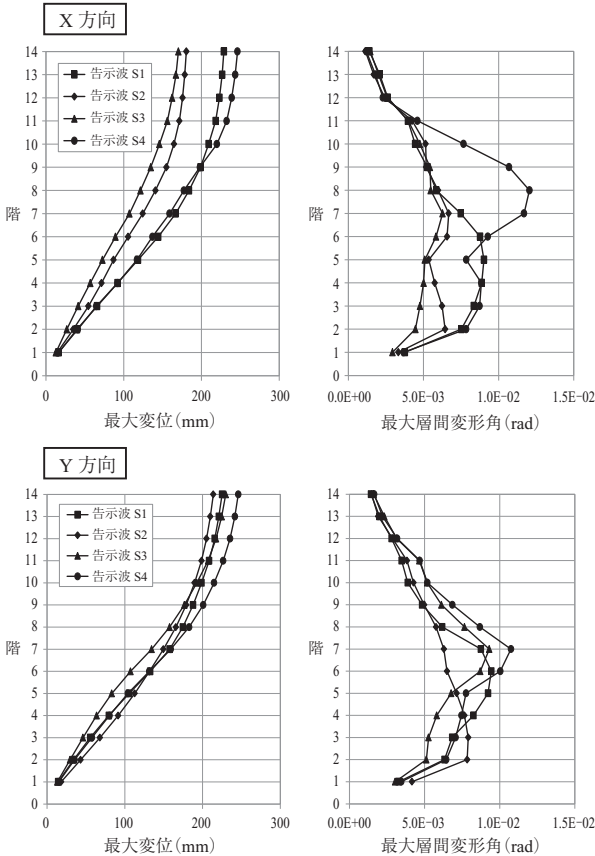


図 - 14 時刻歴応答解析での応答結果

表 - 5 極めて稀に発生する地震動の応答結果

( ) 内数値は発生階を示す

方向	地震動	加速度 (m/s <sup>2</sup> )	層間変形角 (rad)	層せん断力係数 1 階 / 14 階	転倒モーメント × 10 <sup>6</sup>
X	告示波 S1	6.66 (RF)	1/111 (5F)	0.283/0.672	0.95
	告示波 S2	6.43 (RF)	1/150 (7F)	0.275/0.662	0.88
	告示波 S3	7.26 (RF)	1/160 (7F)	0.290/0.714	0.85
	告示波 S4	6.91 (8F)	1/83 (8F)	0.282/0.600	0.98
Y	告示波 S1	5.91 (RF)	1/106 (6F)	0.285/0.598	0.98
	告示波 S2	5.70 (RF)	1/126 (3F)	0.308/0.559	0.99
	告示波 S3	6.75 (RF)	1/107 (7F)	0.299/0.695	0.98
	告示波 S4	6.64 (RF)	1/93 (7F)	0.299/0.642	1.04

S1 : HACHINOHE 位相  
S2 : EL CENTRO 位相  
S3 : 乱数位相  
S4 : KOBE 位相

最大応答層間変形角は X 方向は 1/111 ~ 1/160 であり、KOBE 位相のみ 1/83 であった。Y 方向は 1/106 ~ 1/107 で、KOBE 位相のみ 1/93 であった。

応答最大層せん断力はベースシアで X 方向は 0.275 ~ 0.290、Y 方向は 0.285 ~ 0.308 となった。限界耐力計算法では安全限界時のベースシアで X 方向は 0.253、Y 方向は 0.297 であったが、制振装置の付加せん断力を考慮すると符合する。

応答結果としては、告示波の KOBE 位相は短時間のパルス状の位相特性であるので履歴型制振装置の効果が小さい地震波であったといえる。極めて稀に発生する地震動において最大層間変形角は 1/100 程度になった。

告示波 (乱数位相) による時刻歴応答解析結果における各部のエネルギー吸収状況を図 - 15 に示す。

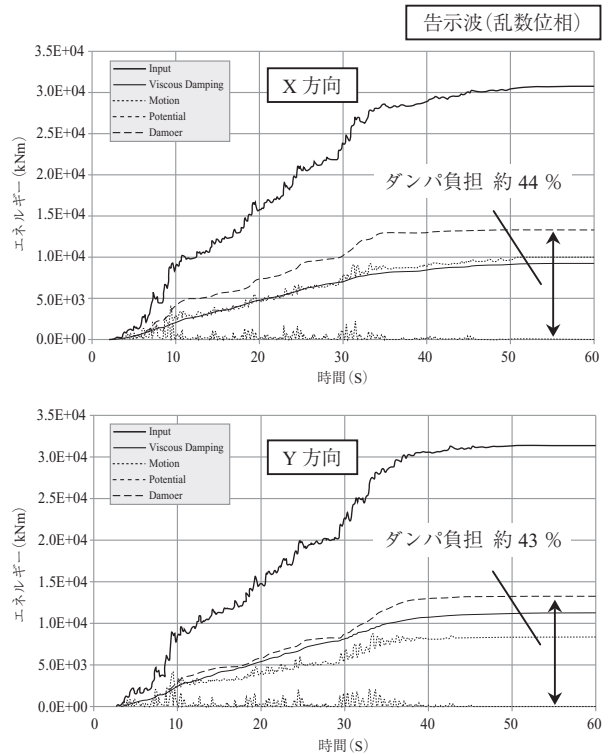


図 - 15 応答解析における建物各部エネルギー吸収割合

制振装置のエネルギー吸収量は X 方向では全体の約 44 %、Y 方向では約 43 % に達しており、確実に地震エネルギーを吸収していることがわかる。これは建屋減衰 ( $h = 3\%$ ) に対して同等以上であり、制振装置の付加減衰量として建屋減衰とすれば 4 ~ 6 % が設定されたことになる。図 - 16 に代表階のアンボンド PC 造梁の曲げ - 回転角関係を示すが、履歴則には逆行モデルが設定されており、履歴吸収エネルギーが生じないようにになっている。

