

PC 桁の耐火性の研究

仁 杉 巖*
河 野 通 之**
菅 原 操***

要 旨 国鉄では、最近市街地の高架橋に大量に PC 桁が使用されるようになったので、その耐火性を確かめる必要が生じ、桁高 1m、全長 13m の試験桁について、火災試験が行われた。試験桁は 4 本製作し、3 本は火災試験を行い、その後 4 本とも載荷試験を行った。加熱継続時間は 2 時間 10 分で最高温度は 1120°C であった。火災を受けた桁は載荷能力は低下したが火災により破壊する心配は全くなかった。筆者らはこの試験の結果から PC 鋼線の所要かぶりなどについての指針をも与えている。

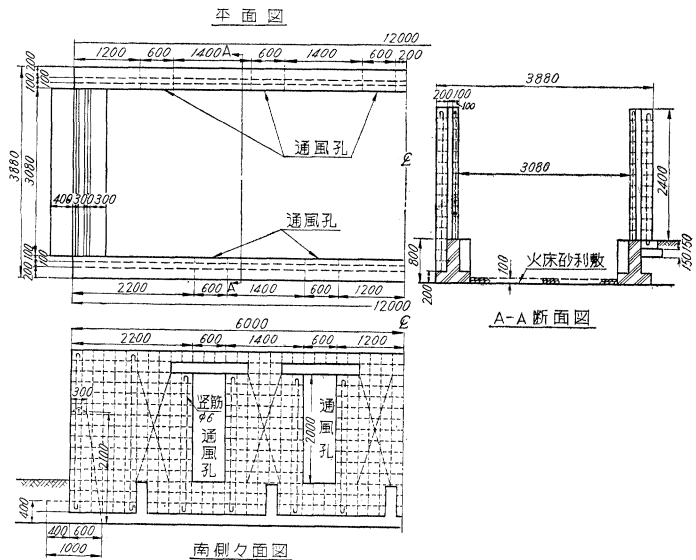
1. 緒 言

国鉄では、1954 年、信楽線第 1 大戸川に、スパン 30 m の PC 鉄道橋を施工して以来、その経済的なこと、桁高を低くできること、保守に便利なことなどの理由で、PC 桁を盛んに使用してきている。現在施工中の工事のおもなものには、日豊本線小丸川橋梁（スパン 22.3 m 35 連）、大阪環状線高架橋（スパン 16~23 m 約 100 連、スパン 5.5 m 約 200 連）、赤穂線吉井川橋梁（スパン 33 m 3 径間連続 4 連）などがある。

河川に架設される橋梁では、耐火性の問題は心配ないが、都市の高架橋となると火災を受けることを考慮に入れる必要がある。PC の耐火性については、英国公共事業省で行われた系統的な実験があり、これはプレテンションの中空バリ式床組構造についての一連の実験¹⁾とポストテンションの模型バリについての一連の実験²⁾とよりなっている。またその他 PC 鋼線の加熱冷却後の強度に関する試験³⁾、コンクリートのかぶり厚さ、骨材の種類と鋼材の温度上昇との関係を求めた実験⁴⁾などが行われている。わが国でも建設省建築研究所において、プレテンションのスラブ⁵⁾、ポストテンション

の小さいハリ⁶⁾についての試験が行われており、国鉄では東京駅 6・7 番乗降場の PC スラブについて耐火性の試験が行われたことがある。これらの実験で厚さの小さい部材、すなわち PC スラブのようなものでは、強熱されたとき爆烈することがあつたため、PC の耐火性について心配されたことがあつたが、現在までに得られている結論としては、部材の最少肉厚が 5 cm 以上あれば爆烈は起らないといわれている²⁾。PC 桁を火災から安全に保つために必要な PC 用鋼のかぶりについても、いろいろな提案がなされているが、これらはいずれも小さい模型実験からの推定であつて、耐火試験はどうしてもほぼ実物大のものでないと決定的な判断は下されない。大型の桁の耐火性については、オランダの Baar 氏の実験⁷⁾（全長 12 m、桁高 62 cm）の概況を知るのみである。したがつて大阪環状線高架橋のような大型のポストテンション桁の耐火性を確認しておく必要が生じ、この研究が行われたものである。

図-1 炉 設 計 図



2. 実験の概要

(1) 実験内容

PC 桁の耐火性を判定するためのつぎの項目について

* 正員 工博 国鉄施設局管理課長（前土木課長）
** 正員 国鉄構造物設計事務所（前東京工務局土木課長）
*** 正員 国鉄施設局土木課長補佐

試験が行われた。

- 火災中における P C 桁内部の温度測定
- 火災中における P C 桁のたわみと伸びの測定
- 火災中にコンクリートに爆烈はく落などが生ずるかどうかを確かめる。
- P C 桁が加熱された状態に対して、注水を行った場合に生ずる現象を確かめる。
- 火災終了後桁に載荷試験を行って、桁のひびわれ抵抗、曲げ破壊抵抗、たわみなどを測定し火災を受けない桁と比較する。

(2) 設備一般

試験桁は桁高 1 m, 全長 13 m のもの 4 本を製作した。火災試験設備としては、ブロック積の壁で囲んだ仮設の炉を工場敷地内に構築した (図-1)。燃料は古まくら木を使用し、加熱速度は JIS A-1302 の標準加熱曲線 (表-1) に一致させるようにつとめた。

表-1 JIS A-1302 標準加熱曲線

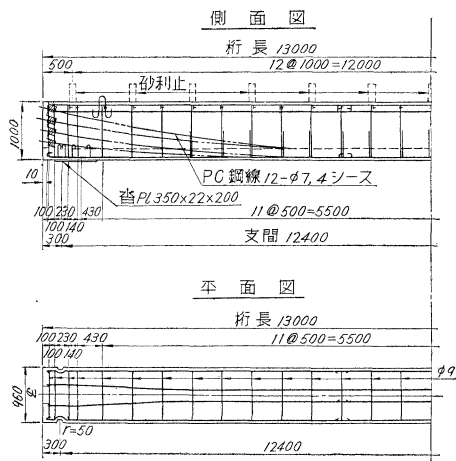
加熱時間	5 分	10 分	30 分	45 分	1 時間	1.5 時間	3 時間
加熱温度 (°C)	538	704	843	892	927	978	1052

温度測定は米国ホスキング社製アルメル・クロメル熱電対を使用して行った。火災を受けた 3 本の桁 (桁番号 B, C, D) はそのあとで曲げ試験を行った。火災試験を行わない 1 本の桁 (桁番号 A) は曲げ試験のみを行った。

