

火災による高温履歴がプレテンション PC 梁部材の耐荷特性に与える影響

大阪工業大学大学院	学生会員	○横山	直之
(株) ピーエス三菱		工修	菊本 幸司
大阪工業大学	正会員	工博	大山 理
大阪工業大学	正会員	工博	井上 晋

Abstract: In recent years, fire damages of bridges and viaducts were reported. In a case that a pre-tensioned prestressed concrete member was exposed to fire, the introduced prestress and load carrying capacity might decrease due to the bond deterioration. However, there is almost no established methods to estimate these effects. In this research, heating tests under two types of heating curve were conducted to pre-tensioned prestressed concrete beams with different concrete covers in order to examine the maximum experienced temperature of the prestressing strand and the residual prestress. After that, loading tests were carried out to investigate the effects of high temperature history on load carrying characteristics. The results showed that increase in cover can mitigate the reduction of load carrying capacity although the initial rigidity of the specimens which experienced high temperature history was decreased.

Key words: Fire damage, High temperature history, Load carrying capacity, Residual prestress

1. はじめに

近年、橋梁が火災を受ける事例が多数報告されている。コンクリート橋が火災を受けた場合、ひび割れの発生や爆裂によるコンクリート表面のはく落といった損傷は生じるものの、かぶりが鋼材を保護する性能を有していることから、鋼橋のように崩落に至る可能性は比較的小さいと考えられている。しかしながらプレテンション PC 梁部材が火災を受けた場合、付着強度の低下と残存プレストレスおよび残存耐荷力の関係が必ずしも明確にされておらず、被災後の供用性の判定が難しいのが現状である。そのため、補修・補強工法の決定に長期間を要する場合があります、それに伴う経済的損失は大きなものとなる。

著者らは昨年度、火災による高温履歴が PC 鋼より線の付着特性に及ぼす影響について報告した¹⁾。その結果を基礎に、本研究では、異なるかぶり (30, 50, 70mm) を有する 3 種類のプレテンション PC 梁供試体に対して最高温度を 900 および 1100℃ に設定した火災曲線を用いて加熱試験を実施するとともに、加熱後に載荷試験を行うことで、火災による高温履歴を受けたプレテンション PC 梁部材の PC 鋼材の受熱温度、残存プレストレス、および残存耐荷特性について検討した。

2. 供試体概要

本研究に用いたプレテンション PC 梁供試体 (全長 3500mm) の断面図および側面図をそれぞれ図-1、図-2 に示す。また、コンクリートの示方配合を表-1 に示す。セメントには早強ポルトランドセメントを、PC 鋼材にはφ12.7 の 7 本より PC 鋼より線 (SWPR7BL) を使用し、コンクリートの設計基準強度は 40N/mm² とした。なお、弾性変形およびリラクセーションを考

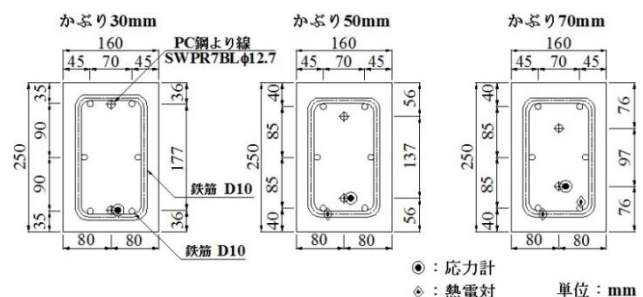


図-1 供試体断面図

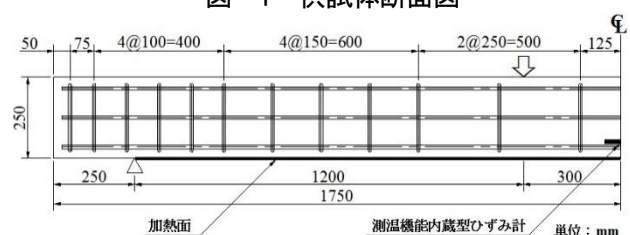


図-2 供試体側面図

慮した導入プレストレスによるコンクリート応力が全断面一様で 5.82N/mm^2 となるように設計している。実験要因として、かぶりの違いが耐火性に及ぼす影響を検討するため、3種類のかぶり（30, 50, 70mm）を設定し、各2体ずつ、計6体の供試体（試験時の材齢は約1年）を作製した。いずれの供試体も曲げ破壊先行型とし、打設後、1日間蒸気養生を行った。なお、比較検討用の加熱試験を実施しない供試体（Nシリーズ）については既往の実験結果²⁾を用いた。

