鋼板コンクリート(SC)構造スラブの保有火災耐力

LOAD-CARRYING CAPACITY OF COMPOSITES SLABS WITH STEEL-STUDS IN ISO-FIRE

西垣 太郎^{*1}, 杉田 和直^{*2}, 道越 真太郎^{*3}, 西山 隆^{*3}, 尾崎 昌彦^{*4}

Taro NISHIGAKI, Kazunao SUGITA, Shintaro MICHIKOSHI,
Takashi NISHIYAMA and Masahiko OZAKI

To examine properties and load-carrying capacity of composites slabs of steel plates with steel studs and concrete with top reinforcements in ISO fire, fire tests and analyses of heat transfer and elasto-plastic stress-deformation were carried out. And a simple calculation method to evaluate load-carrying capacity of composites slabs was proposed. This calculation method based on simple plastic theory on the viewpoint of considering in strength degradation zone of concrete by heat transfer during fire. After this study, the following conclusion could be obtained. 1) The composites slabs designed within the limit of ordinary live load have flexural failure mode in fire and the load-carrying capacity of composite slabs can be calculated by using the formula proposed. 2) Composite slabs with steel studs having shear stress more than 0.5N/mm^2 collapse by shear stress on the initial stage of ISO fire. This shear failure is caused by decreasing of shear strength of concrete due to giving rise to tensile stress in concrete. Tensile stress in concrete increase on the initial stage of fire, because of the restraint of elongation of steel plates through steel studs. 3) However, generally, composite slabs have axial restraint more than 30% of full axial restraint in structure, the decreasing of shear strength of concrete doesn't occurred during fire, so shear failure can be avoided.

Keywords: composites slabs with steel studs and top reinforcements, load carrying capacity in fire, simple plastic theory, simple calculation method, flexural failure mode, shear failure mode

鋼板コンクリート構造スラブ、火災耐力、単純塑性理論、簡易な火災耐力計算法、曲げ崩壊モード、せん断崩壊モード

1. はじめに

1999年以降の一連の建築基準法、施行令、告示の改訂により建築構造物の火災安全性について法規の性能規定化が計られ性能設計への道が開かれた。この新しい性能設計では、実際に火災室に想定される火災の継続時間を求める。ここでISOに規定する標準的な火災外力に対して部材の保有耐火時間が計算されていると、それと部材への熱入力等価になるように当該火災室の火災に変換して等価な耐火時間を計算し⁽¹⁾、あらかじめ求めていた火災継続時間とを比較することによって安全性を評価している。

それゆえ、耐火設計をする場合、ISOに規定する標準的な火災外力に対して、構造部材、区画部材、架構の保有耐火時間を求める必要があるが、その定式化の基礎として各建築構造部材の保有火災耐力を把握することが重要となる。

鋼構造については、すでに既往の研究結果をまとめて保有火災耐力を崩壊温度として与える定式化がなされている⁽²⁾。一方コンクリート系構造は今まで耐火構造として認められていたことと、部材内部に温度勾配を有して鋼構造に比較して取り扱いが複雑になるため耐力評価の理論確立と定式化が遅れている。

一般的に言って、鋼板コンクリート(SC)構造はスタッド付き鋼板の間にコンクリートを打ち込み一体化したもので構造特性に優れ、

施工方法も合理的であり、主として発電所等の大規模建築物の壁と床への適用が考えられている。ここで述べるSC構造スラブは図-1に示すように、スタッドボルト付き鋼板の上に上端鉄筋を配しコンクリートを打ち込んだもので、下端鉄筋はなくハーフSC構造スラブと呼ばれる。

ハーフSC構造スラブは、火災時に構造要素としての下端鋼板が直接火災に曝されるので火災耐力上厳しい状況に置かれる。しかし、鋼板が無耐火被覆でも長期設計荷重を支え、保有耐火時間が火災の継続時間よりも長ければ耐火構造上は安全である。ここではこのハーフSC構造スラブの性能設計へ向けて保有耐火時間計算法を提案するために、火災耐力評価の解析と実験を行い、火災耐力評価方法、計算方法並びに火災時におけるハーフSC構造スラブの挙動の検討・考察を行った。

