

# 第 1 章 序論

# 1章 序論

## 1. 1 耐火被覆に強く依存する耐火設計の問題点

鋼材は温度上昇と共に強度低下する。建築資材に用いられる普通鋼材の場合、400℃付近で鋼材は強度低下し始め、800℃を超えると鋼材の強度はほぼ零となる。そればかりでなく、加熱された鋼の線膨張は周辺部材に拘束されて熱応力が発生する。建築物は高次不静定構造なので、加熱とともに発生する熱応力は極めて大きい。したがって、鋼材を建築部材に利用する場合にはこれらのことが詳細に検討される必要がある。

我が国では、鋼材に厚手の耐火被覆を施し、鋼材自身の温度上昇を抑制するという耐火設計法が長らく採用されてきた。すなわち、従来の耐火設計では、耐火被覆を大量投入することで、鋼材の強度低下および熱応力の発生を抑える手法が採られてきたのである。建築物の耐火設計を規定していた旧建築基準法(2000年6月改正)によると、鋼材は表面温度が350℃以上にならないように耐火被覆を施すことが義務付けられていた。この上限温度(350℃)は、鋼材の降伏強度が常温時の2/3に低下し、長期許容耐力が作用する鋼部材が局所的に塑性化する際の温度に概ね一致する。したがって、建築物の火災時上限温度は自動的に350℃に設定されることとなり、部材局所の塑性化も認められない法体系が長らく続いていた。従来の耐火設計は、耐火に関わる諸問題を表面化させないことに主目的を置いていたのである。

しかしながら、常温における構造問題と同じように、高温においても部材局所の塑性化によって構造全体が崩壊することはなく、当然のことながら、350℃を上回る温度域においても健全な構造は数多く存在すると考えられる。さらに、構造が有する耐火性能は、作用荷重、可燃物量、火災の発生状況に左右されるので、全ての構造形態に対して火災時上限温度を一律に設定するのは合理性に欠ける。耐火に関わる研究者および技術者の間では、旧法の云う上限設定温度(350℃)の不備性および不合理性が問題視されてきた。また、耐火被覆の大量投入は、建設施工のコスト面、建物のデザイン面における問題、さらには建築物の解体に伴う被覆廃材の処理問題などを孕み、耐火被覆に強く依存する従来型の耐火設計は改善されることが強く望まれていた。

## 1. 2 耐火に関わる既往研究

近年、旧建築基準法の火災時温度制限(350℃制限)を打破すべく数多くの学術諸研究、および研究開発が行われてきた。ここでは、国内外の耐火に関する代表的な既往研究を纏めるとともに、近年の我が国における耐火設計の動向について概括する。

1920年代、初期の耐火研究として鋼材の高温材料特性に関する実験的研究が行われた[1]～[9]。これらの研究では、高温下における鋼材の降伏強度やヤング係数、および線膨張係数を実験で測

定し、それらに対して近似式を提案した。この頃の研究は高温時における鋼材の基礎的なデータを採取することに止まり、部材レベルの高温時挙動や高温時強度の解明までには至らなかった。

1960～1970年にかけて部材レベルの耐火実験が可能となり、鋼柱の高温座屈や Beam-Column の高温時挙動に関する研究などが行われた[10]～[12]。わが国においても、本格的に耐火研究が行われ始めたのはこの頃であり、東京工業大学の古村ら、および千葉大学の斉藤らによって、鋼やコンクリート部材の耐火性能に関する研究が行われ始めた[13][14]。1960年代の後半に差し掛かると、架構全体の耐火性能に関する研究が始まるものの、この段階では限られた条件下における弾性範囲の熱応力解析が主体であり、架構全体の耐火性能を系統的に検証するには不十分であった[15]。

1970年代に入ると、有限要素法による数値解析手法が普及し始め、これにより、架構レベルの熱応力解析が飛躍的に進歩することとなる。Cheng らが高温化する鋼架構の有限要素モデルを提案し、架構全体の高温弾塑性挙動を明らかにした[16]。わが国においても、1980年の初頭に古村らが1層1スパン門型ラーメン架構の高温時挙動についてケーススタディを示した[17][18]。また、これと同時期に古村らは、高温弾塑性解析の基礎となる鋼材(SS400、SM490)の高温時応力～歪関係および高温クリープ歪の定式化を行った[17]。古村らが整備した鋼材の高温時応力～歪関係は、現在においても公に入手可能で且つ信頼性が高い貴重な研究成果である。また、上杉らは実際の架構に近いモデルの火災応答解析手法[19]を提案し、これにより架構レベルの詳細な火災応答数値解析が可能となった。

さて、1988年4月、旧建設省によって「建築物の総合防火設計法(1～4巻)」[20]が策定された。これは、わが国初の火災外乱に対する設計手法を示したものである。建築物の耐火設計については第4巻に記載されており、それにはその当時の耐火に関する学術研究が集約された。これとほぼ期を同じくして、わが国の鉄鋼メーカーが中心となって耐火鋼(FR 鋼)が開発され、無耐火被覆の鉄骨構造が出現し始めた[21]。耐火鋼による無耐火被覆構造の実現範囲は、アトリウムや開放型立体駐車場など、火災時において部材の温度上昇が比較的抑えられる構造に限定されていたものの、一方で無耐火被覆構造の出現は、耐火被覆に依存する耐火設計の問題点を顕にすることにもなった。さらに、この頃に至るとコンピューターの記憶容量と演算速度が急速に向上し、より大規模な架構の火災応答解析が可能となった。これらの耐火に関する動向は、陰な火災応答解析に依存するものではあるが、一方で部材の局所的な塑性化は架構全体の崩壊に直結しないことを明らかにした。したがって、旧建築基準法のいう鋼材の許容部材温度(350℃)は実質的に形骸だけであり、合理的な耐火設計に対して大きな桎梏となっていた。

筑波大学の鈴木らは、火災応答数値解析に頼るのではなく、理論的に鋼架構の高温終局強度を評価する枠組を構築した。数値解析に代わる手法は単純塑性理論(塑性ヒンジ理論)であり、それにより火災加熱を受ける鋼架構の終局強度を系統立てて評価できることを示した[22]。単純塑性理論の下では、架構内に発生した熱応力は加熱とともに次に発生する部材の塑性変形とそれに対応する応力再配分により漸次減少し、架構終局時に至ると熱応力は消滅してしまう。鋼架構の高温終局強度は熱応力に依存しないことが指摘されたのである。この研究が契機となり、終局強度型の耐火設計が模索され始め、実際上においても、鋼架構の終局強度は殆どの場合に熱応力に依存しないことが明らかにされた[23]～[25]。

1999年1月、日本建築学会から「鋼構造耐火設計指針」[26]が刊行された。これは、上記の鈴木らの一連の研究成果を全面的に取り入れ、終局強度型の耐火設計の枠組を提示したものである。先の「建築物の総合防火設計法」では、架構の高温耐力は数値解析で評価するものとし、煩雑な数値解析手法が記載されていたが、「鋼構造耐火設計指針」では簡明な理論解析による架構の高温耐力評価が示された。数値解析に頼るケーススタディ的な耐火性能評価から、理論的な裏付けによる耐火性能評価に移行したことが、ここ10年に亘る耐火研究の大きな成果であると云える。さらに、2000年6月に建築基準法の改正に至り、鋼材の許容部材温度350℃は撤廃された。この法改正では耐火性能検証法が策定され、今までの仕様の耐火設計から設計者自身が耐火性能を評価する性能規定型の耐火設計に生れ変わるようになった[27]。

わが国の建築耐火分野は、古村らや齊藤らの先駆的な耐火研究が黎明期に行われたものであるとするならば、現在では発展期に差し掛かったと思われる。建設実務面では、耐火鋼の開発の他にCFT柱やステンレス鋼による無耐火被覆構造が出現するに至っている。これらの耐火に関する新しい流れのなか、2001年9月11日に世界を震撼させるアメリカ同時多発テロが発生した。ニューヨーク世界貿易センタービル(WTC)とその周辺建物の崩落の引き金は建築構造物の高温崩壊であり、建築の耐火分野に大きく関わる問題である[28]。WTCの崩落事故例からも、被災構造物が致命的な損傷を受けてしまうと如何に脆弱に崩壊してしまうかが分かる。今日、WTCの崩落事故を目の当たりにして、世界の建築界は既存技術の見直しに迫られており、建築耐火以外の分野からも高温構造学に注目が集まっている。

### 1. 3 高力ボルト接合部の耐火性能

前節までに耐火分野の既往研究、および近年における耐火に関する動向について概括した。本研究の主目的は、現在までに検討が行われてこなかった高力ボルト接合梁継手(以下、梁継手)を含む鋼架構の耐火性能を検討するものである。数多の建築構造物は高力ボルト接合部によって部材同士を連結して組立てられるので、それを含む架構全体の耐火性能を評価することは重要となる。土木および建築分野における高力ボルトの使用歴史について概括すると下記のようなものである。

