

名古屋ビル（仮称）の設計・施工

— PC-S 造を採用した事務所ビル —

城戸 隆宏*1・宮久保 亮一*2・青木 聡*3・百武 茂*4

名古屋ビル（仮称）は愛知県名古屋市に建設中の日本郵政グループ関連の事務所ビルである。一般的に事務所ビルは、オフィス空間の使い勝手や将来的なフレキシビリティ確保の観点から大スパン構造が要求される。

一方で大スパンを鉄筋コンクリート造で計画すると、大断面が必要となるため鉄骨造もしくはPC造を採用するのが通例である。ただし、鉄骨造と免震構造を組み合わせた場合は上部構造の剛性確保が必要になり、純ラーメン構造での計画も鉄骨量の観点から非効率な構造計画となる。

本論では、スパンの小さい箇所にはPCaPC造、大スパン部にはPC-S造を適材適所に部材配置をしたハイブリッド構造を採用することで、ローコストで高耐震性に優れた構造物を可能とした構造計画について報告するものがある。

キーワード：PC-S 造, PCaPC 造, 免震構造, 事務所ビル

1. はじめに

本建物は地上7階、地下なしの事務所ビルで、平面形状は約79.2m × 43.2mの長方形である。7階で南側中央にセットバックした立面となっており、建築面積は3957m²、延床面積は約22310m²の規模を有している。

階構成は、1階にエントランスホール、倉庫および事務室、2階に更衣室、食堂、売店等の共有施設、3～6階は事務室関連諸室、7階は電気室および機械室が計画されている。主要な用途は事務所となっている。階高は基準階高（3階～5階）が4.4m、1階は4.8m、2階は4.5m、7階は5.4m、最高高さは33.3mとなっている。

図-1に建物完成予想パース、図-2に基準階平面図、図-3に断面図、以下に建築物概要を示す。

2. 建築概要

- ・建物名称：名古屋ビル（仮称）
- ・設計者：日本郵政株式会社一級建築士事務所
（設計・工事監理協力 石本建築事務所）
- ・施工者：大林組名古屋支店
- ・所在地：愛知県名古屋市

- ・用途：事務所
- ・規模：地上7階、地下なし
- ・延床面積：22309m²
- ・最高高さ：33.3m
- ・構造形式：純ラーメン構造、基礎免震構造
- ・構造種別：PCaPC造、PC-S造、RC造、S造
- ・工期：2017年10月～2019年10月（8月竣工）
- ・PCファブリケーター：黒沢建設
- ・鉄骨ファブリケーター：東亜鉄工建設



図 - 1 建物完成予想パース



*1 Takahiro KIDO

日本郵政（株）
不動産部門 施設部



*2 Ryoichi MIYAKUBO

（株）石本建築事務所
設計監理部門 構造グループ



*3 Satoshi AOKI

（株）大林組
名古屋支店



*4 Shigeru HYAKUTAKE

黒沢建設（株）
設計部

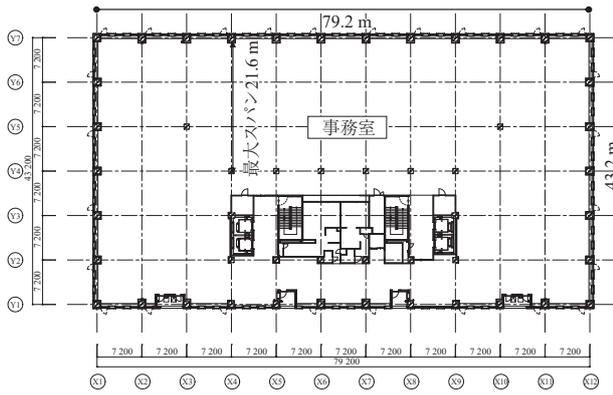


図 - 2 基準階平面図

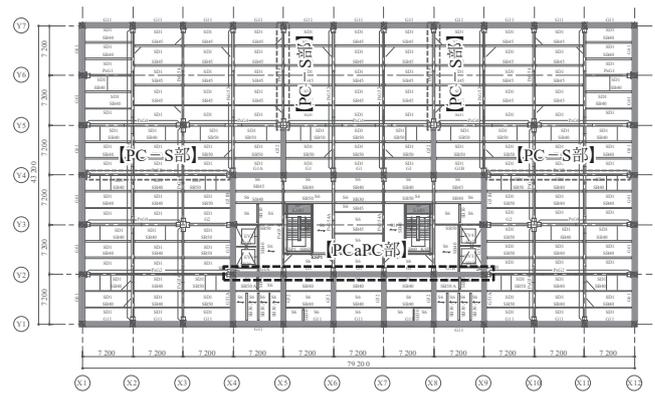


図 - 4 構造伏図 (3階)

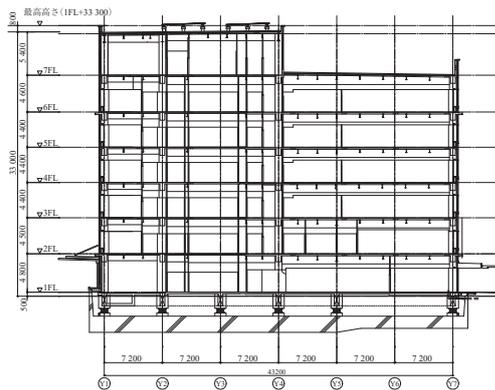


図 - 3 断面図

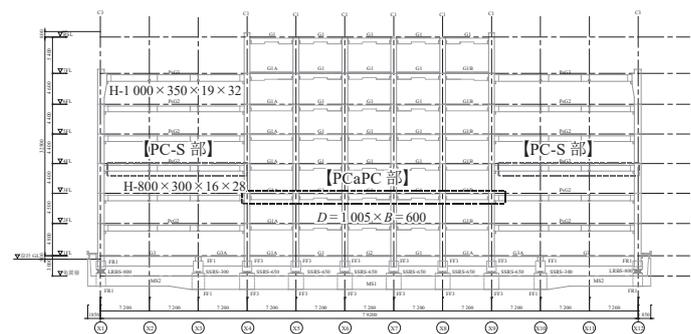


図 - 5 構造軸組図 (Y2通り)

