

論文 アンボンドより線および混合より線を用いた PC 部材のひび割れ性状に関する研究

南 尚孝^{*1}・市岡 有香子^{*1}・河野 進^{*2}・西山峰広^{*2}

要旨：アンボンドより線や混合より線を用いた単純梁の載荷実験を行ったところ，変位計とクラックゲージの値が一致することが確認できた。これを用いて，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¹⁾（以下PRC指針）や鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針（案）・同解説²⁾（以下性能評価型指針）におけるひび割れ幅，ひび割れ本数算定式の妥当性を検討したところ，ひび割れ幅 1 本 1 本の算定は無理だが，ピーク時および残留時のひび割れ幅の合計値は，付着の無い緊張材を有するPRC部材でも予測できることを確認した。また，断面解析からひび割れの残留率を算定する方法を提案した。

キーワード：アンボンド PC 構造，残留変位合計，ひび割れ幅，残留ひび割れ幅

1. はじめに

プレキャスト（以下 PCa）構造は施工の簡単化および低コスト化を実現する構造として広く普及している。緊張材を用いて PCa 部材どうしを一体化する PCa プレストレスト（以下 PC）構造は，上記の利点に加え，圧着目地部の開閉に変形を集中させることで他の部材を無損傷に留めることができ，また PC 部材が復元力を生じるため，残留変形を抑制することができる。また PC 緊張材をアンボンドとすることで施工性も改善され，施工不良も起こりにくくなる事が期待される。ただしこの構造は履歴によるエネルギー消費が小さく，鉄筋コンクリート（以下 RC）構造に比べて応答が大きくなってしまいう傾向がある。この問題を解決するため本研究室では混合より線の使用を提案してきた。

しかし，ボンド PC 部材における曲げひび割れの数と幅に関する検討はなされているものの，アンボンド PRC 部材のひび割れ挙動に関する研究はあまりなされていない。今回の研究では，混合より線を断面下部に直線配置した単純梁試験体を用いて，正方向漸増繰返し載荷実験を行い，そのひび割れ幅，ひび割れ本数，残留ひ

び割れ幅を確認した。また，既存のひび割れ幅，ひび割れ本数算定法の妥当性を検討し，アンボンド PRC 部材にも適用できるかを検討した。

2. 実験概要

2.1 試験体

図 - 1 に試験体詳細を示す。主筋および PC 鋼材以外の仕様は 4 体とも共通であり，梁断面 210 × 310mm，ピン支点間距離 1900mm，曲げモーメント一定区間 500mm の単純梁形式の試験体を用いた。表 - 1 に実験変数を，図 - 2 にそれぞれの試験体の断面詳細を，表 - 2，3 にコンクリートと鉄筋の材料特性を示す。実験変数はより線の種類である。各試験体は終局曲げ耐力が等しくなるよう設計したが，コンクリート強度が予想と大きく異なったため，表 - 1 に示すように終局曲げ耐力は 4 体でかなり異なっている。

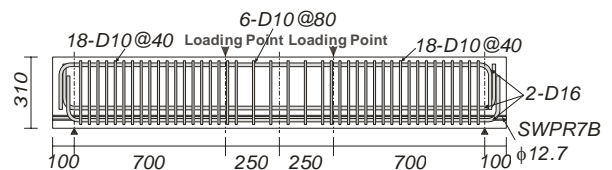


図 - 1 試験体詳細 (PRC 試験体) (Unit:mm)

*1 京都大学 大学院工学研究科 (正会員)

*2 京都大学 大学院工学研究科 工博 (正会員)

表 - 1 実験変数

試験体	構造種類	上端主筋	下端主筋	P_e (kN)	M_u (kN·m)	せん断補強筋	せん断補強筋比
RC	純RC	2-D22	2-D22	-	66.4	等曲げ区間 6-D10@80	等曲げ区間 0.85%
PRC	PRC	2-D16	4-D16, 2-SWPR7B ϕ 12.7	114	115.0		
GCS	GCS	2-D10	2-GCS-U	114	131.9	せん断力一定区間 36-D10@40	せん断力一定区間 1.7%
PC	純PC	2-D16	2-SWPR7B ϕ 15.2	175	86.6		

