

# 模擬トンネルを用いた コンクリートの耐火性能評価

学生氏名 西元 守人  
指導教員 吉川 弘道

本研究では、トンネル火災を受けたコンクリートの劣化に着目し、模擬トンネルによる火災実験からコンクリートの耐火性能を実験的に検討した。その結果、径深を用いて縮小した模擬トンネルは、火災時において国際的に用いられている火災曲線とほぼ同様の温度上昇勾配を再現できた。さらに、その模擬トンネルによる火災実験から、供試体内部温度は最高で250 ~ 300 程度まで上昇することが分かった。また、加熱直後から加熱面では熱膨張が起こり、時間経過と共に内部まで膨張し、その影響によってひび割れが発生することが明らかとなった。さらに、耐火試験後の強度試験によって、全てのシリーズにおいて最も被害を受けた部分の曲げ強度の残存率が40% ~ 50%程度であることが確認された。

*Key Words : tunnel fire, model tunnel, hydraulic radius, temperature – time curve, fire resistance*

## 1. はじめに

近年、ユーロトンネル（英仏海峡，1996）やゴッドハルドトンネルで発生した大規模な火災によって、それまで火に強いと考えられてきたコンクリートが多大な被害を受ける結果となった。我が国においても、日本坂トンネル（東名高速道路，1979）に代表されるように、人的にも構造的にも大きな被害を受けた事例が多数報告されている。幸いにも、これまでのトンネル火災では、トンネルが完全に崩壊するという大事故には至っていないが、車両の大型化・増大する交通量・運搬物の多様化などに加え、構造物を建設する際に広く用いられるコンクリートの高強度化によって、大規模なトンネル火災の発生の確率が高まるとともに、トンネル火災発生時にはコンクリートの爆裂や急激な強度低下が起こる危険性が懸念される<sup>1)</sup>。

そのため、ヨーロッパ諸国を先駆者として、世界中で土木分野におけるコンクリートの耐火性能の検討が行われるようになった。オーストリア・スイス・ドイツ・フランス・イギリス・イタリア・ノルウェー・スウェーデン・フィンランドの9ヶ国によって、ノルウェーの廃坑となったRepparfjord Tunnelで行われたEUREKA火災実験<sup>2)</sup>（ノルウェー，1995）や、アメリカ西バージニア州チャールストン市郊外のMemorial Tunnelで行われたMemorial Tunnel火災実験<sup>3)</sup>（アメリカ，1995）に代表されるように、実大トンネルにおける火災実験も多数行

われるようになった。

我が国の土木分野においても、2000年にJCI（日本コンクリート協会）で、2002年にJSCE（土木学会）で相継いで委員会が発足するなど、ここ数年で火災に対する意識は高くなってきたものの、世界と比べるとまだ実績が追いついていないのが現状である。しかし、我が国におけるトンネル建設の性能設計や補修・補強などの技術面に大きな影響を与える新素材や新技術を得るためにもコンクリートの耐火性能に関する研究の発展が急がれているといえる。

これを受け、ここ数年、我が国では、様々な技術者たちがトンネル火災時におけるコンクリート劣化（爆裂・温度伝達等）を抑制しようと、ポリプロピレン繊維（以下、PP繊維と呼ぶ。）を混入した繊維補強コンクリートの開発や、普通のコンクリートに取って代わることを目的とした新しい複合材料の研究・開発が進められてきた<sup>4)</sup>。しかし、PP繊維を混入することで爆裂や温度上昇の抑制はできるが、トンネルの全てを作製したり、補修を行ったりするのではコスト面で大きな問題が発生する。そのため、トンネル火災によるコンクリート劣化のメカニズムを知り、効果的な対策が講じられるだけの情報が必要である。

本研究では、コンクリート劣化のメカニズムを解明するための基本的研究を目的とし、擬似的にトンネル火災を発生させた場合のコンクリートの耐火性能を検討します。まず、実トンネルを径深によって断面縮小した模擬トン

ネルを作製し、この模擬トンネルで測定された火災温度時間曲線（以下、火災曲線と呼ぶ。）をMemorial Tunnel火災実験の火災曲線及び世界各国の耐火実験で採用されている火災曲線と比較することで、トンネル火災の再現性及び本実験システムの信頼性を検討した。その後、この模擬トンネルを用いて、トンネル内の温度変化に伴うコンクリート内部の温度変化や熱変形量・破壊規模・強度低下などについて検討した。

## 2. 模擬トンネルの作製

### (1) 径深を適用した実トンネル断面の縮小化

一般的に実現象を縮小化する場合には、相似則による縮小を行うことが多いといえる。相似則を用いる場合には、縮小されたものは実際のもとの物理的性質が相似にしなければならない<sup>5)</sup>。しかし、コンクリート作製に用いる材料やトンネル内の風速などを実現象と相似にし、完全にトンネルの現象を再現することは困難である。また、Memorial Tunnel火災実験報告書には、「模型実験から得られるデータは一般的な傾向を示すもの、あるいは特殊なケースのみ適用可能であることを認識しなければならない<sup>3)</sup>」との記載もある。つまり、模型実験の位置づけを明確にすることが、トンネル火災の検討を行う上で最も必要なものであり、全ての構成要素を完全に実トンネルと相似にする必要は無いものと考えた。

そこで本研究では、径深を利用し断面寸法のみを縮小化することで模擬トンネルを作製した。つまり、実トンネルと模擬トンネルの径深を代表寸法とし、その代表寸法 $D_r$ の比によって縮小化を行った。なお、式(1)に代表寸法 $D_r$ の算出式<sup>6)</sup>を示す。

$$D_r = \frac{HW}{2(H+W)} \quad (1)$$

ここで、 $D_r$ ：径深(m)  $H$ ：高さ(m)  $W$ ：幅(m)

実トンネルの径深 $D_{rA}$ と模擬トンネルの径深 $D_{rM}$ の比を一定とすることで、実トンネルの縮小化が可能となる。

### (2) トンネル断面縮小に伴う火源の縮小化

火災による熱エネルギーは、燃焼面積×炎の高さによって算出することができる。炎の高さ $H_f$ は式(2)によって得られる。

$$H_f \propto T^\circ \cdot g \cdot U \cdot T_T \cdot \frac{1}{\rho} \quad (2)$$

ここで  $T^\circ$ ：燃焼温度  $T_A/T_M = 1.0$   
 $g$ ：重力加速度  $g = \text{一定}$   
 $U$ ：風速  $U_A/U_M = 1.0$   
 $T_T$ ：熱源エネルギー  $T_{TA}/T_{TM} = 1.0$   
 $\rho$ ：空気密度  $\rho = \text{一定}$

