

論文 現場打設部を異種強度コンクリートで打ち継いだハーフプレキャスト梁の曲げ設計方法

佐藤 良介*1・小澤 潤治*2・阪井 由尚*3

要旨 : PCa 部が高強度コンクリートで、現場打設部が普通強度コンクリートで構成されたハーフ PCa 梁の曲げ材としての短期許容応力度設計方法について述べられている。本方法は、既に構築されているこの種の梁の剛性評価手法の踏襲ならびにその汎用一貫構造設計プログラムへの導入を前提としたものであり、本論文では、この剛性評価手法の汎用一貫構造設計プログラムへの適用に伴う問題点について触れた後に、その問題点を考慮しながら、汎用一貫構造設計プログラムの出力を用いて許容応力度設計の成立を確認するための検定方法が示されている。

キーワード : ハーフプレキャスト梁, 構造設計, 許容応力度, 曲げ材, コンクリート強度

1. はじめに

著者らはこれまで、「現場打設部をプレキャスト部と異なる強度のコンクリートで打ち継いだハーフプレキャスト梁（以下、「強度を打ち分けたハーフ PCa 梁」と呼称する）」の構造性能に関する検証を、実験¹⁾²⁾・数値解析³⁾の双方から重ね、既報⁴⁾⁵⁾において、これらの検証結果をもとに、その逆対称曲げ載荷下における挙動を、数値解析に拠らずトリリニア型の骨格曲線で模擬する手法を構築した。本手法は、この種のハーフ PCa 梁の逆対称曲げ挙動を、鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説⁶⁾（以下、RC 規準と表記する）に準拠して表現するものであり、これより得られるトリリニア型の骨格曲線の部材剛性によって、「強度を打ち分けたハーフ PCa 梁を用いて構築された骨組に水平荷重が作用した際に当該梁に入力されるせん断力」を、現行の構造設計方法の下に適切に算出することが可能となった。

しかしながら、このような骨組の構造設計は本来、強度を打ち分けたハーフ PCa 梁に作用する水平荷重時せん断力を本手法による部材剛性から算出し、これを基にその断面を十分な安全率の下に定めて初めて成立する。換言すれば、著者らが構築した手法は、この種のハーフ PCa 梁について、その剛性評価こそできるものの、断面の算定を経て構造設計を成立させる段階にまで到っていないのが現状であり、本技術の実用化のためには、改めて断面算定の方法を示す必要がある。

本論文は、以上に見てきた現状に鑑み、「これまでに示してきた剛性評価手法を踏襲した強度を打ち分けたハーフ PCa 梁の曲げ設計方法の構築」を試みるものである。本論文でいう曲げ設計とは、骨組への水平荷重時の作用せん断力下にある梁材について、その際に梁端で負担される曲げモーメント、および当該断面の許容曲げモーメントの値を適切に評価し、両者の相互比較に基づいて断面を算定

するまでの一連の行為を指す。本論文では、この曲げ設計を、「汎用一貫構造設計プログラム（以下、汎用プログラムと表現する）の出力を用いて成立させる」ことを目的とした検定方法について述べられている。

なお本論文では以後、強度の打ち分けのない通常の RC 梁の断面を「強度が一樣な断面」と呼称する。また簡単のため、本論文での議論は、「強度が一樣な RC 造であるならば、長期に作用する等分布荷重、あるいは水平荷重時せん断力に対する曲げモーメント図に、スパン中央にて、前者の場合には線対称、後者の場合には点対称が成立する矩形断面の梁材」を対象に行うこととする。またさらに、本論文の記号は特に断りのない限り RC 規準⁶⁾に準じるものとする。

2. 汎用プログラム上で強度を打ち分けたハーフ PCa 梁を扱う際の留意点

既に述べたように、強度を打ち分けたハーフ PCa 梁については、その剛性評価手法が定められている⁴⁾⁵⁾一方で、断面算定の方法が示されていない。即ち、この種のハーフ PCa 梁については、本論文の主旨が「強度を打ち分けたハーフ PCa 梁の曲げ設計を汎用プログラムの出力を用いて成立させる」ことにある中で、汎用プログラムへの導入はもとより、構造設計としても未成熟な段階に留まっているのが現状である。

そこでまずはじめに、強度を打ち分けたハーフ PCa 梁の力学的特徴の概括も兼ねて既往の剛性評価手法⁴⁾⁵⁾について述べた後に、本手法の汎用プログラムへの導入を前提に、構造設計上問題となることが予見される点について触れ、曲げ設計方法を整えるための課題を明確にしておく。

2.1 強度を打ち分けたハーフ PCa 梁の剛性評価手法

著者らの剛性評価手法は、強度を打ち分けたハーフ PCa 梁に関する構造実験¹⁾²⁾を端緒としたものであるが、この

*1 東急建設（株） 技術研究所 基盤技術開発部 博士（工学）（正会員）
 *2 東急建設（株） 技術研究所 基盤技術開発部 工修
 *3 東急建設（株） 設計本部 構造設計部 修士（工学）（正会員）

