

論文 コーベル式 PCaPC 圧着柱梁接合部の簡易施工形式確立にむけた鋼材数および接合位置に関する検討

趙 哈曦*1・高橋 典之*2・元部 太陽*1

要旨: コーベル式 PCaPC 圧着柱梁接合部 (PC 圧着関節工法) は高い耐震性能と修復性能を実現する工法として広く知られている。従来からの工法は、柱際に梁受けのコーベルを配し、コーベル上段・下段それぞれに PC 鋼材を導入する。筆者らは、より簡易な施工形式として、梁と柱を圧着する PC 鋼材数を減らして当該部のモーメント抵抗がいくらか低下しても、コーベル位置を梁中央側にヒンジリロケーションさせることで全体としての耐震性能を低下させない方法を検討している。今回はその端緒としてコーベル式 PCaPC 圧着柱梁接合部の有限要素解析を実施し、梁柱間の圧着鋼材数とコーベル位置のパラメトリックスタディを実施した。

キーワード: コーベル式 PCaPC 圧着柱梁接合部, ヒンジリロケーション, FEM 解析

1. はじめに

1950 年代前半プレキャストプレストレストコンクリート (PCaPC) フレーム構造にはモーメント抵抗フレーム型の設計法が採用された¹⁾。1980 年には、Lockwin 社が接合部のモーメントがゼロに近い位置へ変更し、梁モーメントを約 40%減少させ、梁せいを低くする工法を提案した。ただしこの工法は履歴減衰が低いため、高層建物では地震時の応答が過大となることからその適用は中低層建築物に限定された。その後、1990 年代には PREcast Seismic Structural Systems (PRESSS) においてハイブリッドフレーム接合部が研究され、理論的には最大想定地震 (MCE : Maximum Considered Earthquake) においても十分な能力を有する PCaPC 架構が示された²⁾。ただしこの接合部は複雑かつ高価な接合治具を伴い、施工上の複雑性、高い精度が要求される治具の製造・設置、および、グラウト処理の複雑性などの課題があった。

2003 年、PRESSS の研究成果を踏まえ、コーベル式 PCaPC 圧着柱梁接合部 (PC 圧着関節工法) の研究が進められた³⁾。プレキャスト PC 圧着工法では導入プレストレスを小さくすることで不静定二次応力を小さくすることができるが、梁の剛性がいくぶん低くなることから水平荷重を受けた際に梁圧着接合部がより変形しやすく、過大な変形が生じる可能性があった。そこで梁の曲げ剛性を増加させるため複数の鋼材を同一梁断面内に導入する方法が採用された。この技術は大地震を想定した実験を通して耐震性能が検証され、10 層のフレーム構造 (市立宇和島病院) の実現まで可能となっている。

しかし、日本よりは地震活動度の小さい諸外国では、複数鋼材による極めて高いモーメント抵抗は必ずしも求められておらず、鋼材数を減らしながら接合部の位置を適切に変更するなどの対策でコストを抑えて耐震性を確保する方法が検討されている。架構としての耐震性能が

同等でありながらコストを低減できれば、経済的観点から市場競争力の向上も期待される。本論文ではコーベル式 PCaPC 圧着柱梁接合部を有する架構を対象に、梁柱間の圧着鋼材 (PC より線) 数とコーベル位置の変化が架構の剛性および接合部損傷に与える影響について有限要素解析を通じた検証をおこなった。

2. PCaPC 圧着関節架構の概要

2.1 PCaPC 架構の線材モデル

図-1 は、PCaPC 造の部材間接合を弾性梁・柱要素、回転ばね要素、剛体中心要素で構成される線材モデル⁴⁾で模式化した図である。梁ヒンジ位置を移動させることでヒンジリロケーション梁柱接合部モデルを表すことも可能である。コーベル式 PCaPC 造を対象とする場合において、接合部界面に配置された回転ばね要素は、接合部と梁端の幾何変形と力のつり合いを統合したばねとして表現される。また、接合部パネルは剛体要素として回転ばね要素と柱を接続する役割を果たす。

