

博士論文

建築物の構造設計における
温度荷重と荷重組合せに関する研究

中島秀雄

建築物の構造設計における温度荷重と荷重組合せに関する研究

目次

1 序論.....	1
1.1 はじめに.....	1
1.2 温度変化を生じさせる要因.....	2
1.2.1 温度荷重の定義.....	2
1.2.2 温度変化の要因.....	2
1.2.3 本論文で対象とする温度変化の要因.....	12
1.3 温度変化が建築部に与える影響.....	13
1.3.1 実測例,被害例の分析.....	13
1.3.2 温度変化によって生じる現象と不具合の分類.....	24
1.3.3 温度変化が建築物に与える影響のまとめ.....	25
1.4 既往の研究、基規準に関する調査.....	26
1.4.1 気温、構造体温度に関する研究.....	26
1.4.2 温度応力に関する研究.....	32
1.4.3 温度変化時の部材耐力に関する研究.....	33
1.4.4 温度荷重に関する基規準.....	36
1.4.5 既往の研究のまとめと残された課題.....	39
1.5 1章のまとめ.....	40
参考文献.....	41

2 温度荷重を考慮した建築物の設計 現状と課題	45
2.1 目的	45
2.2 温度荷重を考慮した建築物の設計の流れ.....	46
2.2.1 設計のフロー	46
2.2.2 要求性能、目標性能、クライテリアの設定	48
2.2.3 温度荷重に対する設計の要否判断	54
2.2.4 温度条件の設定.....	59
2.2.5 温度荷重に対する設計	64
2.3 温度荷重に対する設計の現状に関する調査	66
2.3.1 目的	66
2.3.2 アンケートの概要	66
2.3.3 設計例に関する分析	72
2.3.4 荷重指針に期待すること、自由意見.....	81
2.4 2章のまとめ.....	83
2.5 課題の整理と本論文で取り組む課題.....	84
参考文献.....	86
3 構造体温度の簡易な設定法に関する研究.....	87
3.1 研究の目的	87
3.2 鋼構造部材の温度の予測	89
3.2.1 日射による温度上昇の評価法	89
3.2.2 金属系部材の温度実測結果による検証	90
3.2.3 金属系仕上材温度の実測結果による検証.....	96

3.3 鉄筋コンクリート部材の温度の簡易算定法	
その1 ISO TECHNICAL REPORTにおける構造体温度の設定法.....	98
3.3.1 温度変動の正弦波へのモデル化.....	99
3.3.2 日射のモデル化と外気温変化との組合せ.....	102
3.3.3 構造体温度の簡易算定法.....	103
3.3.4 ISO/TR9492の計算方法の評価.....	105
3.4 鉄筋コンクリート部材の温度の簡易算定法	
その2 熱伝達過程の複層化とモデルの2次元化.....	106
3.4.1 簡易算定法の解析手法.....	106
3.4.2 1次元簡易算定法.....	111
3.4.3 2次元簡易算定法.....	115
3.5 3章のまとめ.....	121
参考文献.....	122
4 温度荷重と他の荷重との組合せに関する研究.....	123
4.1 研究の目的.....	123
4.2 対象とする気象データと荷重、応力の定義.....	124
4.2.1 雪荷重.....	124
4.2.2 風荷重.....	127
4.2.3 温度荷重.....	130
4.2.4 組合せ応力の定義と基準化.....	132
4.2.5 荷重係数を用いた組合せ応力の表現.....	135
4.3 雪荷重と温度荷重との組合せに関する検討.....	136
4.3.1 応力組合せの分布と再現期間100年に対する組合せ応力.....	136
4.3.2 荷重係数に対する応力比、基準温度、再現期間の影響.....	143
4.3.3 TURKSTRAの経験則による組合せ応力の評価.....	153
4.3.4 まとめ.....	156

4.4	風荷重と温度荷重との組合せに関する検討	157
4.4.1	応力組合せの分布と再現期間 100 年に対する組合せ応力	157
4.4.2	荷重係数に対する応力比、基準温度、再現期間の影響.....	164
4.4.3	TURKSTRA の経験則による組合せ応力の評価	175
4.4.4	まとめ.....	178
4.5	雪荷重、風荷重と温度荷重との組合せに関する検討	179
4.5.1	応力の算定方針と再現期間 100 年に対する組合せ応力	181
4.5.2	荷重係数を用いた組合せ応力の推定.....	183
4.6	地震荷重と温度荷重との組合せに関する検討.....	186
4.6.1	地震荷重、温度荷重の確率分布	186
4.6.2	組合せ応力と荷重係数の算定.....	189
4.6.3	荷重係数に対する応力比、基準温度、再現期間の影響.....	189
4.6.4	TURKSTRA の経験則による組合せ応力の評価	193
4.6.5	まとめ.....	193
4.7	温度荷重と他の荷重との組合せにおける荷重係数の設定法に関する考察	195
4.7.1	検討の目的.....	195
4.7.2	荷重係数に影響を与える要因ごとの分析.....	195
4.7.3	荷重係数の設定法のまとめ.....	196
4.8	4章のまとめ.....	197
	参考文献.....	198

5 設計例	199
5.1 設計例による検証の目的.....	199
5.2 鉄骨造生産施設の設計例.....	200
5.2.1 建物概要.....	200
5.2.2 条件設定.....	202
5.2.3 温度荷重に対する設計を行うかどうかの判定.....	204
5.2.4 ラーメン構造に関する変形と応力の検討.....	205
5.2.5 ブレース構造に関する変形と応力の検討.....	209
5.3 鉄筋コンクリート造教育施設の設計例.....	214
5.3.1 建物概要.....	214
5.3.2 条件設定.....	216
5.3.3 温度荷重に対する設計を行うかどうかの判定.....	218
5.3.4 断熱材による梁温度の低減効果.....	219
5.3.5 ラーメン構造に対する変形と応力の検討.....	221
5.3.6 耐震壁構造に対する変形と応力の検討.....	226
5.4 5章のまとめ.....	230
6 結論	231
謝辞.....	233

第 1 章

序論

第1章 序論

1.1 はじめに

物質は温度変化によって伸縮する性質を持っており、建築物の骨組みを構成している鉄やコンクリートもおおよそ $1.0 \times 10^{-5} / ^\circ\text{C}$ の割合で長さが増減する。屋根梁の温度が外気温と日射の影響で上昇すると梁の長さが伸び、端部では柱が外側に倒れるような向きに層間変形を生じさせる。長大建物ではこの変形による柱梁の応力は地震荷重による応力と同レベルの大きさとなり、また、変形により仕上げ材が損傷することもある。耐震壁、ブレース等水平変形を拘束する要素があると梁の伸縮は低減されるが、拘束する耐震壁やブレースに作用する力は耐震壁のひび割れやブレースの座屈を生じさせるほどの大きさになることがある。このような現象を防止するためには荷重(温度変化量)を適切に設定して、荷重効果を把握し、有効な対策を講じることが必要である。

生産施設、倉庫等の長大な建築物や発電所等内部に熱源を持つ建築物の設計においては温度荷重を考慮した設計が行われている。しかし、温度荷重を考慮した設計を行うための情報は十分ではなく、橋梁等の設計規準⁴⁾を参考にしていたが、外部に直接面している土木構造物とは異なり建築物は屋根、壁で外部と遮断されていることが多く、断熱等の条件も建物ごとに異なる。建築学会では1993年版の建築物荷重指針³⁾から温度荷重を設計荷重として取り上げた。筆者は建築学会温度荷重小委員会の発足当初から委員、主査として他の委員と協力して温度荷重に関する情報の収集と研究に携わってきた。本論文は温度荷重小委員会において収集した情報、検討した内容がベースとなっており、特に筆者が主体的に取り組んだ課題を中心にまとめ、新たに検討した内容を追加している。

本論文ではまず温度荷重が建物に与える影響から問題となる事象を整理し、既往の研究により解決されている問題と残された課題とを把握する(1章)。また、温度荷重に対する設計の現状を分析することにより設計を進める上での課題を把握する(2章)。これらの課題の一部について解決に向けて研究を行い(3章 構造体温度の簡易な算定法、4章 温度荷重と他の荷重との組合せ)、研究の成果について設計例を用いて検証する(5章)。研究の成果をまとめると共に残された課題についても整理する(6章)。

1章、2章は小委員会として収集、整理した情報がベースとなっている。3章は筆者が主体的に取り組んだ研究であるが、理論式の展開とプログラム作成は小委員会委員である首都大学東京の永田教授が行った。4章は筆者が行った研究であるが、温度荷重小委員会において意見、助言をいただくと共に、建築学会信頼性工学利用小委員会の皆様にも助言をいただいた。5章の研究は筆者が行った。

3章の構造体温度の簡易な算定法、4章の温度荷重と他の荷重との組合せについては、本論文に記載した研究成果が2015年2月に刊行された最新の荷重指針³⁾に反映されている。本論文をまとめるにあたり、図、表などは荷重指針³⁾からも引用している。

1.2 建築物に温度変化を生じさせる要因

1.2.1 温度荷重の定義

建築物に変形や、応力といった荷重効果を生じさせるのは構成材料の温度変化による歪である。荷重指針³⁾では「建築物に荷重効果を発生させる温度変化を温度荷重という(p483)」と定義している。また、「温度差を求める基準となる温度を基準温度とし、構造体や2次部材の温度による荷重効果が0になるか、または見なせる温度とする(p511)」としている。従って、温度荷重とはある時点での温度と基準温度との温度差であると定義できる。

1.2.2 温度変化の要因

建築構造物に温度変化を生じさせる要因としては表 1.2.1 のようなものがある。個々の要因と建築物への影響を整理する。

表 1.2.1 温度変化の要因

温度変化の要因	現象	基準、文献等
a. 外気温、日射	外気温の変化、日射の影響により構造部材に温度変化が生じる。温度変化に伴う部材の長さ変化により、建築物全体の変形や部材の応力が生じる。	建築物荷重指針 ³⁾ 温度荷重設計資料集 ⁶⁾
b. 内部熱源	内部熱源により構造部材に温度変化が生じ、変形、応力が生じる。 ・蓄熱層 ・発電所 ・煙突 ・サイロ ・冷蔵倉庫	文献 ⁵¹⁾ 等 発電用原子力設備規格 ⁵²⁾ 煙突構造設計指針 ⁵³⁾ 文献 ⁵⁴⁾ 等 日本冷蔵倉庫協会 ⁵⁸⁾
c. コンクリートの水和熱	コンクリートの硬化時に発生する水和熱により温度応力が生じる。コンクリートにひび割れなどが生じる。	マスコンクリートのひび割れ制御指針 ⁵⁵⁾
d. 火災	火災時の火炎により構造体温度が上昇、部材の伸びによる変形（層間変形）、温度上昇による構造材料の強度低下が生じる。	鋼構造耐火設計規準 ⁵⁶⁾

a. 外気温、日射

構造架構が外気に接している場合や、室内であっても外気が容易に侵入してくる環境においては、構造体温度は外気温の変動の影響を受ける。外気温の変動は一年を周期とした日平均気温の季節変動と一日を周期とした日変動との和と考えることができる。日平均気温に関しては比較的長期に作用するため構造体温度もこれに追従して温度が変化するものと考えられる。一方、日変動に関しては鉄筋コンクリート造の柱、梁などのように断面全体に温度が伝達するのに時間を要するものに関しては断面の大きさが大きい程温度変動幅が小さくなると共にピーク温度となるタイミングも外気温とのずれ（位相差）が大きくなる。

日射は屋根や外壁等直接日射を受ける部分の表面温度を上昇させる。この効果は、構造体に同じ温度変化を生じさせる等価な外気温変化に換算すると晴天時の水平面では 30℃～40℃の温度上昇になる。夜間には日射はないため一日の日射の変動幅は 30℃～40℃となり、外気温の一日の変動幅（10℃程度）に比べて大きい。また、屋根などで梁の上面が日射を受ける場合は、梁の上下で温度差が生じ、梁中央が上部に盛り上がるような変形を生じることがある。

温度荷重設計資料集⁹⁾から図を引用して説明する。外気温、日射の影響を受ける部分と影響のない部分があると相対的な変形差が生じる。例えば、屋根部の梁の温度が日射の影響で上昇すると屋根の長さが長くなるような変形を生じる。この変形は建物端部では柱の外側への倒れすなわち層間変形を生じさせることになり、ラーメン構造の場合にはその変形による応力（せん断力、曲げモーメント）が生じる(図 1.2.1(a))。また、耐震壁、ブレースのように屋根の水平方向への伸びを拘束する要素がある場合は、梁の伸びは小さくなるが、拘束要素に応力が生じ、ブレースの座屈や耐震壁のひび割れを生じさせることがある(図 1.2.1(b),(c))。屋根の伸びは屋根の長さに比例するため建物長さが長いほど温度変化の影響（変形、拘束応力等）は大きくなる。

荷重指針³⁾では、日本の主要都市の日最高気温、日最低気温の再現期間 100 年に対する値等と日射については理論的な最大値が示されている。これらについては 2 章で詳しく述べる。

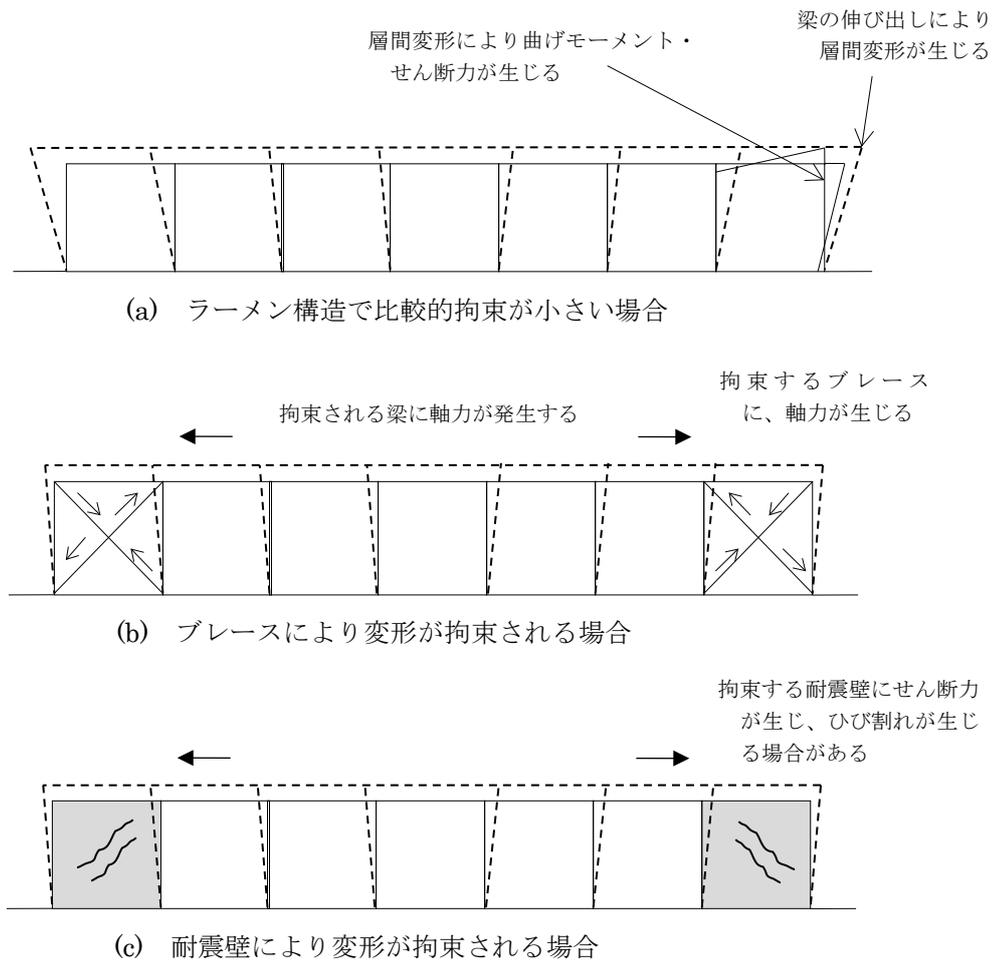


図 1.2.1 屋根梁が伸縮した場合の応力・変形⁶⁾

b. 内部熱源

建物内部に熱源を持つ建物では熱源に近い構造部材は熱源により加熱または冷却され構造架構に変形や応力が生じる。熱源の温度はほぼ一定であることが多い。熱源ごとにその特徴を概観する。