3. 構造概要

3.1 構造計画方針

本建物は建物の用途を勘案し、日本郵政施設性能基準で定められる、耐震性能値 1.25 以上を確保することに加え、南海トラフ沿いの地震対策も視野に、基礎免震構造を採用している（時刻歴応答計算に基づく免震構造を採用しているので重要度係数は I 類：1.5 以上と評価される）。

また、無柱空間を確保しながら免震装置を削減し、免震効果を最大限発揮させるため、柱の構造種別を PCaPC 造、コア部および外周の短スパン梁を PCaPC 造として層剛性を確保するとともに、ロングスパン梁（最大スパン 21.6m）を PC-S 造（PC-S 造については、後述）とした。

免震構造を採用することで上部構造への地震力を低減し、入力された地震力は短スパン部の PCaPC 造でほとんど抵抗することで、PC-S 梁は長期荷重のみを主に負担させる明快な構造計画とした。

架構形式は、XY 両方向とも純ラーメン構造としている。スラブは軽量コンクリートの採用とともに、デッキプレート捨て型枠を用いた在来工法および事務室の一般部を合成床版とすることで建物全体の軽量化を図っている。図 - 4 に構造伏図、図 - 5 に構造軸組図を示す。

3.2 PC-S 造の採用

本建物のロングスパン梁については、PC-S 造を採用した。PC-S 造とは、RC-S 造（柱を鉄筋コンクリート（RC）造、梁を鉄骨（S）造とした混合構造）の形態をもちながら、プレストレスの技術を活用して優れた構造となるように開

発されたものである。

また、梁端部のディテールは PC 圧着関節工法と同様に柱部材にコーベルを設けており、施工上でも想定外の地震に対するフェイルセーフとしても合理性のある工法となっている。図 - 6 に PC-S 造のディテールを示す。

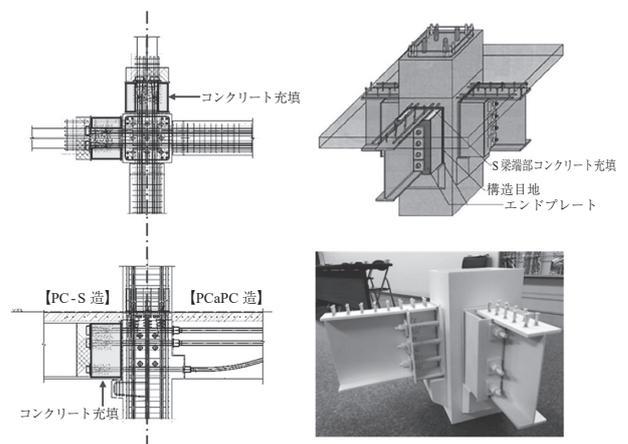


図 - 6 PC-S 造のディテール

以下に PC-S 造の特徴と性能を詳細に示す。

- ① 鉄骨梁を柱に埋め込まない。
- ・鉄骨梁が柱に埋め込まれている構造では、柱から鉄骨梁フランジが抜け出すことによる柱梁接合部のせん断破壊の危険性を大きく有するが、本工法はその危険性自体がない構造である。
- ・鉄骨部材の柱梁接合部は鉄骨部材による仕口が発生しないのと完全溶け込み溶接の箇所数が大幅に低減されるた

め、鉄骨加工単価のコストダウンにもつながる。

② 鉄骨梁端部は、PC 鋼材によって柱と圧着接合により一体化されたプレストレストコンクリート造とする。

・目地の離間荷重に関するプレストレス量は、設計者によって定めることができる。本計画ではレベル2地震時に目地が離間しないようにプレストレス量を設定した。

・PC-S 大梁端部（端部コンクリート充填範囲）はPC造として設計するため、鉄骨造部分の可とう長さが短くなる。

図 - 7 に断面設計の考え方について示す。本計画では断面算定位置の端部での曲げ応力が約 70% に低減されるのと、地震時における応力負担が小さい（主に長期荷重のみを負担させる計画とした）ため、スパン 21.6 m で事務所部分の梁断面が最大で H-850 × 300 × 16 × 28 となった。通常と同スパンの鉄骨造に比べて鉄骨の大幅な軽減が確認できた。

③ 柱には鉄骨梁を受けるためのコーベルを有する。

・鉄骨梁のせん断力を柱に直接伝達させることができるため、鉄骨梁が柱に埋め込まれなくても十分に安全な構造である。

・下フランジ末端に集中した下曲げによる圧縮力はエンドプレートや目地モルタルそしてコーベルを介して柱に伝わるため、圧縮応力度は小さくなり柱への損傷を回避できる工法である。

④ 鉄骨梁端部と柱の間に構造目地を設置。

・想定外の大地震時には、鉄骨梁と柱の間に設けた圧着部が離間する仕組みを有している。

・離間することで梁圧着部の剛性が低くなり、鉄骨梁に生じるはずの回転変形が梁圧着部に集約される。

これは鉄骨梁の負担を軽減させることになる。（ただし、本計画では極めて稀に発生する地震動においても離間させないことを設計クライテリアとしている）

・鉄骨梁が柱・柱間に納まる寸法となり、一本部材として製作し、架設はコーベルに載せるだけの単純な方法が可能である。また、この構造目地は製作誤差、施工誤差を吸収することができるため、構造性能を十分に発揮できる。

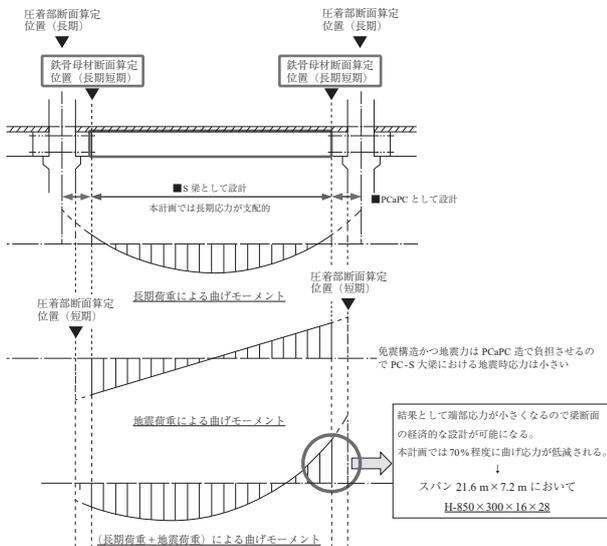


図 - 7 PC-S 造の断面設計の考え方

3.3 免震層の計画

使用する免震装置は、鉛プラグ入り積層ゴム支承（34 基）、弾性すべり支承（30 基）とする。各支承材は柱直下および、1F 梁の中間部に合計で 64 基設置する。設置位置は 1 階直下とし、基礎免震構造とした。