炎の高さ $H_f$ は燃焼温度・重力加速度・風速・熱源エネルギー・空気密度によって算出される。この中で、重力加速度・空気密度は、地球上であれば実トンネル・模擬トンネル双方において一定とみなすことができる。また、燃焼温度・風速・熱源エネルギーは、双方で同値になると考えられる。よって、模擬トンネル内の温度場は実トンネル内の温度場と同様になるといえる。したがって、トンネル断面を径深 $D_r$ によって縮小化することで、火源も同径深で燃焼面積のみを縮小化すれば実現象と同じ熱エネルギーを再現することが可能である。

### (3) 模擬トンネル断面の設計

本研究では、沈埋トンネルで広く用いられている矩形断面トンネルの縮小化を考えた。そこで、図-1に示すように、2×2車線トンネルである東京港第2航路海底トンネルの片側通行車線（断面寸法：6.55m×9.20m、断面比は縦：横で約3：5である）をモデル断面として模擬トンネルを作製した。

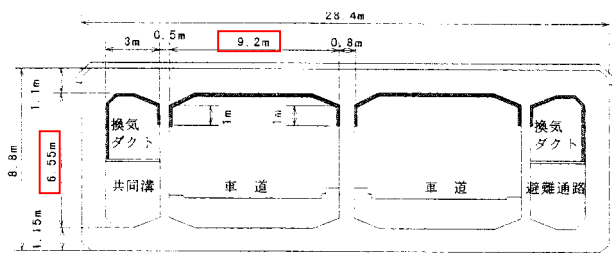


図-1 東京港第2航路海底トンネル<sup>1)</sup>

ここで、式(1)より実トンネルの代表寸法 $D_{rA}$ を算出すると、式(3)が求められる。

$$D_{rA} = \frac{6.55 \times 9.20}{2(6.55 + 9.20)} = 1.91 \text{ (m)} \quad (3)$$

一方、模擬トンネルの断面比を実トンネルの断面比と同じく約3：5にするため、断面寸法を65mm×100mmとした。これにより、式(1)を用いて模擬トンネルの代表寸法 $D_{rM}$ を算出すると、式(4)が求められる。

$$D_{rM} = \frac{0.065 \times 0.10}{2(0.065 + 0.10)} = 0.0197 \text{ (m)} \quad (4)$$

式(3)及び式(4)によって求められた $D_{rA}$ 、 $D_{rM}$ から、 $D_r$  Scale比を求めると、式(5)の関係が成立つ。

$$D_r \text{ Scale比} = \frac{D_{rM}}{D_{rA}} \doteq \frac{1}{100} \quad (5)$$

ゆえに、本研究で作製した模擬トンネルは、実トンネルの約1/100スケールの断面であるといえる。

また、可燃物積載車両の2～3倍に相当する80MWの熱

エネルギーの再現を試みた。これは、Memorial Tunnel火災実験報告書によると、実際の火災では燃焼面積 $36\text{m}^2$ に相当<sup>3)</sup>する。したがって、模擬トンネルの火源の燃焼面積は $D$ 、Scale比より1/100に縮小した $30\text{mm} \times 120\text{mm}$ とした。なお延焼車両の熱出力の一例を表-1に示す。

表-1 延焼車両の熱出力(PIARC 会議資料)<sup>1)</sup>

火災規模	熱出力
1 small passenger car (小型自動車)	2.6MW
1 large passenger car (大型自動車)	5.0MW
2-3 passenger car (2~3台の自家用車)	8.0MW
1 van (バン)	15.0MW
1 bus (バス)	20.0MW
1 lorry with burning goods (general case) (可燃物積載車両)	20.0~30.0MW
Larger vehicles with burning goods especially hazardous goods (特に危険な可燃物積載大型車両)	100~120MW

モルタルによって目地埋めをし、コンクリート供試体と耐火煉瓦の隙間は試験時にシリコン系目地材によって目地埋めをした。写真-1に耐火煉瓦を用いて作製した模擬トンネル(土台部分)を示す。

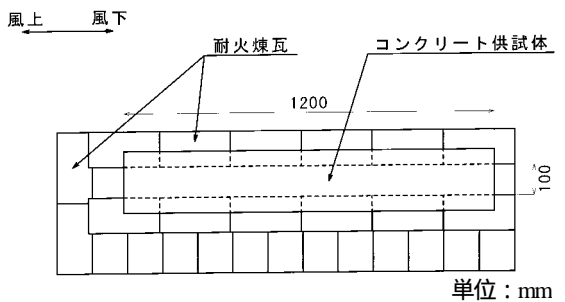


写真-1 模擬トンネル(土台部分)

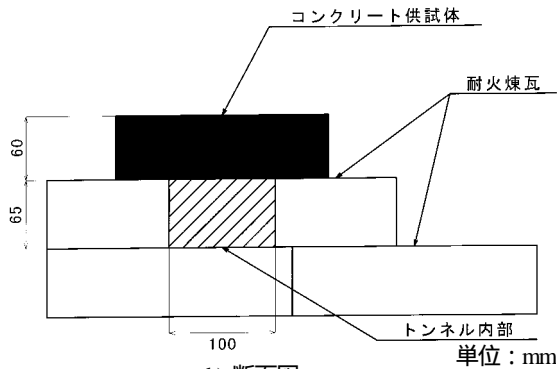
#### (4) 実験システムの構築

##### a) 模擬トンネル

図-2に模擬トンネルの詳細を示す。



a) 上面図



b) 断面図

図-2 模擬トンネル図面

トンネル内の風速は位置により変動するが、本研究では後述のファンを使用するため、トンネル内の風速は一定と定義した。そのため、模擬トンネルの長さを供試体作製の関係上1200mmで一定とした。ここで、今回の実験では、トンネル火災において最も劣化の著しい<sup>1)</sup>トンネル上面のみの検討を行い、その他の側面及び底面についてはJIS規格の耐火煉瓦(一般的に1000以上の温度に耐えることができる)を使用した。また、トンネル内からの熱の発散を防ぐために、耐火煉瓦の継ぎ目部は耐火

##### b) 火源

写真-2に模擬トンネルの火源となる火皿を示す。

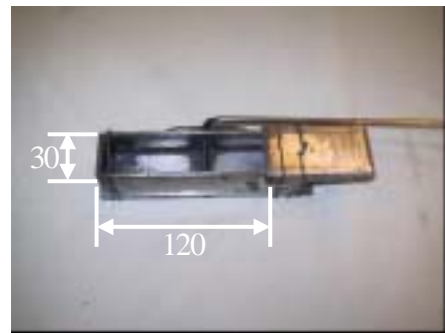


写真-2 火皿(火源)

火源の燃料には、ガソリンと同程度の発熱量<sup>7)</sup>を持ち、沸点が高いことでガソリンと比べ比較的安全である灯油を用いた。また、灯油を定期的に給油できるように火皿からパイプを通し給油タンクに繋げ、タンクの入り口に開閉用のコックを取付けた。

