

5) 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RC躯体構造の開発

5) Development of RC Structural Elements Using Energy · CO₂ · Minimum (ECM) Cement Concrete

高津 比呂人 Hiroto Takatsu*1

宮内 靖昌 Yasuyoshi Miyauchi*2

梗概

CO₂の大幅な削減を可能とする、高炉スラグを多量に含有したエネルギー・CO₂ミニマム (ECM) セメントを用いたコンクリート (ECMコンクリート) は普通コンクリートに比べやや中性化速度が速い。このため、ECMセメントを用いて鉄筋コンクリート構造物を構築するためには、鉄筋の防錆処理が必要になる場合がある。そこで本論では、せん断補強筋に亜鉛メッキ溶接金網を用いたECMコンクリート部材のせん断耐力を把握することを目的とした柱曲げせん断実験と柱・梁接合部実験を実施し、柱、柱・梁接合部ともに普通コンクリート部材に対して提案されているせん断強度設計式で評価できることを確認した。

キーワード：ECMセメント，亜鉛メッキ溶接金網，せん断耐力，柱，柱・梁接合部

Summary

Cyclic loading tests of two columns and three beam-column subassemblages using currently developing cement, named Energy CO₂ Minimum (ECM) cement, were carried out. Galvanized steel wire mesh was used for transverse reinforcement. The test results showed that for all specimen AIJ (Architectural Institute of Japan) criterion value of shear strength was exceeded.

Test results also proved that structural elements using ECM cement and galvanized steel wire mesh for transverse reinforcement can be treated the same as using normal cement and normal reinforcement.

Keywords: ECM cement, galvanized steel wire mesh, shear strength, column, beam-column subassemblage

1 はじめに

セメントの焼成エネルギーとCO₂の削減を目的に開発がすすめられているECMセメント¹⁾を用いたコンクリート (以下、ECMコンクリート) では、水セメント比50%程度では普通セメントを使ったコンクリートに比較して中性化速度が速くなる事例がある²⁾ため、これを鉄筋コンクリート (以下、RC) 部材に適用するにあたっては、鉄筋の防錆処理が必要になる場合があると考えられる。そこで筆者らは、通常の鉄筋および防錆処理を施した鉄筋とECMコンクリート間および普通コンクリート間それぞれの付着特性を相対比較することを目的に引抜付着実験を実施し、防錆処理を施した鉄筋とECMコンクリート間の付着特性が普通鉄筋と普通コンクリート間の付着特性とほぼ等しいことを確認し³⁾ (Fig.1), ECM鉄筋コンクリート部材が従来のRC部材と同等の曲げ耐力を発揮する可

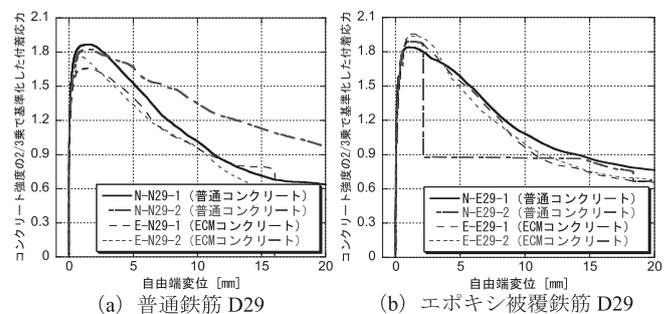


Fig.1 ECMコンクリートと普通コンクリートと鉄筋の付着特性³⁾
Bond Properties between rebar and normal/ECM concrete

*1 技術研究所 研究員 Researcher, Research & Development Institute

*2 技術研究所 首席研究員 博士(工学) Senior Chief Researcher, Research & Development Institute, Dr. Eng.

能性が高いことを確認した。

一方、RC柱や梁部材のせん断破壊を防止するためのせん断補強筋では、曲げ加工や溶接などが行われることがあるため、例えばエポキシ被覆鉄筋をせん断補強筋として使用する場合、配筋が完了した後に被覆の補修を行う必要が生じる。また、組立の際に被覆に傷がつけば、同じく補修する必要が生じる。配筋が完了するごとに検査・補修を行えば、所定の耐久性は確保できるものの、その分施工手間が増え、工期が伸びることは明白である。そこで、一般的なせん断補強筋の代わりに、亜鉛メッキで被覆された溶接金網やステンレス製の溶接金網を用いることができれば、鉄筋の曲げ加工などが省略できるため、ECMコンクリート部材の施工の合理化を図ることができると考えられる。

本論では、亜鉛メッキ溶接金網⁴⁾(以下、単に溶接金網という)によるせん断補強効果を確認し、その適用可能性を検討することを目的に実施したECMコンクリート柱部材の曲げせん断実験結果と、せん断補強筋に溶接金網を用いたECMコンクリートフレーム構造の成立可能性を検証するために実施した柱・梁接合部実験結果について報告する。

2 柱曲げせん断実験

2.1 実験概要

試験体一覧をTable 1に、試験体配筋図をFig.2に示す。試験体は柱断面360mm×360mm、柱内法高さ900mm(せん断スパン比1.25)の実大の約1/2スケールとし、せん断破壊が先行するように設計した。溶接金網によるせん断補強効果を確認するため、せん断補強筋の種類(溶接金網と普通鉄筋)をパラメータとした。