鋼構造物の継手に高力ボルトが用いられるようになったのは、今から大凡 70 年前の 1930 年代である。1934 年にイギリスの C.Batho によって強度  $60\text{tf/mm}^2$  の高力ボルトを永久構造物に使用した事例が報告されている[29]。その後、1940 年代後半のアメリカにおいて高力ボルトに関する実験的研究が盛んに行われた[30]~[32]。1951 年 1 月、高力ボルト接合に関する初めての規定書である「Specification for Assembly of Structural Joints Using High Strength Bolts」[33]が発表され、これを契機に鋼構造建築物および道路・鉄道橋梁等の施工現場では、リベットを用いた支圧接合から高力ボルトを用いた摩擦接合に急速に移行した。

わが国において高力ボルト接合が最初に使用されたのは 1950 年代であり、鉄道トラス橋に対して初めて高力ボルト接合が用いられた(1954 年)。これに先んじて、国鉄施設局特殊設計室と鉄道技術研究所鋼構造研究室の共同によって、高力ボルトのトルク試験、高力ボルト継手のすべり試験などが行われた[34]~[36]。建築の鋼構造分野においては、1957 年に鶴田らによって高力ボルト接合の研究が初めて発表され[37][38]、以後高力ボルト接合に関わる研究が数多く行われている。建築実務面では、1957 年東京電力千葉火力発電所の工事において高力ボルト接合が初めて使用され、次いで 1958 年東京ブリジストン増築工事において初めて全面的に採用された。わが国の建築分野における高力ボルト接合に関わる規準書は 1959 年に日本建築学会から「高力ボルト接合設計規準案」・「同施工規準案」[39]が発表され、1960 年には「高張力ボルト摩擦接合に関する

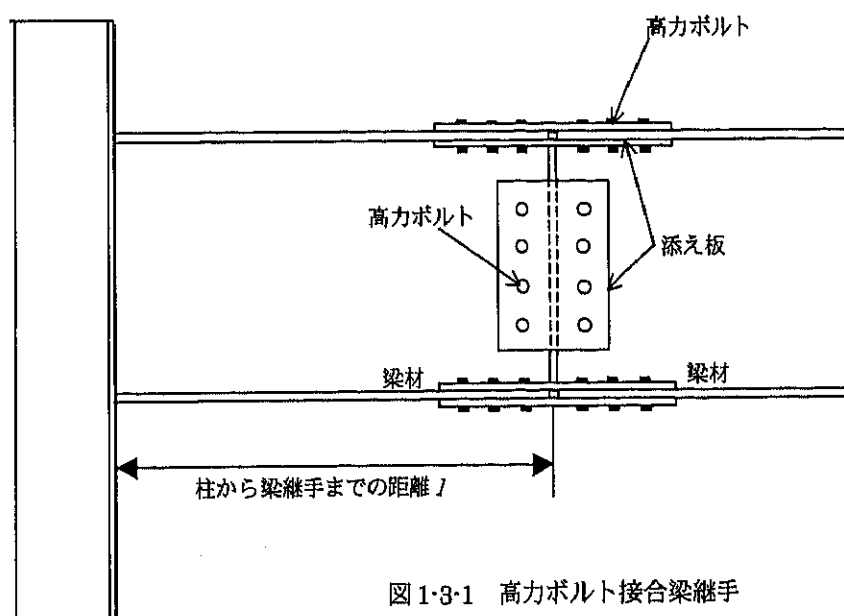


図 1-3-1 高力ボルト接合梁継手

る告示」[40]が旧建設省より公示されると、高力ボルト接合が急速に普及し始めた。

図 1-3-1 に梁継手の概略を示す。これは隣接する梁材同士を高力ボルトと添え板を用いて連結したものである。一般的に梁継手は、工場において継手の各要素を加工し、施工現場で高力ボルトを締め付けて組立てられる。梁端から梁継手までの距離は、運送・施工上の理由から概ね 100cm 程度となる場合が多いようである。

常温における梁継手の設計法としては、接合部に存在する応力を設計応力とする場合と、接合される部材の許容耐力を設計応力とする 2 つの場合がある。前者を用いた設計法を存在応力設計と呼び、後者を用いた設計法を全強度接合設計と呼ぶ[41]。現在、我が国の多くの梁継手は全強度接合設計が施される。さらに、それは保有耐力接合設計を満たすことが要求される[41]。保有耐力接合設計とは梁の終局強度に基づいて梁継手の最大耐力を算定する設計法であり、梁継手の最大耐力は梁材のそれを必ず上回るように設計される。全強度接合設計を満たす梁継手は、ほぼ例外無く保有耐力接合設計を自動的に満たす。したがって、常温下にある実用的な梁継手の場合、梁が崩壊する前にそれが破断する恐れはないと考えられる。

しかしながら、常温で健全であった梁継手が、火災高温時必ずしも健全であるとはいえない。それは高力ボルトの温度上昇に伴う強度低下が普通鋼材のそれよりも激しいからである。

図 1-3-2 に、高力ボルト用鋼材 F10T と普通鋼材 SS400 に対する温度上昇に伴う強度低下率を

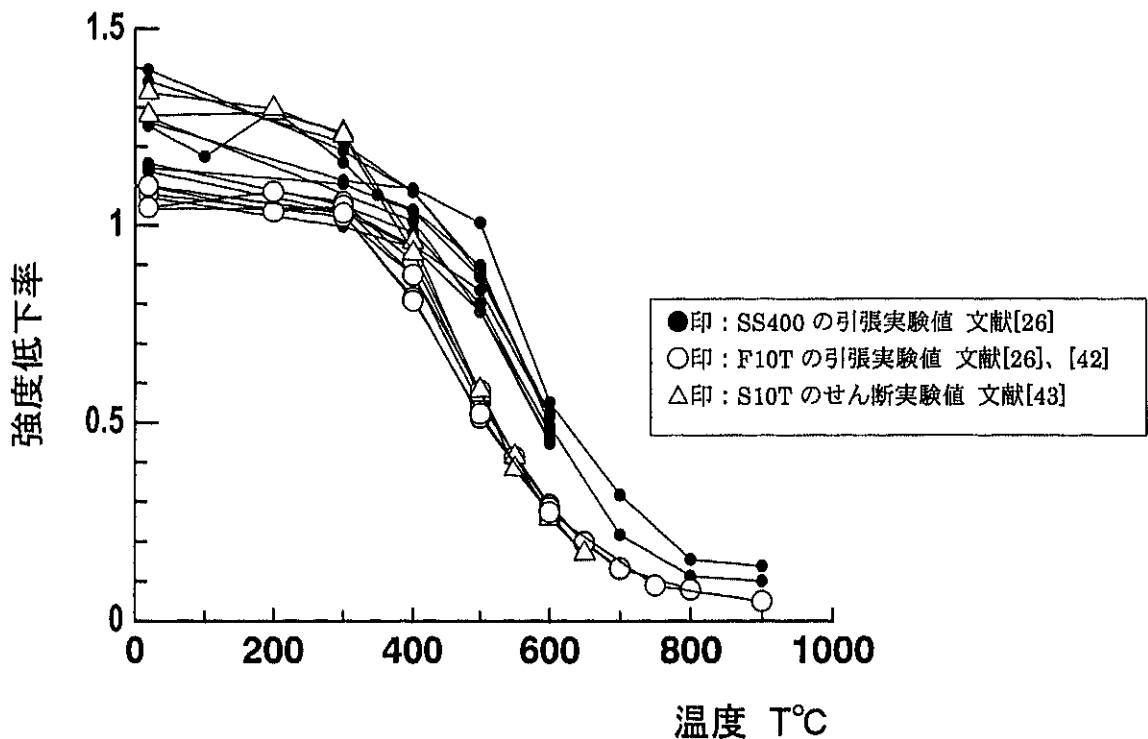


図 1-3-2 普通鋼材(SS400)と高力ボルト鋼材(F10T・S10T)の強度低下率

示す。図の縦軸は温度  $T(^{\circ}\text{C})$ 、横軸は強度低下率である。図中●印は SS400 鋼材の素材引張試験から得られた実験値[26]であり、その縦軸は各温度における歪 1%時応力を常温の設計基準強度で除した商である。一方、○印は F10T 鋼材の素材引張試験から得られた実験値[26][42]、△印はトルシア型高力ボルト S10T のせん断実験から得られた実験値[43] である。それらの縦軸は、各温度における最大引張応力と最大せん断応力を、それぞれ常温の引張設計基準強度およびせん断設計基準強度で除した商である。図中プロット点を繋ぐ連続線は、これが同一ロットから採取された結果であることを示す。