P_e : より線1本あたり初期導入PC力 M_u : 終局曲げ耐力

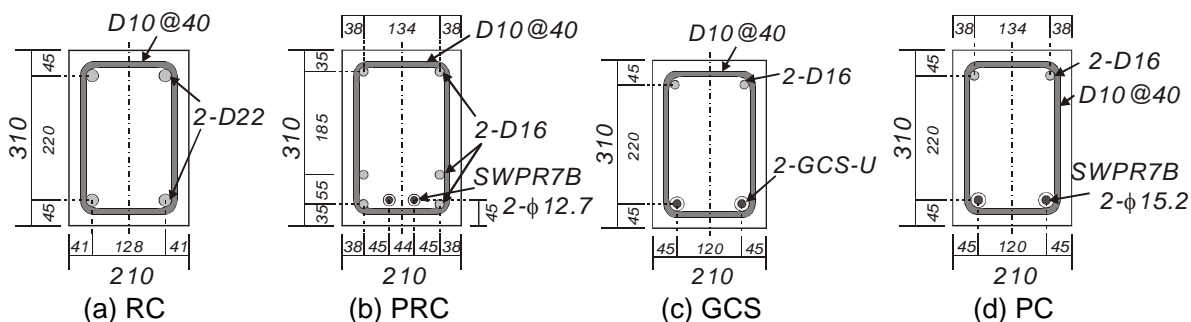


図 - 2 梁断面詳細 (単位: mm)

表 - 2 コンクリートの材料特性

圧縮強度(MPa)	曲げ引張強度(MPa)	弾性係数(GPa)
51.8	4.32	28.4

表 - 3 鋼材の材料特性

鋼材種類		降伏強度 MPa	引張強度 MPa	弾性係数 GPa
せん断補強筋	D10	370	510	191
圧縮・引張主筋	D16	334	488	190
	D22	393	578	186
GCS-U 外周素線	12- ϕ 5.6	540	604	190
GCS-U 中心素線	SWPR7B ϕ 12.7	1773	2715	193
普通より線 (PRC)	SWPR7B ϕ 12.7	1774	2718	191
普通より線 (PC)	SWPR7B ϕ 15.2	1774	2718	191

= 1.0%, 2.0% で各 2 サイクルの片側繰り返し載荷を行った。PC 力を導入する試験体では、曲げひび割れ発生前で荷重を反転後、 $\delta = 0$ mm となったときの荷重を除荷時の最低荷重として以降の載荷を行った。

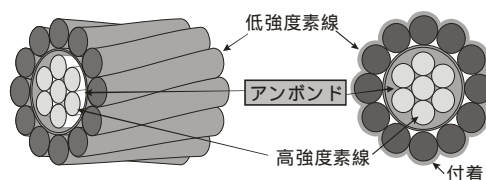


図 - 3 GCS-U

2.2 GCS-U

図 - 3 に試験体 GCS の緊張材である、混合より線を示す。混合より線の概要は文献 3) を参照のこと。GCS-U は、中央の高強度素線がアンボンドで、周りの低強度素線に付着を持たせることでエネルギー吸収能力を付与することを狙ったより線である。

2.3 載荷装置と載荷履歴

載荷装置を図 - 4 に、変位計設置位置を図 - 5 に示す。載荷は 2000kN 万能試験機によって行った。載荷は梁中央に鉛直に取り付けた変位計による変位制御とし、ひび割れ発生前に 1 サイクル、ひび割れ発生後、引張鉄筋降伏前・降伏後、 δ/L (δ : 鉛直たわみ, L : ピン支持間距離)

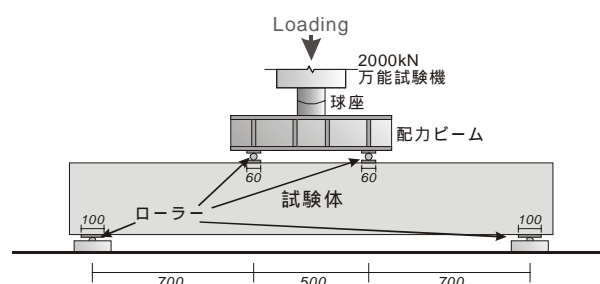


図 - 4 単純梁試験体載荷装置 (Unit:mm)

