

論文 樹脂モルタルを塑性ヒンジ部に用いた橋脚の曲げ挙動

田中 浩一^{*1}

要旨：樹脂モルタルは、弾性係数がコンクリートに比べて小さいが、コンクリートに比べて引張強度が高いという利点を有する材料である。このような新しい材料を用いる場合、ひび割れ後の軟化特性を把握して非線形FEM解析を行えば、より精度の高い評価が可能となる。しかしながら、樹脂モルタルのひび割れ後の軟化特性に関する研究はほとんどない。そこで、樹脂モルタルのひび割れ後の軟化特性を実験により確認し、その軟化特性をモデル化した。そのモデルを用いて、主鉄筋が座屈した後の塑性ヒンジ部を樹脂モルタルに置き換えた解析結果から、主鉄筋のひずみが打継位置で局所化することがわかった。

キーワード：樹脂モルタル、引張軟化特性、引張硬化、耐震補強、主鉄筋の座屈

1. はじめに

樹脂モルタルは、エポキシ樹脂を結合材としたレジンモルタルである。樹脂モルタルの圧縮強度はコンクリートの1~2倍程度であり、冬季でもジェットヒーターを用いて養生を工夫すれば1日でコンクリートと同等となる。引張強度は、配合や施工条件に左右されるが、コンクリートの2倍以上を有する。このように優れた点があるものの、弾性係数がコンクリートの約1/4と小さいことと、高価である点から、コンクリートの代用として用いられるケースはほとんどなく、その付着特性を生かして、アンカー筋の定着などに使われるのが主流である。

一方、損傷レベル4を経験したRC柱の塑性ヒンジ部に樹脂モルタルを用いた耐震補強に関する研究¹⁾が行われており、初期剛性の回復や最大耐力が損傷する前よりも大きくなる点で、従来の無収縮モルタルを用いた場合よりも優れることが報告されている。しかし、なぜ最大耐力が損傷前よりも回復したかは言及されていない。

一般に、このような新しい材料を用いた場合のRC挙動を推定するには、材料試験結果から簡易に得られる圧縮強度、引張強度、弾性係数を用いて、概ね評価することができる。しかしながら、塑性ヒンジの形成やせん断耐力の評価な

どでは、ひび割れ後の軟化特性が重要となる。しかしながら、樹脂モルタルのひび割れ後軟化特性に関する研究は、ほとんどない。

本研究では、樹脂モルタルのひび割れ後の挙動を実験的に確認し、その構成則を提案する。そして、主鉄筋が座屈する前、ならびに座屈後に塑性ヒンジ部コンクリートを樹脂モルタルに置き換えたと想定した非線形FEM解析をその構成則を用いて行い、コンクリートよりも弾性係数が小さい材料を用いて、なぜ剛性が回復するのか、最大耐力はなぜ補強前よりも大きくなるのかを考察する。

2. ひび割れ後の軟化特性

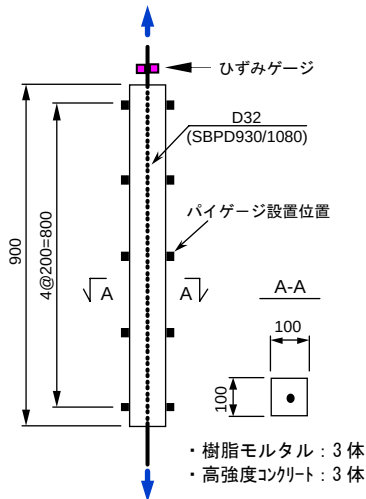
2.1 軟化特性の確認実験

(1) 実験方法

試験体の形状寸法を図-1に示す。断面は100mm×100mmであり、その中心に異型PC鋼棒を埋込み、その両端を単調載荷で引張り、断面全体を引張応力にして、被覆部分のひび割れ後の引張軟化特性を確認する実験である。