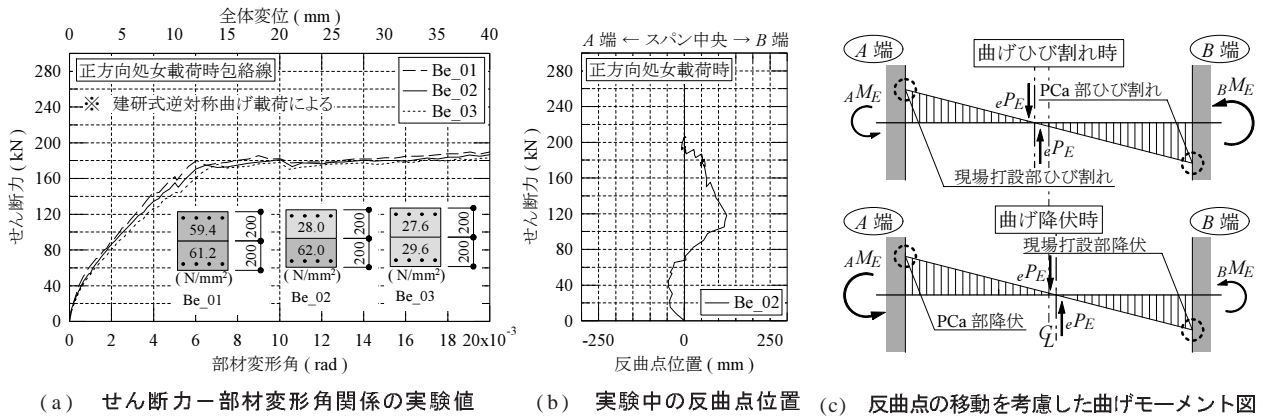


図-1 逆対称曲げを受けるハーフ PCa 梁の変形挙動の詳細

実験より明らかとなった知見をまとめると、図-1のようになる。またこの図-1(a)～(c)が示すことを図と対応させて列記すると、以下のようになる。

- (a) 逆対称曲げを受ける強度を打ち分けたハーフ PCa 梁のせん断力-部材変形角関係は、全断面が高強度コンクリートで打設された場合と全断面が普通強度コンクリートで打設された場合の中間程度を推移する。
- (b) 逆対称曲げ载荷下にあるハーフ PCa 梁の反曲点は、強度を打ち分けることでスパン中央から著しく移動する。
- (c) 上記の反曲点の移動距離は、曲げひび割れと曲げ降伏の発生が梁両端で同時に確認されるような曲げモーメント分布となるように定められる。

なお本論文では以後、議論の対象となるハーフ PCa 梁が、いずれも図-1(c)中に示す曲げモーメント図に従って変形しているものとし、圧縮縁が PCa 部にある梁端を A 端、現場打設部にある梁端を B 端と呼ぶこととする。

図-1(b)に示した反曲点位置は、試験体の上下主筋のスパン中央位置から両側直近(±300mm)に貼付されたひずみゲージの計測値をもとに両地点の曲率を求め、両者を補間する直線が梁の主軸と交わる点として導出されたものであるが、この図からは、「強度が一樣な RC 梁であれば逆対称曲げとなるような条件下にあっても、強度を打ち分けたハーフ PCa 梁の曲げモーメント分布が逆対称にならない」ことを読み取ることができる。これは、元来同一である梁両端の断面が、圧縮縁の反転によってその構造性能を相違させ、構造的に有利な断面がより多くの曲げモーメントを負担したことに起因している³⁾。即ち、強度を打ち分けた試験体の反曲点位置は、曲げひび割れの発生までは高強度コンクリートが引張を受ける B 端、それ以降は高強度コンクリートが圧縮を受ける A 端の負担曲げモーメントが他端よりも大きくなるように推移している。(c)で述べた「曲げひび割れと曲げ降伏の同期」は、この結果、当該試験体の曲げひび割れと曲げ降伏が、それぞれ両端で同時に確認された実験事実を示すものであるが、これは同時に、強度を打ち分けたハーフ PCa 梁のせん断

力-部材変形角関係が、強度が一樣な RC 梁と同様に「曲げひび割れと曲げ降伏を1度ずつ経験した後に破壊に到る」ことを指しており、これより、その挙動を通常の RC 梁と同じくトリリニア型の骨格曲線でモデル化できることになる。

既報⁴⁾⁵⁾に示した剛性評価手法は、この2点に着目して「せん断力-部材変形角関係上、強度を打ち分けた場合と同一の挙動を呈する強度が一樣な RC 梁」の強度を「等価コンクリート強度 ${}_{ce}\sigma_{B1}$ 」として逆算的に求めるものである。この ${}_{ce}\sigma_{B1}$ は、対象となる梁の断面を、図-2のように、現場打設高さが梁せいに占める比を r_a ($0.0 \leq r_a \leq 0.5$)、PCa 部コンクリートに対する現場打設コンクリートの材料強度の比を r_b ($0.0 < r_b \leq 1.0$)、材料剛性の比を r_c ($0.0 < r_c \leq 1.0$)としてモデル化したうえで式(1)を用いて導くものであり、既報⁴⁾では、本等価コンクリート強度 ${}_{ce}\sigma_{B1}$ を用いて RC 基準に従って構築したトリリニア型の骨格曲線が、図-1(a)に示した実験値を十分な妥当性の下に追跡し得ることが明らかにされている。

$${}_{ce}\sigma_{B1} = \left[\frac{\Omega_1 f(cb\sigma_B) + (2 - \Omega_1)f(r_b cb\sigma_B)}{2\Omega_1(2 - \Omega_1)f(cb\sigma_B)} \right]^2 cb\sigma_B \quad (1)$$