図-1 鋼板コンクリート(SC)構造スラブ

^{*1} 大成建設技術センター建築技術研究所 工博

^{*2} 大成建設建築総本部マネジメント部 博士(工学)

^{*3} 大成建設技術センター建築技術研究所 工修

^{*4} 関西電力土木建築室 工修

Building Engineering Research Institute, Technology Center, Taisei Corp., Dr. Eng. Architecture & Management Div., Technology Management Dept., Taisei Corp., Dr. Eng.
Building Engineering Research Institute, Technology Center, Taisei Corp., M. Eng. Office of Civil Engineering and Architecture Headquarter, The Kansai Electric Power Co., Inc., M. Eng.

2. 火災耐力評価方法

SC構造の建築物は、壁に本来のSC構造、床にハーフSC構造が用いられ、図-2 (b) に示すように床板は壁や隣接する床によって周辺固定となることが多い。この場合、火災時の熱応力による影響が問題となるが、齋藤 光⁽³⁾ はRC構造の火災耐力は終局的には熱応力の影響はないことをすでに解析的に示しており、結果的に単純塑性理論の解と一致する。その考え方を仮説としてSC構造の崩壊を評価する式を提案する。スラブは一方向板として評価する。

いま、スラブの配筋は一様であるとする、図-3 に示すような両端固定の崩壊モードを考えて単純塑性理論より、次式が得られる。

$$eMp' + cMp' = 3/2 \cdot eM \quad (1)$$

eMp' 、 cMp' ：それぞれ火災時スラブ固定端、中央塑性モーメント
 eM ：スラブ固定端作用モーメント

火災時のスラブ断面を図-4 に示すようなものとし、応力的に無視できるようなコンクリート高温域をクリティカルな劣化深さ d_f として定義すると、

$$eMp' = 0.9 \cdot \sum a_c \cdot s_y \cdot (d - d_f) \quad (2)$$

$$cMp' = 0.9 \cdot \sum a_c \cdot s_y \cdot d_c \quad (3)$$

となる。但し、コンクリートが圧壊しないで鉄筋降伏で塑性ヒンジができる条件として、次式のような制限をつける。

$$0.538 \cdot (d_c / D) \cdot (s_y / s_{y0}) \geq p_t \quad (4)$$

$$D \{ 1.0 - 4.82 \cdot p_t \cdot (s_y / s_{y0}) \} - d_c \geq d_f \quad (5)$$

s_y ：常温時鉄筋の降伏強度

$\sum a_c$ ：上端鉄筋断面積

s_{y0} ：コンクリート強度

p_t ：上端鉄筋比

d ：スラブコンクリート断面下端より上端鉄筋重心までの距離

d_c ：スラブコンクリート断面上端より上端鉄筋重心までの距離

D ：スラブの厚さ

よって、劣化深さ d_f は式 (6) または式 (7) となる。

$$eM/eMp = 2/3 \cdot (D - d_f)/d \quad (6)$$

図-3 両端固定一方向版の崩壊モード

$$d_f = D - 3/2 \cdot (eM/eMp) \cdot d \quad (7)$$

eMp ：常温時スラブ固定端塑性モーメント

固定端作用モーメントと塑性モーメントの比 eM/eMp と火災によるクリティカルな劣化深さ d_f は線形の関係にある。 d_f はコンクリートの高温圧縮強度の低下を踏まえて決定されるものであるがデータは少ない⁽⁴⁾。例えば500℃以上の領域を劣化領域として無視することが考えられる。この考え方により、SC構造は曲げ崩壊モードの場合、固定端作用モーメントと塑性モーメントの比によって劣化深さ d_f が定まり d_f を決定する断面温度 T_f を定めれば、 T_f に達する時間 t_f により保有耐火時間を求める事ができる。

端部に長期許容モーメントが作用している場合は $eM/eMp = 2/3$ となるので、式 (7) より劣化深さは $d_f = D - d = d_c$ となり通常のRC構造の鉄筋かぶりに近い値となる。本論文ではモーメント比 eM/eMp を火災耐力評価のパラメーターとする。