① 蓄熱槽

蓄熱槽とは建築物の基礎にあるピット（底版と床スラブとの間にできる空間）等を利用し空調等に必要熱を温水、冷水等の形で貯蔵する施設である。水の温度は通常 5～45℃程度の温度で管理される。水の温度の影響でピット周辺の底版、基礎梁、床スラブなどの構造体に温度変化が生じ、温度応力によるひび割れが生じ水漏れや地下水の浸入の原因となることがある。ひび割れ防止のため、温度差を制限するなどの設計が行われている。

② 発電所

火力発電所、原子力発電所等では水を熱し、水蒸気によりタービンを回転させることで発電している。このような施設では熱源に近い部分の構造体温度が上昇し、架構全体に温度応力が発生する。原子力発電所では、通常の運転時（定常状態）にはコンクリート温度が 65℃以下（貫通部は 90℃以下）となるように制限されている⁵²⁾。コンクリート温度が 100℃以下の範囲では、構造体の剛性と耐力はほぼ変化がないとされている。一方、異常時（非定常状態）にはコンクリート温度は 175℃以下（貫通部は 340℃以下）に制限されているが、100℃を超えるとコンクリートの乾燥による物性の変化とひび割れ等により剛性が低下するとされている。

③ 煙突

煙突により排気される燃焼ガスは発電所のガスタービンの場合には 400～500℃に達する⁵³⁾。一方、煙突筒身の表面温度は鉄筋コンクリート煙突では 100℃以下、鋼製煙突では 165℃以下と制限されており、断熱材（ライニング）により筒身の温度制限を満たす設計が行われている。また、鉄筋コンクリート煙突の場合はひび割れ防止の観点から筒身の内外表面温度差が 20℃以下に制限されており、これを超える場合はひび割れ幅を計算し 0.2～0.3mm 以下になるように設計するとしている。

④ サイロ

セメントを製造する過程では、石灰石等の原材料の粉末を最高 1450℃で焼成してクリンカーという石状の中間製品が作成される。クリンカーは空冷された後、一旦サイロに貯蔵される。クリンカーサイロの内部温度の実測例では 120℃程度の温度が記録されている。このような高温物質を貯蔵するサイロでは、鉄筋コンクリート壁体の膨張による応力（フープテンション）や壁体の内外温度差による曲げ応力が生じ、ひび割れが生じることがある。

⑤ 冷蔵倉庫

冷蔵倉庫、冷凍倉庫は構造体を倉庫として用いる場合と、構造体内部に別途冷蔵、冷凍室を設ける場合とがある。構造体を倉庫の壁、床、天井として用いる場合は構

造体温が倉庫内温度に近くなるまで冷却されて他の部分との間に相対な温度差を生じ、変形や応力によるひび割れを生じさせる場合がある。倉庫は規模が大きく建物長さが長いことも温度応力を増大させる要因となる。

冷凍冷蔵倉庫の保管温度帯は表 1.3.2 のように 7 段階に分類されている⁵⁸⁾。

表 1.2.2 冷凍冷蔵倉庫の級別と保管温度⁵⁸⁾

冷蔵庫の級別	保管温度(°C)
C3 級	+10 ~ -2
C2 級	-2 ~ -10
C1 級	-10 ~ -20
F1 級	-20 ~ -30
F2 級	-30 ~ -40
F3 級	-40 ~ -50
F4 級	-50°C以下

c. コンクリートの水和熱

生コンクリートが硬化する時に生じる水和反応は発熱を伴うため温度が上昇する。マスコンクリート等では中心部では水和熱により温度が上昇し膨張しようとするがコンクリート表面は外気によって冷却されるため温度上昇は小さい。このため内部が膨張することにより表面に近い部分には引張応力が働きひび割れの原因となる。ひび割れを低減するためには内外の温度差を小さくすることが有効である。対策としては、温度の上昇を抑える（発熱の原因となるセメントを減らす（スランプを小さくするなどして単位水量を減らすことで強度を変えずに、セメント量を減らすことができる）、低熱型のセメントを用いる）、表面の急激な温度低下を防ぐ（コンクリート表面を断熱材で覆う）等が有効である。橋梁のアンカー基礎等厚さ 10m を超えるようなマスコンクリートでは骨材を冷却するなどして生コンクリート自体の温度を低下させたり（プレクーリング）、コンクリート中に冷水配管を施してコンクリート温度を低下させたりするなどの対策がとられることもある。

d. 火災

耐火設計の目標は建物内の延焼拡大の防止及び構造架構の崩壊の防止である⁵⁶⁾。火災の性状の指標である「火災継続時間」と「火災温度上昇係数」は火災が発する室の大きさ、開口の大きさ、壁、床の性能、可燃物の種類、量等によって推定することができる。一方、構造架構の耐火性能に関する指標としては「保有耐火時間」があり、火災温度上昇係数、構造種別、架構形式、構造断面等が影響する。耐火設計においては構造架構の崩壊防止を目標とし、保有耐火時間が火災継続時間を上回ることを検証する。このような耐火設計の手法は建築基準法に基づき「耐火性能検証法」(ルート C)として文献⁵⁶⁾にまとめられている。

上記のように火災の性状は室や可燃物の性質によってまちまちであるが、現実には起こりうる火災を包絡する代表火災として ISO834 の標準火災温度曲線があり、発火 3 時間後には 1000°C を超える高温になる。火災によって発生した熱は対流と放射熱によって構造部材に伝達される。鋼構造部材などでは耐火被覆により熱伝達量を減少させる対策がとられる⁶²⁾(図 1.2.3)。

構造材料は高温になると強度が低下する。鋼材はおよそ 300°C を超えると強度が低下しはじめ約 700°C で強度が 0 になる⁶³⁾(図 1.2.4)。鋼構造部材の保有耐火時間とは温度上昇によって部材の強度が低下し、その部材または架構が崩壊する限界の時間であり、温度の上昇率(火災温度上昇係数)や支える荷重等によって影響される。

コンクリート場合は高温時の圧縮強度のばらつきが大きいですが、概ね 500°C で設計基準強度の 2/3 に低下する⁶¹⁾(図 1.2.5)。また弾性係数も温度上昇に伴って低下する⁶¹⁾(図 1.2.6)。コンクリート強度、弾性係数は加熱後の冷却によりさらに低下する場合がある。耐火検証法では 500°C を超える部分のコンクリートの強度は 0 とし、500°C 以下の部分の強度は設計基準強度の 2/3 として計算する事としている。設計規準強度が 60N/mm² を超えるコンクリートは高密度なため熱応力や水分蒸発に伴う空隙圧上昇などに起因して表層部の爆裂が生じやすい^{60),61),65)}(図 1.2.7)。そのため、耐火検証法では適用範囲をコンクリートの設計基準強度で 60N/mm² 以下に限定している。爆裂を抑制する対策としては、耐火被覆、耐火塗装、メッシュ筋や合成繊維の混入などが検討されている。合成繊維は高温時に減容・消失することにより空隙が形成され内部の空気の逃げ道を作るので、蒸発による空隙圧を緩和する効果があるとされている(図 1.2.8)。

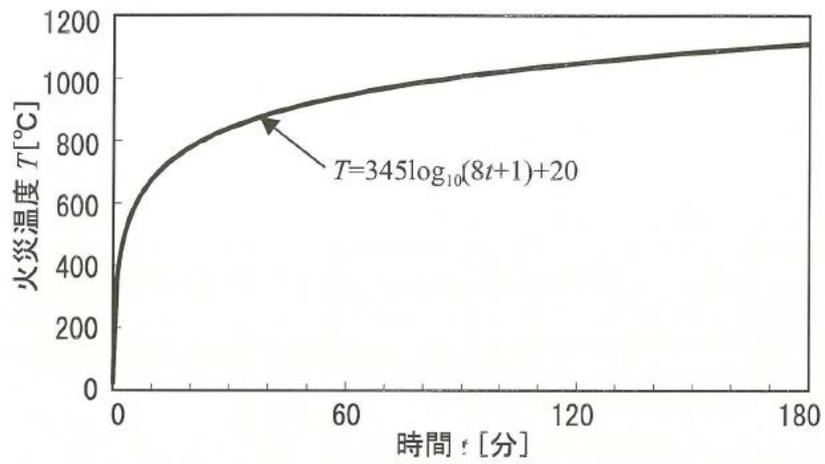
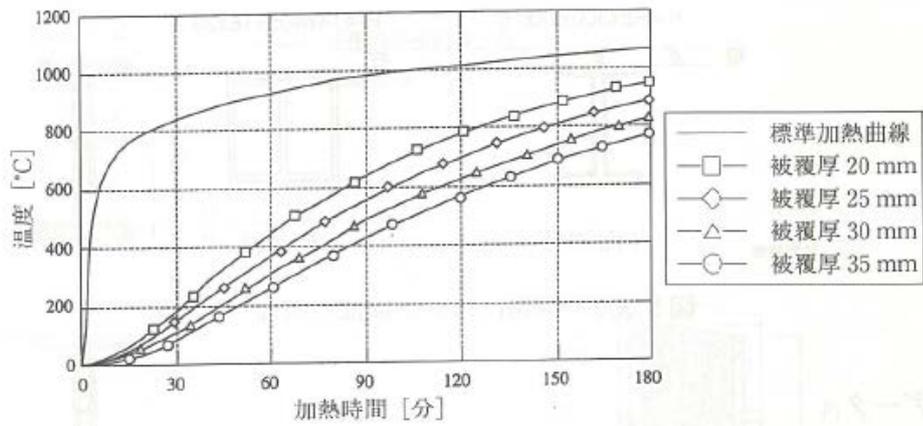
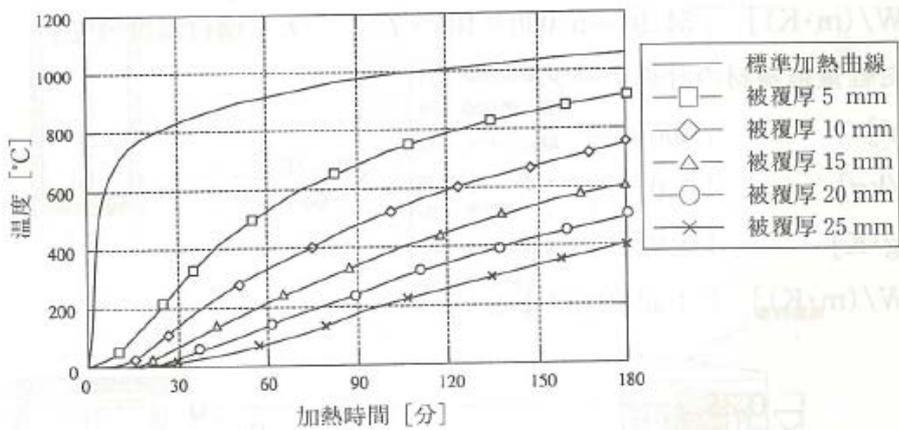


図 1.2.2 ISO834 標準火災温度曲線 ⁵⁶⁾



(a) 梁部材の温度



(b) 柱部材の温度

図 1.2.3 耐火被覆された鋼構造部材の温度算定例 ⁶²⁾

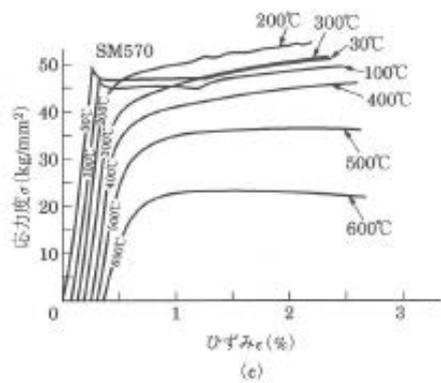
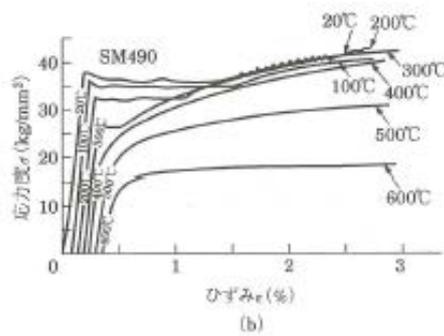
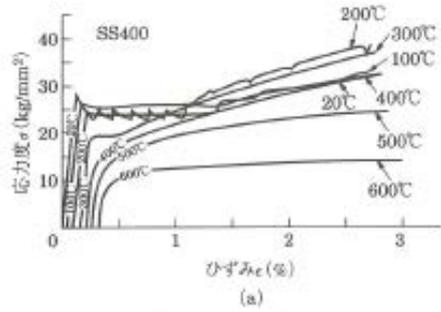


図 11.10 構造用鋼材の高温での
応力-ひずみ曲線⁶¹⁾

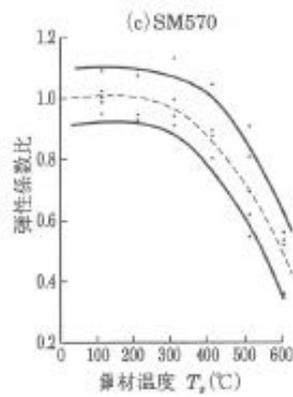
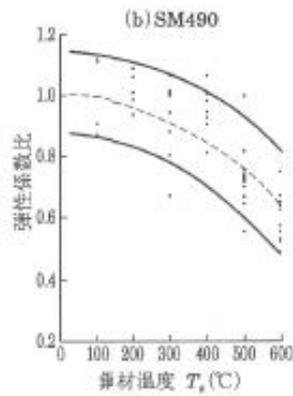
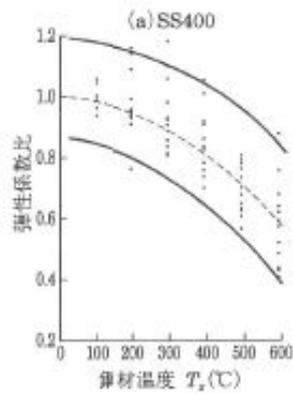


