# 論文　圧縮縁応力を変数とした高応力低サイクル疲労試験によるPRC造梁の損傷評価

浜田　公也[*1]・福井　剛[*2]・渡邊一弘[*3]・西山　峰広[*4]

**要旨**：PC 鋼より線と鉄筋が混在したプレストレスト鉄筋コンクリート(PRC)造梁部材の損傷限界耐力を算定する際に適切なコンクリート圧縮応力度を探ることを目的に，圧縮側のコンクリートに作用する縁応力度の大きさおよび PC 鋼材量と鉄筋量の比率を変化させた試験体を用いて静的載荷実験および高応力低サイクル疲労実験を行った。実験結果から，繰り返し回数と剛性低下の関係，最大残留ひび割れ幅，最大残留変位およびコンクリートの損傷状態について調べ，PRC 造梁部材の損傷限界耐力の評価に，コンクリートの高応力低サイクル疲労を考慮しても，コンクリートの圧縮強度 $\sigma_B$ の 80%を用いればよいことを示した。

**キーワード**：PRC，プレキャスト，プレストレス，動的載荷，損傷限界耐力，曲げ強度，梁

## 1. はじめに

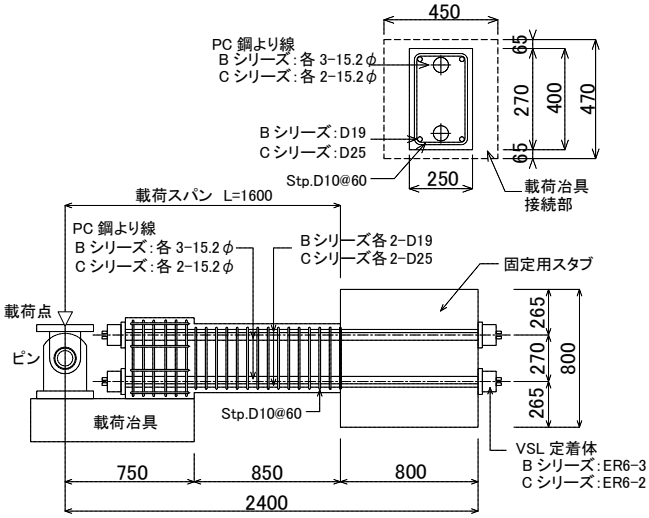
フルプレストレッシングおよびパーシャルプレストレッシング，プレストレスト鉄筋コンクリート（PRC）は，曲げひび割れ幅やたわみを制御する目的で緊張材によってプレストレスが導入された鉄筋コンクリートと元来定義され，長期荷重に対する断面引張縁の応力の大きさ，あるいは，曲げひび割れを許容するかどうか，によって分類されている。一方，耐震設計の観点からは，危険断面に PC 鋼材のみ，あるいは，PC 鋼材と普通強度鉄筋が配置されている部材であり，PC や PRC の区別なく，地震時の挙動，すなわち，履歴復元力特性によって評価されている。特に，地震後の損傷が評価される損傷限界状態では，コンクリートの短期許容圧縮応力度を用いて算定するほかに，いくつかの条件の下で，短期許容圧縮応力度よりも大きな応力を用いて算定できることが示されている[1)]。しかし，地震時の繰返し荷重を想定した場合，コンクリートの高応力低サイクル疲労に対しての損傷を評価するための部材レベルでの実験データがほとんどない。

既報[2)]では，危険断面(柱面)位置に PC 鋼より線のみが配線されたプレキャストプレストレストコンクリート(PCaPC)造の梁部材を対象に，コンクリートの圧縮応力度を圧縮強度 $\sigma_B$ の 80～90%とすれば，損傷限界耐力を適切に評価できることを示した。本報告はこれに続くもので，PC 鋼より線と鉄筋が混在したプレストレスト鉄筋コンクリート(PRC)造の梁部材を対象に，圧縮側のコンクリートに作用する縁応力度の大きさ，および PC 鋼材が曲げ強度に寄与する割合である PC 寄与率を実験変数とした静的載荷実験，および高応力低サイクル疲労試験（動的載荷実験）を行い，剛性低下の程度，最大残留ひび割れ幅，最大残留変位およびコンクリートの損傷状態を調べ，損傷限界耐力計算に用いる適切なコンクリートの圧縮応力度の値について検討した結果を報告するものである。

## 2. 実験概要

### 2.1 試験体の概要

試験体を**図－1**に示す。形状寸法は既報[2)]と同じであるが，危険断面には PC 鋼材と鉄筋が配置されている。梁部と固定用スタブは一体としてコンクリートを打設し，コンクリートの硬化後，PC 鋼より線の規格降伏点強度 Py に対応する荷重の 80%を目標として緊張力を導入し，シース内にグラウトを注入した。載荷スパンは 1600mm，シアスパン比は 1600/400=4.0 で，既報[2)]と同じである。




