

# 「アンボンド PC 部材を使った建物の試設計」

## — 地震応答解析による構造性能の検証 —

プレストレストコンクリート工学会「アンボンドPC研究委員会・設計WG」

鋼材の付着がきわめて小さく、荷重-変形関係において曲げ降伏時変形が大きくなる特徴をもつアンボンド PC 部材の復元力特性を想定し、長期応力が支配的な 3 層モデルと地震時応力が支配的な 6 層モデルの建物に対し、長期応力に対する部材断面検討、保有水平耐力（ルート 3b）の検討を行った。さらに、6 層モデルの建物に対して地震応答解析を実施した。それらの結果から、アンボンド PC 架構とボンド PC 架構とを比較し、アンボンド PC 架構の優位性について考察を行い、鋼材の付着が小さいことが必ずしも不利にならないことを示した。

キーワード：アンボンド、降伏時剛性低下率、限界耐力計算、保有水平耐力、地震応答解析

### 1. 設計例の位置づけ

#### 1.1 はじめに

2009 年の告示改正によりアンボンド PC 鋼材が条件付きで大梁などの主要構造部材にも使用可能となった。しかし、アンボンド PC 鋼材の多くは集合住宅のスラブや倉庫のフラットスラブ構造および小梁などの二次部材に使用され、柱や大梁といった架構を形成する耐震部材への適用はなかなか進んでいない。この原因の一つとして大梁にアンボンド PC 鋼材を使用する際、限界耐力計算が義務づけられているにもかかわらず、付着がきわめて小さい場合の各種特性値を計算する式が明確に示されていないことがあげられる。

本試設計では、アンボンド PC 部材の復元力特性値を想定し、長期応力が支配的な 3 層モデルの建物と、地震時応力が支配的な 6 層モデルの建物のおののに対し、ボンドとアンボンドの両タイプにおいて保有水平耐力（ルート 3b）の設計を行い、さらに 6 層モデルの建物に対しては地震応答解析を行うことによって、アンボンド PC 架構の構造的影響について検証を行った。

#### 1.2 設計者から見たアンボンド PC 架構

PC が採用される架構には耐震設計上から考えるといくつかのケースがある。第一に、建物の全体にわたり耐震壁が配置され、耐震設計ルート 1 の建物のロングスパン部に PC 梁が採用されているケースがある。この場合の PC 架構はほとんど地震応力を負担せず、PC 梁断面寸法や鋼材量は長期応力によって決定される。このような場合、小梁（二次部材）的な扱いとし、アンボンド PC 鋼材を使って設計を行いたいところではあるが、建築基準法上大梁は耐震部材であるため、大梁にアンボンド PC を採用する場合は、耐震設計ルート 1 なみの壁量があっても限界耐力計算を行う必要があり、その労力を考えると設計者としてはボンド工法の採用に傾く。

次に、3 階建て程度の純ラーメン構造のロングスパン部に PC 梁が採用されているケースを考える。一般的には耐震設計ルートは 3b となり保有水平耐力計算をすることに

なる。しかし、3 階建て程度であれば、前述と同様に地震時応力（保有耐力時）で断面寸法や鋼材量が決まることはほとんど無く、長期応力が支配的となるにもかかわらず、アンボンド PC 鋼材を使用する場合は限界耐力計算を行う必要がある。設計者はそれを避けるためにグラウト工法（ボンド工法）を採用し、手慣れた保有水平耐力の設計を行う。

さらに、6 階建て以上の純ラーメン構造で明らかに地震力が支配的となるようなケースがある。この場合にアンボンド PC 鋼材を使用する際は PC 梁の耐力発現時の変形などを把握し限界耐力計算を行うことが必須となる。しかし、付着がきわめて小さいアンボンドの復元力特性値の算定式が不明確であり、設計方法が確立されていない実状がある。

#### 1.3 設計例による検討方針

アンボンド PC 部材はボンド PC 部材と比べ、弾性限以降の降伏時剛性低下率  $a_y$ （以降  $a_y$  と略す。）が小さいため、曲げ終局強度発現時の変形が大きくなり（図 - 4）、所要の変形時に最大耐力が発揮できないことがある。したがって、保有水平耐力  $Q_u$ （以降  $Q_u$  と略す。）の設計や限界耐力計算を行ううえでアンボンド PC 部材の  $a_y$  を把握することは重要なことになる。しかし、現状ではアンボンド PC 部材の  $a_y$  の算定式は明確に示されていないため、本試設計では  $a_y$  をボンド架構の 60% と仮定し、アンボンド PC 架構を構造的に成立させる方法を  $Q_u$  の確認と地震応答解析により模索した。

試設計では 3 層モデルと 6 層モデルの 2 種類について検証を行っている。3 層モデルでは長期応力で決定された断面に対して、ボンド PC 架構の  $a_y$  を用いて静的弾塑性増分解析を実施し、所要の層間変形角（1/100）時の  $Q_u$  を求め、構造特性係数（ $D_s$ ）を 0.30 として算出した必要保有水平耐力  $Q_{un} = D_s \cdot F_{es} \cdot Q_{ud}$ （以降  $Q_{un}$  と略す。）を上回ることを確認する。さらに、 $a_y$  をボンド架構の 60% とし、同等の終局耐力を有するアンボンド PC 架構が、所要の層間変形角（1/100）時で  $Q_{un}$  を満足し、問題ないことを確認する。

○特集／研究報告○

さらに6層モデルでは、長期応力もしくは地震時応力で決定された断面に対して、ボンドPC架構として $Q_u$ を求め、所要の層間変形角(1/100)時で $Q_{un}$ を上回ることを確認する。同モデルをアンボンドPC架構として $Q_u$ を満足させるには変形がかなり大きくなる。そこで、地震応答解析を行い、ボンドPC架構とアンボンドPC架構の動的な応答性状を比較検討し、 $Q_u$ の結果とともに考察を行う。なお、エネルギー吸収機構としてダンパーを組み入れることを想定し、減衰を付加する応答解析結果についてもあわせて考察する。

2. 検討モデルの概要

検討は場所打ちPC造の事務所ビルとし、その基準階床伏図を図-1に示す。床は図-2のように小梁のないアンボンドポイドスラブとし、荷重伝達はY方向の一方向とする。

以下では、試設計を実施した3層モデルと6層モデルについて、長期荷重の負担が大きいX方向架構を検討する。X方向の中フレーム(Y2~Y5通り)軸組図を、コンクリート設計基準強度(柱・大梁は同強度)とともに図-3に示す。