ここに、式(1)中の関数 f はコンクリートの引張強度を圧縮強度で表現するための関数であり、RC 規準に準拠する場合 $f(cb\sigma_B) = 0.56\sqrt{cb\sigma_B}$ となる⁶⁾。また既報⁴⁾⁵⁾で示されているように、強度を打ち分けたハーフ PCa 梁には、「中立軸 x_n が PCa 部側に移動する」性質がある。式(1)中の Ω_1 は、この性質を図-2のように表現するために導入された「曲げひび割れ発生前の中立軸位置修正係数⁴⁾⁵⁾」

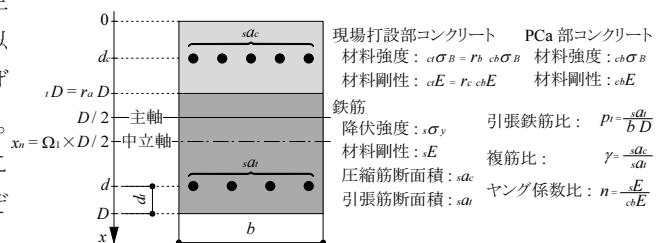


図-2 強度を打ち分けたハーフ PCa 梁の断面構成

であり、式(2)によってその値が得られるものである。

$$\Omega_1 = \frac{2np_t(d + \gamma d_c) + \{1 - r_a^2(1 - r_c)\}D}{\{(1 + \gamma)np_t - r_a(1 - r_c) + 1\}D} \quad (2)$$

従って、構造設計上は、 r_a および r_b (r_c は、RC 規準式⁷⁾により自動計算される)を指定して得られる式(1)中の等価コンクリート強度 ${}_{ce}\sigma_{B1}$ を設計基準強度 F_c とすれば、逆対称曲げ载荷下にある強度を打ち分けたハーフ PCa 梁のせん断力-部材変形角関係を、RC 規準に準拠して図-3(a)のように表現できることになる。同図-3(a)に見るように、このように求められる強度を打ち分けたハーフ PCa 梁の骨格曲線は、現場打設部コンクリートの影響を、「曲げひび割れ点および部材剛性の低下」として顕在化させる。そこで本論文では以後、同図-3(a)に示すように「任意の部材変形角時に、全断面が PCa 部のコンクリートの梁、強度を打ち分けた梁に入力されるせん断力」を、それぞれ ${}_oP_E$ 、 ${}_eP_E$ と呼称し、これらの相対差を以って強度の打ち分けの影響を表現していくことにする。

2.2 等価コンクリート強度の汎用一貫構造設計プログラムへの導入に伴う問題点

強度を打ち分けたハーフ PCa 梁のせん断力-部材変形角関係は、式(1)の等価コンクリート強度 ${}_{ce}\sigma_{B1}$ によって図-3(a)のように表現できる。一方、本論文中の条件下にある場合、汎用プログラムによる構造設計にこの等価コンクリート強度を利用した際の材端曲げモーメント-部材変形角関係は、図-3(a)を基に図-3(b)のように導出される。これは、設計者が「梁の一断面中に2種類のコンクリート強度が存在する」と認識しているのに対し、汎用プログラムが、当該梁を「全断面が ${}_{ce}\sigma_{B1}$ で構成された強度が一樣な RC 梁」と解釈するため、強度を打ち分けたハーフ PCa 梁特有の「反曲点の移動」を取り扱うことができず、梁両端に作用する曲げモーメント ${}_eM_E$ が、反曲点がスパン中央にあるものとして、せん断力 ${}_eP_E$ にクリアスパン L の $1/2$ を乗じて求められることに拠っている。

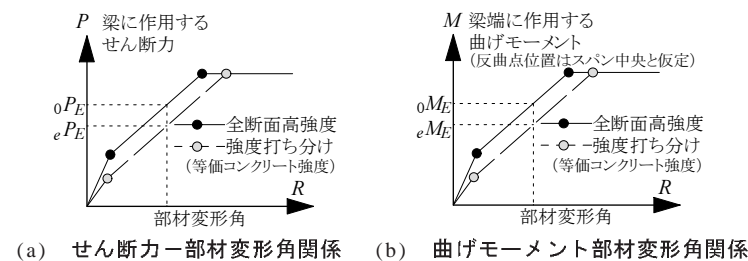


図-3 RC 規準に準拠した骨格曲線の概形

汎用プログラムを用いた構造設計の過程には、このような設計者との観点の齟齬によって2点の問題が生じるため、ここでこれらの問題について詳解しておく。

(1) 材端曲げモーメントの値

図-4に、1点目の問題の概念を示す。この図は、図-3(a)の条件下にある梁について、(a)全断面が PCa 部のコンクリート強度の RC 梁、(b)全断面が等価コンクリート強度 ${}_{ce}\sigma_{B1}$ の RC 梁、(c)強度を打ち分けたハーフ PCa 梁で実際に見られる曲げモーメント分布を対比させたものであり、(a)、(b)において逆対称曲げが成立し、(c)において反曲点が移動していることが示されている。

