

報告 高炉スラグ高含有セメントを用いた 100N/mm² 級超高強度コンクリート構造部材の実験的研究

高津 比呂人^{*1}・木村 秀樹^{*2}・小島 正朗^{*3}・依田 和久^{*4}

要旨: 高炉スラグ高含有セメントを用いた超高強度コンクリート柱・梁接合部実験および柱実験を実施した。柱・梁接合部試験体はプレキャスト工法を想定した接合部破壊型の試験体であり、実験の結果、想定通り接合部破壊となったこと、従来セメントを用いた同断面・同配筋の試験体と耐力や履歴性状に差がないことが確認された。一方、曲げ破壊を想定した柱試験体も、従来セメントを用いた試験体と同等の耐力や履歴性状であることを確認した。また、柱試験体の曲げ耐力について、カバーコンクリートおよびコアコンクリートを材料試験結果に基づきモデル化した断面解析により、精度良く評価できることを確認した。

キーワード: 高炉スラグ高含有セメント, 超高強度コンクリート, 柱・梁接合部, 柱, 高軸力, 断面解析

1. はじめに

近年、地球環境保護の観点からエネルギー消費と二酸化炭素排出量を抑制するための有効な手段として高炉セメントの利用拡大が期待されている。筆者らの研究グループは高炉スラグを多量に含有するセメントと、それを使用したコンクリートおよびこのコンクリートに適した構造体の全体システムの開発を行ってきた^{1),2)}。

この高炉スラグ高含有セメントを使ったコンクリートは、水セメント比が50%程度の普通強度の領域では中性化速度が従来セメントを使ったコンクリートよりも速くなる場合があるため、水セメント比を低下（コンクリートを高強度化）させることにより、従来セメントを使った部材と同等の中性化に対する抵抗性を確保してきた³⁾。

本報では、100N/mm² 超高強度用に開発した、シリカフェームを10%混合した高炉スラグ高含有セメントを用いたコンクリート⁴⁾（以下、BCHコンクリート）を使った構造部材の性能を検証するために実施した、柱・梁接合部実験および柱実験結果について報告する。

2. 柱・梁接合部実験

2.1 実験概要

試験体一覧を表-1に、試験体図を図-1に示す。試験体は梁・接合部一体型プレキャスト（以下、PCa）工法を想定しており（図-2）、柱断面を350mm×350mm、梁断面を255mm×350mmとし、接合部でのせん断破壊が先行するように設計した。パラメータはコンクリート（セメント、BCHと高強度用に一般に用いられる中庸熱（M））の種類のみである。コンクリートの調合を表-2に示す。コンクリートには、実施工時に耐火性能確保の

ために投入することが想定されるポリプロピレン繊維を1kg/m³混入した。

表-1 柱・梁接合部試験体一覧

試験体名	BCH-J5	M-J6	
	BCH	M	
柱	断面	350mm×350mm	
	主筋	12-D16 (SD490) p _g =1.95%	
	せん断補強筋	4-D6@50 (KSS785) p _w =0.73%	
梁	断面	255mm×350mm	
	主筋	4+4-D22 (SD490) p _t =4.30%	
	せん断補強筋	4-D6@75 (KSS785) p _w =0.67%	
接合部	せん断補強筋	4-D6 (KSS785) 3組 p _w =0.51%	
	せん断余裕度 ^{*1}	0.67	0.73
	定着余裕度 ^{*2}	1.08	1.17

^{*1}: 靱性保証型指針⁵⁾による接合部せん断信頼強度 V_{ju} を終局限界状態設計用せん断力 V_j で除した値
^{*2}: 靱性保証型指針による付着強度 τ_u を接合部内通し梁主筋の設計用付着応力度 τ_j で除した値

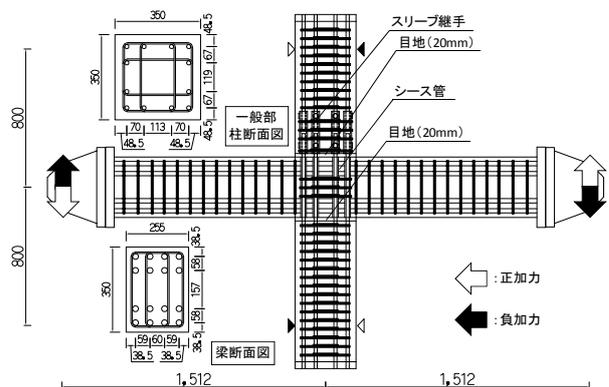


図-1 試験体図

(BCH-J5, M-J6 共通, 単位: mm)