検討に使用した鋼材仕様を表-1に示す。PC鋼材はシングルストランドとしては最大径の $\phi 28.6$ とし、その摩擦

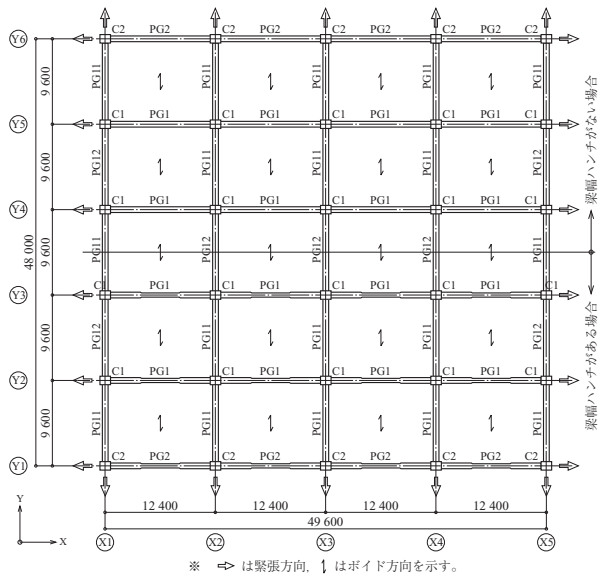


図-1 基準階床伏図

表-1 使用鋼材仕様

鉄筋	D16以下	SD295A
	D19~D29	SD345
	D29以上	SD390
PC鋼材	使用鋼材	SWPR19L $\phi 28.6$
	断面積	532.4 mm <sup>2</sup>
	降伏荷重	807.0 kN/本
	初引張力	645.6 kN/本
	摩擦係数	$\mu$ 0.06 (0.30) 1/rad $\lambda$ 0.002 (0.004) 1/m

図-2 アンボンドポイドスラブ

※摩擦係数の( )内はボンドタイプを示す。

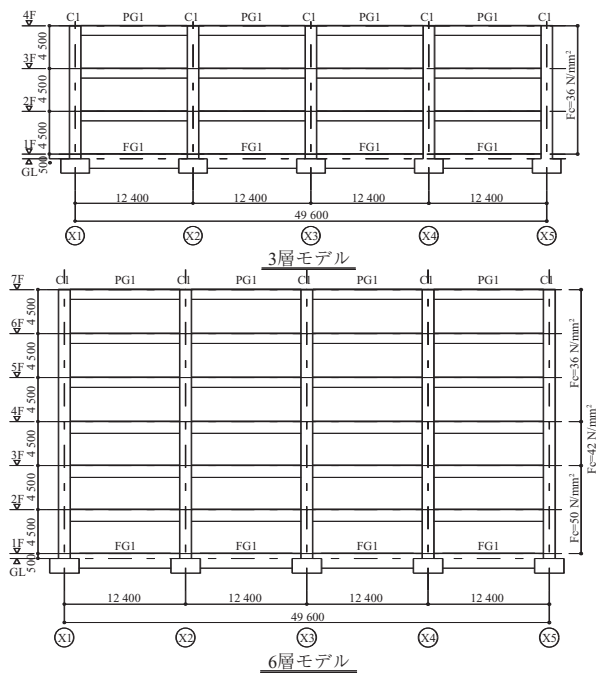


図-3 X方向軸組図(Y2~Y5通り)

係数は各工法で示されている最小値としている。

3. 許容応力度等計算結果

3.1 設計方針

ボンドおよびアンボンドPC梁は、一次設計で長期応力( $G+P+X$ )<sup>1)</sup>に対して、プレストレスト鉄筋コンクリート造(PRC:Ⅲ種PC)のⅢ<sub>0.2</sub><sup>1)</sup>とし、最大ひび割れ幅( $w_{max}$ )制御目標値を0.2 mm以下として設計を行う。また、荷重係数を考慮した設計応力(1.7( $G+P$ )+ $X$ および1.2( $G+2P+X$ ,  $G+P+1.5K+X$ )<sup>1)</sup>が、PRC梁の終局耐力以下であることの確認を行う。一方、二次設計では静的弾塑性増分解析により、ボンドおよびアンボンドPC梁を有する架構の保有水平耐力の確認を行う。

ここで、アンボンドPC梁の復元力特性を以下のように仮定する。アンボンドPC梁の復元力特性は未だ明確に提案されていないが、ここでは、アンボンドPC梁の終局耐力はボンドPC梁耐力同等と仮定し、弾性限以降の降伏時剛性低下率 $a_y$ は、ボンドPC梁の60%( $0.6a_y$ )と仮定した。図-4に仮定した復元力特性を示す。

アンボンドPC梁では、PC鋼材とコンクリートとの間の付着がきわめて小さいため、平面保持の仮定が適用できず、アンボンドPC梁が最大耐力に達する部材角( $R_y$ )は、

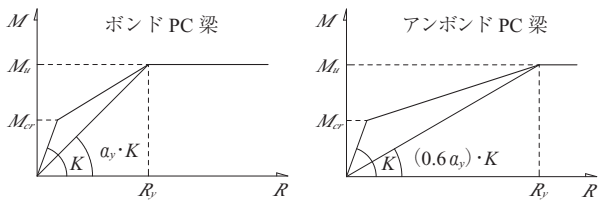


図-4 仮定したPC梁の復元力特性

ボンドPC梁より大きくなる。なお、本試設計では  $0.6 a_y$  と仮定したが、PC鋼材量に比べ鉄筋量の多いPRC梁では、 $a_y$ の値は  $0.6 a_y$ より大きくなると考えられる。

### 3.2 ボンドおよびアンボンドPC梁部材の設計結果

#### (1) 3層モデル

3層モデルについて一次設計を行った場合、PG1梁は床荷重の一方荷重負担も大きく長期応力が支配的となり、図-5に示すように梁せいはスパンの約1/12程度となった。

また、同図にはボンドPC鋼材を使用した際のPC鋼材断面配線・配筋図の一例も示している。アンボンドPC鋼材を使用した際は、ボンドPC鋼材を使用した際に比べ、摩擦係数が小さくプレストレスの損失が小さいため、緊張

端から距離があるX3端部においても、プレストレスが有効に作用する。その結果、ボンドPC鋼材に比べ梁端部上端の普通強度鉄筋D25の配筋量を12本から9本に減じて、長期応力に対して同等のひび割れ制御設計が可能である。