(3) 試験桁の設計

試験桁の設計は図-2 のとおりである。桁中央断面の応力度は表-2 のとおりである。

図-2 試験桁設計図



(4) 試験桁の製作

セメント：小野田早強セメント

骨材：表-3 のとおり

P C 鋼線：神鋼鋼線鋼索 K K 製，冷間引抜後ブルーインク

表-2 桁中央断面応力度

項	目	下 縁	上 縁
荷重による応力度	自重による応力度 (kg/cm ²)	-24.6	15.7
	死荷重(バラスト)による応力度 (kg/cm ²)	-14.6	9.4
	計	-39.2	25.1
プレストレス導入直後有効引張応力度 (kg/cm ²)		96.4	
試験時 P C 鋼線有効引張応力度 (kg/cm ²)		86.0	
プレストレス	導入直後プレストレス (kg/cm ²)	188.9	-35.2
	試験時有効プレストレス (kg/cm ²)	168.1	-31.4
合応力成度	プレストレス導入直後 (kg/cm ²)	164.3	-19.5
	試験時 (kg/cm ²)	128.9	-6.3

表-3 使用骨材の性質

種別	産地	粗骨材最大寸法 (mm)	単位容積重量 (kg/m ³)	比重	粗粒率	吸水量 (%)	有不純物
砂	多摩川		1795	2.60	3.02	1.90	合格
砂利	多摩川	25	1718	2.63	7.12	0.96	

$$\sigma_{pu} = 162 \text{ kg/mm}^2, \sigma_{py} = 144 \text{ kg/mm}^2$$

$$E_p = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2 \text{ 伸率 } 6.5\% \text{ (100 mm ゲージ)}$$

コンクリートの配合：表-4 のとおり。

表-4 コンクリートの配合

粗骨材の最大寸法 (mm)	スランプの範囲 (cm)	単位水量 W (kg)	単位セメント量 C (kg)	水セメント比 w/c (%)	絶対細骨材率 s/a (%)	単位細骨材量 S (kg)	単位粗骨材量 G (kg)
20	1~4	168	440	38	38.5	697	1116

表-5 グラウトの配合

セメント量 (kg)	水量 (kg)	アルミ粉末 (kg)	ポゾリス No.5 (kg)	フロー (秒)
100	44	0.008	0.4	16

コンクリートの圧縮強度： $\sigma_{28} = 426 \text{ kg/cm}^2$ (12 個の平均)

プレストレス導入：フレシネー式ジャッキ E 型使用

材合は A, B, C, D 桁につきそれぞれ 11, 13, 15, 18 日

グラウト注入：Loka high pressure diaphragm pump (3 M 型) を使用、グラウトの配合は表-5 のとおり。

3. 火災試験

(1) 予備試験

火災試験の方法で、最も問題であったのは、野外に仮設した炉に、安易に得られる、例えば古まくら木のような燃料を用いて所要の加熱速度が得られるかどうかという点であった。

そのため、本試験に先立つて燃焼試験を行い、加熱方法を検討する必要があった。最初炉を半分に仕切り、その片側を使用して試験を行った。まず炉の上部を吊天井 (アサノ パーライト ボード厚さ 8 mm) および波型スレートでおおい、古まくら木 182 丁および重油、軽油混

合 45 l を燃焼させたが、点火後 30~45 分で、吊天井下面温度が 800~1000°C になったとき、吊天井がたわんで落下したために、それ以後の温度測定が不可能になった。この試験で上部が完全におおわれていれば約 2 時間の加熱が可能と思われた。

つぎに炉の上部を 図-3 に示すような天井構造でおおい、燃料として古まくら木 260 丁、重油、軽油混合 70 l を用いて燃焼試験を行った。吊天井上下の相対する点の温度は 図-4 のようになり、この試験の結果、このような方法による加熱で、ほぼ所要の加熱曲線が得られること、温度の変動を標準加熱曲線から $\pm 100^\circ\text{C}$ 以内に調節しうること、温度測定の方法も適当であること、などがわかった。

(2) 火災試験

炉の上部を試験桁 3 本 (B, C, D 桁) を併列しておおい、予備試験で検討された方法に従って加熱を行った

図-3 燃焼試験における吊天井の構造と温度測点の配置

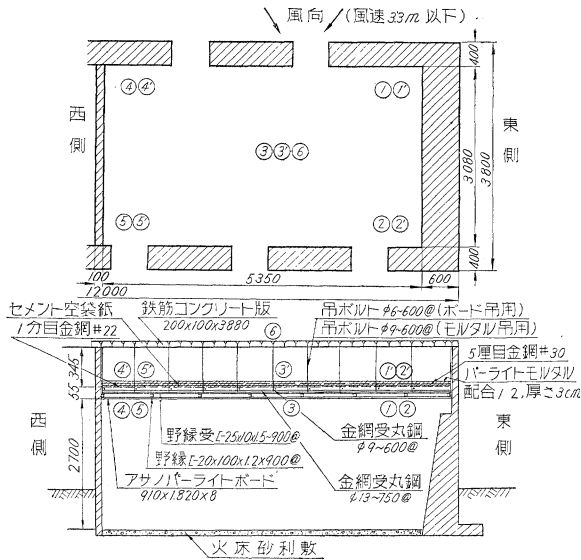


図-4 吊天井上下相対する測点の温度 (燃焼試験)

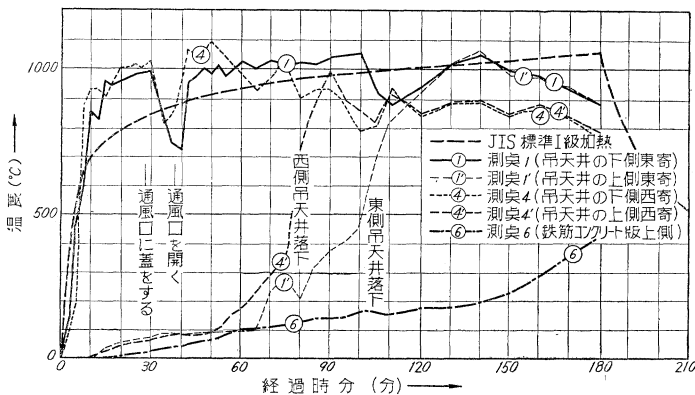
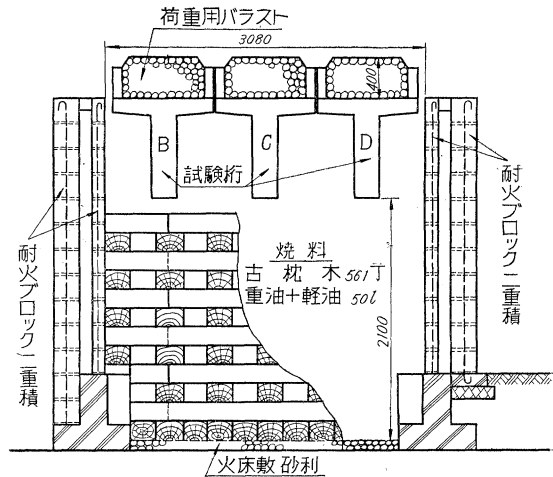