図 1-3-2 に見るように、高力ボルトの引張・せん断両実験値(○、△印)は、普通鋼材の引張実験値(●印)に比べて、強度低下が激しいことが分かる。それは  $300^{\circ}\text{C}$  をやや上回るような温度に至ると強度低下し始め、 $800^{\circ}\text{C}$  程度の温度域に到達すると強度は常温時の 0.1 倍程度になる。

高力ボルト継手が火災に晒される場合、高力ボルト自身の強度が低下することによって継手の最大強度が低下するばかりではなく、高力ボルトの塑性化により初期導入軸力が抜け、これに伴い継手の高温すべり耐力も低下する。したがって火災高温時における高力ボルト継手は、常温時に比べてすべりが生じ易く、さらに被接合部材である梁より先に破断する可能性があることになる。

#### 1. 4 梁継手を有する架構が火災に晒されるときの問題点

高温時における高力ボルト継手に関する既往研究は、藤村らの高温時における高力ボルト継手のすべり耐力に関する実験的研究[44]を契機として、田中らの高力ボルト接合の高温時および加熱冷却後の実験的研究[45][46]、小久保らの高温度における高力ボルト材のクリープ性状に関する実験的研究[47]、作本らの耐火鋼高力ボルト継手の最大強度に関する実験的研究[48]、さらには、平島らの高温最大せん断強度に関する実験的研究[43]が挙げられる。これら既往研究は、高力ボルト個材および高力ボルト継手要素の高温最大強度、および高温時挙動を把握する上で、貴重な実験データを与えるものである。

上述の既往研究は、高力ボルト個材や高力ボルト継手要素の高温耐力や高温時挙動を主題に捉えたものである。したがって現時点では、高力ボルト継手の耐火性能は部材レベルの研究成果から評価されている。高力ボルトの耐火性能を規定するものとしては、前述の旧建設省「建築物の総合防火設計法(1985年)」と日本建築学会「鋼構造耐火設計指針(1999年)」が挙げられる。前者は継手の耐火性能をその高温すべり耐力によって評価するものとし、後者はそれを高力ボルトの高温最大せん断強度で評価するものとしている。特に後者では、高力ボルトの高温引張強度から高力ボルトの高温最大せん断強度を得、これより全強度接合設計を施された梁継手の上限温度を  $600^{\circ}\text{C}$  と規定している。

しかしながら、實際上最も重要となる架構内に設けられた梁継手の耐火性能はこれら部材レベルの研究成果から直ちに敷衍・知悉され得るものではない。なぜならば、架構内で火災が発生するとき、梁継手には、加熱された梁の線膨張が周辺部材に拘束されることで発生した熱応力が作用するからである。

図 1-4-1 は、梁継手を有する架構が火災に晒されるときの概略図を示すものである。図示された架構は多層ラーメンにおいて火災発生部とその周辺架構を切り出したものである。図中の内スパンに火災が発生すると仮定する。図中の黒塗り表示部材(梁、柱および梁継手)が温度上昇し、その他の部材は常温に止まるとする。

さて、火災層を形成する梁は温度上昇とともに水平方向に伸び出す。このとき梁の線膨張は周辺部材に拘束されて、梁には軸圧縮力が発生する。この軸圧縮力は熱応力であり、加熱される梁のスパン、および周辺部材の拘束に依存する。火災時における熱応力は極めて大きく、梁継手や梁などの部材局部は比較的低温域で降伏してしまう。特に、梁継手に配した高力ボルトが塑性化すると、それが有する塑性せん断変形能力は小さいため、熱応力の成長過程でボルトが破断する可能性がある。

図 1-4-2 は、ASTM 級の各種高力ボルトについて、常温における高力ボルトの最大せん断変形量を示したものである。図の縦軸はボルトの最大せん断応力  $\bar{\sigma}_B$ 、横軸は最大変形量  $\Delta_{ult}$  である。図示されたプロット点群の詳細は、●印は高力ボルト A325(F8T 相当、表 1-4-1 参照)、▲印は高力ボルト A354BC(同表参照)、■印は高力ボルト A354BD(同表参照)、◆印は高力ボルト A490(F10T 相当、同表参照)の実験値[49]である。

図に見るように、高力ボルトのせん断変形能力は、鋼種に殆ど関係無く 0.4cm~0.7cm 程度の範囲に留まることが分かる。高力ボルトのせん断変形は継手板間に生じた僅かな隙間に集中する。これが梁に発生した熱応力に消費し尽くされると、高力ボルトは直ちに破断してしまい、梁継手が崩壊することになる。特に、梁の加熱スパンが長い場合、および周辺架構の拘束が大きい場合には、加熱初期段階で発生する熱応力も大きく、それによって低温度域で梁継手が破断する恐れがある。

架構内に配された梁継手の耐火性能を検討する場合、前述の「建築物の総合防火設計法」や「鋼構造耐火設計指針」で敷衍された方法では不十分であり、梁に発生した熱応力の影響、高力ボルト自身が有する塑性せん断変形能力を緻密に検討した上で、梁継手を含む架構全体の耐火性能を議論する必要がある。



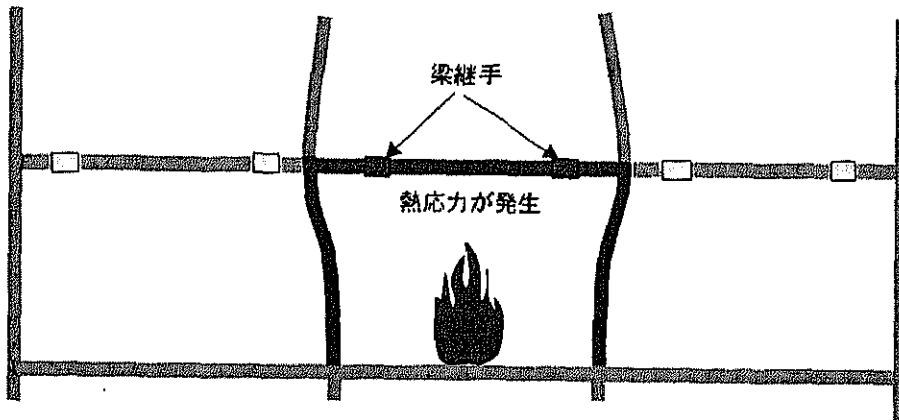


図 1-4-1 火災発生状況

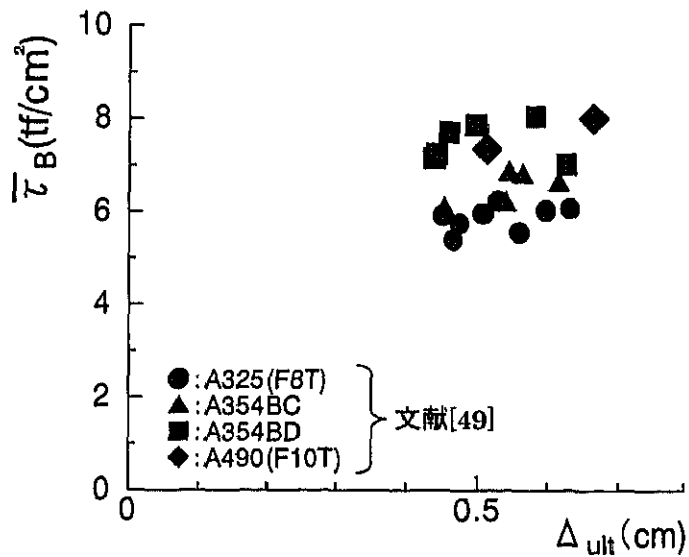


図 1-4-2 常温における高力ボルトの最大せん断変形量

表 1-4-1 ASTM による高力ボルトの強度

鋼種	サイズ(径) (inch)	引張強さ $\bar{\sigma}_B$		保証荷重	
		(psi)	(kg/mm <sup>2</sup> )	(psi)	(kg/mm <sup>2</sup> )
A325	1/2~1	120,000~	84.37~	85,000	59.76
	1 1/8~1 1/2	105,000~	73.82~	74,000	50.23
A490	1/2~1 1/2	150,000~ 170,000	105.46~ 119.52	120,000	84.37
A354 BC	1/4~2 1/2	862	87.90	724	73.86
	2 3/4~4	793	80.86	655	66.79
A354 BD	1/4~1 1/2	1034	105.44	827	84.33

