

圧縮靱性をパラメータとした高靱性セメント材料を用いた 耐震補強方法の検討

尾崎奨太¹・幸左賢二²・小川敦久³・清水英樹⁴

¹学生会員 九州工業大学大学院 工学研究科建設社会工学専攻（〒804-8550北九州市戸畑区仙水町1-1）
²正会員 Ph.D.九州工業大学教授 工学部建設社会工学科（〒804-8550北九州市戸畑区仙水町1-1）
³正会員 工博 株式会社クラレ 繊維資材事業部 産資開発部（〒100-8115千代田区大手町1-1-3）
⁴正会員 工修 大日本コンサルタント株式会社 九州支社（〒812-0013福岡市博多区博多駅東2-5-19）

1. はじめに

高靱性セメント材料（HPFRCC）は、繊維によるひび割れ間の応力架橋効果などから、非常に大きな靱性を有する材料である。これを従来のRC構造物に使用することで、耐震性だけでなく、耐久性についても向上効果が得られることが既往の研究¹⁾から分かっている。しかし、構造物全体への使用など大量打設となる使用方法は、使用する繊維が高価であることや、専用の製造設備が必要であること、繊維の不均一分散等によって要求性能を十分に満たす打設が難しいことなどから、コストパフォーマンスや施工性の面で問題となる。そこで、本研究では高靱性セメント材料の使用量を少量に留めつつ、十分な耐震性能が得られる、効率的な使用方法を考案する。図-1に本研究での研究フローを示す。

ここで、曲げ破壊となるRC柱の耐力低下のメカニズムを考える。まず、引張側の鉄筋が降伏することにより曲げ剛性が低下する。その後、圧縮側のコンクリートが圧壊等によって剥離し、かぶりコンクリートによる内部拘束効果が低下することで、圧縮側の鉄筋が座屈し、その後はらみ出しが進展し、最終的に剥落して耐力は低下する。よって、かぶりコンクリートの剥落を遅延させ、座屈を抑制できれば、耐力および変形性能の向上に繋がると考えられる。

そこで、かぶりコンクリートに、靱性の高い高靱性セメント材料を使用することにより、剥落を遅延させ、その結果、RC柱の耐震性能の向上を図ることが可能であると考えた。

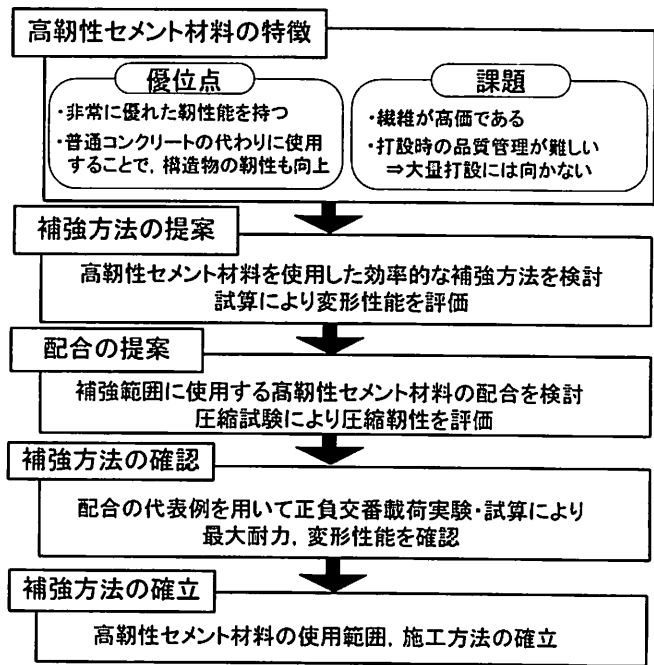


図-1 研究フロー

表-1 供試体諸元

供試体番号		No.1	No.2,4	試算	主鉄筋	使用鋼材	SD345(399)
断面[mm]		400×400	400×400	—		径	D19
かぶり厚[mm]		30	30	—		引張鉄筋比[%]	1.43
せん断スパン[mm]		1400				使用鋼材	SD345(362)
コンクリート強度	高粘性セメント	—	81.4	67.4	帯鉄筋	径	D10
	普通コンクリート	30.3	24.8	27.7		間隔[mm]	150
軸圧縮応力[N/mm ²]		1.0					体積比[%]