^{*1} (株) 竹中工務店 技術研究所 新生産システム部 主任研究員 工修 (正会員)

^{*2} (株) 竹中工務店 技術研究所 構造部 部長 工博 (正会員)

^{*3} (株) 竹中工務店 技術研究所 建設材料部 主任研究員 工修 (正会員)

^{*4} 鹿島建設(株) 技術研究所 建築生産 Gr. 上席研究員 博士 (工学) (正会員)

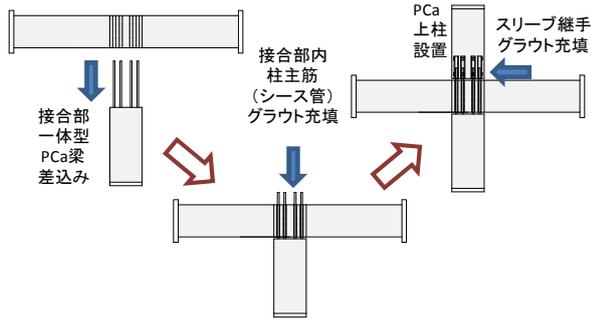


図-2 試験体組立手順

加力は、試験体を閉鎖型フレームに入れ、左右の梁の鉛直変形が逆対称になるように油圧ジャッキを制御しながら、変位漸増正負繰返し载荷により行った。柱には圧縮軸力比 $\eta_c (=N/(B_c \cdot D_c \cdot \sigma_B))$, N : 圧縮軸力, B_c : 柱幅, D_c : 柱せい, σ_B : 実験時コンクリートシリンダー ($\phi 100\text{mm} \times 200\text{mm}$) 圧縮強度) 0.2 の一定軸力を導入した。変位履歴は、層間変形角 (R_c) 制御とし、 $R_c = \pm 1, 2, 3, 3, 5, 7.5, 10, 15, 20, 30, 40, 50/1000\text{rad}$. で各 2 回ずつの正負繰返しとした。

実験時のコンクリートおよび鉄筋の材料強度を表-3 に示す。実験時の材料強度を用いて文献5)により計算した接合部せん断余裕度 (V_{ju}/V_j) と通し配筋の定着余裕度 (τ_u/τ_j) を表-1 に併記した。

表-2 コンクリートの調査

セメントの種類	スランプフロー [cm]	空気量 [%]	W/C [%]	単位量 [kg/m ³]			
				W	C	S	G
BCH	60±10	2.0	20	148	740	659	851
M	60±10	2.0	23	170	740	662	851

W: 上水道水, C: 高強度用 BCH プロトタイプセメント (密度: 2.89g/cm³)・中庸熱ポルトランドセメント (密度: 3.21g/cm³), S: 千葉県君津産山砂, G: 山梨県大月産安山岩

表-3 材料試験結果一覧 (単位: N/mm²)

	σ_B	E_c	σ_{ct}
BCH	106.3	3.69×10^4	4.43
M	120.0	3.82×10^4	5.25
	σ_y	E_s	σ_t
柱主筋D16(SD490)	562.8	1.95×10^5	748.2
梁主筋D22(SD490)	551.5	1.97×10^5	743.7
せん断補強筋D6(KSS785)	905.3*	1.88×10^5	1148.5

$E_c \cdot E_s$: コンクリート・鉄筋ヤング係数, σ_{ct} : コンクリートシリンダー割裂引張強度, σ_y : 鉄筋降伏強度, σ_t : 鉄筋引張強度

*: せん断補強筋 D6 の降伏強度は 0.2%耐力

2.2 実験結果

図-3 に層せん断力-層間変形角関係と $R_c = -40/1000\text{rad}$. ピーク時の試験体ひび割れ状況を示す。図には、文献5)による接合部せん断強度時の層せん断力を点線で示した。なお、接合部せん断強度 V_{ju} 時の層せん断力 V_c

は以下の式(1)により算出した。

$$V_c = V_{ju} \cdot L_b \cdot j_b / (L \cdot h - L_b \cdot j_b) \quad (1)$$

L_b : 梁スパン長, L : 梁内法スパン長 ($=L_b - D_c$), j_b : 梁の応力中心間距離 ($=7d/8$), d : 梁有効せい, h : 階高

