

U.D.C 624.012.35 : 624.072.22 : 531.225

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法の開発

佐藤 良介* 小澤 潤治* 阪井 由尚**

要約： 現場打設部が PCa 部とは異なる強度のコンクリートで打設されたハーフ PCa 梁の曲げ材としての構造設計法の構築が試みられている。本設計方法は、このような構成のハーフ PCa 梁について、PCa 部と現場打設部のコンクリート強度が異なることで顕在化する特徴的な変形挙動に基づいて既に構築されている剛性評価手法を踏襲することを前提に構築されており、最終的には、汎用一貫構造設計プログラムの出力値を用いてその許容応力度設計の成立可否を判定することを目的としている。汎用一貫構造設計プログラムでは剛性評価手法の起点となっている上記の変形特性を考慮することができないため、この判定にはその影響が反映されていないなければならない。本論文では、まずはじめに、この種のハーフ PCa 梁の実際的な力学的状況と汎用一貫構造設計プログラムの解積との差異が明らかにされており、次いでその違いを力学に基づいて数値的に対比させたいうで、汎用一貫構造設計プログラムが出力する当該梁の短期設計用曲げモーメントと許容曲げモーメントの値を用いて、現場打設部の異種強度コンクリートの影響を勘案した許容応力度設計の成立を確認するための検定値が定式化されている。

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

目次： 1. はじめに
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
3. 汎用プログラムの出力を用いた検定方法
4. まとめ

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⁾・数値解析²⁾の双方から重ね、既報³⁾⁴⁾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⁵⁾（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で算出し、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達し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、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て断面算定にまで到る一連の行為を指す。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）から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。

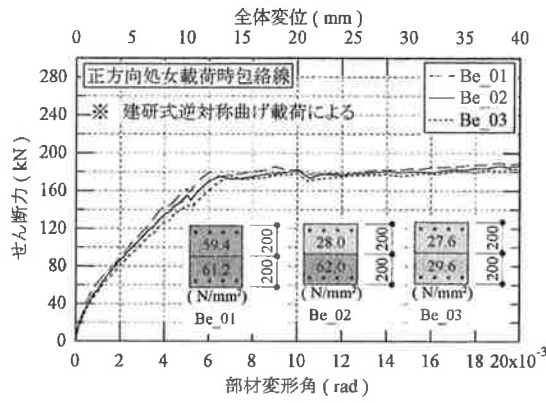
なお本論文では以後、強度の打ち分けのない通常の RC 梁の断面を「強度が一樣な断面」と呼称することとする。また簡単のため、本論文で議論の対象となる梁材は、「強度が一樣な RC 造であるならば、長期に作用する等分布荷重、あるいは水平荷重時せん断力に対する当該梁の曲げモーメント図に、スパン中央にて、前者の場合には線対称、後者の場合には点対称が成立する」条件下にあるものとする。またさらに、本論文の記号は特に断りの無い限り RC 規準⁵⁾に準じるものとする。

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

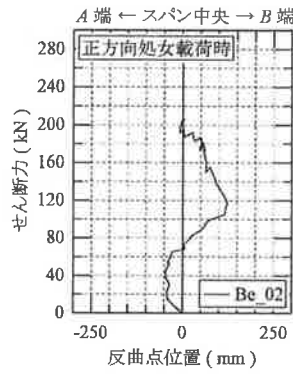
既に述べたように、強度を打ち分けたハーフ PCa 梁については、その剛性評価手法が定められている³⁾⁴⁾一方で、断面算定の方法が示されていない。即ち、本論文の主旨が「強度を打ち分けたハーフ PCa 梁の曲げ設計を、汎用プログラムの出力を用いて成立させる」ことにある中で、汎用プログラムへの導入はもとより、構造設計としても未成熟な段階に留まっているのが現状である。

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³⁾⁴⁾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。