溶接金網は線径6mm、網目寸法150mm×150mmのものをを用い、端部突出し長さは25mmに揃えた。せん断補強筋に普通鉄筋D6を用いたNo2試験体では外周筋を溶接閉鎖型とし、中子筋は両端135度フック付きとした。いずれ試験体にもECMコンクリートを使用した。調合をTable 2に示す。なお、本実験に用いたECMセメントは高炉スラグ(粉末度約6000cm²/g)を60%(質量比)含有し、反応刺激材として普通ポルトランドセメントを使用した。また、既報³⁾より防錆処理を施した鉄筋と普通鉄筋の付着強度に大きな差はないと考えられるため、本試験体の柱主筋には被覆を施していない普通鉄筋を用いた。

加力は、建研式加力装置で変位漸増正負繰返し載荷を行った。柱には圧縮軸力比(=N/(BDσ_B))、N:圧縮軸力、B:柱幅、D:柱せい、σ_B:実験時コンクリートシリンダー圧縮強度)0.3の一定軸力を導入した。変位履歴は、部材角(R)制御とし、R=±1,2,3,3.5,7.5,10,15,20,30/1000rad.で各2回ずつの正負繰返しとした。

試験時のコンクリート材料強度、鉄筋および溶接金網の材料強度、溶接金網の溶接点せん断強さをそれぞれTable 3に示す。溶接金網の試験については、JIS Z2241「金属材料引張試験方法」、JIS G3551「溶接金網及び鉄筋格子」に準拠して行った。溶接金網φ6と

Table 1 柱試験体一覧
List of column specimen

試験体名	柱断面 [mm]	コンクリート	主筋	せん断補強筋	
				種類	配筋
No1	360×360	ECM	8-D16 (SD390)	亜鉛メッキ溶接金網	3-φ6@75
No2	360			普通鉄筋 (SD295)	3-D6@75

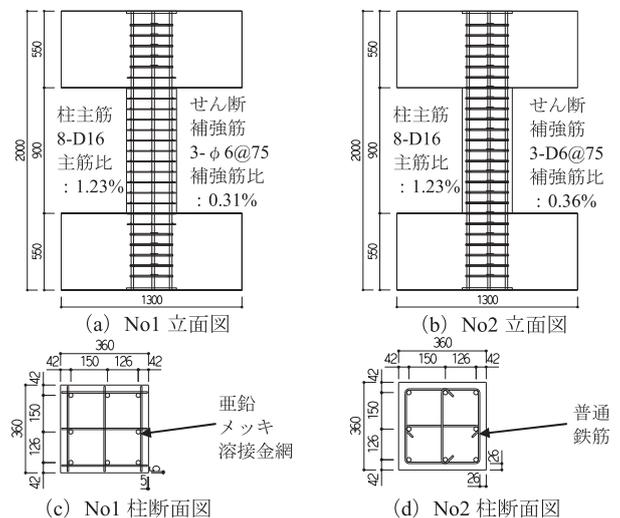


Fig.2 柱試験体配筋図(単位: mm)
Dimensions and steel reinforcement detail

Table 2 ECMコンクリートの調合(柱曲げせん断実験)
Mixture of ECM cement concrete

セメントの種類	スランブ [cm]	空気量 [%]	W/C [%]	S/a [%]	単位量 [kg/m ³]				
					W	C	S1	S2	G
ECM	18	4.5	60	48.1	160	267	706	179	985

[使用材料]
練り混ぜ水W:工業用水、セメントC:ECMセメント(密度2.98g/cm³)、細骨材S1:山砂、細骨材S2:石灰石砕砂、粗骨材G:石灰石碎石、化学混和剤:ポリカルボン酸系減水剤(試作品1、添加量:C×1.35%)

普通鉄筋D6（データの不具合により2本の結果のみを表示）の引張応力-ひずみ関係をFig.3に示す。溶接金網φ6は普通鉄筋D6に比べ、降伏強度が大きいこと、明確な降伏点が見られないこと、降伏比が大きいこと、破断伸びが小さくそのばらつきが大きいことが特徴である。

Table 3 柱曲げせん断実験材料試験結果一覧
Material properties of concrete and reinforcements

	σ_B	E_c	σ_{ct}
ECMコンクリート	33.6	3.14×10^4	2.49
	σ_y	E_s	σ_t
柱主筋D16 (SD390)	463.7	1.97×10^5	641.6
せん断補強筋D6 (SD295A)	304.7	1.81×10^5	503.2
せん断補強筋φ6 (溶接金網)	485.4	2.02×10^5	538.5
	P_{max}	σ_s	
φ6溶接点せん断強さ	9.9	350.0	

σ_B : コンクリートシリンダー圧縮強度 [N/mm²], E_c , E_s : コンクリート, 鉄筋ヤング係数 [N/mm²], σ_{ct} : コンクリートシリンダー割裂引張強度 [N/mm²], σ_y : 鉄筋降伏強度 [N/mm²], σ_t : 鉄筋引張強度 [N/mm²], P_{max} : 溶接点せん断強度試験最大荷重 [kN], σ_s : 溶接点せん断強さ [N/mm²]
※溶接金網φ6の降伏強度は0.2%オフセット降伏強さ

