

高靱性RC橋脚の損傷形態に着目した分析

溝上瑛亮¹・幸左賢二²・佐藤崇³・篠崎正治⁴

¹学生会員 九州工業大学 工学部建設社会工学科（〒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 工修（株）長大 福岡構造技術部（〒810-0014福岡市中央区渡辺通1-1-1サンセルコビル6F）
⁴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）

1. はじめに

高靱性セメント材料は、繊維によるひび割れ間の応力架橋効果などから、圧縮、引張ともに非常に大きな靱性を有する材料である。この高靱性セメント材料を用いることで、RC柱の塑性ヒンジ区間周辺における変形性能の向上が期待できる。過年度までの研究成果として、高靱性セメント材料を塑性ヒンジ領域の全断面に使用した供試体（以後No. 2-1供試体）は、無補強RC柱と比較し、最大荷重は5%増加し、終局変位は60%増加することを確認し、高い変形性能が認められた。その一方で、過年度までの研究における改善点が以下のように認められている。

1) 高靱性セメント材料のさらなる高靱性化

終局変位の増加は認められたが、一方で、局所的な損傷が認められたことから、更に高靱性化した材料によって改善の可否を確認する必要がある。

2) 引張側柱基部の付着切れと浮上がり抑制

柱部分では高靱性セメントによる鉄筋のはらみ出しの抑制効果が発揮されたが、柱とフーチングの接合部は、高靱性セメント材料と普通コンクリートとの打継ぎ目になっていたことから付着切れや、浮上がり現象が生じていた。

本研究では、以上2点を改善するために、繊維長を伸ばし、繊維混入量を増やすことで、さらに靱性性能を向上させた高靱性セメント材料を使用するとともに、柱補強部と、フーチング上部を高靱性セメント材料を用いて一体施工することで、打継ぎ目を無くした供試体（以後No. 2-4）を作成した。本稿では、No. 2-1とNo. 2-4の正負交番載荷実験の結果、ならびにフーチングの損傷状況から改善効果を評価した結果について報告する。

2. 実験概要

(1) 供試体形状

表-1に供試体諸元、図-1に供試体概要を、図-2に供試体補強範囲を示す。図-1（A）の配筋図に示すように、主鉄筋にはD19、帯鉄筋にはD10を使用した。主鉄筋比および帯鉄筋比については、柱全体を普通コンクリートで一様に施工した場合の破壊形態が曲げ破壊を呈するように、それぞれ1.43%、0.63%に設定した。また、図-1（B）の断面図に示すように、断面形状は、400mm×400mmの正方形断面とし、水平荷重載荷点高さHは1400mmとした。高靱性セメント材料の使用高さに関しては、高靱性セメント材料の

表-1 供試体諸元

供試体番号		No.2-1	No.2-4	供試体番号		No.2-1	No.2-4
断面 [mm]		400 × 400		主鉄筋 (SD 345) or (SD 390)	降伏強度 [N/mm ²]	399	420
かぶり厚 [mm]		50			径	D 19	
せん断スパン [mm]		1400			引張鉄筋比 [%]	1.43	
せん断スパン比		4.0		帯鉄筋 (SD 345) or (SD 290)	降伏強度 [N/mm ²]	356	408
コンクリート 強度 [N/mm ²]	高靱性セメント	73.7	60.8		径	D 10	
	普通コンクリート	24.8	-		間隔 [mm]	150	100
軸圧縮応力 [N/mm ²]		1.0				体積比 [%]	0.63

使用量を削減するため柱全体に使用することは避け、
 載荷により部材が塑性化すると考えられる柱基部
 700mm以下の範囲に限定して使用した。なお、高韌
 性セメント材料に用いた繊維には、親水性が良いビ
 ニロン繊維を用いている。

a) No. 2-1供試体概要

No. 2-1供試体は、図-1 (A) (B) に示すように柱
 基部から高さ700mmの範囲を全断面高韌性セメント
 (配合1) で置き換えたものであり、新設橋脚を想
 定した供試体である。

b) No. 2-4供試体概要

今回検討対象としているNo. 2-4供試体の概要を過
 年度実施したNo. 2-1供試体と併せて図-2に示す。

No. 2-4供試体では、No. 2-1供試体からさらに変形
 性能を発揮させることを目的として、高韌性セメン
 ト材料の配合をより高韌性(配合1→配合3)のも
 のに改善した。なお、具体的な配合の違いについ
 ては、後述する。さらに、No. 2-1で認められた付着切
 れ、ならびに浮き上がり現象の改善を行うために、
 柱からフーチングにかけ連続打設を行い、打ち継ぎ
 目をなくした。フーチング上部における高韌性セメン
 ト材料の施工厚さについては、フーチングの上部
 鉄筋までを含む100mmとした。

(2) 高韌性セメント材料の材料特性

No. 2-4では塑性ヒンジ区間の靱性性能を向上させ
 ることにより柱基部における応力分散を図り、柱部
 材の曲げ靱性が向上することを期待している。

既往の研究において、高韌性セメント材料は繊維
 長を伸ばすことや繊維混入率を増やすことにより靱
 性性能が向上することが報告されている。したがっ
 て本研究では、繊維長と添加量をパラメータとし、
 No. 2-1で用いた高韌性セメント材料の配合(配合1)
 よりもさらに靱性性能が高い配合を選定することに
 した。配合1は繊維長8mmの繊維を2.0Vol%で混入さ
 せたものである。配合2では、繊維混入率を同一と
 し繊維長を8mmから12mmに変更した。配合3では、
 繊維長の変更(8mm→12mm)に加え、施工可能な範囲
 で繊維混入率を最大限に増加させる配合を検討した
 結果、繊維混入率は3.0Vol%の配合となった。