図 11.11 鋼材の弾性係数比
(E/E_{RT})⁶¹⁾

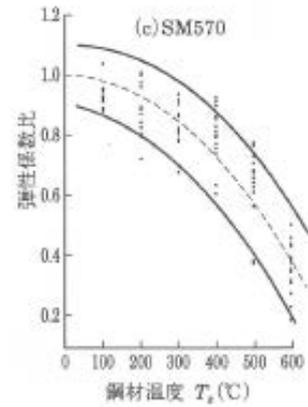
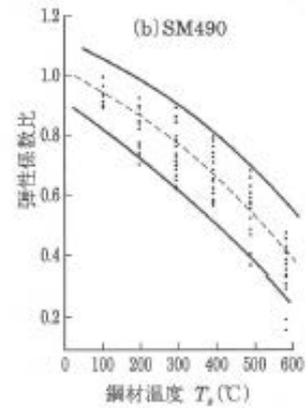
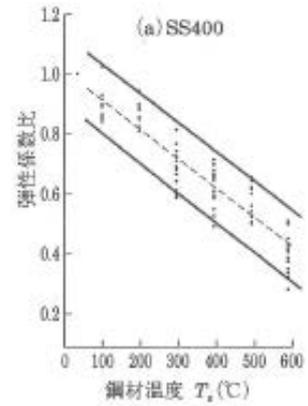


図 11.12 鋼材の降伏応力度比
(σ_{yT}/σ_{yRT})⁶¹⁾

図 1.2.4 高温時の鋼材の材料特性⁶³⁾

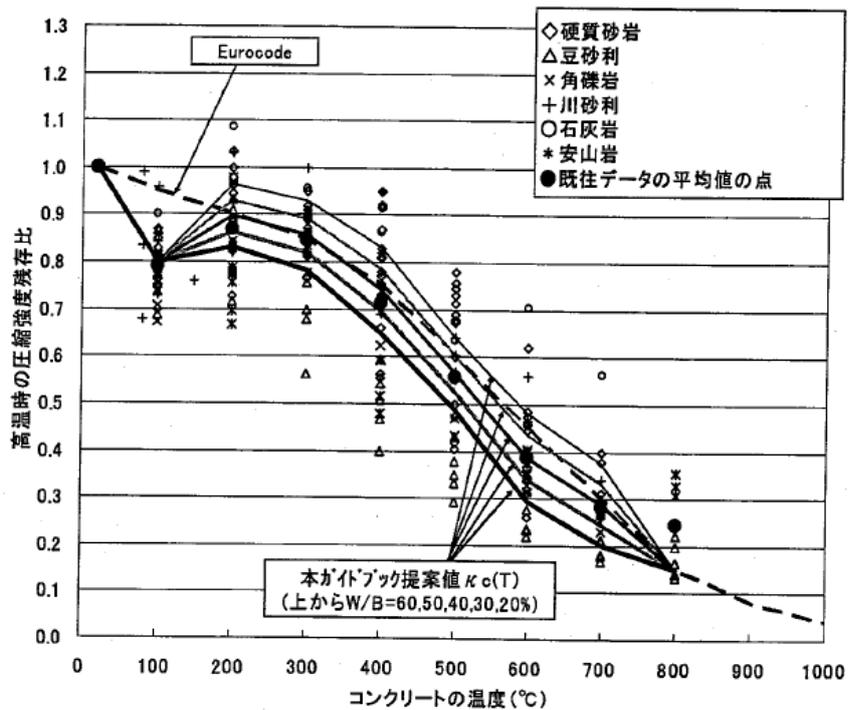


図 1.2.5 高温時のコンクリートの強度残存比⁶¹⁾

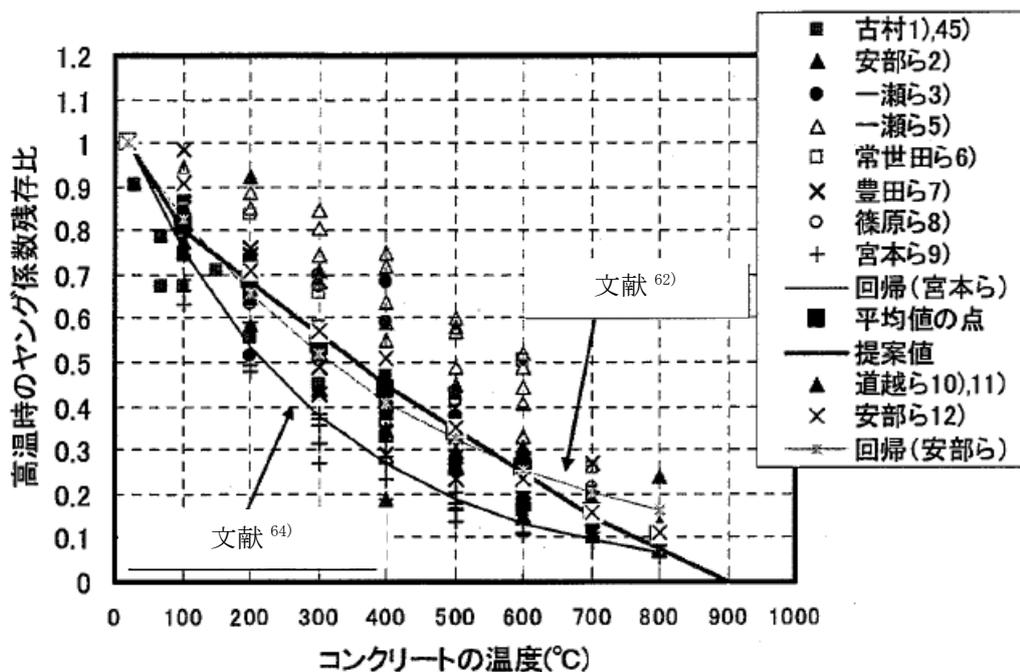
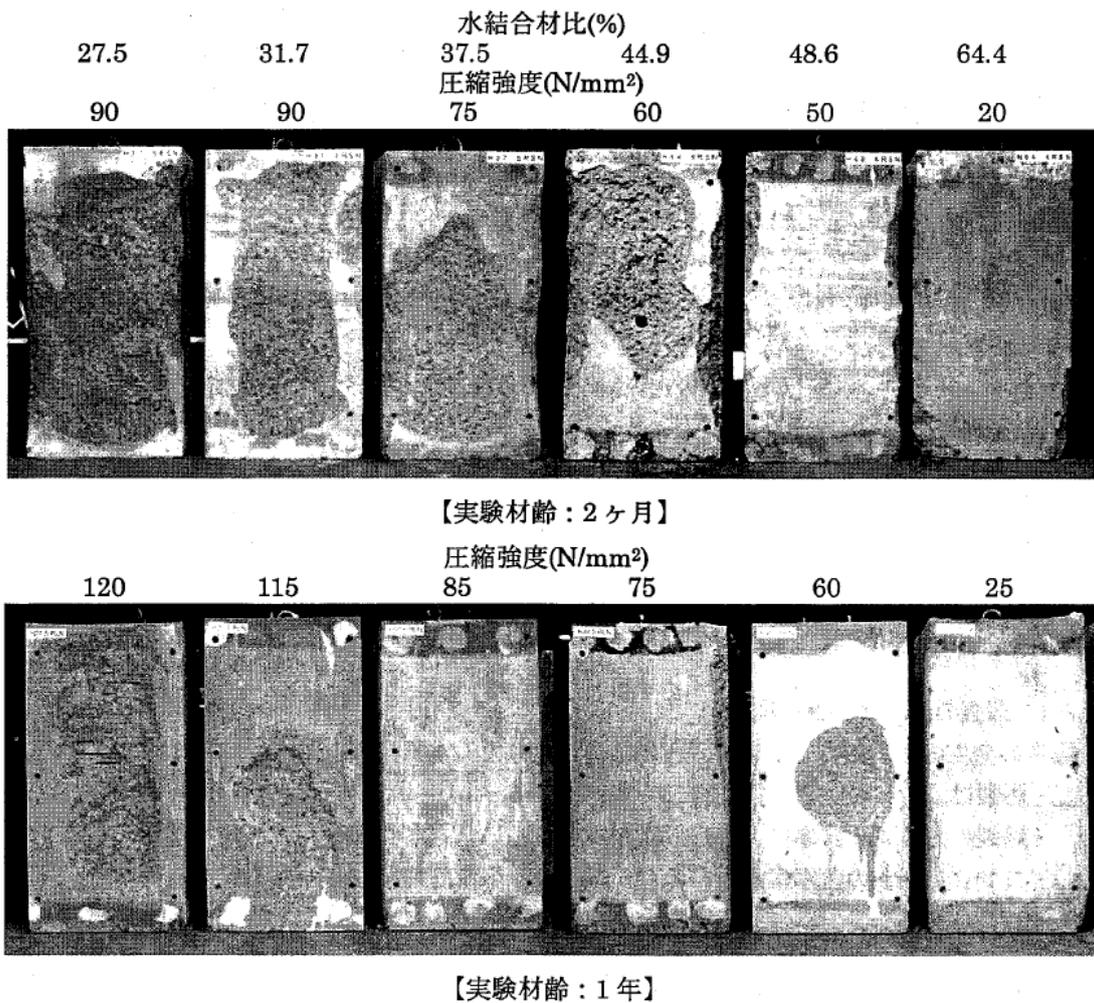


図 1.2.6 高温時におけるコンクリートの温度と弾性係数残存比強度残存比
文献⁶¹⁾ に参考文献を加筆



(試験体寸法：断面 70cm×70cm、高さ 140cm、鉄筋のかぶり厚さ：50mm)

図 1.2.7 耐火実験後の RC 造柱試験体の状況 ⁶⁵⁾

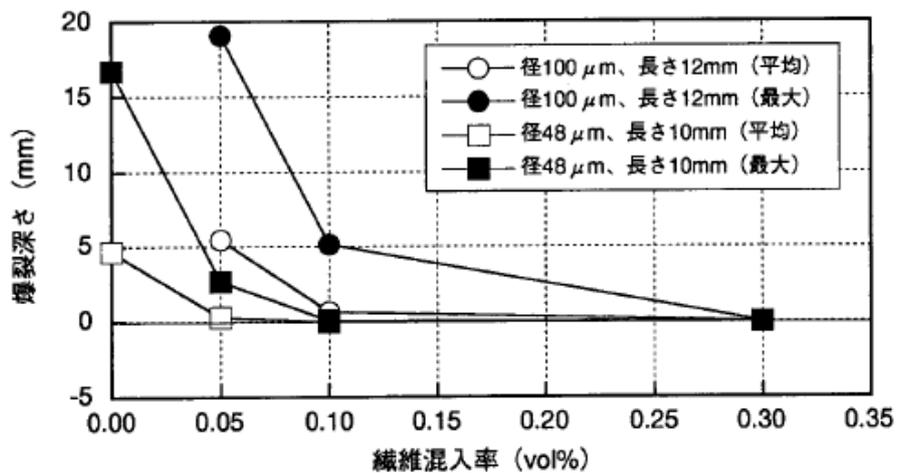


図 1.2.8 繊維混入率と爆裂深さの関係 ⁶⁵⁾

1.2.3 本論文で対象とする温度変化の要因

1.2 節では建築物に温度変化を与える要因について調査した。

外気温、日射はほとんどの建築物がその影響を受ける。気温、日射に関する情報は気象庁等により観測、蓄積されており、建築学会等はそのデータを統計処理して設計用データとして荷重指針³⁾等に反映している。しかし、その影響を受ける構造体温度の推定法については実務に適した簡易な方法が整備されていない状況である。

内部熱源は外気温に比べ大きな温度差を構造体に生じさせる場合があり、設計に対する影響が大きい。しかし、個々の熱源はいずれも特殊であり、その熱源に特化した研究が行われた結果、対策も含めた設計体系が出来上がって設計指針としてまとめられている場合が多い。コンクリートの水和熱、火災についても同様である。

従って、本論文では、内部熱源、コンクリート水和熱、火災等の特殊な熱源は扱わず、外気温、日射による温度変化に対象を限定して研究を進める。

1.3 温度変化が建築物に与える影響

この節では外気温、日射による温度変化が建築物に与える影響を、実測例等を用いて分析し、温度荷重を考慮する必要性について考察する。

1.3.1 実測例、被害例の分析

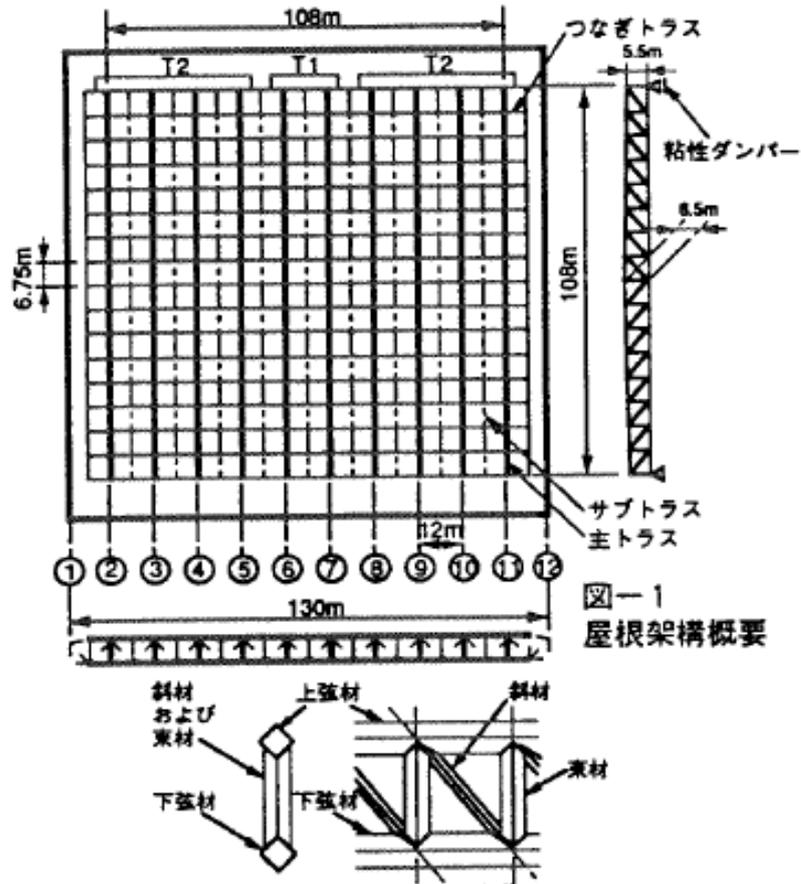
a. 鋼構造大スパン屋根の変形実測例¹⁴⁾

図 1.3.1 は大空間建築（アリーナ）のトラス屋根の温度と変形の実測例である。屋根は鋼製トラスで支えられており、支点間の距離は 108m ある。平面図（上図）に示されているようにトラスは一端でピン支持されるが、他端ではローラー支持により温度変形に追従させている。ローラー支持端には地震時の変形を吸収するための粘性ダンパーが設置されている。図 1.3.1 下図はある日の鋼材表面温度とローラー支持部における変位（粘性ダンパーの変位）との関係を示したものである。