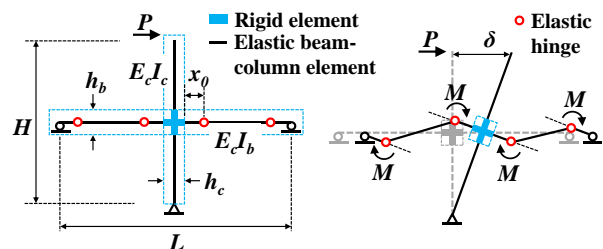


図-1 PCaPC 架構の線材モデル

2.2 接合部位置と力学性状の関係式導出

地震時に図-1のヒンジが回転すると、梁と内部のPC鋼線が滑り、水平変位が生じる (図-2)。図-2に示すメカニズムに基づくヒンジ回転角および剛性は、式(1)および式(2)により表される。

*1 東北大学大学院 工学研究科 都市・建築学専攻 大学院生 (学生会員)

*2 東北大学大学院 工学研究科 都市・建築学専攻 准教授・博士 (工学) (正会員)

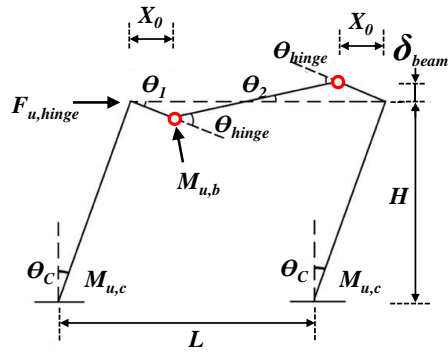


図-2 PCaPC 架構の変形概念図

$$\theta_{hinge} = \theta_1 + \theta_2 = \theta_C \left(1 + \frac{2X_0}{L - 2X_0} \right) = \frac{L}{L - 2X_0} \theta_C \quad (1)$$

$$K_{hinge} = \frac{M_{u,b}}{\theta_{hinge}} = \frac{(L - 2X_0) \cdot M_{u,b}}{L \cdot \theta_C} \quad (2)$$

ここで、 L ：梁の全長、 X_0 ：ヒンジの位置、 H ：柱の高さ、 $M_{u,b}$ ：ヒンジの終局曲げモーメント、 $M_{u,c}$ ：柱の終局曲げモーメントである。

また、式(3)および式(4)により、仮想仕事の原理に基づき架構の終局耐力 $F_{u,hinge}$ が求められる。

$$F_{u,hinge} \theta_C H = 2M_{u,c} \theta_C + 2M_{u,b} \theta_{hinge} \quad (3)$$

$$F_{u,hinge} = \left(2M_{u,c} + 2M_{u,b} \frac{L}{L - 2X_0} \right) / H \quad (4)$$

ここで、式(4)から明らかなように、ヒンジの終局耐力は X_0 の増加に伴い向上する。また、コーベル位置を梁中央側にヒンジリロケーションさせることで、架構剛性を向上させ、外力に対する変位を小さくすることが可能となる。

2.3 モーメント抵抗性能の略算比較

本節では、梁断面内に複数鋼材を用いた柱際コーベルでの圧着工法（PCaPC 圧着関節工法（従来法））と梁断面内に1鋼材のみであるもののヒンジリロケーションにより圧着位置のモーメントを低減させたコーベルを設けた本研究で検討を進めている工法（PCaPC 簡易圧着工法）について、モーメント抵抗性能を概算し、後述のパラメトリックスタディの検討材料とする。

式(5)および式(6)は、図-3 および図-4 に示すメカニズムを踏まえて接合部の終局曲げモーメント $M_{u,i}$ と最大モーメント $M_{max,i}$ を算定する式である。