1 inch = 25.4 mm    1,000 psi = 0.70367 kg/mm<sup>2</sup>

## 1. 5 本研究の目的

ここまで、梁継手を含む架構が火災に晒されるときの問題点について述べた。それらをまとめると以下の二点に集約される。

- (1) 我が国の数多の梁継手は全強度接合設計が施される。この場合、梁継手の常温最大強度は梁のそれを必ず上回る。しかし、温度上昇に伴う高力ボルトの強度低下は普通鋼材のそれに比べて激しい。したがって、我が国に既に数多く存在する梁継手は、火災高温時に必ずしも健全であるとは云えない。
- (2) 上記(1)に対して、高温時の高力ボルトおよびボルト接合部に関する研究が行われてきた。しかしながら、それらは部材レベルの実験的研究が殆どであり、架構内に設けられた高力ボルト継手の耐火性能を研究主題に捉えたものはない。架構レベルにおいては、梁に発生した熱応力の影響、および高力ボルトが有する塑性せん断変形能力を緻密に検討する必要があり、それに対して未だ明快な回答が得られていない。

大多数の鋼構造物は梁継手を用いて組み立てられるので、上記二つの問題点が解明されなければ、鋼架構の耐火性能を総合的に論ずることは不可能である。現在、柱材や梁材等に対して終局強度型の耐火性能評価法が提案されているが、高力ボルト継手に対するものは皆無である。このような状況下では梁継手に対して低い上限温度を設定し、それにより梁継手に関する諸問題を表面化させない手法を採らざるを得ない。これは有益な回答を得たことにはならず、したがって、梁継手自身の、およびそれを含む架構全体の耐火性能を解明することは急務である。

本研究は、梁継手を持つ鋼架構の耐火性能を検討するものである。本論では梁継手を含む架構の耐火性能を「崩壊温度」で評価する。架構の崩壊温度とは文献[22]で提案されたものであり、架構の終局強度をそれが崩壊するときの部材温度で代表したものである。梁継手を持つ架構に対して単純塑性理論によって崩壊温度を推定し、さらに有限要素解析による火災応答解析を試みる。後者により架構内における熱応力、ボルトの塑性変形、塑性変形に伴う応力再配分などの状況を明らかにし、これに基づき前者から得られる理論崩壊温度の適用可能性を考察する。これより、現在までに検討されてこなかった梁継手を含む鋼架構の火災時挙動、およびその耐火性能を解明する。

本研究で対象とする梁継手は全強度接合設計が施されるものとする。この理由は、以下に記す通りである。

- (1) 現在、わが国の数多の鋼架構には全強度接合設計が施された梁継手が用いられており、その耐火性能を解明することで、実用に供される架構の耐火性能が直ちに把握することができる。さらに既存の架構に配された梁継手に対して、それらの耐火性能を容易に見直すことができる。

- (2) 梁継手に耐火設計を施す上で、その基準となる設計法が必要である。構造設計で慣用されている全強度接合設計が耐火設計に準用できるならば、同一の設計手法で構造・耐火両者の性能評価が可能となる。建築物の構造性能と耐火性能は両者が密接に関わり評価されるので、梁継手に対しても構造・耐火両者が同一設計法になるよう設定した方が良い。

本論文は5章で構成されている。各章の概要は以下にまとめる通りである。

第1章「序論」では、先ず、耐火に関する既往研究を概観し、次に高力ボルト継手を含む架構の耐火性能に関する問題点を顕にし、本研究の必要性を述べる。さらに、本研究の内容と関連する鋼架構の火災時終局強度に関する既往研究、および高温時における高力ボルト継手に関する既往研究について概括する。

第2章「高力ボルト接合部に関する既往の実験」では、以下の既往研究2つを纏める。それらは、J.W.Fisherらが行った高力ボルトの常温最大せん断強度および変形に関する実験的研究[49]、平島らが行った高力ボルトの高温最大せん断強度に関する実験的研究[43]である。後者による既往研究成果は、筆者が第3章「梁継手を持つ鋼架構の理論崩壊温度」で高力ボルト個材の高温最大せん断応力を確定する上で、および第4章「梁継手の有限要素モデル」で高力ボルト個材の高温せん断応力～せん断変形関係を定式化する上で、重要な情報を与える。一方、前者による既往研究成果は、筆者が第4章「梁継手の有限要素モデル」で高力ボルト個材のせん断応力～せん断変形関係を定式化し、それに影響を及ぼす諸因子を分離・抽出するとき、重要な情報を与える。この上記2つの既往研究から得られた貴重な研究成果を用いることによって、梁継手を有する架構の耐火性能を検討することが出来る。ここでは、2 既往研究を纏めるとともに、これらから得られた実験データに対して筆者の考察事項も併せて論ずる。

第3章「梁継手を持つ架構の理論崩壊温度」では、梁にボルト接合部を有する鋼架構に対して、単純塑性理論による崩壊温度の推定を試みる。単純塑性理論による崩壊温度推定の枠組みは文献[22]で提案されたそれと同じである。ここでは、梁継手を有する架構に対して単純塑性理論による枠組みを提案する。単純塑性理論の下では、架構や梁継手を構成する各要素は完全弾塑性体であると考えられる。この場合、加熱されると共に架構内に発生した熱応力は、さらに加熱されると共に次に発生する塑性変形とこれに伴う応力再配分作用によって減少に転じ、終局時に至ると、機構形成要素中の熱応力は消滅する。本章では梁継手の破断を伴う架構の崩壊モードとして、継手の曲げ崩壊モードおよびせん断崩壊モードを提案し、それらの理論崩壊温度を導出する。

第4章「全強度接合設計を施された梁継手を有する架構の崩壊温度」では、全強度接合設計を施された梁継手を有する架構の崩壊温度を系統立てて検討する。前章で提案される架構の理論崩

壊温度の妥当性は有限要素法による火災応答数値解析で検討される。

本章の前半部では、架構内に配された梁継手の火災時挙動が詳細に追跡できる梁継手の有限要素モデルを提案する。このモデルに用いられる高力ボルト個材の高温せん断応力～せん断変形関係は、本論 2 章で要約される J.W.Fisher らの既往研究[49]、および平島らの既往研究[43]より得られた実験データを踏まえて定式化される。一般に、梁継手は母材、添え板、および高力ボルトによって複雑に構成されるので、梁継手の火災高温時挙動に及ぼす影響因子は多くなる。本章で提案される有限要素モデルは、梁に発生した熱応力が、梁継手に配した高力ボルトのせん断耐力およびせん断変形能力に対して、どのような影響を及ぼすかを把握することを主目的とし、それを主要な数値解析対象とする有限要素モデルである。

本章の後半部では、梁継手の有限要素モデルを組み込んだ火災応答数値解析により、梁継手を含む鋼架構の火災時挙動を追跡する。本研究で対象とする梁継手は最適の全強度接合設計が施されるものとする。加熱と共に発生する熱応力の消長過程を詳細に追跡し、それが架構内の何処の部分で応力再配分されるかを明らかにする。また、梁継手のフランジおよびウェブ部に配された高力ボルトの塑性せん断変形、塑性変形に伴う応力再配分などの状況についても明らかにし、梁継手の火災時挙動について詳細に検討する。さらに、架構の理論崩壊温度と精算崩壊温度を比較することで前者の妥当性および適用可能性を考察し、全強度接合設計を施された梁継手を持つ鋼架構の崩壊温度を系統立てて検討する。

第 5 章「結論」では、本論文で得られた研究成果を纏めるとともに、今後の研究課題について言及する。

## 1. 6 既往研究

本研究の内容に関わりの深い既往研究は以下に記すものが挙げられる。

### <鋼架構の火災時終局強度に関する既往研究>

- (1) 火災加熱を受ける鋼架構の崩壊温度に関する研究[22]

### <高力ボルト接合部に関する既往研究>

- (2) J.W.Fisher らの高力ボルトの常温最大せん断強度およびせん断変形に関する実験的研究[49]  
(3) 橋本らの高力ボルトの常温最大せん断強度に関する実験的研究[50]  
(4) 田中らの高力ボルト継手の高温すべり耐力に関する実験的研究[45]  
(5) 平島らの高力ボルトの高温最大せん断強度に関する実験的研究[43]

上記の(2)J.W.Fisher らの高力ボルトの常温最大せん断強度とせん断変形に関する実験的研究、および(5)平島らの高力ボルトの高温最大せん断強度に関する実験的研究は、本論 4 章「梁継手を含む架構の精算」において、高力ボルト個材の力学特性を確定する上で貴重且つ重要な実験データを与えるものなので、本論 2 章「高力ボルト継手の最大強度に関する既往研究」で詳しく述べることとする。

本節では、(1)鋼架構の崩壊温度に関する研究、(3)橋本らの高力ボルト継手の常温最大強度に関する実験的研究、および(4)田中らの高力ボルト継手の高温すべり耐力に関する実験的研究をそれぞれ概観する。

### 1. 6. 1 火災加熱を受ける鋼架構の崩壊温度に関する研究 [22]

架構の耐火性能を評価する場合、部材が塑性化するときの荷重・火災条件下で耐火性能を評価する方法(許容応力度的な評価手法)と、架構が全体的および部分的に崩壊するときのそれらで耐火性能を評価する方法(終局強度的な評価手法)が考えられる。常温における通常の構造設計では、建築構造物は許容応力度設計と終局強度設計の両者を満たすことが要求される。

