

PCa後打ち部をスラブConで一体打設したRC梁の実験的研究 -高層RC集合住宅に適用するPCa梁『Dolacon・Beam工法®』の開発-

茂 木 順 一 *¹ 成 瀬 忠 *¹
牛 谷 和 弥 *¹

要 旨

鉄筋コンクリート（以下，RC）造の高層建築物の梁は一般的にハーフプレキャスト（以下，PCa）梁が用いられている。PCa梁は梁の後打ち部とスラブの現場後打ち部のコンクリート強度が異なるため，梁とスラブの間に止め型枠を設置し，コンクリートの打分けを行っているのが現状である。この打分け作業は工期を要し，材料および労務費の増加に繋がっている。そこで，梁の後打ち部をスラブコンクリートで一体打設した梁「Dolacon・Beam工法®」を開発した。従来行っていたコンクリート打分け作業が不要となることで，施工効率を向上させることができ，工期短縮およびコスト削減が可能となる。

本報では，梁断面の上下を異なる強度のコンクリートで構成されるRC梁の構造実験を実施し，部材性能，曲げおよびせん断耐力の評価方法を確立したので報告する。

キーワード PCa梁／異種強度コンクリート／損傷抑制／部材耐力／変形性能

目 次

- | | |
|----------|----------------|
| 1. はじめに | 5. 許容応力度時の損傷評価 |
| 2. 実験概要 | 6. まとめ |
| 3. 実験結果 | 7. おわりに |
| 4. 耐力の評価 | |

AN EXPERIMENTAL STUDY ON RC BEAMS WITH PCA BEAM PARTIALLY INTEGRATED WITH SLAB CONCRETE -DEVELOPMENT OF PCA BEAMS “DOLACON BEAM METHOD” FOR HIGH-RISE RC APARTMENT BUILDING-

Junichi MOGI
Kazuya USHITANI

Tadashi NARUSE

Synopsis:

Half-precast beams are generally used in high-rise reinforced concrete buildings. Because the strength of the half-precast beam and the slab concrete differ, formwork is installed between them to allow separate concrete pouring. This process is time-consuming and increases material and labor costs. Therefore, we developed the "Dolacon Beam Method," in which part of the precast beam is integrated with the concrete slab. By eliminating the need for previously required formwork and separate pouring, construction efficiency can be improved, and both construction time and costs can be reduced.

In this paper, we report the results of structural experiments that confirmed the component performance, as well as the bending and shear strength, of RC beams composed of concretes with different strengths.

* 1 ICI 総合センター 建築構造・耐火グループ

1. はじめに

筆者らは高層 RC 建築物の施工合理化を目的とした技術開発を行っている。一般的に高層 RC 建築物の梁にはハーフプレキャスト（以下、PCa）梁が用いられているが、梁後打ち部とスラブはコンクリート強度が異なるため、梁とスラブの間に止め型枠を設置し、コンクリートの打分けを行っている。この打分け作業は工期を要し、さらに材料および労務費の増加に繋がっている。そこで、梁後打ち部をスラブコンクリートで一体打設した梁とする「Dolacon・Beam 工法®」（図-1）を開発した。本報では梁断面の上下を異なる強度のコンクリートで構成される RC 梁の構造性能の把握を目的とした構造実験の結果、耐力および損傷評価について報告する。本工法はこれらの結果を基に 2025 年 8 月に(一財)日本建築総合試験所による建築技術性能証明（GBRC 性能証明 第 25-21 号）を取得した。

2. 実験概要

2.1 試験体の概要

試験体は高層 RC 住宅に用いられる PCa 梁部材を想定した。縮小率を約 1/2 で設計し、梁断面寸法は幅 300mm、

せい 450mm で内法スパン 2,300mm ($M/Q \cdot D=2.56$) とした。試験体は曲げ破壊型 4 体(No.6,7,8,9)、せん断破壊型 1 体(No.10)、付着割裂破壊型 1 体(No.11)の計 6 体である。表-1 に試験体の諸元、図-2 に試験体形状を示す。

実験因子は、梁後打ち部とスラブのコンクリート打分けの有無、スラブの有無、コンクリート強度、主筋およびせん断補強筋の鋼種である。No.6 はコンクリートの設計基準強度 $F_c=60N/mm^2$ で一体打設した梁試験体である。主筋は 6-D22(USD590)、せん断補強筋は溶接閉鎖型の 4-MD6@50(MK785)とした。No.7 は No.6 に対して幅 100mm(片側)、厚さ 130mm のスラブ (D6@100(SD295)ダ

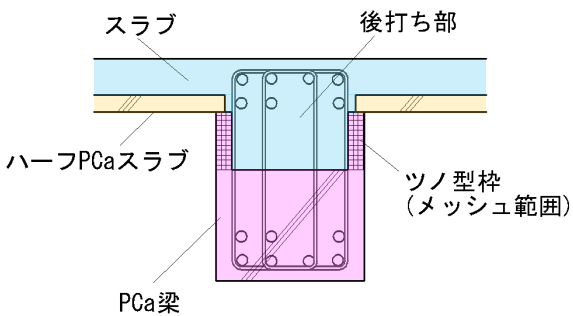
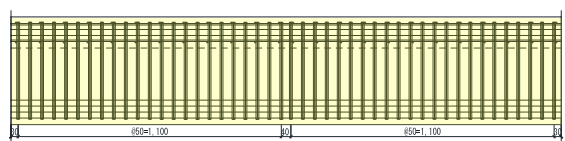