**図－1　試験体の形状**

*1 株式会社ピーエス三菱　建築本部設計部　部長　博士(工学)　(正会員)
*2 株式会社ピーエス三菱　技術本部技術部　グループリーダー　博士(工学)　(正会員)
*3 株式会社ピーエス三菱　技術本部技術部　部長　工修　(正会員)
*4 京都大学大学院　工学研究科建築学専攻　教授　博士(工学)　(正会員)

表－１　試験体一覧

| 試験体記号 | PC鋼より線 | 主筋 | PC寄与率 | 載荷種別 | 縁応力度 | 導入プレストレス力 Pe |
|---|---|---|---|---|---|---|
| B-ST08 | 3-15.2φ 鋼材係数 0.194 | 2-D19 鉄筋係数 0.058 | 0.76 | 静的 | － | 990 (9.9) |
| B-DY08 | | | | 動的 | 0.8σB | 980 (9.8) |
| B-DY09 | | | | | 0.9σB | 955 (9.6) |
| C-ST08 | 2-15.2φ 鋼材係数 0.130 | 2-D25 鉄筋係数 0.115 | 0.51 | 静的 | － | 686 (6.7) |
| C-DY08 | | | | 動的 | 0.8σB | 678 (6.8) |

共通事項　横補強筋は D10-□@60 (pw=0.95%, SD295A)　kN (N/mm$^2$)

PC寄与率:PC鋼より線による曲げ強度／全鋼材による曲げ強度

表－２　コンクリート，PC グラウトの材料特性

| 材料 | 圧縮強度 (N/mm$^2$) | 割裂強度 (N/mm$^2$) | 弾性係数 (kN/mm$^2$) |
|---|---|---|---|
| コンクリート | 47.7 | 3.38 | 31.1 |
| PCグラウト | 55.4 | － | 15.6 |

弾性係数は 1/3圧縮強度時の割線剛性

表－３　PC 鋼より線，鉄筋の材料特性

| 材料 | 降伏強度 (N/mm$^2$) | 弾性係数 (kN/mm$^2$) |
|---|---|---|
| PC鋼より線 (SWPR7B) | 1824 ※ | 196 |
| 主筋 D19 (SD345) | 383 | 187 |
| 主筋 D25 (SD390) | 438 | 192 |
| 横補強筋 (SD295A) | 353 | 183 |

※ 0.2%永久伸びに対する応力度

試験体の種類を**表－１**に示す。試験体記号の B は PC 寄与率が 0.76，C は 0.51 のシリーズを表す。ST は静的載荷，DY は動的載荷，08 および 09 は危険断面におけるコンクリートの圧縮縁に作用させる応力度の指標で，コンクリート圧縮強度の目標値 $\sigma_B$＝45N/mm$^2$ に対する割合(08 は 80%，09 は 90%)を表す。ここで，PC 寄与率は全体の曲げ強度に対する PC 鋼材による曲げ強度の割合をいう。なお，PC 鋼より線のひずみゲージから得られた載荷直前の導入プレストレス力 Pe および平均圧縮応力度も示している。コンクリート，PC グラウトの材料特性を**表－２**，PC 鋼より線，鉄筋の材料特性を**表－３**に示す。