一方、火災高温時では架構内に熱応力が発生し、部材の局所などは容易に塑性化してしまう。したがって、高温時の許容応力度的な評価法では、熱応力の大きさを適切に評価する必要がある。しかしながら、これは発生火災の規模、加熱部材の線膨張を押さえ込む周辺部材の拘束等に依存するので、許容応力度的な方法で耐火性能を評価することは一般的に困難である。

熱応力によって部材の局所が塑性化した後、それにある程度の塑性変形能力が期待できるのなら、構造はさらに高温まで持ちこたえる。これは、当該部材の塑性変形とそれに伴う応力再配分作用によって熱応力が漸減するからである。建築構造用部材に用いられる鋼は一定程度以上の塑性変形能力を有するので、架構が火災時崩壊するときには、熱応力の影響は小さいと考えられる。したがって、架構の耐火性能は終局強度によって評価するのが妥当であると考えられる。

文献[22]では、架構の火災時終局強度をそれが崩壊するときの部材温度で代表し、これを架構の「崩壊温度」と云い、さらに鋼架構の崩壊温度は単純塑性理論から得られる「基本崩壊温度」で概ね評価できることが示されている。基本崩壊温度は架構の火災時終局強度の理論解である。

本節では、梁継手を含まない架構の崩壊温度の理論解である基本崩壊温度について概括する。梁継手を含む架構の場合、特に継手が破断しないときの理論崩壊温度は、基本崩壊温度に一致する。以下に、単純塑性理論による崩壊温度推定の枠組み、理論解の誘導、理論解の表現について要約する。

### 【架構の崩壊温度】

前述の通り、架構の崩壊温度とは火災に対して架構が示す抵抗の限界値をそれが崩壊するときの部材温度で代表したものである。文献[22]によると、架構の「崩壊温度」は次のように記述されている。以下にその部分を引用する。

『火災時鋼架構への外乱を規定するのは、クリープなど時間に陽に依存する材料特性の影響が無視できる状況下では部材温度とその分布である。実際、現実的な火災継続時間の範囲では鋼材のクリープの影響は二次的と考えられる場合が多い。また部材温度の分布に関しては、非定常性が火災時の終局的構造安定に重大な影響を及ぼすとは考えられないので、適当な単数、または複数の定常的分布を設定するのが工学的措置であろう。このような場合、火災外乱を規定するのは、単一の温度パラメータに帰し、架構の荷重条件は一定な常時作用荷重と単調増加する温度パラメータによって指定することができる。このときの架構の終局強度は、この単一温度パラメータの上限値と同一視してよい。これを架構の「崩壊温度」とよぶ。この部材温度を超えると架構はもはや常時作用荷重を伝達し得ず、全体的、あるいは部分的に崩壊してしまう。崩壊温度を議論するときには、耐火被覆の存否、存在するとしてその様態、これに規定される熱伝導の状況などは陽な形では架構の挙動に表れてこない。その代わり、異なる規定部材温度分布の仮定毎に異なる崩壊温度が得られる。』（日本建築学会構造系論文集 第 477 号 pp149、1995 年 11 月）

### 【基本崩壊温度】

図 1-6-2 に、文献[22]が対象とする架構モデルを示す。これは、図 1-6-1 に示される 3 層 3 スパンラーメンから、火災層を含む 2 層分の外柱とこれに隣接する梁を抽出した分解架構である。火災は、下層の柱と梁を含むスパン内の区画火災を想定し(図 2-3-2 参照)、火災加熱を受けるのは下層柱と梁(図中、黒塗り表示の部材)であり、それらは一様に温度上昇とする。一方、上層柱は常温に止まるとする。梁半スパンは  $L$ 、柱階高は  $h$  である。柱の頂部には一定鉛直力  $P - qL$ 、梁上には一様分布荷重  $q$  が作用している。これらは何れも常時作用荷重である。

対象架構モデルの境界条件は図示の通りである。梁右端と上層柱上端の各変位は鉛直変位のみ自由で、他総ての並進、回転自由度は拘束である。梁右端の軸方向変位を拘束したのは、梁の右方延長部分は今考えている防火区画の外部にある常温の架構部分に隣接することを想定しているからである。したがって、この分解架構は全体として横移動することはない。

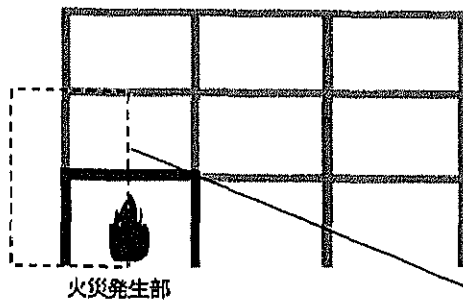


図 1-6-1 火災発生状況

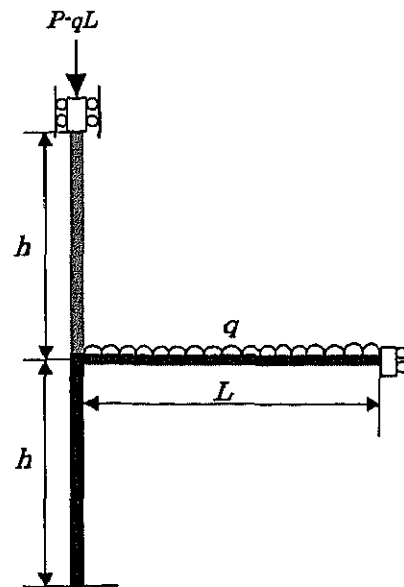


図 1-6-2 摘出架構モデル

この架構に単純塑性理論を適用して崩壊温度を求める。文献[22]では理論適用に際して、次の2仮定が置かれている。

[仮定 1] 架構内の柱と梁材、および梁継手の板要素を構成する鋼材は任意の温度 $T$ ( $^{\circ}\text{C}$ )の下で完全弾塑性体であり、その降伏強度の温度依存性は降伏強度低下率 $\kappa(T)$ で与えられるとする。降伏強度低下率とは、高温下における鋼材の歪 1%時応力を常温時設定基準強度で除した商である。 $\kappa(T)$ を次式に再録する。

$$\kappa(T) = \begin{cases} 1 & : RT \leq T \leq 400 \\ 1 - \frac{0.9}{400}(T - 400) & : 400 \leq T \leq 800 \end{cases} \quad (1-6-1)$$

図 1-6-3 に $\kappa(T)$ を太実線で示す。同図には、高温下における鋼材の素材試験結果の実験値[26]を図中○印で併記している。素材試験結果の鋼種は SS400 である。図示された実験値は、素材試験から得た各温度の歪 1%時応力を常温時設定基準強度で除した商である。図中、プロット点を繋ぐ連続線はこれが同一の素材試験片から採取された結果を示す。