図-5 加熱の方法 (本試験)



(図-5)。燃焼の条件はつぎのとおりである。

火床面積 : $3.08 \times 10.8 \text{ m} = 33.264 \text{ m}^2$

火床上空頭 : 2.1 m

燃料 : 古まくら木 466 丁, 古分岐まくら木 52 丁, 換算 561 丁, 重油+軽油 50 l

火災中次の要領で測定を行った。

a) 温度測定は試験桁製作時に桁内に $\phi 7 \text{ mm}$ の鋼管を埋込んでおき、加熱前にこの管を通して熱電対を配置して行った。埋込む位置は、スパン中央と約 1/4 点にそれぞれ 7 カ所とし、別に CD 桁の中間の炉内温度 2 カ所を測定した。全部で 65 点である (うち 1 点は建築研究所所有の自記式温度計)。

b) 試験桁の伸びはダイヤルゲージを用い、たわみはレベルを用い、また桁から引出したピアノ線の先端の上下をスケールにより測定した。

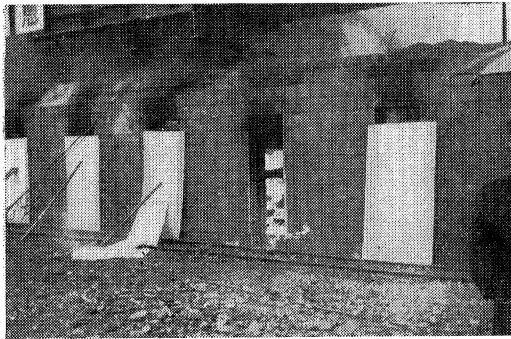
c) 耐火保護工の効果を確かめるため、試験桁 1 本 (C 桁) にパーライトモルタルを厚さ 2 cm に塗布した。パーライトモルタルは、メタルラス (# 300) を使用して塗布し、配合はセメント 1 に対してパーライト 3.5 の比率とした。

d) 火災最盛期終了後 D 桁側面に注水して、注水により、桁が破壊することがないかどうかを確かめた。

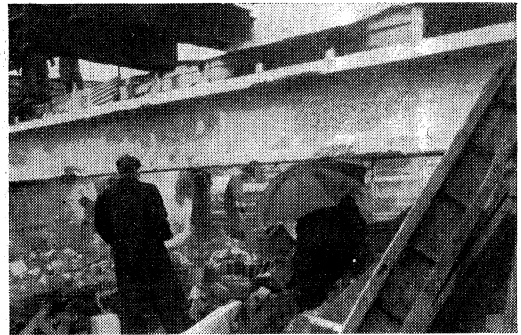
試験時の桁のコンクリートの材合は約 1 カ月であつたので湿分の影響を少なくするため、試験前 4 日間は桁下で木炭を燃焼させて桁を乾燥させた。

試験の経過はつぎのとおりである。すなわち点火後 2 分頃より、B 桁のコンクリートの小片が飛散しはじめ、10 分頃よりはく落はさかんになり、15 分後 D 桁もはく落をはじめた。点火後 1 時間頃

写真—1 火災試験の状況

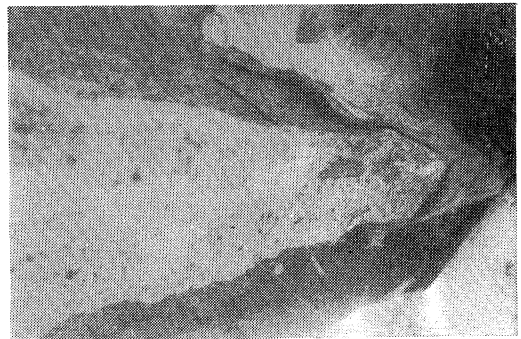


写真—2 B桁の被害状況

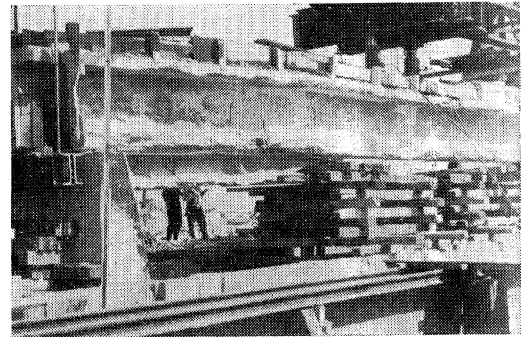


の状況は写真—1のとおりである。その後小音響をとまなつてはく落がつづいたが、1時間55分経過したときにD桁が相当大きな音響をとまなつて反り上つた。2時間10分経過したときに加熱を中止し、消防車により消火を行つた。この場合、最初は燃料のみに注水した。コンクリートの破片は表面よりはく落したものは厚さ10mm以内のものが多く、隅角部はく落したものは厚さ20mm程度のものもあつた。2時間30分で完全に鎮火した。2時間40分経つた頃D桁側面に直接注水したが桁には全く異常を生じなかつた。B,C,D桁の変状の状態は写真—2,3,4のとおりである。C桁の防護モルタルは、材合わずかに4日であつたため桁の東側約1/3の部分を残してほとんどはく落していた。炉内温度は図—6のとおりである。PC鋼線の温度およびコンクリートの内部温度は図—7のとおりである。桁の反りは図—8、伸びは図—9のとおりである。本試験によつてこの程度の大きさのPC桁は最高温度1120°C、火災継続時間2時間10分、すなわちJIS標準加熱曲線におけるI級とII級の中間の加熱によつて爆烈をおこすおそれのないことが判明した。火災時の桁の含水量は火災を受けないA桁について測定したところ約5%であつた。