建物のロングスパン梁（最大スパン 21.6 m）について免震層のねじれ剛性を高めるため、鉛プラグ入り積層ゴム支承を建物外周部に配置するとともに、偏心率が極力小さくなるように配慮している。

また、長周期化を図るため、建物中央部は全て弾性すべり支承とした。図 - 8 に免震装置概要図を表 - 1 に免震装置の諸元を示す。鉛プラグ入り積層ゴム支承は、設計用風荷重（平成 12 年第 1458 号告示第Ⅲ号口に定める風荷重 1.252 W）に対して降伏しないように設定している。

各支承は、着工後にデバイスメーカーの全数性能検査の性能値（水平剛性の実験結果）を反映して再配置することで偏心率をできるだけ小さくした。

また、擁壁とのクリアランスは 650 mm（施工）、600 mm（設計）および 550 mm（最小）以上とし、EXP.J および設備可動継手は 600 mm の変位に追従可能な計画としている。

一般的に免震構造は地震時に大きな水平変形を伴う。免震層には設備関係（ダクト・配管・電気関係配線）の要素が数多く配置されるため、設計時に設定したクリアランスを確実に確保しているかが重要である。

本計画では施工者（具体的な検査は特定の第三者検査機関が実施）による免震層の中間検査、ならびに竣工前の監理者検査を実施することで当該クリアランスを確実に確保する計画としている。

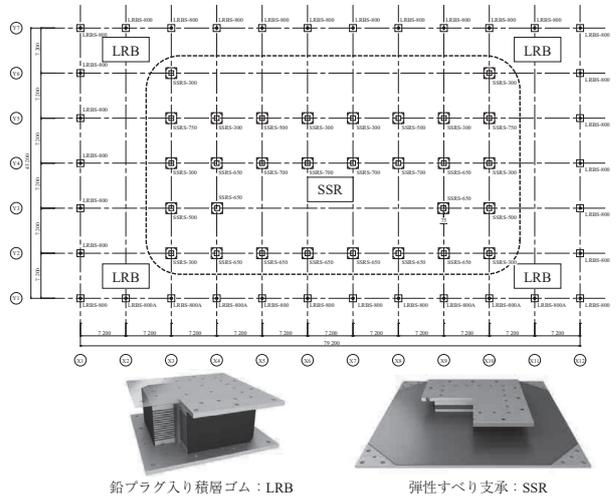


図 - 8 免震装置配置図

表 - 1 免震装置の諸元

免震材料の種類	鉛プラグ入り積層ゴム：LRB	弾性すべり支承：SSR
符号	LRB-S800/LRB-S800A	SSR-S300, 500, 650, 700, 750
基数	28 基/6 基	10 基/4 基/10 基/4 基/2 基
1 次形状係数：S1	41.2	35.5 ~ 39.1
2 次形状係数：S2	4.0	8.3 ~ 20.8
ゴム面圧 (N/mm ²)	10	20
ゴム - 層厚 × 層数 (mm)	5 × 40 = 200	35.1 ~ 36.0
鉛プラグ径 (mm)	130 φ/90 φ × 4	—
被覆ゴム (mm)	10	10
装置高さ (mm)	527.7	166.7 ~ 204.3
せん断弾性率 (N/mm ²)	0.392：G4	0.588：G6

4. 耐震設計方針

4.1 耐震性能の目標値

告示平 12 建告第 1461 号（以下、告示）に示されている稀に発生する地震動をレベル 1、極めて稀に発生する地震動をレベル 2 とする。各地震動入力レベルに対して設定した耐震性能の目標値を表 - 2 に示す。

本計画ではレベル 2 地震時に PC-S 造の端部において鉄骨梁と PCa 柱との圧着部の離間を起こさせないことを設計クライテリアの一つとして設定した。

表 - 2 耐震性能の目標値

項目	稀に発生する地震動 (レベル 1)		極めて稀に発生する地震動 (レベル 2)	
	1/300 以下		1/200 以下	
上部構造	層間変形角	短期許容応力度以内		
	部材応力	圧着部：離間モーメント以内 ^{※4} 鉄骨梁部：短期許容応力度以内		
	PCaPC 部材	短期許容応力度以内 ^{※3}		
免震層	水平移動量	240 mm 以下	480 mm 以下 ^{※1}	
	積層ゴム系支承	せん断歪み	120 % 以内	240 % 以内 ^{※2}
		引張応力度	生じない	限界引張強度 -1.0 N/mm ² 以内
弾性すべり支承	変形	600 mm 以下		
基礎構造 (マットスラブ)	支持力	短期許容支持力以内		
	部材応力	短期許容応力度以内		

※ 1：積層ゴムの終局限界歪み × 2/3 × ゴム総厚 (= 240 % × 200 mm = 480 mm) で決定する
 ※ 2：積層ゴムの終局限界歪み × 2/3 (= 360 % × 2/3 = 240 %) とする。
 ※ 3：終局耐力の 0.9 倍としている。
 ※ 4：上下動を考慮した場合は、圧着部、鉄骨梁部とも終局耐力以内とする。

4.2 設計用入力地震動

設計用層せん断力の設定は、地震動に対する時刻歴応答解析により行った。設計に用いる地震動波形は、告示に示されている方法から求めた地震動波形 3 波、既往の観測波 3 波および建設地の地盤特性を反映したサイト波 6 波の計 12 波を選定した。

サイト波に関しては、地震環境調査（模擬地震動作成資料を別途作成）より、発生メカニズムとして異なる、海溝型地震 1 波（南海トラフ 5 地震）、活断層型地震 1 波（加木屋断層帯地震）、また調査地との相対的位置で内陸直下型として地震波 1 波（南海トラフ最大陸側地震）を選定した。