※()内はミルシート値[N/mm²]

2. 供試体概要

表-1に主な測定位置を供試体諸元，図-2に供試体の基本断面および形状を示す。供試体は，一般的なRC単柱式橋脚を想定してモデル化しており，主鉄筋にはSD345，D19，帯鉄筋にはSD345，D10を使用し，主鉄筋比および帯鉄筋比は，普通RC断面の破壊形態が曲げ破壊となるように，それぞれ1.43，0.63％と設定している。また，高靱性セメント材料を使用する供試体では，使用量の削減のため，柱全体に使用せず，塑性変形が生じると考えられる，塑性ヒンジ部を含めた柱基部から700mmの範囲にのみ使用することとした。これは，終局時において，降伏モーメント以上の断面力が発生する範囲は，基部からおよそ0.3～0.4H（H：載荷点高さ）であり，接合面での破壊を防ぐためには，これより上部に接合面を設ける必要があると考えられるためである。

図-2のNo.1は普通RC柱を想定し，No.2は断面全域を高靱性セメント材料に置き換えたものであり，No.4はNo.2よりも高靱性セメント材料の使用量を大幅に削減した供試体である。

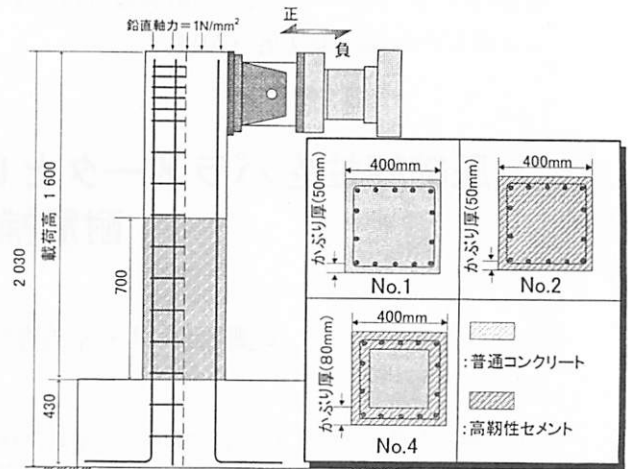


図-2 実験供試体諸元

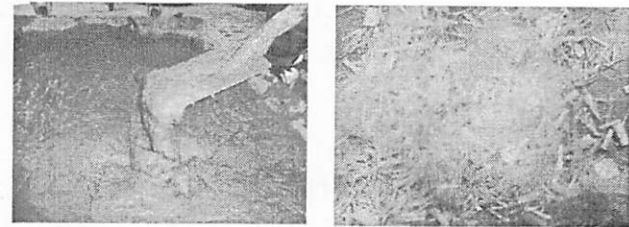


写真-1 高靱性セメント材料打設時の様子（左）
と使用した PVA 繊維（右）

3. 高靱性セメント材料について

(1) ビニロン繊維の特徴

今回の実験では，ひび割れの分散による損傷抑制を主に期待しているため，ひび割れ部での応力架橋効果を発揮するのに優れたビニロン繊維を使用した。高靱性セメント材料打設時の様子(左)，使用した PVA 繊維 (右) を写真-1に示す。高靱性セメント材料は体積混入率で，一般的に1～2％の範囲とされており，繊維長10～30mm程度でモルタルや繊維の性能によって決定する。圧縮強度は40～60N/mm²のものが多く，粗骨材の入っていないセメントモルタルに繊維を混入させ，分散性や自己充填性のある材料である。

(2) 配合の検討

本研究で検討している配合のパラメータを表-2に示した。標準ケースは繊維混入率2.0％で繊維長8mmの繊維を使用したものを配合1としているが，配合1は繊維の均一分散，施工性などを考慮した上で決定している。さらに今回の実験では変形性能を目指し，圧縮靱性を向上させた配合を検討するために，繊維混入率，繊維長に着目しパラメータとした。配合2は，標準ケースである配合1から限界まで繊維混入率を3.0％に増やしたものである。しかし，繊維混入率を3.0％まで増やすとモルタルの粘性が強