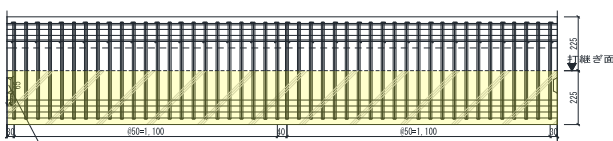
図-1 Dolacon・Beam 工法®

表-1 試験体諸元

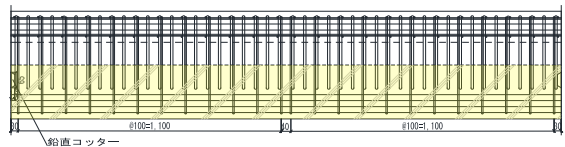
試験体名		No.6 (一体打:梁単体)	No.7 (一体打:基準)	No.8 (打分け:低強度)	No.9 (打分け:高強度)	No.10 (打分け:せん断)	No.11 (打分け:付着割裂)
想定破壊形式						せん断	付着割裂
打分け高さ (mm)	後打ち部	—				225	
	PCa部					225	
F_c (N/mm^2)	後打ち部	60				30	
	PCa部					60	
スラブ	幅×厚さ(mm)	—				100 (片側) × 130	
	配筋					D6@100ダブル	
	鋼種					SD295	
主筋	配筋(ρ_t)	6-D22(2.0%)				8-D22(2.7%)	
	鋼種	USD590				USD685	
せん断補強筋	配筋(ρ_w)	4-MD6@50(0.85%)				2-D6@100(0.21%)	2-MD6@100(0.21%)
	鋼種	MK785				SD295	MK785
打継補強筋	配筋(ρ_w)	—				2-D10@50(0.95%)	2-D10@100(0.47%)
	鋼種					SD295	
鉛直コッター	高さ×幅×深さ(mm)	—				65×260×16	



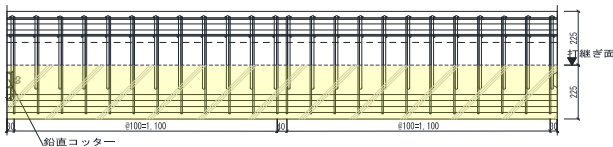
No.7 (No.6 はスラブ無し)



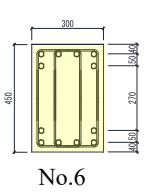
No.9(No.8 は PCa 部 Con,鉄筋鋼種が低強度)



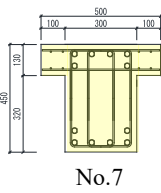
No.10



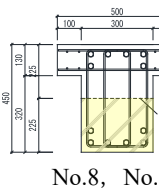
No.11



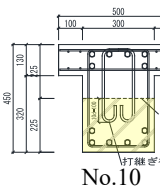
No.6



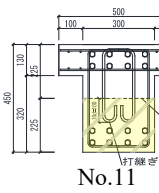
No.7



No.8, No.9



No.10



No.11

図-2 試験体形状

ブル)を取付けた試験体であり、本実験の基準試験体とした。No.8 はの材料を低強度とした試験体である。コンクリートは梁 PCa 部を $F_c=42\text{N/mm}^2$ 、後打ち部を $F_c=30\text{N/mm}^2$ とし、主筋は 6-D22(SD390)、せん断補強筋は 4-D6@50(SD295)とした。No.9 は材料を高強度とした試験体であり、PCa 部を $F_c=60\text{N/mm}^2$ 、後打ち部を $F_c=30\text{N/mm}^2$ とした。主筋は 6-D22(USD590)、せん断補強筋は 4-MD6@50(MK785)とした。No.10 はせん断破壊を想定した試験体であり、No.9 に対して主筋は 6-D22(USD685)、せん断補強筋は 4-D6@100(SD295)とした。また、打継補強筋として、中子筋と同幅で水平接合面より PCa 部側に 10d (d:鉄筋径)の定着長さ、かつ 180°フックを設けた U 型筋 (2-D10@50(SD295))を配置した。No.11 は付着割裂破壊を想定した試験体であり、No.9 に対して主筋は 8-D22(USD685)、せん断補強筋は 4-MD6@100(MK785)とした。また、打継補強筋として No.10 と同形状の U 型筋 (2-D10@100(SD295))を配置した。なお、No.8~No.11 の PCa 鉛直打継ぎ面には PCa 側に凹形となる鉛直コッターを設けた。また、水平打継ぎ面は櫛引による目粗し処理とした。

2.2 材料特性

表-2 に鉄筋の引張試験結果を示す。鉄筋は主筋に D22(USD685,USD590,SD390)、せん断補強筋に MD6(MK785)および D6(SD295)を使用した。スラブ筋に D6(SD295)、打継ぎ補強筋は D10(SD295)を使用した。また、表-3 にコンクリートの材料試験結果を示す。コンクリートは $F_c=60\text{N/mm}^2$ 、 $F_c=42\text{N/mm}^2$ および $F_c=30\text{N/mm}^2$ とした。