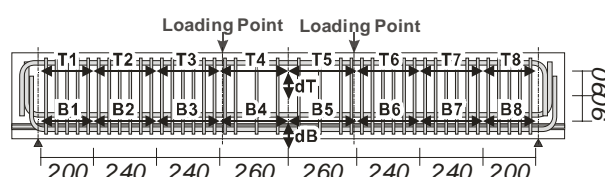


図 - 5 変位計設置位置 (PRC)(Unit: mm)

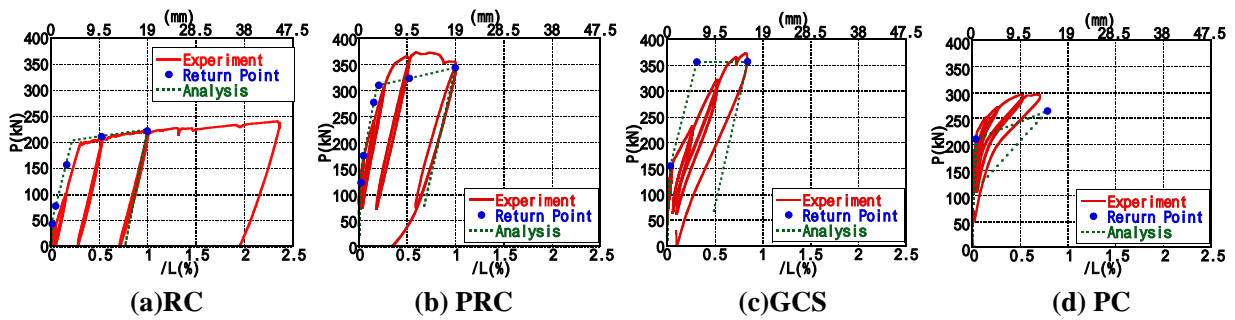


図 - 6 P - δ/L 関係，荷重反転位置，残留変形解析結果

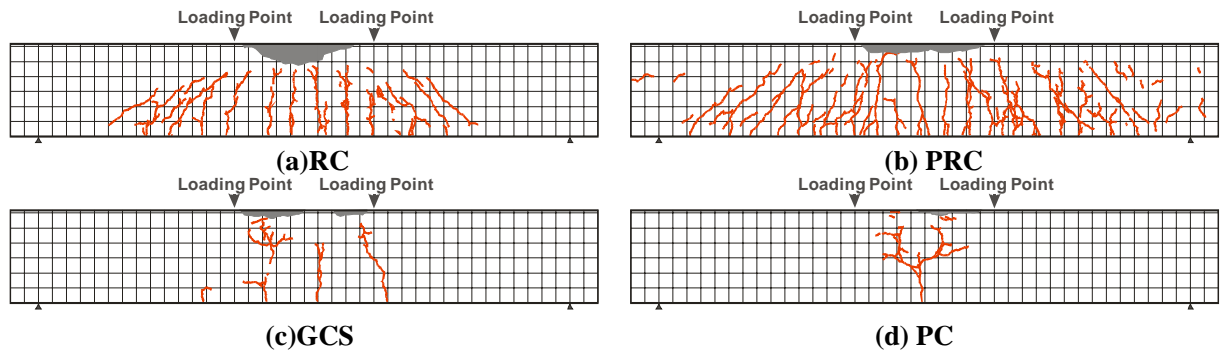


図 - 7 載荷終了時のひび割れ状況

3. 実験結果

3.1 履歴復元力特性

図 - 6 に P (荷重) - δ/L 関係を示す。試験体 RC は非常に大きな残留変位を示し，PRC，GCS，PC とともに残留変形は小さく抑えられた。しかし PRC と GCS を比べると，同等の性状を持つように設計したものの，履歴性状は大きく異なる結果となった。この原因として，より線は異形鉄筋と比べ付着が悪いため，GCS-U 周囲の低強度素線が降伏しなかったことが挙げられる。また，RC，PRC は大きなエネルギー吸収能力を示したが，GCS，PC はエネルギー吸収の小さい，アンボンド部材特有の履歴ループを描いた。