表-2 使用した繊維緒元

配合のパラメータ	繊維混入率(%)	繊維長(mm)	径(mm)	引張強度(N/mm ²)
1	2.0	8	0.04	1600
2	2.0	12	0.04	1600
3	3.0	8	0.04	1600

表-3 配合表

配合	Vol (%)	W/C (%)	単位量(kg/m ³)							繊維長 (mm)
			W	C	SF	S	SP	増粘剤	PVA	
配合1	2.0	40	323	804	100	795	18	0.9	26	8
配合2	3.0	45	261	580	580	580	20	0	39	8
配合3	2.0	40	323	804	100	795	18	0.9	26	12

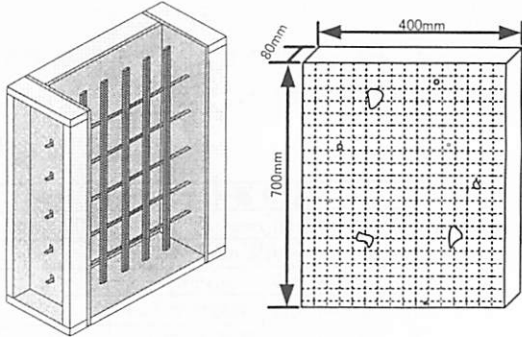


図-3 断面を模擬した型枠形状

くなり充填性の面に課題がある。表-3に実際に使用した配合表を示しているが、配合2では増粘剤を使用せずW/Cを調節し打設可能な配合を提案している。配合3では、配合1の繊維混入率を2.0%として繊維長12mmのものを使用した配合としており、配合1と同様の単位水量としている。

4. 材料特性

(1) 充填性の確認

繊維補強コンクリートでは、混入率や繊維長を増やすと充填性能が低下することが報告されている。本研究ではNo.4供試体のように狭い補強範囲に充填するので圧縮靱性を向上できる配合を検討するとともに充填性能の確保が必要である。そこで、No.4供試体の打設状況を模擬し図-3のような高さ700mm、幅400mm、厚さ80mm型枠を作成し、主鉄筋、帯鉄筋を入れ実際の打設状況を想定している。図-3の型枠に配合1～3の試験練りを行い実際に充填させることで施工性の確認を行った。実供試体作製時と同様に気中養生を行い、3日後に型枠から脱型し、表面に1cm間隔でメッシュを入れ簡易的に未充填部分の面積を計測した。一般的に気泡は0.1mm以上とされており、0.1mm～15mmを気泡と判定し、15mm以上を未充填とした。その未充填部の面積と全体の表面積の割合から充填率を求めたところ、どの配合においてもほぼ100%充填されており施工可能と判断できた。また、そのときの材料性状を表-4に示した。ここで、スランプ値に着目すると、どの配合においても20cm以上確認できた。15打時のモルタルフロー値でも15cm以上あり打設時に十分な流動性が確保できており、施工面の問題は解消できていると考えられる。

(2) 圧縮試験

今回は図-4に示すように、φ100×200のシリンダーを10本ずつ作製し、4本の変位計・2個所の60mmひずみゲージ・载荷装置のクロスヘッドの3種類の方法でひずみを計測した。高靱性セメント材料の靱性を評価する上で最大応力後の下降域での耐力に着目する。最大応力以降はひび割れが発生し変形するが繊維の架橋効果で荷重を受け持つ。その際に上载荷版が傾斜し、ひずみを計測することが困難となるため変位計を4本使用し、その平均値より求めた応力-ひずみを図-5に示した。また、圧縮試験は下降域で急激に耐力が低下ことが懸念され、下降域を精度良く計測するため载荷速度を今回使用している装置の下限値0.5mm/minで変位制御した。

表-4 打込み時の材料性状

配合	スランプ値 (cm)	スランプフロー (cm)	モルタルフロー(cm)	
			0打フロー	15打フロー
配合1	23.5	46.0×43.0	13.1×13.4	19.5×18.5
配合2	24.2	47.2×46.9	13.0×13.1	20.9×20.6
配合3	22.0	42.0×40.5	12.1×11.9	17.2×16.9