3. 荷重加熱実験

前章で述べた所論を踏まえて、ハーフSC構造スラブの火災耐力を評価するため、解析と荷重加熱実験を行って崩壊モード、熱応力の影響、塑性ヒンジの形成、熱劣化深さ d_f を検討した。

3.1 実験モデルの設定

実験モデルの設定を図-2 に示し、試験体の一覧と諸元、パラメーター設定、材料の力学的性質、形状および寸法をそれぞれ表-1、表-

図-2 SC構造床の力学モデル

図-4 床断面の応力状態と温度分布

2、表-3、図-5に示す。実構造物でのハーフSC構造スラブの端部支持条件はほぼ固定となる。この固定端部での性状を見るに当たって、実験で両端固定を再現するのは難しいので図-2(d),(e)のように試験体は中央支持、両端ピンローラーの連続梁形式を想定して製作することにし軸方向拘束のないもの3体、軸方向拘束の試験体1体とした。

試験体の寸法は実際の発電所等大規模建築物のRCスラブ調査結果をもとに長さ7900mm（有効加熱長さ6900mm）、幅1500mm、厚さ300mmとした。これはほぼ実際のスラブの1/2モデルである。

端部モーメント比 eM/eMp はスラブの積載荷重調査を参考に固定荷重と積載荷重から表-1のように与えた。実際の構造物においてはスラブの9割は端部モーメント比50%以下である。上端鉄筋量はスラブ標準的鉄筋比 $p_t=0.5\%$ としD19のネジコンを用いた。試験体M-0.50Kは完全軸方向拘束時に働く軸力の70%の軸方向拘束を行うとともにクリティカルなせん断スパンに図-5(c)に示すようなせん断補強を行った。せん断補強筋比は0.3%である。

500℃をコンクリートの強度上クリティカルな温度として式(7)より計算される許容劣化深さ d_f を表-1に示した。

鉄筋とコンクリートの歪み測定位置を図-5に、熱電対による温度測定位置を図-6に示す。

3.2 載荷加熱実験方法

実験概要を図-7に示す。2スパンの連続梁形式となるようにピンローラー支承上に試験体を設置し、加熱開始前に中央支持上に所定の端部モーメント比とみあったモーメントが働くように積載荷重を載荷した。試験体への載荷は、門型フレームに加力用H形鋼梁を固定し、200kN油圧ジャッキを4等分点位置にそれぞれ2台取り付け球座を介して行った。積載荷重は加熱開始から実験終了まで一定に保持した。

各支点の下にはロードセルを2台ずつ配置し、反力を測定できるようにした。

また、軸拘束するM-0.50Kは図-2(e)に示すようなモデルを考え試験体の両端部からジャッキにより1960kNの定軸力（軸応力度 $\sigma=4.4\text{N/mm}^2$ ）を載荷加熱試験中加えた。これは完全軸拘束時に働く軸力の70%に当たる。

加熱はISOに規定される温度-時間曲線に準拠し4時間を限度として試験体が破壊するまで行った。

表-1 試験体一覧と実験結果

試験体名	eM/eMp	d_f (mm)	軸力	耐火時間	崩壊モード
M-0.50	0.50	93.3	なし	240分以上	曲げモード
M-0.50K	0.50	93.3	あり	210分以上	曲げモード
M-0.60	0.60	52.0	なし	9分	せん断モード
M-0.70	0.70	10.7	なし	10分	せん断モード

表-2 試験体の諸元

項目	内容
平面形状	一方向床スラブ（幅1500mm）
スパン	1スパン3450mmの2スパン連続床
床厚	300mm
上端鉄筋量	$p_t=0.50\%$
下端鋼板量	$D/t=100$
スタッド量	$B/t=30$
シアバー	無し
D: 床厚, t: 鋼板厚, B: スタッド間隔	

3.3 解析による耐火性能

実験に先立ち、計画された実験試験体をモデルにしてSC構造スラブの熱応力による端部鉄筋の降伏、塑性ヒンジ発生状況、破壊プロセス等の耐火性能をあらかじめ把握するため解析的検討として非定常熱伝導解析と非線形熱応力変形解析を行った。