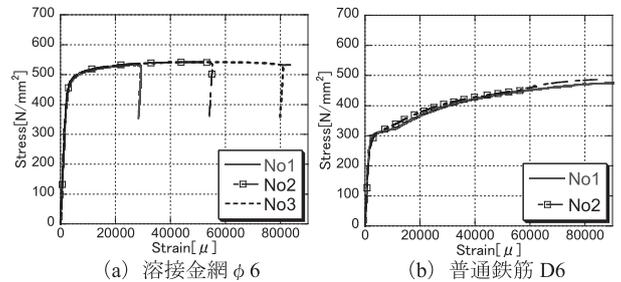


Fig.3 補強筋の引張応力-ひずみ関係
Tensile stress-strain relationships of tie reinforcements

2.2 せん断力-部材角関係

Fig.4にせん断力-部材角関係を示す。図の縦軸のせん断力は水平ジャッキに取り付けたロードセルで検出した荷重と、軸力による付加曲げモーメントにより生じる柱せん断力を足し合わせた値である。また、図にはせん断強度計算値および柱曲げ終局強度時せん断力の計算値を併記した。

No1試験体に比べて、No2試験体では曲げひび割れ発生強度はやや大きくなったものの、対角線ひび割れ発生強度は小さくなる結果となった。これらのひび割れ発生時の部材角については両者にほとんど差がなかった。両試験体ともRC規準⁵⁾(平均値式)によるせん断強度計算値および靱性保証型指針⁶⁾によるせん断強度計算値を上回った。No1試験体の正側で柱曲げ終局強度計算値⁷⁾時せん断力

Table 4 柱曲げせん断実験結果一覧
Test results

試験体		No1		No2	
		正	負	正	負
曲げひび割れ	Q [kN]	259.9	-221.6	304.0	-246.6
	Q' [kN]	262.4	-223.2	307.1	-248.7
	R [1/1000rad.]	1.0	-0.6	1.2	-0.8
対角線ひび割れ	Q [kN]	536.4	-464.8	499.7	-443.3
	Q' [kN]	548.2	-473.9	510.0	-452.8
	R [1/1000rad.]	4.6	-3.5	4.0	-3.7
最大耐力 (内は実験値と計算値の比)	Q [kN]	541.8	-506.0	499.7	-478.6
	Q' [kN]	554.3	-514.5	512.8	-487.2
	R [1/1000rad.]	4.9	-3.3	5.1	-3.3
	計算値c1 [kN]	281 (1.90)		280 (1.78)	
	計算値c2 [kN]	343 (1.56)		343 (1.45)	
	計算値c3 [kN]	395 (1.35)		-	
	計算値c4 [kN]	536 (1.00)		536 (0.93)	

Q: 水平ジャッキに取り付けたロードセルで検出したせん断力
Q': Qに軸力による付加曲げモーメントにより生じる柱せん断力を足し合わせた値
計算値c1: RC規準⁵⁾によるせん断強度計算値(平均値式, 溶接金網の強度: 溶接点せん断強さ)
計算値c2: 靱性保証型指針⁶⁾によるせん断強度計算値(溶接金網の強度: 溶接点せん断強さ)
計算値c3: 靱性保証型指針⁶⁾によるせん断強度計算値(溶接金網の強度: 素材の降伏強度)
計算値c4: 文献⁷⁾による柱曲げ終局モーメント計算値時のせん断力
※ ()内の値はQ'の正負の値の平均値をそれぞれの計算値で除して求めた

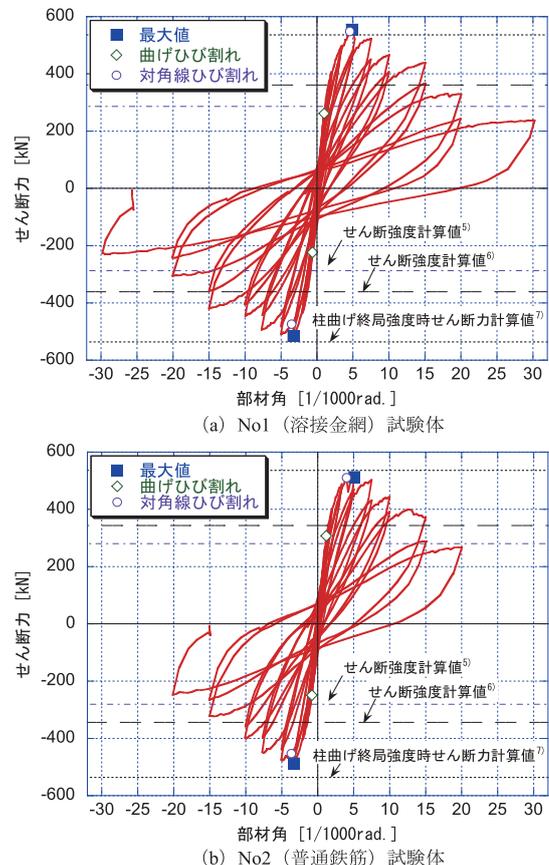


Fig.4 せん断力-部材角関係
Shear force-rotation angle relationships

断力を上回ったものの、柱主筋の引張降伏は確認されなかったことから、No1, No2試験体ともにせん断破壊と判定することができる。Table 4に実験結果一覧を示す。なお、溶接金網を使ったNo1試験体のせん断強度の計算において表中の計算値c1, c2ではせん断補強筋の降伏強度に溶接点せん断強さの値を用い、計算値c3ではせん断補強筋の降伏強度に素材の降伏強度の値を用いた。素材の降伏強度を用いても実験値と計算値の比が1.3以上であることから、素材の降伏強度でせん断耐力を評価できる可能性が確認できたといえる。

Fig.5にはNo1試験体とNo2試験体の正側包絡線の比較を示す。せん断補強筋に溶接金網を使ったNo1試験体の方が、普通鉄筋を使ったNo2に比べて最大耐力が大きいこと、最大耐力後の耐力の低下が小さいこと、変形性能が大きくなっていたことがわかる。