このうち等価コンクリート強度 ${}_{ce}\sigma_{B1}$ を入力した汎用プログラムの解釈を示すのは(b)であり、この場合は逆対称曲げが成立しているため、梁端の曲げモーメント ${}_eM_E$ は両端ともに、反曲点がスパン中央にあるものとして図-3(b)の骨格曲線から求められる。しかし強度を打ち分けたハーフ PCa 梁では実際には(c)のように反曲点が移動するため、両端の曲げモーメントが一致することはない。著者らが既報⁴⁾⁵⁾で示したのは、あくまで「梁に作用しているせん断力 ${}_eP_E$ が、(b)と(c)で一致することであり、その際の両端の作用曲げモーメントに着目すると、これらは汎用プログラム上、A 端で過小評価、B 端で過大評価されることになる。曲げ設計方法の構築過程では、この影響が適切に考慮されていなければならない。

(2) 梁の許容曲げモーメントの定義

強度を打ち分けたハーフ PCa 梁の曲げ設計に等価コンクリート強度 ${}_{ce}\sigma_{B1}$ を用いる場合のもう1点の問題として許容曲げモーメントに関するものがある。図-5に、等価コンクリート強度 ${}_{ce}\sigma_{B1}$ を入力された汎用プログラムが仮定する当該梁の断面応力度の分布図を RC 規準⁶⁾に則って示す。この図は、平面保持仮定下の応力度分布を描いたものであり、RC 規準との唯一の差異は、梁の圧縮縁から中立軸までの距離 ${}_e x_n$ が中立軸距離比 ${}_e x_{n1}$ ⁶⁾によらず既

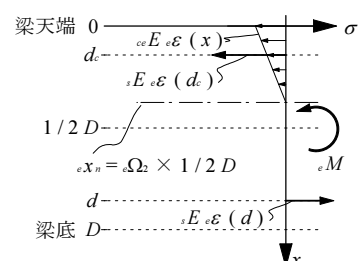


図-5 汎用プログラムが仮定する応力度分布

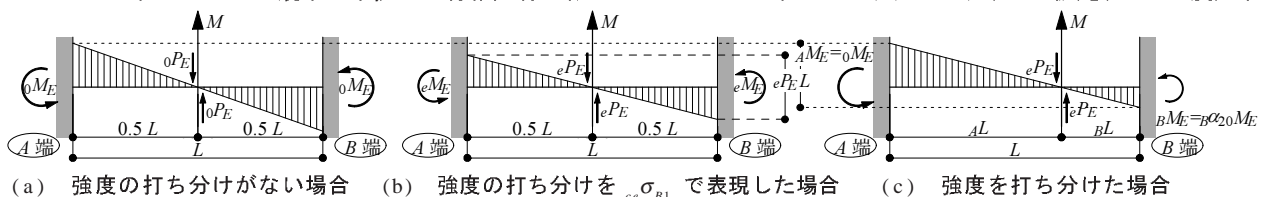


図-4 強度の打ち分けが曲げモーメント分布に及ぼす影響

報^{4,5)}に合わせて「図心 $D/2$ に α_2 を乗じた値」として表現されている点にある。しかし x_n と α_2 の本質は相違なく、図-5 中では $\alpha_2 = 2 x_n$ の関係が成立する。

RC 規準では、引張鉄筋比が鈎合鉄筋比以上となる場合、この梁の許容曲げモーメント M_A は、図中の圧縮縁におけるコンクリートの負担応力度が、 σ_{B1} を対象に算定される許容圧縮応力度 f_c に達した時の値と定義される。

一方図-6 に、実際に強度を打ち分けたハーフ PCa 梁の断面に想定される応力度分布を図-5 と同じ条件で描き示す^{4,5)}。ただし、PCa 部が圧縮縁となる図-6 (a) においては、A 端の中立軸の位置が、既報^{4,5)}に合わせて梁天端からの距離として $x_n = \alpha_2 \times D/2$ と表現されている。

図-6 より明らかなように、この種のハーフ PCa 梁の応力度分布は、圧縮縁の反転によってその様相を相違させ、A 端の応力度分布を示す図-6 (a) では全断面が PCa 部のコンクリート強度で構成されている RC 梁のそれと同一となり⁴⁾、B 端の詳細を示す図-6 (b) では強度を打ち分けた影響が顕著に現れる⁴⁾。これらの断面の許容曲げモーメントは、前者にあつては PCa 部、後者にあつては現場打設部のコンクリートの許容圧縮応力度 f_c に基づいて算定されるべきであり、結果として得られる許容曲げモーメント M_A および M_B が図-5 のそれと異なるのは自明である。即ち、汎用プログラムに等価コンクリート強度 σ_{B1} を入力して得られる許容曲げモーメント M_A は、実情を、A 端で過小評価、B 端で過大評価することになるため、この点に留意した構造設計が必要となる。