$$M_{u,i} = \sum T_i \cdot h_i \quad (5)$$

$$M_{max,i} = V_i \cdot (L/2 - X_0) \quad (6)$$

ここで、同じ耐震性能を発揮するものとして想定した最大モーメントと PCaPC 圧着部の終局モーメントの比に

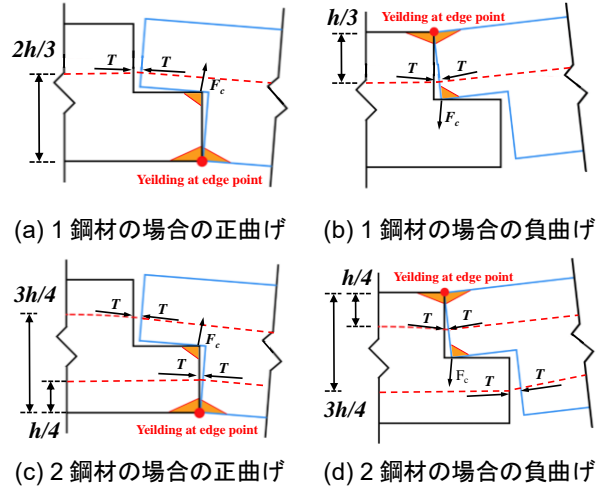


図-3 PC 圧着関節の曲げモーメント負担概念図

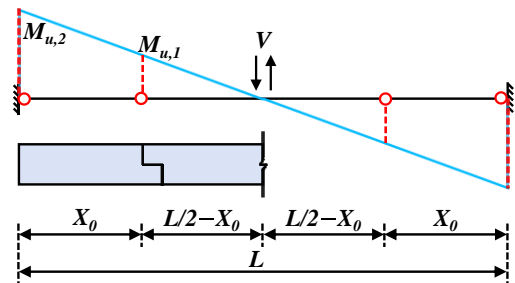


図-4 ヒンジリロケーションによる梁モーメント変化

ついて、ヒンジリロケーションした PCaPC 簡易圧着工法と通常の PCaPC 圧着関節工法（従来法）とを略算比較すると、正曲げ方向で4/3倍、負曲げ方向では2/3倍となった（表-1）。PCaPC 圧着関節工法（従来法）では通常柱際に圧着関節のコーベルを配置するが、本研究で検討している PCaPC 簡易圧着工法では柱際から $L/4$ の位置にヒンジリロケーションした圧着関節のコーベルを配置することで従来法と同等以上の性能を発揮することが期待される。ただし現段階では当該略算でディテール（局所破壊の有無）まで妥当といえるか不明確なため、次章以降で有限要素解析を用いたパラメトリックスタディを行い、梁柱間の圧着鋼材（PC 鋼より線）数とコーベル位置の変化が架構の耐震性能に与える影響について分析する。

表-1 モーメント抵抗性能

モーメント		a) 簡易圧着	b) 従来法	比率 (a/b)
M_u	正曲げ	$2Th/3$	Th	2/3
	負曲げ	$Th/3$	Th	1/3
M_{max}		$VL/4$	$VL/2$	1/2
$\frac{M_u}{M_{max}}$	正曲げ			4/3
	負曲げ			2/3

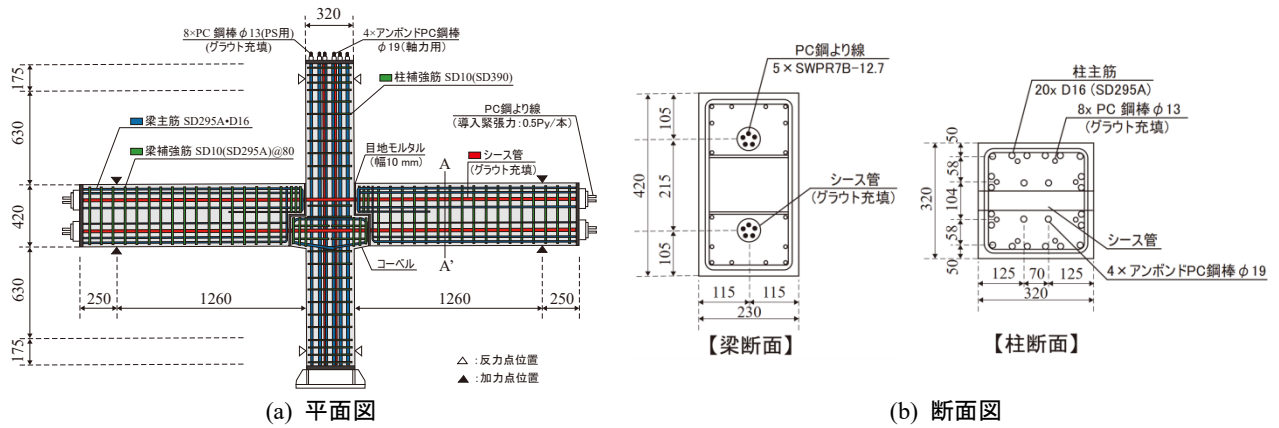


図-5 試験体形状・断面及び配筋詳細

3. 有限要素解析を用いたパラメトリックスタディ

3.1 解析対象基準試験体と解析パラメータの設定

有限要素解析を用いたパラメトリックスタディを進めるにあたり、坂田ら⁹⁾により実験された試験体を「基準試験体」として採用し、基準試験体を用いた有限要素解析の妥当性検証を通して、パラメトリックスタディにおけるパラメータを設定する。