3.3.1 断面の温度解析

鋼板側よりISO加熱曲線による加熱を与えた時のハーフSC構造ス

図-5 試験体の形状・寸法

図-6 温度測定位置

表-3 材料の力学的性質

試験体名	コンクリート			上端鉄筋SD345			下端鋼板SM490A			スタッドボルトSWCH8R		
	σ_B	E	ν	σ_y	σ_t	ϵ_t	σ_y	σ_t	ϵ_t	σ_y	σ_t	ϵ_t
M-0.50	32.8	2.26	0.20	417	596	22.7	347	478	30.9	420*	496	8.1
M-0.50K	37.2	3.17	0.22									
M-0.60	34.9	2.96	0.21	392	581	17.2	427	551	29.0	413*	495	8.1
M-0.70	35.7	3.14	0.22									

σ_B : 圧縮強度(N/mm²), E : 弾性係数(10³N/mm²), ν : ポアソン比

σ_y : 降伏強度(N/mm²) (*は0.2%オフセット), σ_t : 引張強度(N/mm²), ϵ_t : 破断伸び(%)

図-7 実験概要

図-8 断面温度分布

ラブリ試験体の断面温度分布を2次元差分法による非定常熱伝導解析により求めた。コンクリートの含水率は測定により8.9%、鋼材とコンクリートの比重はそれぞれ7800kg/m³、2400kg/m³とした。解析は比熱と蒸発潜熱、熱伝導率の温度による変動を考慮した。解析による各時間毎の断面内温度分布を図-8に示す。加熱開始後2時間では500℃、400℃に達する加熱表面からの深さはそれぞれ35mm、50mmであり、加熱裏面側温度は30℃であった。

3.3.2 熱応力変形解析

断面の温度解析結果を用いて非線形熱応力変形解析⁽⁵⁾を行った。解析モデルを図-9に示す。試験体の対称条件により試験体半分の1スパンを取り出しスパン方向に13分割、厚さ方向に10分割、幅方向に30分割した。鋼種、コンクリート強度等は表-3に示すものと同様である。

積載荷重は各試験体の端部モーメント比に見合う荷重を与えた。コンクリートと鋼の応力-歪み曲線は文献(5)のものをを用い、鋼材には古村の提案によるクリープ歪み⁽⁶⁾を考慮している。

解析結果として各試験体の鉄筋、コンクリートの応力度、モーメント、たわみと加熱時間の関係をそれぞれ図-10-a～図-10-b、図-11-a～図-11-b、図-12-a～図-12-c、図-13-a～図-13-cに示す。

軸力のない各モデルとも固定端(試験体中央ピン支持部)の上端鉄筋は熱応力により加熱6～7分で降伏する。これは固定端部モーメントが加熱6～7分で降伏モーメントに達し塑性ヒンジを形成するのに対応している。軸方向拘束のない試験体について式(2)で計算された塑性モーメントは221.5kNmであった。

図-11(a)、(b)に示すように試験体M-0.50についてスパン中央部の鉄筋には加熱直後圧縮応力が働くが、その後、引張応力に転じて増加し続け上端鉄筋が引張力を、かぶりコンクリートが圧縮力を負担して釣り合いを保っている。上端鉄筋の引張応力は時間と共に増加し180分で降伏したが、同時にかぶりコンクリートが圧縮破壊し崩壊している。すなわち解析ではスパン中央に塑性ヒンジ発生と同時に崩壊する。

軸力のあるM-0.50Kの固定端鉄筋応力は加熱後20分まで急激に増加するが、降伏まで至っていない。その後応力は急速に低下して、加熱後1時間になると再び緩やかに増加する。

固定端モーメントは、図-12(a)～(c)に示すように軸力のない各モデルとも常温時の固定端のモーメント比に関わらず、加熱後6～7分で熱応力によって塑性モーメントに達し加熱時間によって劣化すること