なおこの許容曲げモーメントの算出において、「全断面が現場打設部のコンクリートで構成されている」ことを安全側の措置として講じた場合の断面の応力度分布図を求めると図-7 のようになるが、この図-7 中の中立軸位置 x_n と図-6 (b) 中の中立軸位置 x_n とを比較すると、後者の方が大きくなり得ることが分かる。これは、先述のとおり、「ハーフ PCa 梁の中立軸が、強度を打ち分けることで PCa 部側に移動する」性質を有する⁴⁾ことに起因したものであり、この場合、両者の圧縮縁コンクリートの許容圧縮応力度 f_c が等しいため、許容曲げモーメントの値としては当然、中立軸から圧縮縁までの距離が大きい後者の方が低くなる。換言すれば、この種のハーフ PCa 梁の

構造性能を、盲目的に「全断面が現場打設部のコンクリートで構成されていると仮定して評価する」ことは、危険側の評価にも繋がり得るため、本論文のような仔細な検討には、十分な意義があるものと考えられる。

また重ねての記述となるが、図-6 (a) に示す A 端の応力度分布図は、全断面が PCa 部のコンクリート強度で構成されている RC 梁と同一である⁴⁾。このため、強度の打ち分けがあつても A 端の断面性能に現場打設コンクリートの影響が及ぶことはなく、それ故に先の図-4 (c) に示した A 端の曲げモーメント M_E は、同図-4 (a) 中の材端曲げモーメント M_E に一致することになる⁴⁾。

3. 汎用一貫構造設計プログラムの出力を用いた検定方法

以上のように、汎用プログラムに等価コンクリート強度 σ_{B1} を入力した場合、梁のせん断力-部材変形角関係こそ適切に表現されるが、材端曲げモーメント、許容曲げモーメントは、実際とは異なった解釈をされることになる。

そこでここでは、図-4 および図-5 ~ 図-6 に示した実情との差異を既報^{4,5)}に基づいて数理的に明らかにし、汎用プログラムの出力を用いて構造設計を成立させるための検定方法の呈示を試みる。

3.1 材端曲げモーメントの算出

強度を打ち分けたハーフ PCa 梁に水平荷重時のせん断力 P_E が作用する際に A 端と B 端で負担される曲げモーメント M_E および M_E の値については、既報^{4,5)}において図-6 に示した応力度分布図を起点とした算出式が既に求められている。また、図-4 (b) および (c) に見るように、「汎用プログラム上の解釈と実情との間では、梁両端の負担曲げモーメントの絶対値の和が、せん断力 P_E とクリアスパン L の積に一致する」と同時に、前記のとおり A 端の材端曲げモーメント M_E は全断面が PCa 部で打設された場合の材端曲げモーメント M_E に等しい。これらの条件より、 M_E および M_E の値は、下端引張を正とすれば M_E を用いて次式 (3) として表すことができる。

$$\begin{cases} M_E = -\frac{2}{1+\alpha_2} |M_E| = -\lambda_E |M_E| \quad (\lambda_E \geq 1) \\ M_E = \frac{2\alpha_2}{1+\alpha_2} |M_E| = \lambda_E |M_E| \quad (\lambda_E \leq 1) \end{cases} \quad (3)$$

