

シース管を省略した柱梁接合部一体型 PCa 化工法の開発 A Development of Precasted R/C Beam-Column Joints without Sheath Pipe

高井 茂光*

Shigemitsu Takai

金川 基*

Motoi Kanagawa

飯塚 信一*

Shinichi Iizuka

成田 悠*

Yuu Narita

要 約

超高層 RC 造建物において、柱、梁、接合部などの主要構造部材の大半をプレキャストコンクリート部材とした工法が多く採用され、その合理化工法が積極的に進められている。本報告では、柱梁接合部一体型プレキャストコンクリート工法において、柱主筋挿入孔を形成するシース管を省略し、柱主筋の付着条件をモルタルとコンクリートの素地との付着力によって一体化させた場合の影響評価を目的に実施した縮小模型部材による静的載荷実験結果について述べる。

目 次

- § 1. はじめに
- § 2. 実験計画
- § 3. 実験結果
- § 4. まとめ

§ 1. はじめに

現在、超高層 RC 造建物において、柱、梁、接合部などの主要構造部材の大半をプレキャストコンクリート（以下、PCa と称する）部材とした工法（以下、PCa 化工法と称する）が多く採用され、その合理化が積極的に進められている。

PCa 化工法は、これまでの現場で鉄筋・型枠を組立て、コンクリートを打設する工法（以下、現場打ち工法という。）と比べ、工期の短縮、施工の合理化及び省力化が図れるとともに、工場で管理・製造された部材を使用することで、躯体品質の向上も図ることが可能である。

PCa 化工法においては、種々の工法が開発されているが、代表的なものとして柱梁接合部一体型 PCa 化工法がある。これは、写真一1に示すように、柱頭部から柱主筋が突出した PCa 柱部材に、柱主筋挿入用孔を設けた柱梁接合部 PCa 部材を設置し、柱頭部目地と同時に柱主筋挿入用孔にモルタルを充填し、一体化するものである。柱梁接合部一体型 PCa 化工法では、接合部内の柱主筋が柱主筋用挿入孔に充填したモルタル及びシース管を介して接合部コンクリートと一体化されるため、現場打ち工法



図一1 柱梁接合部一体型 PCa 化工法を採用した建物(竣工予定図)



写真一1 柱梁接合部施工状況

* 技術研究所建築技術グループ

とは柱主筋の付着条件が異なるが、構造性能に大きな相違がないことは既往の研究^{例えば1), 2)}により広く確認されている。最近では、さらなる施工の合理化を図るべく柱主筋挿入孔を形成するシース管を省略し、柱主筋の付着条件をモルタルとコンクリートの素地との付着力によって一体化させる工法³⁾が開発されている。しかし、前述のシース管を用いた工法と比べると、実験数が乏しく、柱梁接合部内の柱主筋の付着条件が満足するかなど定量的な評価が行われていないのが現状である。

そこで、本報告ではシース管を省略した柱梁接合部一体型 PCa 化工法について、縮小模型部材による静的載荷実験を実施し、その影響を検討した結果を述べる。

§2. 実験計画

2-1 試験体

本実験で対象とする試験体は、図-2 に示す SPC01, SPC02 の十字形接合部試験体 2 体である。表-1 に示す試験体諸元の通り、2 体とも柱・梁コンクリートの設計

基準強度 F_c を $60[N/mm^2]$ とした。SPC01 は柱主筋と梁主筋に SD490 材を用いて接合部せん断破壊型となるように設計した。靱性保証型耐震設計指針⁴⁾ による接合部せん断余裕度は 0.75, 柱梁強度比⁵⁾ (梁の曲げ強度に対する柱の曲げ強度の余裕度) は 1.57 である。SPC02 は、柱主筋を SD345 材とし、柱主筋降伏型となるように設計した。接合部せん断余裕度は 1.05, 柱梁強度比は 0.74 である。なお、柱曲げ終局強度の算出は保有耐力と変形性能⁶⁾、梁曲げ強度の算出は構造関係技術基準⁷⁾ の付録 1-3 に示される終局強度式を用いた。