選定した高韌性セメント材料の性能を圧縮靱性¹⁾
 により評価した。評価は、終局時の最大ひずみと最
 大応力の値で行うこととした。なお、終局時の定義
 は、最大圧縮応力の25%まで低下した時点とし、そ
 のときのひずみを終局ひずみと定義した。試験の結
 果、図-3に示すように、配合1では、圧縮強度が
 71.4N/mm²、終局ひずみはおよそ18000 μ であったの

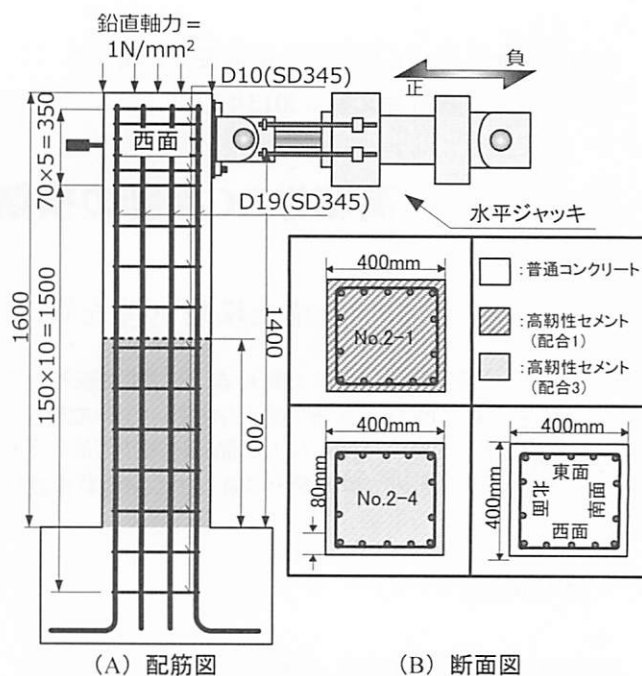


図-1 供試体諸元

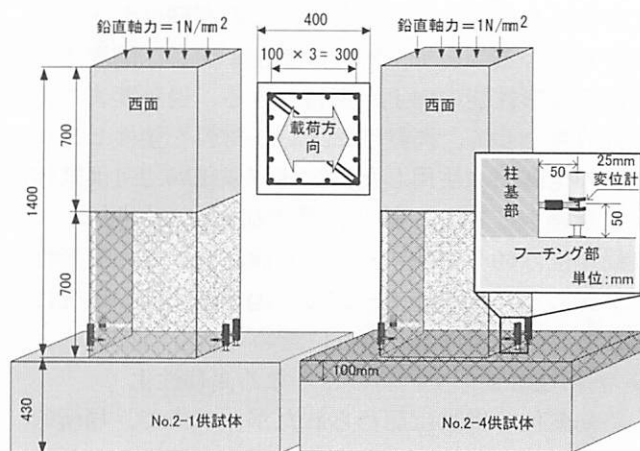


図-2 供試体補強範囲

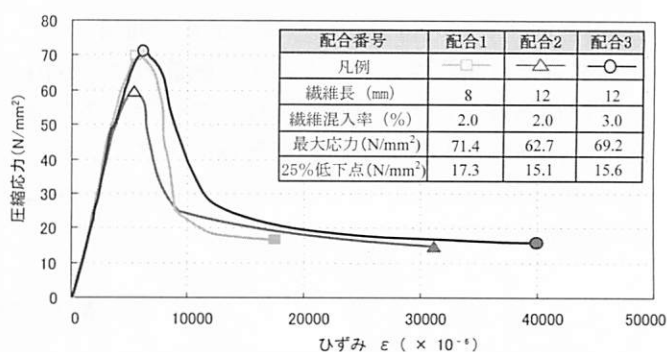


図-3 圧縮靱性の評価

に対し、配合2では圧縮強度が62.7N/mm²、終局ひず
 みはおよそ30000 μ 、配合3では、圧縮強度が
 69.2N/mm²、終局ひずみは40000 μ を超える結果とな
 った。以上より、繊維長を伸ばし、混入率を増加さ
 せた配合3で最も高い靱性性能が得られたことから
 本実験では配合3を適用することにした。

3. 実験結果

載荷方法は実構造物の死荷重を再現するため、柱供試体の上面より 1.0N/mm² 相当を載荷した一定軸力下での正負交番水平載荷とした。試算で求めた降伏荷重を実験での降伏荷重と定義し、その時点での変位を δy と定義した。なお、試算は道路橋示方書²⁾ に準拠して実施した。降伏荷重までは荷重制御で載荷し、降伏後は δy の整数倍を変位制御により載荷した。なお、終局は試算値の降伏荷重を下回った点と定義した。図-4、5 に各供試体の P- δ 履歴曲線を示す。No. 2-1 供試体では、約 132kN (9.3mm) での変位を δy と定義し、7 δy (63.8mm) で Pmax (203kN) を発現した。Pmax 以降は徐々に荷重が低下していき、10 δy (92.7mm) ではらみ出しが発生した。その後、柱基部のかぶり部における圧壊の発生とともに荷重が低下し、13 δy (111.6mm) で荷重が P_y を下回った。

No. 2-4 供試体では、約 158kN (8.2mm) での変位を δy と定義し、9 δy (73.8mm) で最大荷重 (223kN) に達した。その後、13 δy (106.5mm) 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と、かぶり部の圧壊の発生とともに荷重が低下し、1 δy (139.4mm) で P_y を下回った。