写真—3 C桁の被害状況



写真—4 D桁の被害状況



4. 載荷試験

(1) 載荷試験の要領

載荷試験の設備は図—10のとおりである。荷重は100t油圧ジャッキ2台を用い、スパン中央付近2点荷重（間隔1m）を加えた。桁のたわみはダイヤルゲージおよびレベルにより測定し、コンクリートのひずみはワイヤーストレインゲージにより測定した。またひびわれ発生の観測には、桁の下縁にアドバンス線をはりつけ、その切断する時期を電流計で監視した。C桁については側面に石こうを塗りつけ、ひびわれを観測した。

(2) 試験結果

図—6 火災試験（本試験）における炉内温度

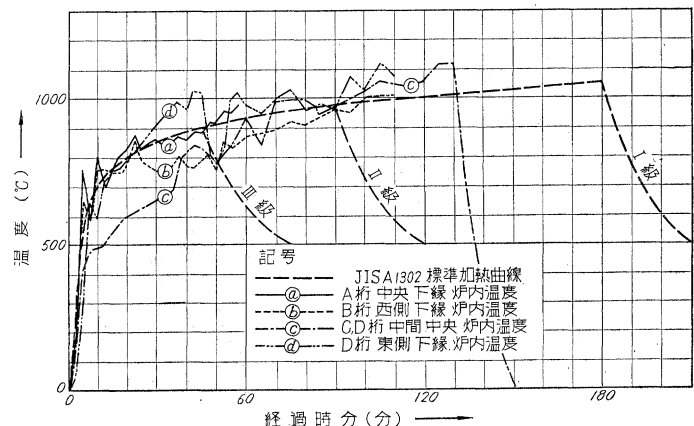


図-7 桁内部各測点の温度

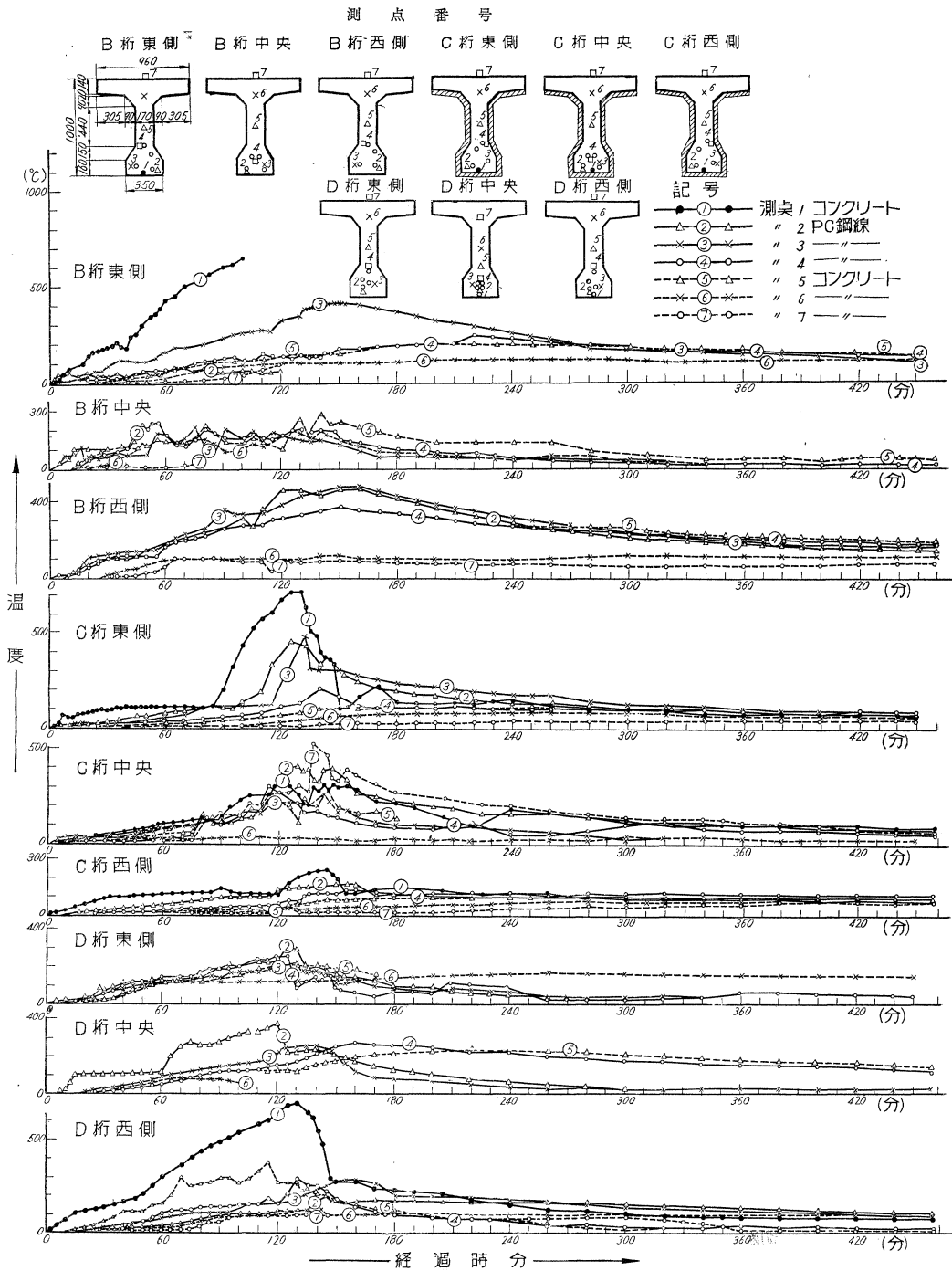


図-8 反り—時間曲線

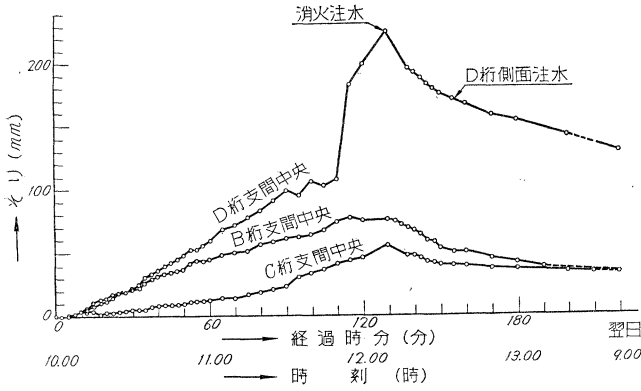
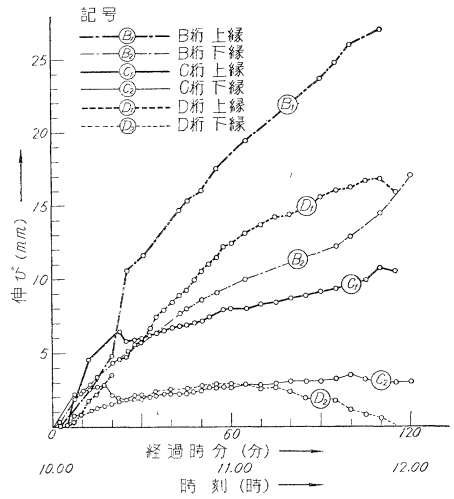