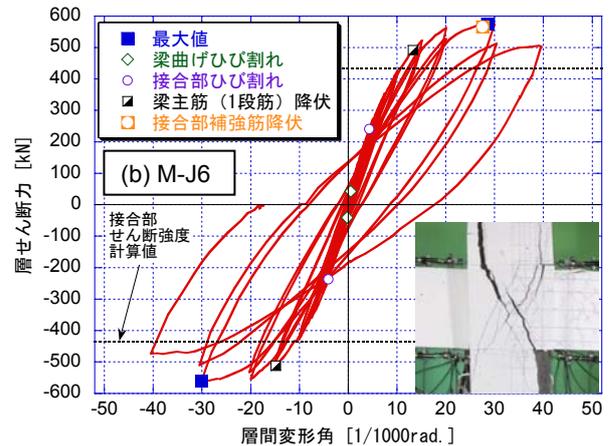
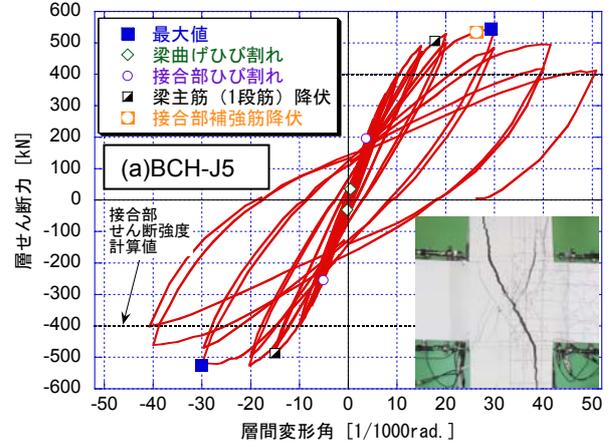


図-3 層せん断力-層間変形角関係

BCH コンクリートを用いた BCH-J5 および従来コンクリートを用いた M-J6 はともに、 $R_c = \pm 15/1000\text{rad}$. 付近で梁主筋 (1 段筋) の降伏は見られたが、2 段筋の降伏は確認されなかった。また、図に示したひび割れ状況 (接合部対角線上のひび割れが拡大) を勘案すると、いずれも接合部破壊であったと判定できる。BCH-J5, M-J6 とともに、接合部せん断強度計算値を上回り、 $R_c = \pm 30/1000\text{rad}$. で接合部補強筋降伏直後に最大耐力を發揮し、その後は徐々に耐力が低下した。

表-4 に実験結果一覧を示す。梁曲げひび割れ発生強度、接合部ひび割れ発生強度について、ほとんど実験値が計算値を下回っていたが、BCH コンクリートを用いた BCH-J5 と従来コンクリートを用いた M-J6 で実験値と計算値の比に大差がないことを確認した。最大耐力については、BCH-J5, M-J6 とともに梁曲げ終局強度に達していないこと、接合部せん断強度計算値を約 30% 上回っ

表-4 柱・梁接合部実験結果一覧

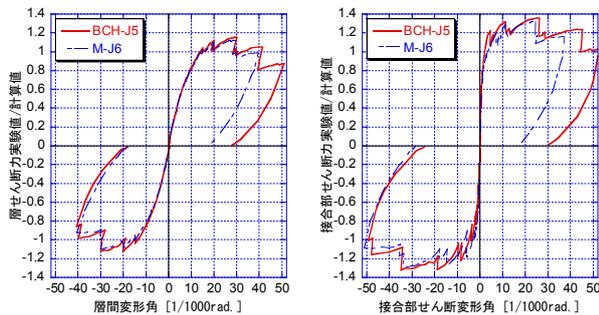
試験体		BCH-J5		M-J6	
		正	負	正	負
梁曲げ ひび割れ	V_c [kN]	35.2	-30.6	43.1	-40.1
	R_c [/1000rad]	0.4	-0.2	0.5	-0.2
	計算値1 [kN]	57.0 (0.62)	57.0 (0.54)	59.9 (0.72)	59.9 (0.67)
接合部 ひび割れ	V_c [kN]	196.0	-254.9	240.7	-236.6
	R_c [/1000rad]	3.7	-5.1	4.3	-4.1
	計算値2 [kN]	252.1 (0.78)	252.1 (1.01)	274.6 (0.88)	274.6 (0.86)
最大 耐力	V_c [kN]	544.5	-525.7	574.4	-560.5
	R_c [/1000rad]	29.3	-30.1	28.5	-30.1
	計算値3 [kN]	613.8 (0.89)	613.8 (0.86)	613.8 (0.94)	613.8 (0.91)
	計算値4 [kN]	399.6 (1.36)	399.6 (1.32)	435.0 (1.32)	435.0 (1.29)