P- δ 包絡線による比較を図-6 に示す。No. 2-1 供試体は、3 δy から 7 δy まで最大荷重と同程度の値で推移したが、8 δy 時から、13 δy 時にかけて終局時の荷重まで低下している。それに対し、No. 2-4 供試体では、2 δy 時から 13 δy 時まで、最大荷重である 223kN に近い荷重を維持し、13 δy 時から 17 δy 時にかけて終局荷重まで低下している。従って、No. 2-4 供試体の方が高い荷重を保持し続けていることが分かる。この 2 つの供試体で荷重が低下し始める時の水平変位の差は、約 30mm であり、終局時の水平変位の差が約 19mm であった。

図-7 に No. 2-1、No. 2-4 供試体の履歴吸収エネルギーの比較結果を示す。No. 2-1 供試体では最大値が 30kN・m 程度であったのに対し、No. 2-4 供試体では 42kN・m 程度となった。累積履歴吸収エネルギーは、No. 2-1 供試体は 263kN・m 程度であったのに対し、No. 2-4 供試体は 389kN・m 程度であったことから、配合 3 を使用した No. 2-4 供試体では、エネルギー吸収能力が大幅に向上していることがわかる。

履歴吸収エネルギーに差が生じ始めた 10 δy 時におけるひび割れ状況を図-8 に示す。ここで用いたひび割れ図は、両供試体のひび割れの違いが明確に確認できた西面のひび割れ図を示している。各供試体

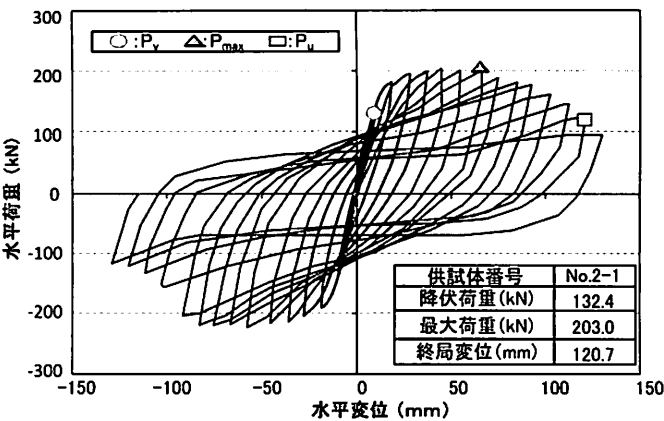


図-4 P- δ 履歴曲線 (No. 2-1 供試体)

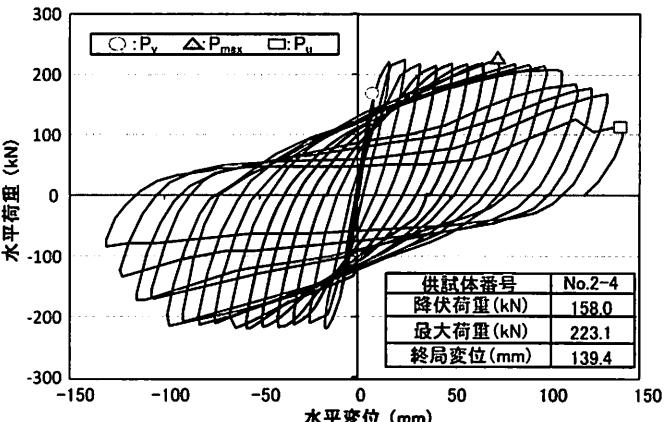


図-5 P- δ 履歴曲線 (No. 2-4 供試体)

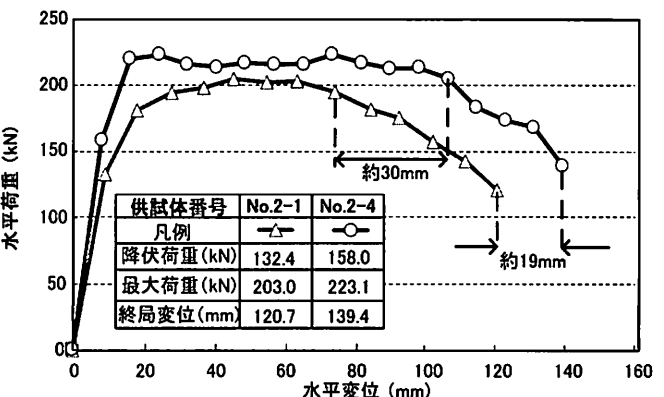


図-6 P- δ 包絡線

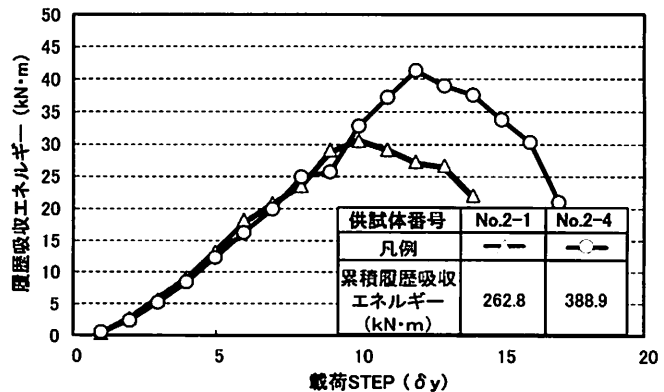


図-7 履歴吸収エネルギー

ともに高靱性セメントの応力架橋効果によるひび割れの分散が見られた。しかし、配合2を使用したNo. 2-1供試体は直線的に連続したひび割れが多く、繊維長と繊維混入率を増加させた配合3を使用したNo. 2-4供試体は、枝分かれしながら比較的短い長さで収束しているひび割れが多い。したがって両供試体のひび割れの傾向は若干異なっていた。また、凡例に示す細線の本数はNo. 2-1供試体は約35本、No. 2-4供試体は約65本であり、No. 2-4供試体の方がひび割れの分散性が高いことが確認できる。