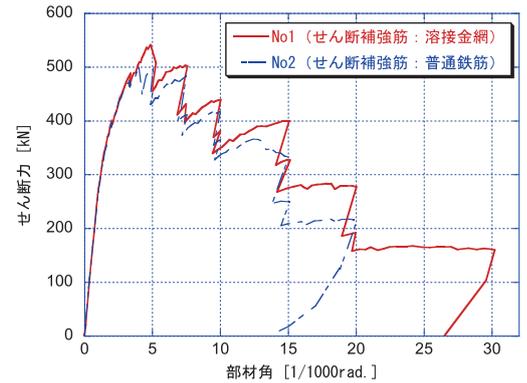


Fig.5 包絡線の比較
Envelopes of shear force-rotation angle relationship

2.3 破壊性状

Photo 1にR = -5および-15/1000rad.ピーク時のひび割れ状況を示す。両試験体ともR = -5/1000 rad.に向かうサイクルで対角ひび割れが発生したが、普通鉄筋のNo2試験体では柱表面の右上と左下、左上と右下を結ぶX型のひび割れが見られたのに対して、溶接金網のNo1試験体ではひび割れが柱中央に集中する傾向が見られた。これは、溶接金網のエッジの部分のかぶりが普通鉄筋のものに比べて小さいことが原因と考えられる。Fig.2に示す通り、エッジの部分のかぶりは5mmであったためそのエッジの部分の弱点となり、これに沿ってひび割れが発生した可能性がある。また、溶接金網の素材は丸棒であり、普通鉄筋に比べるとその付着力が小さいため、このことも柱中央にひび割れが集中したことに影響を与えた可能性が考えられる。R = -15/1000rad.ピーク時には、斜めひび割れが拡大している様子が確認できる。

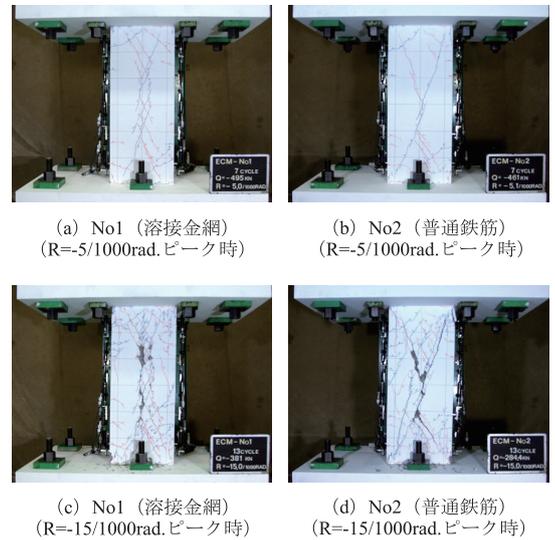


Photo 1 ひび割れ発生状況
Crack patterns

2.4 せん断補強筋ひずみ

Fig.6には、R = 5, 10, 20/1000rad.の1回目ピーク時のせん断補強筋（外周筋・加力と平行方向）のひずみ分布を示す（縦軸は柱脚からの高さ）。両試験体ともスタブ内および柱危険断面位置のせん断補強筋ひずみはほとんど生じなかった。柱危険断面から75mm（約0.2D）の高さにあるせん断補強筋のひずみも実験終了時まで弾性範囲に留まっていた。一方、柱危険断面から150mm（約0.4D）の高さと300mm（約0.8D）の高さ、柱中央（450mm（1.25D））のせん断補強筋は全て降伏ひずみを超えた。また、同じ変形角におけるせん断補強筋ひずみは、溶接金網を使った

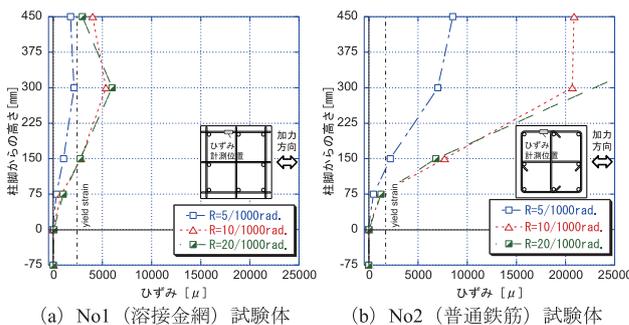


Fig.6 せん断補強筋ひずみ分布
Relationships between transverse steel strain and height above column base

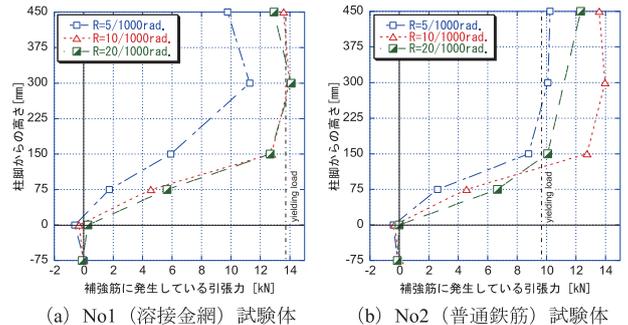


Fig.7 せん断補強筋に発生している引張力の分布
Relationships between transverse steel tensile force and height above column base

No1試験体のひずみの方が普通鉄筋のNo2のひずみよりも遥かに小さいことがわかる。これにはFig.3に示した両鉄筋の材料特性の違いが影響していると考えられる。溶接金網φ6は普通鉄筋D6に比べ降伏比が大きいので、ひずみが抑えられる。したがって、せん断補強筋に発生している引張力に換算（発生ひずみから応力を求め、それぞれの断面積を乗じて算出）すると、Fig.7に示すようにその差は小さい。