#### (2) 6層モデル

6層モデルについて一次設計を行った場合、上層階(5~7階)は地震時応力の影響が多少あるが、3層モデル同様に長期応力にて決定した梁せいで設計可能であり、梁せいはスパンの約1/12程度となる。一方、下層階(2~4階)のPC梁は地震時応力が支配的となり、これに対してPC梁の耐力を確保するため、図-6に示すように梁せいはスパンの約1/10程度となった。

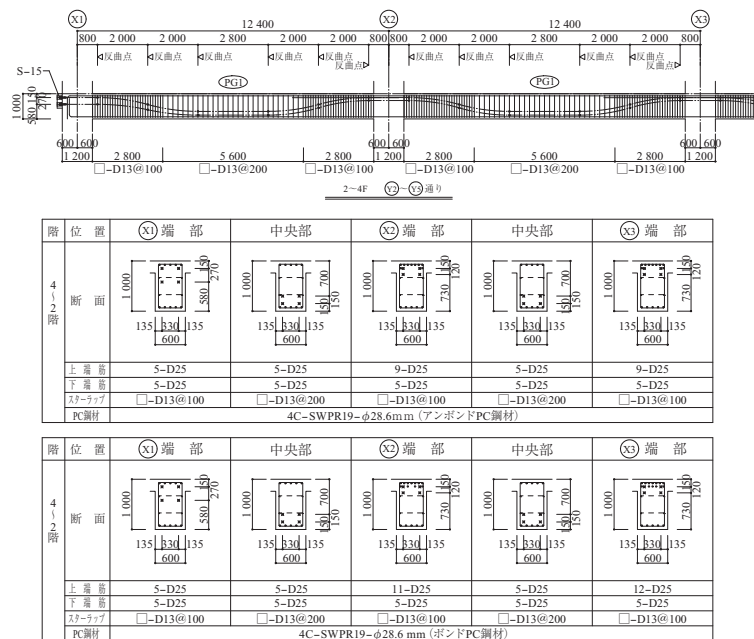


図-5 アンボンドおよびボンドPC鋼材断面配線・配筋図(3層モデル:Y2~Y5通り)

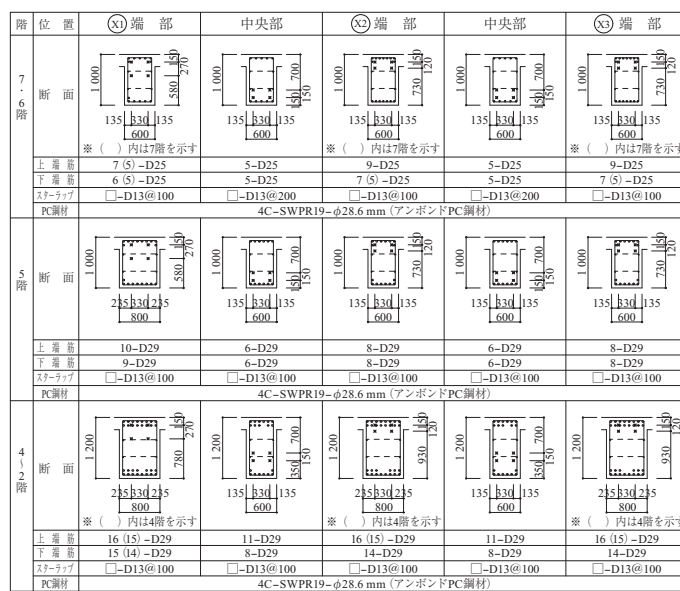


図-6 アンボンドPC鋼材断面配線・配筋図(6層モデル:Y2~Y5通り)

### 3.3 保有水平耐力

#### (1) 3層モデル

ボンドPC架構の静的弾塑性増分解析を行った結果を図-7上段に示す。同図によれば、二次設計の保有水平耐力時の目標層間変形角  $R = 1/100$  (以降  $R$  は変形角 [rad] を示す。) で、 $Q_u/Q_{un} = 1.44$  となり、 $Q_u$  は  $Q_{un}$  を十分満足する結果となった。これは、3層程度のモデルの場合、PC梁は長期応力が支配的となり、長期応力によって断面形状およびPC鋼材が決定されるため、地震時応力に対しては十分な耐力を有しているためである。

一方、同図下段にアンボンドPC架構で、静的弾塑性増分解析を行った結果を示す。アンボンドはボンドに比べ同耐力を有するには変形が大きくなる。しかし、ボンド同様に変形角  $R = 1/100$  で  $Q_u/Q_{un} = 1.29$  となり、 $Q_u$  は  $Q_{un}$  を満足する結果となった。

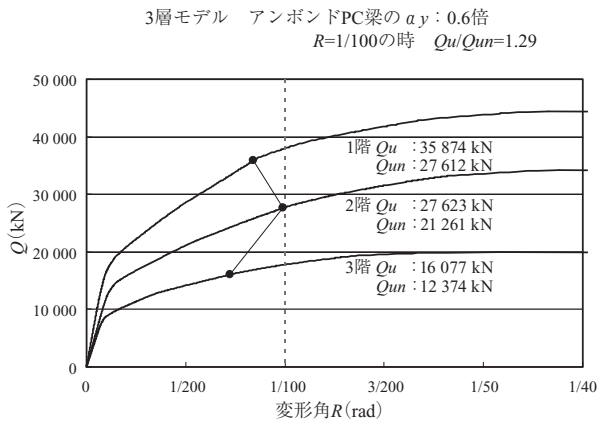
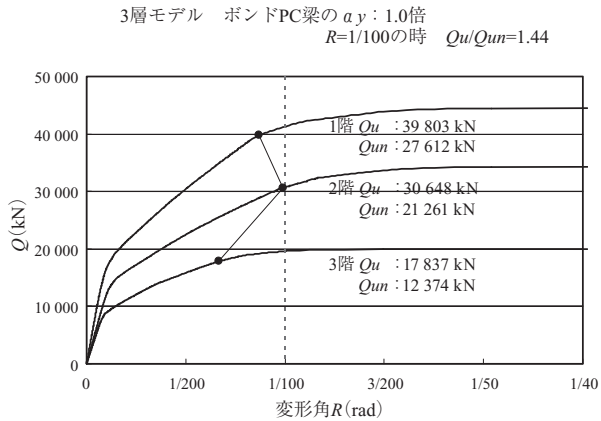