以上から、繊維長を伸ばし、混入率を増加させた、配合3を使用することで、終局変位、耐力、ひび割れの分散性が明らかに改善されていると判断できる。

ここで、No. 2-4供試体の柱基部には、 $10\delta y$ 時に0～200mmの高さの範囲で、比較的大きな幅のひび割れが認められているが、No. 2-1供試体では、0～200mmの区間に鉛直方向の剥離が生じるとともに、柱とフーチングの接合部では、幅約14mmのひび割れは生じていた。したがって次章では鉄筋の抜け出し量に着目して両者の差を考察する。

4. 抜け出し量の評価

本章では、No. 2-1供試体とNo. 2-4供試体の主鉄筋ひずみから鉄筋の抜け出し量を求め、主鉄筋の抜け出しが柱の回転に寄与する割合（以後、回転寄与率）を算出するとともに、2体の回転寄与率を比較することで、フーチングと柱部材の一体性について評価した。

(1) 外観観察

2体の柱基部における損傷状況に着目すると、No. 2-1供試体では、柱とフーチングの接合部で付着切れに伴うひび割れが発生するとともに、当該箇所において、柱部分の浮上がりと思われる顕著なひび割れ幅の増大が認められた。No. 2-4供試体では、終局に至った段階でも柱とフーチング接合部分に付着切れのような損傷が認められない一方で、塑性ヒンジ区間には、No. 2-1供試体よりも多くのひび割れが分散している状況が確認された。

(2) 回転寄与率算出方法

鉛直変位の算出方法を図-9に示す。引張側主鉄筋の鉛直変位(Δt)は、フーチング内における主鉄筋のひずみ分布を図中(a)のように面積積分することで算出した。圧縮側主鉄筋の鉛直変位(Δc)も同様に、主鉄筋ひずみ分布(図中(b))を面積

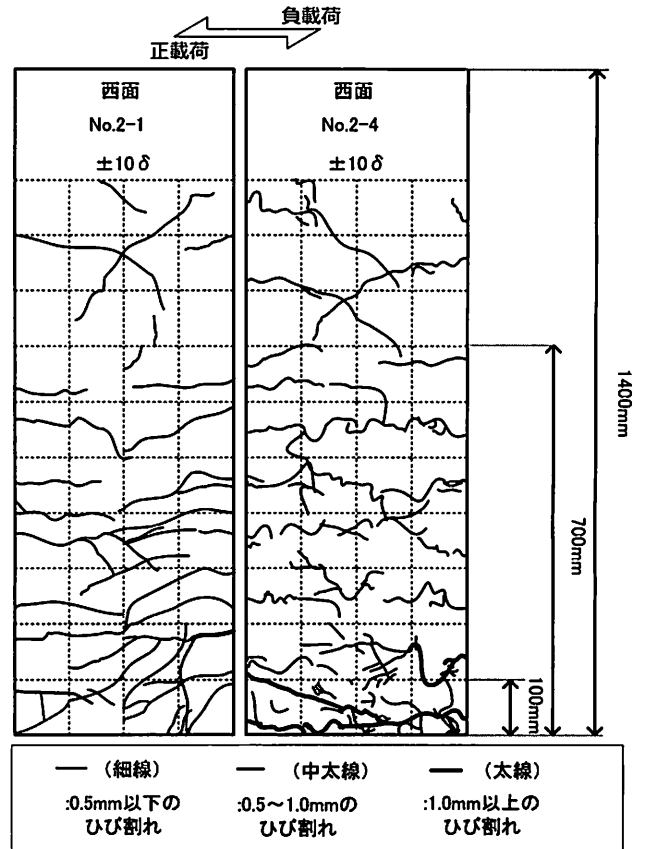
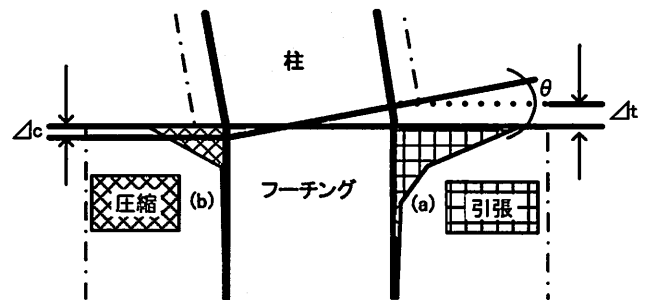


図-8 $10\delta y$ 時ひび割れ状況の比較



Δt : 圧縮主鉄筋ひずみ分布の積分

Δc : 引張主鉄筋ひずみ分布の積分

図-9 鉛直変位算出方法

積分することで求めた。

続いて、回転寄与率の算出方法³⁾を図-10に示し、説明する。まず、図中 α に示すように柱基部の鉛直変位(Δt , Δc)と供試体幅($L=400\text{mm}$)を用いて式(1)から $\tan\theta$ を算出した。

$$\tan \theta = \frac{\Delta t + \Delta c}{L} \quad (1)$$

ここで、 L , Δt , Δc はそれぞれ供試体幅、鉛直引張変位、鉛直圧縮変位である。

次に図-10中の三角形ABCに着目し、回転変位 δ を式②により算出した。

$$\delta = \tan \theta \times H \quad (2)$$

ここで、Hは供試体高さである。

図-11 に No. 2-4 供試体の主鉄筋ひずみ計測例を示す。なお、主鉄筋ひずみはワイヤーストレインゲージによって計測した。図-11 に示す通り、ゲージの貼り付け深さは、0mm, -90mm, -165mm, -240mm, および-300mm となっている。ここで、主鉄筋最下端にあたる-380mm 位置については、主鉄筋の定着長の関係からひずみゲージを貼付していない。したがって、-380mm 位置のひずみ量は、-240mm から-300mm を結ぶ直線を用いた外挿より補完した。