図-3に示すように火皿の中心位置は、トンネル風下方向を進行方向とし、トンネル風下出口より616mm、トンネルの左側壁より25mmとした。

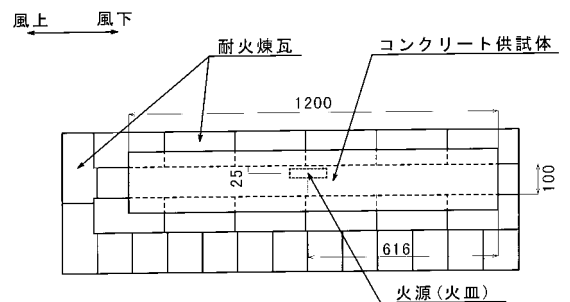


図-3 火源位置

##### c) ファンによる送風

高い発熱量を得ることのできる完全燃焼<sup>7)</sup>に必要な最適風速は $2.0 \sim 3.0\text{m/sec}$ である<sup>3)</sup>。耐火試験時のこの最適

風速をトンネル内に送り込むためにトンネル入口前にファンを設置し、トンネル内への送風を行った。

### (5) トンネル内の火災曲線

耐火実験実施前に、予備実験で得た十数回の火災曲線より平均値及び許容誤差（標準偏差より算出）を求めた。図-4に求めた火災曲線を示す。なお、火災曲線の測定方法は次章で述べる。ただし、本研究での耐火試験は、「約5分で最高温度の700 に達した後、25分間の温度保持を行い、その後、100 程度まで温度が降下するまで自然冷却をする」ことを前提にしている。そのため、加熱時間の30分までは温度のばらつきに十分注意を払うが、30分以降の冷却期間のばらつきは、今回の実験では誤差の範囲として扱うものとする。

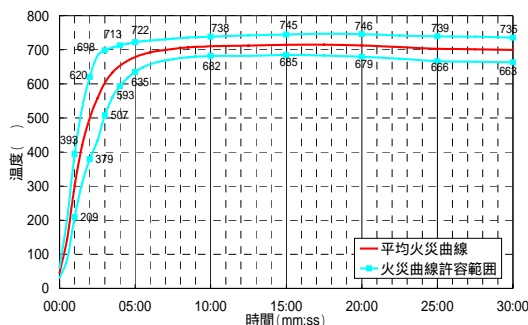


図-4 本研究での火災曲線(平均値・許容誤差)

次に、本研究における火災曲線が実トンネル火災を再現でき、十分信頼できる曲線であるかを検討するため、図-5において実トンネル火災実験であるMemorial Tunnel火災実験の火災曲線<sup>3)</sup>と比較を行った。また、世界各国で耐火試験時に使用される火災曲線も同図中に示す。

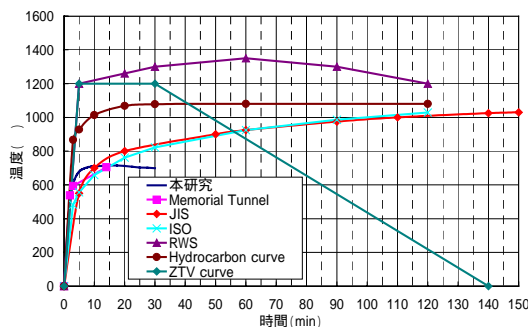


図-5 本研究・Memorial Tunnel及び諸外国の耐火実験における火災曲線

図-5より、本研究の火災曲線はMemorial Tunnel火災実験の火災曲線に近い曲線であることが分かる。したがって、本研究の火災曲線は実トンネル火災での火災曲線を十分再現できており、信頼性は十分であるといえる。

また、JIS規格の火災曲線<sup>8)</sup>およびISOの標準時間温度曲線（Standard Time – Temperature Carve on ISO）<sup>9)</sup>は主に建築火災を想定した火災曲線であるのに対し、RWS (Rijks water staat: オランダ運輸省公共事業省治水本局の火災曲

線)<sup>10)</sup>、Hydrocarbon curve (修正炭化水素燃焼曲線)<sup>11)</sup>、ZTV curve (ドイツ基準DINの規格による火災曲線)<sup>12)</sup>はトンネル火災を想定した火災曲線である。これらの曲線と本研究での火災曲線を比較すると、最大温度はどの曲線よりも低い値となっているが、初期勾配においてJISやISOより急勾配（温度上昇が早い）となっており、RWS・Hydrocarbon curve・ZTV curveのようなトンネル火災を想定した火災曲線の初期勾配に似ていることが分かる。以上より、本研究で使用する火災曲線はトンネル火災時のコンクリート劣化を検討するのに適しているものであると考えられる。

## 3. コンクリートの耐火性能の評価

### (1) 実験概要

#### a) 供試体の作製

トンネル上面となる供試体部分は繊維未混入のコンクリート（W/C=30%, 40%, 50%：以下、それぞれのシリーズ名をCON30, CON40, CON50とする）及び鋼繊維混入の鋼繊維補強コンクリート（W/C=50%：以下、シリーズ名をSFRC50とする）の計4種類より作製（寸法：60mm×200mm×1200mm）した。各シリーズの配合及びフレッシュ性状を表-2及び表-3に示す。なお、28日間の水中養生の後、1シリーズ2体ずつの耐火試験を実施した。

表-2 配合表

シリーズ名	W/C %	単位量 (kg/m <sup>3</sup> )							
		C	W	S	G	Ad1 <sup>*1</sup>	Ad2 <sup>*2</sup>	Ad3 <sup>*3</sup>	Fb <sup>*4</sup>
CON30	30	588	176	639	927		4.41	0.044	
CON40	40	441	176	743	936		2.07	0.021	
CON50	50	353	177	789	972	0.88		0.035	
SFRC50	50	353	177	788	957	1.32		0.053	118

\*1: AE減水剤, \*2: 高性能AE減水剤, \*3: AE助剤, \*4: 鋼繊維

表-3 各シリーズのフレッシュ性状

シリーズ名	スランブ (cm)	空気量 (%)
CON30	12	1.8
CON40	12	4
CON50	11.5	6
SFRC50	4	5.5

ここで、セメントには普通ポルトランドセメント（密度：3.16g/cm<sup>3</sup>）、細骨材には相模川水系産川砂（表乾密度：2.60 g/cm<sup>3</sup>）、粗骨材には八王子産砕石（表乾密度：2.65 g/cm<sup>3</sup>）を使用した。また、混和剤にはAE減水剤、高性能AE減水剤及び補助AE剤を、鋼繊維にはインデット型ストレート鋼繊維（φ0.6×30mm）を使用した。

また、コンクリートの火害による劣化に、供試体内部の自由水が大きな影響を及ぼす<sup>13)</sup>といわれている。そのため、耐火試験を行う供試体と共に含水率測定用の供試体（寸法：60mm×200mm×1200mm）を作製し、自然乾燥させることで式(6)を用い、含水率を測定した。各シリーズの含水率を図-6に示す。ただし、本研究での絶