樹脂モルタルと比較する材料は、高強度コンクリートとした。材料試験結果を表-1に示す。樹脂モルタルは、アミン系硬化剤を用いるエポキシ樹脂と、4号~6号珪砂を1:1:1で配合し

^{*1} (株)大林組技術研究所土木構造研究室 博士(工学)(正会員)



図－１ 試験体の形状寸法

表－１ 材料試験結果

材料	材令 (日)	圧縮強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)	ポアソン比	割裂強度 (N/mm ²)
コンクリート	61	71.4	36.3	0.247	4.88
樹脂モルタル	32	47.6	7.26	0.285	7.55

た細骨材を用いた。配合はエポキシ樹脂と細骨材の重量比で 1 : 3 である。計測は、図－１中に示すようにパイゲージを用いて試験体長さ 900mm の内、800mm 区間のひび割れ幅の和を測定した。また、被覆されていない異型 PC 鋼棒位置でひずみを直接測定し、異型 PC 鋼棒の応力、ひずみ、および弾性係数を測定した。

(2) 実験結果

得られた荷重と、試験体に生じた平均ひずみとの関係を、図－２、図－３に示す。ここで、平均ひずみとは、パイゲージにより計測された長さの増加分の合計を計測長さ（800mm）で除した値とした。すなわち、次式で表される。

$$\varepsilon_m = \frac{\sum \delta_i}{l} \quad (1)$$

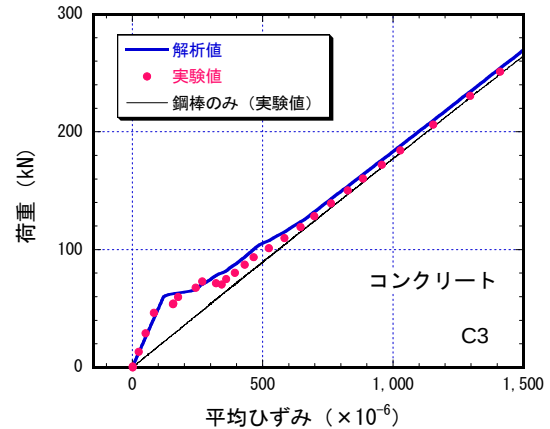
ここに、

ε_m : 平均ひずみ

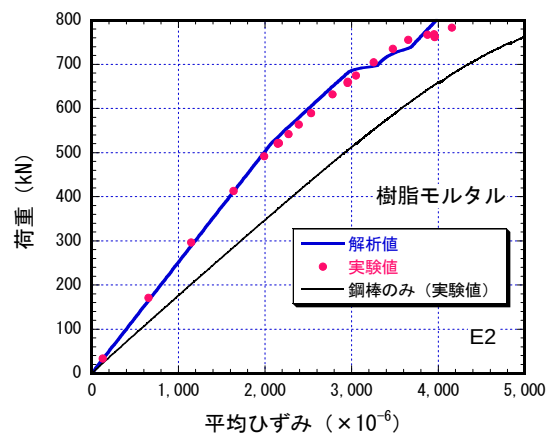
δ_i : 各パイゲージの伸び (mm)

l : 計測区間長(800mm)

コンクリートの場合、ひび割れ後に明確な引張硬化特性が現れている。一方、樹脂モルタルの場合、異型 PC 鋼棒の引張強度直前まで載荷し



図－２ 荷重－平均ひずみ関係（コンクリート）



図－３ 荷重－平均ひずみ関係（樹脂モルタル）

たものの、ひび割れ開始点と引張硬化が不明瞭であった。

2.2 軟化特性のモデル化

(1) ひび割れ後引張応力の実験値

引張荷重の実験値を以下のように考えて、コンクリート、樹脂モルタル（以下、これらを被覆材と称す）の引張応力に変換した。

得られた荷重は、試験体中にも均一に作用しているの、被覆材と異型 PC 鋼棒（以下、引張補強材）の力の和である。ひび割れ部分とひび割れていない部分では、引張補強材のひずみは異なる。しかし、解析に用いる値としては、平均ひずみで整理した方が良い。