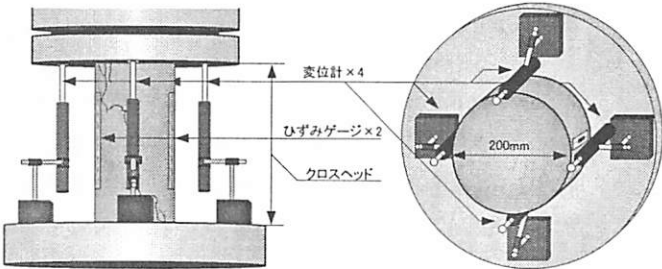


図-4 圧縮試験結果

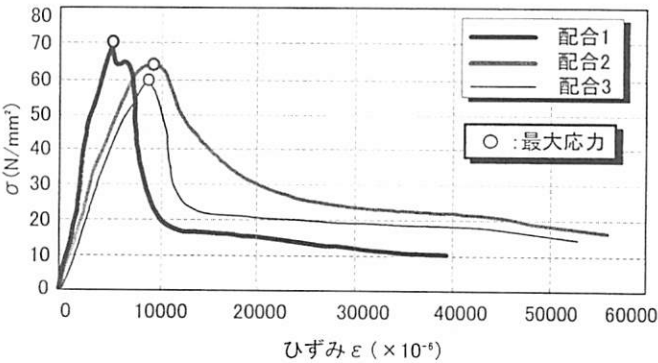


図-5 圧縮試験結果（補正前）

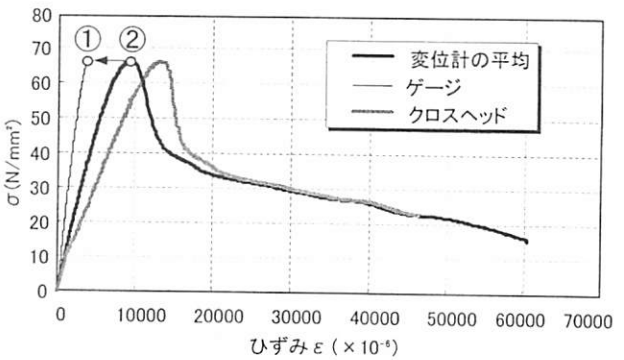


図-6 圧縮試験結果（計測方法の比較）

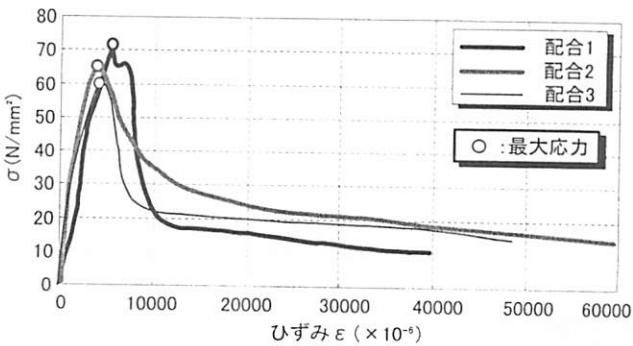


図-7 圧縮試験結果（補正後）

ここで図-6に示すように計測方法の違いによって弾性係数に差が生じている。そこで今回は、最大応力までひずみゲージの値①を使用し、それ以降は変位計の値②をシフトさせ補正を行っている。補正後の応力-ひずみを図-7に示した。圧縮強度は配合1では71.4N/mm²、配合2では62.7N/mm²、配合3では60.5N/mm²となった。配合2と配合3は配合1に比べ強度が低下しているが、配合2では充填性を確保するためにW/Cを増やしたためであり、配合3では繊維長を伸ばしたことで練り混ぜ時に空気を多く含んでしまい密度が低下した供試体となったためと考えられる。しかし、どの配合においても60 N/mm²を超えており十分な強度が出ている。今回の圧縮試験では最大応力の25%低下点で荷重を終了した。そのときの圧縮供試体の破壊状況を図-8に示した。配合1、3に関しては最大応力に達したときに鉛直方向に大きなひび割れが入る傾向がみられた。これに対し、繊維混入率が多い配合2ではひび割れが他の圧縮供試体よりも多く発生しており、応力架橋効果が優れていたため繊維が応力を受け持った。このことから図-7を見ても分かるように応力軟化域でも配合2の供試体は圧縮靱性が最も優れていると判断できる。