図-5 に基準試験体として採用した PC55-90 試験体の形状、断面および配筋詳細を示す。基準試験体は、PCaPC造 5 階建て物流建物の 1, 2 階部分の柱梁接合部を含む十字形部分架構を、柱階高および梁スパンの中央で切り出した 1/3 スケールモデルである。梁せん断スパン比を 3.0、柱せん断スパン比を 2.2 とし、梁、柱のせん断余裕度はどちらも約 1.7 である。

基準試験体では、柱部材に埋め込まれたアンボンド PC

鋼棒を用いて、約 745kN (軸力比=0.08, $F_c=90\text{N/mm}^2$) の軸力が加えられている。表-2 に試験体諸元、表-3、表-4 に PC 鋼材とコンクリートの特性を示す。

3.2 有限要素解析に用いる材料構成則

有限要素解析ソフトウェアには ABAQUS (2022) を用い、コンクリートの非線形性を考慮するため Concrete Damage Plasticity (CDP) モデルを採用した。

(1) コンクリートの圧縮側構成則

コンクリートの圧縮側構成則を、図-6(a)および式(7)~(9)に示す。

$$\sigma_c = E_0 \varepsilon_{c1} \quad (7)$$

$$\sigma_c^2 = \frac{E_0 \frac{\varepsilon_c}{\sigma_{cu}} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}}\right)^2}{1 + \left(E_0 \frac{\varepsilon_c}{\sigma_{cu}} - 2\right) \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}}} \sigma_{cu} \quad (8)$$

表-2 試験体諸元

部位	寸法		構造タイプ		鋼種		
	断面 (mm ²)	梁長/柱高さ (mm)	PC タイプ	グラウト 充填	引張鋼材 (PC 鋼より線・PC 鋼棒)	主筋	梁補強筋
梁	230×420	1510 (上側)	ボンド	あり	PC Strand・φ12.7	SD295A・D16	SD295A・D10@80
		1410 (下側)					
柱	320×320	2030	ボンド	あり	PC Steel Bar・φ13	SD295A・D16	SD390・D10@85
			アンボンド	なし	PC Steel Bar・φ9		

表-3 鉄筋の特性

鋼種	材質	断面 (mm ²)	圧縮強度 (KN)	割裂強度 (KN)	ヤング係数 (GPa)	ポアソン比	線膨張係数	導入緊張力 (kN)
引張鋼材	SWPR7BL・φ12.7	126.7	162.8	183	212	0.3	1.2×10 ⁻⁵	0.5f _y =78
	PC Steel Bar・φ13	132.7	103	120	195	0.3	1.2×10 ⁻⁵	-
	PC Steel Bar・φ19	283.5	103	120	195	0.3	1.2×10 ⁻⁵	-
主筋	SD295A・D16	78.5	295	440	200	0.3	1.2×10 ⁻⁵	-
梁補強筋	SD295A・D10	78.5	295	440	200	0.3	1.2×10 ⁻⁵	-
	SD390・D10	78.5	390	560	200	0.3	1.2×10 ⁻⁵	-

表-4 コンクリートの特性

部位	圧縮強度 (MPa)	割裂強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)	ポアソン比
梁/柱	91.5	3.9	42.5	0.2