3. 加熱試験

3.1 加熱試験概要

加熱試験でのコンクリートの加熱温度は、タンクローリーの横転・炎上による油火災を想定し、最高温度を 1100°C および 900°C に設定した。最高温度 1100°C の火災曲線（HC1100）は、以下に示す Eurocode 規定の油火災を対象とした HC（炭化水素）曲線³⁾である式 (1) を使用し、最高温度 900°C の火災曲線（HC900）は HC 曲線の近似曲線（係数 1080 を 880 に変更）を使用した。また、本研究の対象事例であった平成 18 年の守口高架橋の火災事故⁴⁾において、受熱時間が約 30 分間であったことから、加熱時間は双方ともに 30 分間とした。これらの火災曲線を図-3 に示す。

$$\theta = 20 + 1080(1 - 0.325e^{-0.167t} - 0.675e^{-2.5t}) \quad (1)$$

ここに、 θ ：温度（ $^\circ\text{C}$ ）， t ：時間（min）

なお、本研究では桁下からの受熱を想定し、写真-1

に示すように耐火炉の上部に供試体を設置し、図-2 に示す供試体両端 250mm を除く底面のみ加熱した。加熱試験後の残存プレストレスについて検討するため、下縁側 PC 鋼材位置に測温機能内蔵型ひずみ計を埋め込み、ひずみの計測を行った。また、熱電対も設置し、炉内温度が常温となるまで、炉内温度および PC 鋼材位置（加熱面から 30, 50, 70mm）の受熱温度を熱電対およびひずみ計により計測した。これらの供試体への埋込み位置は図-1 に示すとおりであり、ひずみ計は支間中央部の PC 鋼より線の側面に、熱電対については、支間中央部のせん断補強筋および軸方向鉄筋に短く切断した D6 鉄筋を固定し、その鉄筋に設置した。

3.2 加熱試験結果

(1) コンクリート諸強度

加熱後のコンクリート諸強度を表-2 に示す。加熱冷却後 1 ヶ月程度経過すると、受熱温度が 500°C 以下であったコンクリート部分では、微細ひび割れ部で再水和反応が起こり、コンクリート強度は回復し始めるという報告⁵⁾もあるため、いずれの供試体も加熱試験後 14 日以内に材料試験を行っている。表から、加熱により諸強度が著しく低下することがわかる。これは、加熱による供試体内部温度上昇に伴う水蒸気圧の上昇により、コンクリートに微細ひび割れが発生したことが主な原因と考えられる。この結果から、梁部材が高温履歴を受けると、加熱面付近のコンクリートの曲げに対する抵抗性の大部分が失われ、その損傷の程度は、より高い温度履歴を受けるほど大きくなると推察される。

(2) 供試体底面の状態

図-4 に示すように、高温履歴を受けた供試体は加熱面全体にひび割れが発生し、直接加熱を受けていな

表-1 コンクリートの示方配合

粗骨材 最大寸法 (mm)	スラブ [*] (cm)	水セメント比 W/C (%)	空気量 (%)	細骨材率 s/a (%)	単位量 (kg/m ³)				混和剤 AE減水剤 (%)
					W	C	S	G	
15	8	49.7	4.0	46.1	164	330	806	1025	C×0.25

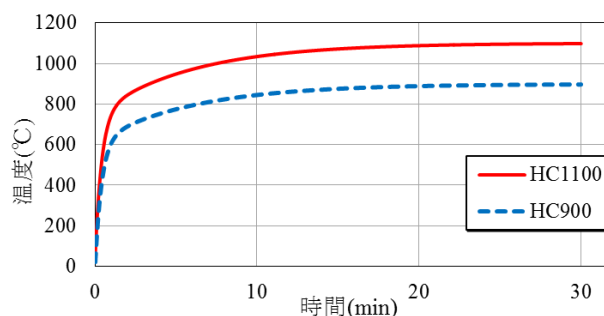


図-3 火災曲線



写真-1 加熱試験時の供試体設置状況

表-2 加熱後のコンクリート諸強度

シリーズ名	圧縮強度 (N/mm ²)	曲げ強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)
Nシリーズ	45.6	7.51	34.1
HC900シリーズ	14.3 (31.4)	0.69 (9.2)	1.20 (3.5)
HC1100シリーズ	8.42 (18.5)	0.27 (3.6)	0.36 (1.1)