乾状態は、自然乾燥により供試体内部の自由水を発散させ、質量の減少がほぼ無くなった時点を目指す。

$$W = \frac{m_1 - m_2}{m_2} \times 100 \quad (6)$$

ここで、 $W$ :含水率(%)

$m_1$ :水中養生28日後の供試体質量(g)

$m_2$ :絶乾状態の供試体質量(g)

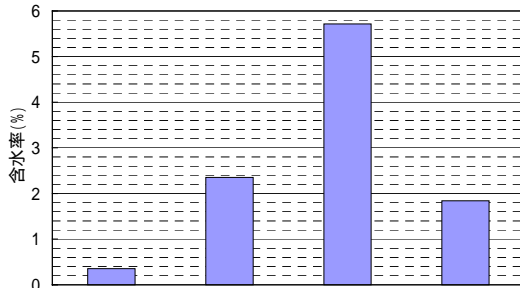


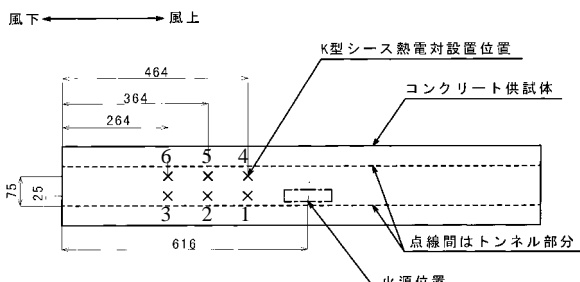
図-6 各シリーズの含水率

### b) 火災曲線及び供試体内部温度の測定方法

トンネル内の火災曲線の測定は、図-7に示すようにトンネル内部(トンネル上面より10mm下)に配置したK型シーす熱電対によって行った。また、同図に各測定ポイントの番号を示す。予備実験よりトンネル内温度の最も高くなる地点を探し出し、その位置をpoint 1とし、それを基準にその他のポイントを配置した。

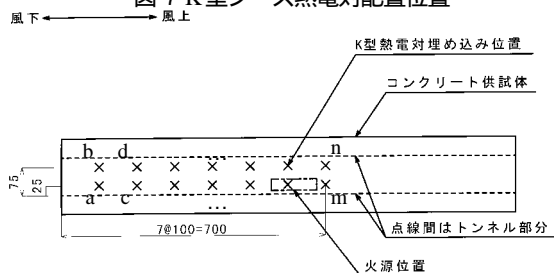
供試体内部温度の測定位置(供試体内の厚さ方向)は、CON30・CON50・SFRC50において計測を行い図-8に示すトンネル風下出口より400mmを中心に左右100mm間隔に3ポイントずつ埋込みK型熱電対を内部に配置した。

また、各ポイントの内部では供試体下面より0mm(供試体下面に限りなく近づけたもの)・10mm・20mm・40mmの位置の温度測定を行った。



シーす熱電対のポイント番号: 1~6で表記 単位: mm

図-7 K型シーす熱電対配置位置

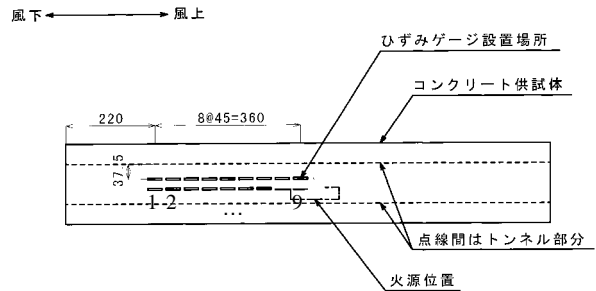


熱電対のポイント番号: a~nで表記 単位: mm

図-8 埋込みK型熱電対配置位置

### c) 熱変形量の測定方法

熱変形のメカニズムを知るためには、加熱面である供試体下面の変形を把握することが最も重要であるといえる。しかし、加熱面に測定器具を取付け、測定を行うことは困難であるため、供試体上面にひずみゲージを設置し、その変形量を測定することで供試体全体の変形をある程度予測することとした。ただし、トンネル長手方向のみの測定とした。ひずみゲージの設置位置を図-9に示す。



ひずみゲージの呼び番号: or -1~9で表記 単位: mm

図-9 ひずみゲージ配置位置

### d) ひび割れ性状及び曲げ強度分布の測定

ひび割れ性状の把握は、耐火試験終了直後に、加熱面のひび割れを目視により観察した。

曲げ強度分布の測定には、耐火試験終了後28日間空中で放置した供試体を使用した。これは、加熱されたコンクリートは、加熱後1ヶ月で最も強度が低下し、その後は自然回復を見せるという報告<sup>1)</sup>があり、加熱後1ヶ月程度で強度試験を行うことが最も危険側で評価されると考えたためである。

試験方法は、耐火試験28日後の供試体(寸法: 60mm × 200mm × 1200mm)を、図-10に示すようにトンネル長手方向(1200mm部分)を60mm間隔に切断した60mm × 60mm × 200mmの角柱供試体を用いて、4点曲げ載荷試験(スパン150mm)を行い荷重を測定し、曲げ強度を算出した。

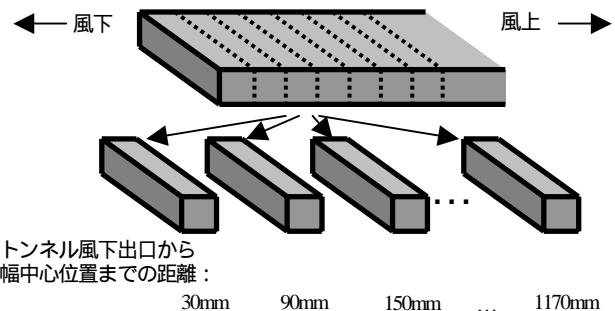


図-10 供試体の切断方法及び供試体番号

(2) 実験結果

a) トンネル内の火災曲線

トンネル内の火災曲線は、全てのシリーズ（供試体内部温度測定時も含む）において、温度上昇勾配及び最高温度・最高温度保持状態がほぼ同程度となった。図-11に火災曲線の一例として、CON30\_No.1（1シリーズ2体ずつ検討するため、No.1及びNo.2と区別する）の火災曲線を示す。

全てのシリーズにおいて、初期勾配は最も温度の高くなるpoint 1において約5分で700 に達した。さらに、その他の地点の最高温度は、point 2では約650，point 3では約500，point 4では約200，point 5では約400，point 6では約300 となった。ここで、point 4はトンネル長手方向の位置ではpoint 1と同位置であるが、最高温度が200 前後とあまり高くならなかった。その理由としては、送風（全てのシリーズにおいて最適風速：2.0～3.0m/secであった）によって炎が風下に追いやられ、熱が伝わらなかったためであると考えられる。