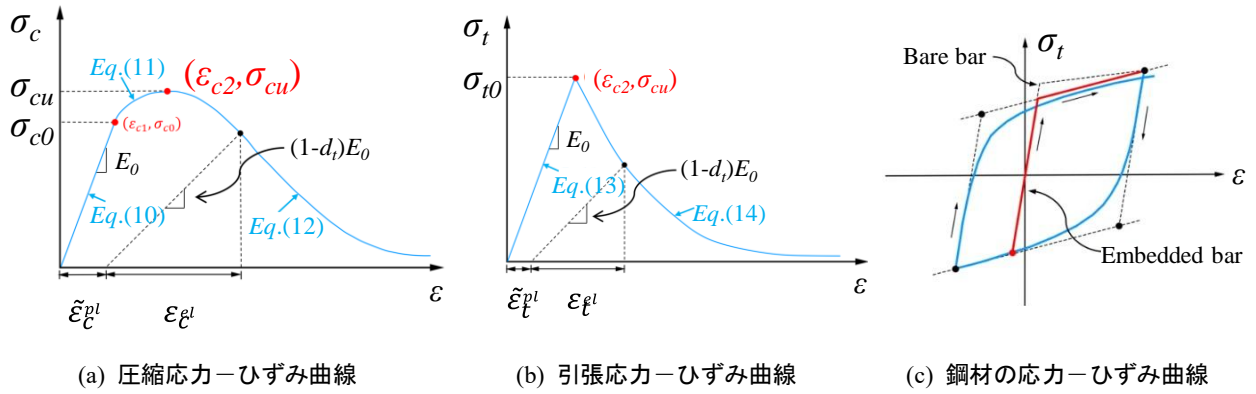


図-6 コンクリートおよび鋼材の応力-ひずみ関係

表-5 解析モデル因子

モデル	モデル 1	モデル 2	モデル 3
鋼材数	$X_0 = 0$, 1鋼材	$X_0 = 0$, 4鋼材	$X_0 = 0$, 2鋼材
シリーズ			
モデル	モデル 4	モデル 5	(基準試験体)
接合部位置	$X_0 = 300\text{mm}$, 2鋼材	$X_0 = 600\text{mm}$, 2鋼材	
シリーズ			

$$\sigma_c^3 = \sigma_{cu} + (\sigma_{c0} - \sigma_{cu}) \exp \left[0.25 \left(1 - \frac{0.016 - \varepsilon_{c2}}{\varepsilon - \varepsilon_{c2}} \right) \right] \quad (9)$$

$$f_y' = (0.93 - 2B)f_y, \varepsilon_y' = \frac{f_y'}{E_S}, B = \frac{1}{\rho} \left(\frac{f_t}{f_y} \right)^2 \quad (13)$$

ここに、 σ_{c0} ：弾性限圧縮強度、 σ_{cu} ：最大圧縮強度、 ε_{c1} ：弾性限圧壊ひずみ、 ε_{c2} ：最大強度時ひずみ、 E_0 ：コンクリートのヤング係数である。

(2) コンクリートの引張側構成則

コンクリートの引張側構成則を図-6(b)および式(10)～(11)に示す。

$$\sigma_t = E_0 \varepsilon_t \quad (10)$$

$$\sigma_t = \sigma_{t0} \left(\frac{\varepsilon_{t0}}{\varepsilon_t} \right)^{0.4} \quad (11)$$

ここに、 σ_{t0} ：コンクリート引張強度、 E_0 ：コンクリートのヤング係数、 ε_{t0} ：コンクリート引張強度時ひずみである。

(3) 鋼材（鋼より線）の材料構成則

鋼材（鋼より線）の材料構成則は図-6(c)および式(12)～(13)で表される Menegotto-Pinto モデル⁶⁾を用いた。

$$\sigma_s = \begin{cases} E_S \varepsilon_s & , \varepsilon_s \leq \varepsilon_y' \\ (1.91 - 2B)f_y + (0.02 + B)E_S \varepsilon_s & , \varepsilon_s > \varepsilon_y' \end{cases} \quad (12)$$

ここに、 σ_s ：鋼材（鋼より線）応力、 ε_s ：鋼材（鋼より線）ひずみ、 E_S ：鋼材のヤング係数、 f_y ：鋼材（鋼より線）の降伏応力、 f_y' ：素線の降伏応力、 ε_y' ：素線のひずみ、 ρ ：鉄筋比、 f_t ：コンクリートの引張強度である。

3.3 有限要素解析の解析パラメータと解析モデル概要

載荷試験が実施された基準試験体を解析パラメータの「モデル3（基準試験体）」として、梁柱間の圧着鋼材（PC 鋼より線）数とコーベル位置の変化を解析パラメータとした全5ケースのモデルを準備した。表-5にモデル1～5の鋼材（PC 鋼より線）数とコーベル位置のパラメータ概要を示す。

全てのモデルに対して、自重が作用している状態とし、解析対象の境界条件を定めるにあたり図-7(a)に示す RP-1～RP-4 の参照点を設定した。基準試験体の載荷方式に倣い、柱端部はピン支持、梁端部上下方向に荷重を作用させることで、部分架構として地震荷重が作用した状態を再現するようにした。