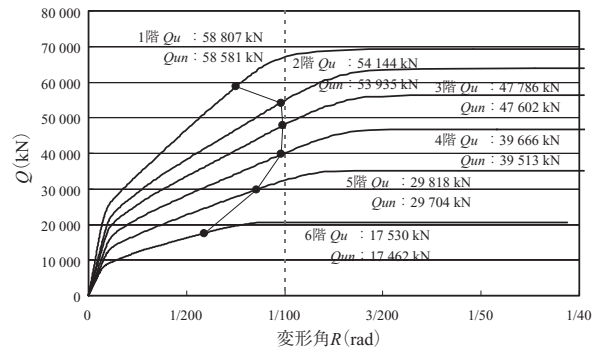
図-7 3層モデルPC架構の荷重-変形角関係

#### (2) 6層モデル

6層モデルのボンドPC架構の静的弾塑性増分解析を行った結果を図-8上段に示す。6層モデルのボンドPC架構の場合は、二次設計の保有水平耐力時の目標層間変形角  $R = 1/100$  で  $Q_u/Q_{un} = 1.00$  となるように部材断面を決定した。

一方、ボンドPC架構と同じ断面のアンボンドPC架構は、図-8下段に示すく ) 内数値に示すように、 $Q_u$  が  $Q_{un}$  を満足する層間変形角は  $R = 1/65$  ( $Q_u/Q_{un} = 1.02$ )

6層モデル ボンドPC梁の  $\alpha_y: 1.0$  倍  
 $R=1/100$ の時  $Q_u/Q_{un}=1.00$



6層モデル アンボンドPC梁の  $\alpha_y: 0.6$  倍  
 $R=1/100$ の時  $Q_u/Q_{un}=0.82$ ,  $<R=1/65$ の時  $Q_u/Q_{un}=1.02$

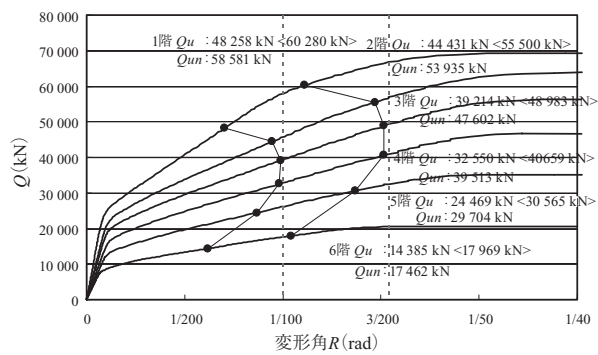


図-8 6層モデルPC架構の荷重-変形角関係

であり、目標層間変形角  $R = 1/100$  に比べ大きな変形となった。また、層間変形角  $R = 1/100$  では  $Q_u/Q_{un} = 0.82$  程度で、 $Q_u$  は  $Q_{un}$  を満足しない結果となっている。

## 4. 地震応答解析結果

### 4.1 解析モデル

#### (1) モデル概要

地震応答解析モデルは図-9に示すように、2階~屋上(R)階までの各床位置に質量を集中させた等価せん断棒モデルとする。各層の復元力特性は、比較的鉄筋量も多いことから、RC架構の地震応答解析に一般的に用いられる武田劣化則<sup>2)</sup>の履歴特性を使用する。

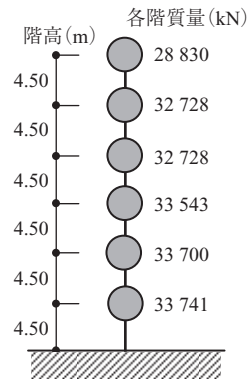


図-9 地震応答解析モデル

(2) 復元力特性骨格曲線

ひび割れによる剛性低下や部材降伏を考慮した静的弾塑性増分解析を行い、得られた各階ごとの層せん断力 ( $Q$ ) - 層間変形 ( $\delta$ ) の関係曲線を、図 - 10 に示す手順で3折れ線に近似し、復元力特性骨格曲線を求める。各階ごとの  $Q$  -  $\delta$  関係曲線、および地震応答解析に用いた骨格曲線を図 - 11 に示す。

(3) 減衰特性

上部構造の減衰は内部粘性型で、減衰定数 ( $h_1$ ) は1次

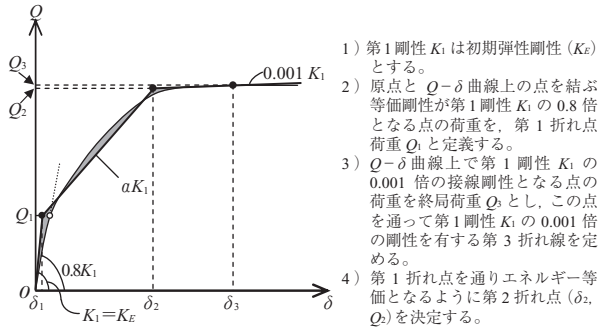


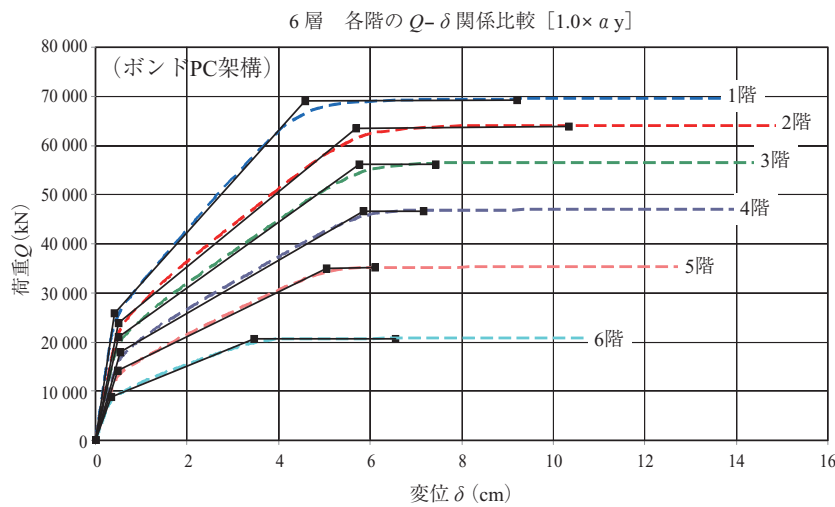
図 - 10 骨格曲線の設定手順

固有振動に対して3%、剛性比例型として減衰マトリクスを設定する。この基本モデルとはべつに、オイルダンパーや粘性体制震壁の設置を想定し、減衰の大きなモデル  $h_1 = 10\%$ 、 $h_1 = 20\%$  の検討も行う。なお、正弦波振動を想定し  $h_1 = 20\%$  程度の付加減衰を略算すると、 $2500 \times 2500$  程度の有効断面積を有する粘性体制震壁6~8枚分に相当し、建築計画上の配慮をすることで設置は可能と判断した。