(3) 主鉄筋ひずみの推移

具体例として、図-12 に No. 2-1, No. 2-4 供試体の $1\delta y$ から $5\delta y$ における主鉄筋ひずみの進展図を示す^{4)・5)}。 $6\delta y$ 時以降は柱基部の変形が卓越するため、ひずみゲージの信頼性が低く、 $1\delta y$ 時から $5\delta y$ 時のひずみ進展を比較した。図-12 より、 $4\delta y$ 時のフーチング上面から深さ 100mm 程度の位置で No. 2-1 供試体の主鉄筋ひずみ進展が、No. 2-4 供試体の主鉄筋ひずみ進展よりも大きな値を示していることが確認できる。したがって、No. 2-1 供試体の方が、No. 2-4 供試体よりも主鉄筋の伸びだし量が多いことが推察される。

(4) 回転寄与率の比較

算出した主鉄筋伸びだしによる回転寄与率の比較を図-13 に示す。図-13 より、 $1\delta y$ から $3\delta y$ までは、No. 2-1, No. 2-4 供試体の回転寄与率はともに概ね同様の傾向を示し、24%から 31%の値を示している。一方で、 $3\delta y$ から $4\delta y$ の挙動は、No. 2-1 供試体と比較し、No. 2-4 供試体の回転寄与率が、約 10%の差で抑制されていることが分かる。

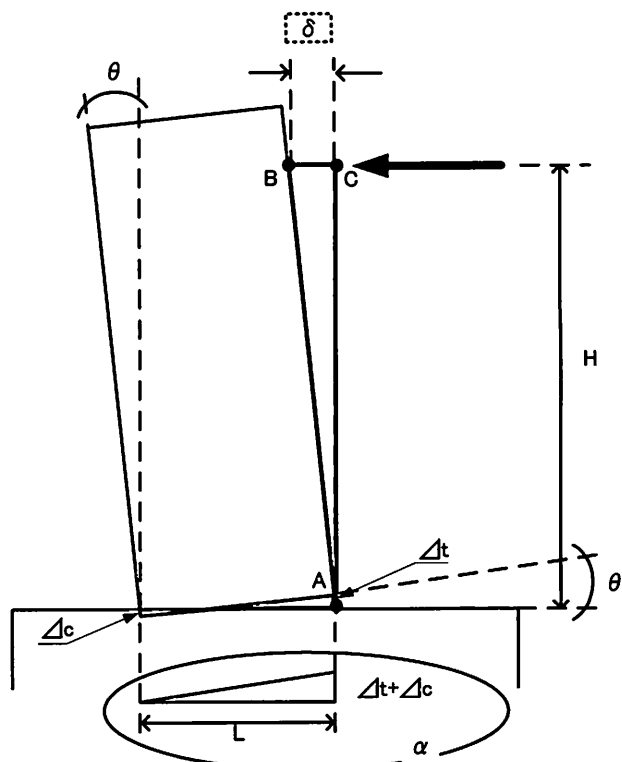


図-10 回転変位算出方法

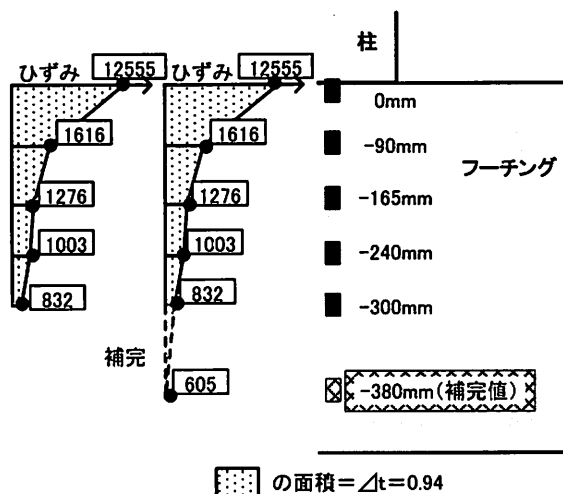
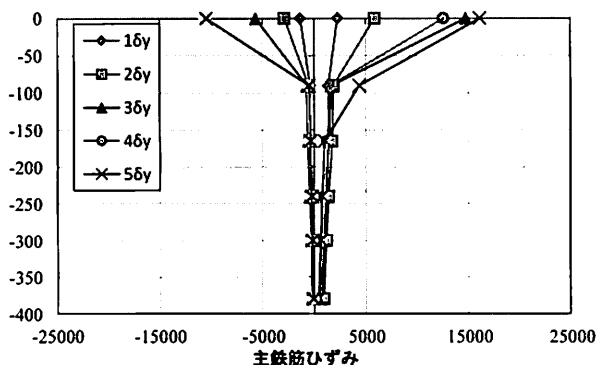
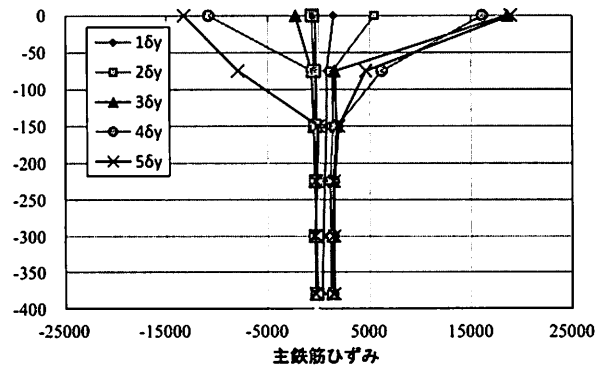


図-11 主鉄筋引張りひずみ (No. 2-4)