3.2 載荷終了時損傷性状

図 - 7 に載荷終了時の損傷状況を示す。曲げひび割れ状況は試験体によって大きく異なり，引張鉄筋に付着のある RC，PRC は非常に多くの曲げひび割れが発生し，低強度素線の付着が悪い GCS や，付着のない PC は，ひび割れ本数が少なく変形が集中するというアンボンド特有の現象が見られた。終局時の圧壊に関しては，RC，PRC の圧壊面積が他の 2 体より広くあらわれた。

3.3 ひび割れ本数

PRC 指針の平均ひび割れ間隔算定式は，

$$l_{av} = 2(c + s/10) + k\phi / p_e \quad (1)$$

ここに， l_{av} ：平均ひび割れ間隔， c ：引張鉄筋の平均かぶり厚さ， s ：鉄筋の中心間隔， k ：梁の場合 $k = 0.1$ ， ϕ ：鉄筋の直径， $p_e = a_t / A_{ce}$ ， a_t ：引張鉄筋の断面積， A_{ce} ：コンクリートの有効引張断面積（鉄筋の重心とその重心が一致する引張側コンクリートの断面積）。ただし，式 (1) は付着を考慮しているため PC には適用できない。PRC における ϕ は上下引張鉄筋の直径の和とし， A_{ce} は 4 本の引張鉄筋の重心とその重心が一致するコンクリート断面積とした。また，GCS における ϕ は GCS-U の直径 (=27mm) をとり， a_t は ϕ を直径とする円の面積とした。

この l_{av} で等曲げ区間のスパンを除いて，等曲げ区間におけるひび割れ本数を算出した。表 -

表 - 5 等曲げ区間におけるひび割れ本数

	実際のひび割れ本数	計算値によるひび割れ本数
RC	8	3.6
GCS	2	2.9
PRC	4	2.7
PC	1	-

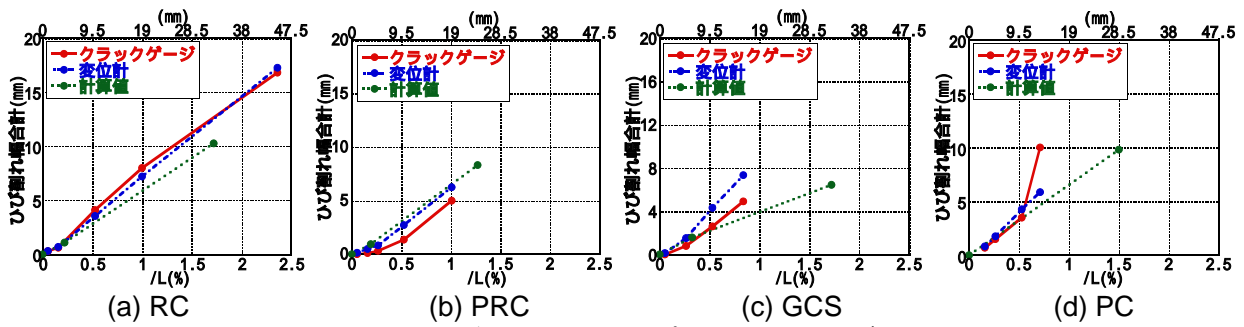


図 - 8 等曲げ区間におけるピーク時合計ひび割れ幅

5で実験値と、PRC 指針の算定値を比較した。PRC、GCS は誤差が 1 本程度で、ある程度一致したが、RC は計算値が実験値の半分以下と大きく下回った。これは試験体のせん断補強筋が多く、付着が良かったからであると考えられる。