表-2 鉄筋の引張試験結果

使用箇所	使用試験体	鉄筋径(鋼種)	降伏点 σ_{sy} (N/mm ²)	引張強度 σ_{su} (N/mm ²)	降伏ひずみ度 ϵ_{sy} ($\times 10^{-6}$)	ヤング係数 E_s (kN/mm ²)
主筋	No.10,11	D22 (USD685)	696	881	3890	193
	No.6,7,9	D22 (USD590)	608	808	3680	195
	No.8	D22 (SD390)	433	601	2380	191
せん断補強筋	No.6,7,9,11	MD6 (MK785)	932*	1135	7110	182
	No.8,10	D6 (SD295)	353*	522	3910	189
スラブ筋	No.7,8,9,10,11	D6 (SD295)	365*	569	3980	173
打継ぎ補強筋	No.10,11	D10 (SD295)	351	496	2530	180

*降伏点は0.2%offset法による

表-3 コンクリートの材料試験結果

使用試験体	使用箇所	圧縮強度 σ_B (N/mm ²)	圧縮強度時 ひずみ度 ϵ_{cu} ($\times 10^{-6}$)	ヤング係数 E_c (kN/mm ²)	割裂強度 σ_t (N/mm ²)
No.6	一体	85.3	2660	40.0	3.88
No.7	一体	86.7	2790	39.3	3.86
No.8	後打ち部	39.4	2300	27.4	2.71
	PCa部	50.4	2700	32.2	3.24
No.9	後打ち部	39.3	2350	28.3	2.66
	PCa部	89.3	2900	41.1	4.13
No.10	後打ち部	40.0	2210	29.8	2.54
	PCa部	90.0	2760	41.5	3.69
No.11	後打ち部	40.4	2280	29.2	2.75
	PCa部	91.6	2840	41.3	3.96

2.3 実験方法

図-3 に加力装置を示す。加力は梁の正負交番繰返し逆対称曲げとした。左右のスタブの載荷点からそれぞれ 2500kN 油圧ジャッキで上下逆方向の変位を与え、両側のスタブの回転角が等しくなるように変位制御した。

加力サイクルは部材変形角 $R=\pm 1.25, \pm 2.5, \pm 3.3 \times 10^{-3}\text{rad}$ で各 1 サイクル、 $R=\pm 5, \pm 7.5, \pm 10, \pm 15, \pm 20, \pm 30, \pm 40 \times 10^{-3}\text{rad}$ で各 2 サイクル、 $\pm 50 \times 10^{-3}\text{rad}$ で 1 サイクルとした。最後に $R=\pm 70 \times 10^{-3}\text{rad}$ を 1 サイクル行うものとした。

3. 実験結果

3.1 試験体の破壊および履歴性状

写真-1 に各試験体の最終破壊状況、図-4 に各試験体の梁せん断力(Q)-部材変形角(R)関係を示す。図中には曲げひび割れ、せん断ひび割れ、主筋の降伏および最大耐力をプロットした。また、4 章で述べる曲げ耐力計算値(Q_{mu})、せん断耐力計算値(Q_{su})および付着割裂破壊を考慮したせん断耐力計算値(Q_{BU})を示す。

(1) 曲げ破壊型 (No. 6, No. 7, No. 8, No. 9)

各試験体ともに $R=+0.5 \times 10^{-3}\text{rad}$ 付近で梁端部に曲げひび割れが発生、 $R=+1.5 \times 10^{-3}\text{rad}$ 付近でせん断ひび割れが発生した。材料を低強度とした No.8 は $R=+7.5 \times 10^{-3}\text{rad}$ 時、No.6, No.7, No.9 は $R=+15.0 \times 10^{-3}\text{rad}$ 時に 1 段筋および 2 段筋が引張降伏し、 $R=+20.0 \times 10^{-3}\text{rad}$ 付近でスラブおよび梁下端部に圧壊が生じた。No.6 は $R=+50.0 \times 10^{-3}\text{rad}$ 時に最大耐力 539kN に達し、 $R=+70.0 \times 10^{-3}\text{rad}$ まで最大耐力の 93%の耐力を保持していた。No.7 は $R=+40.0 \times 10^{-3}\text{rad}$ 時に最大耐力 556kN に達し、若干のスラブの効果が見られた。 $R=+70.0 \times 10^{-3}\text{rad}$ まで最大耐力の 91%の耐力を保持していた。No.8 は $R=+40.0 \times 10^{-3}\text{rad}$ 時に最大耐力 383kN に達し、 $R=+70.0 \times 10^{-3}\text{rad}$ まで最大耐力の 93%の耐力を保持していた。No.9 は $R=+50.0 \times 10^{-3}\text{rad}$ 時に最大耐力 543kN に達し、 $R=+70.0 \times 10^{-3}\text{rad}$ まで最大耐力の 99%の耐力を保持していた。その後は梁端部上下のかぶりコンクリートの剥落が顕著となり、徐々に耐力低下を示した。曲げ破壊型 (No.6~No.9) の破壊状況および履