そこで、試験体中の引張補強材の応力は、平均ひずみと弾性係数を乗じた値と考え、力の釣合いは、以下ようになる。

$$F = A_s \cdot \sigma_s + A_c \cdot \sigma_m$$

$$= A_s \cdot E_s \cdot \varepsilon_m + A_c \cdot \sigma_m \quad (2)$$

ここに,

F : 荷重
 A_s : 引張補強材の面積
 σ_s : 引張補強材の平均応力
 E_s : 引張補強材の弾性係数
 A_c : 被覆材の面積
 σ_m : 被覆材の平均応力
 ε_m : 平均ひずみ

(1)式, (2)式で得られた被覆材の平均応力－平均ひずみ関係を, 図－4, 図－5 に示す。

コンクリートの引張強度は, 既往の研究²⁾のとおりに, 平均ひずみの増加とともに徐々に引張応力が小さくなる。一方, 樹脂モルタルを用いた場合, 引張強度が約 17N/mm²とセメント系材料に比べて約 5 倍である。また引張強度を発揮するひずみは約 2000μであった。この値は, 通常の鉄筋であれば降伏ひずみに相当する。その後, 平均ひずみが 3000μを超えると, 引張応力は徐々に小さくなることがわかった。

(2) 引張軟化特性のモデル化

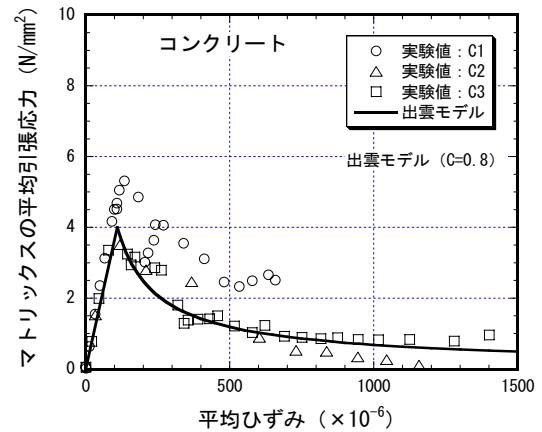
ひび割れ後の引張軟化曲線を, 実験値に基づいてモデル化する。コンクリートは, 出雲モデル²⁾を用いて評価した。その結果, 引張強度を 4.0N/mm², パラメータ C の値²⁾を 0.8 とした。

モデル化した引張軟化曲線を図－4 に示した。一方, 樹脂モルタルは, 出雲モデルでは表現できないので, 図－5 に示したように多直線でモデル化した。樹脂モルタルの場合, 4000μ以上については計測できなかったもので, 軟化勾配のまま応力がゼロとなるモデルとした。

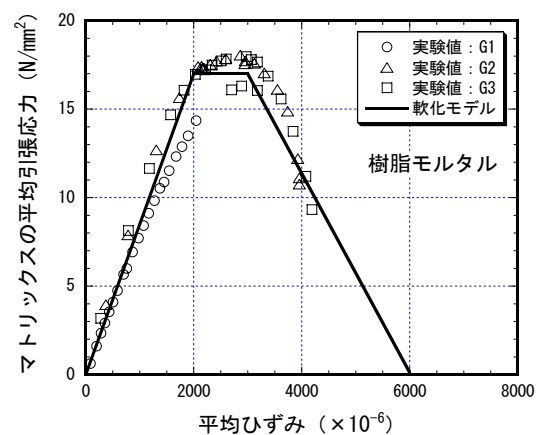
(3) 引張軟化モデルの検証

モデル化したひび割れ後の引張軟化曲線を用いて, 実験結果を非線形 FEM で評価した。

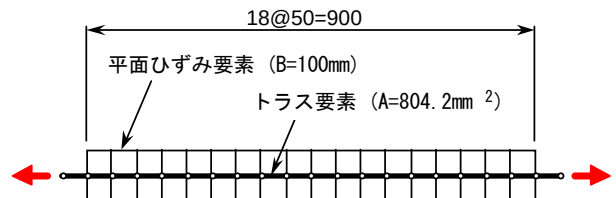
解析モデルを図－6 に示す。また, 用いた材料定数を表－2 に示す。これらは材料試験結果に基づいて定めた。ただし, 樹脂モルタルの場合, 引張応力の初期勾配 (弾性係数) が材料試験結