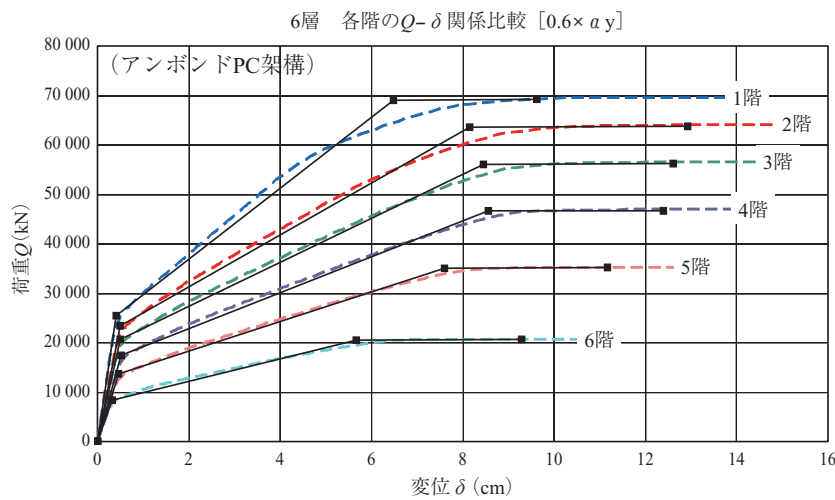
4.2 解析用入力地震動

大阪市内の地層としてGL-45m程度にせん断波速度  $V_s$  が400m/sを超える解放工学的基盤を有する地盤モデルを想定し、建築基準法の告示に規定される解放工学的基盤スペクトルに適合する基盤模擬地震動から入力地震動を設定する。地震動の大きさは「極めて稀に発生する地震動」のレベルとし、遠距離地震動の特性を反映した観測記録位相としてHACHINOHE 1968 NS (継続時間120秒)のもの、直下型地震動の特性を反映した観測記録位相として神戸海洋気象台1995 NS (継続時間60秒)のもの、および一樣乱数 (継続時間120秒)のもの3波 (告示3波)を設定する。

さらに、地震応答解析で標準的に使用されているEL CENTRO 1940 NS, TAFT 1952 EW, およびHACHINOHE



階	$K_1$ (kN/cm)	$Q_1$ (kN)	$Q_2$ (kN)	$Q_3$ (kN)	$a$
1	63 449	25 912	69 000	69 294	0.163
2	47 617	23 857	63 577	63 799	0.161
3	42 112	21 056	56 159	56 229	0.158
4	33 718	17 995	46 630	46 674	0.160
5	29 295	14 094	35 056	35 087	0.157
6	25 682	8 847	20 576	20 656	0.147



階	$K_1$ (kN/cm)	$Q_1$ (kN)	$Q_2$ (kN)	$Q_3$ (kN)	$a$
1	63 449	25 486	68 987	69 186	0.113
2	47 617	23 465	63 576	63 804	0.110
3	42 112	20 710	56 137	56 312	0.106
4	33 718	17 448	46 614	46 743	0.108
5	29 295	13 682	35 033	35 138	0.102
6	25 682	8 378	20 564	20 657	0.089

図 - 11 復元力特性骨格曲線 (上段: ボンド PC 架構, 下段: アンボンド PC 架構)

○ 特集 / 研究報告 ○

1968 NS の 3 波（標準 3 波）を、最大速度振幅 50 cm/s で標準化して用いる。

入力地震動波形の最大速度、および加速度などを表 - 2 に、加速度応答スペクトルを図 - 12 に示す。

4.3 解析結果

(1) 固有周期

解析モデルの 1～3 次固有周期を表 - 3 に示す。図 - 12 に示したように、1 次固有周期は告示 3 波加速度応答スペクトルのピーク値付近に相当するので、本検討は構造設計条件としては比較的厳しいと考えられる。

表 - 2 入力地震動波形の最大速度振幅・加速度振幅

種類	地震動波形	速度 (cm/s)	加速度 (cm/s <sup>2</sup> )	解析時間 (s)	応答結果図に示した略称
告示 3 波	告示波 A (八戸 1968NS 位相)	56	389	120.0	告 HACHI
	告示波 B (神戸海洋気象台位相)	78	456	60.0	告 KOBE
	告示波 C (一様乱数位相)	60	407	120.0	告 RANDOM
標準 3 波	EL CENTRO 1940 NS	50	511	53.8	-
	TAFT 1952 EW	50	497	54.4	-
	HACHINOHE 1968 NS	50	334	51.0	-

表 - 3 固有周期

次数	固有周期 (s)
1	0.70
2	0.26
3	0.17

なお、アンボンド PC 架構とボンド PC 架構の初期剛性は同じで、固有周期に差は無い。

(2) 応答結果

地震応答解析結果を、アンボンド PC 架構とボンド PC 架構の応答結果を合わせて、図 - 13～15 に示す。

なお、標準 3 波の応答結果は一般的な耐震設計クライテリアを満足するため、ここでは省略する。

4.4 応答結果に対する考察

図 - 13～15 の ①～③ に示すように、告示 3 波に対する応答結果は次のようにまとめられる。

(1) 層間変形角

地震動によりばらつきはあるが、 $h_1 = 3\%$  の減衰性能ではアンボンド PC 架構・ボンド PC 架構のいずれも最大層間変形角  $R = 1/50 \sim 1/75$  程度の結果となった。制震ダンパーなどで  $h_1 = 20\%$  程度の減衰を付加すれば、アンボンド PC 架構・ボンド PC 架構のいずれの場合でも、層間変形角は  $R = 1/75 \sim 1/100$  程度と小さくなるが、保有水平耐力時の目標層間変形角  $R = 1/100$  を超える結果となった。

(2) 層せん断力係数

ボンド PC 架構の  $h_1 = 3\%$  の減衰性能時では、 $A_i$  分布を仮定して構造特性係数  $D_s = 0.30$  から算出した必要保有水平耐力に相当する層せん断力係数（図中の黒実線）を超え、 $D_s = 0.35$  程度に相当する層せん断力係数応答となった。