溶接金網を使ったNo1試験体では素材の降伏前に溶接部分が切れることが懸念されたが、試験終了後かぶりコンクリートを研ってせん断補強筋の様子を確認した結果、切断・変形などが生じている様子は見られなかった。この原因の一つとして、溶接金網の溶接点の周囲がコンクリートによって拘束されていたため、素材溶接点のせん断試験時の変形状態とは異なり、耐力が上昇したことが考えられる。また、普通鉄筋を使ったNo2試験体でもフックの変形などは見られず、試験終了まで健全な状態であった。

3 柱・梁接合部実験

3.1 実験概要

試験体一覧をTable 5に、試験体配筋図をFig.8に示す。試験体は柱断面400mm×450mm、梁断面275mm×400mmの実大の約1/2スケールとした。せん断補強筋に溶接金網を使ったECMコンクリートと普通コンクリートの接合部せん断耐力を比較すること、またECMコンクリートと溶接金網を用いた架構が曲げ降伏先行型で設計でき、フレーム構造として成立することを確認するため、パラメータはコンクリートの種類と破壊形式とした。コンクリートの調合をTable 6に示す。本実験に用いたECMセメントも高炉スラグ（粉末度約6000cm²/g）含有率は60%（質量比）で、反応刺激材として普通ポルトランドセメントを使用した。

ECM-J1は梁曲げ終局強度計算値⁷⁾ ($=0.9A_t\sigma_y d$, A_t : 引張側梁主筋全断面積, σ_y : 梁主筋降伏強度, d : 梁有効せい) 時の接合部入力せん断力 V_j が靱性保証型指針⁶⁾により算定した接合部せん断耐力 V_{jn} を下回る梁曲げ降伏先行型とした。ECM-J2, N-J3は同配筋で、 V_j が V_{jn} を上回る接合部せん断破壊型として設計した。溶接金網は梁のせん断補強筋として線径6mmのものを、柱のせん断補強筋として線径9mmのものをを用いた。また、溶接金網の端部突出し長

Table 5 柱・梁接合部試験体一覧
List of beam-column subassembly specimen

		ECM-J1	ECM-J2	N-J3
コンクリート		ECM		普通
柱	断面	400mm×450mm		
	主筋	12-D19 (SD490)	16-D22 (SD490)	
	せん断補強筋	4-φ9@80	4-φ9@50	
梁	断面	275mm×400mm		
	主筋	5-D19 (SD490)	5+5-D19 (SD490)	
	せん断補強筋	3-φ6@60	3-φ6@40	
接合部	補強筋比 [%]	0.78	1.14	1.14
	せん断余裕度	1.23	0.57	0.52
	定着余裕度	1.14	1.14	1.04
想定破壊形式	梁曲げ降伏先行型	接合部破壊型		

Table 6 ECMコンクリートの調合(柱・梁接合部実験)
Mixture of ECM and normal cement concrete

セメントの種類	スランブ [cm]	空気量 [%]	W/C [%]	S/a [%]	単位量 [kg/m ³]			
					W	C	S	G
ECM	18	4.5	55	48.9	160	291	891	962
普通	18	4.5	55	49.3	160	291	905	962

使用材料
練り混ぜ水W: 工業用水, セメントC: ECMセメント (密度2.98g/cm³)・普通ポルトランドセメント (密度3.16g/cm³), 細骨材S: 山砂, 粗骨材G: 石灰石砕石, 化学混和剤 (ECM): ポリカルボン酸系減水剤 (試作品2, 添加量C×1.1%), 化学混和材 (普通): ポリカルボン酸系高性能AE減水剤 (市販品, 添加量: C×1.0%)