試験体の接合工法は、柱主筋が柱頭部から突出している柱下部材に、梁部材を設置し、接合部下部の目地と柱主筋挿入孔にグラウトを充填し接合した。なお、梁部材の接合部には、梁主筋、接合部補強筋のほか、柱主筋を貫通させるための柱主筋挿入孔及びグラウトを注入するための注入孔を設置した。また、柱主筋挿入孔は、シース管を埋設しないコンクリート孔とし、打設時には、塩化ビニール製の透明ホース及び銅管により挿入孔を形成し、コンクリート硬化後に除去した。なお、コン

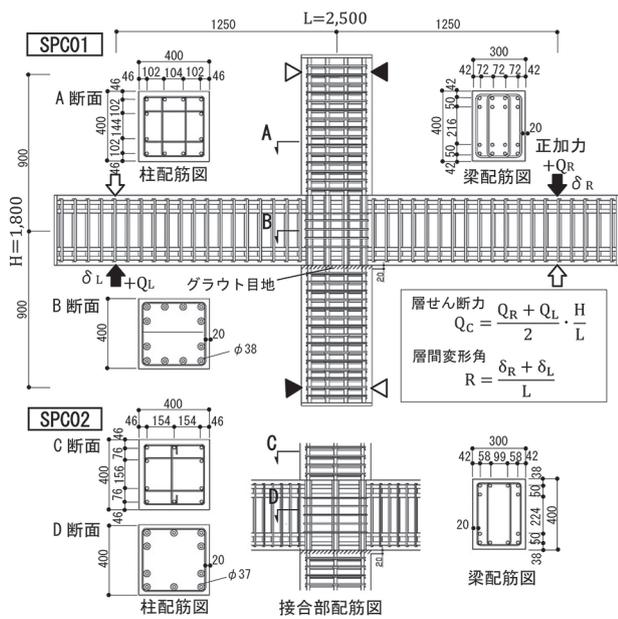


図-2 試験体図

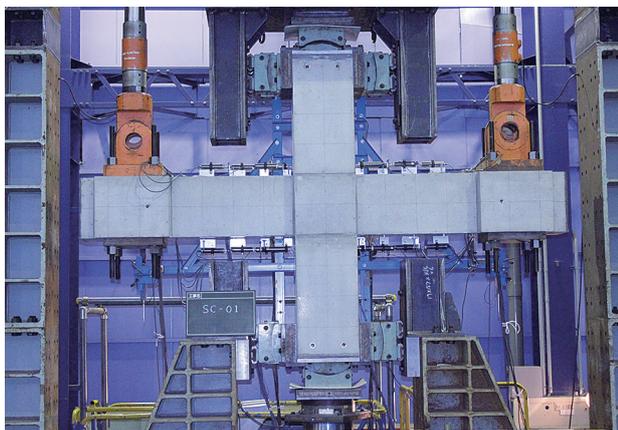


写真-2 静的載加実験状況

表-1 試験体諸元

試験体名	SPC01	SPC02	
柱	F_c (N/mm^2)	60	
	主筋 (pg)	12-D19 (2.15%)	10-D16 (1.24%)
	種類	SD490	SD345
	柱補強筋 (pwc)	4-S6@50 (0.64%)	4-S6@50 (0.64%)
種類	KSS785	KSS785	
梁	F_c (N/mm^2)	60	
	主筋 (pt)	16-D19 (2.29%)	12-D19 (1.65%)
	種類	SD490	SD490
	梁補強筋 (pwb)	4-S10@75 (0.95%)	4-S6@50 (0.64%)
種類	KSS785	KSS785	
接合部	F_c (N/mm^2)	60	
	補強筋 (pwj)	2-S6@50 (0.30%)	2-S6@50 (0.27%)
	種類	KSS785	KSS785
	グラウト材	トーテツライト・H 80N/mm ²	
接合部せん断余裕度	0.83	1.39	
柱梁曲げ強度比	1.56	0.80	
軸力比	0.20	0.05	
破壊形式	接合部せん断破壊型	柱主筋降伏型	