図－4 応力－ひずみ関係 (コンクリート)



図－5 応力－ひずみ関係 (樹脂モルタル)



図－6 解析モデル

表－2 解析に用いた材料特性

材料	圧縮強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)	ポアソン比	引張強度 (N/mm ²)
高強度コンクリート*	71.4	36.3	0.167	4.00
普通コンクリート**	39.2	29.4	0.167	2.65
樹脂モルタル	47.6	8.34	0.285	16.7

*: 高強度コンクリートの値は, 一軸引張の解析に用いた値。

** : 普通コンクリートの値は, 柱の曲げ解析に用いた値。

果の値よりも大きくした。これは, 材料試験結果の値は 1/3 割線剛性であるので, 引張軟化曲線のモデル化した値と等しくするためである。

得られた荷重と平均ひずみとの関係を図－2 と図－3 中に示す。平均ひずみは, 実験の場合と

同様に、要素の長さ増分をもとの長さで除して求めた。いずれの被覆材の場合も、解析値は実験値を評価できた。このことから、樹脂モルタルの軟化特性を多直線でモデル化しても、引張硬化特性を十分評価できる。

3. 樹脂モルタルを用いた塑性ヒンジの挙動

3.1 解析方法

(1) 対象構造物と補強方法

プロトタイプを鉄道高架橋の柱とした。配筋詳細は、渡邊らの研究³⁾において用いられた柱断面(H97-1)を対象に解析を行った。

稲熊らの研究¹⁾において、樹脂モルタルに置換する方法は、除去可能なコンクリートを取り除いた後、コテ仕上げによる方法と型枠充填による方法の2種類である。しかしながら、残されたコンクリート部分がどの程度あるかについては定量的に示されていない。

そこで、本解析では、塑性ヒンジ部分全てを樹脂モルタルに置き換えたと想定した。また主鉄筋は座屈した影響を考慮した場合も行った。解析ケースを、表-3に示す。

(2) 解析モデル

モデル化は2次元とした。解析モデルを図-7に示す。材料特性は表-2に示した。コンクリート、樹脂モルタルは平面ひずみ要素で、主鉄筋と帯鉄筋はトラス要素でモデル化した。

樹脂モルタルを用いる範囲は基部 1.0D (D: 柱の断面高さ) までとした。樹脂モルタルは引張強度が高いが、フーチングコンクリートとの打継目ではコンクリートの引張強度以上とならない。そこで、基部 1 列には引張特性のみコンクリートと等しくした要素を用いて打継ぎ強度を再現した。コンクリートおよび樹脂モルタルの応力-ひずみ関係を図-8に示す。それぞれ、引張軟化曲線は、前述のモデルを用いている。

解析に用いた鉄筋の応力-ひずみ関係を図-9に示す。引張側はひずみ硬化を考慮した。稲熊らの研究¹⁾において、座屈した主鉄筋はそのまま再利用している。そこで、座屈した主鉄筋は、

表-3 解析ケース

解析対象 (補強の有無)	ケース	使用材料		主鉄筋座屈に伴う 圧縮降伏強度低減
		基部*	一般部	
補強前	1	コンクリート	コンクリート	なし
補強後	2	樹脂モルタル	コンクリート	なし
補強後	3	樹脂モルタル	コンクリート	あり

*: 基部=1.0D (900mm)