() 内は実験値と計算値の比, 計算値 1: 梁曲げひび割れ発生強度計算値⁶⁾時層せん断力, 計算値 2: 接合部ひび割れ発生強度計算値⁵⁾時層せん断力, 計算値 3: 梁曲げ終局強度計算値⁶⁾時層せん断力, 計算値 4: 接合部せん断強度計算値⁵⁾時層せん断力

ていたことを確認した。

図-4(a)に BCH-J5 と M-J6 の層せん断力-層間変形角の包絡線の比較を, 図-4(b)に接合部せん断力-接合部せん断変形角の包絡線の比較を示す。図-4(a),(b)の縦軸は両試験体のコンクリート強度が異なっていたため, それぞれ接合部せん断強度計算値 V_{ju} ⁵⁾時の層せん断力と V_{ju} で基準化した。図中の二つの曲線はほとんど一致していることから, BCH コンクリートを使った部材と従来コンクリートを使った部材の履歴性状はほぼ同じであるといえる。

以上の実験結果から, BCH コンクリートを使った架構の柱・梁接合部については, 従来コンクリートを使った架構と同様に評価できるといえる。



(a)層せん断力-層間変形角関係 (b)接合部せん断力-接合部せん断変形角関係

図-4 包絡線の比較

3. 柱実験

3.1 実験概要

試験体柱断面は柱・梁接合部試験体と統一し, 350mm × 350mm とし, 鉄筋の配置も同様とした。パラメータは

コンクリート(セメント, BCH と中庸熟(M))の種類と柱軸力の載荷履歴とした。試験体一覧を表-5に, 試験体図と柱軸力載荷履歴を図-5に示す。いずれの試験体も曲げ降伏が先行することを想定し, コンクリートは柱・梁接合部試験体と同じ調合とした(表-2参照)。

加力は, 上下スタブを平行に保って水平力を載荷する変位漸増正負繰返し載荷で行った。B2C, M1C 試験体の柱には圧縮軸力比 $\eta_c=0.2$ の一定軸力を導入した。一方, B2V, M1V 試験体の柱は, 長期軸力 ($\eta_c=0.2$) を基点とし, 正加力側は ACI 式⁷⁾による計算曲げ強度時に $\eta_c=0.65$ となるようにせん断力に比例して軸力を増大させ, 以降は $\eta_c=0.65$ で一定とする計画とした。また, 負加力側も ACI 式による計算曲げ強度時に $-0.9 \cdot A_g \cdot \sigma_y$ (A_g : 主筋全断面積) となるようにし, 以降は $-0.9 \cdot A_g \cdot \sigma_y$ で一定の軸力とした(図-5)。変位履歴は, 部材角 (R) 制御とし, $R=\pm 1,2,3,3,5,7.5,10,15,20,30,40,50/1000rad$ で各 2 回ずつの正負繰返しとした。

実験時のコンクリート材料強度を表-6に示す。鉄筋は柱・梁接合部試験体と同じものを用いた(表-3参照)。

表-5 柱試験体一覧

試験体名	B2C	M1C	B2V	M1V
コンクリート	BCH	M	BCH	M
断面	350mm × 350mm			
主筋	12-D16(SD490) $p_g=1.95\%$			
せん断補強筋	4-D6@50(KSS785) $p_w=0.73\%$			
軸力載荷履歴	一定		変動	

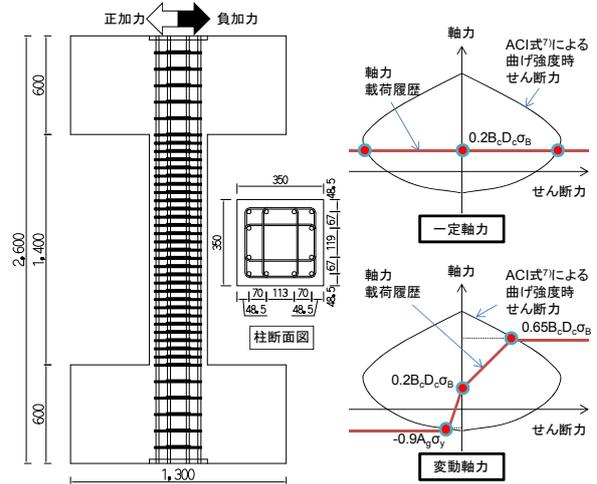


図-5 試験体図(全試験体共通, 単位: mm) と柱軸力載荷履歴

表-6 材料試験結果一覧(単位: N/mm²)

		σ_B	E_c	σ_{ct}
BCH	B2C	113.2	3.72×10^4	4.93
	B2V	111.1	3.94×10^4	6.26
普通(M)	M1C	123.7	3.97×10^4	6.83
	M1V	120.0	4.02×10^4	6.45