注1) 材料試験用供試体は炉内に入れたため、全方向から加熱を受けている。
注2) 括弧内はNシリーズに対する残存率 (%) を表す。

い側面にまで及んでいることがわかる。この状況はかぶりによらず、どの供試体でも同様であったが、より高い温度履歴を受けるほど、加熱面に細かくひび割れが発生し、上面側へ伸展することが確認された。特に、HC1100 供試体では、側面に底面側から約 15mm～30mm 伸展したひび割れが数多く確認され、長いものでは 50mm を超えるものも存在したことから、加熱面から約 30mm の範囲では、コンクリートは著しく損傷しているものと推察される。

また、写真-2 に加熱試験後の梁供試体底面の様子を示す。火災を受けたコンクリートの表面色は、600～950℃の受熱で灰白色、950～1200℃の受熱で淡黄色になるとされている⁶⁾が、本実験においても同様の結果が得られた。また、小規模であり、数も多くはなかったものの、HC1100 シリーズの供試体では爆裂も見受けられた。

(3) 鋼材の最高受熱温度およびプレストレス減少率

表-3 に加熱試験時の梁供試体内部の各位置の最高受熱温度および下縁側 PC 鋼材位置のひずみから算出した加熱試験によるプレストレス減少率を示す。より高い温度履歴を受けるほど、プレストレス減少率は大きくなった。これは高温履歴により PC 鋼より線とコンクリート間の付着強度が減少したためと考えられる。ただし、昨年度行った付着強度試験において、高温履歴を受けることで付着強度が著しく低下する結果となり¹⁾、本実験においても、付着強度は大きく減少し、結果として必要定着長は長くなるものと考えられるが、梁部材としてのプレストレス減少量はそれほど大きくない。この理由は端部定着部を加熱していないことによるものかどうか不明であるが、今後検討する必要がある。なお、かぶりが小さくなるにつれてプレストレス減少率が小さくなった理由は、火災の影響が及んでいないと考えられる上縁側 PC 鋼材の配置位置の違いによるものと推察される。かぶりの小さな供試体は PC 鋼材の偏心距離が大きく、上縁側 PC 鋼材導入力により下縁側コンクリートに発生する引張応力が大きくなる。その引張応力の影響を受け、熱膨張に伴う下縁側鋼材位置のコンクリートの残留変位が大きくなると考えられ、ここでは、プレストレスの減少量を鋼材位置でのコンクリートひずみの変化量から求めているため、見かけ上のプレストレス減少率が小さかったと考えられる。

また、PC 鋼線の加熱冷却後の常温時強度は、受熱が 300℃程度を超えるとその径に関わらず低下する傾向があるとされている⁷⁾が、本試験での鋼材位置の受熱温度は 300℃を超えるものがなかったことから、PC 鋼より線の強度低下はないものと考えられる。

3.3 熱伝導解析

火災を受けたコンクリート内部の受熱温度について、一次差分モデルによる熱伝導解析を行い、加熱試験から得られた実測値と比較検討を行った。なお、解析には汎用プログラム SOFIS TiK を用いた。

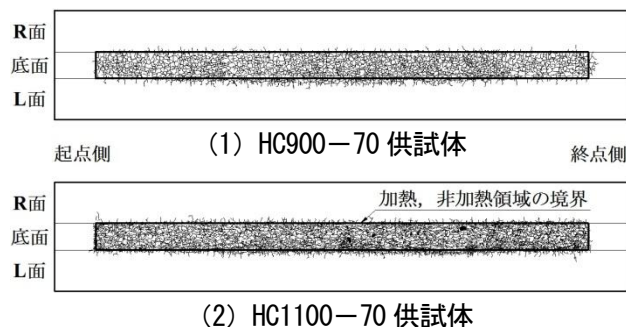


図-4 加熱後の供試体ひび割れ状況の一例



(1) HC900 シリーズ



(2) HC1100 シリーズ

写真-2 梁供試体底面の様子

表-3 最高受熱温度およびプレストレス減少率

供試体名	最高受熱温度 (℃)			プレストレス減少率 (%)
	30mm位置	50mm位置	70mm位置	
HC900-30	239 (44)	—	—	— ^{*)}
HC900-50	280 (38)	183 (56)	—	2.7
HC900-70	335 (39)	182 (74)	138 (87)	5.7
HC1100-30	300 (41)	—	—	— ^{*)}
HC1100-50	326 (41)	196 (68)	—	7.5
HC1100-70	406 (40)	219 (69)	166 (92)	8.8