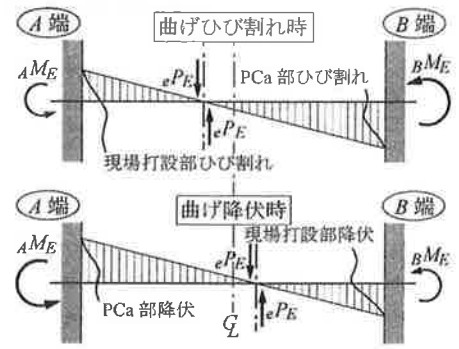
* 基盤技術開発部 ** 設計本部 構造設計部



(a) せん断力-部材変形角関係の実験値



(b) 実験中の反曲点位置



(c) 反曲点の移動を考慮した曲げモーメント図

図1 強度を打ち分けたハーフ PCa 梁の力学的特徴

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 梁の力学的性能に関する実験¹⁾を端緒としたものであるが、これらの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)より読み取られる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にあつて、その移動距離は、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。

なおこれらの知見については、本実験値の数値解析による追跡を試みた既報²⁾においてもその妥当性が認められている。また本論文では以後、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た変形を呈しており、圧縮縁が梁下端にある梁端を A 端、梁上端にある梁端を B 端と呼ぶこととする。

上掲(b)は、「強度が一樣な RC 梁であれば逆対称曲げが成立するような条件下にあつても、強度を打ち分けたハーフ PCa 梁の曲げモーメントは逆対称分布を帯びない」ことを意味しているが、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²⁾。一方(c)で述べた「曲げひび割れと曲げ降伏の同期」は、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 梁と同じくトリニア型の骨格曲線でモデル化できることになる。

既報^{3,4)}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」を構成するコンクリートの強度を「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³⁾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は $f(cb\sigma_B) = 0.56\sqrt{cb\sigma_B}$ となる⁵⁾。また既報^{3,4)}で示されているように、強度を打ち分けたハーフ PCa 梁の中立軸は、「打ち分けによって PCa 部側に移動する」性質を有する。式(1)を構成する 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」であり^{3,4)}、式(2)によってその値が得られるものである。

$$\Omega_1 = \left[\frac{2nr_t(d + \gamma d_c) + \{1 - r_a^2(1 - r_c)\} D}{\{(1 + \gamma)nr_t - r_a(1 - r_c) + 1\} D} \right] \quad (2)$$

したがって、構造設計上は、式(1)中のコンクリートの

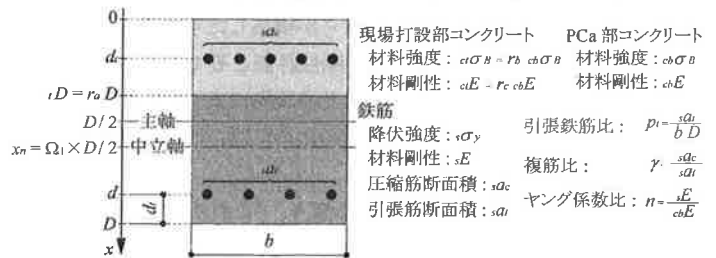


図2 強度を打ち分けたハーフ PCa 梁の断面構成

材料強度 σ_{B1} に設計基準強度 F_c を代入し、加えて r_u および r_b を指定すれば (r_c は、RC 規準式⁵⁾により自動計算される)、逆対称曲げ載荷下にある強度を打ち付けたハーフ PCa 梁のせん断力一部材変形角関係を、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付けたハーフ 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減」として顕在化させる。そこで本論文では以後、同図 (a) に示すように「任意の部材変形角が生じている際に、全断面が PCa 部のコンクリートで構成されている梁、強度を打ち付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を打ち付けたことによる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