5. 実験結果

(1) 実験概要

図-2に示すように供試体は、一般的なRC単柱式橋脚を想定してモデル化しており主鉄筋比および帯鉄筋比は、破壊形式が曲げ破壊形式となるように設定している。実験は、試算で求めた降伏荷重までは荷重制御を行い、それ以降は降伏変位(δ_y)の整数倍を変位制御により荷重する正負交番荷重を行った。各荷重ステップの繰返し回数は1回とし、荷重が0.5P_{max}に低下した時点で実験を終了した。

(2) 配合1を使用した場合の実験結果

図-10に各供試体のP- δ 履歴曲線を示す。変位は、荷重装置の反対側に設置した変位計での値を使用している。No.1では約150kNで最外縁主鉄筋が降伏ひずみを超え、 $3\delta_y$ (26.6mm) で最大荷重 (201kN) に達した。 $8\delta_y$ (71.4mm) で荷重がP_yを下回った。No.2では、約132kNで最外縁主鉄筋が降伏ひずみを超え、 $7\delta_y$ (63.8mm) で最大荷重 (209kN) に達した。最大荷重以降は徐々に荷重が低下し、 $10\delta_y$ (92.7mm) ではらみ出しが発生、その後はらみ出しが進展し、 $12\delta_y$ (111.6mm) で荷重がP_yを下回った。No.1と比較すると、終局変位は約1.6倍向上した。No.4では、約133kNで主鉄筋が降伏ひずみを超

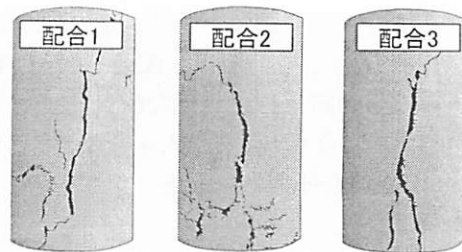


図-8 破壊状況

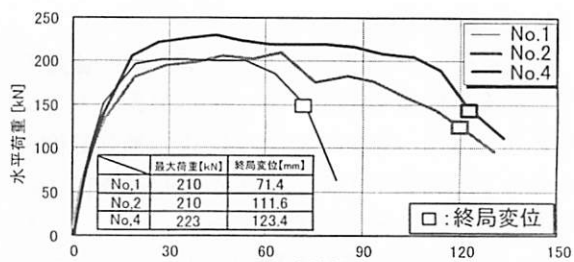
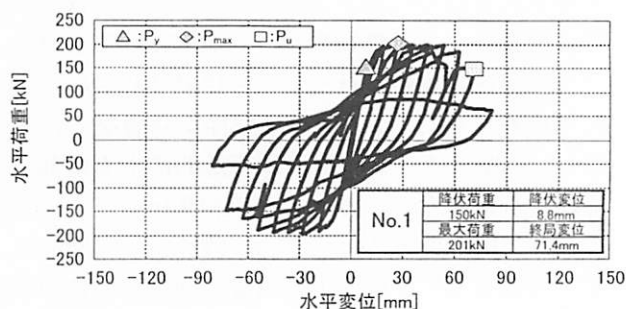
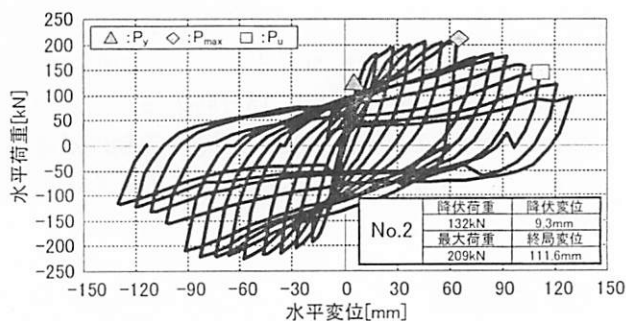