図-9 解析モデル

図-10-a 固定端鉄筋応力

図-10-b 固定端鉄筋応力

図-11-a スパン中央鉄筋応力

図-12-c 固定端モーメント

図-11-b スパン中央上端コンクリート応力

図-13-a スパン中央たわみ

図-12-a 固定端モーメント

図-13-b スパン中央たわみ
(図-13-cの加熱20分までの拡大)

図-12-b 固定端モーメント
(図-12-cの加熱20分までの拡大)

図-13-c スパン中央たわみ

なく推移している。

軸力のある M-0.50K は軸力の影響で端部モーメントは著しく大きい、鉄筋は降伏に至っておらず従って塑性モーメントには達していない。そして 20 分後急激に低下し、1 時間後にはなだらかに低下する。理論上はスパン中央部に塑性ヒンジが形成されて 3 ヒンジ状態にならない限り部材は崩壊しない。

たわみは図-13(a)～(c)に示すように、軸力のないモデルにおいては加熱開始後 30 分まではモーメント比に関わらず同じ勾配 1mm/min で増加する。M-0.50 は ISO834 の限界たわみ基準に 152 分で達しておりこれはスパン中央部での上端鉄筋の引張降伏とそのかぶりコンクリートの圧縮破壊の時間より 30 分早い。M-0.60 は 115 分で限界たわみ量に達している。耐火実験ではこの点が崩壊点とみなされる。

端部モーメント比 eM/eMp と耐火時間 t_f の関係を式 (7) で与えたもの、ISO834 の判定条件である限界たわみ、たわみ速度で与えたもの、スラブスパン中央に塑性ヒンジが発生して 3 ヒンジとなる時間を一緒に図-14 に示した。劣化域 d_f を決める部材断面温度はここでは 500℃⁽⁴⁾ とした。

式 (7) による評価は、ISO834 の限界たわみによるものより $eM/eMp \geq 0.7$ では耐火時間が短く $eM/eMp \leq 0.7$ では逆に極めて長くなっている。式 (7) によるクリティカルな劣化深さ d_f 位置の温度が 500℃ に達する加熱時間は M-0.50、M-0.60、M-0.70 でそれぞれ 420 分、270 分、120 分と非常に長い耐火時間となった。

4. 実験結果とその考察

4.1 破壊経過と崩壊モード

いずれの試験体も加熱開始後 2～3 分で中央ピン支持位置の上面に曲げひび割れが生じている。この直後に上端鉄筋は降伏しているものと考えられる。M-0.50 は加熱後 240 分で試験終了としたがそれまで荷重を支持して図-15 に示すように曲げ崩壊モードで実験の最終段階まで推移した。M-0.60 は加熱開始後 5 分後にせん断ひび割れを生じ、9 分後にせん断破壊により崩壊した。M-0.60 の最終ひびわれパターンを図-16 に示し、その拡大写真を写真-1 に示した。M-0.70 も同様に加熱後 10 分でせん断破壊した。最終ひびわれパターンは M-0.60 と殆ど同じである。

軸方向に拘束軸力のある M-0.50K は図-17 に示すようにせん断ひびわれを生じなかった。加熱後 210 分で実験終了としたがそれまで曲げ崩壊モードで推移し荷重を支持した。また M-0.50K は加熱後 10 分に撓みの微少な減少が観察されそれから判断すると、加熱側にある鋼板が局部座屈したと考えられる。せん断補強筋の歪みは生ぜず、せん断補強の意味が全くなかった。

4.2 試験体のコンクリート断面内温度

耐火時間の長い M-0.50 について試験体のコンクリート断面内温度分布を解析値とともに図-8 に示した。解析は 2 次元差分方程式によるものであるが、実験結果と良好な一致をしている。

4.3 鉄筋並びにコンクリートの応力と加熱時間

各試験体中央ピン支持位置 (解析による固定端) における上端鉄筋の応力と時間の関係を解析結果とともに図-10 (a)～図-10(b) に示した。図-8 に示すように上端鉄筋位置では常温に近いので歪に常温時の弾性係数を乗じて応力を求めた。降伏以降は降伏強度で一定とした。実際の建物ではこの位置はスラブの固定端部にあたる。これを見