強度を打ち付けたハーフ PCa 梁のせん断力一部材変形角関係は、式 (1) の等価コンクリート強度によって図 3 (a) のように表現できる。一方本論文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梁の曲げモーメント一部材変形角関係は、図 3 (a) を基に図 3 (b) のように導出される。これは、汎用プログラム上、当該梁が「等価コンクリート強度 σ_{B1} のような断面を持つ」と解釈されるため、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 $1/2$ を乗じて材端の曲げモーメント eM_E が求められることに拠っている。このような汎用プログラム上の「梁が等価コンクリート強度 σ_{B1} のような断面を持つ」との解釈によって、水平荷重時にその梁が被る実際の力学的状況とプログラム上の解釈との間には齟齬が生じる。汎用プログラムを用いた構造設計方法の構築過程には、この齟齬によって 2 点の問題が生じるため、ここでは、問題解決のためにこれらの齟齬について詳解しておくことにする。

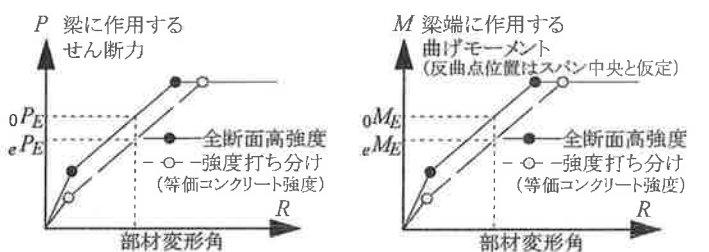


図 3 RC 規準に準じたトリニア型骨格曲線

2.2.1 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で構成されている RC 梁、(b) 全断面が等価コンクリート強度 σ_{B1} で構成されている RC 梁、(c) 強度を打ち付けたハーフ PCa 梁で実際に見られる曲げモーメント分布が対比させられたものであり、(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を示している。

このうち、等価コンクリート強度 σ_{B1} を入力され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。しかしながら強度を打ち付けたハーフ 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^{3,4)}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、その際に材端に作用する曲げモーメントに着目すると、梁の両端に負担される曲げモーメントは、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。

2.2.2 梁の許容曲げモーメントの定義

強度を打ち付けたハーフ PCa 梁の曲げ設計に等価コンクリート強度 σ_{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の定義に関するものがある。

図 5 に、等価コンクリート強度 σ_{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⁵⁾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 x_n が、中立軸距離比 α_{n1} ⁵⁾によらず既報^{3,4)}に合わせて「主軸 $D/2$ に α_{Ω_2} を乗じた値」として表現されている点にある。しかしながら x_n と α_{Ω_2} の本質は相違なく、図 5 中では $\alpha_{\Omega_2} = 2 \alpha_{n1}$ の関係が成立する。RC 規準では、軸方向の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 eM_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ている⁵⁾。

一方図 6 に、実際に強度を打ち付けたハーフ 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³⁾。ただし、PCa 部が圧縮縁となる図 6 (a) においては、その

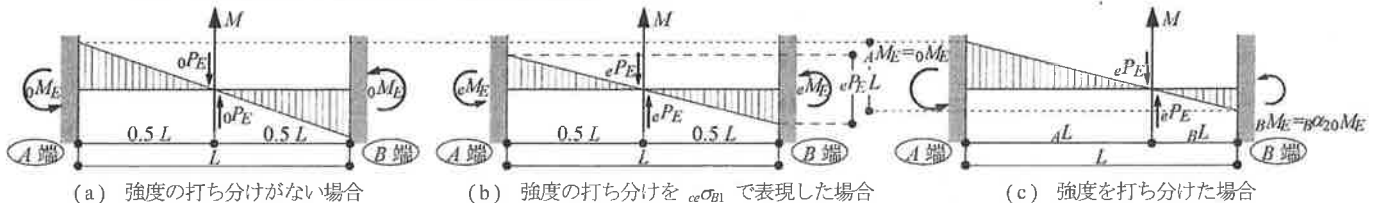


図 4 強度の打ち付けが曲げモーメント分布図に及ぼす影響

中立軸の位置が、既報^{3,4)}に合わせて梁天端からの距離として $x_n = \alpha\Omega_2 \times D/2$ 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大きく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 梁におけるそれと同一となり³⁾、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。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 ${}_AM_A$ および ${}_BM_A$ が図 5 のそれとは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 $\alpha\sigma_{B1}$ を入力して得られる許容曲げモーメント ${}_eM_A$ 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、このことに留意した構造設計が必要となる。