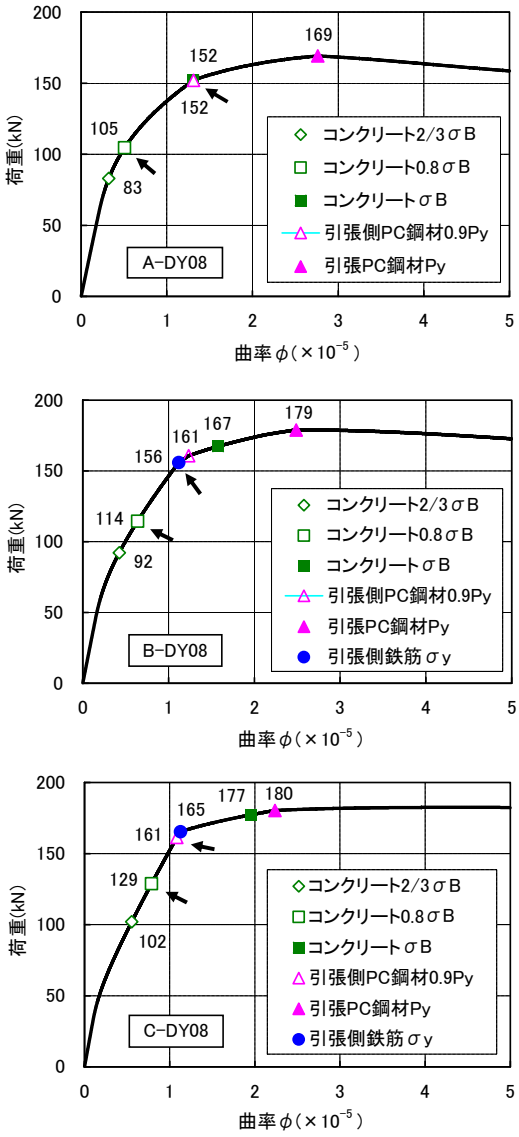
### 2.2 試験体の予測耐力

試験体は，コンクリートの圧縮縁に作用する応力度が 45N/mm$^2$ に達するまでは，主筋および PC 鋼より線が短期許容応力度 σy および 0.9Py に達しないように計画した。本報告の試験体 B-DY08，C-DY08 および既報[2)]の PC 寄与率 1.0 の試験体 A-DY08 について，ファイバー法でM－φ関係を求め，Mを載荷スパンで除した荷重で表現し**図－２**に示す。計算に用いた材料のσ－ε関係は，**図－３**に示すように，鉄筋はσy を折れ点としたバイリニアモデル，PC 鋼より線は 0.9Py と Py を折れ点としたトリリニアモデル，コンクリートは横拘束を考慮しない NewRC モデル[3)]とした。なお，σy，Es，Py，Ep，Ec は材料試験から得られた平均値を，導入プレストレス力は**表－１**の値を，$\sigma_B$ は目標値の 45N/mm$^2$ を用いた。

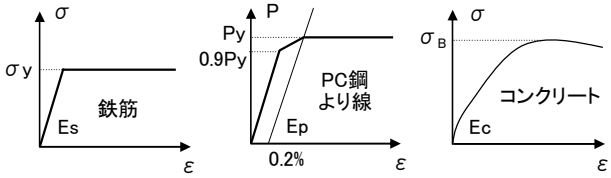
引張鉄筋あるいは PC 鋼より線がσy あるいは 0.9Py に達する荷重に対して，コンクリートの圧縮応力が 0.8$\sigma_B$ に達する時の荷重の割合は，A-DY08 は 105/152=0.69，B-DY08 は 114/156=0.73，C-DY08 は 129/161=0.80 となった。図示していないが同様に求めると既報[2)]の A-DY09 は 112/152=0.74，A-DY10 は 151/152=0.99，B-DY09 は 142/155=0.92 であった。また，Pe は A-DY08 では 1300 kN，A-DY09 では 1297 kN，A-DY10 では 1301 kN であり，平均圧縮応力度は 3 体とも 13.0 N/mm$^2$ であった。

### 2.3 載荷方法

載荷方法は，静的載荷，動的載荷とも既報[2)]と同様であり，本報告では省略する。




図－２　荷重(M/載荷スパン)－曲率φ関係

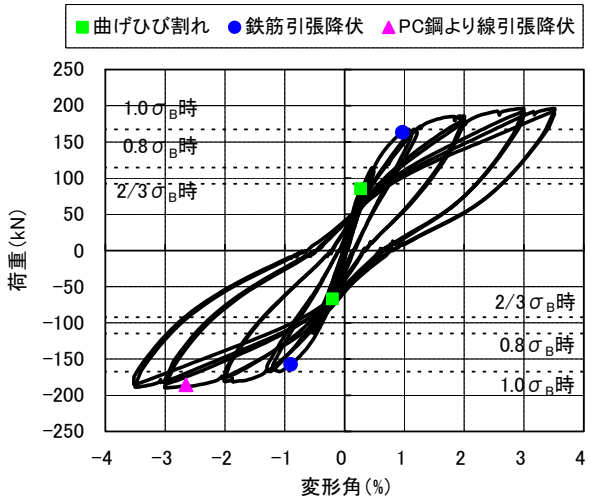



図－３　M－φ関係の計算に用いた材料のσ－ε関係

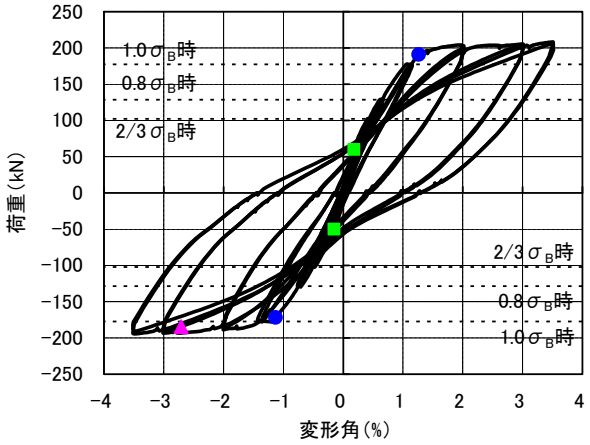
## 3. 実験結果

### 3.1 静的載荷実験結果（試験体：B-ST08，C-ST08）

静的載荷を行った試験体B-ST08およびC-ST08について，荷重－変形関係を**図－４**および**図－５**に示す。図中には M－φ解析から求めたコンクリートの圧縮縁応力度が $2/3\sigma_B$，$0.8\sigma_B$，$1.0\sigma_B$ 時の荷重を点線で示しており，曲げひび割れが目視で観察された荷重を■，鉄筋が引張降伏した時の荷重を●，PC 鋼より線が引張降伏した荷重を▲で示している。なお，正荷重側における PC 鋼より線降伏時の荷重は，ひずみの測定に不備があったため確認できなかった。