3.4 ピーク時における合計ひび割れ幅

図 - 8 に 1 サイクル目の等曲げ区間におけるピーク時合計ひび割れ幅のグラフを示す。クラックゲージは、主筋位置で計測したひび割れ幅の等曲げ区間における合計である。ただし、RC は計測した 4 本のひび割れ幅を平均した平均ひび割れ幅に等曲げ区間の実ひび割れ本数 8 本を乗じた値である。変位計は、図 - 5 の等曲げ区間変位を測定した変位計 B4、B5 および T4、T5 で得られた値から主筋位置での変位を求めた値である。計算値は、PRC 指針のひび割れ算定式、

$$w_{av} = l_{av} \times \epsilon_t \cdot \alpha_v \quad (2)$$

を用いて、引張鉄筋降伏時、終局時のひび割れ幅を計算したものである。ここに、 w_{av} ：平均ひび割れ幅、 l_{av} ：平均ひび割れ間隔、 $\epsilon_t \cdot \alpha_v$ ：平均鉄筋歪。本解析では、 l_{av} に等曲げ区間の長さ、 $\epsilon_t \cdot \alpha_v$ に断面解析から得られた引張鉄筋歪、およ

び低強度素線歪を代入することで、等曲げ区間におけるピーク時合計ひび割れ幅を算定した。

PC はひび割れが 1 本に集中し、せん断スパンのひび割れ分クラックゲージが変位計の値を上回ったが、全体的にクラックゲージと変位計の値は、PC を省けば最大誤差 2mm 程度でよく一致したため、以降では変位計の値を実験値として考察する。RC、PRC、PC の計算値は実験値と最大誤差 3mm 程度でよく合致したが、GCS に関しては実験値が計算値の倍以上となった。これは GCS-U の低強度素線の付着が悪いため、ひび割れ幅が大きめにでたからであると考えられる。

そこで次は、性能評価型指針のひび割れ幅算定式による値と比較した。結果を図 - 9 に示す。ただし、こちらは等曲げ区間ではなく、全部材における合計ひび割れ幅を対象としており、変位は先程と同様に、図 - 5 の変位計 T1 ~ T8 と B1 ~ B8 より主筋位置での変位を求めた。計算値は性能評価型指針のひび割れ幅算定式、

$$\Sigma W_f = R_f (D - x_n) \quad (3)$$

を用いて、引張鉄筋降伏時、終局状態のひび割れ幅を計算した値である。ここに、 ΣW_f ：曲げ

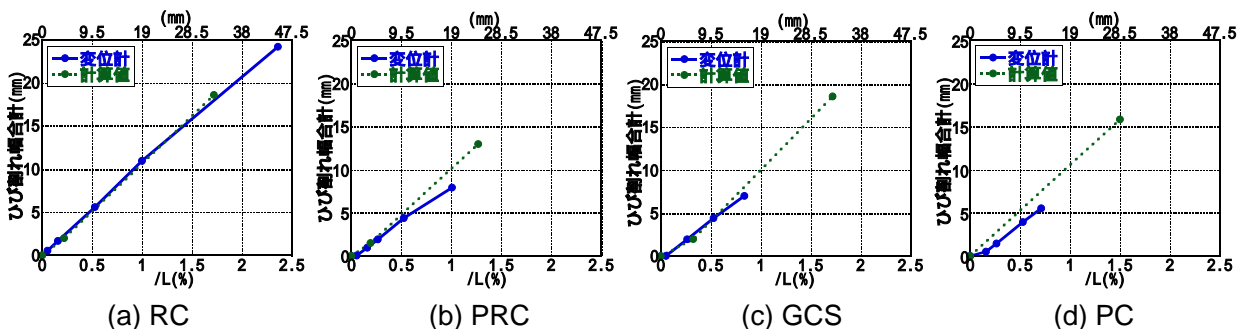


図 - 9 全部材長におけるピーク時合計ひび割れ幅

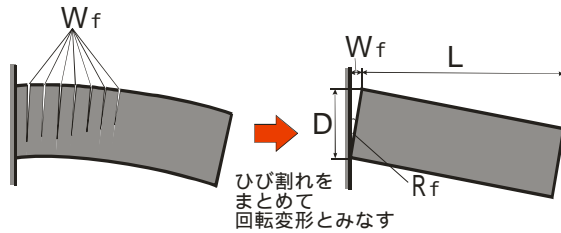


図 - 10 合計ひび割れ幅算定式仮定

ひび割れ幅の合計， R_f ：曲げひび割れによる変形角， D ：梁の全せい， x_n ：断面の圧縮縁から中立軸位置までの距離である。式(3)は図 - 10 に示す仮定から得られたもので，本解析では試験体の半分を片持ち梁とみなして適応させた。モーメント分布は片持ち梁のように線形にはならないが，式(3)は剛体を仮定しているため，そのまま用いてもよいとした。本解析では， R_f は δ/L を， x_n は断面解析から求めた値を用いた。