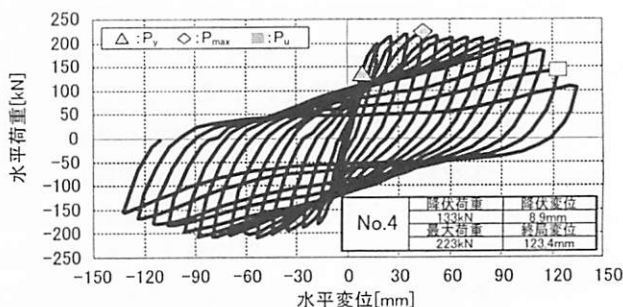
図-9 荷重-変位 (実験結果)



a) No. 1 供試体



b) No. 2 供試体



c) No. 4 供試体

図-10 荷重-変位履歴曲線

え、 $5\delta_y$ (44.5mm) で最大荷重 (223kN) に達した。その後、 $13\delta_y$ (115.2mm) まで荷重を保持したまま変位が進展したが、柱基部のはらみ出しの進展とともに荷重が低下し、 $14\delta_y$ (123.4mm) で P_y を下回った。No.1と比較すると、終局変位は約1.9倍向上した。

実験結果から、図-10を比較しても分るようにNo.4供試体は繊維の使用量を抑えた効果的な補強断面であることが確認できた。

6. 配合別試算

(1) 試算方法

試算は、道路橋示方書²⁾に基づいて行った。今回はかぶり部の高靱性セメント材料による内部拘束効果を期待した実験であり、この効果は帯鉄筋比を増加させたものと見なせる。そのため、見かけ上、高帯筋比と考えることができるため、高帯筋比も対象としているManderらの提案式³⁾を使用した。

終局の判定は、道路橋示方書で示されている通り、圧縮側主鉄筋位置におけるコンクリートのひずみが終局ひずみに達した時としている。終局ひずみは、通常は応力が最大圧縮応力の80%まで低下した点でのひずみと定義されるが、本研究ではかぶりコンクリートが終局付近まで断面力を受け持つことや、内部拘束効果を発揮することを想定しているため、高靱性セメントおよび普通コンクリートにおける終局ひずみは、最大圧縮応力の25%まで低下した点でのひずみと定義した。そこで、高靱性セメント材料の配合1における応力-ひずみモデルを図-11に示す。これは図-7の圧縮試験結果をもとにモデル化したものであり、帯鉄筋による拘束による吸収エネルギーの増加が期待できるためManderの提案式から拘束効果分を高靱性セメント材料のモデルに追加した。試算上ではかぶり部分は拘束無しモデルを使用し帯鉄筋内のコア部では拘束有りモデルを用いている。

(2) 配合1における試算結果

図-12に試算によって求めた荷重-変位関係を示す。最大荷重を見ると、No.1に比べ、No.2, 4では約6%の向上が見られた。これは、高靱性セメント材料の圧縮強度が、普通コンクリートに比べ約2.4倍と大きいためである。終局変位についても、No.1に比べ、No.2, 4では約40%向上が見られた。これは、高靱性セメント材料の終局ひずみが大きいため、断面内の釣り合い計算時に、中立軸が圧縮側に大きく寄り、その結果算出される曲率が大きくなり終局変位が伸びたと考えられる。またNo.2とNo.4のP- δ が同様の履歴となった理由として図-13に示す。

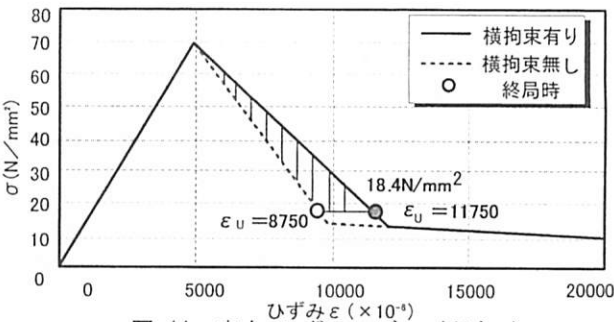


図-11 応力-ひずみモデル (配合1)