サイト波は、統計的グリーン関数法により作成した。表 - 3 に入力地震動の一覧を示す。

表 - 3 入力地震動の一覧

種類	地震動波形 (略称)	稀に発生する地震動		極めて稀に発生する地震動		解析時間 (s)
		速度 (cm/s)	加速度 (cm/s ²)	速度 (cm/s)	加速度 (cm/s ²)	
告示 スペクトル 適合波	告示 1：八戸位相	13.4	75.6	61.5	332.6	327.68
	告示 2：神戸位相	11.8	77.8	58.8	296.8	163.84
	告示 3：ランダム位相	10.0	66.4	53.7	291.8	163.84
観測 地震波	El Centro NS	25.0	256.0	50.0	511.0	53.76
	TAFT EW	25.0	249.0	50.0	497.0	54.38
	HACHINOHE NS	25.0	175.6	50.0	348.9	234.00
サイト波	南海トラフ 5 地震 NS	-	-	30.2	227.0	327.68
	南海トラフ 5 地震 EW	-	-	29.8	129.0	327.68
	南海トラフ最大陸側 NS	-	-	39.0	301.0	327.68
	南海トラフ最大陸側 EW	-	-	39.9	283.0	327.68
	加木屋断層帯の地震 NS	-	-	14.7	142.8	163.84
	加木屋断層帯の地震 EW	-	-	11.0	123.0	163.84

4.3 時刻歴応答解析結果

免震材料の力学的変動（製造・温度・経年変化によるばらつき）を考慮した解析結果の一部を図 - 9 に示す。

最大層間変形角は、X 方向で 1/714 (3F) 【ばらつき Hard：El Centro NS】、Y 方向で 1/532 (4F) 【ばらつき Hard：El Centro NS】である。

設計目標値の 1/200 を満足し、応答せん断力係数は設計用層せん断力係数以下である。X 方向、Y 方向ともにいずれの階においても各部材が短期許容応力度以下となっている。また応答加速度についても全層において、目標値である 250 gal 以内となっている。

以上より、免震材料の力学的変動を考慮した状態においても耐震性能目標を満足しており、安全性は確保されているものと判断する。

免震層においては、レベル 2 地震動に対する最大応答変位は、X 方向 39.35 cm 【ばらつき Soft：告示波（神戸）】、Y 方向 39.87 cm, 【ばらつき Soft：告示波（神戸）】により生じており、目標値の 48 cm を十分下回っている。

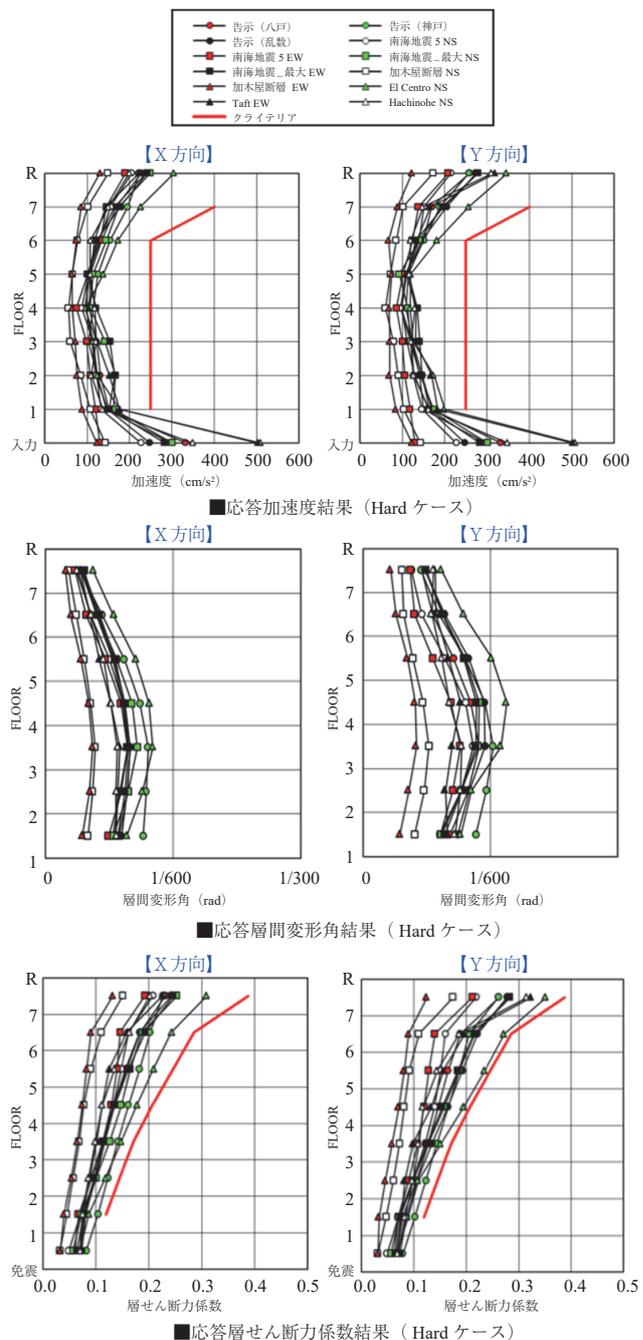


図 - 9 免震材料の力学的変動を考慮した振動解析結果

5. 施工確認実験

5.1 施工確認実験の概要

PC-S 造は本計画において、初めて実構造物に採用された構造システムである。

そこで、以下の項目において実験を実施し、システムの有効性について確認を行ったので一部報告する。

なお、柱梁ともに実大断面による加力実験も実施したが、紙面の都合により本論では割愛する。

- ・ PC-S 梁圧着部端部の溶接施工実験
- ・ PC-S 梁圧着部端部コンクリートの充填性確認実験
- ・ 鉄骨梁スタッド打設時の PC 鋼棒への電流影響の確認
- ・ PC-S 梁の組立実験
- ・ プレストレス導入力の確認実験

5.2 PC-S 造の納まり検討

実大の施工実験を実施するにあたり、図面上での納まり検討を事前に実施した。具体的な検討方法は BIM のツールを利用して、各要素をモデル化し納まり上の問題がないかを事前に確認した。