(注) 括弧内は最高受熱温度に達した時間 (分) を表す。

*) 測温機能内蔵型ひずみ計破損のため、算出不能。

(1) 解析モデルおよび諸条件

解析に用いたモデルの一例を図-5 に示す。本モデルは梁供試体のものであるが、火災による中性化深さの検討のため、材料試験用の角柱供試体についてもモデル化し、解析を行った。解析における火災曲線は、図-6 に示す加熱試験により得られた炉内温度-時間関係を使用し、底辺のみにその関係を与えた。その他の境界は、初期値を試験開始直前の炉内温度をとし、外気へ放熱を行う状態を設定している。また、Eurocode において HC 曲線に対応する火災による熱伝達係数として、 $\alpha_{eff}=50W/m^2K$ が与えられている³⁾ ため、これを HC1100, HC900 両ケースに使用した。鋼材およびコンクリートの単位体積重量、熱伝導率、比熱等の熱物性値についても Eurocode に準じた^{8) 9)}。なお、コンクリートの熱伝導率については、上限、下限が規定されているが、本解析ではそれらの平均値を用いた。また、100~200℃間の比熱を含水率に応じて変化させ、コンクリート内部の水分が気化する際の潜熱の影響を考慮している。含水率については、加熱試験前後の材料試験用供試体の質量比から算出した平均値である 5.8%を使用した。

(2) 梁供試体解析結果

解析により得られた梁供試体の温度履歴の一例を実測値とともに図-6 に示す。実測値では 100~150℃の時点で潜熱の影響が顕著に表れているのに対して、解析値においては潜熱による温度上昇勾配の低下はほとんど確認することができなかった。しかし、潜熱の影響部以外の温度上昇勾配については、解析値は実測値の挙動を表現することができている。また、図-7 に示すように、最高受熱温度についても実測値と近い結果が得られた。最高受熱温度の実測値に対する解析値の誤差は平均で約 5.3%、最大で 13.3% となり、標準偏差は 12.5% となったが、同図からわかるように、30mm 位置、特にかぶり 70mm の供試体の値が大きく乖離しており、30mm 位置の値を除いた場合、誤差の平均は約 3.8%、標準偏差は 5.1% となり、およそその受熱温度を推定するには十分な精度を有していると考えられる。同一高さ位置での受熱温度の解析値にバラつきが生じているのは、鋼材の配置位置の違いによるものである。潜熱の影響部である 100~200℃の範囲を除き、鋼材の単位体積当りの熱容量はコンクリートの 1.5 倍以上である^{8) 9)}。そのため、温度上昇により多くの熱エネルギーを必要とする。また、鋼材は熱拡散率が非常に大きいので、鋼材が存在することでその地点の温度上昇に使われるはずであった熱エネルギーが上縁側へと拡散する。結果としてその地点の温度上昇率は小さくなる。これらの理由から、軸方向鉄筋および PC 鋼材の配置位置が加熱面に近いかぶり 30mm 供試体の 30mm 位置では、解析値は比較的低い値を示したと考えられる。かぶり 30mm 位置の値のみ大きな誤差が生じたの

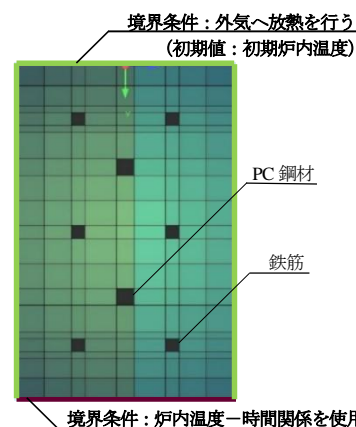


図-5 解析モデル(かぶり 70mm)