表-2 鉄筋の材料特性

鉄筋種類		降伏強度	引張強度	弾性係数	破断伸び
呼び名	材質	N/mm^2	N/mm^2	kN/mm^2	%
D19	SD490	539.4	704.6	187.6	18.3
D16	SD345	372.1	555.9	189.1	25.6
S10	KSS785	1001.4	1162.2	185.8	6.5
S6	KSS785	990.4	1200.9	179.1	9.7

表-3 コンクリートとグラウト材の材料特性

試験体	種類	使用部位	圧縮強度 N/mm^2	弾性係数 kN/mm^2	ポアソン比
SPC01	Fc60	梁, 下部柱	64.8	35.1	0.191
		上部柱	65.2	35.3	0.183
SPC02	Fc60	シース	119.0	36.7	0.201
		梁, 下部柱	66.6	36.1	0.200
SPC02	Fc60	上部柱	66.0	35.6	0.194
		シース	118.0	36.7	0.202

クリート打設は梁部材・柱下部材と柱上部材の2回に分けて行った。鉄筋およびコンクリートとグラウト材の材料試験結果をそれぞれ表-2, 3に示す。

2-2 荷重方法と測定方法

試験実施状況を写真-2に示す。荷重実験は上・下柱の反曲点位置(図-2 △印)で、それぞれ面座を用いてピン支持した後、柱下に設置した5000 kN油圧ジャッキを用いて軸力を先行導入した。柱導入軸力は一定軸力とし、SPC01は2,080[kN](軸力比 $\eta=0.2$)、SPC02は528[kN](軸力比 $\eta=0.05$)とした。その後、左右の梁の反曲点位置において、各々の梁の変形が逆対象となるよう変位を制御し、図-4に示す加力履歴に従って正負交番の繰返し荷重を行った。

変位計設置状況を図-3に示す。変位の測定は接合部変形角を算定するため、接合部の対角方向の伸縮変位を測定するとともに、上・下柱の反曲点位置でそれぞれピン、ローラー支持として取り付けた変位測定用ジグから、梁のせん断変形、接合部の四隅の水平、鉛直変位を測定した。ひずみの測定は、柱、梁の主筋及びせん断補強筋について行った。また、ひび割れ幅の測定は、各部材角毎にクラックスケール(分解能:0.04[mm])を使用した。