その結果，全ての試験体で計算値は最大誤差 2mm 程度で変位計の値を非常に精度良く予測できた。よって，PRC 指針より，引張鉄筋や緊張材の付着のよし悪しにかかわらず，剛体を仮定して幾何学的にひび割れ幅を求められる性能評価型指針の算定式を用いるほうが良いと言える。

3.5 ひび割れ残留率

実際に建物のひび割れ性能を評価するためには残留ひび割れ幅を算定する必要がある。性能評価型指針では残留率は一律 0.5 とされているが，信頼性が低い。3.4 項で述べたように，性能評価型指針のひび割れ幅算定式では，変位 δ から部材回転角 R_f を算定して評価し，実験値と合致したため，変位残留率とひび割れ残留率には相関関係があると言える。本研究では断面解析を行い，変位残留率を算定してひび割れ残留率を評価した。以下にその手法を示す。

・通常の断面解析

コンクリート強度は崎野式を用いて拘束効果を考慮し，終局時歪は 0.35% とした。応力分布は，下端鉄筋降伏時は三角形分布，終局時は ACI 応力ブロックとした。鉄筋はバイリニア，アンボンド PC 鋼材の応力は式

$$\sigma_{pu} = 0.75\sigma_{pe} + 0.25\sigma_{py} \quad (4)$$

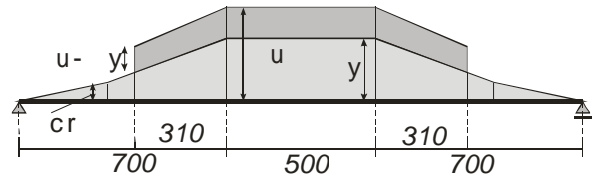


図 - 11 終局時曲率分布 (単位：mm)

より算出した。変位は図 - 11 のように曲率分布を仮定して算出し，塑性ヒンジ長さは梁せい (310mm) とした。ただし， ϕ_{cr} ：ひび割れ発生時の曲率， ϕ_y ：下端鉄筋降伏時の曲率， ϕ_u ：終局時の曲率(いずれも断面解析より算出)とする。

・残留時の断面

残留は，(1)実験時最大経験変位から，(2)終局時から，の 2 点で求めた。コンクリートは拘束効果を考慮すると図 - 12 に示す崎野モデルのようになるが，簡単のため崎野式のピーク点 (ϵ_{cp} , σ_{cp}) を折れ点とするバイリニアとした。実験時最大経験変位時は ACI 応力ブロック，ただしコンクリートの圧縮縁ひずみが 0.15% 未満となる場合は三角形分布 (E_c はピーク点 (ϵ_{cp} , σ_{cp}) と原点を結んで算出した E_{c2} を使用) とし，除荷時の応力分布はバイリニア仮定より図 - 13 の推移を仮定した。除荷時のひずみはバイリニアの応力 - ひずみ曲線に従って算出した。ただし PC 試験

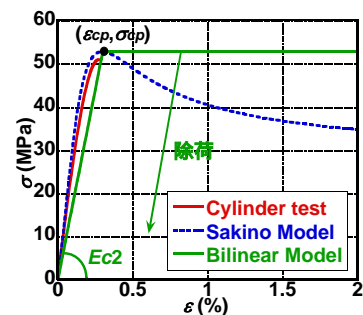


図 - 12 コンクリートのバイリニア仮定

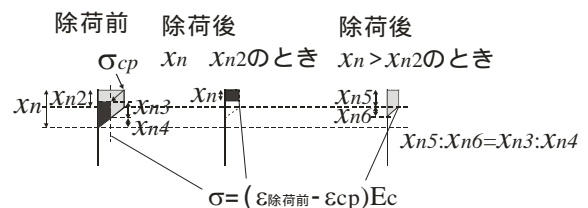


図 - 13 コンクリート除荷時応力分布仮定

表 - 6 実験時最大経験変位時の変位残留率
(計算値)とひび割れ残留率(実測値)