図-14 解析・計算による固定端モーメントと耐火時間

図-15 M-0.50 のひびわれパターン

図-16 M-0.60 のひびわれパターン

図-17 M-0.50K のひびわれパターン

写真-1 M-0.60 のひびわれ (支持点中央位置)

ると鉄筋の応力は、軸力のある M-0.50K を除いて加熱後 6 分以内に降伏しており解析と一致している。熱応力によるそり変形の拘束とスタッドが加熱側鋼板の伸びを拘束するのでスラブの上端に大きな引張応力が働いたと考えられ、火災初期に固定端に塑性ヒンジが形成されることを示している。スラブの積載荷重すなわち常温時における固定端のモーメント比が大きくなると 2～3 分の差であるが鉄筋の降伏は早くなる。

図-11-a～図-11-b に示すように M-0.50 においてスパン中央では上端鉄筋が引張応力を、かぶりコンクリートが圧縮応力を分担し応力を伝えていることが観察される。

図-18 は試験体 M-0.60 のスパン中央部並びに試験体中央部支点上断面の歪み分布を示したものである。この試験体は加熱後 10 分でせん断破壊している。中央支持点位置では 3 分後に鉄筋が降伏し、この直後にスラブのスパン中央位置の鉄筋が圧縮から引張に転じ、かぶりコンクリートには圧縮応力が働いてモーメントを支えている。曲げ崩壊モードのスラブではこの上端鉄筋が引張降伏してスラブスパン中央部に塑性ヒンジが生じるか、かぶりコンクリートが圧縮破壊して崩壊すると考えられる。

また、M-0.60 試験体の断面中央部コンクリートには加熱初期大きな引張力が働いており、これが M-0.50 に比較してせん断力が大きくなる M-0.60、M-0.70 が早期にせん断破壊した理由の一つと考えられる。

すなわち、スラブ中央部の引張応力によりせん断耐力が著しく低下したものと考えられる。

軸力のある M-0.50K 試験体は加熱直後急激に端部鉄筋応力は増加するが降伏には至らないで実験終了まで推移した。

4.4 モーメントと加熱時間

各試験体のモーメントと加熱時間関係を解析結果とともに図-12-a～図-12-cに示す。M-0.50は加熱後6分で試験体中央ピン支持点で塑性モーメントに達して、そのまま加熱時間とともにこのモーメントを保持して塑性ヒンジを形成し加熱側コンクリートの劣化とともに、モーメントは漸減しながら曲げ崩壊モードで推移している。M-0.60、M-0.70は試験体中央ピン支持点が塑性モーメントに達する直前にせん断破壊によって崩壊した。

軸力のある M-0.50K は加熱後15分で最大モーメントに達するが、その後モーメントは急速に低下している。

4.5 たわみと加熱時間関係

各試験体のたわみ-加熱時間関係を解析結果とともに図-13-a～図-

図-18 断面の歪み分布 (M-0.60)

13-cに示した。曲げ崩壊モードの M-0.50 試験体は実験値の撓みは加熱開始後35分まで解析値より速い変形速度0.86mm/minで進んだがその後は変形はきわめてゆるやかであった。解析ではISO834の限界撓み基準に152分で達しているが実験では240分の加熱終了時でも50mmのたわみで崩壊していない。

M-0.60、M-0.70は変形が20～25mmに達したところでせん断破壊している。軸力のある M-0.50K は加熱後7.5分まで変形速度0.50mm/minで急速に撓むが、その後は撓みの進行は極めて緩慢である。撓み量も210分加熱して最大8mmで極めて小さい値であった。

5. せん断破壊に関する考察

M-0.60、M-0.70 試験体は、通常スラブの耐火実験では観察されないせん断破壊を加熱初期に生じて崩壊している。このせん断破壊のメカニズムを曲げ崩壊モードで推移した M-0.50、M-0.50K と比較して考察した。