図－４　荷重変形角関係（B-ST08）




図－５　荷重変形角関係（C-ST08）

両試験体とも，鉄筋の降伏点や PC 鋼より線の降伏点の 90%に達する荷重よりも，先にコンクリートの圧縮縁応力度が $0.8\sigma_B$ に達するように計画されており，曲げひび割れが発生してからもプレストレス力の影響で剛性の低下は小さく，荷重の増加とともに曲げひび割れが進展・増加し徐々に剛性の低下が大きくなっている。その後，コンクリート圧壊の発生・進展とともに鉄筋が降伏し，さらに変形角が増加しPC鋼より線が降伏している。既報[2)]の静的載荷実験結果も含め，PC 寄与率が大きいほど S 字型の履歴性状を示しており，PC 造の一般的な荷重－変形関係の特徴をよく表している。

圧縮縁応力度が $2/3\sigma_B$ 時，$0.8\sigma_B$ 時，$1.0\sigma_B$ 時における梁部材の最大ひび割れ幅，除荷時における残留ひび割れ幅，残留変位およびコンクリートの損傷状態を**表－４**に示す。なお表中の変形角はそれぞれの圧縮縁応力度に達した時点での変形角の平均値を示している。コンクリートに作用する圧縮応力度が $2/3\sigma_B$ 時および $0.8\sigma_B$ 時については両試験体ともコンクリートの損傷は認められなかったが，$1.0\sigma_B$ 時ではコンクリートに圧壊が認められた。$0.8\sigma_B$ 時に着目すると，除荷時の残留ひび割れ幅は両試験体とも最大0.05mmであった。また，残留変形は0.64mmおよび 0.80mm であり，変形角で表すと 0.64mm/1600mm＝1/2500 および 0.80mm/1600mm＝1/2000 であった。

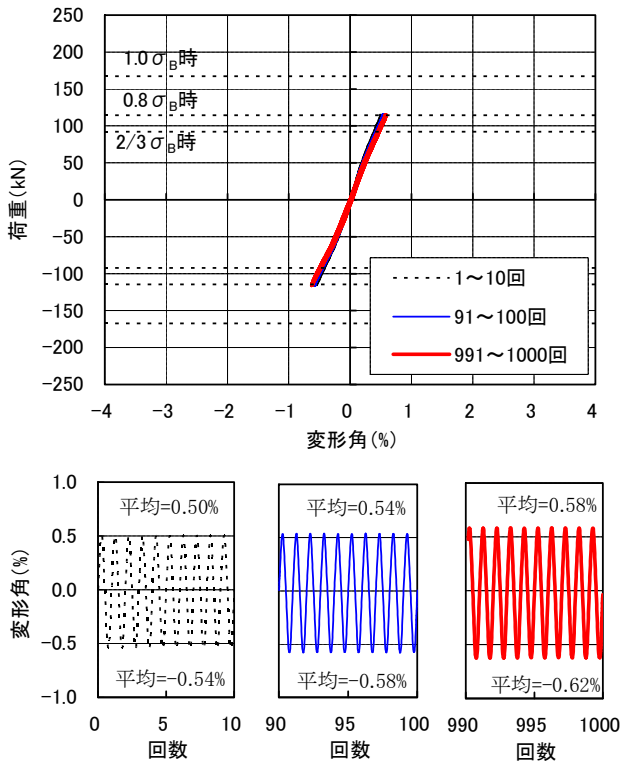
### 3.2 動的載荷実験結果（試験体：B-DY08，B-DY09，C-DY08）

動的載荷を行った試験体 B-DY08，B-DY09 および C-DY08 について，繰り返し回数が 1～10 回，90～100 回，990～1000 回の各範囲を抜粋して，荷重と変形角の関係を**図－６～図－８**に示す。併せて，各範囲における変形角と繰り返し回数の関係を示し，図中に正負の変形角 10 回の平均値を示している。また，動的載荷終了後の損傷状況を**写真－１～写真－３**に示し，さらに，動的載荷終了時の最大残留変位，最大残留ひび割れ幅，コンクリートの損傷状態を**表－５**に示す。