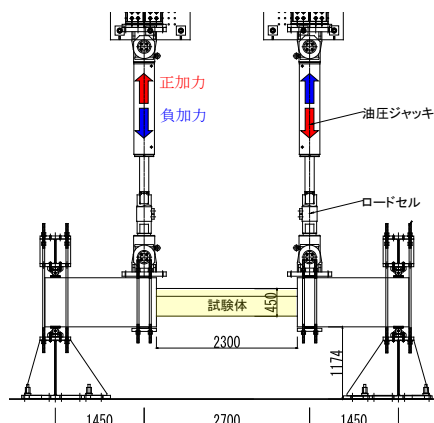


図-3 加力装置

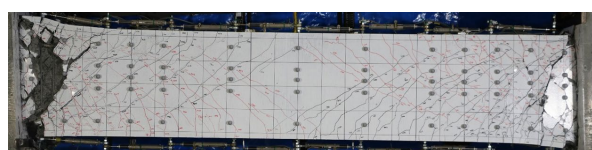
歴性状はコンクリート打分けの有無による有意な差は見られなかった。

(2) せん断破壊型 (No. 10)

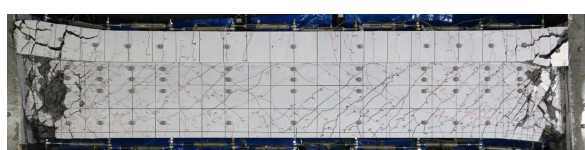
$R=+0.6 \times 10^{-3}\text{rad}$ 時に梁端部の後打ち部および PCa 部に曲げひび割れが発生し、 $R=+3.0 \times 10^{-3}\text{rad}$ 時にせん断ひび割れが発生した。その後、 $R=+8.6 \times 10^{-3}\text{rad}$ 時にせん断補強筋が降伏したが耐力は上昇し、 $R=+15.0 \times 10^{-3}\text{rad}$ 時に最大耐力 471kN に達した。 $R=+20.0 \times 10^{-3}\text{rad}$ 時に 1 段筋が降伏した。その後はせん断ひび割れとコンクリートの圧壊の進展により耐力低下し、 $R=+50.0 \times 10^{-3}\text{rad}$ 時の耐力は最大耐力の 61% となった。スラブがある梁上側ではせん断ひび割れが少なく、梁下側にせん断ひび割れが集中していた。また付着割裂も顕著で複合的な破壊となった。

(3) 付着割裂破壊型 (No. 11)

$R=+0.6 \times 10^{-3}\text{rad}$ 時に梁の曲げひび割れ、 $R=+1.8 \times 10^{-3}\text{rad}$ 時にせん断ひび割れが発生した。 $R=+10.0 \times 10^{-3}\text{rad}$ 時に梁中央部の下端筋位置、側面および下面に付着割裂ひび割れが発生し、 $R=+15.0 \times 10^{-3}\text{rad}$ 時に最大耐力 582kN に達した。その後、梁中央部の付着割裂ひび割れが徐々に梁端部まで進展し、 $R=+30.0 \times 10^{-3}\text{rad}$ 時に 1 段筋が降伏した。その後は付着割裂ひび割れによるかぶりコンクリートの剥落が顕著となり、徐々に耐力低下し、 $R=+70.0 \times 10^{-3}\text{rad}$ 時の耐力は最大耐力の 57% となった。破壊形式は下端筋での付着割裂破壊であった。コンクリート強度が低い上端筋で付着割裂破壊する想定だったが、上端筋位置では破壊せず、コンクリート強度が高い下端筋で破壊した。



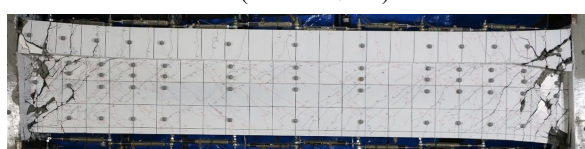
No.6(Fc60)



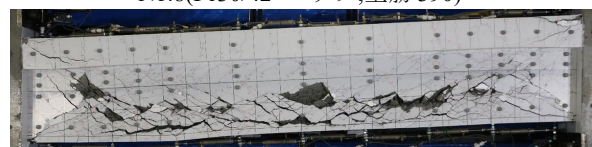
No.7(Fc60+スラブ)



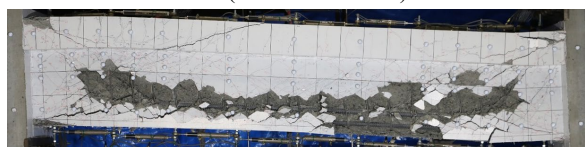
No.8(Fc30/42+スラブ, 主筋 390)



No.9(Fc30/60+スラブ)



No.10(せん断 : Fc30/60+スラブ)



No.11(付着割裂 : Fc30/60+スラブ)