ここに、 α_2 は、全断面が PCa 部のコンクリート強

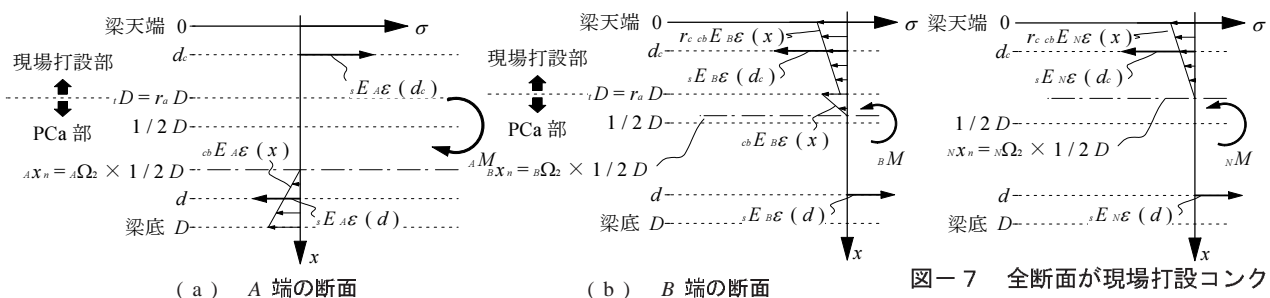


図-6 強度を打ち分けたハーフ PCa 梁に仮定される断面の応力度分布

図-7 全断面が現場打設コンクリートの断面の応力度分布

度で打設された梁断面に対する B 端の断面性能の低減係数⁴⁾であり、その値は次式(4)で与えられる。

$${}_B\alpha_2 = \left[1 + \left(\frac{1}{\phi_r} \right) \left(\frac{{}_A\Omega_2}{2} \right)^2 \left({}_A\Omega_2 - 3 \right) \right]^{-1} \left[1 - \left(\frac{1}{\phi_r} \right) \left\{ 1 + \left(\frac{{}_B\Omega_2}{2} \right)^2 \left({}_B\Omega_2 - 3 \right) \right\} - r_a \left(1 - r_c \right) \left(\frac{1}{\phi_r} \right) \left\{ 3(1 - r_a){}_B\Omega_2 - r_a(3 - 4r_a) \right\} \right] \quad (4)$$

式(4)中の ϕ_r は「鉄筋が入ったことによる断面2次モーメントの増大率⁶⁾」である。また ${}_A\Omega_2$ および ${}_B\Omega_2$ は、先の図-6に見る「曲げひび割れ発生後の A 端、 B 端における中立軸位置修正係数^{4),5)}」であり、それぞれ式(5)、式(6)を用いて求めることができる。

$${}_A\Omega_2 = 2(1 + \gamma)np_t + 1 - \left\{ \left\{ (1 + \gamma)np_t \right\}^2 + 2 \left\{ 1 - \frac{d}{D} + \gamma \left(1 - \frac{d_c}{D} \right) \right\} np_t \right\}^{\frac{1}{2}} \quad (5)$$

$${}_B\Omega_2 = 2 \left[- \left\{ np_t(1 + \gamma) - r_a(1 - r_c) \right\} + \left\{ np_t(1 + \gamma) - r_a(1 - r_c) \right\}^2 + \frac{1}{D} \left\{ 2np_t(d + \gamma d_c) - r_a^2(1 - r_c)D \right\}^{\frac{1}{2}} \right] \quad (6)$$

即ち、式(3)～式(6)を用いれば、水平荷重時の入力せん断力 P_E によって強度を打ち分けたハーフ PCa 梁に作用する真の材端曲げモーメント ${}_A M_E$ および ${}_B M_E$ を、 ${}_e M_E$ から算出することができる。

3.2 許容曲げモーメントの値

強度を打ち分けたハーフ PCa 梁の許容曲げモーメント ${}_A M_A$ ならびに ${}_B M_A$ は、先の図-6に示したように、個々の圧縮縁のコンクリートの負担応力度が、 A 端においては PCa 部のコンクリート、 B 端においては現場打設部のコンクリートの許容圧縮応力度 f_c に達した際の曲げモーメントとして既報の式⁴⁾より導き出すことができる。一方、全断面が等価コンクリート強度 σ_{ce} で構成されている場合の汎用プログラム上の許容曲げモーメント ${}_e M_A$ の値は、RC 規準⁶⁾に従って容易に求めることができる。

このように得られる ${}_A M_A$ 、 ${}_B M_A$ および ${}_e M_A$ の値を整理すると、強度を打ち分けたハーフ PCa 梁の両端の真の許容曲げモーメントを、 ${}_e M_A$ を用いて次の式(7)で表現することができる。

$$\begin{cases} {}_A M_A = \frac{1}{\{e\alpha_2\}^3} \frac{{}_e\Omega_2}{(2 - {}_A\Omega_2)} {}_e M_A = A\lambda_A {}_e M_A \quad (A\lambda_A \geq 1) \\ {}_B M_A = \frac{r_b}{r_c} \frac{{}_B\Omega_2}{\{e\alpha_2\}^3} \frac{{}_e\Omega_2}{{}_B\Omega_2} {}_e M_A = B\lambda_B {}_e M_A \quad (B\lambda_B \leq 1) \end{cases} \quad (7)$$

ここで、 ${}_e\alpha_2$ は式(4)の B 端の断面性能の低減に関する係数 ${}_B\alpha_2$ が梁全体に及ぼす影響を示す係数⁴⁾であり、式(8)で求めることができる。

$${}_e\alpha_2 = \frac{1}{4} (1 + \sqrt{{}_B\alpha_2})^2 \quad (8)$$

また ${}_e\Omega_2$ は、先にも示した通り、本質的には RC 規準が定義する中立軸距離比 x_{n1} と何ら変わることなく、その値

は ${}_e\Omega_2 = 2x_{n1}$ として求められる。

3.3 検定方法

以上に展開してきた結果に基づき、「骨組に水平荷重が作用した際の強度を打ち分けたハーフ PCa 梁が曲げに対する許容応力度設計を満足しているか否か」を汎用プログラムの出力から判定する検定方法を、以下に示す。