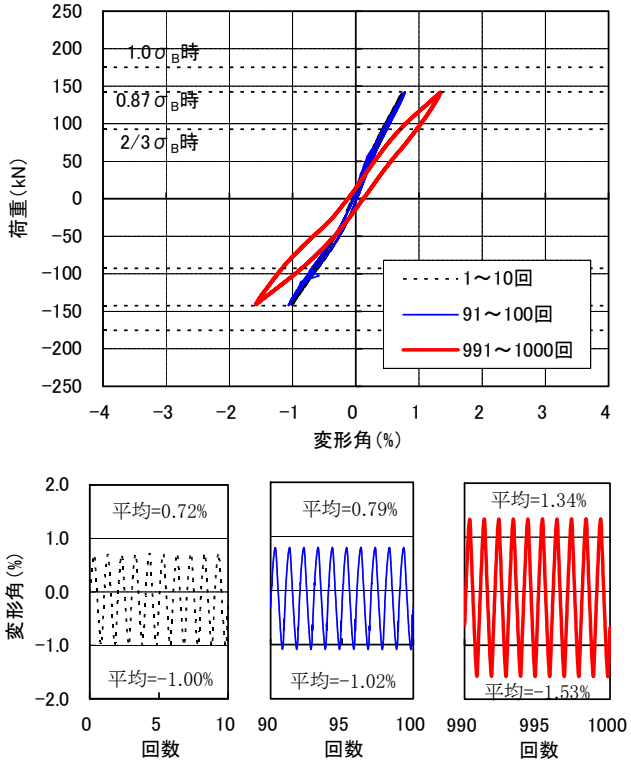
試験体 B-DY08 については，繰り返し回数が 1 回から 1000 回まで，ほとんど変化がない安定した荷重と変形角の関係を示している。変形角と繰り返し回数の関係は，

表－４　静的載荷試験体における最大ひび割れ幅，最大残留ひび割れ幅，残留変位およびコンクリートの損傷状態

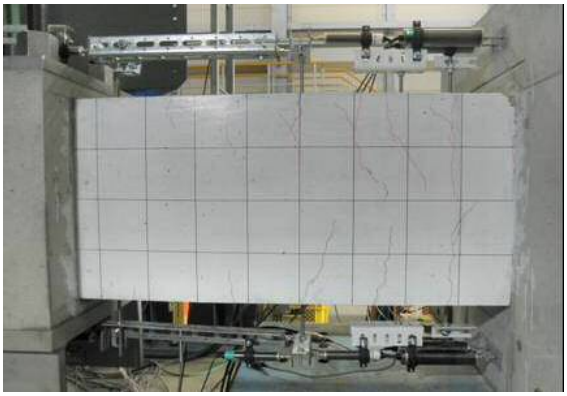
| 試験体記号 | 圧縮縁応力度 | 変形角 | 荷重 (kN) | 最大ひび割れ幅 | 最大残留ひび割れ幅 | 残留変位 | コンクリートの状態 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| B-ST08 | $2/3\sigma_B$ | 0.35% | 92 | 0.10mm | 0.00mm | 0.58mm | 損傷なし |
| | $0.8\sigma_B$ | 0.52% | 115 | 0.30mm | 0.05mm | 0.64mm | 損傷なし |
| | $1.0\sigma_B$ | 1.25% | 167 | 0.80mm | 0.15mm | 2.60mm | 圧壊 |
| C-ST08 | $2/3\sigma_B$ | 0.51% | 102 | 0.20mm | 0.05mm | 0.66mm | 損傷なし |
| | $0.8\sigma_B$ | 0.75% | 129 | 0.32mm | 0.05mm | 0.80mm | 損傷なし |
| | $1.0\sigma_B$ | 1.36% | 177 | 0.83mm | 0.20mm | 2.32mm | 圧縮 |



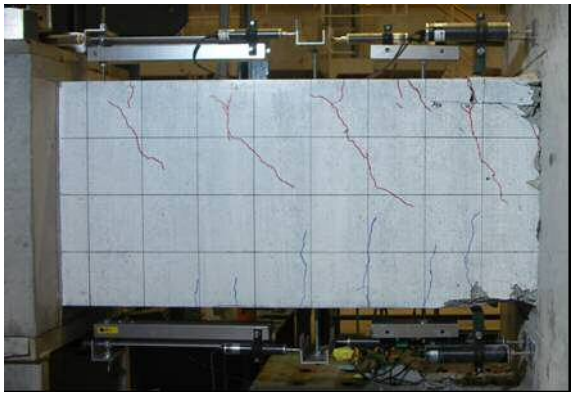

図－６　荷重変形関係 (B-DY08)




図－７　荷重変形関係 (B-DY09)



写真－１　動的載荷終了後の損傷状態 (B-DY08)