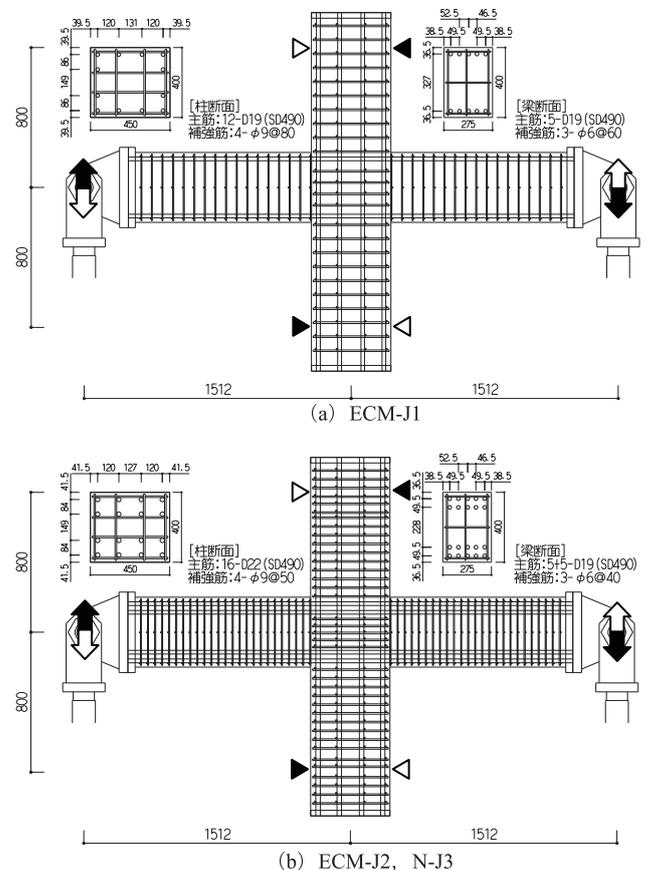


Fig.8 柱・梁接合部試験体配筋図 (単位: mm)
Dimensions and steel reinforcement detail

さはそれぞれ13mm, 14.5mmとした。なお, 本実験の柱・梁主筋にも被覆を施していない普通鉄筋を用いた。

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, $R_c = \pm 1, 2, 3, 3, 5, 7.5, 10, 15, 20, 30, 40/1000\text{rad}$. 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の材料強度, 鉄筋および溶接金網の材料強度, 溶接金網の溶接点せん断強さをそれぞれ Table 7 に示す。溶接点せん断強さは線径が太い $\phi 9$ の方が小さい値となった。なお, 実験時の材料強度を用いて文献(6)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 (緩和式) を Table 5 に併記した。

3.2 層せん断力-層間変形角関係

Fig.9に層せん断力-層間変形角関係を示す。梁曲げ降伏先行型のECM-J1には梁曲げ終局強度計算値⁷⁾時の層せん断力を, 接合部せん断破壊先行型のECM-J2, N-J3では文献(6)による接合部せん断強度時の層せん断力をそれぞれ一点鎖線で示した。また, Photo 2には実験終了時の破壊状況を示す。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 ($=L_b - D_c$),
 D_c : 柱せい, j_b : 梁の応力中心間距離 ($=7d/8$),
 h : 階高

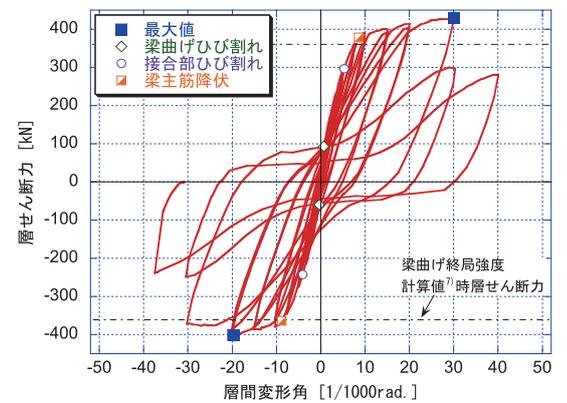
梁曲げ降伏先行型のECM-J1では, $R = \pm 10/1000\text{rad}$. で梁主筋が降伏し, $R = \pm 30/1000\text{rad}$. の1回目のサイクルまで梁曲げ終局強度計算値時の耐力を上回ったまま推移した。 $R = 30/1000\text{rad}$. の2サイクル目で大きく耐力が低下したため, $R = \pm 40/1000\text{rad}$. の1サイクルで加力を終了した。破壊状況については, 実験終了時まで接合部中央のかぶりコンクリートの剥落は確認されなかったが, 梁の付け根部分のコンクリートが剥離する現象が見られた。

一方, 接合部破壊型でECMコンクリートを用いたECM-J2および接合部破壊型で普通コンクリートを用いたN-J3はともに, $R = \pm 15/1000\text{rad}$. 付近で梁主筋 (1段筋) の降伏が見られたが, 梁主筋 (2段筋) の降伏は確認されなかった。さらに, 実験終了時には接合部コンクリートが大きく剥落した。破壊状況を勘案すると, いずれも接合部破壊であったと判定できる。ECM-J2, N-J3とも, 接合部せん断強度計算値を上回り, 正側は $R = 30/1000 \text{ rad}$. で, 負側は $R = -20/1000 \text{ rad}$. で最大耐力を発揮後, 徐々に耐力が低下した。

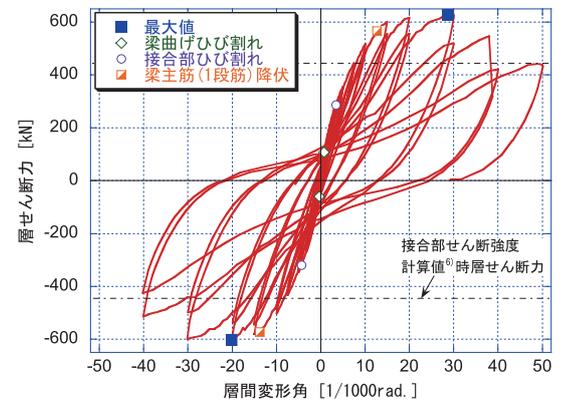
Table 8に実験結果一覧を示す。接合部ひび割れ発生強度については靱性保証型指針⁶⁾の計算値で概ね推定可能であることを確認した。最大耐力についても, ECMコンクリートを