§3. 実験結果

3-1 破壊性状

各試験体の層せん断力-層間変形角関係を図-5, 6に、

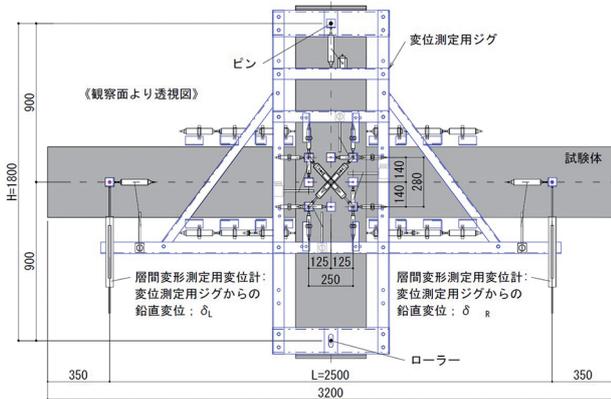


図-3 変位計設置状況

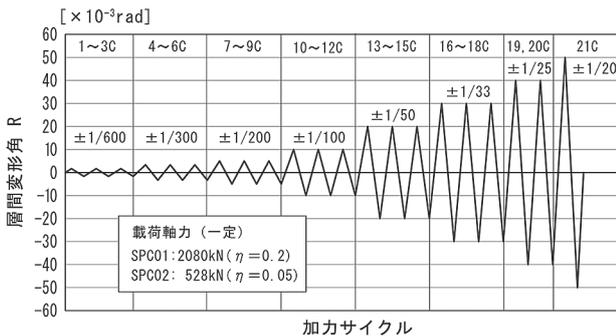


図-4 加力履歴と荷重軸力

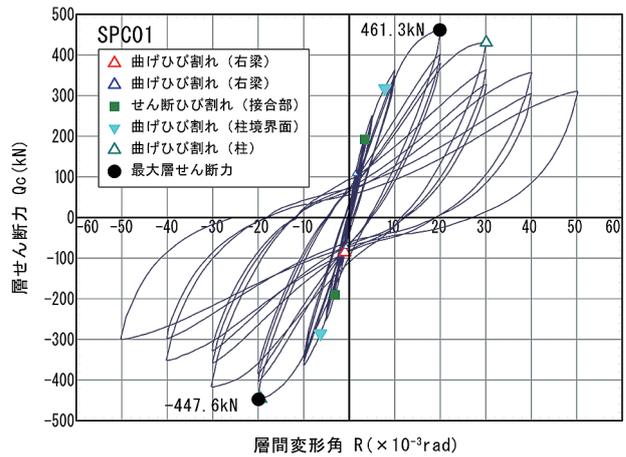


図-5 層間変形角-層せん断力 (SPC01)

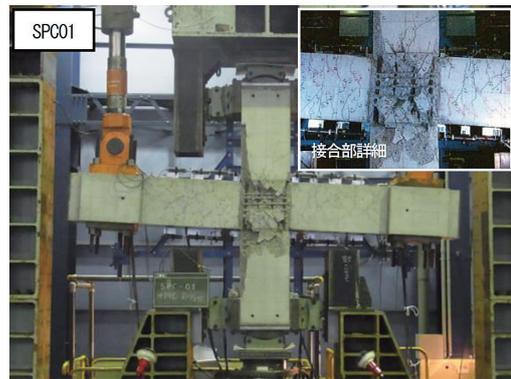


写真-3 最終破壊状況 (SPC01)

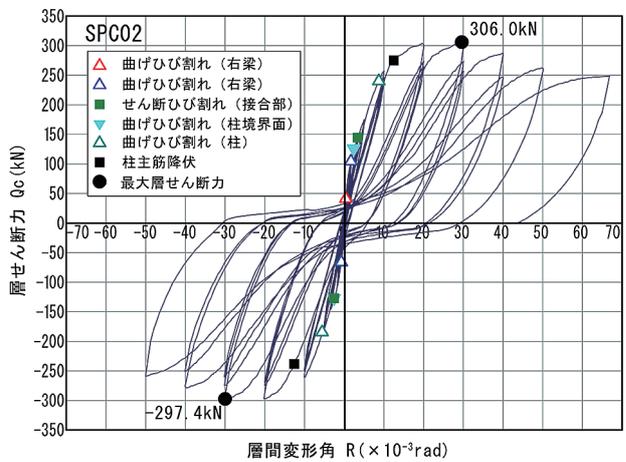


図-6 層間変形角-層せん断力 (SPC02)



写真-4 最終破壊状況 (SPC02)

最終破壊状況を写真-3, 4 に示す。

SPC01 は、加力初期となる $R = \pm 1/600[\text{rad}]$ で、梁端近傍に曲げひび割れが発生した。 $R = \pm 1/300[\text{rad}]$ 前後に、接合部のせん断ひび割れが生じ、 $R = \pm 1/100[\text{rad}]$ まで、梁の曲げひび割れの進展、せん断ひび割れの発生、及び接合部のせん断ひび割れの進展が見られた。その後は、接合部に損傷が集中し、せん断ひび割れの進展とともに剛性が変化し、概ね $\pm R = 1/50[\text{rad}]$ サイクルの到達時に最大層せん断力が得られた。最大層せん断力以降は、接合部のせん断ひび割れの進展に伴う、かぶりコンクリートの剥落を生じながら、緩やかな耐力低下が見られた。破壊性状は、接合部のせん断破壊となった。

SPC02 は、加力初期となる $R = \pm 1/600[\text{rad}]$ で梁端近傍に曲げひび割れが発生し、 $R = \pm 1/300[\text{rad}]$ に接合部のせん断ひび割れ及び柱端に曲げひび割れが生じた。続く $R = \pm 1/100[\text{rad}]$ においては、柱の曲げひび割れが発生し、 $R = \pm R = 1/80[\text{rad}]$ で柱主筋の降伏が見られた。その後は、接合部せん断ひび割れの進展及び柱の曲げひび割れの進展を伴いながら、層せん断力は緩やかに上昇し、概ね $\pm R = 1/33[\text{rad}]$ 到達時に最大層せん断力が得られた。最大層せん断力以降は、柱端の開きの進展及び接合部かぶりコンクリートの剥落を生じながら、緩やかに耐力低下した。