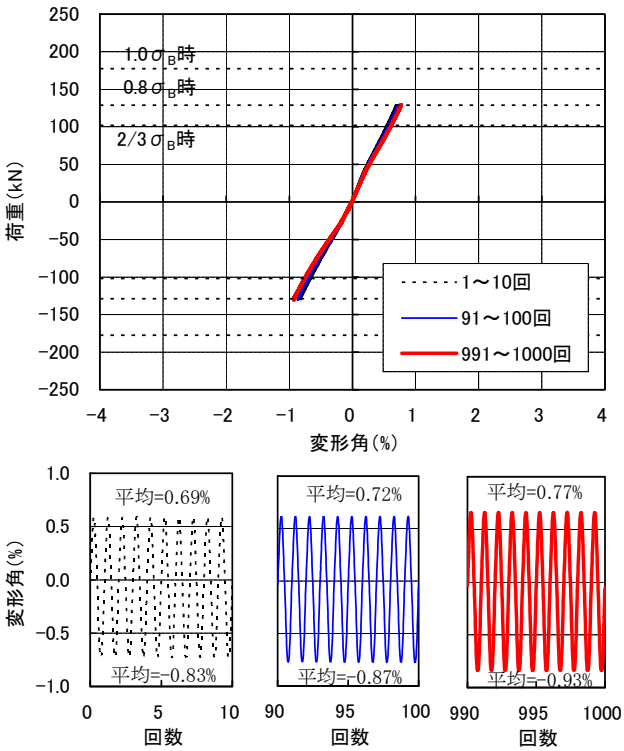


写真－２　動的載荷終了後の損傷状態 (B-DY09)

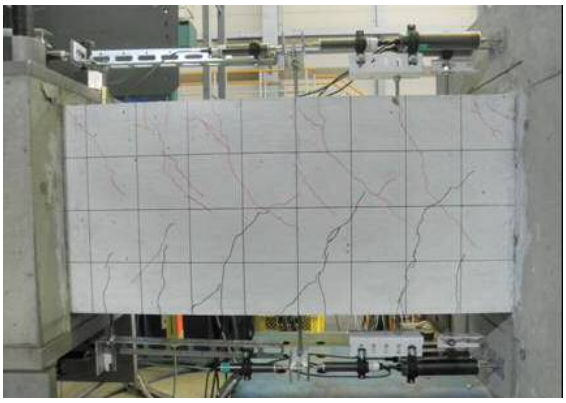
1～10 回の変形角が正負で 0.50～0.56%，90～100 回の変形角が正負で 0.54～0.58%，990～1000 回の変形角が正負で 0.58～0.62%であった。載荷終了後の損傷状態を**写真－１**に示す。載荷時に生じていた曲げひび割れは載荷終了後にはほぼ閉じており，圧縮力に起因するコンクリートの剥落や圧壊については目視では認められなかった。残留変位は 0.44mm 生じており，変形角で表すと 0.44mm/1600mm＝1/3636 であった。

試験体 B-DY09 については，作用させる圧縮縁応力度の目標値は $0.9\sigma_B$ であったが，載荷装置の都合で $0.87\sigma_B$ になった。B -DY08 の荷重－変形関係と較べると，動的載荷前の静的載荷時で若干の剛性低下を生じていたため，最初の繰り返し回数から変形は大きくなっている。さらに，繰り返し回数が 100 回を超え回数を増すにつれてコンクリートに圧壊が発生・進展し，変形が徐々に大きくなっていった。変形角と繰り返し回数の関係は，1～10 回の変形角が正負で 0.72～1.00%，90～100 回の変形角が正負で 0.79～1.02%，990～1000 回の変形角が正負で 1.34～1.58%であった。載荷終了後の損傷状態を写真－２に示す。載荷時に生じていた曲げひび割れの幅は除荷時には最大 0.15mm であった。また，圧縮側のコンクリートは圧壊しており，残留変位は 2.03mm 生じており，変形角で表すと 2.03mm/1600mm＝1/788 であった。

試験体 C-DY08 については，繰り返し回数が 1 回から 1000 回まで，ほとんど変化がない安定した荷重と変形角の関係を示している。変形角と繰り返し回数の関係は，1～10 回の変形角が正負で 0.69～0.83%，90～100 回の変形角が正負で 0.72～0.87%，990～1000 回の変形角が正負




図－８　荷重変形関係 (C-DY08)



写真－３　動的載荷終了後の損傷状態 (C-DY08)

表－５　動的載荷終了後の損傷状態

| 試験体記号 | 残留ひび割れ幅 | 残留変位 | コンクリートの状態 |
|---|---|---|---|
| B-DY08 | 0.00mm | 0.44mm | 損傷なし |
| B-DY09 | 0.15mm | 2.03mm | 圧壊 |
| C-DY08 | 0.05mm | 0.19mm | 損傷なし |

で 0.77～0.93%であった。試験体 B-DY08 と較べて，導入プレストレス力が小さく曲げひび割れが多く発生したため剛性低下が大きく変形も大きくなっている。載荷終了後の損傷状態を**写真－３**に示す。載荷時に曲げひび割れは全長にわたって生じていたが，載荷終了後にはほぼ閉じていた。また，コンクリートの剥落や圧壊については目視では認められなかった。残留変位は 0.19mm であり，変形角で表すと 0.19mm/1600mm＝1/8421 であった。