鋼材の線膨張係数を $1.0 \times 10^{-5}/^{\circ}\text{C}$ とすると 108m のトラス梁の長さは 1°C の温度上昇に対し、 $1.0 \times 10^{-5} \times 1.0 \times 108000\text{mm} = 1.08\text{mm}$ 伸びることになる。この関係を図中に破線で追記する。温度上昇時と低下時で若干の変化率の違いはあるものの破線は概ね実測値の変化率と一致しており、トラスは温度変化に対しほぼ自由伸縮していることがわかる。年間で 50°C の温度変化が生じたとするとトラス長さの変化は約 54mm となり、仕上げ材の追随性や防水性、外気の遮断などに影響を与えられ考えられる。

両端がピン支持され温度変化による伸縮が拘束された場合にどのような応力が発生するかを考えてみる。

トラスには温度変化 ΔT による歪み $1.0 \times 10^{-5} \times \Delta T$ が発生しようとするが、変形が拘束されているためこの歪みをキャンセルする方向に軸力が発生することになる。その応力度はヤング係数を $205000\text{N}/\text{mm}^2$ と仮定すると $205000 \times 1.0 \times 10^{-5} \times \Delta T$ となる。温度変化が 50°C であるとする軸方向の応力度は $102.5\text{N}/\text{mm}^2$ と SS400 の降伏応力度の $215\text{N}/\text{mm}^2$ の約半分の大きさとなり、部材の細長比が大きい場合には座屈が生じる可能性がある。



線膨張率 ($1.0 \times 10^{-5}/^{\circ}\text{C}$) を用いて計算したトラス温度と水平変位の関係

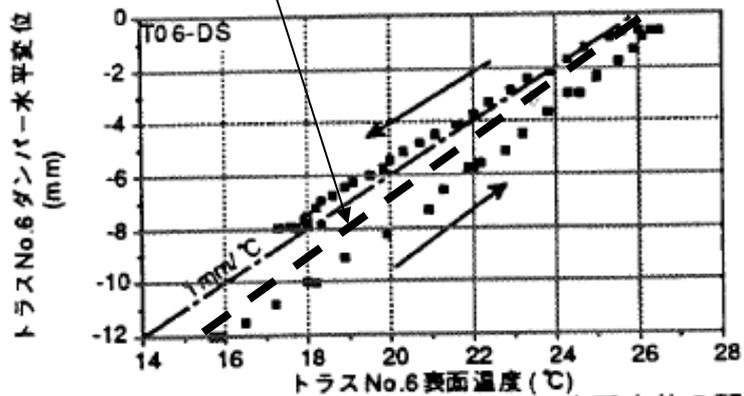


図-6 トラス表面温度と粘性ダンパー水平変位の関係

図 1.3.1 アリーナ屋根トラスの温度と変形の実測例¹⁴⁾

b. 折版屋根のボルト破断事例

温度荷重が主因と考えられる被害が報告された例として Spring-8 の屋根の被害⁷⁾がある。この事例では、台風による屋根折版の剥離被害が生じたが、折版を固定しているボルトの強度は風圧力に対して十分な余裕があり、また破断面に錆が発生していたことなどから、ボルトが台風による被害を受ける以前から折版の熱伸縮により疲労損傷していたことが明らかにされた。折版とボルトとの間のスライド機構が所定の性能を發揮せず折版の熱伸縮を拘束していたため、ボルトに繰り返しせん断力が加わり、破断したものと考えられている。この被害をきっかけとして社団法人日本建築学会、独立行政法人建築研究所等で調査、研究がなされ、建築基準法の改正(2007年6月)、鋼板製屋根構法標準⁸⁾の改訂(2008年1月)等が行われている。



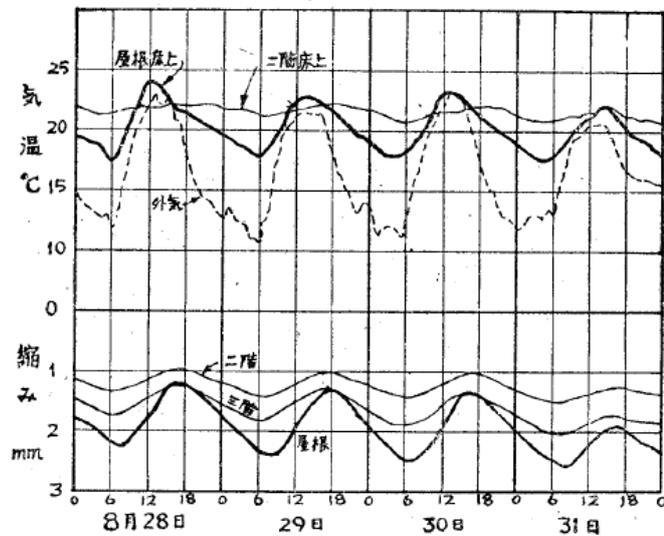
図 1.3.2 2004 年台風 18 号による Spring-8 蓄積リング棟屋根の被害⁷⁾

c. 鉄筋コンクリート長大建物の温度変化による変形の実測例

鉄筋コンクリート造建築物における実測例としては大野らによる平屋建物での実測^{9),10)}、串山らによる6階建て建物での実測¹¹⁾などがある。

大野らは文献⁹⁾で長さ85.5mの平屋鉄筋コンクリート造建物の中央にあるエキスパンションジョイントの間隔を測ることで温度変化による屋根の伸縮量を推定している。日変化においては伸縮の最大、最小値は気温の最高最低の時刻より概ね3~4時間遅れている。年変化に関しては、構造体温度が外気温と等しいとして計算した伸縮量の11.8mmに対し実測された伸縮量9.8mmは83%となっており比較的近い値となっている。

文献¹⁰⁾では長さ約220mの鉄筋コンクリート造平屋建て校舎の中間2ヶ所に設けられたエキスパンションジョイントにおいて外気温とエキスパンションジョイントの間隔の変化を実測し、外気温変化から求めた伸縮に対し実測値は55~67%の値であったと報告している。また、基礎梁の長さ変化は地中温度の変化より計算された伸縮量よりも大きく、構造架構の温度応力が基礎梁に伝達されていると考えられる。



第1図

図 1.3.3 平屋鉄筋コンクリート造建物のエキスパンション部の変形と気温の変化⁹⁾

串山らは文献¹¹⁾で長さ157.5mの6階建て鉄筋コンクリート造建物で、中間にある2ヶ所のエキスパンションジョイントの間隔の変化と温度変化を実測している。計測された伸縮量は外気温から計算した伸縮量に対し、日間の変形では0.82倍、年間の変形では0.89倍と大野ら^{9),10)}の計測と同様の傾向が得られている。また、晴天時の伸縮の温度変化に対する割合が曇天時に比べ1.33~2.07倍と大きくなっているのは、日射の影響であるとしている。

これらの鉄筋コンクリート造建物では外気温から計算された自由伸縮に対して実測値が小さくなっているがその原因として構造体温度の変化の度合いが外気温よりも小さいことが考えられ、構造体温度の把握が必要なことが指摘されている。

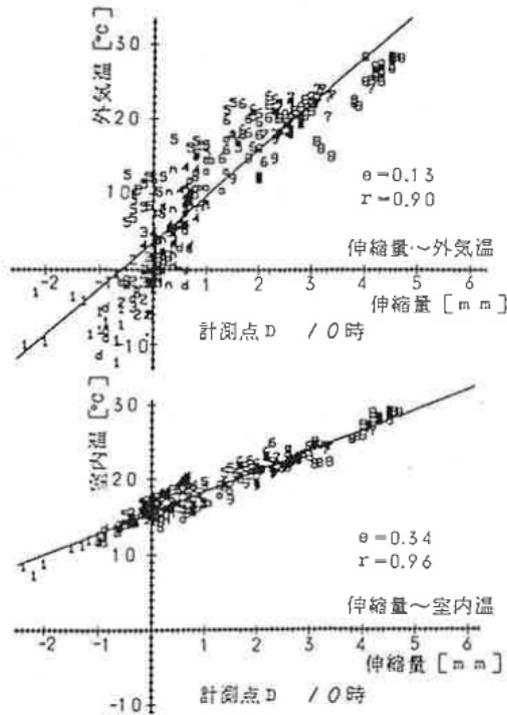
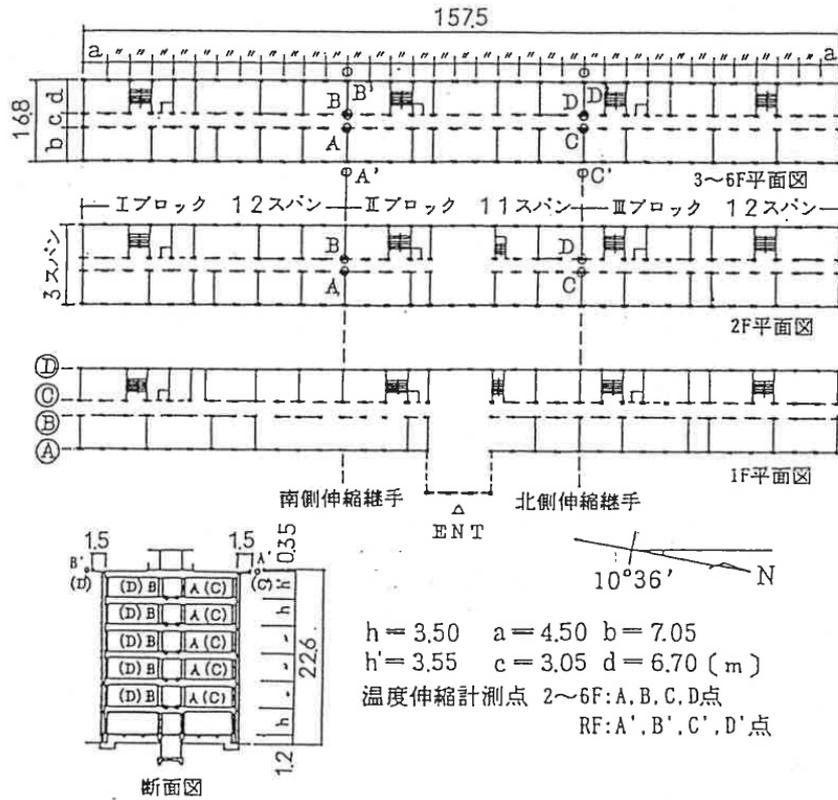


図-8 伸縮量-気温の相関 (2F)

図 1.3.4 6階建鉄筋コンクリート造建築物のエキスパンション部の伸縮の実測¹¹⁾

d. 鉄筋コンクリート壁の温度応力によるひび割れ被害例⁵⁷⁾

文献⁵⁷⁾には鉄筋コンクリート造建物のひび割れ被害例が多数掲載されている。図 1.3.5 はその中で温度変化がひび割れの原因と特定された一例である。最上階右端の壁には右下がりのひび割れが発生しひび割れ幅は最大 0.7mm に達している。外気温や日射の影響で屋根面のスラブや梁の温度が上昇して膨張した場合、屋根の梁は外側（図では右側）に伸びだそうとし壁の上部を右側に押すようなせん断力が加わり、このようなひび割れが生じたと考えられている。コンクリートが乾燥収縮した場合は屋根面が収縮する方向に変形し、壁のひび割れは左下がりとなるので区別がつく。屋根面に断熱が無い、あっても内断熱（部屋内側に断熱材がある。部屋内への熱の貫流は低減できるが梁やスラブの温度は逆に高くなる。）の場合にこのようなひび割れが生じることが多く、近年では外断熱工法を採用することが多くなっている。

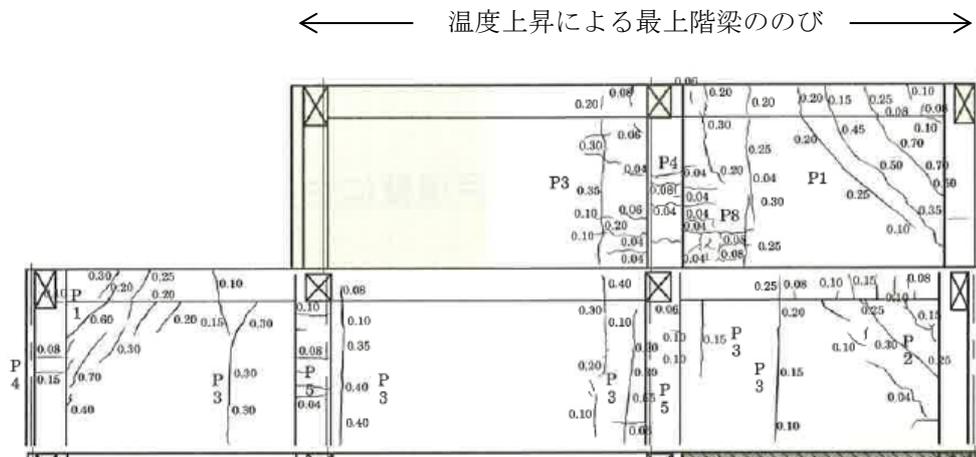


図 1.3.5 6 階建鉄筋コンクリート造建物の壁面のひび割れ発生状況

文献⁵⁷⁾に加筆

e. 鉄筋コンクリート造駐車場の日射による変形とひび割れ³⁷⁾

文献³⁷⁾は日射による屋根スラブ及び梁の変形により柱、梁にひび割れが生じた事例である。建物は米国、アラバマにある鉄筋コンクリート造9階建て、110.6m×54.9mの平面を持つ駐車場である。外壁はなく、構造体が直接外気温の影響を受けている。また、最上階床スラブと梁は日射による温度上昇の影響を受ける。床が上階へのスロープを兼用して緩やかに傾斜しているため図1.3.7のように柱の左右で床のレベルが異なっている。スパン方向の梁は現場打コンクリートにプレストレスを導入している。