図に見るように、高温時の鋼材の降伏強度は常温におけるそれと同様にばらつく。ばらつきの主要因は鋼材により、その化学成分、熱処理、加工履歴などが異なるためである。

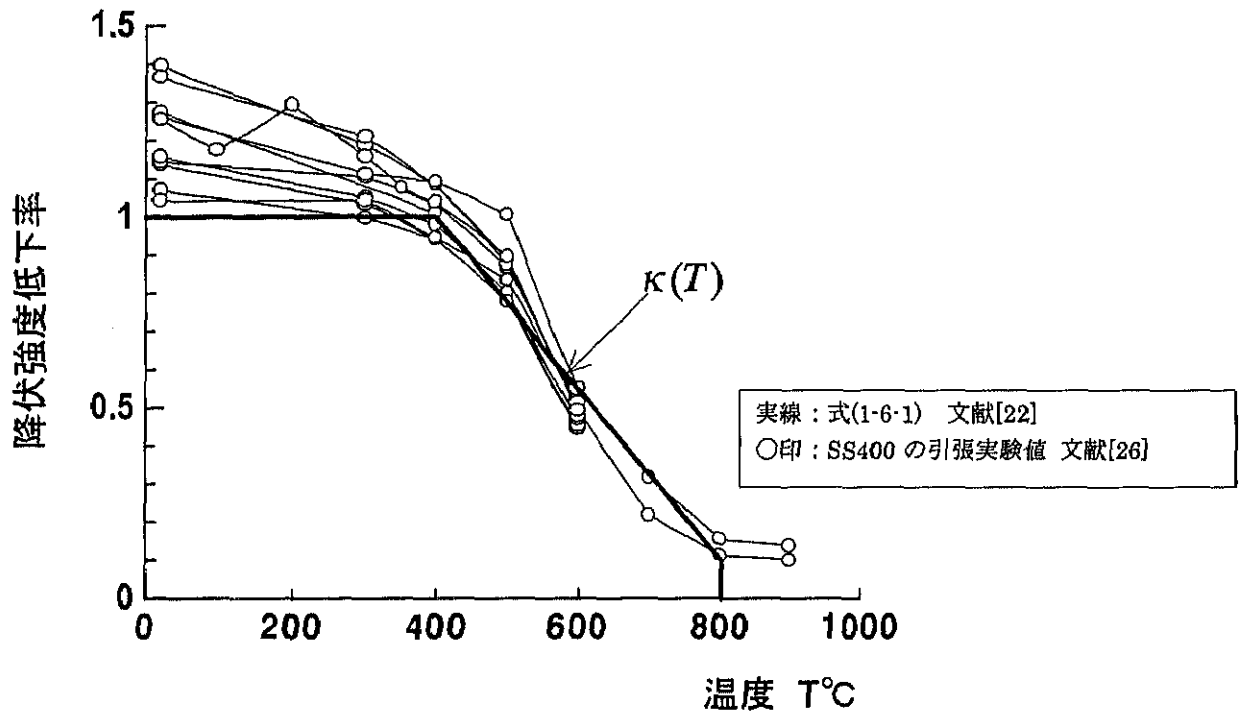


図 1-6-3 降伏強度低下率 [文献]

一方、強度分布の幅は鋼材の温度上昇とともに狭まることもわかる。これは、加熱とともに、熱処理や加工履歴などの影響が漸次除去されるからであると考えられる。

図中の太実線で示された降伏強度低下率  $\kappa(T)$  は、実験結果(○印)を概ね折れ線で近似している。

[仮定 2] 架構における力の釣合いは微小変形理論の枠内で考える。したがって、理論適用の際に有限変位による幾何学的非線形効果は考慮されない。

上述の[仮定 1]、[仮定 2]のもと、図 1-6-2 に示した架構に単純塑性理論を適用すると、その終局状態は図 1-6-4(a)~(c)に示す 3 崩壊形の何れかのモードになる。図中の白丸印は塑性ヒンジをあらわす。何れの崩壊形についても、加熱されると共に架構内に発生する熱応力は、さらに加熱されると共に次に発生する塑性変形とこれに伴う応力再配分作用によって減少に転じ、終局時に至ると、機構形成要素中の熱応力は消滅してしまう。この事実は完全弾塑性系、したがって十分な塑性変形能力を持つ系、かつ微小変形理論の枠内において成立する[22]。前述の[仮定 1]、[仮定 2]はこの状況を保証する。

これを踏まえて、各崩壊形に対する架構の崩壊温度を求める。図 1-6-4(a)~(c)に示す 3 崩壊モードについて、終局時における力の釣合いは次のようである。



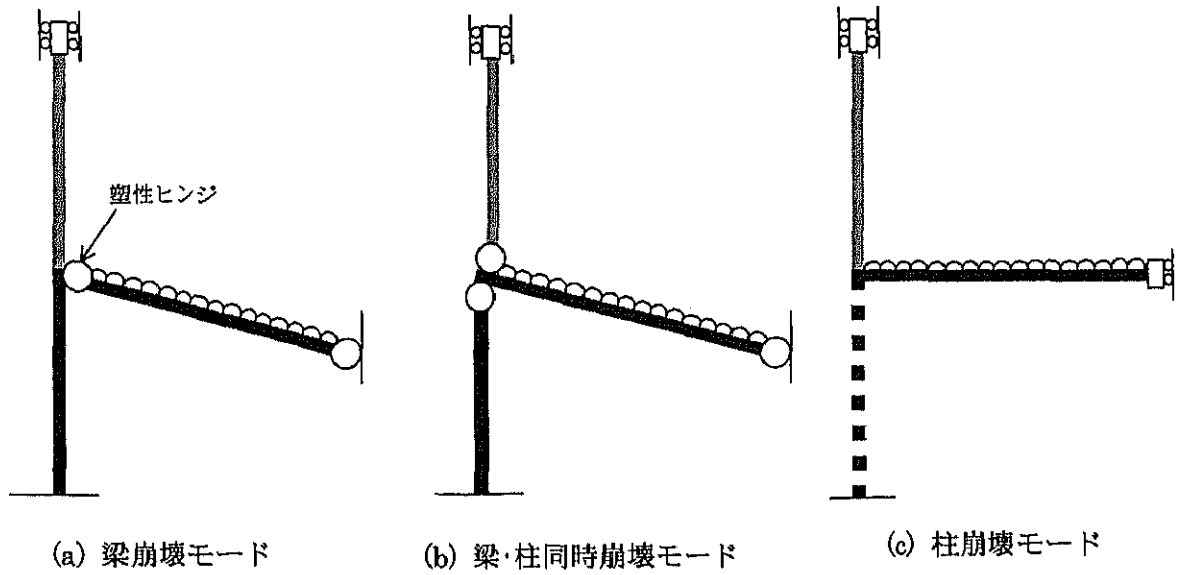


図 1-6-4 架構の崩壊モード 文献[22]

(a) 梁崩壊モード：
$$qL^2 = 4M_{pB} \quad (1-6-2)$$

(b) 柱・梁同時崩壊モード：
$$qL^2 = 2(\bar{M}_p + M_p + M_{pB}) \quad (1-6-3)$$

(c) 柱崩壊モード：
$$P = N_y \quad (\text{すなわち } M_p = 0) \quad (1-6-4)$$

ここに、  
 $M_{pB}$ ：軸力が作用していないときの高温時における梁の全塑性モーメント  
 $M_p$ ：軸圧縮力  $P$  下の柱の高温時における柱の全塑性モーメント  
 $\bar{M}_p$ ：軸圧縮力  $P$  下の柱の常温時における柱の全塑性モーメント  
 $N_y$ ：高温時における柱の降伏軸力

である。上式中の  $M_{pB}$ 、 $M_p$  および  $N_y$  はそれぞれ次式(1-6-5)～(1-6-7)で与えられる。

$$M_{pB} = \kappa(T) \cdot \bar{M}_{pB} \quad (1-6-5)$$

$$M_p = \kappa(T) \cdot \tau\left(\frac{\bar{p}}{\kappa(T)}\right) \cdot \bar{M}_{p0} \quad (1-6-6)$$

$$N_y = \kappa(T) \cdot \bar{N}_y \quad (1-6-7)$$

ここに、  
 $\bar{M}_{pB}$ ：常温時における梁の全塑性モーメント  
 $\bar{M}_{p0}$ ：軸力が作用していないときの常温時における柱の全塑性モーメント  
 $\bar{N}_y$ ：常温における柱の降伏軸力  
 $\bar{p}$ ：柱軸力比、 $(\bar{p} = P/\bar{N}_y)$

$\tau$  : 柱の軸力～曲げモーメント強度相関関係

である。式(1-6-5)～(1-6-7)を用いて、式(1-6-2)～(1-6-3)の  $q$  を常温時に梁が崩壊するときの梁上荷重  $4\bar{M}_{pB}/L^2$  で除して、無次元化表示する。そうすると、次式(1-6-8)～(1-6-10)がそれぞれ得られる。

$$(a) \text{ 梁崩壊モード : } \quad \tilde{q} = \tilde{q}_I = \kappa(T) \quad (1-6-8)$$

$$(b) \text{ 柱・梁同時崩壊モード : } \quad \tilde{q} = \tilde{q}_{II} = \frac{\tilde{Z}}{2} \left\{ \kappa(T) \cdot \tau\left(\frac{\bar{p}}{\kappa(T)}\right) + \tau(\bar{p}) \right\} + \frac{1}{2} \kappa(T) \quad (1-6-9)$$

$$(c) \text{ 柱崩壊モード : } \quad \bar{p} = \kappa(T_{III}) \quad (1-6-10)$$

ここに、
$$\tilde{q} = \frac{qL^2}{4\bar{M}_{pB}} \quad (\text{梁上荷重の無次元値})$$

$$\tilde{Z} = \frac{\bar{M}_{p\alpha}}{\bar{M}_{pB}} \quad (\text{柱・梁強度比})$$

である。上式(1-6-8)、(1-6-9)において、 $\tilde{q}_I$ 、 $\tilde{q}_{II}$  はそれぞれ最右辺の式によって定義される  $T$  の関数を表し、また式(1-6-10)中の  $T_{III}$  は柱が圧縮力によって降伏する温度を表す。上式(1-6-8)～(1-6-10)をそれぞれ  $T$  および  $T_{III}$  で解いた解が各崩壊モードに対する崩壊温度である。