写真-1 最終破壊状況

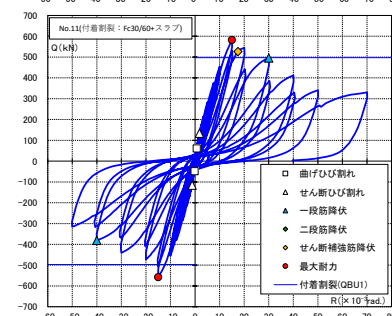
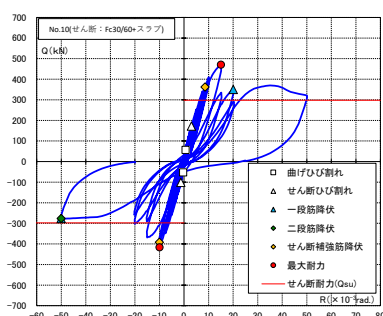
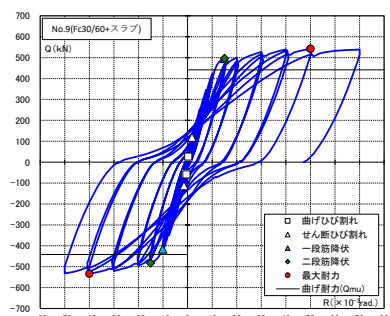
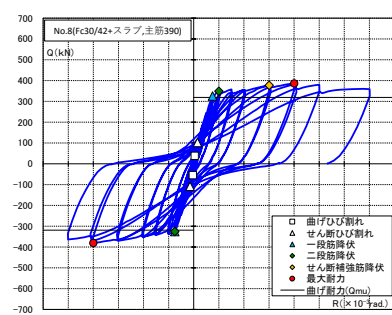
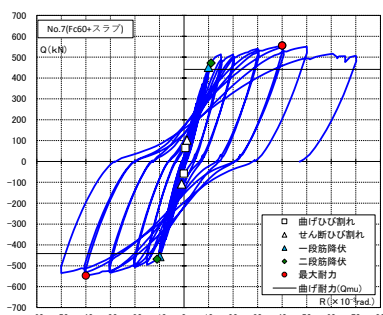
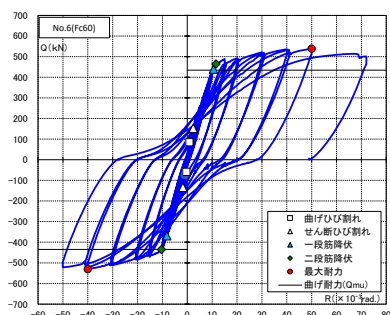
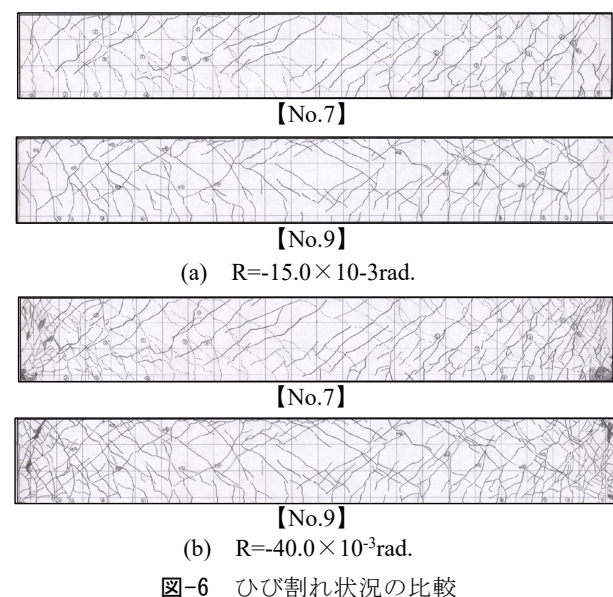
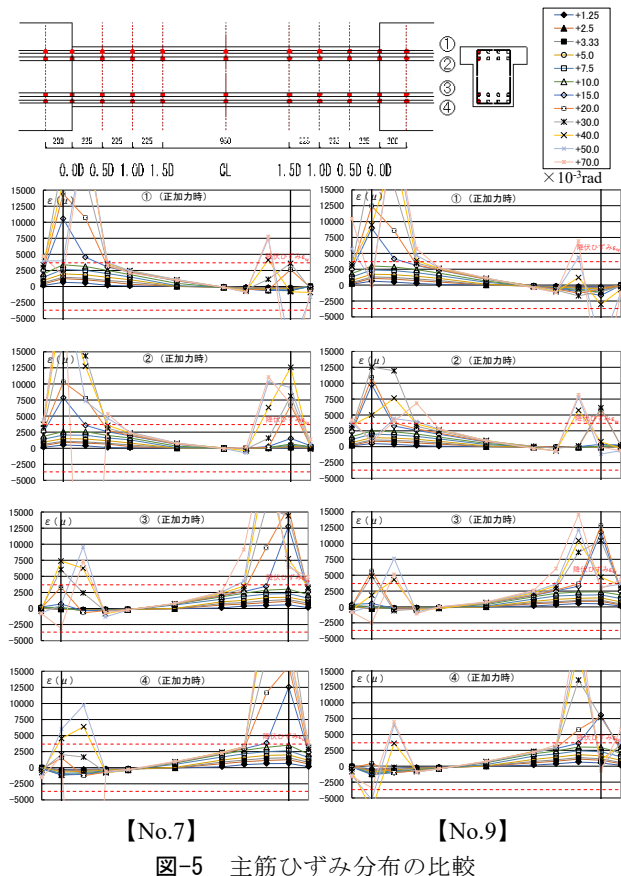


図-4 梁せん断力(Q)一部位変形角(R)関係

3.2 コンクリート打分けの有無による比較

図-5 に No.7 (一体打ち) と No.9 (打分け) の正加力時のピークサイクルの主筋ひずみ分布, 図-6 にひび割れ状況を比較して示す. 両者ともに概ね同様の分布を示しており, $R=15.0 \times 10^{-3}\text{rad}$ 時に梁端部から $0.5D$ (D : 梁せい) 区間で上端筋および下端筋が降伏に至った. また, 上端1段筋で No.9 の後打ち部が圧縮側になる右端の鉄筋のひずみが No.7 より若干大きくなっていた. これはコンクリート強度が低いと相対的に鉄筋の負担が増大していると考えられる. ひび割れ状況には大きな差異は見られなかった.