図-19に支持点反力から計算された実験時各試験体に働くせん断応力度 τ を示す。M-0.50、M-0.50K、M-0.60は加熱6分後には $\tau = 0.5N/mm^2$ に達している。M-0.50は曲げ崩壊モード、M-0.60、M-0.70はせん断破壊モードである。目視による M-0.60 のせん断ひび割れは加熱後5分に生じて崩壊は9分後に起きており、せん断ひび割れが生じた後は4分後に破壊するまでせん断応力は増加しなかったものと思われる。

試験体の加熱側にある鋼板はコンクリートと一体化するためスタッドボルトが配置されているが、加熱後鋼板は急速に膨張しようとする。その時鋼板はスタッドボルトを介してコンクリートに拘束される。そのため鋼板には圧縮力がコンクリートには引張力が作用すると考えられ、コンクリートのせん断耐力は著しく低下する。図-20は、各試験体のせん断耐力 τ_u の低下曲線である。加熱初期の鋼板の自由膨張と試験体の伸びの差から鋼板の圧縮歪みを算出し、これから鋼板に働く圧縮力を計算する。計算に当たって温度依存させた鋼板のヤング係数 E_s 、線膨張係数 α_s を用いた⁽⁷⁾。そしてコンクリート全断面が有効であるとして、これに釣り合うようにコンクリートの引張応力度 σ_c を式(8)により求め、斜張力破壊によってせん断破壊が生じるものとして式(9)により τ_u を計算したものである⁽⁸⁾。

$$\sigma_c = E_s \cdot \left\{ \alpha_s \cdot (T_s - T_0) - \epsilon \right\} \cdot A_s / A_c \quad (8)$$

$$E_s = (1.0 - 0.978 \times 10^{-6} \cdot T_s) \cdot 2.01 \times 10^5 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\alpha_s = 11.0 + 5.75 \times 10^{-3} \cdot T_s \text{ (10}^{-6}\text{/}^\circ\text{C)}$$

$$T_s, T_0: \text{鋼板温度, 鋼板初期温度 (}^\circ\text{C)}$$

$$\epsilon: \text{試験体の伸び}$$

$$A_s, A_c: \text{鋼板断面積, コンクリート断面積(mm}^2\text{)}$$

$$\tau_u = (\sigma_c^2 - \sigma_c \cdot \sigma_t)^{1/2} \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad (9)$$

$$\sigma_t: \text{コンクリートの引張強度 (=0.38} \cdot \sigma_b^{1/2} \text{ N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_b: \text{コンクリート強度 (N/mm}^2\text{)}$$

図-20を見るとせん断耐力 τ_u は加熱後9分で0.5～0.6N/mm²にまで低下し、これ以上の作用せん断力は保持できない。M-0.50は曲げ崩壊モードで推移しているがせん断破壊するかしないか、極めて微妙なところに位置していたと推測される。この加熱初期の過渡期をすぎ

ると図-21に示すように試験体の新たな伸びはなくなりコンクリートの引張応力は増加しなくなる。これは、加熱初期7～15分で鋼板は400℃に上昇し、この温度近辺から鋼材のヤング係数は急激な低下を始めるので、鋼板の圧縮力による局部屈曲が進行し、試験体全体の伸びは進まなくなるものと考えられる。

合成スラブでは鋼板にスタッドがなくデッキプレートとコンクリートが剥離するので、コンクリートに引張力は働かず、せん断破壊が問題になることはない。

完全拘束時の70%の軸力1961kNを有するM-0.50Kはコンクリート断面に4.4N/mm²の圧縮応力が働いているので、せん断耐力の低下もなくせん断破壊しなかった。許容せん断応力 $\tau_a = 0.5\text{N/mm}^2$ から図-20より逆算すると、完全拘束の1/3の拘束力があればハーフSC構造スラブはせん断破壊することなく曲げ崩壊モードで終局まで推移するものと考えられる。

図-19 作用せん断応力度

図-20 せん断耐力の低下曲線

図-21 試験体の伸び (M-0.50)

6. 結び

ハーフSC構造床の火災耐力評価について解析と実験を行う過程で設計条件によっては、必ずしも曲げ崩壊モードとならず過渡現象としてせん断崩壊モードとなる場合があるという特異現象が見られた。種々の考察を行なった結果、次のような結論が得られた。