(1) 水平荷重時の材端曲げモーメントと許容曲げモーメントの大小関係

強度を打ち分けたハーフ PCa 梁に水平荷重時の入力せん断力 P_E が作用している時、式(3)ならびに式(7)より、梁両端に作用している材端曲げモーメントと許容曲げモーメントの真の大小関係を規定するための不等式を式(9)として表すことができる。

$$\begin{cases} \frac{|{}_A M_E|}{{}_A M_A} = \frac{A\lambda_E |e M_E|}{A\lambda_A e M_A} \leq 1 \Leftrightarrow \frac{|e M_E|}{e M_A} \leq \frac{(1 + {}_B\alpha_2) e\Omega_2}{2(2 - {}_A\Omega_2) \{e\alpha_2\}^3} \\ \frac{|{}_B M_E|}{{}_B M_A} = \frac{B\lambda_E |e M_E|}{B\lambda_B e M_A} \leq 1 \Leftrightarrow \frac{|e M_E|}{e M_A} \leq \frac{r_b e\Omega_2 {}_B\alpha_2 (1 + {}_B\alpha_2)}{2 r_c {}_B\Omega_2 {}_B\alpha_2 \{e\alpha_2\}^3} \end{cases} \quad (9)$$

即ち、当該強度を打ち分けたハーフ PCa 梁の ${}_e M_E$ が、下端圧縮となる際は第一式、上端圧縮となる際は第二式に示す不等式を満たしていれば、式(3)と式(7)を用いることなく、材端曲げモーメントの値が許容曲げモーメントを超過していないことを確認することができる。

(2) 短期設計用曲げモーメントに対する検定

実際の構造設計においては、「水平荷重時の作用せん断力 P_E 」のみを用いて得られる上記のような曲げモーメントを対象に断面が定められることはない。断面算定は、「 P_E による材端曲げモーメントに、長期荷重に起因した曲げモーメントの影響を反映させたもの」を短期設計用曲げモーメントとして、これを対象に行われる。従って、本論文ではこれまで、あたかも ${}_e M_E$ が汎用プログラムの出力であるかのように論を展開してきたが、実際には、長期曲げモーメント ${}_e M_L$ と水平荷重時の材端曲げモーメント ${}_e M_E$ のベクトル和が短期設計用曲げモーメント ${}_e M_S$ として出力されるため、曲げ設計の成立可否を問う検定は、厳密にはこの ${}_e M_S$ を対象に行われなければならない。

ここで、等分布荷重による曲げモーメント分布を考えると、冒頭で示した本論文の条件下における強度が一様な RC 梁と強度を打ち分けたハーフ PCa 梁の差異は、たとえば曲げひび割れ後であれば図-8のように顕れること

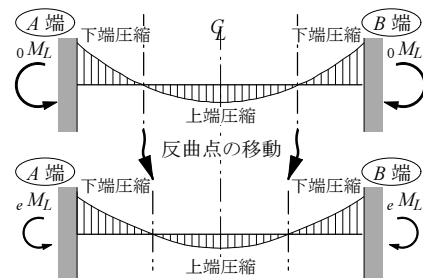


図-8 等分布荷重による曲げモーメント分布の反曲点の移動

になる。即ち、既報⁹⁾でも明らかにされているように、強度を打ち分けたことで見られる反曲点の移動は、「圧縮縁の反転に伴う断面性能の差異」に起因しているため、等分布荷重による曲げモーメント分布における反曲点位置は、同図-8のようにスパン中央と両材端の間でそれぞれ同規模だけ生じることになる。

換言すれば、強度を打ち分けた場合の長期荷重による材端曲げモーメント ${}_eM_L$ の値は、梁の部材剛性が低下するため全断面が高強度コンクリートの場合の値 ${}_0M_L$ とは異なるものの、水平荷重時のように両端の間で差異が生じることはなく、汎用プログラムの算出値 ${}_eM_L$ を、特別な操作なく採用することができる。従って、下端引張を正として、改めて式(9)中の ${}_AM_E$ ならびに ${}_BM_E$ を、長期荷重による曲げモーメントの影響を反映させた短期設計用曲げモーメント ${}_AM_S$ ならびに ${}_BM_S$ に置換すると、次式(10)の不等式を得る。

$$\begin{cases} \frac{|{}_AM_S|}{{}_AM_A} = \frac{|-A\lambda_E|eM_E| - |eM_L|}{A\lambda_E eM_A} = \frac{A\lambda_E |eM_E| + |eM_L|}{A\lambda_E eM_A} \leq 1 \\ \frac{|{}_BM_S|}{{}_BM_A} = \frac{|B\lambda_E |eM_E| - |eM_L|}{B\lambda_E eM_A} = \frac{B\lambda_E |eM_E| - |eM_L|}{B\lambda_E eM_A} \leq 1 \end{cases} \quad (10)$$

一方ここで、式(3)より ${}_A\lambda_E \geq 1$ かつ ${}_B\lambda_E \leq 1$ であることに注目すると、次式(11)の大小関係が成立する。

$$\begin{cases} \frac{A\lambda_E (|eM_E| + |eM_L|)}{A\lambda_E eM_A} \geq \frac{A\lambda_E |eM_E| + |eM_L|}{A\lambda_E eM_A} \\ \frac{B\lambda_E (|eM_E| - |eM_L|)}{B\lambda_E eM_A} \geq \frac{B\lambda_E |eM_E| - |eM_L|}{B\lambda_E eM_A} \end{cases} \quad (11)$$