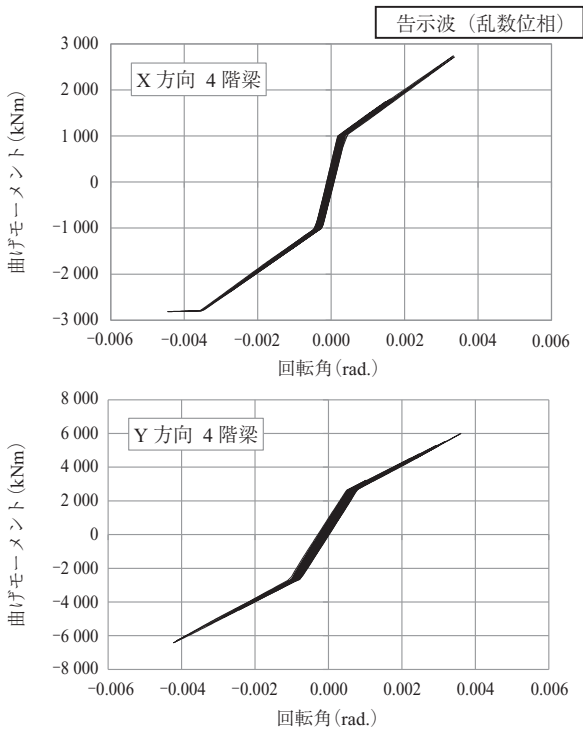


図 - 16 応答解析における梁の曲げ - 回転角関係

#### 4.3 限界耐力計算法との結果比較

時刻歴応答解析法では、モデル建物に制振装置を付加することで、前節で示した限界耐力計算法で推定される応答値とほぼ同じとなる応答最大層間変形角で 1/100 程度の結果が得られた。2つの計算方法では建物に設定する減衰の考え方、建物への地震動入力など細かい点では異なっており、建物の応答値に差が生じることは必然ではある。また、時刻歴応答解析では実験<sup>4)</sup>で得られたアンボンド PC 造部材の履歴エネルギー吸収性が少ないという知見から、本検討では履歴エネルギーを全く負担しない履歴則を用い

ており、時刻歴応答解析法の結果はやや極端ケースとも考えられる。ただ、アンボンド PC 部材を建築物に採用する場合、地震応答値によって構造安全性を評価して行く際には、建物の減衰について履歴則などに留意し、慎重にモデル化する必要がある。

## 5. まとめ

建築物に与える減衰についてはさまざまな考え方があり、ここでは一例として示したものである。しかし、アンボンド PC 部材を用いて長寿命建築として性能規定型設計を行う場合、評価結果に安全を期するためには、個々の部材に最新知見を考慮した時刻歴応答解析手法を採用し、確実な履歴吸収部材を配置するなどの応答値制御に留意することが推奨される。

## あとがき

本検討は一般社団法人長寿命建築システム普及推進協議会による長寿命建築システム普及推進事業の一環として行われたもので、国土交通省の平成 24 ~ 26 年度住宅市場整備推進等事業費補助金を受け実施した。本研究の推進に際し、一般社団法人長寿命建築システム普及推進協議会及び一般社団法人新都市ハウジング協会長寿命建築システム普及推進委員会の皆様に多大の協力をいただいた。設計法分科会メンバーは主査：河野賢一（鹿島建設(株)）、副主査：平柳 哲（(株)大林組）、委員：上 寛樹（(株)奥村組）、清井宗孝（(株)安藤・間）、白山貴志（三井住友建設(株)）、村田鉄雄（東亜建設工業(株)）、山下淳一（(株)日本設計）である。

## 参考文献

- 岡安、津田、竹中、福井ほか：多数回繰り返し加力を受ける制振装置付き骨組み実験、AIJ 学術講演梗概集、構造Ⅳ、pp.875-878、2013.8
- 宋、栗本、晉、北山、金本、田島：PC 鋼材の長さが異なるアンボンド PCaPC 圧着接合骨組の耐震性能、AIJ 学術講演梗概集、構造Ⅳ、pp.745-746、2014.9
- 国土交通省国土技術政策総合研究所、独立行政法人建築研究所 監修：2009 年版プレストレストコンクリート造技術基準解説及び設計・計算例、2009.9
- 宮本、森口、竹中、金ほか：スラブ付アンボンドプレストレストコンクリート梁の曲げ性状に関する実験的研究、AIJ 学術講演梗概集、構造Ⅳ、pp.749-752、2014.9

【2015 年 4 月 27 日受付】