図 - 10 に BIM による、PC-S 造の納まり検討について示す。

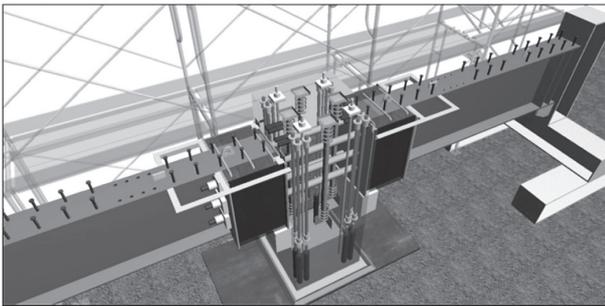


図 - 10 BIM による、PC-S 造の納まり検討

5.3 PC-S 梁圧着部端部の溶接施工実験

本システムは梁端部に二つのエンドプレート（内エンドプレート・外エンドプレート）を溶接し、箱型断面を形成した上で当該部分にコンクリートを充填するものである。両エンドプレートの間隔により梁端部の回転剛性を確保し、一般的な剛接合の鉄骨梁と同等以上の端部剛性を有することが可能となる。図 - 11 に溶接ステップ図を示す。

両エンドプレートの溶接において、外エンドプレートの溶接による歪みは柱との圧着目地（20mm）で吸収できるが、内エンドプレートの溶接による歪みは、プレストレス部材（PC 鋼線・PC 鋼棒）のアンカープレート（支圧板）との接合面の接地状況に影響を及ぼすことが考えられる。

よって、内エンドプレートの溶接歪みに関しては厳密な製作精度を要求（溶接歪み量は 1.0mm 以下）した。溶接における管理値を図 - 12 に、試験結果を図 - 13 に示す。

構造性能上は両エンドプレートの溶接仕様は部分溶け込み溶接で十分であったが、完全溶込み溶接についても実施した。結果として、完全溶込み溶接であっても溶接歪みの最大値は 0.3mm であり、溶接基準を満足することが確認できたため、当該溶接仕様とした。

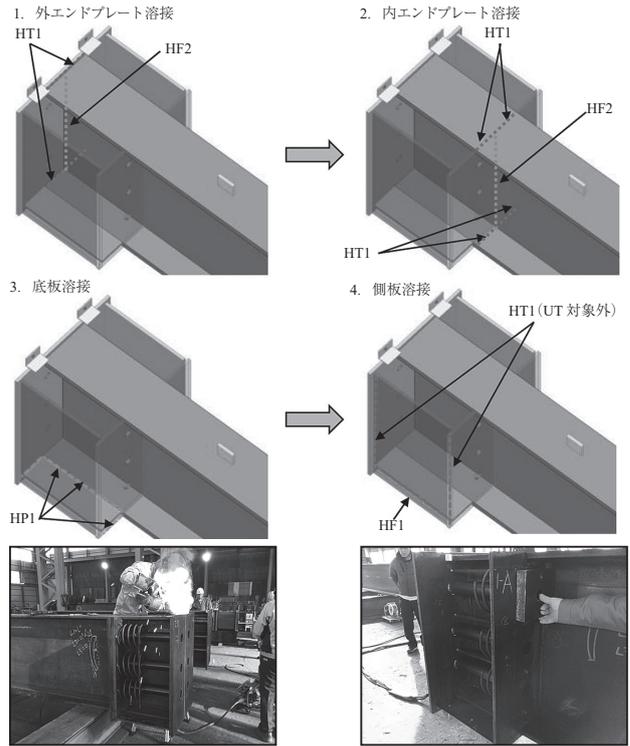


図 - 11 端部溶接ステップ図

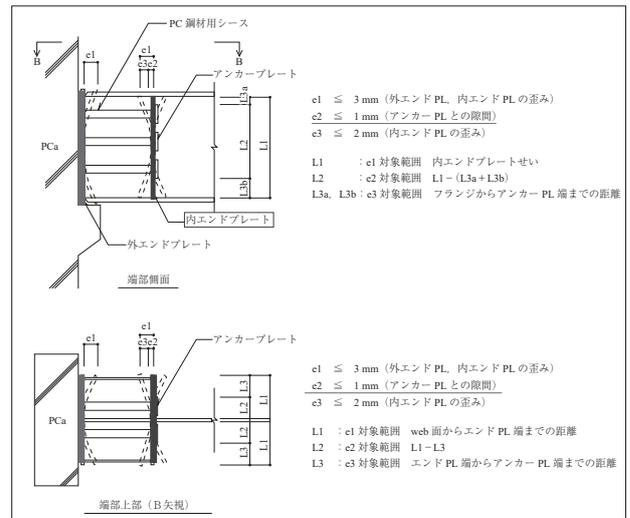


図 - 12 溶接における管理値

鉛直側面精度						
(柱側)	外エンド PL	中央				
		部位	合・否	実測最大値(mm)	合・否	
内エンド PL	右	L1		2.5	合格	
		部位	実測最大値(mm)	合否	部位	実測最大値(mm)
	L1(e1)	0.2 ≦ 3.0	合格	L1(e1)	0.3 ≦ 3.0	合格
	L2(e2)	0 ≦ 1.0	合格	L2(e2)	0.1 ≦ 1.0	合格
	L3a(e3)	0.1 ≦ 2.0	合格	L3a(e3)	0.1 ≦ 2.0	合格
	L3b(e3)	0.1 ≦ 2.0	合格	L3b(e3)	0.2 ≦ 2.0	合格
	※内エンドプレートの「右・左」は梁内側から見た方向とする					

図 - 13 溶接試験結果の一例（完全溶込み溶接）

5.4 PC-S 梁圧着端部コンクリートの充填性確認実験

梁圧着部端部のコンクリートはプレストレスによる柱梁一体化のために非常に重要な役割をもつ。

当該部はシース管、スパイラル筋、スターラップ筋が内蔵された状態での打設のため、充填性能の確認を行った。

コンクリートはホッパーを用いて打設し、打設後にはブリージングの確認も行い、問題ないことを確認した。

狭い部位であり、さまざまな要素が内蔵されているため、打設には小径のバイブレータを用いた。とくに鉄骨上フランジの下部については充填できるように留意して施工を行った。図 - 14 に打設ステップを示す。なお、実施工では現場に鉄骨部材を搬入し、コンクリート打設養生後（24 時間以上）に架設する計画とした。