図1.3.8は柱周辺の梁の底面および側面に入ったひび割れを示したものであり、梁の伸縮による引張力と梁の上面が熱せられて曲げ変形が生じたことが原因であるとしている。実測によれば屋根スラブ上面の温度は最高で54.4℃に達しており、その時の外気温の32.8℃に対して21.6℃高く、日射による温度上昇であると考えられる。梁の下面の温度は37.8℃と外気温に近い値となっており、梁上下面で16.6℃の温度差が生じている。この部材内の温度勾配は屋根面を上にもくらすような曲げ変形を生じさせ、梁は中央で10.8mmレベルが上昇している。梁の曲げ変形は端部で柱により拘束されているため拘束応力により梁のジョイント部目地の開きと柱上部の水平方向の曲げひび割れが生じている。

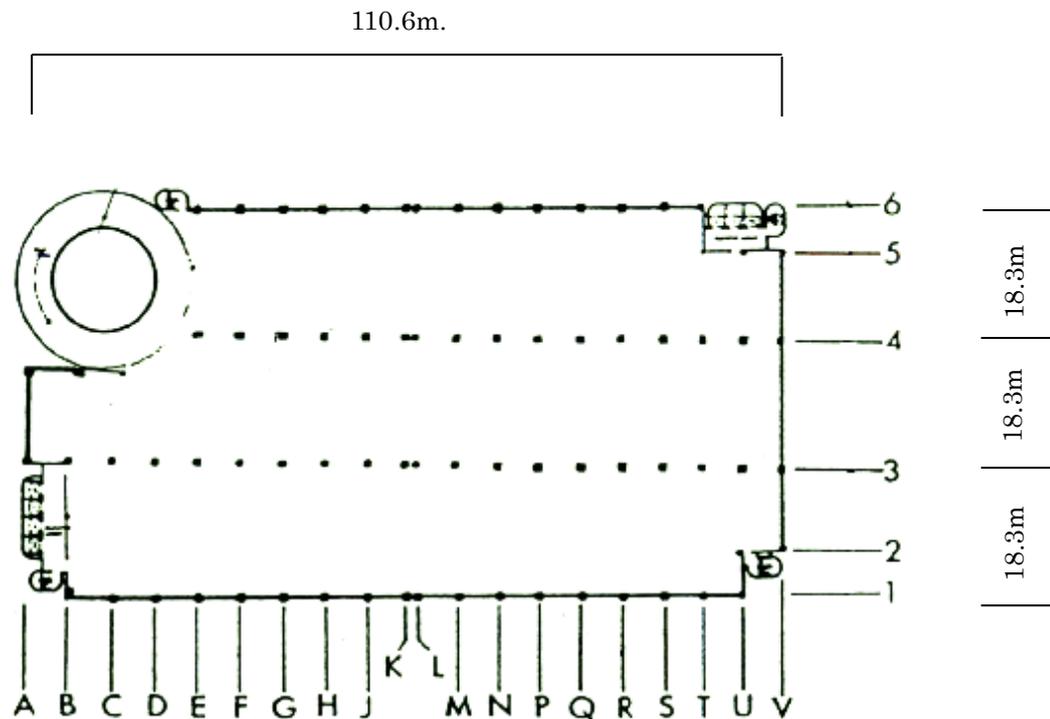


Fig. 1 — Typical floor plan of garage

図 1.3.6 建物平面図 文献³⁷⁾に寸法を追記

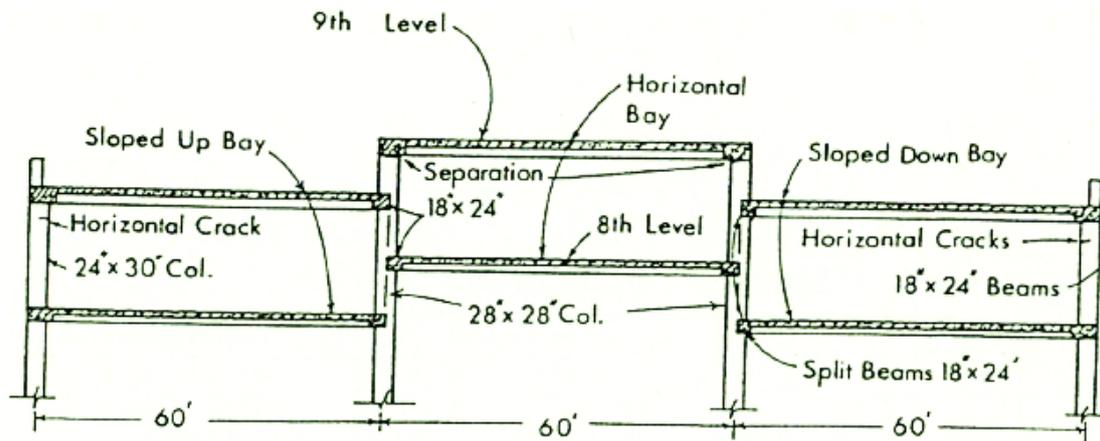


Fig. 5 — Transverse section at top of structure (not to scale)

图 1.3.7 建物上部断面图³⁷⁾

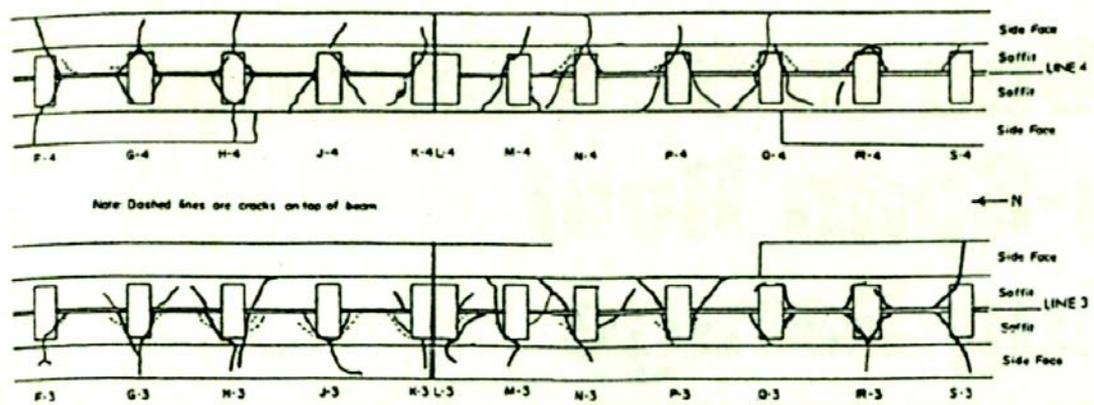


Fig. 2 — Cracks on faces of sloped split beams on lines 3 and 4 of level 8-9 (not to scale).

图 1.3.8 梁のひび割れ発生状況³⁷⁾

f. 免震建物の変形実測例³²⁾

免震構造は地震後の機能維持などの目的から適用が広まり、倉庫や生産施設などの長大建物にも採用されるようになってきている。このような長大建物では上部構造物の温度変化による伸縮が免震装置に剪断変形を与えることになる。中山は文献³²⁾で長さ280mの物流倉庫建物の免震層内外の気温と免震装置上下の躯体の水平方向の相対変形を実測している(図1.3.9)。観測は2008年6月12日～2009年7月14日まで398日間行われた。隅角部の免震装置では長手方向に19.4mm、短手方向に9.32mmの相対変位(水平方向)が観測されているが、免震装置の限界変形(400～600mm程度)に比べて小さな値である。

ここで実測結果をもとに疲労に対する安全性を検討する。図1.3.10は免震用鉛ダンパーの疲労曲線⁵⁹⁾を示している。年間の変位はベクトル方向では21.5mmであり、片振幅をその半分の10.75mmとしてプロットすると亀裂発生に至る繰返し回数は558回となる。耐用年数(50～100年程度)に比べて余裕があるが、建物長さがさらに長くなると影響が無視できないことが示唆される。

実測では相対変形のみ計測されているため構造体の伸縮量はわからないが、仮に基礎の長さが不変で、免震層上部躯体の長さがピット内温度に対し線膨張係数 $1.0 \times 10^{-5}/^{\circ}\text{C}$ で変形すると仮定すると年間で30.0mm変形することになり、実測値はその65%になる。この違いは基礎が変形していることと、上部躯体の温度変化がピット内温度の変化に対して小さい事、1階の室内温度の影響などが考えられる。文献³²⁾では別途数値解析を行って実測値と対応がよいことを示している。

図1.3.9に示したように、長大免震建物の変形とピット内の気温には比例関係がある。一方、文献³²⁾では日平均気温の変化に対してピット内の平均気温の変化の割合は0.88であるとしている。免震装置の剛性、減衰性能には温度依存性があり設計上その上下限温度を設定することが重要であることから、免震建物において免震装置の温度、免震層内の気温等の実測が行われている^{33)～36)}。これらも含めて免震ピット内の気温に関する実測結果を整理する。

図1.3.11は文献³³⁾における免震層内の気温実測結果を引用したものである。免震層内の気温は日変動が小さい。年間の変動幅は17.8℃であり、免震層外部の外気温の変動幅34.8℃の約半分となっている。

文献^{32)～36)}の実測例から外気温、免震層内温度の測定結果を抽出し表1.3.1にまとめた。温度差が建物により異なるのは免震層の密閉度、上階の温度条件等が影響しているものと考えられる。

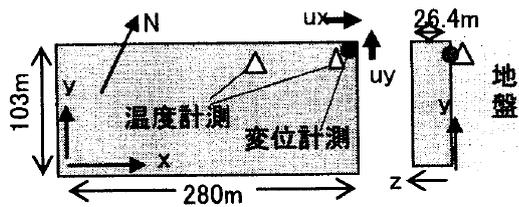


図1 建物概要とピット層計測位置 4階高さ26.4m
X方向28スパン、y方向9スパン

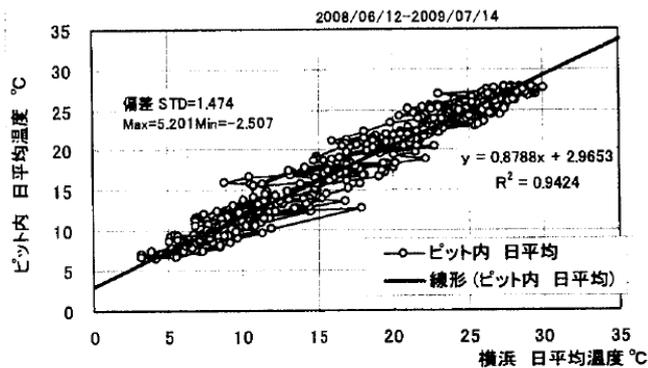


図4 ピット層気温と外気温関係

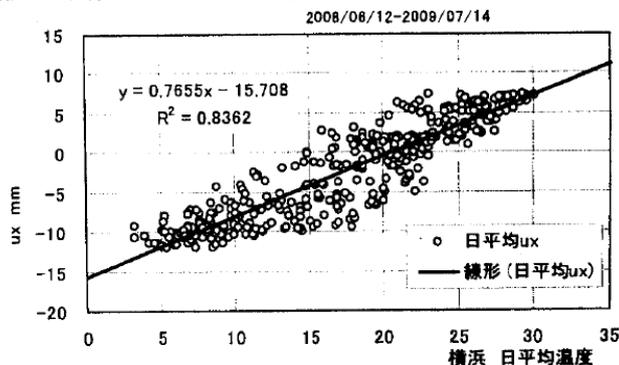


図5 相対変位 ux と外気温関係

図 1.3.9 免震建物のピット内温度と免震層の相対変形の実測例³²⁾

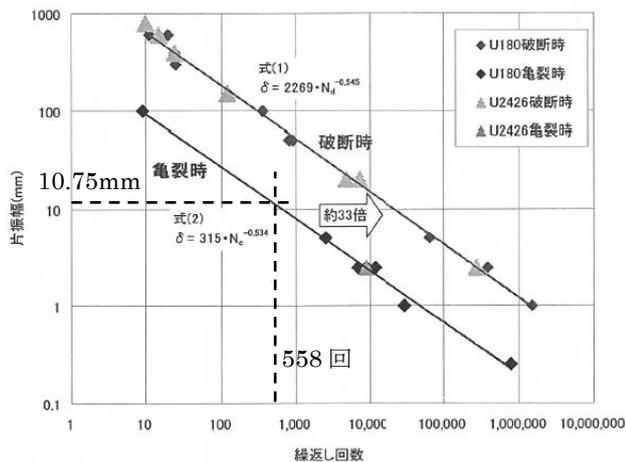


図 1.3.10 免震用鉛ダンパーの疲労特性 (文献⁵⁹⁾に加筆)

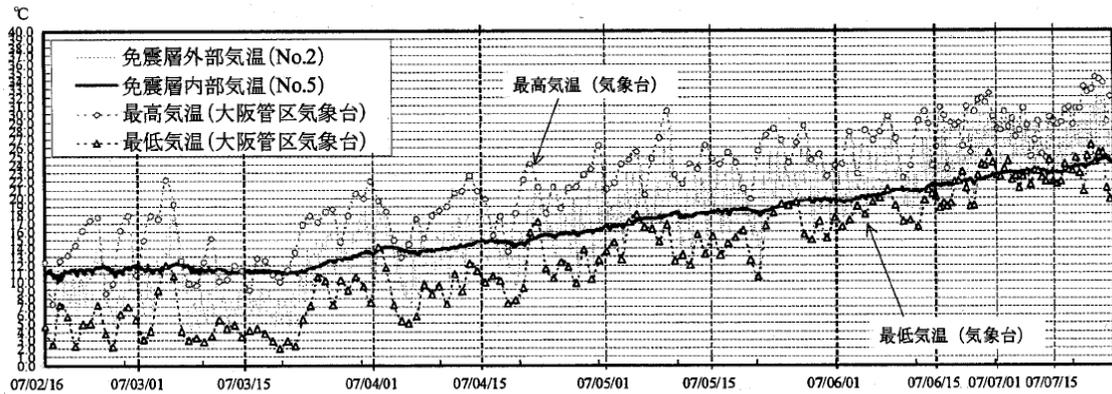


図1 免震層内部気温 (No.5)、免震層外部気温 (No.2)、大阪管区気象台気温 ('07/02/16~'07/07/31の記録)

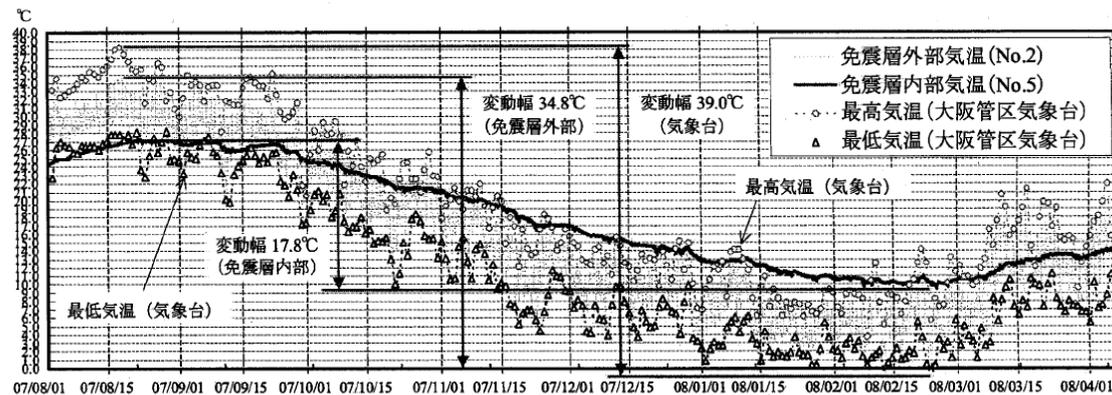


図2 免震層内部気温 (No.5)、免震層外部気温 (No.2)、大阪管区気象台気温 ('07/08/01~'08/04/08の記録)