なお重ねての記述となるが、図 6 (a) に示す応力度分布図は、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。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 ${}_AM_E$ は、同図 4 (a) 中の材端曲げモーメント ${}_eM_E$ に一致することになる³⁾。

また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仮定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。しかしながら先にも述べたように、ハーフ PCa 梁の中立軸は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³⁾ため、図 7 中の中立軸位置 x_n と図 6 (b) 中の中立軸位置 ${}_Bx_n$ とを比較すると、後者の方が圧縮縁から遠くなり、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後者の方が低い値を示すことになる。換言すれば、この種のハーフ PCa 梁の構造性能を、

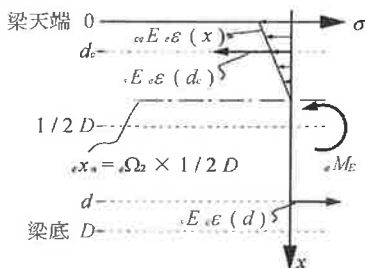
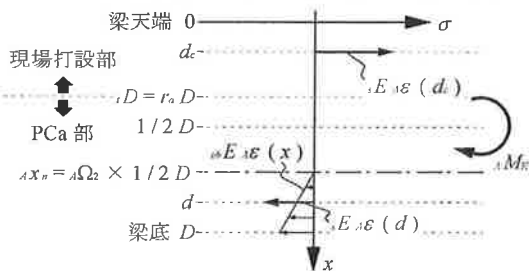
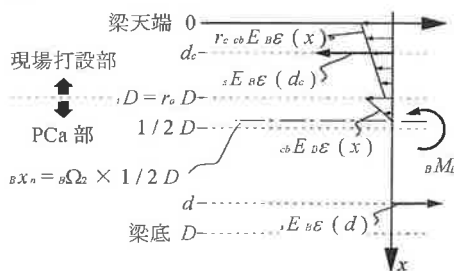


図 5 汎用プログラムが仮定する断面応力度の分布



(a) A 端の断面



(b) B 端の断面

図 6 強度を打ち分けたハーフ PCa 梁の断面応力度の分布

「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、安全側ではなく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。

3. 汎用プログラムの出力値を用いた検定方法

以上に見てきたように、汎用プログラムに等価コンクリート強度 $\alpha\sigma_{B1}$ を入力した場合、梁のせん断力一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に関しては、実際とは異なる解釈が展開されることになる。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³⁾に基づいて数値的に明らかにし、汎用プログラムの出力結果を用いて構造設計を成立させるための検定方法の提示を試みる。

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 ${}_E P_E$ 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 ${}_AM_E$ および ${}_BM_E$ の値については、既報^{3,4)}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 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 ${}_E P_E$ とクリアスパン L の積に一致する」と同時に、A 端の材端曲げモーメント ${}_AM_E$ 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 ${}_eM_E$ に等しい。これらの条件より、 ${}_AM_E$ および ${}_BM_E$ の値は、下端引張を正とすれば ${}_eM_E$ を用いて次式 (3) として表すことができる。

$$\begin{cases} {}_AM_E = -\frac{2}{1+\beta\alpha_2} |{}_eM_E| = -{}_A\lambda_E |{}_eM_E| \quad ({}_A\lambda_E \geq 1) \\ {}_BM_E = \frac{2\beta\alpha_2}{1+\beta\alpha_2} |{}_eM_E| = \beta\lambda_E |{}_eM_E| \quad (\beta\lambda_E \leq 1) \end{cases} \quad (3)$$