図-9 伸び—時間曲線



各桁の荷重—たわみ曲線は 図-11 のとおりである。
破壊曲げモーメント、ひびわれ曲げモーメントおよび荷重 14 t のときのたわみは 表-6 のとおりである。

表-6 各桁の載荷能力

桁番号	ひびわれ曲げモーメント		破壊曲げモーメント		荷重 14 t のときのたわみ	
	t-m	比率	t-m	比率	mm	比率
A 桁	134	100	258	100	4	100
被災桁 B 桁	75	56	171	66	9	225
C 桁	75	56	—	—	8.5	213
D 桁	46	34	120	47	42	1050

注：比率はA桁の数値を 100 % とした場合を示す。

C 桁は今後の研究（被災桁の補強方法の研究）に使用するため破壊まで試験しなかつた。

5. 試験結果の考察

(1) 火災によるプレストレスの減少

一般に鋼材、コンクリートは高熱をうけるとその強度を低下する。本試験に用いた鋼材の強度と火害温度との関係は 図-12 のとおりである。実線は $t^{\circ}\text{C}$ に上昇した

図-11 荷重—たわみ曲線（支間中央）

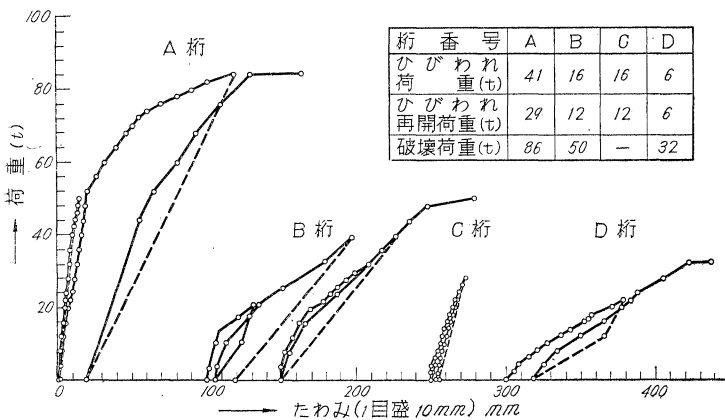
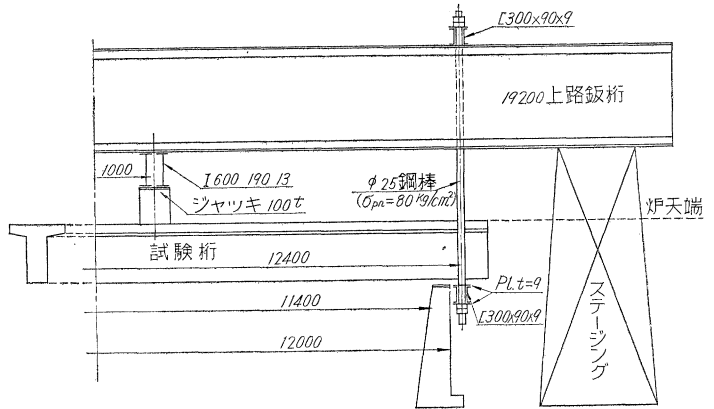


図-10 載荷試験設備



のちに 18°C に冷却したときの強度についての室内実験値で、◎印は実際に火災を受けたD桁から取り出したおのおの3本ずつの鋼線の試験片についての試験結果の平均値である。また、コンクリートがはく落して、ケーブルが露出していた2カ所から取り出したおのおの3本ずつの鋼線の試験片の引張強度の平均値はそれぞれ 151 kg/mm^2 (93%) および 138 kg/mm^2 (85%) であつた。なお本試験に使用したPC鋼線の $t^{\circ}\text{C}$ に上昇するときの強度についてはまだ試験中であるので高温中のPC鋼線の強度については他の文献³⁾より引用して点線で示している。またコンクリートの圧縮強度と火害温度との関係の例をあげると 図-13 のようになる⁸⁾。●印は本試験によつて火害をうけたD桁から切り出した1カ所2

図-12 PC 鋼線の温度上昇による引張強度の低下

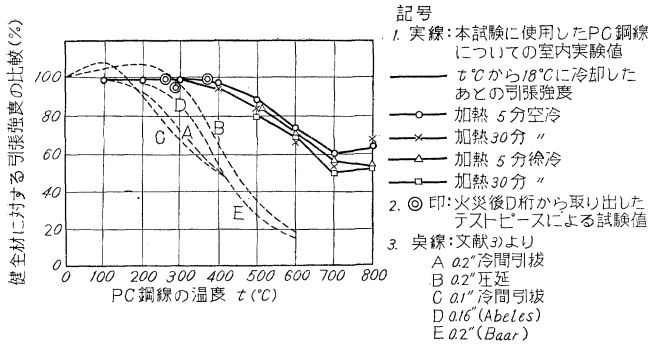
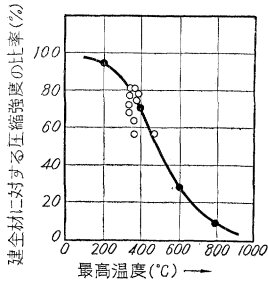


図-13 コンクリートの温度上昇による圧縮強度の低下



個ずつのコア(1辺10~20cm, 高さ15~30cm角柱)による試験結果の平均値を標準供試体に換算した数値である。

点火後1時間55分においては, B, C桁は表面より平均3cmが無力化し, また, D桁は, 表面より平均6cmが無力化したものと仮定すると,

以後の解析結果が実際とよく一致し, また無力化したコンクリートをたたき落とすと, この仮定がほぼ正しいと思われるので, 以後この仮定に従って解析を進める。

温度測定の実測値から 図-13 を用いて火災後の下突縁コンクリートの平均強度を推定すると 表-7 のとおりである。

表-7 下突縁コンクリートの推定平均強度 (kg/cm²)