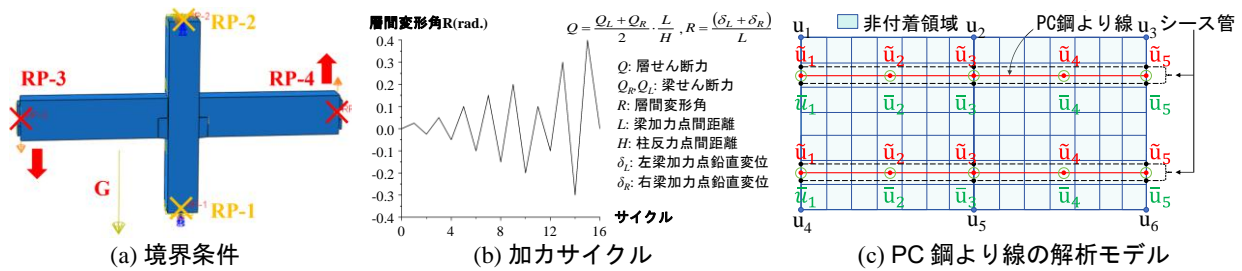


図-7 有限要素解析モデルの境界条件、加力サイクル、PC 鋼より線の解析モデル（モデル 3 を例に）

図-7(b)に示す基準試験体の実験で用いられた加力サイクルに従い、解析においても正負交番繰り返し漸増載荷を行った。具体的には、層間変形角 $R = \pm 1/400 \text{ rad}$ を 1 回繰り返したあと、 $\pm 1/200 \text{ rad}$ 、 $\pm 1/100 \text{ rad}$ 、 $\pm 1/66 \text{ rad}$ 、 $\pm 1/50 \text{ rad}$ 、 $\pm 1/100 \text{ rad}$ の順で 2 回繰り返し載荷し、層間変形角 $R = \pm 1/33 \text{ rad}$ を 1 回繰り返し載荷したあとに、層間変形角 $R = +1/25 \text{ rad}$ まで載荷した。

図-7(c)に示す PC 鋼材（鋼より線）の解析モデルでは、部材間の接触形式として、接線方向の挙動には摩擦モデルを採用し、法線方向の挙動にはハードコンタクトを適用することで、接触後の分離を許容するものとした。

4. 解析結果

4.1 層せん断力-層間変形関係

各モデルの層せん断力-層間変形角関係を図-8 に示す。なお、図-8 のモデル 3（基準試験体）のグラフには、既往の実験で得られた層せん断力-層間変形角関係を重ねて記載した。まず、モデル 3（基準試験体）の層せん断力-層間変形角関係について、解析結果と実験結果の比較分析をおこなったところ、大変形時の耐力をわずかに過大評価したものの、概ね解析結果は実験結果を模擬できていた。以上より、有限要素解析のモデル化の妥当性を確認したうえで、以降モデル 1~5 についてのパラメトリックスタディについて分析を進めることにした。

モデル 1~5 の全ケースにおいて、層間変形角 $R = \pm 1/200 \text{ rad}$ までは原点指向型の履歴形状を示した。その後、接合部パネルの斜めひび割れ発生を経て、紡錘形の履歴形状を示すようになった。

モデル 1~3 のケースでは、PC 鋼材（鋼より線）本数が減少するにつれ圧着関節部が大きく回転し、架構剛性が低下していた。モデル 1 は、モデル 3 と比べて僅かながら最大層せん断力が低下しているが、履歴曲線の包絡線に耐力低下域は見られなかった。

モデル 3~5 のケースでは、層間変形角 $R = 1/66 \text{ rad}$ あたりで層せん断力 Q が頭打ちとなり、圧着関節部の損傷をとめないながら徐々に耐力低下した。圧着関節部梁端に生じた破壊により、柱にとりつくコーベル側への入力せん断力が頭打ちになったため、コーベル部に顕著な損傷は生じなかった。ヒンジリロケーション（圧着接合部位

置の変更）に伴い、モデル 4 では最大せん断力がモデル 3 と比べて 19.3% 向上した。一方、モデル 5 は梁のコーベル間長さが短く変形の弾性限が小さいために圧着関節部の損傷進行が早く、コンクリートと PC 鋼材（鋼より線）の最大耐力発現部材角が少しづれたためにモデル 4 ほどの耐力向上は認められなかった。