	計算値			実測値
	終局時 変位 (mm)	残留 変位 (mm)	変位残留率 (%)	ひび割れ残留率 (%)
RC	19.0	14.6	76.9	82.1
PRC	19.0	12.8	67.5	58.0
GCS	16.0	9.4	59.0	19.4
PC	15.0	0.4	2.7	5.0

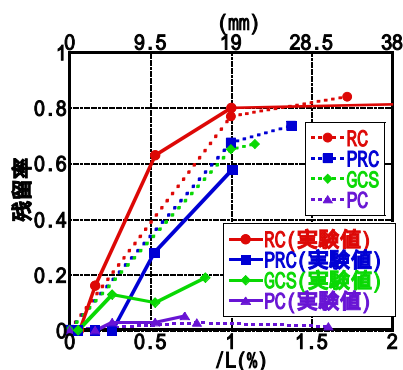


図 - 14 残留率 - 変位関係

体のみ，除荷時の変位は値が収束しないため初期剛性に除荷時の荷重を乗じて求めた。

解析結果は図 - 6 の破線で示す。GCS と PC は実験と解析で隔たりがある。これは，GCS はより線の付着劣化によって残留は小さくなり，低強度素線の降伏が遅れたため実験値の剛性は計算値よりも低くなったと考えられる。PC は(4)式を用いたより線の予想応力の見積もりが低かったためであると考えられる。本研究では変位残留率のみを考察するためそのまま用いた。

比較のため表 - 6 に，実験時最大経験変位時における断面解析から得られた残留率とひび割れ残留率の実測値を示す。また，図 - 14 は，実線が実際のひび割れ残留率，破線が断面解析より得られた変位残留率のグラフである。

RC, PRC, PC の変位残留率はひび割れ残留率と誤差 10% 以内でよく合致した。しかし，GCS に関しては，変位残留率がひび割れ残留率の約 3 倍の値となった。今後 GCS-U の付着劣化に関する検討も必要となるだろう。

4. 結論

以下に本研究の結論を示す。

- (1) ピーク時合計ひび割れ幅の実測値と変位計の値は最大誤差 2mm 程度でよく合致した。性能評価型指針のひび割れ幅算定式を用いてピーク時合計ひび割れ幅を求めたところ，全ての試験体において最大誤差 2mm 程度で予測することができた。アンボンド PRC 部材のひび割れ幅算定には，鉄筋および緊張材の歪を考慮しなければならない PRC 指針より，幾何学的に算定できる性能評価型指針の算定式を用いるほうが良いと考えられる。
- (2) PRC 指針の算定式によって求められた等曲げ区間のひび割れ本数と比べると，RC は算定値の倍以上になったものの，PRC, GCS は誤差 1 本程度でよく合致した。
- (3) 残留ひび割れ幅を算定するために，断面解析より変位残留率を求める方法を提案し，ひび割れ残留率と関連付けた。この解析によって，RC, PRC, PC の残留率は誤差 10% 以内に予測することができた。しかし，GCS の予想残留率は実験値の 3 倍以上と大きな値を示した。

謝辞

本研究は，国土交通省建設技術開発費補助金（研究代表者・渡邊史夫）および文部科学省科学研究費（課題番号・16360276，研究代表者・田中仁史）を用いて行なわれたものです。また本研究の一部は，東京工業大学建築物物理研究センターとの共同研究です。実験に際しては，高周波熱錬株式会社および電気化学工業株式会社から資材の提供を受けました。ここに謝意を表します。

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
- 2) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針(案)・同解説，2004
- 3) 渡邊有香子ほか：混合より線を用いたPCaPC梁の力学的性状に関する研究，コンクリート工学年次論文報告集 Vol. 27, No. 2, pp.571-576, 2005