Table 7 柱・梁接合部実験材料試験結果一覧
Material properties of concrete and reinforcements

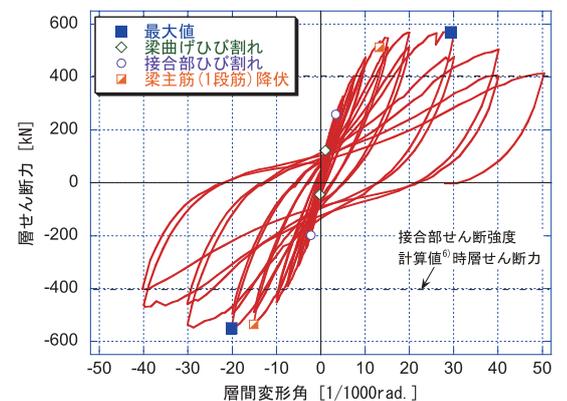
	σ_b	E_c	σ_{ct}
ECMコンクリート (ECM-J1, J2)	41.4	3.60×10^4	3.41
普通コンクリート (N-J3)	36.1	3.26×10^4	2.54
	σ_y	E_s	σ_t
柱主筋D22 (SD490)	544.6	1.93×10^5	716.2
柱・梁主筋D19 (SD490)	523.3	1.90×10^5	723.1
柱せん断補強筋 $\phi 9$ (溶接金網)	493.4	2.05×10^5	555.9
梁せん断補強筋 $\phi 6$ (溶接金網)	485.6	2.02×10^5	552.7
	P_{max}	σ_s	
$\phi 9$ 溶接点せん断強さ	18.0	282.5	
$\phi 6$ 溶接点せん断強さ	11.0	387.3	



(a) ECM-J1 (梁曲げ降伏型, ECM コンクリート)



(b) ECM-J2 (接合部せん断破壊型, ECM コンクリート)



(c) N-J3 (接合部せん断破壊型, 普通コンクリート)

Fig.9 層せん断力-層間変形角関係
Story shear force and drift relationships

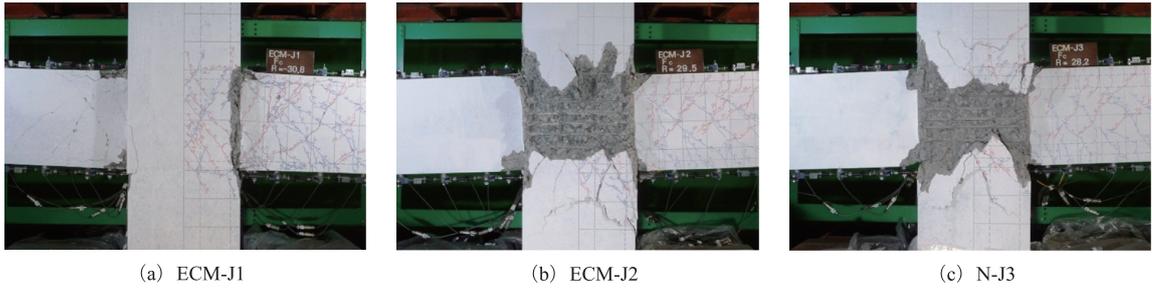


Photo 2 最終破壊状況
Final appearances

使った曲げ破壊型のECM-J1は梁曲げ終局強度時の耐力を15%上回っていたこと、せん断破壊型でECMコンクリートを使ったECM-J2と、普通コンクリートを使ったN-J3はともに梁曲げ終局強度に達しておらず、接合部せん断強度計算値を30%以上上回っており、両者の実験値と計算値の比に差が無いことを確認した。

3.3 履歴性状の比較

Fig.10に梁曲げ降伏先行型でECMコンクリートを用いたECM-J1の各サイクル2回目の層せん断力-層間変形角関係より算定した等価粘性減衰定数 (h_{eq}) と塑性率の関係を示す。ここでの塑性率は、層間変形角を梁主筋降伏時の層間変形角で除して求めた。図には告示⁸⁾に示されている式を併記した。図より、ECM-J1の h_{eq} は告示で示されている値よりも大きなエネルギー吸収能力を示すことが確認できる。

一方、接合部破壊型のECM-J2試験体 (ECMコンクリート) とN-J3試験体 (普通コンクリート) の正側包絡線の比較をFig.11に、各サイクル2回目の層せん断力-層間変形角関係より算定した h_{eq} と層間変形角の関係をFig.12に示す。Fig.11の縦軸は両試験体でコンクリート強度が異なっていたため、接合部せん断強度⁶⁾時の層せん断力で基準化した。包絡線および h_{eq} とも2つの曲線がほとんど一致していることから、ECMコンクリートを使った部材と普通コンクリートを使った部材の履歴性状についても同等であるといえる。

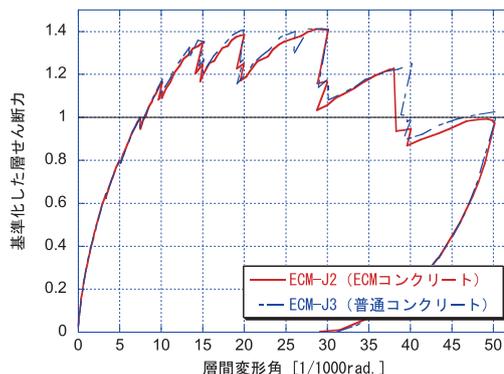


Fig.11 ECM-J2とN-J3の正側包絡線の比較
Envelopes of story shear force and drift relationships

Table 8 柱・梁接合部実験結果一覧
Test results

試験体		ECM-J1		ECM-J2		N-J3	
		正	負	正	負	正	負
梁曲げ ひび割れ	Q_c [kN]	93.4	-59.5	108.0	-60.5	122.3	-43.8
	R_c [1/1000rad.]	0.7	-0.4	0.7	-0.3	1.0	-0.2
接合部 ひび割れ ()内は実験値 と計算値の比	Q_c [kN]	296.6	-242.3	286.4	-319.5	258.8	-198.1
	R_c [1/1000rad.]	5.3	-4.1	3.5	-4.3	3.4	-2.3
	計算値j1 [kN]	292 (0.92)		267 (1.13)		210 (1.09)	
最大耐力 ()内は 実験値と 計算値の比	Q_c [kN]	429.3	-400.8	627.4	-601.5	571.1	-549.1
	R_c [1/1000rad.]	30.1	-19.8	28.7	-20.1	29.3	-20.2
	計算値j2 [kN]	361 (1.15)		673 (0.91)		673 (0.83)	
	計算値j3 [kN]	445 (0.93)		445 (1.38)		404 (1.39)	