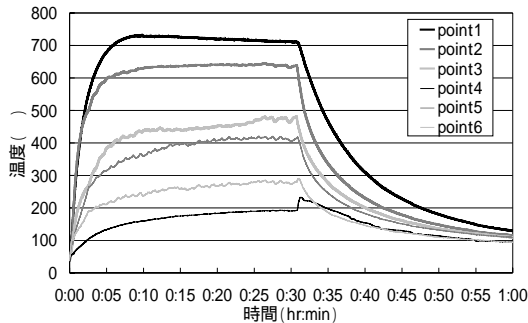


図-11 CON30\_No.1の火災曲線

b) 供試体内部温度

前述のように、供試体内部温度測定時のトンネル内の火災曲線は、全てのシリーズにおいて図-11のような履歴を示した。

この火災曲線によって加熱されたCON30・CON50・SFRC50の供試体内部温度の比較を行ったところ、W/C及び繊維混入の有無に関わらず、どのシリーズにおいても同程度の供試体内部温度となった。そこで、供試体内部温度の経時変化を検討するためにCON30の供試体内部温度を一例として図-12に示す。ただし、point a, c, e, g, i, k, mを 列、point b, d, f, h, j, l, nを 列とする。

図-12より、 列側と 列側を比較すると 列側の方が温度が高くなっていることが分かる。これは、トンネル内の温度も、point 1, 2, 3の方が高くなっているため、供試体内部温度も高くなったためである。また、火皿中心はトンネル風下出口より616mmの位置にあるのに対し、供試体内部温度の最も高い地点はトンネル風下出口より400mm付近となっている。これは、送風によって火源の炎が風下側に煽られたためである。point 1が最も温度が高くなり、point 2がpoint 1と50 程度しか変わらず高い温度を示していることから、その間にトンネル内の最高温度地点があることは明らかである。

次に、トンネル風下出口より600mm地点以上風上では、火源の直上付近にも関わらず、最も供試体温度の高くなる加熱30分後でも、 列側地点の下面より0mmで最高80～100 程度であることが分かる。これは、火源の直上では、送風により冷たい空気が流れ込むことで温度が上がらなくなっているものと考えられる。

また、加熱時間30分までは、トンネル風下出口より400mm地点を中心に放射状に温度変化が確認できるのに対し、冷却期間となる40分後では供試体表面付近では温度が徐々に低くなっているが、供試体内部では若干ではあるが温度上昇している地点がある。これは、供試体内部で温度の高いところから低いところへ熱の移動<sup>14)</sup>が

また、加熱時間30分までは、トンネル風下出口より400mm地点を中心に放射状に温度変化が確認できるのに対し、冷却期間となる40分後では供試体表面付近では温度が徐々に低くなっているが、供試体内部では若干ではあるが温度上昇している地点がある。これは、供試体内部で温度の高いところから低いところへ熱の移動<sup>14)</sup>が

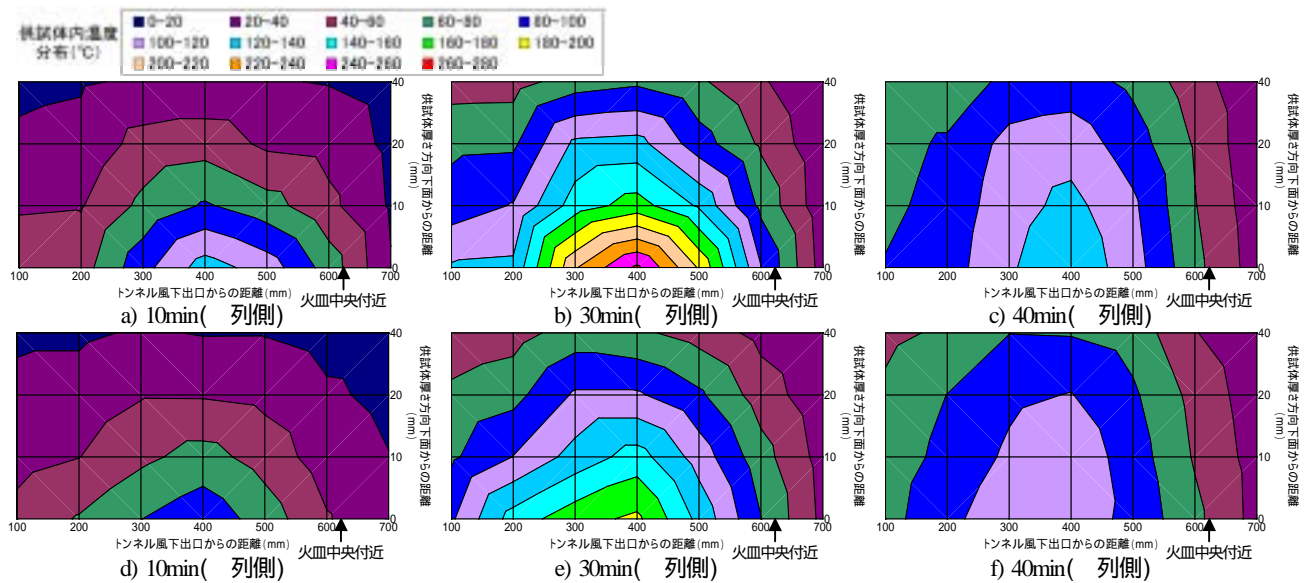


図-12 供試体内部温度の経時変化(CON30)

起こったためであると考えられる。

c) 温度変化による熱変形

熱変形の測定は、3種類のCONシリーズの中で平均的な変化をすると考えられるCON40及びSFRC50のみで行った。両シリーズの時間 - ひずみ関係を図-13に示す。ただし、熱変形は各シリーズ2体ずつ計測しているが、両者に大きな違いが無かったため、例としていずれか1体の結果を示す。

両者共に加熱後5分で、ひずみは圧縮を示した。特にトンネル風下出口から400mm地点付近ではその量も大きくなっている。この理由としては、加熱後5分ではトンネル内部（特にトンネル風下出口より400mm付近）が急激に温度上昇し、それに伴い供試体下面も急激に温度上昇するため、加熱面に熱膨張が起こったことにより、温度の上がっていない上面では圧縮になったと考えられる。上面が圧縮となる結果は、既往の研究<sup>4)</sup>からも確認できる。

CON40では加熱15分程度を境にひずみが引張側に向かい、加熱30分ではトンネル風下出口より400mm付近で引張域に転じているのに対し、SFRC50では加熱20分程度より変化が小さくなっており、加熱30分では若干引張側に向かっているが、全体的には圧縮が増加している。また、温度上昇の大きいトンネル風下出口より200mm～500mmでは、ひずみ変化量もCON40に比べSFRC50の方が大きくなっていることが確認できる。これは鋼繊維を