(A) No. 2-1 供試体



(B) No. 2-4 供試体

図-12 主鉄筋ひずみ進展図

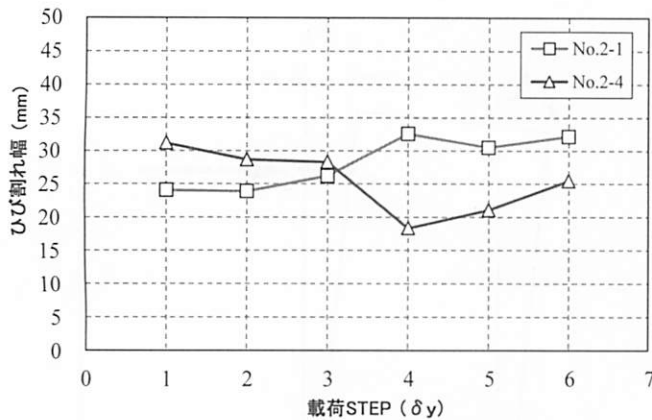


図-13 回転寄与率比較

(5) 回転寄与率の差が生じた要因

1 δy から 3 δy 時で、No. 2-1 供試体は、供試体表面に殆どひび割れを生じず、僅かに柱基部にひび割れが生じていた。これに対し、No. 2-4 供試体は、この段階で、局所的なひび割れは、顕著に発生せず、柱全体（主に高靱性セメントの範囲）にひび割れを分散させて変位を吸収していることが確認された。4 δy 時以降から、No. 2-1 供試体の回転寄与率が増加し、No. 2-4 供試体の回転寄与率が減少し始める。ここで 4 δy 時の損傷形態を図-14 から 16 を用いて説明する。図-14 は No. 2-1 供試体の柱基部の浮き上がりの様子を表し、図-15 は、No. 2-1 供試体の柱基部の浮上りの様子を写真で表している。また図-16 は No. 2-4 供試体の柱基部の損傷の様子を表している。図-14, 15 に示すように、No. 2-1 供試体は柱基部の浮上りに伴うひび割れが大きく開口（約 8mm）していることが確認された。このことから、フーチングと柱の境界で、フーチング内主鉄筋の抜け出しを伴いながら柱基部で浮上りの現象が生じていたと推察された。

一方で、図-16 のように、No. 2-4 供試体は、塑性ヒンジ区間のひび割れ幅が大きく開口（約 4mm）していることが観測された。このことから柱基部の回転よりも塑性ヒンジ区間の変形が上回ることから柱基部の回転寄与率が減少したと考えられる。

ここで、No. 2-1 供試体では、引張側の柱基部の浮上がり量に、No. 2-4 供試体では、引張側の塑性ヒンジ区間に生じた最も大きなひび割れに注目し、荷重ステップごとの最も大きなひび割れ幅の変化を図-17 に示す。図-17 より、No. 2-1 供試体は、3 δy 時から 4 δy 時にかけて浮上がり量が大きく増加している。それに対し、No. 2-4 供試体は、3 δy から、4 δy 時にかけてのひび割れ幅の急な拡大が生じず、滑らかに増加していることが確認できる。この減少

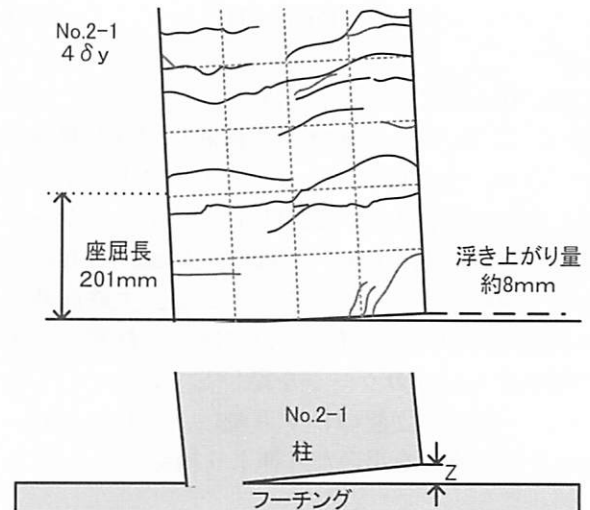


図-14 柱基部ひび割れ (No. 2-1)

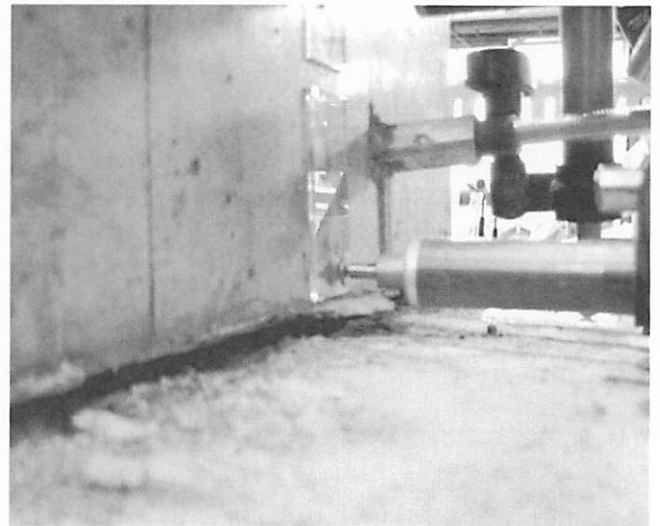


図-15 柱基部浮上りの様子 (No. 2-1 供試体)