4.2 破壊性状

図-9 に、層間変形角 $R = 1/25 \text{ rad}$ 時のコンクリート圧縮破壊状況を示す。ABAQUS ではコンクリートの圧縮破壊状況を 0~1 の無次元量 DamageC として表現している。なお、DamageC は、式(14)に示すように、

$$\text{DamageC} = 1 - \sqrt{\frac{\sigma_c}{E_c \cdot \epsilon_c}} \quad (14)$$

で表される。ここに、 E_c : コンクリートのヤング係数、 ϵ_c : コンクリートひずみ、 σ_c : コンクリート応力で、コンクリートが弾性範囲では $\text{DamageC} = 0$ 、コンクリート強度低下域には $\text{DamageC} > 0$ となる。

有限要素解析では、 $R = 1/66 \text{ rad}$ 時にモデル 3 梁端部における DamageC が 60% (3130μ) に達し、コンクリートが圧壊に至った。このとき柱・梁接合部は DamageC が 40% (1725μ) に達した。参照実験においても、 $R = 1/66 \text{ rad}$ 時にモデル 3 の試験体は梁端が圧壊し、柱・梁接合部には圧壊前のせん断ひび割れが確認されている。実験および解析のどちらも PC 鋼材および柱主筋の降伏は見られなかった。すなわち、モデル 3 の破壊形態と解析結果の比較から両者の損傷状況も概ね一致することを確認した。

モデル 1 およびモデル 3 は、それぞれ PC 鋼材（鋼より線）数は異なるが、層間変形角 $R = 1/25 \text{ rad}$ 時、圧着関節部のコンクリートがわずかに圧壊したものの、接合部パネルゾーン側にまで激しい損傷は進展しなかった。

一方、モデル 2、モデル 4、モデル 5 は、圧着関節部に損傷が集中して梁のカバーコンクリートに圧壊が生じた。

モデル 4、モデル 5 では、ヒンジリロケーションにより圧着関節部の回転が制限され、架構剛性が高くなった。最大損傷は全モデルとも圧着接合面近傍で発生したが、モデル 3 は(局所的には大きな損傷に至っているものの)全体としては損傷領域が限定的であるのに対し、モデル 4、モデル 5 では損傷領域が広がり、梁および接合部パネル側の DamageC が相対的に大きくなる傾向が見られた。