混入することで、鋼繊維自体も膨張したため、加熱面での熱膨張が大きくなったものであると考えられる。

また、風下に行くにつれて変化量が大きくなっていることが分かる。これは、図-12のb)を見ても分かるように、供試体内部温度が風下方向には広範囲にわたり温度上昇を確認できるが、トンネル風下出口より400mm地点より風上になると温度上昇の範囲が狭くなっているため、変化量も風下に行くにつれて大きくなったものであると考えられる。

列側と 列側の比較を行ったが、顕著な差を確認することはできなかった。

d) ひび割れ性状及び曲げ強度分布の検討

ひび割れ図及び曲げ強度分布図をCON30・CON50・SFRC50については供試体内部の各地点での最高温度（以下、この節ではそれぞれのポイントでの最高温度なので、受熱温度と呼ぶ）とともに図-14に示す。なお、内部温度を測定した供試体とひび割れ図及び強度試験を調査した供試体は別々のものである。ここでは、両者の火災曲線がほぼ同程度であったことから、同程度の受熱状態であると予測できる。ひび割れ図は供試体下面（加熱面）をスケッチしたため、トンネル長手直角方向の位置が実際とは上下逆となる。つまり、火源側が図の上側となる。

同図a), c), d)より、内部温度の高い地点を中心としてひび割れが発生し、曲げ強度も最も低下していること

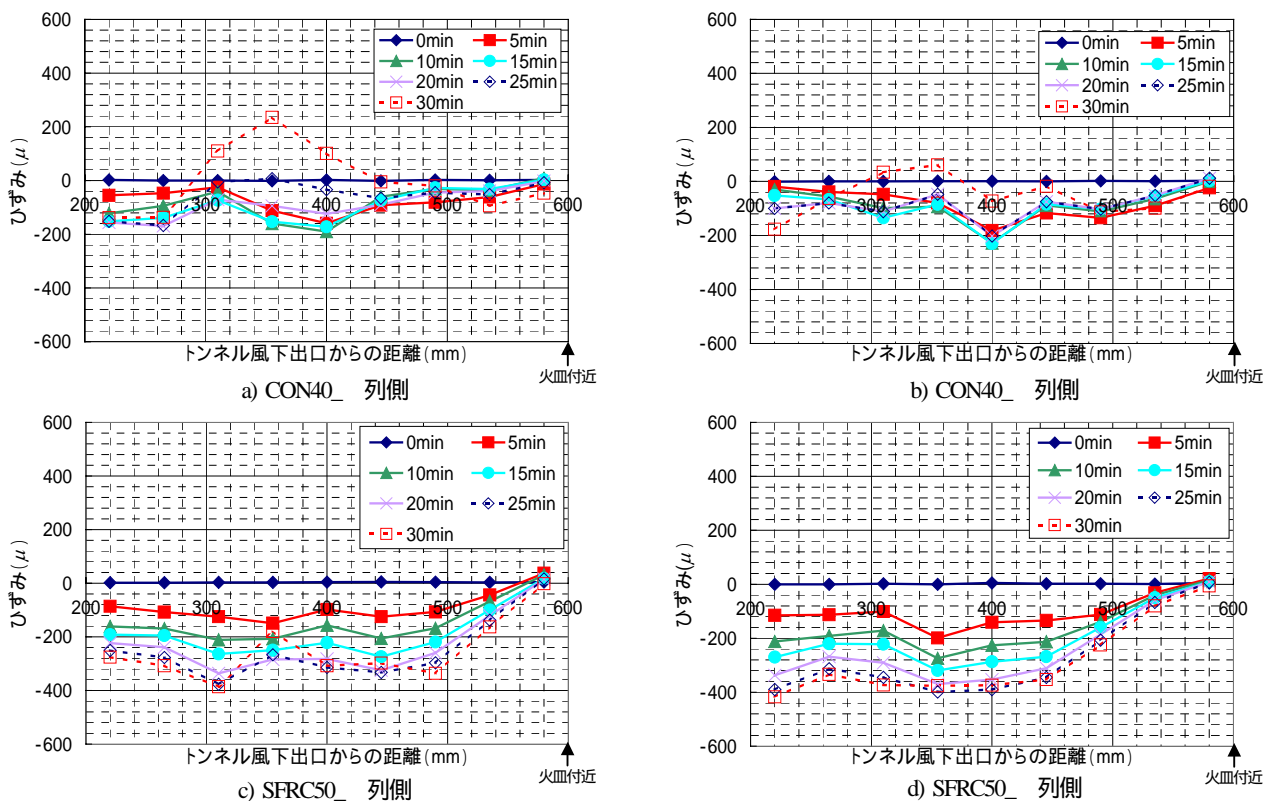


図-13 時間 - ひずみ関係

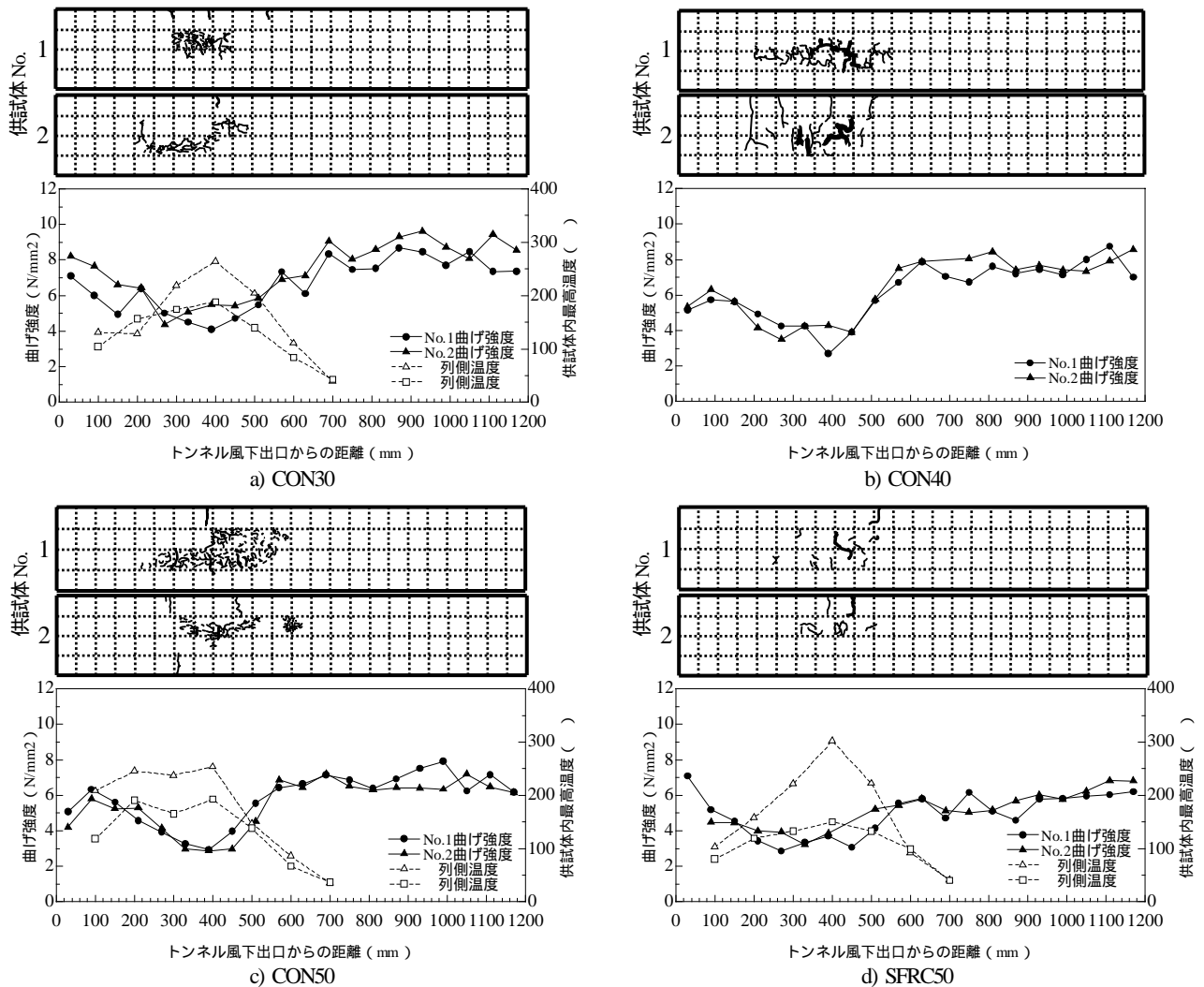


図-14 ひび割れスケッチ及び曲げ強度分布

が分かる。これは、トンネル内の火災曲線がどのシリーズにおいても同程度となることから、供試体内部温度を測定していない**1b)**のCON40においても同様のことが言えると推測できる。このことより、受熱温度とひび割れ・残存強度には強い相関性があることが分かる。

ひび割れと受熱温度との関係は、前節で述べた熱変形が大きく関わっていると考えられる。熱変形が大きいトンネル風下出口から400mmの地点を中心にひび割れが発生している。また、鋼繊維を混入していないCONシリーズにおいて、同付近でひび割れ幅約0.05～0.20mm程度のひび割れが発生していたことが確認できたのに対し、トンネル風下出口から200mm付近のひび割れは極細のひび割れが入っている程度であった。このことより、供試体下面の急激な温度上昇による熱膨張によって供試体に引張力が働きひび割れが生じたものであると考えられる。しかし、SFRC50に関しては熱変形はCONシリーズに比べると大きかったものの、目視によってひび割れを多数観測できなかった。これは、鋼繊維補強コンクリートは、繊維によるひび割れ抑制効果及びひび割れ開口抵抗性がある<sup>15)</sup>ため、ひずみ量が増大しても、それに伴うひび

割れの発生及び進展を抑えることができたためと考えられる。

次に曲げ強度の低下の理由は、前述したひび割れ及び温度上昇に伴う内部組織のゆるみが原因であると考えられる。これは、ひとつは全断面有効として曲げ強度を算出しているため、ひび割れが発生することでその有効断面は縮小されている事を考慮していないことが挙げられる。もうひとつは供試体内部の温度が上昇することで、内部の自由水が気化・膨張し、内部組織を圧迫することでゆるみが生じる<sup>13)</sup>ことが考えられる。