図 1.3.11 大阪市内の超高層免震集合住宅の免震層内の気温の測定³³⁾

表 1.3.1 免震層内気温と外気温の比較 (文献^{32)~36)}より抽出)

文献		最高温度(°C)			最低温度(°C)			備考
		外気温	免震層	差	外気温	免震層	差	
32	神奈川	30.0	27.9	-2.1	3.3	6.5	+3.2	日平均気温
33	大阪	42.3	33.6	-8.7	-1.7	2.8	+4.5	施工時
		34.7	27.3	-7.4	-0.1	9.5	+9.6	建物使用時
34	神奈川	31.5	29.0	-2.5	3.0	12.0	+9.0	図より読取り
35	釧路	25.7	23.3	-2.4	-22.3	-2.0	+20.3	地下駐車場 耐火被覆表面
		25.7	18.0	-7.7	-22.3	-2.3	+20.0	地下ピット 積層ゴム表面
36	八戸	30.4	21.1	-9.3	-9.6	2.3	+11.9	

1.3.2 温度変化によって生じる現象と不具合の分類

文献⁶⁾では温度変化によって生じる不具合を温度変化の原因別に整理しているので引用する。

表 1.3.2 温度変化によって生じる現象と起こりうる不具合⁶⁾

温度変化の種類	現象	起こりうる不具合
<建物全体の温度変化> 外気温・日射の影響を受けて屋根または建築物全体の温度が変化	屋根または建築物全体が伸縮し、梁が伸びる事によって外端の柱が傾き層間変形を生じる	内外壁などの仕上げ材やファスナーが層間変形に追従できなくて損傷する 外壁パネル間の目地幅が変化し、シールの劣化により防水性能が低下する 扉、窓の枠が変形し開閉しづらくなる 強制変形による曲げ応力などで柱・梁に損傷を生じる
	ブレースや耐震壁などが梁の伸縮を拘束する場合、梁は伸縮を拘束されて軸力が生じ、耐震壁やブレースなどの拘束部材にはせん断力・軸力が生じる	梁の軸力による局部座屈 鉄筋コンクリート壁のせん断ひび割れ ブレースの座屈、引張り破断 鉄骨部材、接合部の疲労破壊
<建物の部分的な温度変化> 室内の部材と外気に接している部材など、建物のある部分に温度変化が生じる場合や、建物の部分によって温度変化の度合いが異なる場合	工場、倉庫などで外部に長大な庇がある場合、室内の部材（室温）と外部にある庇（外気温、日射）との間の温度差により、相対的な変形の差が生じ、両者の接合部分に応力を生じる	庇と建物の接合部分の過大な変形 庇鉄骨の局部座屈、破断
<内部熱源> 蓄熱層・冷蔵庫・サイロ・煙突など、建物内部の特殊熱源の影響で、建物全体または部分的に温度変化が生じる	特殊熱源による温度変化により、建物全体または部分が伸縮する	鉄筋コンクリート壁・床・スラブのひび割れ、鉄骨部材の座屈・破断
<2次部材> 外壁、屋根の仕上げ材の温度が外気温、日射の影響で変化する	仕上げ材に過大な変形が生じる 仕上げ材の取り付け部分が変形に追従できない	仕上げ材や取り付け部が変形する時にきしみ音が生じる 仕上げ材、取り付け部の損傷、疲労破壊 屋根の防水押さえコンクリートが伸縮してパラペットを押し出しひび割れが生じる

1.3.3 温度変化が建築物に与える影響のまとめ

1.3 節では実測例、被害例を通じて温度変化が建築物に与える影響を調査した。

鋼製トラス屋根の温度と変形の実測からは温度変化による変形がほぼ自由伸縮に近い値で推移していること、そしてスパン 100m 程度の梁の伸縮は 50mm となり、仕上げ材などへの影響が大きいことがわかった。この変形を拘束した場合の応力は鋼材の降伏強度の 1/2 程度に達し、構造安全上も考慮すべき荷重であることがわかった。屋根の折版の被害例では、折版が日射の影響で温度上昇し、温度による伸び出しによって取付ボルトを破断させている。日射の影響が大きいことから、日射による構造体の温度上昇量を評価する手法の開発が必要であると考えられる。

鉄筋コンクリート造建物における実測例では、長大建物のエキスパンション部の間隔が年間で 10mm 程度変動していることが観測されている。観測された変形は構造体温度が外気温変化と等しいとして計算される変形に対しては若干小さく、それが外気温と構造体温度との差によるものなのか、架構等の拘束によるものかについては明らかになっていない。鉄筋コンクリート構造においては日常的に変化する外気温に対して構造体の温度がどのように変化するかを把握することが課題である。

また、駐車場の屋根では、長スパンのプレストレス梁において日射を受ける上部と日陰部の下部とで温度差が生じ、中央がむくりあがるような曲げ変形が観測されている。端部では柱が梁の回転を拘束しているため曲げモーメントが発生し、柱とのジョイント部と柱にひび割れの被害が生じている。また、最上階に壁を持つ建物では屋根梁が外気温と日射の影響で伸び出そうとし、直下の壁にひび割れが生じる被害が出ている。

このように温度荷重は建築物や建築物の部分に対し安全上、使用上影響を与える可能性のある荷重であることがわかる。

1.4 既往の研究、基規準に関する調査

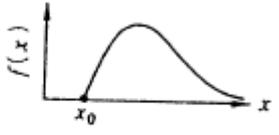
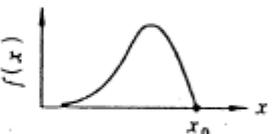
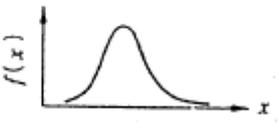
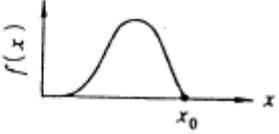
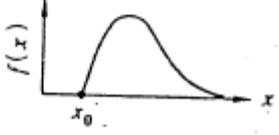
1.4 節では温度荷重に関する既往の研究、基規準を調査し、残された課題について整理する。

1.4.1 気温、構造体温度に関する研究

a. 外気温の分布に関する研究

北沢ら¹²⁾は、日本全国の代表的な気象官署 56 地点において 1984 年までの最大 102 年間の年最高、最低気温のデータを収集し、極値分布の当てはめによるモデル化を行った。表 1.4.1 に示す 3 種類の極値分布を用い、2 乗誤差により適合度を判定して最適な極値分布を求めている。

表 1.4.1 当てはめに用いた極値分布¹²⁾

	分布形	確率分布関数	確率密度関数の模式図
年 最 高 気 温	極値 I 型	$F_r(x) = \exp\left\{-\exp(-\alpha(x-\beta))\right\}$ ($-\infty < x < \infty$)	
	極値 II 型	$F_r(x) = \exp\left\{-\left(\frac{\beta}{x-x_0}\right)^\alpha\right\}$ ($x \geq x_0$)	
	極値 III 型	$F_r(x) = \exp\left\{-\left(\frac{x_0-x}{\beta}\right)^\alpha\right\}$ ($x \leq x_0$)	
年 最 低 気 温	極値 I 型	$F_r(x) = 1 - \exp\left\{-\exp(\alpha(x-\beta))\right\}$ ($-\infty < x < \infty$)	
	極値 II 型	$F_r(x) = 1 - \exp\left\{-\left(\frac{\beta}{x_0-x}\right)^\alpha\right\}$ ($x \leq x_0$)	
	極値 III 型	$F_r(x) = 1 - \exp\left\{-\left(\frac{x-x_0}{\beta}\right)^\alpha\right\}$ ($x \geq x_0$)	

荷重指針³⁾では北沢らの方法を踏襲して、主要12都市の1961年～2012年の52年間の年最高、最低気温の最適な分布形を求めている。表1.4.2に荷重指針³⁾で示された再現期間100年に対する値を示す。この表で、グンベル分布とは極値Ⅰ型を、フレッシュェ分布とは極値Ⅱ型を、ワイブル分布とは極値Ⅲ型分布を指している。

表 1.4.2 主要12都市の再現期間100年に対する値（年最高・最低外気温度）³⁾

地点名	年最高気温(°C) 再現期間100年に対する値 (1961年～2012年)				年最低気温(°C) 再現期間100年に対する値 (1961年～2012年)				観測記録 (観測開始～2012年)	
	分布形状				分布形状				過去 最高気温 (°C)	過去 最低気温 (°C)
	決定分 布形	グンベル 分布	フレッシュ ェ分布	ワイブル 分布	決定分 布形	グンベル 分布	フレッシュ ェ分布	ワイブル 分布		
札幌	ワイブル	38.3	41.4	36.9	ワイブル	-23.1	-27.9	-20.9	36.2	-23.9
仙台	同上	39.6	44.0	38.0	同上	-12.2	-15.1	-10.8	37.2	-11.7
新潟	同上	40.2	42.0	39.2	グンベル	-12.0	-14.2	-10.7	39.1	-13.0
長野	同上	39.7	42.8	38.5	ワイブル	-16.0	-19.2	-14.7	38.7	-17.0
前橋	同上	42.5	46.0	41.0	同上	-11.2	-14.8	-9.8	40.0	-11.8
名古屋	同上	41.2	43.6	40.2	同上	-9.2	-12.1	-7.9	39.9	-10.3
東京	同上	41.5	44.2	40.1	同上	-6.9	-9.1	-5.8	39.5	-9.2
広島	同上	40.6	43.5	39.3	グンベル	-9.2	-11.7	-8.3	38.7	-8.6
大阪	同上	40.4	42.1	39.5	ワイブル	-6.9	-9.3	-5.7	39.1	-5.5
福岡	同上	39.3	42.0	38.3	同上	-6.8	-9.4	-5.6	37.7	-8.2
高松	同上	40.1	42.4	39.0	同上	-8.0	-10.8	-6.8	38.2	-7.7
那覇	グンベル	36.5	37.7	35.9	グンベル	5.6	4.1	6.4	35.6	6.6

但し、太枠囲いは適合度判定により決定したことを示す。

b. 鉄骨造構造物の構造体温度の実測例

鉄骨造構造物における実測例としては、北沢らによる鋼製橋脚における構造物温度の実測¹²⁾、寺本らによるアトリウム屋根鉄骨の温度実測¹³⁾、柳沢らによる大スパントラス屋根における温度と変形の実測¹⁴⁾等がある。

文献¹²⁾では鋼製橋脚の各部の温度を実測し、日射の影響について分析している。日射の影響を受けない部分では鋼材温度は外気温とほぼ等しく、日射を受ける部分では外気温に対して最大25°C程度の温度上昇が見られた。

文献¹³⁾のアトリウム屋根鉄骨の温度実測では外気温に対し、冬期は25～30°Cの温度上昇が、夏期には30～45°Cの温度上昇が観測されたとしている。しかし、同時に観測された鋼材近傍の室内温度を見ると鋼材温度との差は10°C以下であり、鋼材の温度上昇の要因はアトリウム上部の気温の上昇と日射の影響の2つが原因であると考えられる。

文献¹⁴⁾(前出)では横浜アリーナのスパン108mの屋根トラスについて温度と変形を実測している。トラスは1端がピン支持、他端がローラー支持されており、ローラー支承部には速度比例型の粘性ダンパーが取り付けられているが、温度変化のような緩やかな変化に対してはローラー支持と考えられる。ローラー部の水平変形を測定したところトラス表面温度から計算したトラスの伸縮量と近い値となっている。

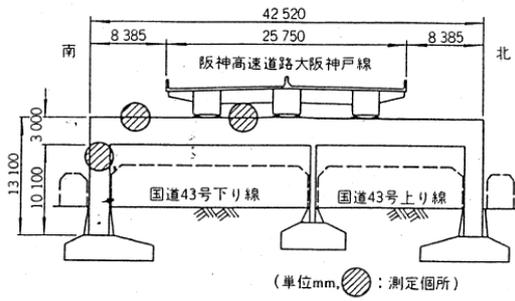
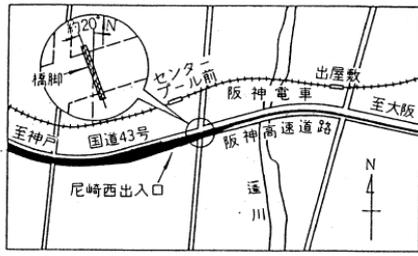
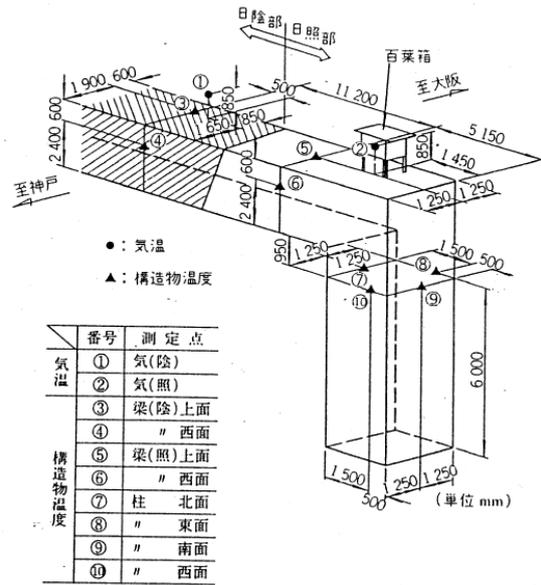


図-2 調査位置



番号		測定点
気温	①	気(陰)
	②	気(照)
構造物温度	③	梁(陰)上面
	④	" 西面
	⑤	梁(照)上面
	⑥	" 西面
	⑦	柱 北面
	⑧	" 東面
	⑨	" 南面
	⑩	" 西面