圧着部端部コンクリートの仕様は $F_c = 36 \text{ N/mm}^2$ でコンクリート量は片側で約 0.27 m^3 （梁 1 本あたり約 0.54 m^3 ）である。

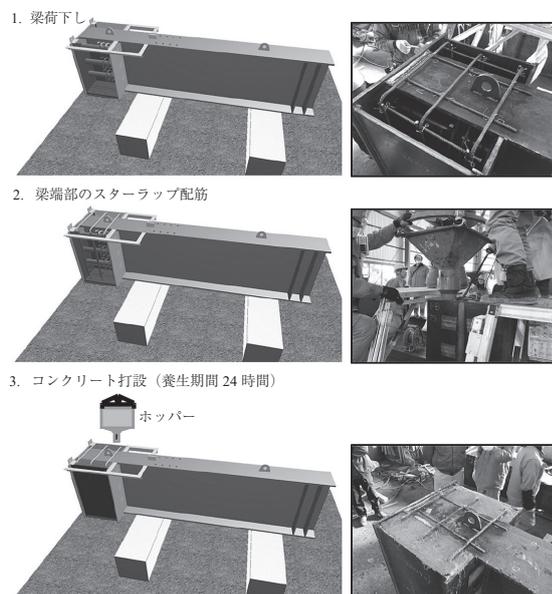


図 - 14 端部コンクリート打設ステップ

5.5 PC-S 梁の組立実験

本構造システムは PCaPC 柱のコーベルに PC-S 梁を架設して PC 鋼線あるいは PC 鋼棒にて一体化させるものである。

ここでは、実大モデルにおける柱と梁の組立実験を行い、建方計画に関しての手順等の確認を行う。

図 - 15 に組立実験の建方ステップについて示す。建方については想定する実施工の手順に従って行った。

緊張に先立って、柱と梁の圧着部目地モルタルの充填性が重要となるため、本事項を重要項目とした（図 - 16）。

5.6 プレストレス導入力の確認実験

一般的にプレストレスを導入する部材で部材長が短いと、張力管理が難しい場合がある。

とくに本システムの PC-S 造における PC 鋼棒の部材長は約 1.85 m であり、PCaPC 柱内の PC 鋼棒長よりも短い。そこで実大モデルを用いて、PC 鋼棒へのプレストレス導入（圧着接合）を行い、以下の点について確認した。

- ・一つの仕口で最大 6 本の PC 鋼棒が配置されるが、その導入順序の確認

- ・アンカープレートのなじみ及び軸変形による張力のロス値の確認

- ・張力導入後のリラクゼーション（PC 鋼棒検査証明書の値では 3.1%）の確認

上記の実験結果を踏まえ、本施工では設計張力に対して 5% の割り増しを行った張力値を管理値として設定した。

なお、部材長の短い部材に対して伸び量の誤差が通常のものよりも大きくなってしまいう傾向にある。実験でそのオーダーを把握し、実施工においては伸び量について計測はするものの、参考値扱いとした。図 - 17 に概要を示す。

本システムは PC-S 梁の緊張材へのプレストレス量によって圧着目地の離間荷重が決まるため、本導入量の管理は重要だが、仮にプレストレスが消失しても直ぐには大きな挙動変化がないことを加力実験にて確認している。