桁番号	A	B	C	D
圧縮強度	422	149	147	150

荷重試験におけるひびわれ曲げモーメント, ひびわれ再開曲げモーメントから下縁有効プレストレスを求めると 表-8 のようになり, またこれから PC 鋼線の有効引張応力度が算定される。

表-8 有効プレストレスと PC 鋼線有効引張応力度

桁番号	A	B	C	D
下縁有効プレストレス (kg/cm ²)	163	135	135	152
PC 鋼線有効引張応力度 σ_{pe} (kg/mm ²)	86	47.3	47.3	33.2
引張応力度の減少 $\Delta\sigma_p$ (kg/mm ²)		38.7	38.7	52.8

すなわち PC 鋼線の有効引張応力度は, B, C 桁において 45%, D 桁において 61% 減少している。

(2) PC 桁のたわみと反り

(a) 荷重試験時のたわみ 曲げ試験時における荷重 14 t のときのたわみから, コンクリートのヤング率を推定すると 表-9 のようになる。

表-9 コンクリートのヤング率

桁番号	A	B	C
ヤング率 (kg/cm ²)	35.5	22.6	24.0

D 桁については, 火災試験の終期に大きく反り上つたとき Diagonal のひびわれを生じているので, この方法では求められない。

(b) 火災中の反り プレストレス導入直後の桁の反りを近似式 (1) により算定する。

$$\delta = \frac{5}{48} \frac{Ml^2}{EI} = 0.104 \frac{\sigma_c' - \sigma_c}{E} \cdot \frac{l^2}{d} \dots (1)$$

ここに

M: スパン中央の曲げモーメント (kg-cm)

l: スパン (cm) d: 桁高 (cm)

E·I: それぞれ桁の材料のヤング率 (kg/cm²) および慣性モーメント (cm⁴)

σ_c', σ_c : それぞれスパン中央の上下縁におけるコンクリートの応力度 (kg/cm²)

δ : 桁の反り (cm)

表-10 プレストレスを与えたときの桁の反りとこれから算定したコンクリートのヤング率

桁番号	A	B	C	D
反り (mm)	11	10	9	11
ヤング率 (kg/cm ²)	29.4	32.3	35.9	29.4

火災後における, スパン中央断面桁上下縁の応力状態は 表-11 のように求められる。

表-11 火災後の断面応力度

項目	B, C 桁		D 桁		
	下縁	上縁	下縁	上縁	
荷重・死荷重による応力度 (kg/cm ²)	自重による応力度	-23.7	14.5	-22.3	12.5
	死荷重(バラスト)	-20.4	12.5	-30.9	17.3
	計	-44.1	27.0	-53.2	29.8
PC 鋼線有効引張応力度 (kg/mm ²)	47.3		33.2		
有効プレストレス (kg/cm ²)	135	-22.5	152	-19.8	
合成応力度 (kg/cm ²)	90.9	4.5	98.8	10.0	

表-8 より火災を受けた桁は PC 鋼線引張応力度が大幅に減少していることがわかる。これはコンクリートの断面の減少, ヤング率の低下, およびクリープと高温時の PC 鋼線のレラクセーションによるものであろうと思われる。PC 鋼線の温度は, 点火後1時間30分までは 50~200°C の範囲であり, 2時間では一般に 70~400°C の範囲であつたが, 1カ所だけ 460°C に達したところがあつた程度であり, レラクセーションの影響は微小であろうと考えられるが, この点については目下実験を進めているので, いずれくわしく報告される予定である。火災後における桁の反りの増加を計算する一つの考え方として, コンクリートのクリープを考慮した見掛けの弾性係数を用いて (1) 式により反りを求める方法が考えら

れる。すなわち PC 鋼線緊張時の鋼線図心位置のコンクリートの応力度とヤング率とから、コンクリートの弾性ひずみ ϵ_{cp} を求め、また火災試験時までの PC 鋼線有効引張応力度の減少からコンクリートのクリープひずみ $\epsilon_{cp\phi_1}$ を算出し、火災による PC 鋼線の引張応力度の減少から、火災によるコンクリートのクリープひずみ $\epsilon_{cp\phi_2}$ を算出し、PC 鋼線図心位置のコンクリートの線ひずみを求めると表-12 のようになる。

表-12 PC 鋼線図心位置のコンクリートの総ひずみ

桁 番 号	B	C	D
弾 性 ひ ず み ϵ_{cp}	402×10^{-6}	402×10^{-6}	402×10^{-6}
試験までのクリープひずみ $\epsilon_{cp\phi_1}$	453×10^{-6}	453×10^{-6}	453×10^{-6}
火災によるクリープひずみ $\epsilon_{cp\phi_2}$	1842×10^{-6}	1842×10^{-6}	2520×10^{-6}
総 ひ ず み $\Delta \epsilon_{cp}$	2697×10^{-6}	2697×10^{-6}	3375×10^{-6}

また表-8から火災後の σ_{pe} がわかっているか、これから PC 鋼線図心位置のコンクリートの応力度を算出すると表-13 のようになる。

表-13 PC 鋼線図心位置のコンクリートの応力度

桁 番 号	B	C	D
コンクリート応力度 σ_{cp} (kg/cm ²)	83	83	93.4

これらの値を用いて見掛けのヤング率を $E_c' = \frac{\sigma_{cp}}{\sum \epsilon_{cp}}$ として (1) 式に代入し火災後の反りを算出すると表-14 のようになる。

表-14 火災後の反り

桁 番 号	B	C	D
緊張直後の反りの実測値 (mm)	10	9	11
バラスト載荷によるたわみ (mm)	1.1	1.1	1.1
差引き反り (mm)	8.9	7.9	9.9
火災による反りの増加 (mm)	32.0	35.0	55.0
合計反り (mm)	40.9	42.9	64.9
反り計算値 (mm)	42.6	42.6	54.6

D桁は点火後1時間55分経過したときにスパンの約1/4の点で下縁のコンクリートが crush して急激に反り上った。D桁は風下側に配置されたために、焰が激しく当たり、そのためにはく落が多く、局所的な損傷が生じやすかつたので、破壊点付近では局所的に圧縮応力度が圧縮強度を超過したものであろう。この crush によつて桁は約75mm急に反り、反り上りの合計は184mmに達し、さらに2時間10分では225mmに達した。なお翌朝冷却後の測定によれば反りは130mmになつていたので、火災によるコンクリートのヤング率の低下、クリープなどによる反り上り量としては130mm-75mm=55mmとして表-14にあげてある。225mm-130mm=95mmは桁の冷却により回復した量である。B,C桁においては、桁の冷却による反りの回復量は、それぞれ46mm, 21mmであつた。冷却により反りが一部回復したことは、つぎにより説明できよう。すなわち、受熱面積