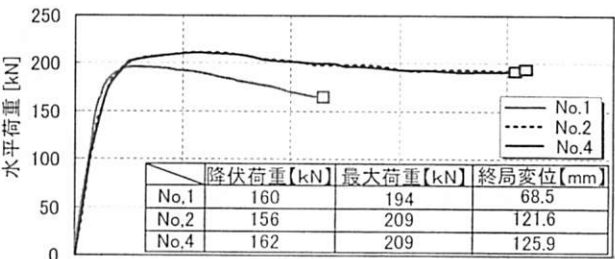


図-12 荷重-変位関係 (断面ごとの比較)

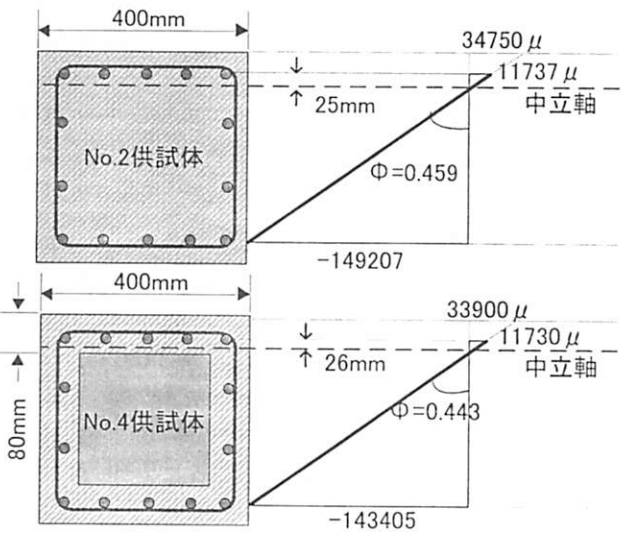


図-13 供試体ごとのひずみ分布 (終局時)

No.4供試体においても終局時の中立軸が高靱性セメント上にあるため、コア部の普通コンクリートに関係なく終局まで荷重をかぶり部分と鉄筋で受け持つのでコア部の影響が少なかったためと考えられる。

実験値と試算値を比較するとNo.1では降伏時の荷重や変位はほぼ同様の結果となっている。一方、No.2, No.4では実験値の降伏荷重が試算値を下回っている。実験では、試算によって計算した降伏荷重を、実験でも降伏荷重としていたが、その降伏荷重に達する前に、柱基部の主鉄筋が降伏ひずみに達したため、その時点以降を降伏点とした。そのため、このように試算値と異なる結果となった。しかし、最大荷重・終局変位に着目して実験値と試算値を比較すると、誤差が±6%以内であり今回の試算方法でも十分な評価が行えると思われる。

(3) 配合3における試算結果

今回の実験では配合1を使用した供試体を作製し正負交番荷重実験を行っているが、配合2を使用した場合のP- δ 曲線を求めた。

配合2に関して、図-7の圧縮試験結果をもとにモデル化を行ったものを図-14に示している。配合1と配合2の応力-ひずみモデルを比較すると最大強度は低下したものの終局時のひずみは2倍増加している。この応力-ひずみモデルをもとにP- δ 曲線を算出したものを図-15に示す。このときの対象断面は高靱性セメント材料の補強が効果的であったNo.4供試体について試算を行っている。図-15の試算結果より配合1と配合2を比較すると、最大荷重はほぼ同程度であるが終局変位は126mmから240mmと1.9倍程度増加しており、配合2を使用することで大きな変形性能の向上が確認できた。

終局変位に大きな差が生じた理由について、図-16に終局時の圧縮側鉄筋位置のひずみと中立軸の関係を示した。今回の終局の定義は、圧縮側鉄筋位置のコンクリートが終局ひずみに達した点を終局としている。終局変位は中立軸とひずみによって算出される曲率に左右されるため、中立軸と圧縮側鉄筋でのひずみに着目した。配合1と配合2では中立軸はどちらも25mm程度で差はほとんど生じてないが、圧縮側鉄筋位置でのひずみが2倍程度大きくなっている。つまり、配合2の終局ひずみが配合1に比べ2倍程度大きくなることで曲率も2倍程度大きくなり、結果的に終局変位を2倍程度大ききなつたと考えられる。