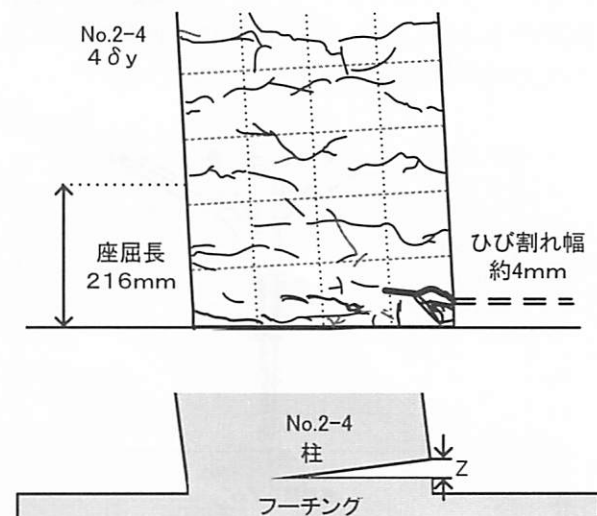


図-16 柱基部ひび割れ (No. 2-4)

から、No. 2-1 供試体は、4 δy 時にフーチング以下の主鉄筋の抜け出し量が急増し、その影響で浮上がり量が急増したと考えられ、No. 2-4 供試体は、塑性ヒン時区間の変形量が徐々に増加していることにより、抜け出し量に伴う回転寄与率増加を抑制できていると考えられる。

従って、フーチングと柱を高靱性セメントで一体施工することによって、柱のひび割れ分散効果を有効に発現し、柱の浮上がりに伴う柱基部の回転寄与率を抑制することができるという良好な結果を得ることができた。

5. フーチングの損傷評価

No. 2-1 供試体と No. 2-4 供試体の最終的なフーチングの損傷状況を図-18 に示す。ここで No. 2-1 供試体で生じた剥離の発生過程について補足する。No. 2-1 供試体のフーチング上部を載荷ステップごとに観察した結果、-7 δy 時において、圧縮側のフーチング上部（図-18 (A) における (a) ）に剥離範囲と同一のひび割れ損傷（ひび割れ幅 2mm 程度）が認められた。このひび割れは、載荷ステップごとに幅が拡大し、-10 δy の時点で最大幅約 350mm、奥行き約 330mm、最大厚約 50mm の完全な剥離片となった。このように、No. 2-1 供試体のフーチング上面に発生した比較的大きな剥離現象が両者の特徴的な違いとして認められた。

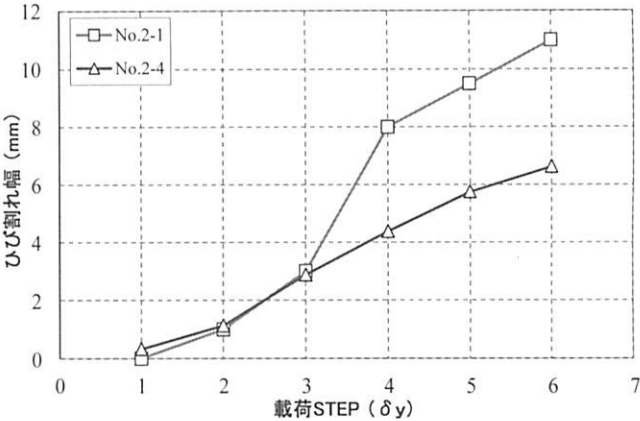


図-17 ひび割れ幅の経過

ここで、No. 2-1供試体の載荷ステップごとの水平荷重、引張縁における柱の浮上がり量を図-19に示すとともに、図中には各ステップで目視によって確認されたフーチングの損傷状況を併記した。

6 δy 時には既に剥離区間内の微細なひび割れが発生しており、7 δy 時においてひび割れの連結と剥離形状の原型となる損傷エリアが形成された。この時、水平荷重は 200kN 以上を呈しており、最大水平荷重 203kN と比べて大きな耐荷力の低下は生じていなかったものと判断される。一方で、柱の浮上がり量を見ると、6 δy から 7 δy で 9mm から 14mm に増加している。すなわち、この時点において、柱接合部の圧縮縁では、引張縁に生じた柱の浮き上がり現象に伴い、柱のめり込み現象が生じていたものと考