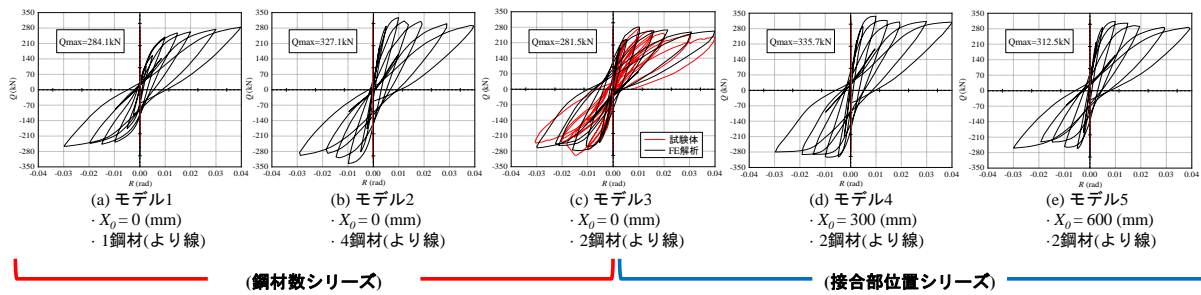


図-8 層せん断力-層間変形角関係

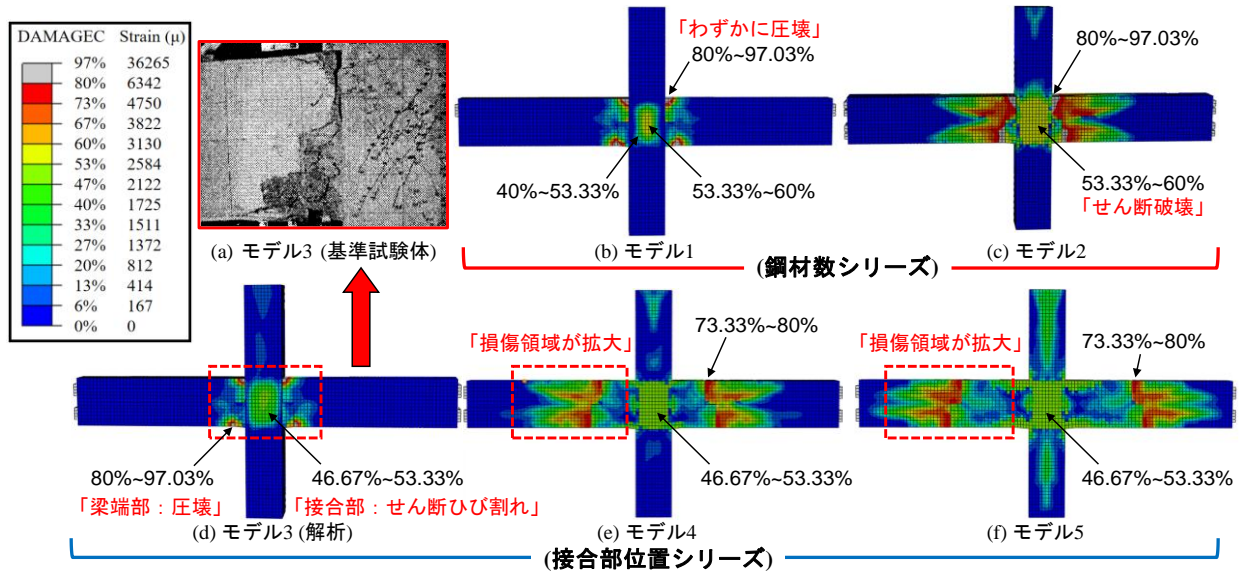


図-9 柱梁接合部近傍の最終破壊状況 (層間変形角 1/25rad.時)

5. まとめ

本論文で得られた知見を以下に示す。

- 1) コーベル位置の変化が架構の力学性状に与える影響を仮想仕事の原理に基づき略算する方法を示し、ヒンジリロケーションを伴う PCaPC 圧着柱梁接合部を有する架構のほうが、ヒンジリロケーションのない PCaPC 圧着柱梁接合部を有する架構よりも、剛性・耐力が向上することが略算的に示された。
- 2) 有限要素解析を用いて、コーベル型 PCaPC 圧着柱梁接合部のディテールを検証したところ、圧着鋼材（鋼より線）数が 1 本の場合、複数本よりも最大耐力は低いものの 1/25 rad.まで耐力低下を示すことはなかった。またコーベル位置を梁中央側に移動させると、最大耐力は上昇するが、移動量 600 mm のように長くしすぎるとコーベルの柱際危険断面で破壊が生じ、より高い耐力は期待できなくなる。
- 3) いずれのモデルでも損傷は梁の圧着接合面に集中したが、ヒンジリロケーションにより大変形時の圧壊領域は広がる傾向にあった。

今後、筆者らが検討している圧着鋼材数を簡素化しつつヒンジリロケーションにより耐力・剛性・変形能のバランスをとり低コストながら耐震性が確保される工法につ

いて、より具体的な性能評価を進める予定である。

謝辞

参照した実験データは東京科学大学の坂田弘安教授よりご提供いただきました。ここに深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) Englekirk, R. E.: Overview of PCI workshop on effective use of precast concrete for seismic resistance, PCI Journal, Vol.31, No.6, pp.48-58, 1986.
- 2) Guaygua, B., Sánchez-Garrido, A. J., & Yepes, V.: A systematic review of seismic-resistant precast concrete buildings, Structures, Vol.58, 105598, 2023
- 3) Hwang, H. J., & Park, H. G.: Plastic hinge model for performance-based design of beam-column joints, Journal of Structural Engineering, Vol.147, No.2, 04020336, 2021
- 4) 田邊恵三：私の見た PC 建築の歴史，プレストレストコンクリート，Vol.51, No.1, pp.46-51, 2009
- 5) 坂田弘安，久保山寛之，杉山智昭，池澤誠，和田章，松崎育弘，町田重美，中野清司：PC 圧着関節を用いた損傷制御架構の柱梁接合部せん断性状に関する実験研究，日本建築学会構造系論文集，Vol.70, No.588, pp.141-147, 2005
- 6) Menegotto, M. and Pinto, P. E.: Method of Analysis for Cyclically Loaded R.C. Plane Frames Including Changes in Geometry and Non-Elastic Behavior of Elements under Combined Normal Force and Bending, Proc. of LABSE Symposium on Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well Defined Repeated Loads, Vol.13, pp.15-22, 1973.