アンボンド PC 架構では、最大値として見れば  $D_s = 0.35$  程度の必要保有水平耐力に相当する層せん断力係数応答になるが、平均的な傾向としてはボンド PC 架構よりも小さな応答となった。また、 $h_1 = 20\%$  程度の減衰を付加すれば、 $D_s = 0.30$  に相当する層せん断力係数以下の応答

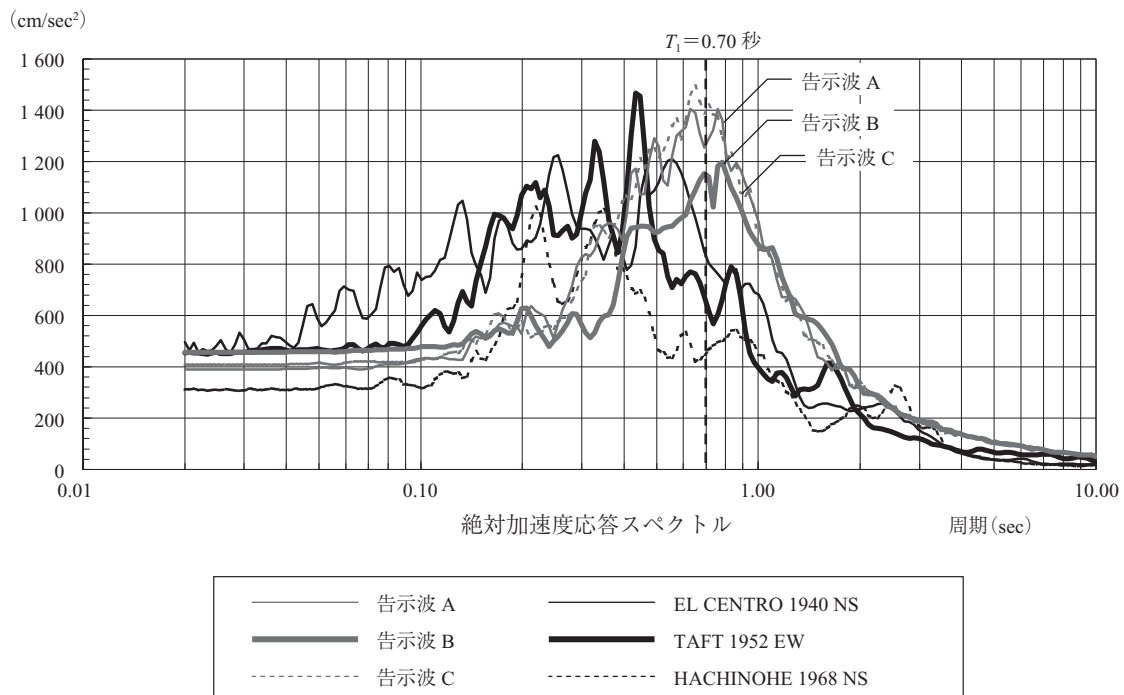
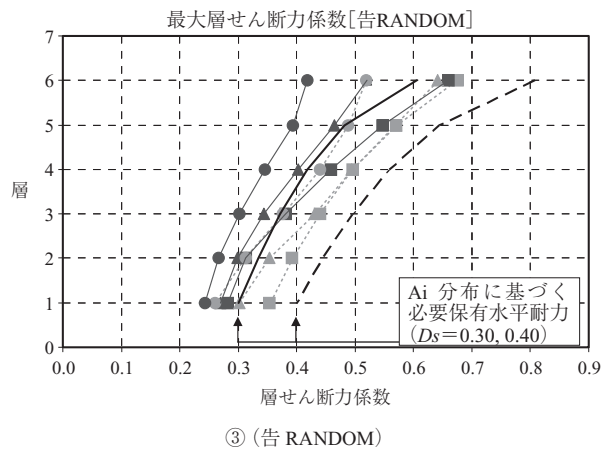
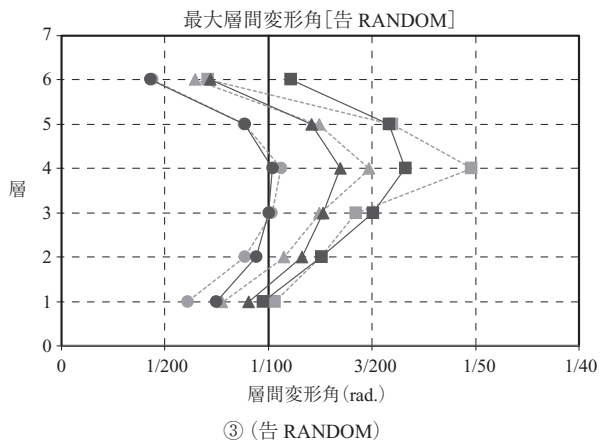
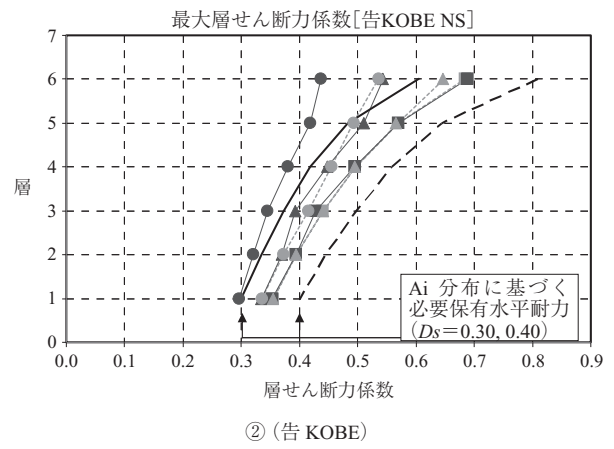
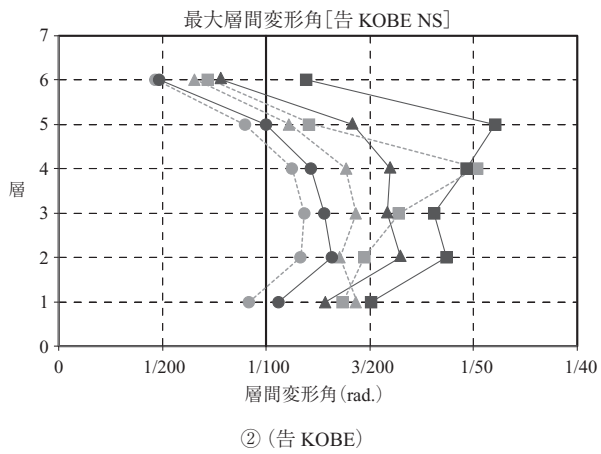
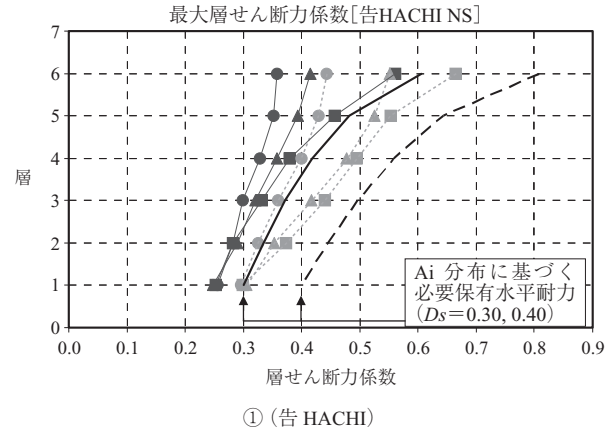
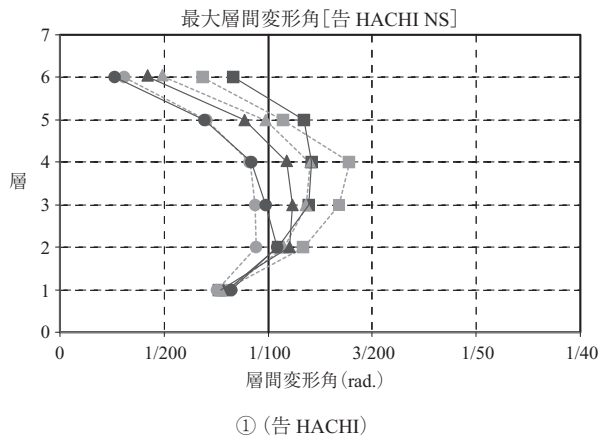