当りの質量の少ない上突縁は比較的 massive である下突縁より平均温度が高くなり、上突縁の方が下突縁より多くのびたために、加熱中にあつては表-14で算定した以上の反りを生じており、これが冷却後回復したものであると考える。

(3) 火災を受けた桁の載荷能力の減少

破壊曲げモーメントについて試験値と計算値⁹⁾とを比較すると表-15 のようになる。

表-15 試験桁の破壊曲げモーメント

桁 番 号	A 桁 (t-m)	B 桁 (t-m)	D 桁 (t-m)
試 験 値	258	175	120
計 算 値	PC 鋼線の引張強度より	248	230
	上縁コンクリートの圧縮強度より	178	142

D桁は火災試験で生じた diagonal crack が載荷により進行して、せん断破壊の状態を示したので、破壊時の曲げモーメントは桁の抵抗モーメントよりやや小さい。このときの破壊点付近の引張応力度を計算すると、6kg/cm²程度であるが、すでに一部 crack が生じていたために、crack の入っていない部分の引張応力度は、計算値よりもはるかに大きくなつて、せん断破壊を生じたものと思われる。

B桁については、抵抗モーメントが上縁コンクリートの圧縮強度から決つたことになる。D桁についても、その載荷能力の低下は、主として、コンクリートの品値の低下によるものである。

(4) コンクリートおよび防護モルタルによる鋼線の防護

温度測定の結果より、コンクリートのかぶりど、その

図-14 かぶりどと温度差との関係

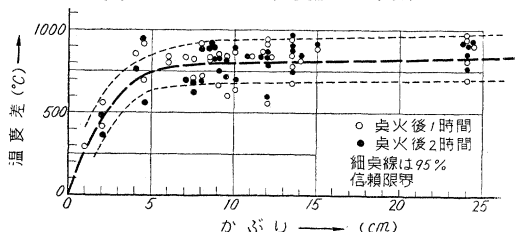
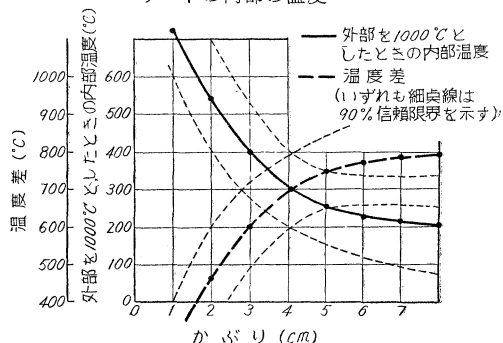


図-15 外部温度 1000°C の場合のコンクリートの内部の温度



両面の温度差との関係は 図-14 のようになり、点火後 1 時間と 2 時間とでは、その関係はほとんど一致している。この測定値を用いて、コンクリートのかぶりと温度差との関係を求めると 図-15 の点線のようになり、また外部温度が、1000°C になった場合の桁の内部温度は実線のように求められる。すなわち 1000°C で 2 時間の火災をうけて PC 鋼線の温度を平均 350°C 以下（冷却後引張強度が原材の 98% 以上）に保つためには 3.5 cm のかぶりがあればよいことになるが、測定値のばらつきを考慮すると、5 cm と考えて設計に用いるのがよいと思われる。ポストテンションの模型バリについての英国の実験²⁾では、2 時間の耐火性に対してかぶりは 62.5 mm 必要としており、PC ケーブルのまわりにメッシュを入れて、コンクリートのはく落を防ぐことが必要であるとしている。諸外国の設計基準で耐火の問題を明らかに取上げているのは、ACI 臨時基準¹⁰⁾のみであつて、耐火時間 2 時間に対して所要かぶり 62.5 mm 3 時間に対して 75 mm 以上としており、これは安全側の値であるといつている。防護モルタルは 1 時間 25 分～2 時間の間にほとんどはく落して効果を失つたが、これはその材令がわずかに 4 日であつたためであると考えられる。しかしながら点火後 1 時間以内では厚さ 2 cm の防護モルタルの両面の温度差は平均 840°C であつて、これは厚さ約 7 cm のコンクリートに相当する断熱効果を示している。文献²⁾によれば、ひる石モルタル、石こうプラスターの 22.4 mm の塗装は、約 2 時間耐火性を延長するとしており、また ACI¹⁰⁾でも 19 mm のプラスターはコンクリートの 37.5～50 mm に相当し、2 時間の火災に合格するとしている。また Guyon は文献³⁾において、1 cm 厚のプラスターは 2.5 cm 厚のコンクリートと等値であるといつているが、この点については C 桁に用いたパーライトモルタルの方が効果が大きいようである。ただしモルタルの材令が小さいので、図-7 に見られるように耐火時間は 2 時間に達しなかつた。

本試験に使用した PC 鋼線についての試験の結果では、図-12 に見られるようにその最高温度が 300°C 以下の加熱によつては、冷却後の温度は原材とほとんど変化しない。320°C くらいから徐々に低下をはじめ、400°C 以上になると冷却後の温度は原材にくらべて急に低下する。文献³⁾によれば冷間引抜鋼線は熱間の強度は 150°C で下り始め、250°C をこえると急激に低下し、また熱のために被害を受けやすいのは冷間引抜鋼線で、熱処理鋼線がこれにつぎ、熱間圧延鋼線は熱間でも 300°C まではあまり強度が変化しないことを示しているので、必要に応じては、この種の PC 用鋼を使用することも考えられる。

(5) 加熱された PC 桁に注水するときの現象

本試験で、D 桁側面に注水したときに桁内部のコンク

リートの温度は 150～220°C と測定された。消火開始後 30 分経っていたが D 桁表面の冷却速度より考えて、表面の温度はその時期に 5～600°C 程度ではないかと考えられた。注水による影響は全く見られなかつた。外国の例より見ると、ポストテンション部材のウェブの最少厚さが、11 cm 以上あれば、注水により抜けおちることはないと思われる¹¹⁾。