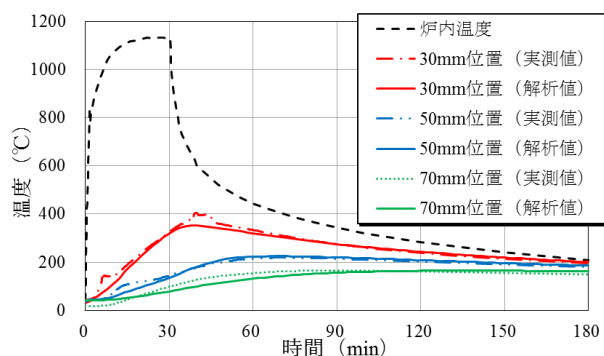
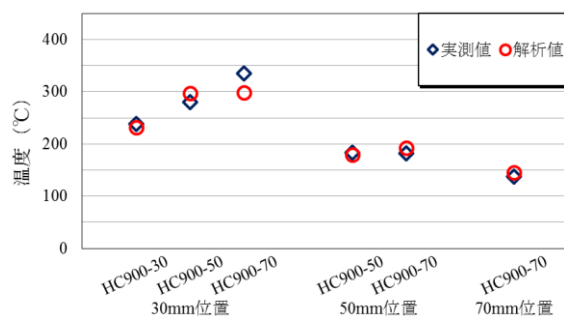
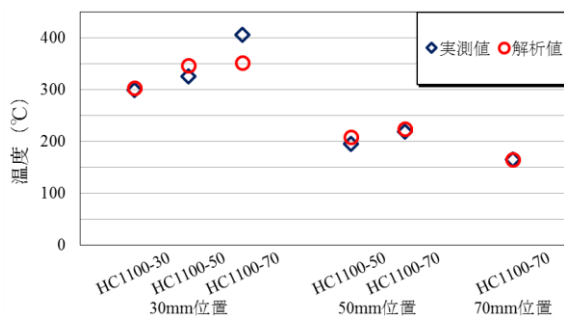


図-6 温度履歴の比較 (HC1100-70 供試体)



(1) HC900 シリーズ



(2) HC1100 シリーズ

図-7 最高受熱温度の比較

は、ひび割れや爆裂の影響に起因する実測値のばらつきが大きいと考えられる。したがって、今後の課題として、コンクリート表面部付近のひび割れや爆裂による影響を解析に考慮すること、さらに、潜熱の影響を正確に解析値に反映させていくことが挙げられる。

(3) 高温履歴による中性化深さ

一般に、コンクリートが 500℃～580℃に達すると、コンクリート中の遊離アルカリ分である水酸化カルシウムは脱水し、酸化カルシウムが生成される熱分解が生じ、中性化することが知られている⁵⁾。そこで、角柱供試体 (100×100×400mm) を加熱面に対して垂直方向へ 1mm メッシュでモデル化し、節点間の温度を直線補間することで、高温履歴による中性化深さを検討した。HC900, HC1100 それぞれの炉内温度－時間関係を用いた解析における、時間の経過に伴う 500℃および 580℃に到達した地点の加熱面からの距離をプロットしたグラフを図-8 に示す。同図より、500～580℃に到達した時点でコンクリートが中性化すると仮定すれば、解析においては HC900 シリーズの供試体では 9.8～14.2mm, HC1100 シリーズでは 15.2～19.5mm の範囲の中性化深さが予測される。一方、写真-3 に示すように、実際の供試体に 1% フェノールフタレイン溶液を霧射して測定を行ったところ、HC900 シリーズで約 5mm, HC1100 シリーズで約 10mm の中性化深さとなった。解析結果と比較すると、本実験で用いた供試体の高温履歴による中性化の進行速度は若干小さめであった。これは、解析では 500℃～580℃で水酸化カルシウムが中性化するという仮定に基づいて中性化深さを算出していること、また、各供試体のバラつき等により、解析に使用した含水率等の物性値と実際の物性値に差異があったこと等が影響していると考えられる。

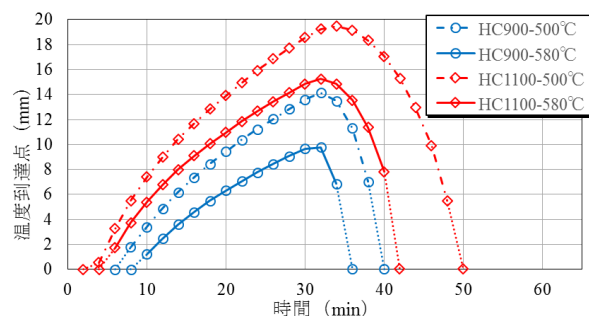
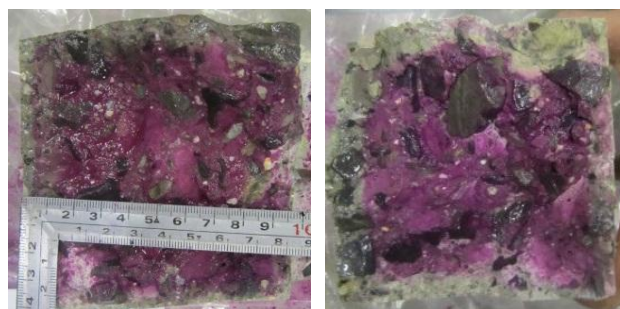