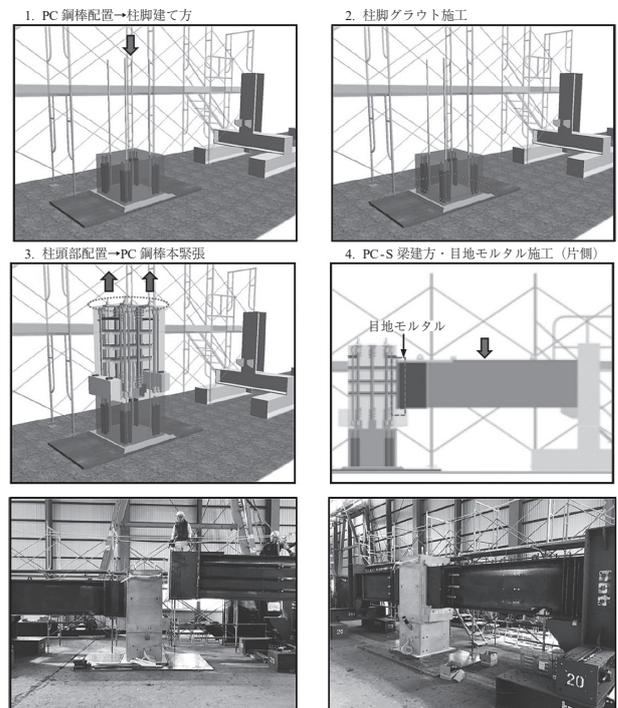


図 - 15 組立実験の建方ステップ

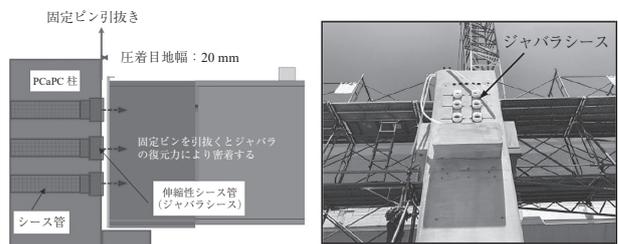


図 - 16 圧着部目地モルタル充填概要



図 - 17 プレストレス導入確認実験の概要

6. 施工計画の立案と実施

6.1 設計時の検討と実験による検証

本建物に採用している PC-S 造は初めての採用であるため、設計時において幾つかの検討事項が発生した。設計時に検討した施工計画の概要を図 - 18 に示す。

また設計時に想定した、建方時の検討事項を以下に示す。種々の問題を解決するために、施工者の協力を得て前述した実大モデル試験体を用いて施工検討を行った。

【検討留意事項と解決策】

- ① PC-S 梁圧着部端部コンクリートの充填時期の検討：鉄骨ファブリケーターで打設することは運搬時の品質確保等の観点から現実的ではないため、現場にて打設する計画とした。なお、端部コンクリートの量は1つの梁（両端）に対して、約 0.54 m³ である。
- ② 鉄骨梁にスタッド溶接する時期の検討：PC 鋼棒へ影響のある電流が流れないように実験にて確認を行っている。PC 鋼棒自体に絶縁材を設置すると、周辺の PCaPC 部材をアース部材として利用する計画とした。
- ③ 21.6 m 大スパン梁の施工キャンバーの設定と架設方法：施工キャンバーは 15 mm と設定(スパンの 1/1440)した。また施工者による施工時解析により、スラブ打設時は四角支柱によるサポートで支持する方法とした
- ④ 短尺部材である PC 鋼棒のジャッキセットロス等を勘案した、適切なプレストレス量の設定：実験結果より、設計張力×105%を管理導入量とした。
- ⑤ 梁へのプレストレス導入時期：床コンクリートを打設

し強度発現後にプレストレス導入を行った。

- ⑥ PC-S 梁の PC 鋼棒の建方時における養生方法の検討：PC 鋼棒は柱への架設前に大梁内に挿入する必要があるため、場合によっては小梁のガセットプレートを貫通（必要に応じて孔を設置）する必要があるため、養生方法については留意する必要がある。そこで、PC 鋼棒の端部に錆止め塗装を行うことで、防錆および建方時の損傷防止に努めた。

6.2 施工計画

本建物に使用した総部材数については、PCaPC 柱：328 ピース（最大重量 14.2 t）、PCaPC 大梁：357 ピース（最大重量 8.5 t）、PC-S 大梁：488 ピース（最大重量 12.0 t）となっている。

建方においては、平面形を 6 工区に分けて、各工区とも最初に PCaPC 部材の緊張を行い、架構剛性を確保したうえで PC-S 梁の架設ならびに緊張を行う計画としている。

21.6 m の大スパンの PC-S 梁については施工キャンバーを設けるとともに、スラブコンクリートの硬化時までにはサポートで支持する計画とした。

仮にサポート支持をしない場合のたわみはスラブを含めた固定荷重時で 96 mm（スパンの約 1/225）と大きな変形量になってしまうことを施工時解析により事前確認している。