破壊性状は柱主筋引張降伏型の曲げ破壊となったが、最終破壊状況(写真-4)のように接合部も大きく損傷した結果となった。

3-2 接合部の履歴性状

図-7 に接合部せん断力-接合部せん断変形角曲線を示す。SPC01 は、 $R = +1/50[\text{rad}]$ の繰返しサイクルにおいて、接合部のせん断ひび割れの進展及びかぶりコンクリートの剥落が生じ、接合部せん断変形の増大が見られた。最大耐力は、靱性保証型耐震設計指針による計算値を約 10% 程度上回る結果であった。SPC02 は、柱主筋降伏以降、接合部せん断ひび割れの進展及びせん断ひび割れ幅の拡大に伴い、接合部せん断変形の増大が見られた。履歴ループは、柱主筋降伏以降、エネルギー吸収能力に乏しいスリップ型に移行した。最大耐力は、柱曲げ終局強度の計算値に対し正側で 1%、負側で 4% と僅かに下回る結果であった。

3-3 層間変形に占める各変形成分

図-8 に正側包絡線の各架構変形による層間変形の占める割合と層間変形角の関係を示す。各架構による層間変形は、図-9 に示す各式より算出した。各試験体ともに $R = 1/50[\text{rad}]$ 以降はかぶりコンクリートの剥離及び剥落により変位測定を終了した。

接合部せん断破壊型とした SPC01 は、接合部せん断変形の割合が、接合部せん断ひび割れ発生時に 45% 程度に増加し、以降は層間変形角の進展に伴い割合が漸増する