ここに、 $\beta\alpha_2$ は、全断面が PCa 部のコンクリート強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³⁾であり、その値は次式 (4) で与えられる。

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

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³⁾」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

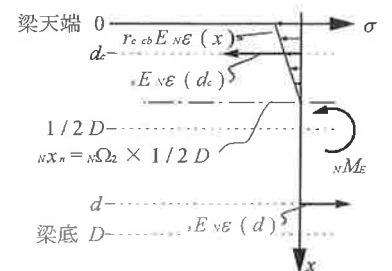


図 7 全断面が現場打設部コンクリートの断面における応力度分布

係数^{3,4)}であり、それぞれ式(5)、式(6)を用いて求めることができる。

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

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

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を、 ${}_eM_E$ 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 ${}_AM_A$ ならびに ${}_BM_A$ 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^{3,4)}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_{B1} で構成されている汎用プログラム上の許容曲げモーメント ${}_eM_A$ はRC規準に従って容易に求められる。

このように得られる ${}_AM_A$ 、 ${}_BM_A$ ならびに ${}_eM_A$ 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、 ${}_eM_A$ を用いて次の式(7)で表現することができる。

$$\begin{cases} {}_AM_A = \frac{1}{\{e\alpha_2\}^3} (2 - {}_A\Omega_2) eM_A = {}_A\lambda_A eM_A \quad ({}_A\lambda_A \geq 1) \\ {}_BM_A = \frac{r_b}{r_c} \frac{{}_B\alpha_2}{\{e\alpha_2\}^3} \frac{\Omega_2}{{}_B\Omega_2} eM_A = {}_B\lambda_A eM_A \quad ({}_B\lambda_A \leq 1) \end{cases} \quad (7)$$

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³⁾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 Ω_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 α_{n1} と何ら変わることなく、 $\Omega_2 = 2\alpha_{n1}$ として求められる。

3.3 検定方法

以上で示してきた展開より、「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値から判定する検定方法を、以下に示す。

3.3.1 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。

$$\begin{cases} \frac{|{}_AM_E|}{{}_AM_A} = \frac{{}_A\lambda_E |eM_E|}{{}_A\lambda_A eM_A} \leq 1 \Leftrightarrow \frac{|eM_E|}{eM_A} \leq \frac{(1+{}_B\alpha_2)e\Omega_2}{2(2-{}_A\Omega_2)\{e\alpha_2\}^3} \\ \frac{|{}_BM_E|}{{}_BM_A} = \frac{{}_B\lambda_E |eM_E|}{{}_B\lambda_A eM_A} \leq 1 \Leftrightarrow \frac{|eM_E|}{eM_A} \leq \frac{r_b}{2r_c} \frac{e\Omega_2}{{}_B\Omega_2} \frac{{}_B\alpha_2(1+{}_B\alpha_2)}{\{e\alpha_2\}^3} \end{cases} \quad (9)$$

即ち、当該強度を打ち分けたハーフ PCa 梁の ${}_eM_E$ が、下端が圧縮縁となる際は第一式、上端が圧縮縁となる際は第二式

に示す不等式を満たしていれば、式(3)と式(7)を求め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。

3.3.2 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く、断面算定は、「 P_E による材端曲げモーメントに加え、長期荷重に起因した曲げモーメントの影響を考慮したもの」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、 ${}_eM_E$ が汎用プログラムの出力値である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 ${}_eM_L$ と水平荷重時の材端曲げモーメント ${}_eM_E$ のベクトル和が短期設計用曲げモーメント ${}_eM_S = {}_eM_E + {}_eM_L$ 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 ${}_eM_S$ 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いては、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になる。即ち、既報²⁾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は、同図8のように移動する。換言すれば、強度を打ち分けても梁両端の圧縮縁はともに下端となるため、長期荷重による材端曲げモーメント ${}_eM_L$ は、水平荷重時のように両端で異なることはなく、両者の値とともに $|{}_eM_L|$ であることができる。したがって、下端引張を正として改めて式(9)中の ${}_eM_E$ ならびに ${}_eM_S$ と置き換えると、次式(10)の不等式を得る。