本実験システムでのコンクリート劣化範囲を検討すると、ひび割れや強度低下を確認することができず、それらの原因となる受熱温度も低い箇所は健全であるといえる。そのため、トンネル風下出口から700mmの地点では、受熱温度も50℃に満たない程度であり、目視によるひび割れや強度低下も確認できないことから、700mm地点より風上であればコンクリートは健全であると判断できる。

次に、700mm地点より風下である場合では、全てのシリーズにおいて、トンネル風下出口から200mm未満及び600mm以上では著しい強度低下を確認することができな



かった。しかし、受熱温度の高いトンネル風下出口より400mm付近では、どのシリーズにおいても強度低下が最大となった。両地点の受熱温度を比較すると、CON50を除いて200mm及び600mmで受熱温度が100 程度であるのに対し、400mm地点では全てのシリーズで200 を超える結果であった。そのため、本研究では、コンクリートの強度は、受熱温度が100 程度から徐々に低下し、200 を超えると急速に強度低下が進むものであると判断した。

ここで、どのシリーズがどの程度の強度低下をしたのかを比較するため、表-4に最も強度低下が確認できた地点の健全部の曲げ強度に対する強度残存率を示す。ただし、トンネル風下出口より700mm地点より風上を全て健全なコンクリートであると仮定（トンネル風下出口より1170mm地点は打設の際の不具合により強度低下が見られるため健全部から除く）し、ここでの健全部の曲げ強度とした。

表-4 各シリーズの曲げ強度残存率

		健全部の平均値 (N/mm <sup>2</sup> )	強度の最小値 (N/mm <sup>2</sup> )	強度残存率 (%)
CON30	No.1	8.09	4.1	50.7
	No.2	8.86	4.38	49.4
	Ave.	8.48	4.24	50.1
CON40	No.1	7.49	2.71	36.2
	No.2	7.76	3.51	45.3
	Ave.	7.62	3.11	40.7
CON50	No.1	7.02	2.95	42.0
	No.2	6.61	2.87	43.4
	Ave.	6.81	2.91	42.7
SFRC50	No.1	5.64	2.85	50.5
	No.2	5.86	3.22	55.0
	Ave.	5.75	3.04	52.8

一般的に、コンクリートは高強度であるほど、火災時の強度低下が著しいといわれる<sup>1)</sup>。しかし、本研究ではCONシリーズのみを検討した場合、CON30が最も強度残存率が高くなってしまったために、その傾向を把握することができなかった。その理由としては、今回の実験では、最も強度が高くなるCON30においても、健全部の曲げ強度が10N/mm<sup>2</sup>（圧縮強度は理論上60N/mm<sup>2</sup>程度となる<sup>16)</sup>）程度であり、CON50と比較しても大きな強度差が無かったために、強度低下や爆裂といった現象に大きな変化を確認することができなかったものと考えられる。そのため、より高強度のコンクリートでの検討が必要であると考えられる。