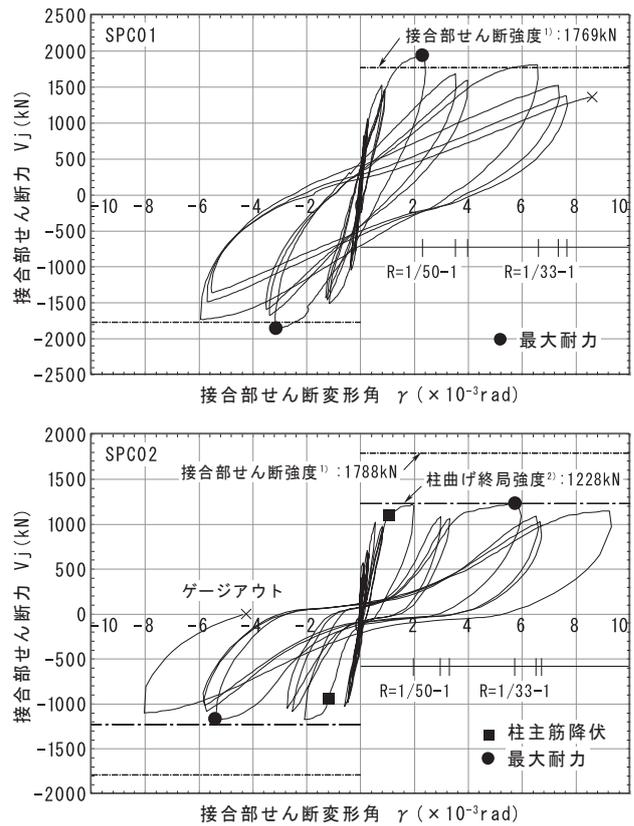


図-7 接合部せん断力-接合部せん断変形角

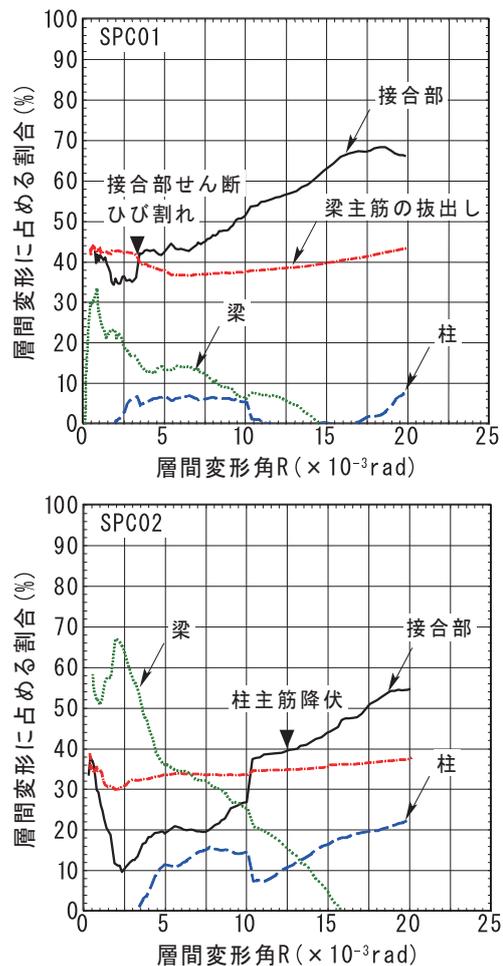
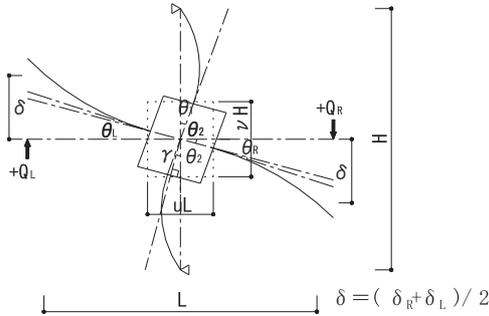


図-8 各架構変形による層間変形の占める割合

傾向が見られた。最終的には、接合部のせん断変形が70%程度に達し、卓越した性状を示した。

SPC02は、 $R=1/100[\text{rad}]$ の柱主筋の降伏直前において、接合部せん断変形の割合が25%から40%に増加した。柱主筋降伏以降は、接合部及び柱のせん断変形の割合が漸増し、 $R=1/50[\text{rad}]$ において、それぞれ55%及び20%程度を示した。



層間変形 $\delta = \delta_p + \delta_c + \delta_j + \delta_b$

δ_p : 接合部のせん断変形による梁端変形

$$\delta_p = \left(1 - \frac{uL}{L} - \frac{vH}{H}\right) \cdot (\theta_1 - \theta_2) \cdot L$$

δ_c : 柱の変形による梁端変形

$$\delta_c = \left(\frac{vH}{H} \cdot \theta_1 + \left(1 - \frac{vH}{H}\right) \cdot \theta_2\right) L$$

δ_j : 梁主筋の抜出しによる梁端変形, D_c : 柱幅

$$\delta_j = (\theta_2 - \theta_1) / 2 \cdot (L - D_c)$$

δ_b : 梁の変形による梁端変形

$$\delta_b = \delta - \delta_c - \delta_j - \delta_p$$

図-9 各架構の層間変形

3-4 主筋ひずみ分布

図-10に柱主筋降伏型：SPC02の正サイクル1回目のピーク時における主筋ひずみ分布を示す。引張側は、 $R=1/100[\text{rad}]$ 時に材端部で降伏ひずみに達し、その後 $R=1/50[\text{rad}]$ 時において接合部内へと降伏域が進行した。圧縮側は、 $R=1/200[\text{rad}]$ 以前では材端部で圧縮ひずみを示したが、 $R=100[\text{rad}]$ 以降、引張側へシフトする性状が見られた。これは、図-7に示す履歴ループが、柱主筋降伏以降スリップ型へ移行したことから、主筋の付着劣化が生じたものと考えられる。

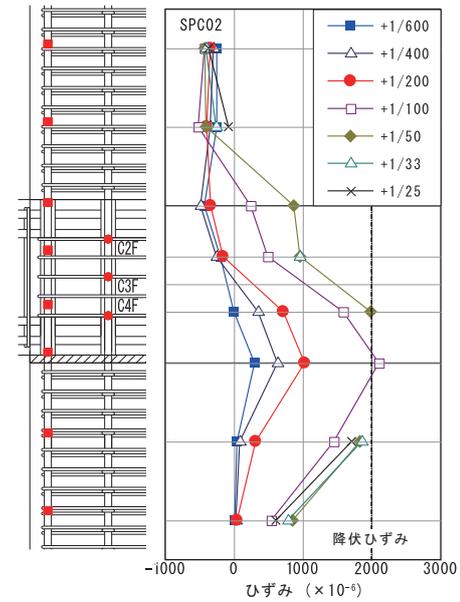


図-10 主筋ひずみ分布 (SPC02)