- 1) 実用の範囲内の積載荷重では曲げ崩壊モードで推移する。その時、加熱側コンクリートのクリティカルな劣化深さと固定端部作用モーメント比は線形関係にある。この劣化深さはコンクリートの劣化温度で決まりその温度に至る時間から耐火時間が導かれる。
- 2) SC構造床は通常の設計仕様範囲では3時間以上の耐火時間を有している。
- 3) 熱応力の影響で固定端部のモーメントは火災のごく初期に塑性モーメントに達するが最終的には部材中央部に塑性ヒンジが生じて崩壊すると考えられ、単純塑性理論による評価式が適用できる。
- 4) M-60、M-70は火災初期10分以内でせん断破壊をしており(7)式による耐火時間の検証を行なうことができなかった。このようにスラブ端部の軸方向拘束が全くなく、かつせん断応力が0.5N/mm²を越えるスラブ荷重になると火災初期にせん断破壊する恐れがある。
- 5) せん断破壊の原因はスラブの下端鋼板とその上のコンクリートがスタッドボルトにより一体化されており、火災初期にコンクリートに大きな引張力が働いてせん断耐力が大きく低下するためである。
- 6) SC構造は基本的に壁式構造でありスラブ端部の固定度も完全軸方向拘束の1/3以上あるので、火災初期にスラブに圧縮力を生じ、ハーフSC構造床はせん断破壊することはないものと考えられる。
- 7) スラブ端部の曲げ拘束度も火災時の熱応力による固定端モーメントの上昇に伴うスラブ中央部のモーメントの低減に関連して重要であり、今後の研究課題である。

謝辞

本研究は関西電力(株)、北海道電力(株)、東北電力(株)、東京電力(株)、中部電力(株)、北陸電力(株)、中国電力(株)、四国電力(株)、九州電力(株)、日本原子力発電(株)、鹿島建設(株)、大林組、清水建設(株)、大成建設(株)、竹中工務店および(株)東芝、(株)日立製作所、三菱重工業(株)の共同研究である。研究を行なうにあたりご指導を頂いた青山博之 東京大学名誉教授、斎藤光 千葉大学名誉教授、森田司郎 京都大学名誉教授、秋山宏 東京大学名誉教授並びに弾塑性熱応力変形解析プログラムを快く提供して頂いた上杉英樹 千葉大学教授に感謝の意を表します。

参考文献

- (1) 原田和典、辻本 誠、細沢貴史：熱流時間面積が等しい等価火災時間、日本火災学会研究発表会梗概集、pp.112～115、1998.5
- (2) 鈴木弘之：火災時における鋼骨組み温度の崩壊温度、日本建築学会構造系論文集 第477号、pp.147～156、1995.11
- (3) Hikaru Saito: Behavior of end restrained concrete member in fire, Building Research Institute, B.R.I. Research paper No. 32, 1968. march
- (4) 西垣太郎、黒羽健嗣、水野敬三、黒岩秀介、道越真太郎、谷田貝健：高温時におけるコンクリートの力学特性のモデル化、日本建築学会大会学術講演梗概集 A-2、pp.71～72、1995.8
- (5) 上杉英樹、関 美和、丹羽博則、齋藤 光：火災時におけるコンクリート充填鋼管柱の荷重支持能力に関する解析的研究、構造工学論文集 Vol.42B、pp.379～386、1996.3
- (6) 古村福次郎、右田健児、安部武雄、岡部 猛、金 和中：塑性設計された鋼構造骨組の弾塑性クリープ熱変形挙動、日本建築学会構造系論文報告集、第368号、pp.68～76、1986.10
- (7) 建築物の総合防火設計法、第4巻耐火設計法、日本建築センター、pp.118、平成元年4月
- (8) 東洋一、広沢雅也、西垣太郎：鉄筋コンクリート短柱の崩壊防止に関する総合研究(その20、せん断破壊について)、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.1327～1328、1974.10

(2001年7月9日原稿受理、2001年12月11日採用決定)