4. 耐力の評価

表-4 に各試験体の実験の最大荷重と各耐力の計算値の比較を示す. 実験値は正加力の最大値とし, 実/計のハッチングは最終破壊モードを示す. 以下に各耐力の評価方法を示す. なお, 前式で記載がある共通の記号説明は省略する.

(1) 曲げ耐力

梁の曲げ耐力 M_u はスラブ筋を考慮した曲げ略算式¹⁾ (式[1]) によって評価した. 曲げ破壊型 (No.6~No.9) の実験値は計算値に対して 1.21~1.26 倍であり, 安全側に評価されている.

$$M_u = 0.9a_t \cdot \sigma_y \cdot d \quad [1]$$

a_t : 引張鉄筋断面積 (mm^2)

σ_y : 引張鉄筋の降伏強度 (N/mm^2)

d : 梁の有効せい (mm)

(2) せん断耐力

梁のせん断耐力算定に用いるコンクリート強度はスラブを除く梁断面の異種コンクリート強度を面積比で換算した強度 F_{ce} (式[2]) を用いる. せん断耐力はせん断補強筋が JIS 筋の場合は荒川 mean 式¹⁾ (式[3]), 高強度せん断補強筋の場合は終局強度型設計指針式²⁾を修正した修正塑性式 (式[4]) によって評価した. せん断破壊型 (No.10) は JIS 筋(SD295)を用いているため式[3]で算定すると, 実験値は計算値に対して 1.57 倍となり安全側に評価できている.

$$F_{ce} = \frac{F_{ce1} \cdot b \cdot d_1 + F_{ce2} \cdot b \cdot d_2}{b \cdot D} \quad [2]$$

F_{ce} : コンクリートの面積比換算強度 (N/mm^2)

F_{ce1} : PCa 部コンクリート強度 (N/mm^2)

F_{ce2} : 後打ち部コンクリート強度 (N/mm^2)

b : 梁幅 (mm)

D : 梁せい (mm)

d_1 : PCa 部高さ (mm)

d_2 : 後打ち部高さ (mm)

表-4 実験最大荷重と計算耐力の比較

		No.6	No.7	No.8	No.9	No.10	No.11
コンクリート	後打ち部			39.4	39.3	40.0	40.4
	PCa部	85.3	86.7	50.4	89.3	90.0	91.6
	面積比換算 F_{ce} ^[2]			44.9	64.3	65.0	66.0
破壊モード		曲げ	曲げ	曲げ	曲げ	せん断	付着剥離
計算値	実験値	Q_{exp}	539	556	386	543	471
	曲げ 略算式 ^[1)]	Q_{cal}	435	442	319	442	504
	せん断 荒川mean式 ^[3)]	Q_{cal}	526	530	322	469	300
	修正塑性式 ^[4)]	Q_{cal}	847	849	362	823	244
	付着 修正塑性式 ^[5)]	Q_{cal}	895	902	598	597	444
実/計	曲げ 略算式	Q_{exp}/Q_{cal}	1.24	1.26	1.21	1.23	0.94
	せん断 荒川mean式	Q_{exp}/Q_{cal}	1.02	1.05	1.20	1.16	1.57
	修正塑性式	Q_{exp}/Q_{cal}	0.64	0.65	1.07	0.66	1.93
	付着 修正塑性式	Q_{exp}/Q_{cal}	0.60	0.62	0.65	0.91	1.06

*せん断力表示 (単位:kN)

p_t : 引張鉄筋比 (%)
 M/Qd : せん断スパン比 ($1 \leq M/Qd \leq 3$)
 p_w : せん断補強筋比
 σ_{wy} : せん断補強筋の降伏点 (N/mm²)
 j : 梁の応力中心間距離 (mm)

$$k_1 = \frac{\sqrt{\left(\frac{L}{D}\right)^2 + 1} - \frac{L}{D}}{2}$$

$$k_3 = \frac{2\tau_b \Sigma \varphi}{bvF_c} \leq 1.0$$

$$\tau_b = \alpha_{bu} \cdot k_0 \left(0.0961b_i + 0.134 + \frac{7.8A_{st}\hbar}{SNd_h} \right) \sqrt{F_c}$$

τ_b	: 付着割裂強度 (N/mm ²)
α_{bu}	: 1 段筋は 1.0, 2 段筋は 0.6 とする
k_θ	: 上端筋は 1.0, 下端筋は 1.1 とする
$\Sigma\phi$	: 引張鉄筋の周長和 (mm)
F_c	: 主筋近傍のコンクリート強度 (N/mm ²)

$$Q_{SH1} = b j_t p_w \sigma_{wv} + k_1 (1 - k_2) b D v F_{ce} \quad [4]$$

$$k_1 = \frac{\sqrt{\left(\frac{L}{D}\right)^2 + 1} - \frac{L}{D}}{2}$$

$$k_2 = \frac{2p_w \sigma_{wy}}{\nu F_{co}} \leq 1.0$$

$$v = 0.7 \left(0.7 - \frac{F_{ce}}{200} \right)$$

j_t : 主筋の重心間距離 (mm)
 v : コンクリート圧縮強度の有効係数
 L : 部材の内法長さ (mm)