3.2 実験結果

写真-1 に実験終了時の試験体破壊状況を、図-6 にせん断力-部材角関係を示す。図-6 には ACI 式⁷⁾による曲げ強度計算値時のせん断力 (Q_{cal}) を点線で示した。

一定軸力で BCH コンクリートを用いた B2C, 従来コンクリートを用いた M1C ともに曲げ・曲げせん断ひび割れ発生後、柱頭・柱脚部で圧壊が生じ、 $R=\pm 10/1000rad$ で主筋引張降伏とほぼ同時に最大耐力を発揮した。その後、変形の増大にしたがって徐々に耐力低下したものの、所定の軸力は保持し続けた。いずれも主筋に沿った縦ひび割れが拡大し、 $R=\pm 60/1000rad$ で最大耐力の 80% 以下に耐力が低下したため载荷を終了した。

変動軸力試験体は BCH コンクリートを用いた B2V, 従来コンクリートを用いた M1V ともに正側は $R=5/1000rad$ で最大耐力を発揮後急激に耐力劣化が生じたため、当初目標としていた $\eta_c=0.65$ まで圧縮軸力を加力することができず、ACI 式による計算耐力にも達しなかった。一方、引張側は所定の引張軸力まで加力を行い、計算耐力も上回った。载荷初期には、引張軸力となる負加力側で水平ひび割れが多数生じたが、圧縮軸力となる正加力側ではほとんどひび割れが観察されなかった。その後、正加力側では、柱頭・柱脚部において圧壊が生じ、最大耐力を迎えた際には圧壊部の縦ひび割れ幅が大きく拡大する様子が確認された。最大耐力後、正加力側では圧壊に起因する縦ひび割れが主筋に沿って徐々に伸展し、 $R=20/1000rad$ に向かうサイクルで試験体中央部の縦ひび割れが拡大して、軸力保持能力を喪失したため载荷を終了した。実験結果を表-7 に示す。変動軸力の B2V, M1V は共に正側で ACI 式による計算耐力に到達しなかったが、計算値と最大耐力の比はほぼ同じ値であった。

図-7(a)に一定軸力の B2C と M1C の、図-7(b)に変動軸力の B2V と M1V の包絡線の比較を示す。図の縦軸は試験体のコンクリート強度が異なっていたため、曲げ強度計算値時せん断力 Q_{cal} ⁷⁾ で基準化した。また、実験値も軸力による付加曲げモーメントを算入 (P- Δ 効果を補