図 - 12 加速度応答スペクトル



凡 例

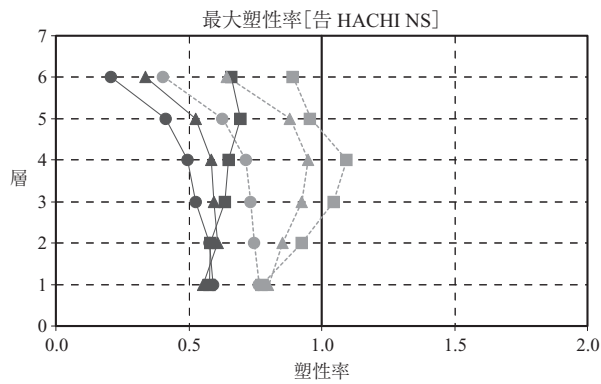
目標構造特性係数	1次固有振動数に対する減衰定数			
	$D_s=0.30$	$h_1=3\%$	$h_1=10\%$	$h_1=20\%$
アンボンド PC 架構	—■—	—▲—	—●—	
ボンド PC 架構	--■--	--▲--	--●--	

図 - 13 層間変形角応答結果

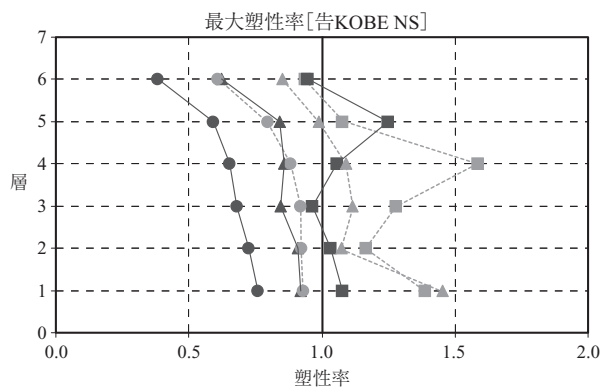
凡 例

目標構造特性係数	1次固有振動数に対する減衰定数			
	$D_s=0.30$	$h_1=3\%$	$h_1=10\%$	$h_1=20\%$
アンボンド PC 架構	—■—	—▲—	—●—	
ボンド PC 架構	--■--	--▲--	--●--	

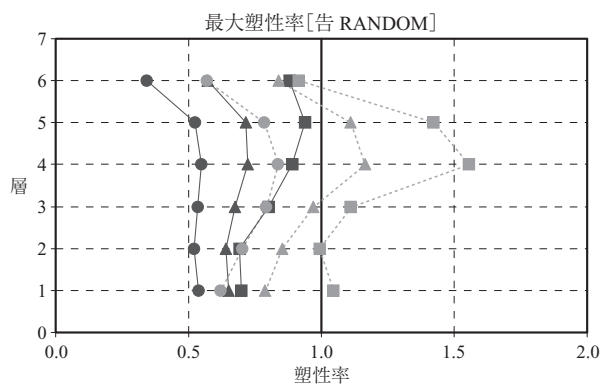
図 - 14 層せん断力係数応答結果



① (告 HACHI)



② (告 KOBE)



③ (告 RANDOM)

凡 例

目標構造特性係数 $D_s=0.30$	1次固有振動数に対する減衰定数		
	$h_1=3\%$	$h_1=10\%$	$h_1=20\%$
アンボンド PC 架構	—■—	—▲—	—●—
ボンド PC 架構	--■--	--▲--	--●--

図 - 15 塑性率応答結果

結果となる。

### (3) 塑性率

層の塑性率応答は、アンボンド PC 架構ではおおむね 1.0 以下（最大 1.2 程度）となるが、ボンド PC 架構では比較的大きな層の塑性率応答（最大 1.7 程度）であった。

地震応答解析に用いた骨格曲線の違いから明らかなように、アンボンド PC 架構では層の塑性率算定の起点となる第 2 折れ点変位 ( $\delta_2$ ) が大きく、原点と結んだ割線勾配で表される見かけの剛性が小さくなることから、実効的な固有周期は長くなる。建築基準法の告示に規定される工学的基盤スペクトルの傾向から、本検討モデルの弾性 1 次固有周期 ( $T_1 = 0.70$  秒) より長周期側の応答は漸減するので、実効的な固有周期が長くなるアンボンド PC 架構の方が有利な結果になったと思われる。また、アンボンド PC 架構とボンド PC 架構で層間変形角応答の差は大きくないが、層の塑性率算定の起点である降伏時変形が大きなアンボンド PC 架構では、層の塑性率の値は小さい結果となった。