梁主筋の付着割裂破壊によるせん断耐力 Q_{BU1} は修正塑性式(式[5])によって評価した。なお、算定に用いるコンクリート強度 F_c はその鉄筋周囲のコンクリート強度としている。また、式中の付着割裂強度 τ_{cb} の原式^{2) 3) 4)}は1段筋のみを対象としているため、2段筋には文献⁵⁾の1段目以外の鉄筋に対する低減を準用し、係数 α_{bu} を乗じることとした。さら下端筋の上端筋に対する付着強度比 k_0 は原式では 1.22 としてが、文献⁴⁾よりコンクリート強度の増大につれて 1.0 に近付くことから、本工法のコンクリート強度の上限である $60N/mm^2$ の値 1.1 とした。その結果、表-4 より、付着割裂破壊型 (No.11) の実験値は計算値に対して、1.17 倍であり安全側に評価されている。

$$Q_{BII1} = j_t \tau_b \sum \varphi + k_1(1 - k_3)bDvF_c \quad [5]$$

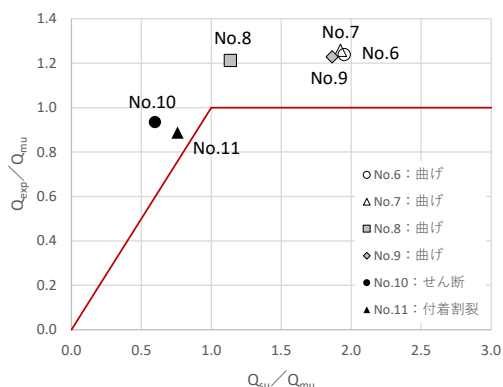


図-7 せん断余裕度(O_{su}/O_{mu})と破壊モード

図-7 に式[1]～[5]による曲げ耐力(Q_{mu})とせん断耐力(Q_{su})によるせん断余裕度(Q_{su}/Q_{mu})と破壊モードの関係を示す。JIS 筋を用いている No.10 は式[3]、それ以外の試験体は式[4]を用いた。曲げ破壊型の No.6～No.9 は $Q_{exp}/Q_{mu} > 1.0$ であり、式[1]～[5]で評価した耐力で $Q_{su}/Q_{mu} > 1.0$ を確保しているため、破壊モードは良く推定されていることが分かる。

せん断ひび割れ幅の判定基準は文献⁶⁾により下記の値とした。ただし、実験値は試験体の縮小率 1/2 であるため、ひび割れ幅を 0.15mm 以下と読み替えて実験結果を検証した。

長期許容耐力時：0.3mm 以下
短期許容耐力後の長期許容耐力時：0.3mm 以下

実験でのひび割れ幅の計測はサイクルピーク時と除荷時のみを計測しているが、短期荷重の損傷評価は地震後の長期荷重作用下でのひび割れ幅であるため、文献⁷⁾を参考に短期許容耐力時から長期許容耐力時まで除荷した時のひび割れ幅を推定した。図-8 にせん断力(Q)とせん断ひび割れ幅(W_{cr})関係のモデルを示す。