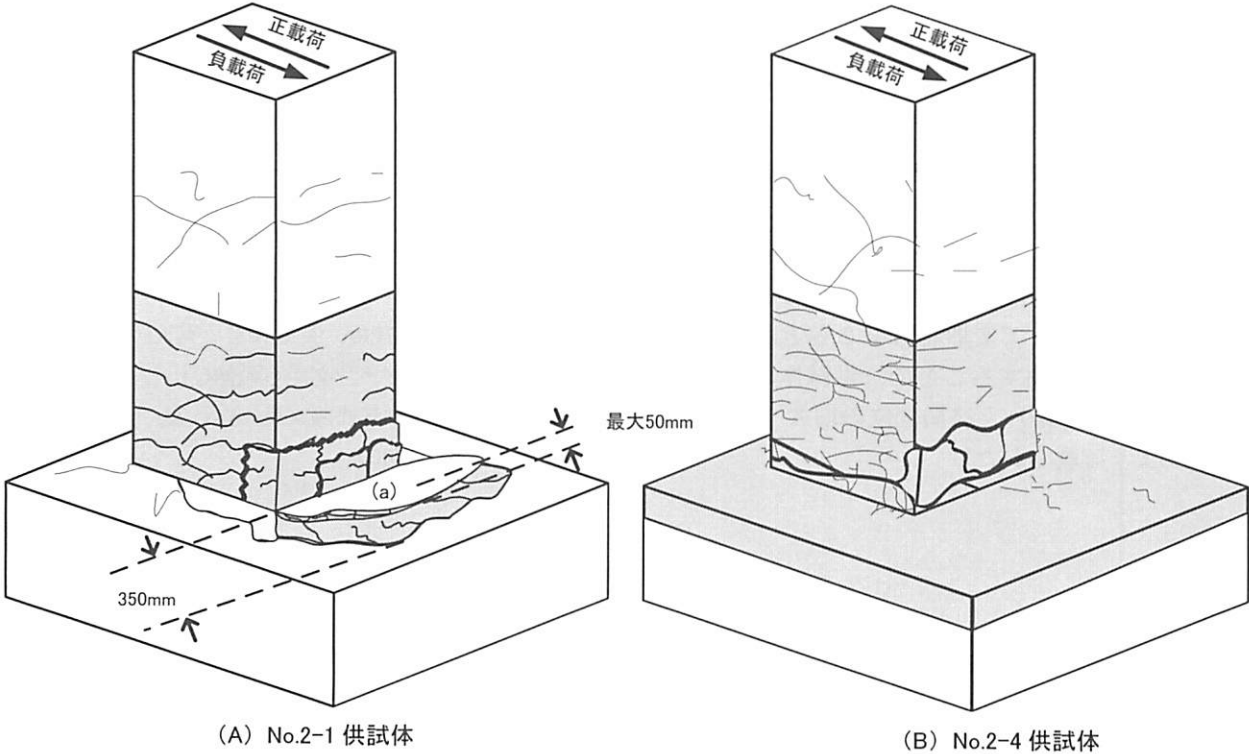


図-18 フーチングの最終損傷形態

えられる。このことが、フーチング上部の連結したひび割れ損傷を生じさせた主要因であると推察される。次に $8\delta y$ 以降では、フーチングの損傷が進展するとともに水平荷重の低下が顕著に認められるようになった。さらに $10\delta y$ 時に図中(a)の部分が完全に剥離した後は、水平荷重、引張縁での浮上がり量ともに大きな変化が生じたことから考えると、No. 2-1 では、この剥離現象が柱供試体の耐荷力低下に大きく影響を及ぼしたものと判断される。

一方 No. 2-4 供試体の同一箇所では、目立ったひび割れは生じておらず、比較的健全な状態が終局段階においても確認された。このことからフーチングと柱を一体施工した No. 2-4 供試体では、接合部の連続性が確保され、また、フーチング上部に高靱性セメントを打設したことでフーチング上部の損傷が抑制されたと考えられる。図-6 で示したように、No. 2-1 と No. 2-4 の $7\delta y$ 以後で水平荷重の低下傾向に差が生じたこともフーチングの損傷の有無が影響と及ぼした一因として考えられる。フーチングの損傷が抑制されたことで、フーチング内の主鉄筋の抜け出しを抑制し、ひび割れの分散効果の発揮により、柱基部に作用する水平荷重に対する抵抗性が No. 2-1 と比べて向上したことがこのような効果を発揮した主因であると考えられる。

6. まとめ

地震動が作用した場合に塑性化が想定される領域へ高靱性セメント材料を適用することで高い変形性能を付与することを目的に、高靱性セメント材料の配合、並びに柱基部とフーチング接合部の補強方法を因子とした柱供試体の正負交番載荷実験を行い、変形性能の評価を行った。

1) No. 2-4 供試体（高靱性セメント材料配合 3）は、No. 2-1 供試体（配合 1）に対して、繊維長、および繊維量を増やすことで変形能力を 2 倍とした高靱性セメント材料を適用することで、供試体の最大水平荷重の増加（1.1 倍）と終局変位の増大（1.15 倍）が実験により確認された。

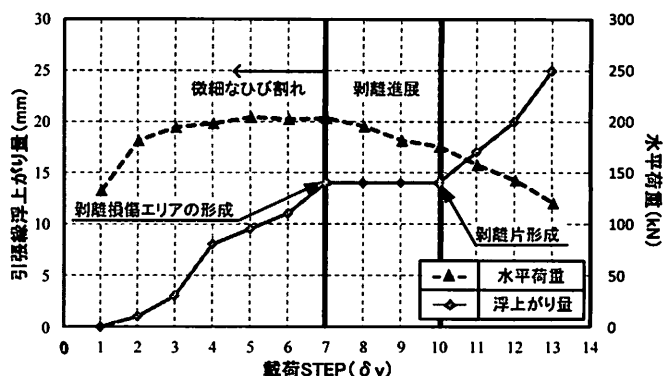


図-19 フーチングの最終損傷形態

2) No. 2-4 供試体は柱とフーチングを高靱性セメントで一体施工することによって、No. 2-1 供試体よりも、主鉄筋ひずみの進展を抑制し、主鉄筋抜け出しによるフーチングと柱の浮上がりに対する抵抗性が向上することが明らかとなった。

3) No. 2-4 供試体は柱の塑性化域に加えてフーチング上部にも高靱性セメント材料を使用することで、水平力に対する柱基部の抵抗性が増し、付着切れやフーチング上部の損傷を抑制することから、柱部材の変形性能はさらに向上することが明らかになった。

参考文献

- 1) 藤井学, 小林和夫, 宮川豊章, 井上晋, 松本利彦: 横拘束コンクリートの応力ひずみ関係の適用に関する検討, セメント技術年報, Vol. 42, pp. 311-314, 1988.
- 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, 2002.
- 3) 石橋忠良, 吉野伸一: 鉄筋コンクリート橋脚の地震時変形性能に関する研究, 土木学会論文集, 第 390 号/V-8, pp. 57-66, 1998.
- 4) 塩島克彦, 星隈順一, 運上茂樹: RC 橋脚における軸方向鉄筋のフーチングからの伸びだし変位の計測方法に関する検討, 土木学会地震工学論文集, Vol. 27, pp. 1-4, 2013.
- 5) 星隈順一, 運上茂樹, 長屋和宏: 実大RC橋脚における軸方向鉄筋のフーチングからの伸び出しとその評価, コンクリート工学年次論文集, Vol. 22, No. 3, pp. 1471-1476, 2000.