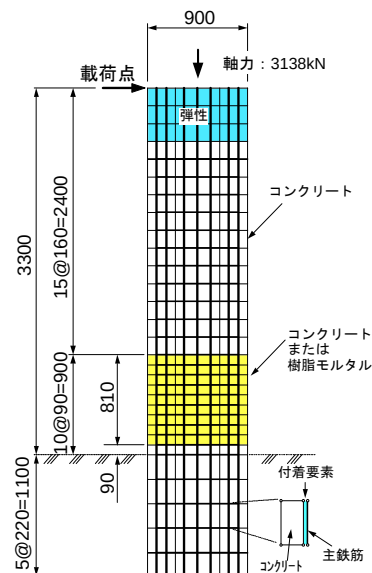


図-7 柱の解析モデル図

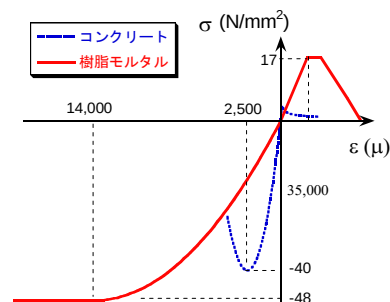


図-8 コンクリートと樹脂モルタルの $\sigma - \epsilon$ 関係

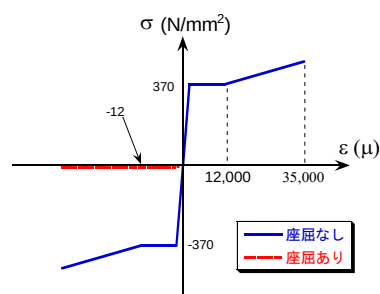


図-9 鉄筋の $\sigma - \epsilon$ 関係

圧縮降伏強度として座屈後の残存強度を与えて再現した。座屈後の残存強度は、田上らの評価式⁴⁾を用いて算定した。細長比の算定に用いる長さ(l)を柱の断面高さ(1.0D=900mm)とした。主鉄筋はD32であるので細長比(λ)は112とな

り、残存強度は 12.3N/mm^2 となった。

フーチングからの伸出し量算定のため、主鉄筋とコンクリートまたは樹脂モルタルとの間には、付着応力-すべり関係を与えた。付着応力 ($\tau=3.34\text{N/mm}^2$) は、終局強度型設計指針⁵⁾で算定した。付着応力-すべり関係は、Elmorsi ら⁶⁾のモデルを用いた。帯鉄筋は完全付着とした。なお、樹脂モルタルと鉄筋との付着強度は不明なので、 10N/mm^2 とした。

(3) 荷重方法

軸力は、渡邊らの実験と等しい 3138kN とした。

水平方向の荷重方法は、変位が 25mm となる点まで単調荷重を行ったのち、除荷した。その後、変位 60mm まで再荷重した。

25mm とは、普通コンクリートを用いた場合の降伏変位であり、渡邊らの実験結果³⁾である。

3.2 解析結果

(1) 荷重-変位関係

得られた荷重-変位関係を、図-10、図-11に示す。コンクリートを用いた場合は、水平変位が 25mm となる近傍で引張側の主鉄筋が降伏しており、実験と同様である。一方、樹脂モルタルを用いた場合は、コンクリートの場合と比べて主鉄筋降伏が早く、残留変位が大きい。

(2) ひび割れと降伏領域

変位が 50mm におけるひび割れ状況と、主鉄筋の降伏状況を図-12に示す。降伏した鉄筋を太線で示す。なお、座屈を考慮した解析では、圧縮強度低減した鉄筋の降伏判定は除外した。

樹脂モルタルを用いると、引張強度が高く、引張剛性が低いため、塑性ヒンジ区間にひび割れが生じない。そのため小さな曲率でも同じ変位となるように $1.0D$ 上方の主鉄筋が降伏している。一方、座屈を考慮しない圧縮鉄筋が柱高さ方向に広範囲で降伏するのは、理解に苦しむ。

この原因を解明するため、高さ $0.5D$ 位置の鉄筋、コンクリートおよび樹脂モルタルの軸力負担の履歴を図-13に示す。コンクリートを用いた場合、圧縮力の負担はコンクリートが大半を占める。一方、樹脂モルタルを用いた場合、鉄