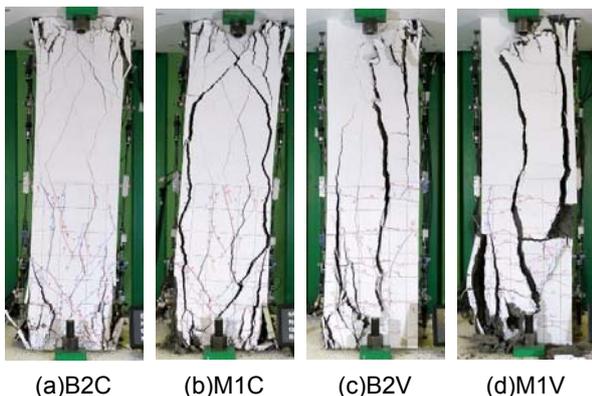


写真-1 実験終了時の試験体破壊状況

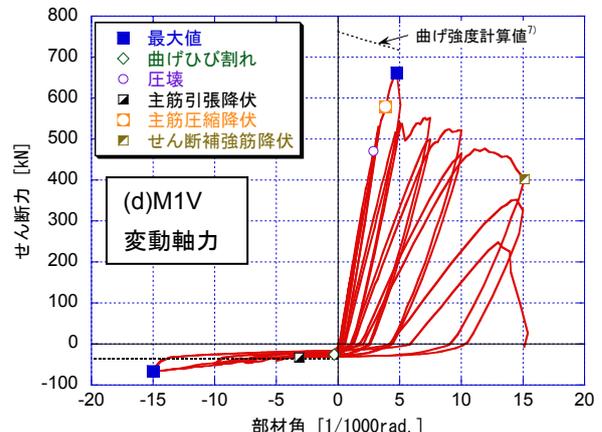
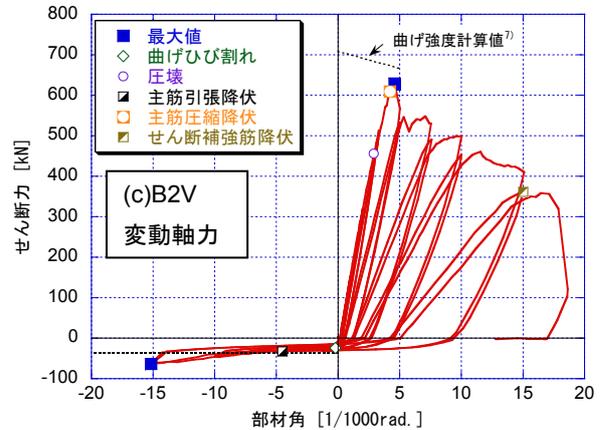
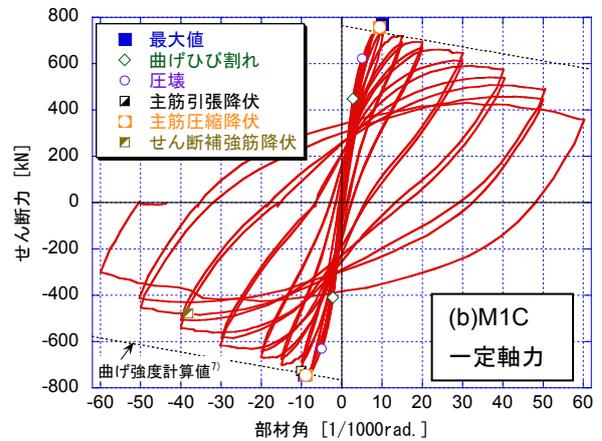
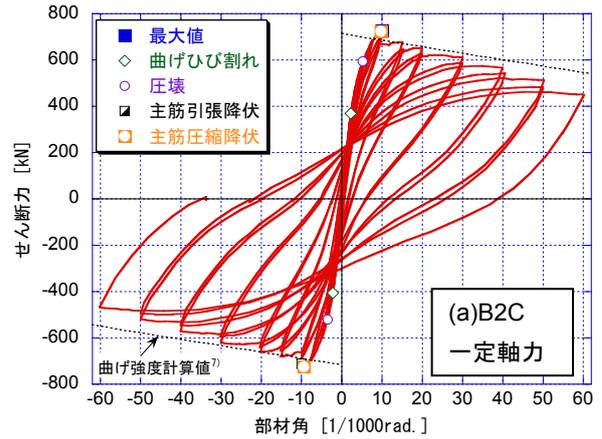


図-6 せん断力-部材角関係

正)している。図中の二つの曲線はほとんど一致していることがわかる。

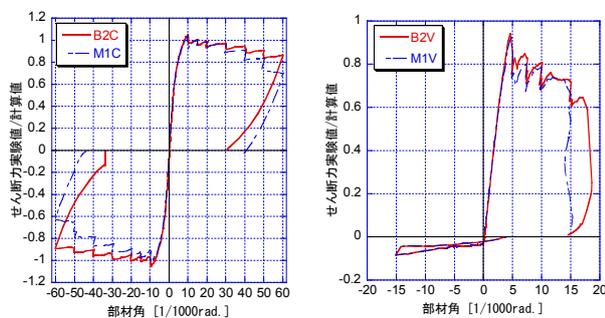
また、各サイクル2回目のせん断力-部材角関係から算出した等価粘性減衰定数 (h_{eq}) の比較を図-8に示す。一定軸力でコンクリートの種類が異なる B2C と M1C を比較すると、部材角の大きな領域でやや M1C の方が大きいとその差はわずかである。変動軸力でコンクリートの種類が異なる B2V と M1V も一定軸力のものと同様にほとんど差がない結果となった。

以上の実験結果から、BCH コンクリートを使った柱部材についても、従来コンクリート部材と同様に評価できると推察される。

表-7 柱実験結果一覧

試験体	軸力 履歴	最大耐力		最大耐力		計算値	Q_{max}^*/Q_{cal}
		Q_{max} [kN]	Q_{max} 時の R [1/1000rad.]	Q_{max}^* [kN]	Q_{max}^* [kN]		
B2C	正 負	一定	727.8	10.0	755.9	714.9	1.06
			-724.4	-9.5	-751.1		1.05
M1C	正 負	一定	771.9	10.1	802.6	764.6	1.05
			-745.4	-9.3	-773.9		1.01
B2V	正 負	変動	628.7	4.6	667.5	708.0	0.94
			-63.9	-15.2	-59.9		1.64
M1V	正 負	変動	661.4	4.8	704.6	761.8	0.92
			-66.3	-15.0	-63.3		1.77