$$\begin{cases} \frac{|{}_eM_S|}{{}_eM_A} = \frac{|-{}_A\lambda_E |eM_E| - |eM_L|}{{}_A\lambda_A eM_A} = \frac{{}_A\lambda_E |eM_E| + |eM_L|}{{}_A\lambda_A eM_A} \leq 1 \\ \frac{|{}_eM_S|}{{}_eM_A} = \frac{|{}_B\lambda_E |eM_E| - |eM_L|}{{}_B\lambda_A eM_A} = \frac{{}_B\lambda_E |eM_E| - |eM_L|}{{}_B\lambda_A eM_A} \leq 1 \end{cases} \quad (10)$$

一方、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。

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

したがって式(11)より、式(10)を次のように書き換えた式

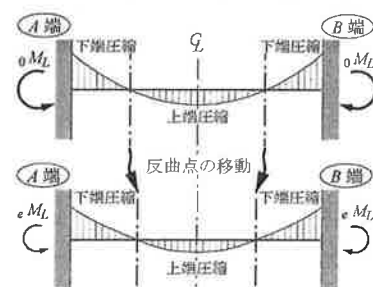


図8 等分布荷重による曲げモーメント分布における反曲点の移動

(12) は、許容曲げモーメントの値を保持したまま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。

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

即ち、汎用プログラムの出力 $|eM_S|$ 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値 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より一層の安全率の下に規定する不等式となる。

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

式(13)の右辺の値が、強度を打ち分けたハーフ PCa 梁の曲げ設計の成立を確認するための検定値である。汎用プログラ

ムの出力値からなる左辺の値が、下端が圧縮される場合は第一式、上端が圧縮される場合は第二式に示す検定値以下の値となっていれば、当該梁に作用する真の材端曲げモーメントと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の成立可否を確認することができる。

4. まとめ

本論文では、現場打設部が PCa 部とは異なる強度のコンクリートで打設されたハーフ PCa 梁について、この種のハーフ PCa 梁を用いて構築された骨組に水平荷重が作用した際の当該梁の曲げ材としての構造設計方法の構築を試みた。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ことで顕在化するこの種のハーフ PCa 梁特有の変形特性を考慮しながら、汎用一貫構造設計プログラムの出力値を用いてその許容応力度設計の成立可否の判定が可能となった。

参考文献

- 1) 佐藤良介, 小澤潤治, 他 2 名: 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
- 2) 佐藤良介, 小澤潤治, 他 2 名: 現場打設部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
- 3) 佐藤良介・小澤潤治・他 2 名: 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. 56 B, pp.277-288, 2010 年 3 月
- 4) 佐藤良介, 小澤潤治, 他 2 名: 現場打設部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梗概集 (北陸), B-1, 構造 I, pp.255 - 256, 2010 年 9 月
- 5) 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

DEVELOPMENT OF A STRUCTURAL DESIGN METHOD OF HALF PRECAST BEAMS WITH DIFFERENT CONCRETE STRENGTH FOR THE PRECAST AND THE CAST-IN-PLACE PORTION

R.Sato, J.Ozawa and Y.Sakai

A structural design method of half precast beams, composed of different concrete strength for the precast and the cast-in-place portions, against acting horizontal force on the frames built up with them has been proposed.

The method is aimed at making it possible for users to treat those beams as so-called normal reinforced concrete beams and to judge whether those beams show the agreement with the existing allowable stress concept by means of output data drawn from a general-purpose structural design software. In this paper, the process of the formulation of the method is shown based on the former proposed model for structural behavior of this kind of half precast beams derived from the further former experiment about them.