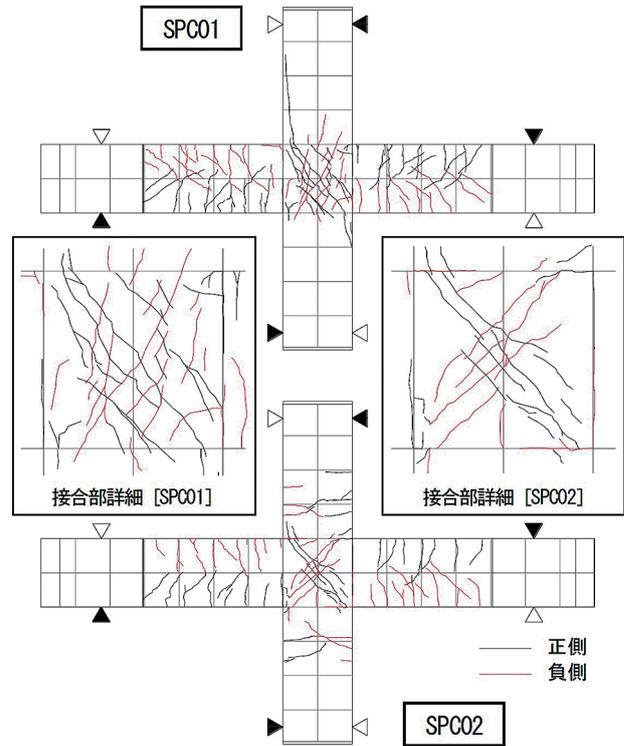


図-11 ひび割れ図

3-5 接合部せん断ひび割れ幅

図-11に $\pm 1/50[\text{rad}]$ 時の接合部ひび割れ図を、図-12に載荷時及び除荷時の接合部最大せん断ひび割れ幅-層間変形角の関係を示す。せん断ひび割れ本数は、SPC01がSPC02に比べ多く、ひび割れの分散傾向が見られたが、載荷時最大ひび割れ幅は、破壊形式に関わらず、 $R=1/100[\text{rad}]$ まで概ね同様であった。SPC02の最大ひび割れ幅は、主筋降伏以降の $R=1/50[\text{rad}]$ の繰返しにより、進展する傾向が見られた。