Q_{max}^* : P- Δ 効果を補正した最大耐力実験値, Q_{cal} : ACI式⁷⁾による曲げ強度計算値時せん断力



(a)B2C と M1C (一定軸力) (b)B2V と M1V (変動軸力)
図-7 包絡線の比較

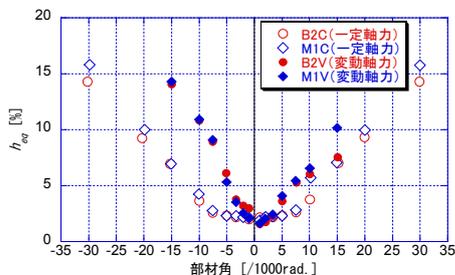


図-8 等価粘性減衰定数の比較

3.3 曲げ耐力に関する考察

今回、特に変動軸力試験体で計算耐力に達しなかった原因として、柱全断面とコア断面（ここでは外周横補強

筋の芯~芯間をコア断面とする)に対する軸力比の違いが影響していたと考えられる。本実験では、柱全断面に対する圧縮軸力比 0.65 は、コア断面に対する圧縮軸力比に換算すると 1.02 となる。これは、試験体で PCa 工法を想定したため、機械式継手の納まり上、通常の試験体よりかぶり厚さが大きくなったことが原因である。Fc100 を超えるような高強度コンクリート部材が高軸力下で曲げせん断力を受けると、カバーコンクリートの急激な圧壊により、耐力が大きく低下することが知られており^{例え}ば⁸⁾、このため全断面が有効であるとして算定する ACI 式⁷⁾による曲げ耐力計算値と乖離が生じたものと推定される。

そこで、カバーコンクリートとコアコンクリートに異なる材料特性を与え、平面保持を仮定した断面解析を行い、軸力と曲げ耐力の関係を出算することとした。カバーコンクリートの応力-ひずみ関係は、最大強度時のひずみ (ϵ_0) を文献9)式により求め、材料試験で得られた圧縮強度 σ_B と直線で結んだ。最大耐力後は、 $2\epsilon_0$ で応力がゼロになると仮定した。コアコンクリート部分はせん断補強筋の拘束による強度上昇を考慮した木村らの式¹⁰⁾を用いた。柱主筋はバイリニア (降伏後の強度上昇なし) を仮定した。断面解析に用いたコンクリートの応力-ひずみ関係を図-9に示す。

断面解析においては、コアの圧縮縁ひずみ (図-10) が、コアコンクリートの圧縮強度時のひずみに達したときの強度を最大曲げ強度とした。断面解析により得られた柱軸力と曲げせん断耐力の関係、実験時の軸力とせん断力の履歴 (図中○) と併せて図-11に示す。

図より、本試験体ではコアコンクリートとカバーコンクリートを分離して評価することにより、ACI式の計算値よりも曲げせん断強度がやや小さくなること、高軸力領域でも実験値を精度良く評価できることがわかる。

4. まとめ

高炉スラグ高含有セメント (BCHセメント) を用いた 100N/mm² 級超高強度コンクリートの柱・梁接合部実験および柱実験を実施し、以下の知見を得た。

- (1) 接合部でのせん断破壊が先行するように設計した柱・梁接合部試験体は、想定通り接合部破壊となり、従来セメント (中庸熱セメント) を用いた試験体と耐力や履歴性状に差は見られなかった。このことから、BCHセメントを用いた柱・梁接合部は、従来セメントのものと同様に扱うことができるといえる。
- (2) 曲げ破壊が先行するように設計した柱試験体のうち、一定軸力試験体は想定通りの破壊となり、耐力も ACI 式⁷⁾による計算値を上回った。一方、変動軸

力試験体は、耐力が ACI 式による計算値に達しない結果となった。ただし、その耐力や履歴性状については、一定軸力のものも含め、BCH セメントと従来セメントとの差は見られなかった。

- (3) 変動軸力試験体において計算耐力に達しなかった原因として、試験体のカバーコンクリート部分の断面積の割合が大きかったことが考えられる。かぶり部分とコア部分を分離し、材料試験結果に基づいてコンクリートの応力-ひずみ関係をモデル化した断面解析を実施した結果、実験結果を精度良く評価できることが確認できた。

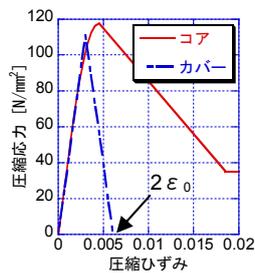


図-9 コンクリートの応力-ひずみ関係 (B2V)