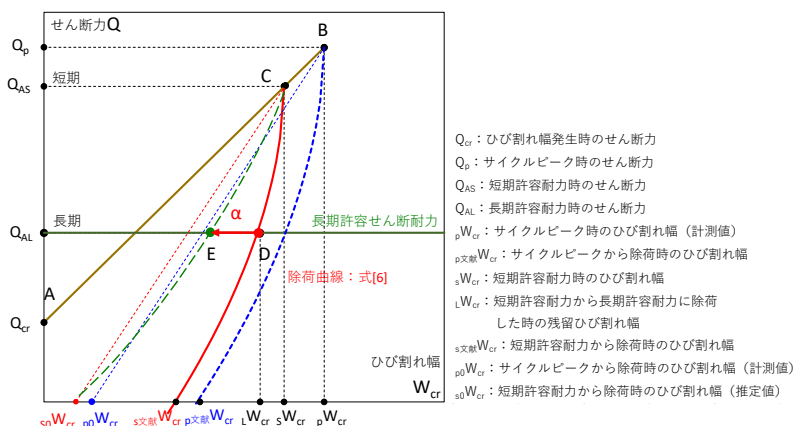


図-8 せん断力-ひび割れ幅モデル

せん断ひび割れ発生 Q_{cr} (A 点) からサイクルピーク Q_p (B 点) までのせん断ひび割れ幅はせん断力に比例することから、まず直線 AB 上に短期許容耐力時 Q_{AS} (C 点) があると仮定して短期許容耐力時 Q_{AS} のひび割れ幅 sW_{cr} を算出する。次に sW_{cr} を式[6]に代入すると C 点からの除荷曲線 (赤線) を仮定でき、短期許容耐力時 Q_{AS} (C 点) から長期許容耐力時 Q_{AL} (D 点) まで除荷した時のひび割れ幅 ${}_LW_{cr}$ および除荷時のひび割れ幅 ${}_{s文獻}W_{cr}$ が分かる。同様に計測したサイクルピーク Q_p (B 点) からの除荷曲線 (青線) を仮定すると、除荷時のひび割れ幅 ${}_{p文獻}W_{cr}$ は、除荷時の計測値 ${}_{p0}W_{cr}$ と乖離があった。そこで、サイクルピーク Q_p (B 点) から除荷時の計測値 ${}_{p0}W_{cr}$ を結ぶ線分と平行に短期許容耐力時 Q_{AS} (C 点) から引き、短期許容耐力から除荷時のひび割れ幅を ${}_{s0}W_{cr}$ と仮定した。この時、除荷時のひび割れ幅 ${}_{s文獻}W_{cr}$ を ${}_{s0}W_{cr}$ と一致させる補正係数 α をひび割れ幅 ${}_LW_{cr}$ に乗じて、短期許容耐力時 (C 点) から長期許容耐力時 (E 点) まで除荷した時のひび割れ幅を推定した。

$$\frac{Q}{pQ} = 1 - 1.54 \left(\frac{W_{cr}}{pW_{cr}} \right)^{0.546} \quad [6]$$

Q : せん断力

pQ : 各サイクル時のせん断力

W_{cr} : 最大ひび割れが計測される位置でのひび割れ幅

pW_{cr} : 各サイクルピーク時の最大ひび割れ幅

$$\alpha = \alpha_0 + \frac{1-\alpha_0}{Q_p} \times Q_{AL} \quad [7]$$

$$\alpha_0 = \frac{{}_{p0}W_{cr}}{pW_{cr}} \times \frac{{}_{s}W_{cr}}{{}_{s文獻}W_{cr}} \quad [8]$$

表-5 に短期許容せん断耐力後の長期許容せん断耐力時せん断ひび割れ幅を示す。短期許容せん断耐力後に長期許容せん断耐力まで除荷した時の残留せん断ひび割れ幅は No.9 を除く 5 体は 0.00~0.15mm となり制限値以内であった。No.9 は打分け試験体 4 体の平均値および、標準偏差を用いて 95%信頼区間を算出すると異常値と考えられる。ひび割れ幅が過大となった要因としては施工上の締固め不足と推測される。

表-5 短期許容せん断耐力後の長期せん断耐力時せん断ひび割れ幅

			No.6	No.7	No.8	No.9	No.10	No.11
実測値	サイクルピーク時	Q_p (kN)	432	455	245	423	191	175
		${}_pW_{cr}$ (mm)	0.25	0.35	0.25	0.35	0.10	0.15
	除荷時	W_{c0} (mm)	0.06	0.06	0.10	0.15	0.04	0.04
推定値	短期許容せん断耐力時	${}_sW_{cr}$ (mm)	0.21	0.28	0.19	0.28	0.00	0.11
	長期許容せん断耐力時	$\alpha \times {}_LW_{cr}$ (mm)	0.13	0.15	0.15	0.20	0.00	0.09

6. まとめ

梁断面上下が異種強度コンクリートで構成される RC 梁の曲げ実験により以下のことが分かった。

- (1) コンクリート強度打分けの有無による曲げ耐力および変形性能に有意な差は見られなかった。
- (2) 曲げ破壊型試験体の最大耐力は式[1]で精度良く評価することができた。
- (3) せん断破壊型試験体の最大耐力はコンクリート強度を面積比換算強度とした式[3]および式[4]により安全側に評価することができた。
- (4) 付着割裂破壊型試験体の最大耐力は式[5]により安全側に評価することができた。
- (5) 本工法は短期設計荷重時に許容せん断耐力以下となるように設計するで、せん断ひび割れ幅は制限値以内とすることができ、梁は補修せずに継続使用できることを確認した。

7. おわりに

高層 RC 住宅に適用する PCa 梁部材『Dolaccon・Beam 工法®』の開発として本実験を行った。Dolaccon・Beam 工法®は、RC ラーメン構造の梁部材のみを対象とし、保有水平耐力計算にて設計される梁の設計および施工に適用する工法である。本実験から得られた結果をもとに 2025 年 8 月に(一財)日本建築総合試験所の建築技術性能証明 (GBRC 性能証明 第 25-21 号)を取得している。

参考文献

- 1) 2020 年度版 建築物の構造関係技術基準解説書
- 2) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説, 1990
- 3) 藤井 栄, 森田 司朗：異形鉄筋の付着割裂強度に関する研究：第 1 報付着割裂破壊を支配する要因についての実験結果, 日本建築学会論文報告集, No.319, pp.47-55, 1982.9
- 4) 藤井 栄, 森田 司朗：異形鉄筋の付着割裂強度に関する研究：第 2 報 付着割裂強度算定式の提案, 日本建築学会論文報告集, No.324, pp.45-53, 1983.2
- 5) 角 徹三, 張 建東, 飯塚 信一, 山田 守：高強度コンクリートレベルをも包含する RC 部材の付着割裂強度算定式の提案, コンクリート工学論文集, Vol.3, No.1, pp.97-108, 1992.1
- 6) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 2024
- 7) 河南 孝典, 磯 雅人, 丸田 誠, 越路 正人：SD490 のせん断補強筋を用いた RC 梁部材のせん断ひび割れ開閉挙動, コンクリート工学年次論文集, Vol.36, No.2, 2014