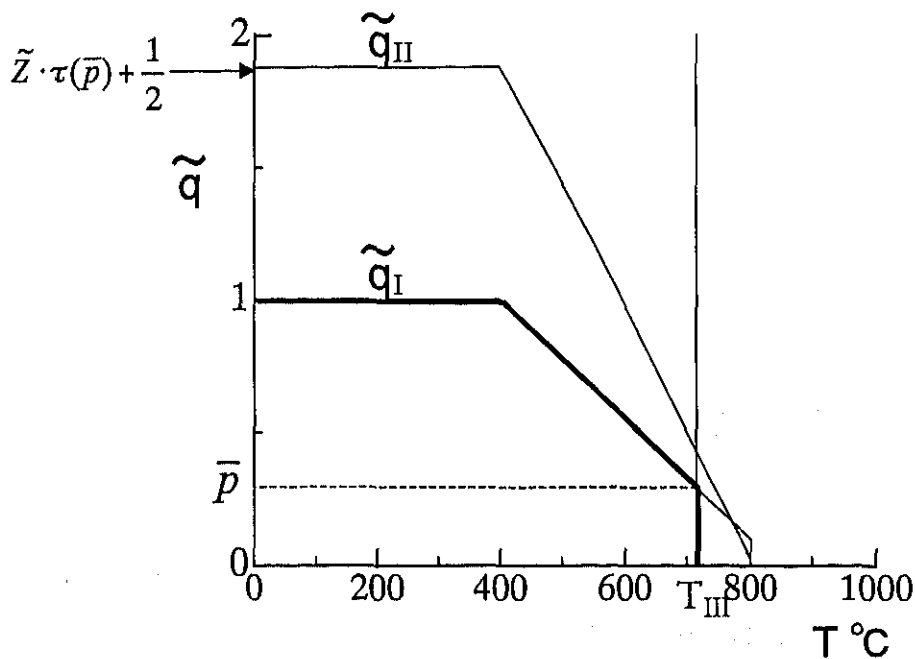


図 1-6-5 基本崩壊温度 文献[22]

上記3式が与える関係、すなわち  $\tilde{q}_I \sim T$  関係、 $\tilde{q}_{II} \sim T$  関係、および  $T_{\square}$  は  $\tilde{Z}$  および  $\bar{p}$  の値が指定されれば一義的に定まる。これらは、図 1-6-5 に示すような 3 曲線に図化される。実際の終局強度は 3 者の中の最弱解である。これは図の原点から見て最内部に位置する曲線を包絡する曲線、すなわち図中の太実線で表される。これを「基本崩壊温度曲線」と呼ぶ[22]。 $\tilde{Z}$  および  $\bar{p}$  および  $\tilde{q}$  が指定された架構の基本崩壊温度は基本崩壊温度曲線上の  $\tilde{q}$  値に対応する横座標で与えられる。

$\tilde{q}_I \sim T$  関係は式(1-6-8)より  $\kappa(T) \sim T$  曲線に合同である。また、式(1-6-10)より  $T_{\square}$  は、 $\tilde{q}_I \sim T$  曲線上で  $\tilde{q}_I$  値が  $\bar{p}$  に等しくなるときの横座標に一致する(図中、横座標  $\bar{p}$  で表す位置)。

この場合の基本崩壊温度曲線に特徴的な事項を列举すると、次の通りである[22]。

- (1) 基本崩壊温度曲線は熱応力に依存せず、したがって、 $L/h$  に依存しない。
- (2)  $T_{\square}$  は崩壊温度の上限であり、いかなる架構もこの温度を超えることはできない。
- (3) 梁上荷重が増加するに伴い、架構の崩壊形は柱単独崩壊→梁単独崩壊へと移り、これに対応して崩壊温度は減少する。
- (4)  $\tilde{q} = 1.0$  は梁上荷重の上限値である。これは常時梁上荷重が  $\tilde{q} = 1.0$  のとき梁が常温下で崩壊することを意味し、実用的にはこのようなことはあり得ない。特に、耐震設計を施されたラーメン中の梁は常時梁上荷重に対して相当余裕があり、実用の  $\tilde{q}$  は 1 よりはるかに小さい。
- (5) 柱の鉛直力、したがって  $\bar{p}$  値が大きくなると、基本崩壊温度曲線は原点に向かって縮む。したがって、崩壊温度は低下する。
- (6) 柱・梁強度比  $\tilde{Z}$  が大きくなると、 $\tilde{q}_{II} \sim T$  関係のみが原点から見て外側に膨らむ。

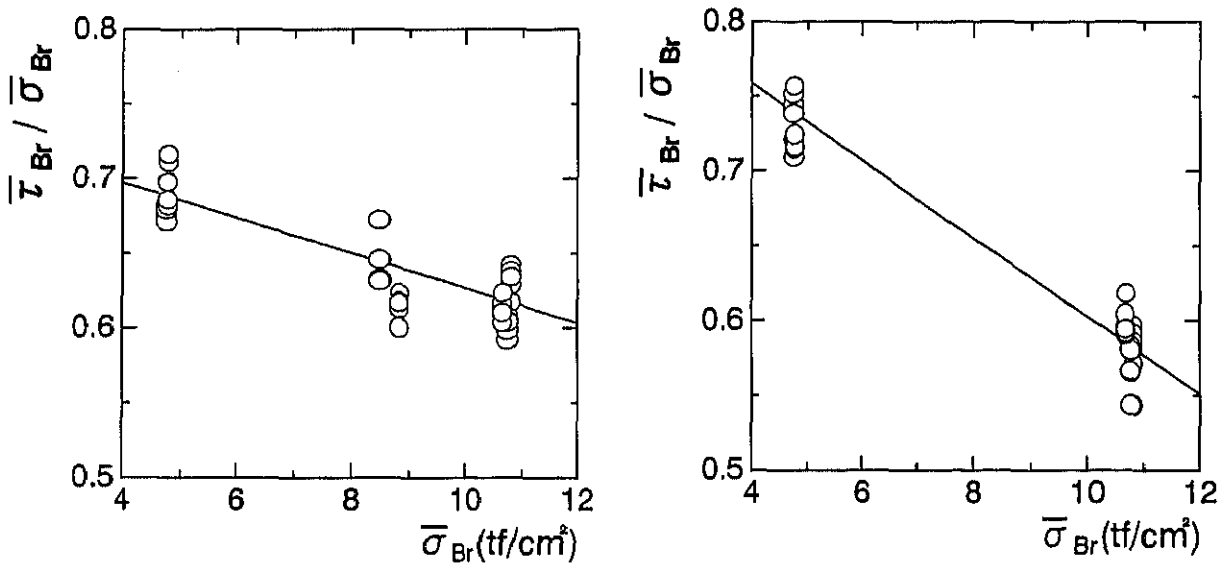
1. 6. 2 高力ボルトの常温最大せん断強度に関する実験的研究[50]

本論の「第3章 梁継手を含む架構の理論崩壊温度」で、高力ボルトの高温最大せん断強度について考察する。高力ボルトの高温せん断強度に関する実験資料等は未だ少ない。それに比べて、その常温せん断強度に関する研究は比較的数量多く行われてきているので、本節では、常温せん断強度の代表的な研究である橋本らの実験的研究について概観する。

橋本らは、F10T、F8Tの高力ボルトおよびSS400材である4Tの中力ボルトの二面せん断によって主板1枚と添え板2枚を接合し、これを常温下の引張試験に供し、継手に作用する最大引張力を測定している。この最大引張力をボルトの総せん断面積の総和で除した商を最大せん断強度 $\bar{\tau}_{Br}$ とし、 $\bar{\tau}_{Br}$ と引張素材試験より得たボルトの引張強度 $\bar{\sigma}_{Br}$ との関係を見出している。

図1-6-6(a)、(b)には、実験結果から得た高力ボルトの引張強度とせん断強度との相関関係を示す。(a)、(b)両図の縦軸は $\bar{\tau}_{Br}$ を $\bar{\sigma}_{Br}$ で除した商 $\bar{\tau}_{Br}/\bar{\sigma}_{Br}$ 、横軸は $\bar{\sigma}_{Br}$ である。図示した実験結果は、供試ボルトのせん断面が二面とも軸部(図1-6-6(a))、および軸部とねじ部(図1-6-6(b))の場合である。実験結果は図中○印で示される。一方、図中実線は、橋本らが提案した高力ボルトの最大せん断強度評価式[50]であり、これらは次式で与えられる。

二せん断面が軸部の場合：
$$\bar{\tau}_{Br}/\bar{\sigma}_{Br} = 0.744 - 1.17 \times 10^{-2} \times \bar{\sigma}_{Br} \quad (1-6-11)$$



(a) 二せん断面が軸部の場合

(b) 二せん断面が軸部とねじ部の場合

○印：実験値 文献[50]  
 実線：(1-4-1)式、(1-4-2)式 文献[50]