5. 結 論

以上の試験による結論はつぎのとおりである。

(1) この試験に用いた程度の大きさの PC 桁では、少なくとも継続時間 2 時間、最高温度 1100°C の火災をうけても爆烈する心配はない。

(2) 有効な吊天井または防護モルタルを施工すれば、桁の耐火性はそれぞれ約 1 時間延長され、JIS A-1302 の I 級加熱に耐えうる。

(3) PC 桁外面が継続時間 2 時間、最高温度 1000°C の火災をうけた場合、かぶりが 5 cm 以上であれば、冷却後 PC 鋼線の引張強度は原材にくらべてほとんど低下しない。この場合有効な防護モルタルの 2 cm の厚さはコンクリートのかぶり 7 cm の断熱効果を示す。

(4) 内部温度 150～220°C の PC 桁に直接注水しても危険はない。

(5) 火災を受けた PC 桁は、その被災の程度によつても異なるが、主としてコンクリートの品質の低下のために、その載荷能力が減少している。

(6) PC 桁を都市の高架橋に用いる場合などでは、その取りかえは困難なことが多いから、このような火災を受けた場合でも載荷能力を 100% に回復させることができるよう、修繕補強の方法を研究しておく必要がある。

6. あとがき

本研究は、国鉄の昭和 33 年度重要技術課題の一つとして実施したものであつて、吉田徳次郎先生の御指導のもとに行われた。実験計画にあつてはプレストレストコンクリート技術協会を通じて、猪股俊司博士、川越邦雄氏ほか、土木建築化学関係各方面の権威者の御指導御協力を頂き、試験の実施にあつては、国分正胤先生、坂静雄先生にも現地において、また試験結果の検討については田原保二氏、友永和夫博士にもいろいろ御意見を頂いた。

また本試験の計画については、構造物設計事務所 川口主任技師、野口職員、鉄道技術研究所 三浦技師ほかの方々の協力を頂き、また試験の実施は東京工事局 角田技師、向井職員、技術研究所 岩崎研究員、実験値の整理は、施設局土木課 建部、牧野、岩垂、斎藤職員ほか関係の方々との協力を頂いた。以上本研究に関係された

方々の御尊名を記し、厚く謝意を表する次第である。

参 考 文 献

- 1) Ashton: "The fire resistance of prestressed concrete floors", Civil Engineering & Public Works Review, 1951, Vol. 56.
- 2) Hill: "The influence of abnormal temperatures on prestressed concrete construction", General Report, First International Congress of Prestressing, London, 1953.
Hill & Ashton: "The fire resistance of prestressed concrete", Report of world conference on prestressed concrete, 1957. Report of the Fire Research Board with the Report of the Director of Fire Research for the Year 1952, 1953, 1954, H.M.S.O.
- 3) Guyon: "Le Béton Précontraint", Paris, 1951. Laboratoires de l'Union Technique de l'Automobile, du Moto-cycle et du Cyclec で実施。

- 4) Benoit: "Etudes et essais sur la tenue au feu des matériaux de construction", Recherches et Invention No. 217.
- 5) 浜田・川越・三渡: "薄肉コンクリート床版の耐火性", 日本建築学会関東支部第 20 回研究発表会, 1956.
川越: "PS コンクリート床版の耐火性", 建築技術 1958.1.
- 6) 川越・三渡: "プレストレスト コンクリート梁耐火試験報告", 建設省建築研究所報告 1956.
- 7) G. Baar: "Invloed van Hoge Temperatuur op Voorgespannen Beton", International Congress Prestressed Concrete, Gent, 1951.
- 8) 日本建築学会: "防火規格とその解説", 1950.11.
- 9) 土木学会: "プレストレスト コンクリート設計施工指針", 1955.
- 10) Tentative Recommendation for Prestressed Concrete Report by A.C.I.-A.S.C.E. Joint Committee 323, Journal of A.C.I. Jan. 1958.
- 11) 坂 静雄: "プレストレスト コンクリート架構材の耐火力", 建築雑誌 1956.10.

交通シンポジウムについてお断わり

交通シンポジウムは引き続き掲載の予定ですが、記事整理の都合上 2 ヶ月ほど中断させていただきます故、悪しからず御諒承下さい。

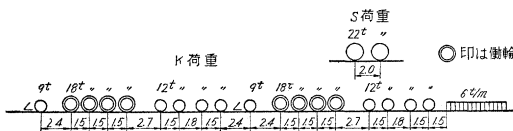
(編 集 部)

豆 知 識

国鉄新幹線に用いられる構造物の設計活荷重

現在、国鉄が構造物の設計に用いている KS 体系の標準活荷重は図-1のごとく、蒸気機関車をモデルとした機関車を 2 両重連させて等分布荷重で表わす客貨車を牽引させた型を K の記号で表わし、橋梁の支間の短い

図-1 KS-18

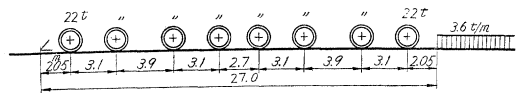


のに対して別に軸重の大なる 2 軸の車両をモデルとしたものを S の記号で表わし、これに線路等級別に定まったトンで表わした軸重の数値をつけたものである (1, 2 級線: KS-17, 3 級線: KS-15, 4 級線: KS-14)。

さて、このたび国鉄が東京、大阪間に建設せんとする新幹線には、最高速度 250 km/h の旅客電車と、最高速度 150 km/h の貨物列車が、標準ゲージの軌道の上を交流電化で走るようになっており、すべての条件が全く新しく、従って新幹線のための活荷重が種々検討された結果、次のように N, P 荷重と略称される 2 種の荷重に定まった。

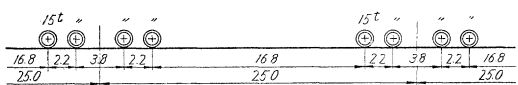
(1) KS-15 相当荷重 (N), (ただし旅客電車専用区間を除く)

図-2



(2) 特殊荷重 (P)

図-3



(1) は電機牽引の貨物列車を対称としたもので全軸が歯輪で軸重が大きいため、縦荷重は大幅に違ってくるが鉛直力による影響がほとんど KS-15 に等しいので、理解しやすいためにかかる名称で呼ばれることになったものであり (電車型式の貨物列車についてはわずか下まわりの、くり返し荷重の影響を考慮するとほぼ等しいとみなされる), (2) は旅客用電車列車を対称としたものである。

従ってこの 2 種の活荷重はそれぞれ運転速度が異なり (1) は最高速度が 150 km/h, (2) は 250 km/h で、曲線中の遠心力が相当異なるので、旅客電車専用区間の構造物は (2) のみを考慮すればよいが、他の一般区間においては (1) 以外に曲線中においては遠心力について (2) でも検討する必要がある。【国鉄 大平・記】