図-8 高温履歴による中性化深さ



(1) HC900 角柱供試体 (2) HC1100 角柱供試体
写真-3 中性化深さ

4. 荷重試験

4.1 荷重試験概要

荷重試験は、曲げスパン 600mm, せん断スパン 1200mm とした対称 2 点集中荷重方式とし、破壊に至るまで単調漸増型荷重を行った。なお、a/d は供試体のかぶりによって異なり、a/d=5.6, 6.2, 6.9 (順にかぶり 30mm, 50mm, 70mm) となっている。いずれの供試体も材料試験と同様に、加熱試験後 14 日以内に試験を行っている。

4.2 荷重試験結果

表-4 に曲げ耐力計算値および最大荷重実測値を示す。全ての供試体が曲げ引張破壊に至った。かぶりが小さいほど高温履歴によって耐力が低下する傾向が認められたが、加熱温度差による最大耐力値の違いはあまり確認されなかった。また、N シリーズに対する耐力残存率は両 HC シリーズとともに、かぶり 30mm で 86%, かぶり 50mm で 90%程度となり、70mm に関しては、最大耐力の低下はほとんど見られなかった。上述したように、PC 鋼より線の受熱温度は強度が低下する程のものではなかったと判断されるため、付着強度の低下やそれに起因するプレストレスの減少等が耐力低下に影響したものと考えられる。ただし、表-3 に示すように、プレストレスの減少率はそれほど大きくなかったこと、また、高温履歴を受けることで付着強度は著しく低下する¹⁾ことから、付着強度の低下により、PC 鋼材とコンクリートの一体性が失われることが最大耐力に及ぼす影響が大きいと考えられる。

表-4 曲げ耐力計算値および最大荷重実測値

供試体名	曲げ耐力 計算値 P_{mu} (kN)	最大荷重 実測値 P_{max} (kN)	Nシリーズ に対する 耐力比	最大荷重 実測値比 P_{max}/P_{mu}
N-30	76.8	90.3	—	1.18
N-50	68.9	87.6	—	1.27
N-70	62.9	81.2	—	1.29
HC900-30	76.8 ^{*)}	79.0	0.87	1.03
HC900-50	68.9 ^{*)}	79.0	0.90	1.15
HC900-70	62.9 ^{*)}	82.9	1.02	1.32
HC1100-30	76.8 ^{*)}	76.6	0.85	1.00
HC1100-50	68.9 ^{*)}	78.0	0.89	1.13
HC1100-70	62.9 ^{*)}	78.7	0.97	1.25

*) 曲げ圧縮域のコンクリートは高温劣化していないため、計算には N シリーズのコンクリート強度を用いている。

試験から得られた荷重－中央変位関係を図－9 に示す。図より，高温履歴を受けることで初期剛性が大きく低下することがわかる。かぶり 30, 50mm の供試体については同程度の大きな初期剛性の低下が確認され，かぶり 70mm の供試体に関しても，若干低下の程度は抑えられるものの，加熱を受けていない供試体と比較すると初期剛性が低下していることが確認される。なお，最大耐力値と同様，初期剛性についても加熱温度差による差異は見られなかった。また，どのかぶりの供試体においても，高温履歴を受けた供試体は最大荷重時点まで，高温履歴を受けていない供試体と同一荷重時の変位が大きくなる傾向が見られた。

5. まとめ

(1) 高温履歴を受けることで加熱面全体に微細なひび割れが発生し，加熱温度が高いほどひび割れは細くなり，表面から離れた内部まで伸展する。さらに，PC 鋼材付近のコンクリートまで損傷するため，付着強度が減少し，若干のプレストレス低下が懸念される。また，プレストレスはより高い温度履歴を受けるほど，大きく減少する。