以上の試算結果から、配合1を配合2に変更することで変形性能の向上は期待できる。しかし、配合2を使用した場合の試算では、実現現象よりも変位が大きく算出されていると考えられる。実供試体だと変位が240mmまで伸びると引張側の鉄筋ひずみは0.2を超えていると懸念され、鉄筋はすでに破断していると思われる。このことから、試算方法について再検討が必要であり、実験を行い応力-ひずみモデルや終局の定義など見直す必要があると思われる。

7. まとめ

以上のことから得られた知見を以下に示す。

- (1) 配合1~3のいずれもNo.4供試体のような狭い打設範囲で十分に充填可能であり圧縮試験結果から配合2は圧縮靱性が最も優れていた。
- (2) 高靱性セメント材料を、No.4のように断面の縁から主鉄筋の内側までの80mmの厚さで断面外郭部に使用することにより、普通RC柱であ

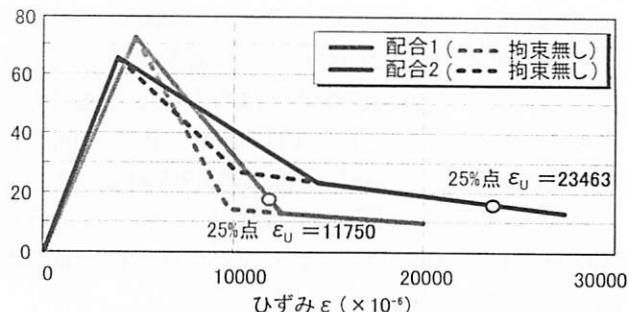


図-14 応力-ひずみモデル (配合1・配合2)

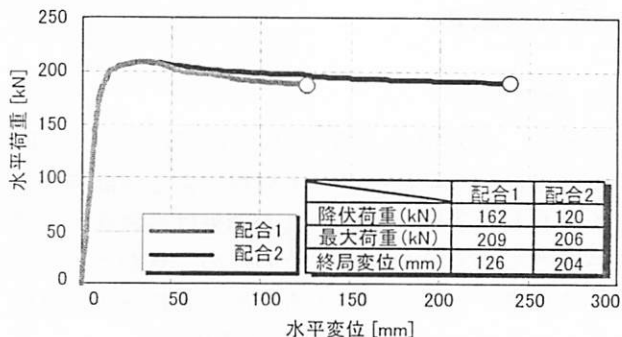


図-15 荷重-変位 (配合1・配合2)

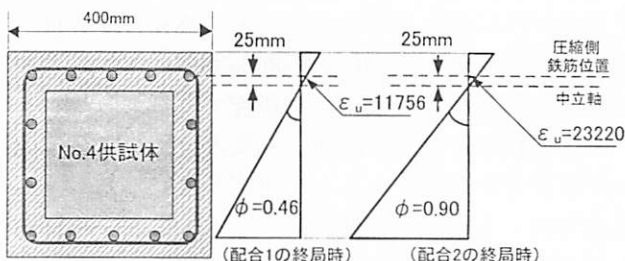


図-16 圧縮鉄筋位置でのひずみと中立軸の関係

るNo.1に比べ、終局変位は約1.9倍向上し繊維の使用量を抑えた効果的な補強断面であることを確認した。

- (3) 配合1を使用した実験結果と試算結果を比較しても、終局変位の誤差が±6%以内であり今回の試算方法でも十分な精度があった。一方、配合2を使用した供試体の試算結果からは終局変位が1.9倍程度増加しているが、実験を行いモデルや終局の定義を検討する必要がある。

参考文献

- 1)住学, 竹内博幸, 中出睦, 谷垣正治: ビニロン繊維補強コンクリートに関する基礎的研究, コンクリート工学年次論文集, vol.25, No.1, pp.257-262, 2003
- 2)社団法人日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, pp.148-163, 2002.3
- 3)Mander, J.B., Priestley, M.J.N. and Park, R.: Theoretical stress-strain model for confined concrete, Journal of the Structural Division, Vol.114, No.ST8, pp.1804-1826, Aug. 1988