図-3 測定点

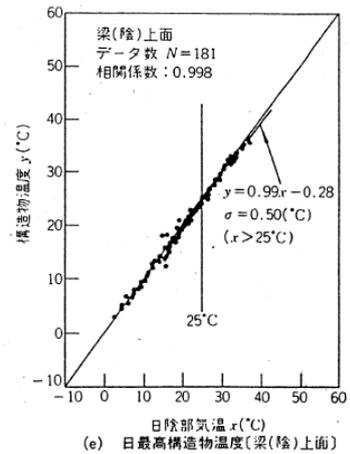
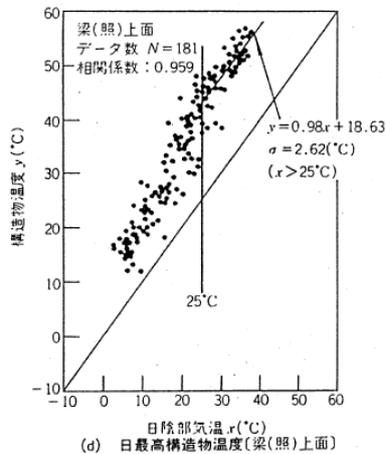
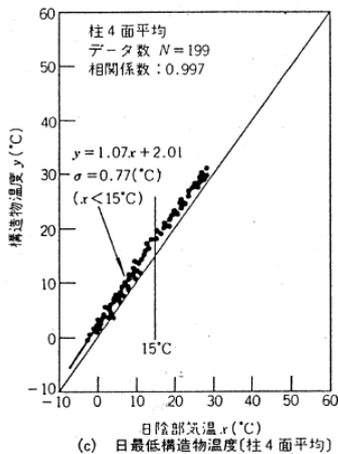
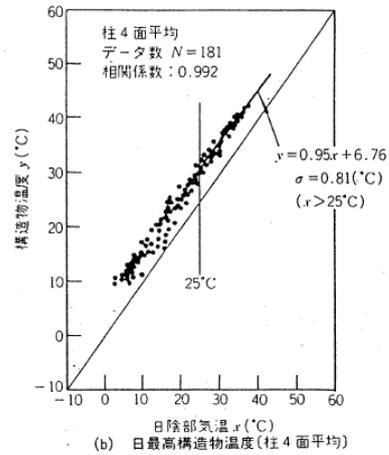
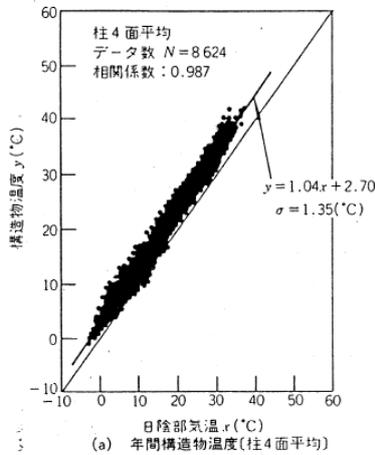


図 1.4.1 鋼製橋脚の構造物温度の実測例¹²⁾

c. 大空間における温度分布に関する実測、解析例

大空間における温度分布の実測例としてはホテルのアトリウム⁴⁷⁾、オフィスに付随したアトリウム⁴⁸⁾、多目的ホール⁴⁹⁾等がある。図 1.4.2 は 8 層分のガラスアトリウム内の温度実測例⁴⁸⁾で、頂部で最高 51°C を記録しており、空調によりコントロールされている下層部との温度差は 20°C 以上となっている。アトリウム内の気温は上部程高くなる傾向があり、屋根を構成する梁等の構造体を設計する際は気温の設定が重要になる。

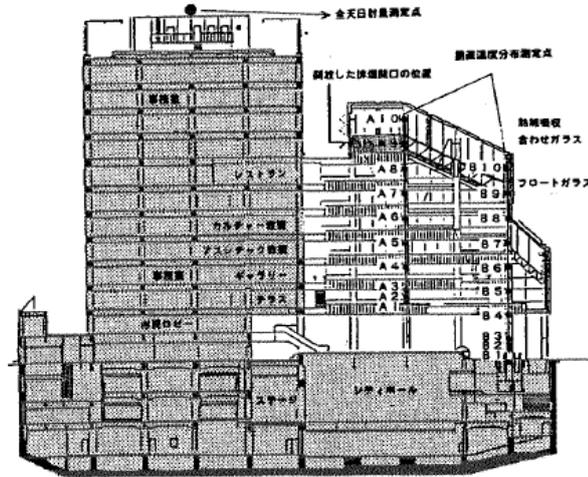


図-1 平面図および断面図

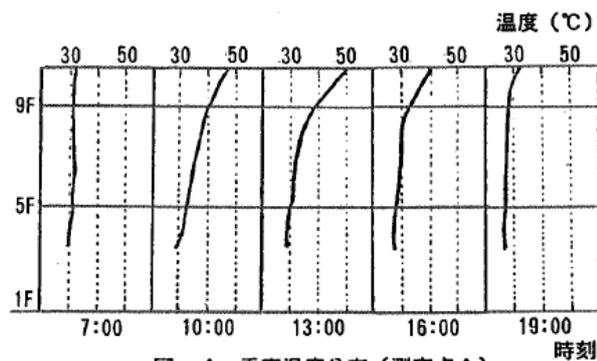


図-4 垂直温度分布 (測定点A)

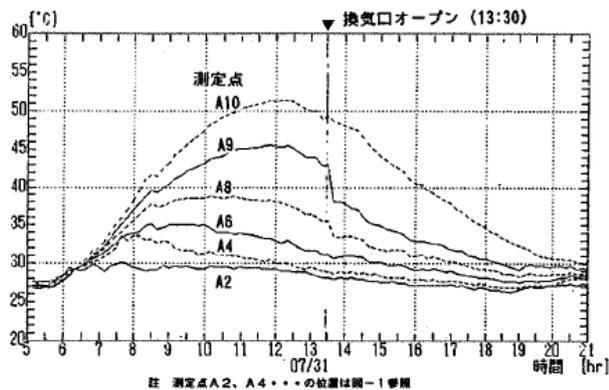


図-5 垂直方向A測定点の温度変化

図 1.4.2 ガラスアトリウム内の気温実測例⁴⁸⁾

戸河里ら⁵⁰⁾は大空間においては水平方向の温度分布が均一になりやすいことを利用して対象空間を上下方向のみに分割する「ブロックモデル」を提案し、予測値は概ね実測結果を再現できるとしている(図1.4.3)。

アトリウム内の気温分布は実測例、解析例は参考にはなるものの、実際の温度分布は個々の空間の形状や諸条件によって変わるため、一般化は難しく、シミュレーション等により建物ごとに予測することが必要である。100年に一度程度の異常時の安全性を検討するためには、通常時を対象とした空調シミュレーションと異なる条件設定が必要になる。

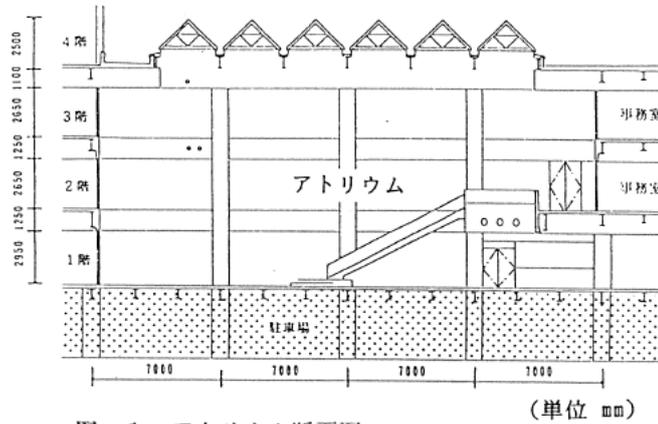


図-1 アトリウム断面図

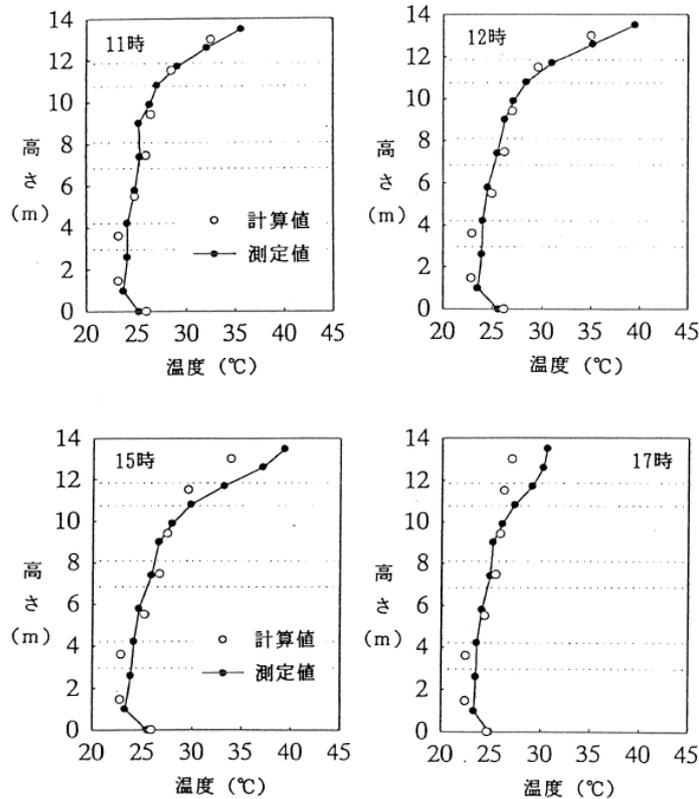


図-9 上下温度分布の計算値と測定値の比較

図1.4.3 アトリウム内温度の実測値とブロックモデルによる予測値⁵⁰⁾

d. 構造体温度の評価法に関する研究

ISO Technical Report 9492³⁰⁾は変動する外気温と日射に対して構造体温度を算定する方法を定式化している。3章において内容を紹介すると共にこの方法を参考にして構造体温度の「簡易算定法」の検討を行う。

e. 外装材の温度の実測例

外装材についてはジョイントや目地の動きに着目して温度と変形に関する実測事例^{15)~20)}がある。

加藤らは文献¹⁵⁾でアルミカーテンウォールの温度と変形の実測を行い、その変形が温度から計算した計算値とほぼ一致することを示した。一方、寺内らの実測^{16),17)}では変形は計算値の0.75~0.95倍となっており、シール材による変形の拘束が原因であるとしている。加藤らの行ったPCカーテンウォール(厚さ150mm)の実測^{18),19)}では変形と外気温との相関は低く、日射の影響が大きいとしている。また、こげ茶色に塗装された笠木は日射の吸収率が高く、夏期に最高75.5℃に達し、冬期でも49℃を記録している。窓ガラスの温度を実測²⁰⁾し、クリアーガラスに対し熱吸収ガラスでは約10℃の温度上昇が見られた。

これらの実測例は日射の影響を把握する上で貴重なデータであり、3章において相当外気温による推定を試みる。

1.4.2 温度応力に関する研究

高橋正元、高橋武雄らはラーメン構造の温度応力について固定法、撓角法による算定法を示した^{21),22)}。電子計算機のない時代に実用的な温度応力の解法が提案されていたことは貴重な業績である。

大野、小幡はラーメン応力に関する一連の研究²³⁾を行い、「温度応力計算規準試案」²⁴⁾を提案している。ここではラーメンの温度応力算定のための図表を示した他、応力算定用の構造体温度として日平均温度の年変動幅に日変動の $\frac{2}{3}$ を加えた次式を提案している。

$$t_e = t + (\Delta t_1 + \Delta t_2) \cdot \frac{2}{3} \quad (1.4.1)$$

ここで、 t = 日平均温度の最大及び最小値の差

Δt_1 = 日平均温度が最大の時の日間温度差の $\frac{1}{2}$

Δt_2 = 日平均温度が最小の時の日間温度差の $\frac{1}{2}$

また、コンクリートのクリープを考慮しながら繰返し温度変化による応力を求めると有効温度の $\frac{1}{2}$ について弾性計算して求められた応力に近づくとしている。

串山、小幡は(1.4.1)式にさらに夏期の日射の影響を加算した計算用温度を試算している²⁵⁾。別途行った実在建物の屋根スラブの温度実測と温度解析によれば、日射の影響がない場合の屋根スラブの有効温度の外気温変動に対する振幅比は約0.5であった。また、日射の影響がある場合の屋根スラブの温度の外気温に対する振幅比は平均1.1程度と1.0を上回っていた。これらを考慮し札幌の場合、夏期と冬期の日間変動幅を 8.1°C 、 2.0°C とし、年間の日平均気温変動幅 31.5°C に加え、設計用の構造体温度変化 45°C を提案している。

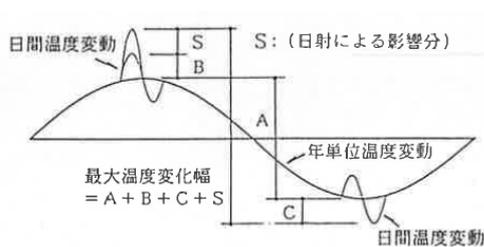


図-1 外気温の変動

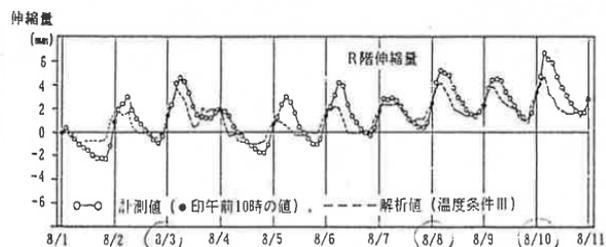


図-1.1 屋根スラブ構面日間伸縮量の計測結果と解析結果

図 1.4.4 鉄筋コンクリート建物の温度変形解析例²⁵⁾

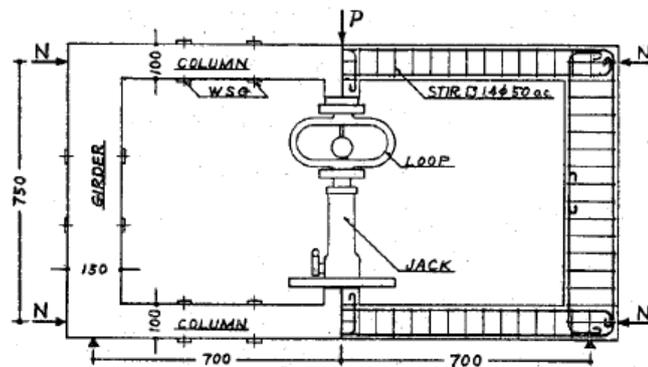
河辺らは温度上昇時にひずみを拘束されたコンクリートの拘束応力がクリープによって緩和されることを実験により確認し、緩和された応力は「温度時間換算測」により算出可能であるとしている²⁸⁾。

一方、中西は、実大試験体による躯体温度の実測と解析的な検討を行い、気象変化による「急激な表面温度の降下」が生じた場合は、乾燥収縮に比べクリープによる応力緩和の度合いが小さく、ひび割れの原因になっていると指摘している²⁹⁾。