3-6 せん断補強筋のひずみ分布

図-13に正側1回目のピーク時におけるに接合部せ

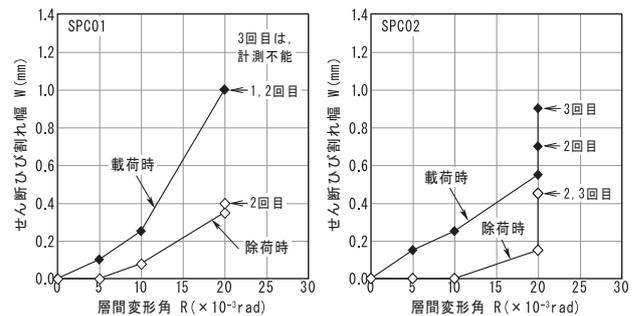


図-12 接合部最大せん断ひび割れ幅-層間変形角

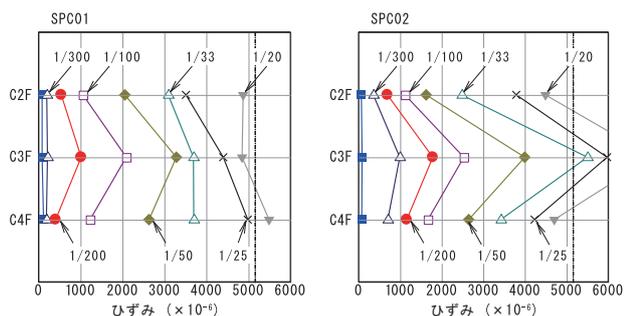
せん断補強筋のひずみ分布を示す。なお、縦軸の記号は、**図一10**の丸印のひずみ測定位置を示す。ひずみは、接合部せん断余裕度に関わらず、 $R=1/100[\text{rad}]$ 時では、載荷時最大ひび割れ幅の傾向と同じく、ほぼ同様の分布形状を示した。以降は、SPC01のひずみ分布が、せん断ひび割れの分散に伴い、徐々に一様となる性状を示し、SPC02は、主筋降伏以降、接合部中央位置のせん断補強筋のひずみが卓越し、局所的なひび割れが進展している傾向が見られた

3-7 等価粘性減衰定数

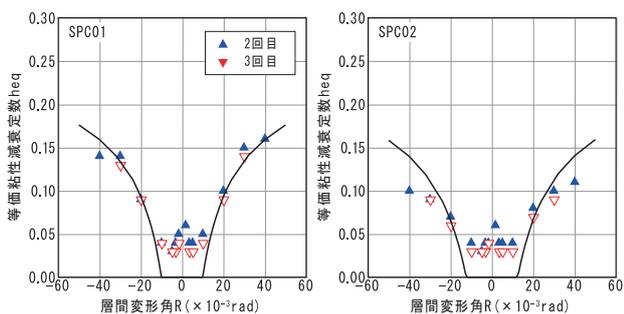
図一14に各サイクル2回目及び3回目の等価粘性減衰定数と層間変形角の関係を示す。図中の実線は、武田モデルを利用した等価線形化法に基づく減衰評価式の計算値を示す。

$$h_{eq} = \frac{1}{\pi} \left(1 - \frac{1}{\sqrt{\mu}} \right), \text{ここで、} \mu = \text{塑性率}$$

SPC01は、層間変形角 $R = \pm 1/25[\text{rad}]$ まで、ほぼ計算値と同様の値を示した。SPC02は、 $R = \pm 1/50[\text{rad}]$ まで計算値と同様であったが、 $R = \pm 1/33[\text{rad}]$ 以降は実験値が計算値を下回る結果となった。



図一13 接合部せん断補強筋ひずみ分布



図一14 等価粘性減衰定数

§4. まとめ

- 1) SPC01は、 $R = \pm 1/50[\text{rad}]$ の最大層せん断力到達以降、接合部に損傷が集中し耐力低下を示した。接合部せん断耐力は、靱性保証型耐震設計指針⁴⁾による接合部せん断強度の計算値を10%程度上回る結果であった。
- 2) SPC02は、柱の曲げ降伏が先行した後、履歴性状はスリップ型に移行し、接合部せん断ひび割れ幅の進展及び柱端の開き進展が見られた。最大層せん断力は、柱曲げ強度の計算値⁶⁾を僅かに下回る結果であった。

参考文献

- 1) 石川裕次, 木村秀樹, 上田博之, 奥出久人: 接合部一体型プレキャスト柱・梁接合部の力学挙動, コンクリート工学年次論文集, Vol. 26, No. 2, pp505-510, 2004
- 2) 宮崎裕一, 大久保香織, 刑部章ほか: プレキャスト化した鉄筋コンクリート造柱梁接合部の構造性能確認実験その1, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp433-435, 2010.9
- 3) 木村秀樹, 高津比呂人: 柱梁接合部一体型 PCa 工法を用いた RC 架構の復元力特性, コンクリート工学年次論文集, Vol. 30, No. 3, pp325-330, 2008
- 4) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, 1999
- 5) 楠原文雄, 塩原等, 田崎渉, 朴星勇: 柱と梁の曲げ強度の比が小さい鉄筋コンクリート造十字形柱梁接合部の耐震性能, 日本建築学会構造系論文集, 第75巻, 第656号, pp1873-1882, 2010.10
- 6) 日本建築学会: 建築耐震設計における保有耐力と変形性能 1990
- 7) 国土交通省住宅局建築指導課, 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: 2007年度版建築物の構造関係技術基準解説書