## 4. 損傷限界耐力

### 4.1 繰り返し回数の影響による剛性低下

動的載荷を行った試験体(B シリーズ:PC 寄与率 0.76, C シリーズ：PC 寄与率 0.51)について，変形角と繰り返し回数の関係から 1 回目および 20，50，100，1000 回目のサイクルでの等価剛性を求め，１回目の等価剛性に対する割合で表した値を**表－６**に，この割合と繰り返し回数の関係を**図－９**に示す。表中および図中には，既報[2] A シリーズ PC 寄与率 1.0 の実験結果も示している。ここで，等価剛性は荷重－変形関係において正負最大荷重時の点を結ぶ直線の勾配として定義した。

試験体 B-DY08 および C-DY08（縁応力度が $0.8\sigma_B$）における剛性低下は，20 回程度まではおよそ 2～3%，50 回程度まではおよそ 4～5%，100 回程度まではおよそ 5～6%であり，動的載荷を終了する 1000 回目では 11～14%となった。試験体 B-DY09（縁応力度が $0.9\sigma_B$）における剛性低下は，50 回程度までは縁応力度 $0.8\sigma_B$ の C-DY08 とほぼ同様であったが，50 回を超えてからは徐々に大きくなり，1000 回目では約 41%であった。

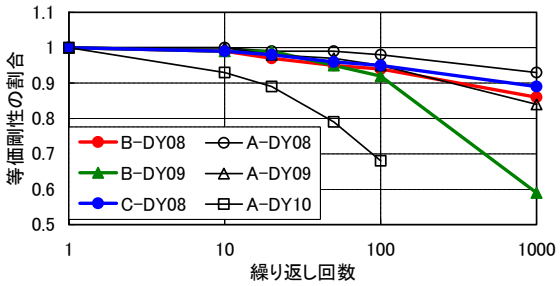
既報[2]の実験結果も含めると，PC 寄与率が 0.5 以上であり縁応力度が $0.8\sigma_B$ 以下であれば，中小地震を想定した等価な繰り返し回数が 100 回[2]以内で 5%程度低下するものの安定した剛性を維持している。さらに，PC 寄与率 1.0 で縁応力度 $0.9\sigma_B$ の試験体 A-DY09 も同様の傾向を示している。

### 4.2 動的載荷後の最大残留変位，最大残留ひび割れ幅，残留変位およびコンクリートの損傷状態

動的載荷を行った 3 体の試験体については，動的載荷終了後に静的載荷を行っている。その結果のうち，動的

表－６　１回目の等価剛性に対する繰り返し回数毎の等価剛性の低下割合

| 試験体記号 | 10回目 | 20回目 | 50回目 | 100回目 | 1000回目 |
|---|---|---|---|---|---|
| A-DY08 | 1.00 | 0.99 | 0.99 | 0.98 | 0.93 |
| A-DY09 | 1.00 | 0.98 | 0.97 | 0.95 | 0.84 |
| A-DY10 | 0.93 | 0.89 | 0.79 | 0.68 | － |
| B-DY08 | 0.99 | 0.97 | 0.95 | 0.94 | 0.86 |
| B-DY09 | 0.99 | 0.99 | 0.95 | 0.92 | 0.59 |
| C-DY08 | 0.99 | 0.98 | 0.96 | 0.95 | 0.89 |




図－９　等価剛性の低下割合

表－７　動的載荷後の静的載荷時におけるひび割れの発生状態，コンクリートの損傷状態および残留変位

| 試験体記号 | 圧縮縁応力度 | 荷重 (kN) | 最大ひび割れ幅 | 最大残留ひび割れ幅 | 残留変位 | コンクリートの状態 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| B-DY08 | 0.8 $\sigma_B$ | 114 | 0.25mm | 0.05mm | 0.49mm | 損傷なし |
| B-DY09 | 0.9 $\sigma_B$ | 142 | 0.55mm | 0.25mm | 2.25mm | 剥落 |
| C-DY08 | 0.8 $\sigma_B$ | 123 | 0.25mm | 0.05mm | 0.46mm | 損傷なし |

載荷時の目標圧縮縁応力度に達した時の最大ひび割れ幅，最大残留ひび割れ幅，残留変位およびコンクリートの損傷状態について**表－７**に示す。

試験体 B-DY08 および C-DY08 (圧縮縁応力度 $0.8\sigma_B$ ) については, 載荷時の最大ひび割れ幅は両者とも 0.25mm, 除荷後の最大残留ひび割れ幅は両者とも 0.05mm，残留変位は 0.49mm と 0.46mm, コンクリートの剥落や圧壊の損傷は両者とも生じていない。試験体が異なるため単純に比較はできないが，静的試験結果 (**表－４**) と較べて大差なく，動的載荷後もほぼ同じ状態を保っている。試験体 B-DY09 (圧縮縁応力度 $0.9\sigma_B$ ) については，動的載荷終了時に圧縮側のコンクリートが剥落しており，最大ひび割れ幅は 0.55mm，最大残留ひび割れ幅は 0.25mm, 残留変位は 2.25mm となっており，同じ PC 寄与率でも上記の B-DY08 と較べると損傷の程度は大きい。