次に、鋼繊維の混入についての検討を行うと、CONシリーズでは、CON30\_No.1以外で残存強度が50%を切っている（特にCON50では、平均で42.7%となっている）のに対し、SFRC50では52.8%（No.1で50.5%、No.2で55.0%）となっている。これは、前述したように鋼繊維補強コンクリートはひび割れ抑制効果及びひび割れ開口抵抗性に優れているため、下面のひび割れのみならず、供試体内部組織のゆるみも緩和できたのではないかと考

えられる。

#### 4. 結論

本研究では、トンネル火災を想定した模擬トンネル及び火源などの実験システムを構築することを目的とし、実トンネルと同程度の火災曲線を再現することができた。ただし、実際のトンネルは地中や水中の中に作られるものであるが、本研究で作製した模擬トンネルはその周辺環境までは再現していない。そのため、周辺環境の影響は今後の課題となるといえる。

また、作製した実験システムを用い、各種コンクリートの耐火試験を行い、内部温度・熱変形量・ひび割れ性状・曲げ強度分布についての基礎的な研究を行った。これらより得られた知見を以下に示す。

～トンネル内の火災曲線～

- 全てのシリーズにおいてpoint 1での火災曲線の初期勾配が5分で約700 まで上昇することが分かった。また、その他の地点での最高温度は、point 2では約650、point 3では約500、point 4では約200、point 5では約400、point 6では約300 となった。point 4で温度が上がらなかった理由としては、送風によって炎が風下に追いやられ、熱が伝わらなかったためであると考えられる。

～供試体内部温度～

- トンネル風下出口より600mm地点以上風上では、火源の直上付近にも関わらず、最高温度が80 ～100 程度であることが分かった。
- 冷却期間に入ると、熱の移動によって供試体表面付近では温度低下するのに対し、供試体内部では温度上昇が起こることが確認された。

～温度変化による熱変形～

- 加熱開始直後から供試体上面のひずみは圧縮域になることが分かった。このことより、加熱面（供試体下面）では熱膨張による引張力が働いているものと推測する。
- 鋼繊維を入れることで、熱変形が促進されることが考えられる。

～ひび割れ性状及び曲げ強度分布の検討～

- ひび割れは、熱膨張によって引張力が発生するため生じると考える。
- 曲げ強度の低下は、供試体下面のひび割れ及び供試体内部組織のゆるみが原因であると考えられる。
- 本実験システムでは、トンネル風下出口より700mm未満で強度低下が確認できた。また、最も強度低下を見せる箇所は、トンネル風下出口より400mm位置であることが分かった。

- 本研究では、コンクリートの強度は、受熱温度が100を超えると徐々に低下し、200前後から急激な強度低下をするものと判断した。
- 曲げ強度残存率の検討より、W/Cの違いによる顕著な差を確認することができなかった。これは、一般的には、高強度になるほど火災時の強度低下が著しいと言われるが、今回の実験では、最も強度が高くなるCON30においても、健全部の曲げ強度が10N/mm<sup>2</sup>（圧縮強度は理論上60N/mm<sup>2</sup>程度となる）程度であるため、普通強度のコンクリートと比較して大きな強度差が無かったために、強度低下や爆裂といった現象に大きな変化を確認することができなかったものと考えられる。
- 鋼繊維補強コンクリートは、ひび割れ性状の面においても、曲げ強度分布の面においても耐火性に優れていると考えられる。理由としては、鋼繊維補強コンクリートはひび割れ抑制効果及びひび割れ開口抵抗性に優れているため、供試体下面のひび割れ及び供試体内部組織のゆるみの発生・進展を緩和できたものであると考えられる。

謝辞：本研究を進めるにあたり、吉川弘道教授・栗原哲彦講師・斉藤秀夫技士には、よき理解者として見守っていただきました。

また、太田技術事務所 太田義和氏には、適切なアドバイスを多大な資料を提供していただいたことをここに付記し、感謝の意を表します。

#### 参考文献

- 1) 社団法人 日本コンクリート工学協会：コンクリート構造物の火災安全性研究委員会 報告書，2002.6
- 2) EUREKA – PROJECT EU 499 : FIRES IN TRANSPORT TUNNELS REPORT ON FULL – SCALE TESTS , Editor :

- Studiengesellschaft Stahlanwendung e. V. , 1995.11
- 3) Massachusetts Highway Department , Bechtel / Parsons Brinckerhoff : Memorial Tunnel Fire Ventilation Test Program Test Report , Central Artery/Tunnel Project , 1995.11
- 4) 社団法人 土木学会：コンクリート構造物の耐火技術研究小委員会報告ならびにシンポジウム論文集，コンクリート技術シリーズ，2004.10.
- 5) 江守一郎：模型実験の理論と応用，技報堂出版，p.35，1985.7
- 6) 日野幹雄：明解水理学，丸善株式会社，1983.7
- 7) 小林清志，荒木信幸，牧野敦：燃焼工学，pp5-20，森北出版，1988.8
- 8) 財団法人 日本規格協会：建築構造部分の耐火試験方法，JIS A 1304，建築ハンドブック，2004
- 9) Testing Method in the Standard of ISO 834，BS 476：part 20-24：DIN4102，part 1 to 2
- 10) Report concerning on an investigation into the behavior of a concrete slab protected by a coating of PROMATECT- H Plates of 25mm in thickness upon heating according to a curve prescribed by the “Rijks water staat” in the Netherlands，TNO Report B-85-191（E），May 1985.
- 11) Eurocode 1：Basis of Design and Actions on Structures，Part 2.2：Actions on Structures Exposed to Fire，Draft，February 1993.
- 12) ZTV-TUNNEL, Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Straßentunneln, Teil1, Geschlossene Bauweise (Spritsbetonbauweise), Ausgabe 1995.
- 13) 小林一輔，和泉意登志，出頭圭三，睦好宏史：図解コンクリート辞典，オーム社，2001.12
- 14) 内田秀雄：大学演習 伝熱工学，株式会社裳華房，1969.11
- 15) 社団法人 土木学会：2002年制定 コンクリート標準示方書 施工編，コンクリート委員会，2002.3
- 16) 吉川弘道，井上晋，久田真，栗原哲彦：土木練習帳 - コンクリート工学 - ，p.44，共立出版株式会社，2003.5

## A STUDY ON FIRE RESISTANCE OF CONCRETE BY A MODEL TUNNEL

Morito NISHIMOTO

This study focuses attention on the degradation of concrete damaged by tunnel fire, and the fire resistance of concrete through the fire test in a model tunnel is discussed. A model tunnel was scaled down by using the hydraulic radius so that the initial slope of the temperature – time curve is similar to the case of a real tunnel fire. Moreover, it is clear that the internal temperature of the concrete specimen reached up to 250-300 when the temperature in a model tunnel became the highest. So, the thermal expansion of the heated area occurred just after the time when the fire test was carried out. Crack occurrence in concrete by the thermal expansion was observed after the fire test. It is confirmed that the flexural strengths of concrete in all series after fire test were about 40-50% of that before the fire test.