計算値j1: 靱性保証型指針⁶⁾による接合部ひび割れ発生強度計算値時層せん断力
計算値j2: 梁曲げ終局強度計算値⁷⁾時層せん断力
計算値j3: 靱性保証型指針⁶⁾による接合部せん断強度計算値時層せん断力
※ ()内の値は Q_c の正負の値の平均値をそれぞれの計算値で除して求めた

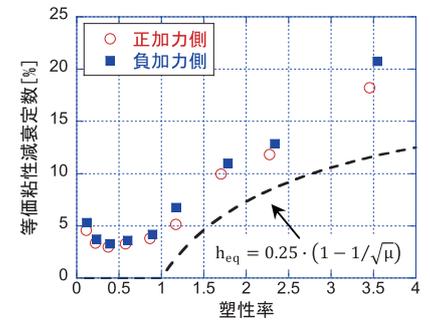


Fig.10 等価粘性減衰定数と塑性率の関係 (ECM-J1)
Equivalent viscous damping factor and ductility

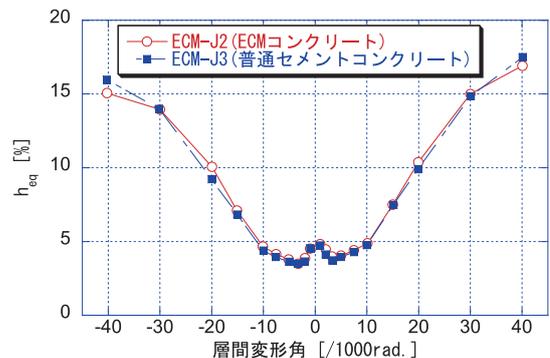


Fig.12 ECM-J2とN-J3の等価粘性減衰定数の比較
Equivalent viscous damping factor and story drift

以上のことから、ECMコンクリートを使った架構の柱・梁接合部については、普通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。

4 まとめ

せん断補強筋に亜鉛メッキ溶接金網を用いたECMコンクリート構造部材の実験を行い以下の知見を得た。

(1) 柱曲げせん断実験

- ・せん断補強筋に溶接金網を用いた柱部材は、ほぼ同じせん断補強筋比でせん断補強筋に普通鉄筋を用いた柱部材以上のせん断耐力を示した。
- ・せん断補強筋に溶接金網を用いた柱部材のせん断耐力は、溶接金網の強度として溶接点せん断強さを用いることによってRC規準⁵⁾や靱性保証型指針⁶⁾の評価式で安全側の評価ができる。
- ・せん断補強筋に溶接金網を用いた柱部材のせん断耐力の評価において、溶接金網が降伏ひずみを超えたことが確認されたこと、実験後に溶接部分での切断が確認されなかったことから、溶接金網がコンクリートに埋め込まれていることによって、素材の降伏強度でせん断耐力を評価できる可能性があることを確認した。

(2) 柱・梁十字型接合部実験

- ・梁曲げ降伏先行型で設計した試験体は、層間変形角30/1000rad.まで安定した履歴性状、十分なエネルギー吸収能力を示した。
- ・ECMコンクリート、普通コンクリートを使った試験体の柱・梁接合部せん断耐力は、ともに靱性保証型指針⁶⁾の評価式で安全側の評価が可能である。
- ・ECMコンクリートを使った部材の柱・梁接合部せん断ひび割れ発生強度についても既往の計算式で評価可能である。
- ・ECMコンクリートを使った試験体と、普通コンクリートを使った試験体の履歴性状について有意な差は見られない。

一方、柱曲げせん断実験の破壊性状（ひび割れ性状）から、溶接金網を用いることによってエッジの部分のかぶりが小さくなる場合、表面ひび割れの進展状況が変わってくる可能性があることが推定される。実構造に使用する際にはかぶりのとり方について十分検討することが必要であると考えられる。

謝辞

本研究は「エネルギー使用合理化技術戦略的開発／エネルギー有効利用基盤技術先導的研究開発／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」（NEDO）の一環として実施したもので、本研究に用いたECMセメントは東京工業大学と、（株）デイ・シイの研究開発により試作されたものであり、使用した混和剤は竹本油脂（株）にて試作されたものであります。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, ほか4名: 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) 和地正浩, ほか3名: 高炉スラグ高含有セメントを用いたコンクリートの性質, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.32, No.1, pp.485-490, 2010
- 3) 高津比呂人, ほか5名: 高炉スラグ高含有セメントを用いたコンクリートと鉄筋の付着特性確認実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集C-2, pp.99-100, 2010
- 4) 「ハイパープレメッシュ」建築技術審査証明書, 建技審証第0801号, 財団法人土木研究センター, 2008
- 5) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説—許容応力度設計法—, 1999
- 6) 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
- 7) 国土交通省住宅局建築指導課ほか: 2007年版建築物の構造関係技術基準解説書, 2007
- 8) 平成12建設省告示第1457号「T_d, B_{ii}, 安全限界変位, T_s, B_{ii}, F_v及びG_sを計算する方法並びに屋根ふき材等及び外壁等の構造耐力上の安全を確かめるための構造計算の基準を定める件」