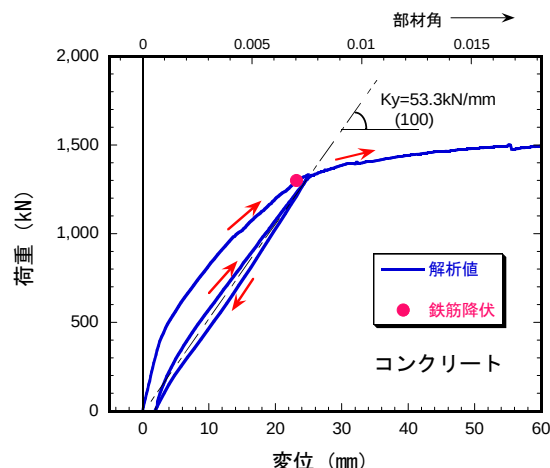


図-10 荷重-変位関係（コンクリート）

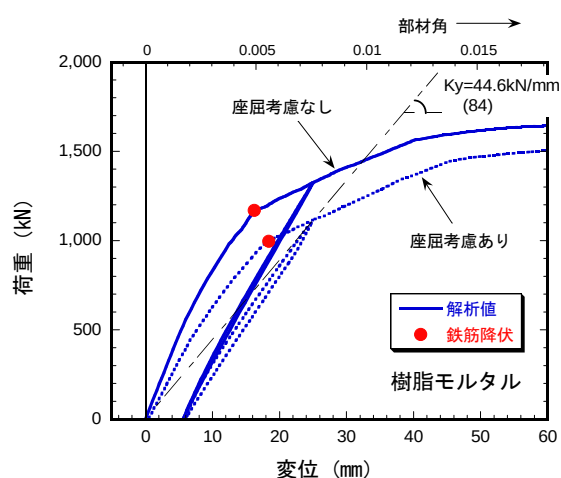


図-11 荷重-変位関係（樹脂モルタル）

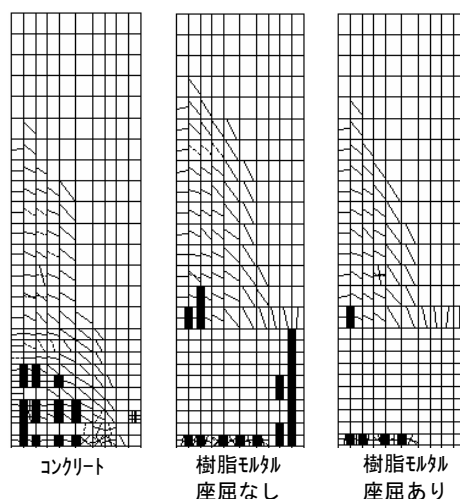


図-12 ひび割れ状況 ($\delta=50\text{mm}$)

筋の圧縮負担が増え、樹脂モルタルの圧縮負担は減少する。これは、樹脂モルタルの弾性係数がコンクリートの約 $1/4$ と小さいため、剛性の高い主鉄筋へ圧縮軸力が配分されたためである。これは、軸力を載荷した時点でも現れている。