## 5. まとめ

アンボンド PC 鋼材を使用した PC 建築物について、グラウト工法のボンドタイプの建築物とともに具体的に試設計を行い、長期応力に対する部材断面の設計検討、保有水平耐力の検討および動的な地震応答解析による大地震時の諸特性値の検討により、アンボンド架構とボンド架構とを比較しアンボンド架構の優位性を探った。なお、本考察は今回の限られた範囲の検討結果に対する一考察である。さらに、今後、多くの解析検討、実験検討を行い本考察の内容を確認する必要がある。

アンボンド架構の荷重-変形関係の特徴は、コンクリートのひび割れ後から PC 鋼材降伏までの剛性がボンドタイプに比べて小さくなり、降伏時の変形が大きくなることにある。本検討ではこの特徴を降伏時剛性低下率  $a_y$  の大きさを評価し、アンボンド架構の  $a_y$  はボンドタイプのその 60% と仮定した。

大梁にアンボンド PC 鋼材を採用する場合は建築基準法上で限界耐力計算を行う必要があるが、本検討では串団子モデルによる動的な地震応答解析を行い保有水平耐力による検討結果と比較した。

### 5.1 長期応力に対する検討結果より

アンボンド PC 鋼材を使用した場合は、ボンド PC 鋼材を使用した場合に比べ、摩擦係数が小さくプレストレスの損失が少ないため、多スパンの大梁を一度に緊張した場合でも緊張端から距離がある部材断面においても、プレストレスが有効に作用する。その結果、アンボンド PC 鋼材を使用したときボンド PC 鋼材を使用した場合に比べ普通強度鉄筋の配筋量が少なくても、同等の長期応力のひび割れ性能が確保される。これよりアンボンド PC 鋼材の方が PC 鋼材量を減らすことができる可能性があることも推測できる。

### 5.2 保有水平耐力の検討結果より

コンクリート構造物の場合、静的弾塑性増分解析において層間変形角 1/100 程度で必要保有水平耐力を満足させる



設計が慣例となっており、本検討でも目標層間変形角を1/100とすることとした。

3層モデル建物の場合、長期応力のみで部材断面を決定したが、必要保有水平耐力時の変形角はアンボンド架構であっても目標とした層間変形角1/100を満足する結果となった。言い換えれば、長期設計のみを行うだけで十分な耐震性能が確保されるということになる。

一方、6層モデル建物の場合、ボンド架構で保有耐力時の目標層間変形角1/100を満足させるように部材断面を決定したのに対し、それと同じ耐力を有するアンボンド架構の保有耐力時の層間変形角は1/100を超え、あたかも大地震時の変形がアンボンド架構のほうが大きくなるような結果となった。

### 5.3 地震応答解析結果より

6層モデル建物の地震応答解析では、地盤と建物との相互作用による入力損失などは考慮していないため、多少応答を過大評価していると考えられるが、安全側の評価としておおむね妥当な傾向を示しているものと判断し考察した。

#### (1) PC 架構の応答

ボンド架構、アンボンド架構ともに層間変形角の最大値は1/100を超え1/50に達する階もあり、予想されたことではあるが、静的な保有水平耐力時の検討で1/100に収まっても動的な検討では収まらないことが改めて確認された。すなわち、必要保有耐力時の変形に対し地震時の応答はその変形内に収まることを保証していないことを示している。

#### (2) アンボンド PC 架構の応答

アンボンド架構では、静的な検討により保有水平耐力時とした変形角と同程度の最大層間変形角が、動的な地震応答解析結果で得られた。

また、本建物のように1次固有周期が0.7秒という短周期建物の場合、地震波の応答スペクトルから推察されるように、アンボンド架構の降伏時剛性低下率がボンド架構に比べ小さいため、見かけの固有周期が大きくなることに起因して各階の応答せん断力が小さくなる。すなわち、同じ耐力を有するPC架構であっても、アンボンド架構の方が大梁部材内でのPC鋼材のひずみの平均化に起因する架構剛性の低下に伴い長周期化が図られ、地震応答がわずかに小さくなる傾向が認められた。

#### (3) デバイスによる減衰の付加

デバイスにより10～20%程度の減衰を付加することにより、6層のアンボンドPC建物であっても、大地震時の層間変形角を1/70～1/100程度に止めることが可能であ

る。アンボンドPC架構の復元性能を十分に活かした建物の設計として、デバイスの活用はきわめて有用である。

#### (4) アンボンド PC 架構の修復性

保有水平耐力の検討結果では、同じ耐力を有するボンド架構建物に比べアンボンド架構建物は二次設計時の保有水平耐力時の変形が大きくなり、大地震時の変形が大きくなることが予想されたが、動的な地震応答解析結果からは必ずしも大地震時の層間変形角はアンボンド架構の方が大きいとは限らず、さらに、応答せん断力はやや小さくなる傾向にあることが示された。

ボンド架構は層間変形角が1/50程度になると部材端部においてPC鋼材が降伏し塑性ヒンジの発生に伴う損傷が生じることが予想されるが、これに対し、アンボンドPC架構が層間変形角1/50を超えるような大変形においてもPC鋼材が降伏せず、大きな復元性によって地震後、建物が元の状態に戻れば、きわめて修復性に優れた建物となる。

#### 5.4 今後の課題

今後、アンボンドPC架構の層間変形角が1/50を超えてもPC鋼材が降伏しないこと、あるいは降伏しないための諸条件などを実験や解析で確認する必要がある。また、アンボンド架構の降伏時剛性低下率についても明確な根拠が必要となる。このような課題については今後の研究に委ねたい。

## あとがき

本試設計は「アンボンドPC部材の構造性能解明とその有効利用に関する研究」を研究課題とした「アンボンドPC研究委員会（委員長：京都大学 西山峰広）」の「設計WG」の活動でまとめたものである。WGメンバーは、主査：阿波野昌幸（近畿大学）、副主査：上田博之（㈱竹中工務店）、委員：浅川弘一（オリエンタル白石㈱）、寒川勝彦（㈱ピーエス三菱）、坂田博史（㈱建研）、佐々木克典（㈱建研）、島田安章（オリエンタル白石㈱）である。

## 参考文献

- 1) 日本建築学会「プレストレスト鉄筋コンクリート（Ⅲ種PC）構造設計・施工指針・同解説」2003年
- 2) Toshiyuki Takeda, Mete A. Sozen, Norby Nielsen : Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, Journal of the Structural Division, ASCE, pp2557-2573, 1970.12
- 3) 全国官報販売協同組合「2007年版 建築物の構造関係技術基準解説書」
- 4) 全国官報販売協同組合「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」

【2013年5月9日受付】