即ち式(11)より、式(10)を次のように書き換えた式(12)は、分母の許容曲げモーメントの値を保持したまま分子の設計用曲げモーメントを割り増した構造設計上安全側の解釈を示す不等式となる。

$$\begin{cases} \frac{A\lambda_E (|eM_E| + |eM_L|)}{A\lambda_E eM_A} \leq 1 \\ \frac{B\lambda_E (|eM_E| - |eM_L|)}{B\lambda_E eM_A} \leq 1 \end{cases} \quad (12)$$

従って、汎用プログラムが出力する短期設計用曲げモーメント $|{}_eM_S|$ を、 ${}_A\lambda_E$ または ${}_B\lambda_E$ で割り増して求められる式(12)を式(9)同様に変形した式(13)は最終的に、汎用プログラムの出力 ${}_eM_S$ ならびに ${}_eM_A$ を用いて、短期設計用曲げモーメントと短期許容曲げモーメントの真の大小関係を一層の安全率の下に規定する不等式となる。

$$\begin{cases} \frac{|{}_eM_S|}{eM_A} \leq \frac{(1+{}_B\alpha_2)e\Omega_2}{2(2-{}_A\alpha_2)\{e\alpha_2\}^3} \\ \frac{|{}_eM_S|}{eM_A} \leq \frac{r_b e\Omega_2 {}_B\alpha_2 (1+{}_B\alpha_2)}{2 r_c {}_B\Omega_2 {}_B\alpha_2 \{e\alpha_2\}^3} \end{cases} \quad (13)$$

式(13)の右辺が、強度を打ち分けたハーフPCa梁の短期許容曲げ設計の成立を確認する検定値である。即ち、汎用プログラムの出力からなる左辺が、下端圧縮の場合は第一式、上端圧縮の場合は第二式に示す値以下となっていれば、当該梁に作用する真の短期設計用曲げモーメントと短期許容曲げモーメントを求めることなく、直接的にその許容応力度設計を満足する断面を同定することができる。

6. まとめ

本論文では、「現場打設部をPCa部とは異なる強度のコンクリートで打設したハーフPCa梁の曲げ材としての構造設計方法の構築」を、既に提案されているこの種のハーフPCa梁の剛性評価手法⁴⁾⁵⁾の踏襲、ならびにその汎用プログラムへの導入を前提に試み、最終的に、汎用プログラムの出力を用いて短期許容応力度設計の成立可否を確認するための検定値の定式化を行った。本設計方法により、PCa部と現場打設部のコンクリート強度が異なるハーフPCa梁の構造設計を、現行の汎用プログラムを用いて実施できると考えられる。

なお本論文では簡単のため、「通常のRC梁ならば、スパン中央にて、線対称の長期曲げモーメント分布および点対称の水平荷重時曲げモーメント分布が成立する」条件を課して、矩形断面の梁を対象に上記の定式化を行った。しかしその過程において、「現場打設部の異種強度コンクリートの影響」が、一貫して「強度が一樣な場合からの相対比」として表現されているため、ここでの議論は、本論文の仮定を超えた設計条件下にあっても応用可能なものと考えられる。ただし、本論文で示された知見は、PCa部に対する現場打設部のコンクリート強度の比が0.5程度であった著者らの既往の実験¹⁰⁾に基づいたものであるため、検定値の運用にあっては、設定可能なコンクリート強度の差の限界を同程度に限定しておく必要がある。

参考文献

- 1) 小澤潤治, 佐藤良介, 渡辺高朗, 阪井由尚: 現場打設部分に異種強度コンクリートを用いたハーフプレキャスト梁の曲げ性能—その1 実験計画と実験結果—, 日本建築学会大会学術講演会梗概集(中国), pp.449-450, 2008.9
- 2) 佐藤良介, 小澤潤治, 渡辺高朗, 阪井由尚: 現場打設部分に異種強度コンクリートを用いたハーフプレキャスト梁の曲げ性能—その2 復元力特性に関する検討—, 日本建築学会大会学術講演会梗概集(中国), pp.451-452, 2008.9
- 3) 佐藤良介, 小澤潤治, 渡辺高朗, 阪井由尚: 現場打設部分に異種強度コンクリートで打ち継いだハーフプレキャスト梁の逆対称曲げ挙動の弾塑性解析, コンクリート工学年次論文集, Vol.31, No.2, pp.49-54, 2009.7
- 4) 佐藤良介, 小澤潤治, 渡辺高朗, 阪井由尚: 現場打設部分に異種強度コンクリートで打ち継いだハーフプレキャスト梁の逆対称曲げ挙動を模擬する等価1自由度モデル, 構造工学論文集, Vol.56B, pp.277-288, 2010.3
- 5) 佐藤良介, 小澤潤治, 渡辺高朗, 阪井由尚: 現場打設部分に異種強度コンクリートで打ち継いだハーフプレキャスト梁の等価コンクリート強度の拡張, 日本建築学会大会学術講演会梗概集(北陸), pp.255-256, 2010.9
- 6) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 1999.11