当該施工方法とすることでスラブの協力幅による剛性増大効果が見込め、固定荷重時の変形量を大幅に低減することが可能になった。

図 - 19 に施工計画概要図、施工写真を図 - 20 に示す。

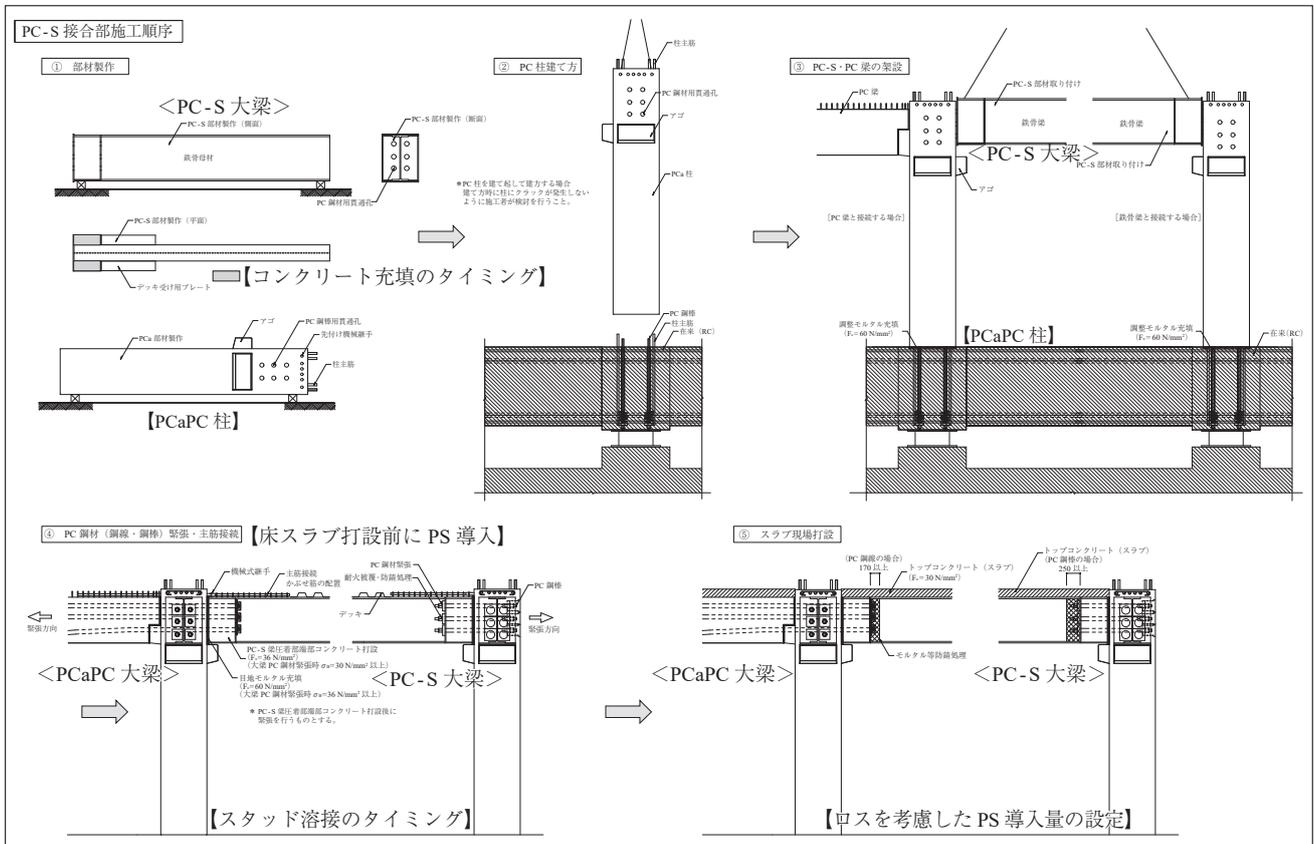


図 - 18 設計時に検討した施工計画の概要

6.3 施工結果

精度を第一に確保するには PCa 柱の設置時の建方誤差が大きく影響するため、本精度を優先して建方を実施した。

具体的には限界許容差 5.0 mm、管理許容値 2.0 mm とし、全ての柱において管理許容値 2.0 mm 以内に納めることができた。

結果として、当初の想定通り、鉄骨小梁の接合部にはルーブホールを一切設けずにボルトとガセットプレートのクリアランス 2.0 mm 以内での建方が可能になった。

7. おわりに

実大のモデルによる検証で、端部の溶接における品質確保、構造システムとしての安全性、工程を極力短縮した施工計画の立案と実施が可能となった。

また図面では確認できなかった課題等も事前に抽出することで効率的な現場施工が可能となったと判断している。

本現場は 2019 年 1 月 22 日に上棟を迎え、当初想定した施工精度が十分に確保できたと思われる。

謝 辞

PC-S 造の採用にあたり、設計当初から今回の実験に至るまでご指導いただきました、元明治大学理工学部建築学科高木仁之専任教授には厚く御礼申し上げます。

また本プロジェクトに関わり、紙面の都合で掲載できなかった方々にも厚く御礼申し上げます。

参考文献

- 1) 第 26 回 PC 建築技術講習会テキスト P11-18

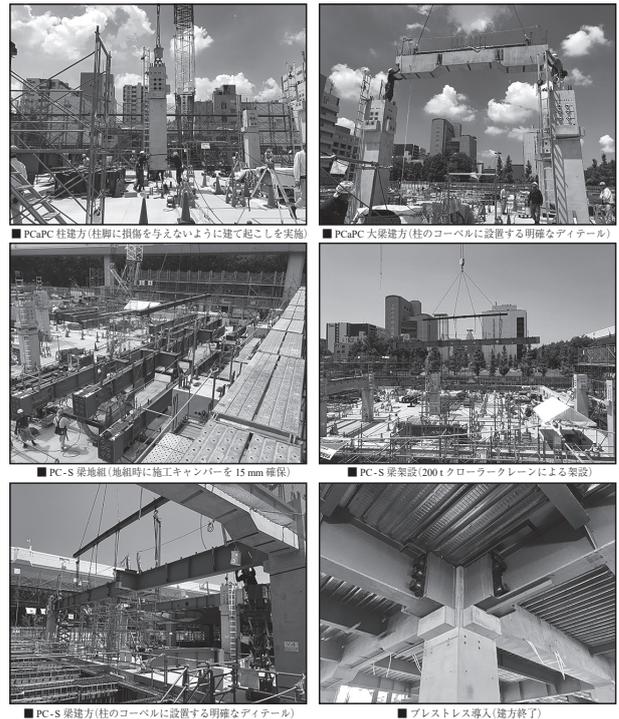


図 - 20 施工写真

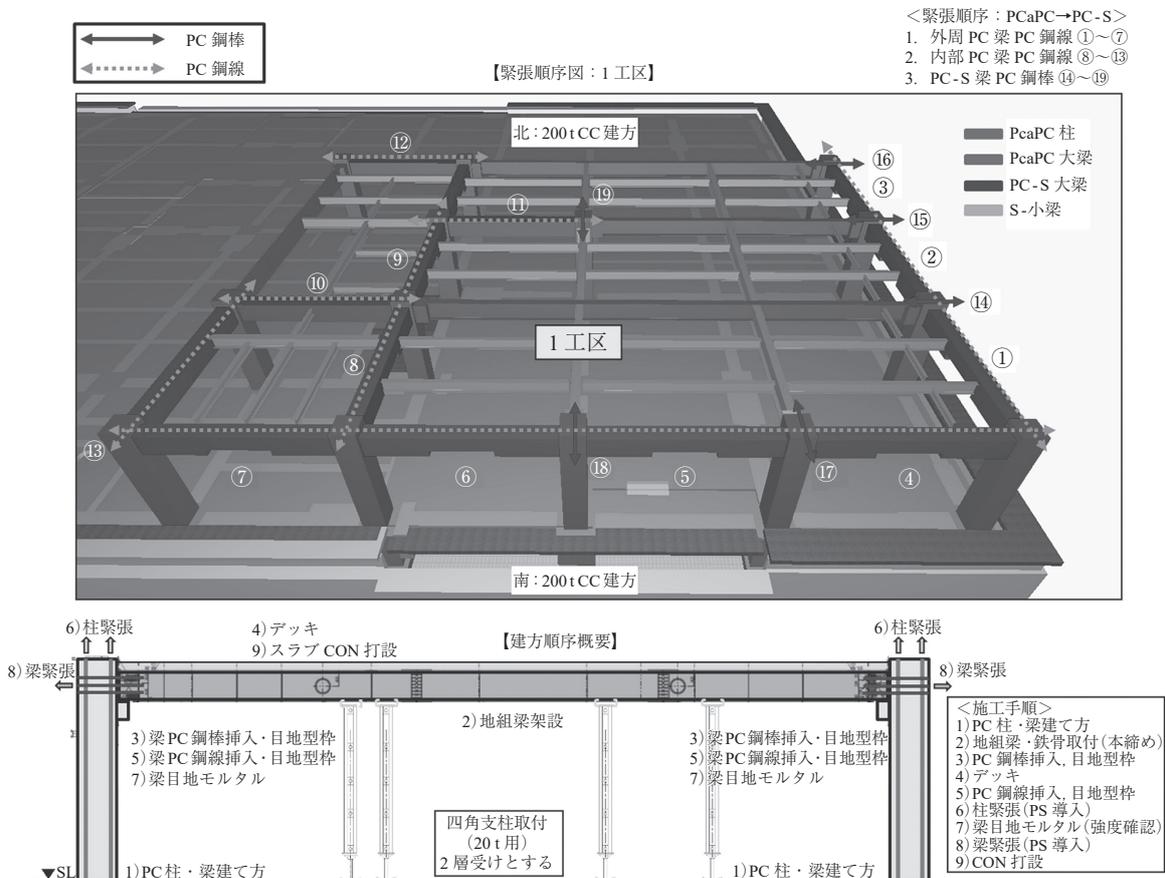


図 - 19 施工計画概要図

【2019年5月8日受付】