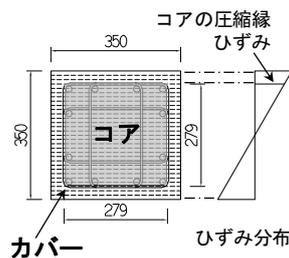


図-10 解析に用いた断面 (単位: mm)

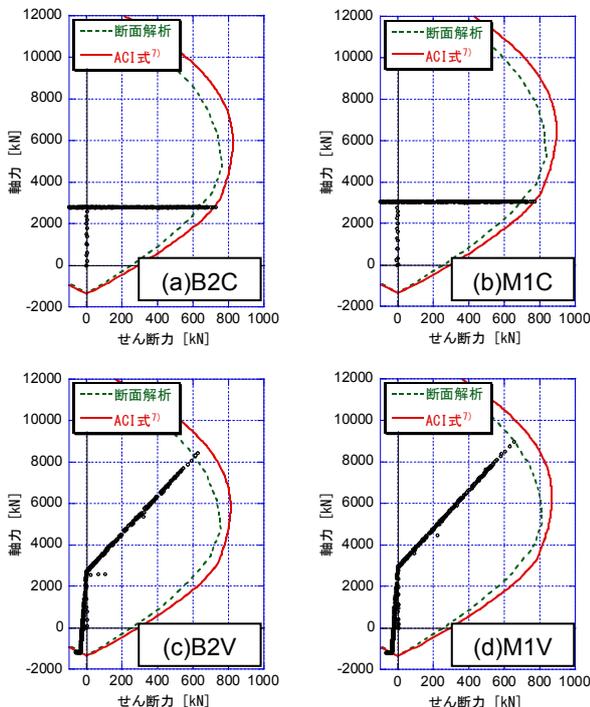


図-11 柱軸力と曲げせん断強度計算値

謝辞

本研究は新エネルギー・産業技術総合開発機構 (NEDO) の助成による「省エネルギー革新技術開発事業/実用化開発/エネルギー・CO₂ ミニマム (ECM) セメント・コ

ンクリートシステムの研究開発」の一環として、東京工業大学 坂井悦郎教授をはじめ、(株) 竹中工務店、鹿島建設 (株)、(株) デイ・シイ、日鉄住金高炉セメント (株)、太平洋セメント (株)、日鉄住金セメント (株) および竹本油脂 (株) による共同研究として実施した。本研究に関わられた関係各位、ならびに第一コンクリート (株) 京浜工場の関係各位に紙面を借りてお礼申し上げます。

参考文献

- 1) 米澤敏男・坂井悦郎・鯉渕清・木之下光男・釜野博臣: エネルギー・CO₂ ミニマム (ECM) セメント・コンクリートシステム, コンクリート工学, Vol.48, No.9, pp.69-73, 2010.9
- 2) 高津比呂人・宮内靖昌・和地正浩・池尾陽作・三井健郎・米澤敏男: エネルギー・CO₂ ミニマム (ECM) セメント・コンクリートを用いた躯体構造の開発, 日本建築学会技術報告集, Vol.17, No.37, pp.891-896, 2011.10
- 3) 辻大二郎・小島正朗・黒田萌・坂田昇: 高炉スラグ高含有セメントを用いた高強度コンクリートの基礎物性, コンクリート工学年次論文集, Vol.35, No.1, pp.145-150, 2013
- 4) 辻大二郎ほか: 高炉スラグ高含有セメントを用いた 100N/mm² 級超高強度コンクリートの研究 (その 1 ~ 2), 日本建築学会学術講演梗概集 A-1, pp.169-172, 2013.8
- 5) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, 1999
- 6) 日本建築学会: 建築耐震設計における保有耐力と変形性能 (1990), 1990
- 7) ACI committee 318: Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-08) and Commentary, Chapter 10 - Flexure and Axial Load, American Concrete Institute, 2008
- 8) 杉本訓祥・増田安彦・津田和明・江戸宏彰: 超高強度コンクリートを使用した RC 造柱部材の曲げ性状に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.27, No.2, pp.667-672, 2005
- 9) (財) 国土開発技術研究センター: 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超軽量・超高層化技術の開発, 平成 4 年度 New RC 研究開発概要報告書, 1993
- 10) T. Nagashima, S. Sugano, H. Kimura, A. Ichikawa: Monotonic axial compression test on ultra-high-strength concrete tied columns, 10th World Conference on Earthquake Engineering, Vol.5, pp.2983-2988, 1992