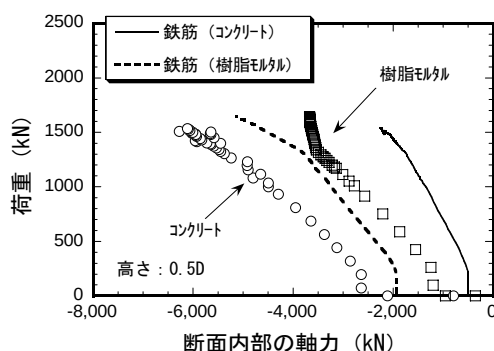


図-13 各材料の圧縮軸力負担

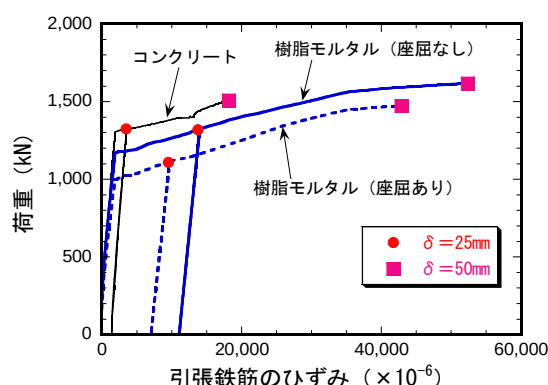


図-14 鉄筋のひずみ

(3) 主鉄筋のひずみ

柱基部における主鉄筋のひずみを図-14に示す。変位が25mmにおいて、普通コンクリートの場合は降伏ひずみ程度だが、樹脂モルタルの場合、ひずみは10,000 μ 以上となる。25mmで除荷した後の残留変位がコンクリートを用いた場合よりも大きい原因は、このためである。

変位50mmでは、樹脂モルタルを用いた場合、基部の主鉄筋応力は、ひずみ硬化により降伏強度以上となっている(図-9参照)。

(4) 曲率分布

変位が50mmにおける曲率分布を、図-15に示す。普通コンクリートの場合、ひび割れ部分で曲率が大きくなる。一方、樹脂モルタルを用いた場合、曲率は基部のみに集中する。

4. まとめ

樹脂モルタルの引張軟化特性を、実験結果を基にモデル化した。そのモデルを用いて樹脂モルタルを塑性ヒンジ部に用いた解析を行った。その結果、以下のことが言える。

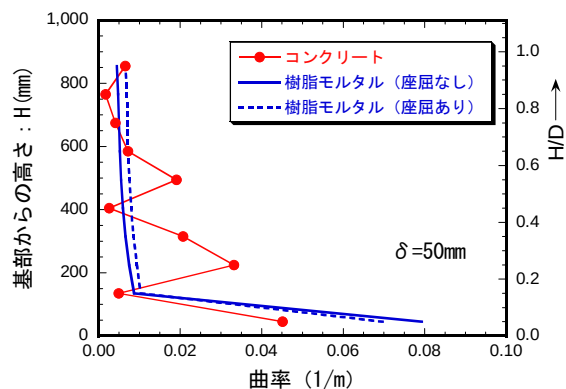


図-15 曲率分布

- (1) 多直線でモデル化した樹脂モルタルの引張軟化特性を用いて、樹脂モルタルのひび割れ後の引張硬化を十分な精度で評価できる。
- (2) 樹脂モルタルを用いると曲げ耐力が損傷前の耐力以上となるメカニズムは、ひび割れが基部に集中し、柱基部の主鉄筋がひずみ硬化域に入り、主鉄筋の強度が増すためである。

参考文献

- 1) 稲熊 弘, 関 雅樹: 損傷レベル4の大変形領域まで損傷させた鉄道高架橋RC柱の補修効果に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.51A, pp.769-780, 2005.3
- 2) 出雲 淳一ほか: 面内力を受ける鉄筋コンクリート板要素の解析モデル, コンクリート工学論文, No.87.9-1, pp.107-120, 1987.9
- 3) 渡邊 忠朋ほか: 鉄筋コンクリート部材の損傷状況を考慮した変形性能算定手法, 土木学会論文集, No.683/V-52, pp.31-45, 2001.8
- 4) 田上 和也ほか: 繰り返し荷重を受ける鉄筋の座屈モデルに関する研究, 土木学会構造工学論文集, Vo.47A, pp.725-734, 2001.3
- 5) (社)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, (社)日本建築学会, p.16, 1990.11
- 6) Elmorsi, M., et al: Simulation of nonlinear dynamic response of reinforced concrete scaled using three-dimensional finite element method, 13th World Conference on Earthquake Engineering, Paper No.586, 2004.