### 4.3 圧縮縁応力度の大きさが損傷状態に及ぼす影響

既報[2)]の試験体も含めて，PC 寄与率，導入プレストレス力によるコンクリート平均圧縮応力度 $\sigma_{Pe}$，引張鉄筋あるいはPC鋼より線が $\sigma y$ あるいは 0.9Py に達する荷重(**図－２**)に対して，コンクリートに作用する圧縮応力度時の荷重(繰り返し荷重)の割合を**表－８**に示す。なお，試験体は曲げ最大耐力および PC 鋼材の量に対する導入プレストレス力の割合がほぼ同じになるように計画されているため，各シリーズで PC 寄与率，$\sigma_{Pe}$ およびひび割れ耐力，目標とする繰り返し荷重が異なっている。

圧縮縁応力度が $0.8\sigma_B$ の試験体を比較すると，剛性低下や損傷の程度にあまり差がない。このことから，荷重の割合が 0.69～0.80 の範囲内では PC 寄与率や $\sigma_{Pe}$ の差による影響は殆ど無いと考えられる。圧縮縁応力度が $0.9\sigma_B$ の試験体を比較すると，剛性低下や損傷の程度に差が生じている。A-DY09 は圧縮縁応力度が $0.8\sigma_B$ の試験体とほぼ同様の損傷状態である。しかし，B-DY09 は繰り返し荷重は同程度であるが $\sigma_{Pe}$ が小さく，より早く曲げひび割れが発生し，繰り返し荷重までの剛性低下が大きくなるため損傷の程度も大きくなると考えられる。

表－８　鋼材の許容応力度時の荷重に対するコンクリートの圧縮応力度時の荷重の割合

| 試験体記号 | PC 寄与率 | $\sigma_{Pe}$ (N/mm$^2$) | 圧縮応力度時の荷重 A (kN) | 許容応力度時の荷重 B (kN) | 荷重の割合 A/B |
|---|---|---|---|---|---|
| A-DY08 | 1.00 | 13.0 | 105 (0.8 $\sigma_B$) | 152 (0.9Py) | 0.69 |
| A-DY09 | | 13.0 | 120 (0.9 $\sigma_B$) | 152 (0.9Py) | 0.74 |
| A-DY10 | | 13.0 | 151 (1.0 $\sigma_B$) | 152 (0.9Py) | 0.99 |
| B-DY08 | 0.76 | 9.8 | 114 (0.8 $\sigma_B$) | 156 ( $\sigma y$) | 0.73 |
| B-DY09 | | 9.6 | 142 (0.9 $\sigma_B$) | 155 ( $\sigma y$) | 0.92 |
| C-DY08 | 0.51 | 6.8 | 129 (0.8 $\sigma_B$) | 161 (0.9Py) | 0.80 |

## 5. まとめ

PRC 造梁の試験体を用いた静的載荷実験および高応力低サイクル疲労試験の結果，および既報[2)]の PCaPC 造梁の実験結果から得られた知見は以下の通りである。

PC 寄与率に関係なくコンクリートに作用する圧縮縁応力度が $0.8\sigma_B$ で，引張鉄筋あるいは PC 鋼より線が $\sigma y$ あるいは 0.9Py に達する荷重に対してコンクリートに作用する圧縮応力度時の荷重の割合が 0.69～0.8 であれば，中小地震を想定した繰り返し回数が 100 回程度[2)]までは、剛性低下は 5～6%，動的載荷終了後の最大残留ひび割れ幅は 0.05mm 以下，コンクリートの損傷は認められず，残留変位は 0.44mm（変形角で 1/3636）以下となっており，損傷限界耐力に達していない状態と評価できる。また，PC 寄与率が 1.0，コンクリートに作用する圧縮縁応力度が $0.9\sigma_B$ で，荷重の割合が 0.74 であれば，上記と同程度の損傷状態と評価できる。これらのことから，コンクリートに作用する圧縮縁応力度，荷重の割合，PC 寄与率が本報告の範囲内であれば，PRC 造および PCaPC 造の梁の損傷限界耐力を適切に評価することができる。


### 謝辞

本研究の実験実施にあたり，傅金華博士(現：日中コンサルタント株式会社, 耐震解析部長)の多大な協力を得ました。ここに感謝致します。


### 参考文献


1) 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・計算例編集委員会：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, pp.4～5，pp.141～144，2009.9
2) 浜田公也，福井剛，渡邊一弘，西山峰広：圧縮縁応力度を変数とした高応力低サイクル疲労試験による PCaPC 梁の損傷評価，コンクリート工学年次論文集, Vol.36，pp.25-30，2014
3) コンファインドコンクリート WG 研究成果報告書, 建設省総合技術開発プロジェクト, 鉄筋コンクリート造建築物の軽量化・超高層化技術の開発，pp.2.1-2.19，1993