図 1-6-6 高力ボルトの常温引張強度とせん断強度との関係

$$\text{二せん断面が軸部とねじ部の場合： } \bar{\tau}_{Br} / \bar{\sigma}_{Br} = 0.863 - 2.60 \times 10^{-2} \times \bar{\sigma}_{Br} \quad (1.6.12)$$

上式(1.6.11)と(1.6.12)はそれぞれ実験結果(図中○印)を回帰する直線であり、その適用範囲は  $4.0 \leq \bar{\sigma}_{Br} \leq 12.0$  (tf/cm<sup>2</sup>)である。

図示された実験結果(○印)とその回帰直線(実線)に見るように、ボルトの最大せん断強度と最大引張強度の比  $\bar{\tau}_{Br} / \bar{\sigma}_{Br}$  は、ボルト鋼材の最大引張強度  $\bar{\sigma}_{Br}$  が低いもの程大きくなる。その値は、縦軸  $\bar{\sigma}_{Br}$  が 10 tf/cm<sup>2</sup> 付近にプロットされる F10T の場合に 0.6 程度であるが、 $\bar{\sigma}_{Br}$  が 4.0 tf/cm<sup>2</sup> 付近にプロットされる 4T の場合に 0.7 程度まで上昇する。このボルト用鋼材の違いに依る  $\bar{\tau}_{Br}$  のばらつき要因について橋本らは特に言及していないが、ボルト用鋼材の機械的性質の違い、およびボルトのせん断面における力の釣合いを鑑みると、以下に記すような要因が考えられる。

ボルト継手に引張力を作用させると、ボルトは主板と添え板間の僅かな隙間においてせん断される。このとき、高力ボルトはせん断されるばかりではなく、若干の引張力を受ける。供試ボルトが塑性化すると、ボルトには今までせん断されていた方向に大きな塑性変形が生じる。この後の供試ボルトは、せん断方向に変形するに伴い、専ら引張られることとなる。このとき、ボルトのせん断面ではせん断応力は漸減し、一方、引張応力は漸増する。仮に、完全弾塑性体を成す高力ボルトを継手の引張試験に供すると、最終的にボルトに作用する力の主成分はせん断力から引張力に完全に移行してしまい、この場合の  $\bar{\tau}_{Br}$  はボルトの引張応力  $\bar{\sigma}_{Br}$  に一致すると考えられる。しかし、実際の F10T や F8T の高力ボルトは、伸びが有限で小さい為、せん断から引張に移行する初期の過程で破断してしまう。一方、中力ボルト 4T は、高力ボルト F10T や F8T に比べて、鋼材の伸びに加えて歪硬化による応力上昇も大きい。この場合、せん断面における力の主成分がせん断力から引張力にある程度移行した後に破断する。このため、図 1.4.1(a)、(b)に示すように、4T の  $\bar{\tau}_{Br} / \bar{\sigma}_{Br}$  の値は F10T や F8T のそれに比べて大きくなる。

式(1.6.11)および(1.6.12)の右辺  $\bar{\sigma}_{Br}$  に、F10T の常温引張強度基準値  $\bar{\sigma}_B (=10 \text{ tf/cm}^2)$  を代入すると、それぞれ  $\bar{\tau}_B / \bar{\sigma}_B = 0.63$ 、 $\bar{\tau}_B / \bar{\sigma}_B = 0.60$  が得られる。日本建築学会「高力ボルト接合設計施工指針」[51]ではこの値を参考にし、高力ボルトの常温せん断強度の規準値を丸めた数値を用いて  $\bar{\tau}_B = 0.6\bar{\sigma}_B$  と規定している。

### 1. 6. 3 高力ボルト継手の高温すべり耐力に関する実験的研究[45]

田中らは、高力ボルト摩擦継手を高温下の引張試験に供し、各温度における高力ボルト継手のすべり耐力を得ている。実験結果を図1-6-7(a)、(b)に載せる。(a)図はボルトの初期軸力をトルクコントロール法で与えた場合、一方、(b)図はそれをナット回転法で与えた場合の実験結果である。両図ともに、図の横軸は継手の引張試験を行ったときの部材温度  $T(^{\circ}\text{C})$ 、一方、縦軸は各温度のすべり耐力  $R_s$  を常温のすべり耐力  $\bar{R}_s$  で除した商である。図中○印が実験結果である。図中実線は実験結果を回帰した直線であり、それらは次式で与えられる[45]。

トルクコントロール法の場合((a)図)：

$$300^{\circ}\text{C} \sim 400^{\circ}\text{C} \quad \lambda = 1.283 - 1.14 \times 10^{-3} T \quad (1\cdot6\cdot13)$$

$$400^{\circ}\text{C} \sim 500^{\circ}\text{C} \quad \lambda = 2.867 - 5.07 \times 10^{-3} T \quad (1\cdot6\cdot14)$$

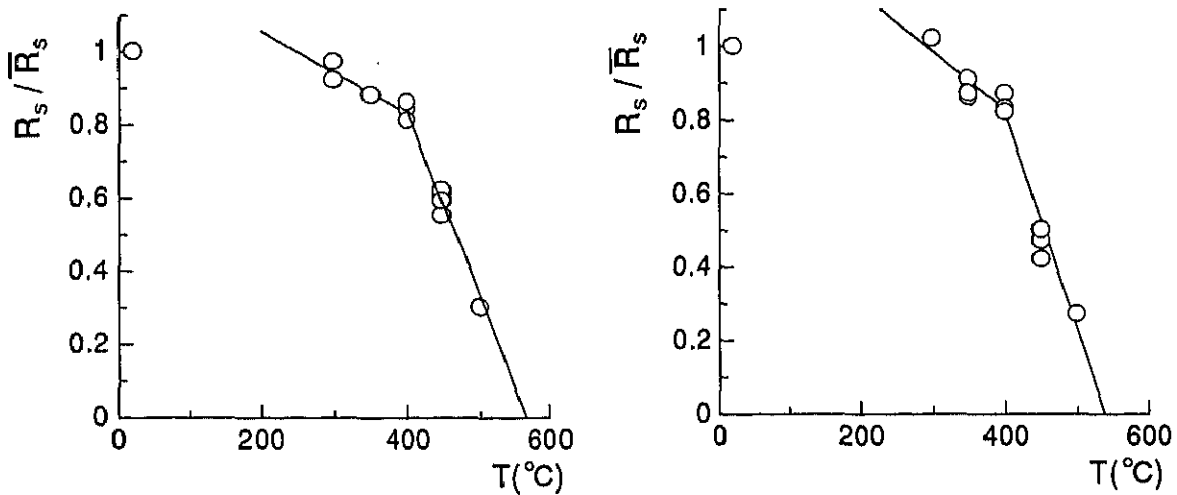
ナット回転法の場合((b)図)：

$$300^{\circ}\text{C} \sim 400^{\circ}\text{C} \quad \lambda = 1.459 - 1.58 \times 10^{-3} T \quad (1\cdot6\cdot15)$$

$$400^{\circ}\text{C} \sim 500^{\circ}\text{C} \quad \lambda = 3.159 - 5.86 \times 10^{-3} T \quad (1\cdot6\cdot16)$$

(ここに、 $\lambda = \frac{R_s}{\bar{R}_s}$  である)

(a)、(b)図に見るように、継手のすべり耐力(図中○印)は、温度上昇に伴い大きく低下していることがわかる。500 $^{\circ}\text{C}$ における継手のすべり耐力は、常温時の約20%になっている。温度上昇に



(a) トルクコントロール法の場合

(b) ナット回転法の場合

○印：実験値 文献[45]  
 実線：(1-4-3)式～(1-4-6)式 文献[45]

図1-6-7 すべり耐力の温度依存性

伴うすべり耐力の低下については、藤本らが次の影響因子を挙げている[44]。

- 温度上昇に伴い、高応力を受けている高力ボルトの初期導入軸力がゆるむ
- 座金に接する母材の塑性変形が顕著になって、高力ボルトの初期導入軸力がゆるむ
- 加熱により摩擦面が酸化の酸化の状態、機械的なかみ合わせ具合等が変化し、結果として接合面の摩擦係数  $\mu$  が低下する。

田中らの実験では試験温度は常温～550℃の範囲である。550℃を超える温度域の高力ボルト継手のすべり耐力に関する実験的研究については、文献[48]が挙げられる。この実験では、高力ボルトには F10T レベルの耐火鋼高力ボルトを、継手板には SS400 レベルの耐火鋼を用い、高温試験の最高温度を 800℃として高力ボルト継手の高温載荷試験を行っている。これによると、耐火鋼からなる高力ボルト継手についても、そのすべり耐力は温度上昇に伴って大きく低下する。部材温度が 600℃を超える温度域では、高力ボルト継手のすべり耐力は殆ど期待できず、継手の力の伝達機構は専ら高力ボルトの支圧接合となることが報告されている。