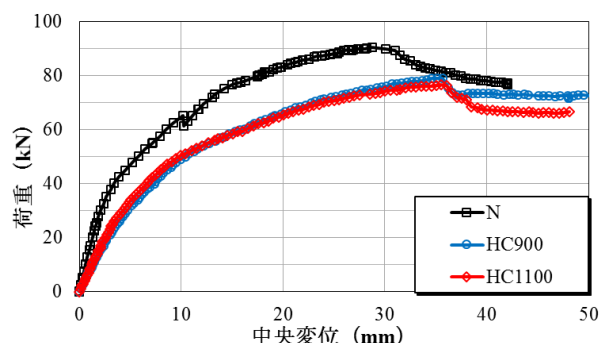
(2) 一次差分モデルによる熱伝導解析は，潜熱の影響部の挙動を正確には表現できないものの，鋼材のおよその受熱温度を推定するのに十分な精度を有していると考えられる。

(3) 高温履歴による中性化深さは，解析結果からの予測よりも実測値の方が小さい値を示した。

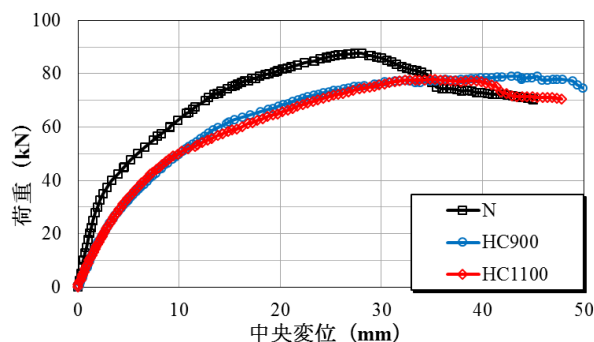
(4) 高温履歴により，プレテンション PC 梁部材の初期剛性は大きく低下する。しかし，加熱冷却後の PC 鋼より線の物性値が低下しない範囲の受熱である場合，かぶりを確保することで，耐荷力の低下を防ぐことができると考えられる。

参考文献

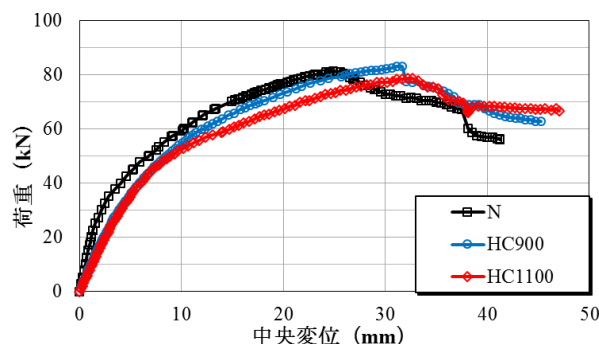
- 1) 菊本幸司，横山直之，井上晋，三方康弘：火災による高温履歴を受けたコンクリート中の PC 鋼より線の付着特性，プレストレストコンクリート工学会第 21 回シンポジウム論文集，pp. 207-210, 2012. 10
- 2) 稲増克行，井上晋，三方康弘：火災による高温履歴が PC 鋼より線の付着特性およびプレテンション PC はり部材の耐荷特性に及ぼす影響，平成 23 年度土木学会関西支部年次学術講演会講演概要集，V-18, 2011. 6
- 3) Eurocode1：Actions on structures-Part1-2：General actions-Action on structures exposed to Fire，pp. 24-25, 2002. 11
- 4) 田崎祥二：一般国道1号守口高架橋火災被災復旧の取り組みについて～供用中のPCT桁橋における復旧工法の検討事例～，平成19年度国土交通省国土技術研究会：一般部門，2007. 10
- 5) コンクリート材料データブック：丸善，pp. 163-175, 2000. 5
- 6) 三方康弘，志村敦，本間英世，井上晋：火災を受けたコンクリート橋における健全性の評価手法，報告：橋梁と基礎，2012. 1
- 7) （社）日本建築学会：構造材料の耐火性ガイドブック，pp.166-171, 2009. 3
- 8) Eurocode2－Design of concrete structures Part 1.2: General rules-Structural fire design, 2002. 10
- 9) Eurocode3－Design of steel structures Part 1.2: General rules-Structural fire design, 2003. 4



(1) かぶり 30mm シリーズ



(2) かぶり 50mm シリーズ



(3) かぶり 70mm シリーズ

図－9 荷重－中央変位関係