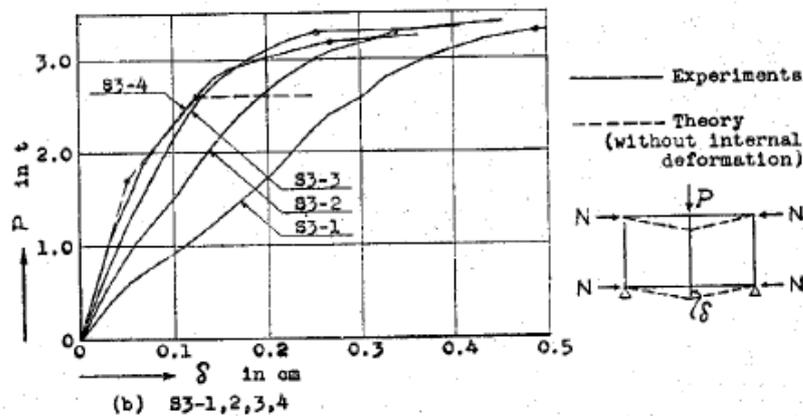
1.4.3 温度変化時の部材耐力に関する研究

温度応力は温度変化に伴い発生する「自己歪」に起因しており、拘束条件に左右される応力である。従って、温度応力は、部材が降伏し剛性が低下するに従い低下し、終局状態においては無視できると考えられる。

青山らは自己歪を持つ鉄筋コンクリートラーメンに関する一連の破壊実験²⁶⁾を行い、ラーメンの剛性、降伏強度、終局耐力等に関する影響を報告している²⁷⁾。図1.4.5の試験体は両側部材がラーメンの梁材を上下部材が柱を模擬している。中央のジャッキによって柱を上下に押し広げ、温度応力に相当する初期歪を加えた上で中央部を下方向に加力し、地震時応力に相当する力を加えている。初期応力として曲げひび割れが発生するレベルから曲げ降伏が発生するレベルまでの応力を与えた結果、初期応力が大きい程、地震時の剛性が低くなる傾向が見られ明瞭な降伏点が見られないことから、振動特性に影響があるとしている。剛性低下は曲げひび割れによるものと考えられる。しかし、どのケースにおいても終局耐力は温度応力がない場合と変わらず、終局強度設計を行う場合には温度応力を無視できるとしている。



第2図 (a)



第7図 水平荷重時荷重—たわみ図 (例示)

図1.4.5 自己歪を持つ鉄筋コンクリートラーメンの破壊実験²⁷⁾

原子力発電所等では原子炉等の熱源により格納容器の内外で温度差が生じ、格納容器の鉄筋コンクリート壁体において面内方向の軸力に加えて面外曲げモーメントが生じる。また、このような温度条件は長期間作用しつづける^{45),46)}。

吉田らはこのような現象を対象として梁の上下面に温度差 40°C程度を生じさせて温度応力を与える一連の構造実験を行い(図 1.4.6)、剛性、応力の評価方法について検討を行っている^{38),39),40),41)}。これらの研究の成果として、曲げ剛性は応力の増大と共に低下し、長期許容応力度レベルで弾性剛性の約 1/2 に、短期許容応力度レベルで約 1/3 に低下することが分かった。また剛性低下率はひび割れによる剛性低下を考慮した $M \cdot \phi$ 関係を用いて説明できることが示されている(図 1.4.7)。また、長期荷重によりクリープの影響を観察した実験においては荷重 2 ヶ月後に応力が 1/2 (クリープ係数=1.0) となり、長期荷重に対してクリープの影響が大きいことが明らかとなった(図 1.4.8)。

100°Cを超える温度条件化での鉄筋コンクリート部材の性状については文献^{42),43),44)}などの研究がある。これらの研究においてはコンクリート圧力容器の設計基準⁵²⁾に規定されているコンクリート構造一般部に対する設計の温度制限値 175°Cまでの温度条件を対象とし、コンクリート構造物の熱変形、熱応力、ひび割れ等の特性を実験及び解析により明らかにしている。材料特性としては、高温下のコンクリートの強度として、圧縮強度、付着強度はほとんど低下しないが、弾性係数、割裂強度、微小抜け出し時付着強度はコンクリートからの水分蒸発がある場合には低下した。熱変形に関しては 100°Cを超え、水分蒸発が進行すると温度上昇に対しても膨張せず、逆に加熱終了時には 750 μ 程度の収縮歪が生じた。熱伝導率に関しても水分蒸発により低下し、絶乾状態のコンクリートの値に近づく傾向が見られた。また、梁部材の曲げ耐力については 175°C12 ヶ月加熱後においても低下は見られなかった。剪断力耐力に関しては 90°C片面加熱 12 ヶ月で 20%の低下、175°C片面加熱 1 ヶ月で 15%の低下が見られた。

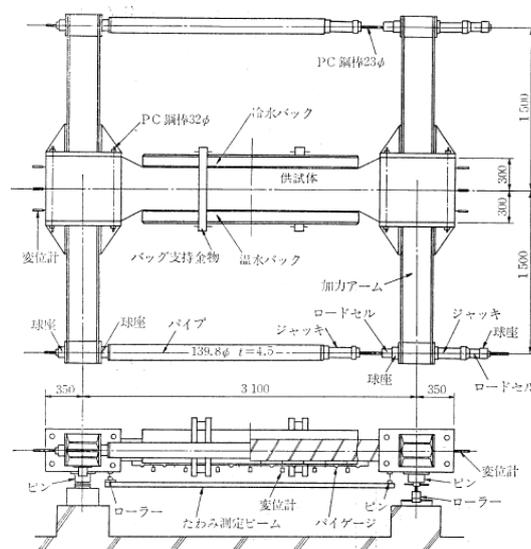


図 1.4.6 温度応力を与えた梁の曲げ試験²⁷⁾

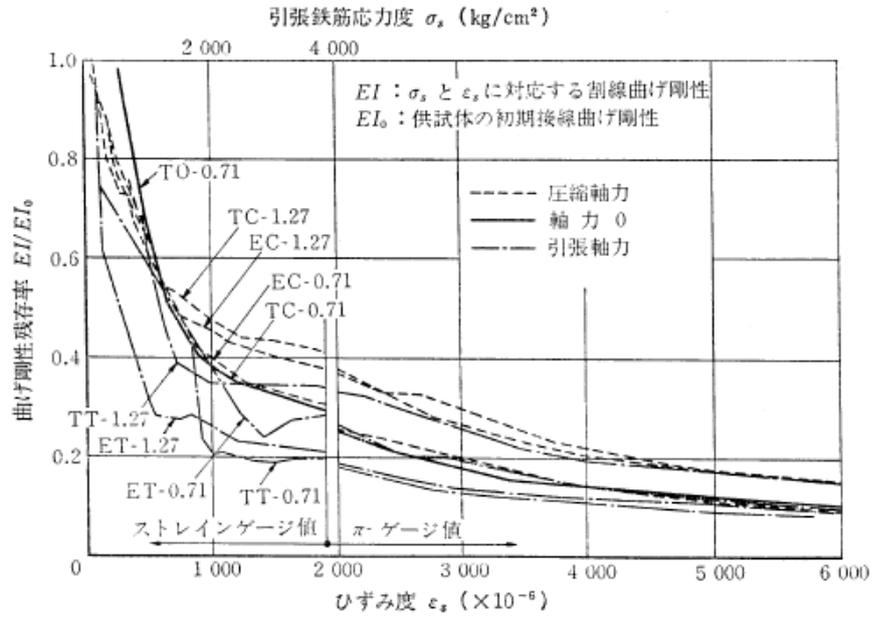


図-3 曲げ剛性残存率と引張鉄筋ひずみ度（応力度）

図 1.4.7 温度勾配を生じさせた鉄筋コンクリート梁の曲げ応力実験⁴¹⁾

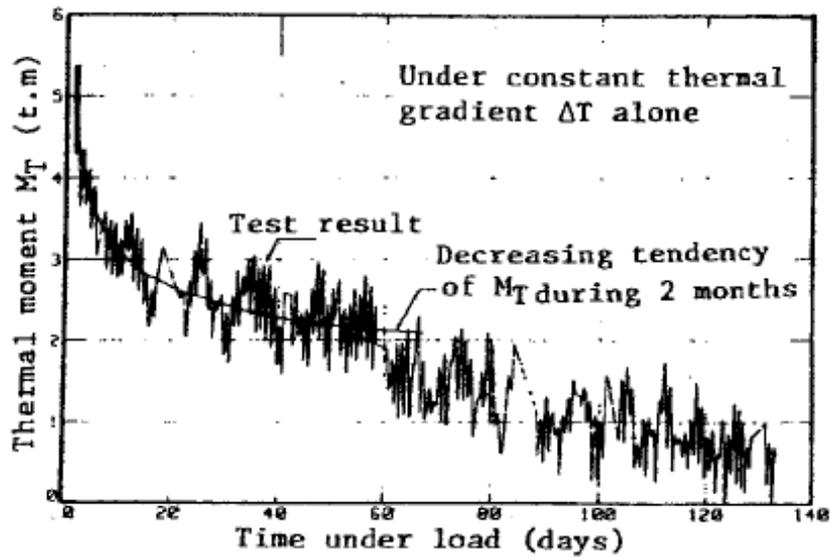


図-5 熱曲げモーメント M_T の経時変化（ ΔT のみを付与）

図 1.4.8 長期的に温度荷重を与えた梁の曲げ応力の変化⁴⁰⁾

1.4.4 温度荷重に関する基規準

a. 鉄筋コンクリート構造計算規準・解説¹⁾

22 条 1 項に「温度変化による自己ひずみ応力、ねじり応力などを考慮し、特に問題となるものについては、必要に応じて構造部材を補強する。」とある。解説において「剛節骨組の自己ひずみ応力」は「①温度差が大きい、②部材長さが長い、③拘束が大きい」場合に大きくなるため「大スパン屋根部材を受ける部材を有する建物においては....設計用の温度変動を適切に設定して設計することが望ましい。」としている。また、応力にはクリープが影響すること、終局の構造耐力にはあまり影響しないこと、「長大な建物では伸縮継手を設けるなど、自己ひずみ応力の発生を防止するようにするのがよい」ことなどが述べられている。しかし、温度荷重の設定方法、クライテリア等については触れていない。

b. 建築物荷重指針・同解説³⁾

1993 年版より 8 章として温度荷重を独立させたが、温度荷重の具体的な計算方法等については 2004 年版から記述された。2015 年版からは構造体温度の算定法も追加され、より設計に取り入れやすくなっている。

c. Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures (ASCE/SEI 7-10), 2013⁵⁾

荷重の組合せ式に温度荷重による応力 T が反映されており、常時作用する荷重として固定荷重や積載荷重と同等の扱いとなっている。

終局強度設計に対して

$$1.2(D+F+T)+1.6(L+H)+0.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R) \quad (1.4.1)$$

許容応力度設計に対して

$$D+H+F+L+T \quad (1.4.2)$$

$$D+H+F+0.75(L+T)+0.75(L_r \text{ or } S \text{ or } R) \quad (1.4.3)$$

ここで、 D :固定荷重

F :水圧力

T :自己ひずみ応力 (温度荷重)

L :積載荷重

H :地下壁が受ける水平力、土圧、水圧等

L_r :屋根の積載荷重

S :雪荷重

R :降雨による応力

d. 道路橋示方書・同解説⁴⁾

道路橋示方書・同解説では対象とする構造物を「鋼構造」、「コンクリート床版と鋼げた橋」、「コンクリート構造」に大別し、それぞれに対して考慮すべき温度荷重を与えている。(表 1.4.3)

「設計図に示された構造物の形状や寸法が再現される時の温度であるとともに、設計において温度による影響を考慮する場合の基準となる温度」を「基準温度」と定義し、+20℃(寒冷な地域においては+10℃)としている。コンクリート構造の場合、基準温度と施工時の温度が異なる場合があり、その場合は下記で示す温度変化よりも大きな温度変化が生じることがあるが、「この応力はコンクリートのクリープや乾燥収縮によって大半が解放されるものである」としている。

構造物全体に考慮すべき温度変化の範囲は鋼構造物では-10℃～+50℃(寒冷な地域においては-30℃～+50℃)、コンクリート構造では基準温度±15℃(断面の最小寸法が700mm以上の場合は±10℃としてもよい)としている。

日射の影響を受ける上部の床版部分と日陰部の橋げたなど部材各部における相対的な温度差としては、鋼構造においては15℃、コンクリート床版を有する鋼げた橋では10℃(コンクリート床版と鋼げたの温度差)、コンクリート構造では5℃(床版とその他の部分の温度差)としている。ただし、床版、その他の部分それぞれについて温度は一定であるとして応力、変形を算定することを前提としているので、それぞれの部分について平均的な温度を考えており、床版の上部表面(もっとも温度が高い)と橋げたの下部(もっとも温度が低い)の温度差が上記の温度差になっていると仮定しているわけではない。

表 1.4.3 対象構造物と温度変化⁴⁾

対象構造物	部材全体の温度変化	部材各部の相対的な温度差
鋼構造の橋	-10℃～+50℃ (寒冷な地域においては -30℃～+50℃)	15℃
コンクリート床版と鋼げた橋		10℃
コンクリート構造の橋	基準温度±15℃ (断面の最小寸法が700mm以上 の場合は±10℃)	5℃

鋼構造の場合の荷重の組み合わせと許容応力度の割り増し係数は表 1.4.4 のようになっている。荷重及び許容応力度の体系が異なるので、そのまま建築に適用できるわけではないことに注意する必要がある。

表 1.4.4 荷重の組合せと許容応力度の割増し係数⁴⁾

荷重の組合せ	許容応力度の割増し係数
主荷重 (P) +主荷重に相当する特殊荷重 (PP)	1.00
主荷重 (P) +主荷重に相当する特殊荷重 (PP) +温度変化の影響(T)	1.15
主荷重 (P) +主荷重に相当する特殊荷重 (PP) +風荷重(W)	1.25
主荷重 (P) +主荷重に相当する特殊荷重 (PP) +温度変化の影響(T) +風荷重 (W)	1.35

e. BS 5400 Steel, concrete and composite bridges: PART 2. Specification for loads: 2006³¹⁾

British Standards Institution による橋梁の設計に関する基準。道路橋示方書・同解説と同じく、部材の平均的な温度と部材内の温度分布についてそれぞれ算定基準が与えられている。

まずイギリス全土について再現期間 120 年に対する最高外気温と最低外気温が等高線分布で与えられている。当該建設地の最高、最低外気温が分かると部材温度は橋の構造種別毎（鋼橋、コンクリート床版と鋼製の橋、コンクリート構造の橋）に外気温に対応する形で与えられている。例えばロンドンの最高外気温は同基準に掲載の等高線図 (Figure 8 Isotherms of maximum shade air temperature) から 37℃と読み取ることができる。一方、表(Table 11 Maximum effective bridge temperature)では外気温 37℃に相当する構造体温度として、鋼製橋の場合 51℃、コンクリート構造の橋では 36℃、と定義されている。最低温度についても同様に最低外気温 -12℃に対して鋼製橋の場合 -14℃（放射冷却を考慮して外気温より低い値となっている）、コンクリート構造の橋では -7℃、と定義されている。「基準温度」としては、橋梁が固定されたときの温度を用いるものとされている。

部材内の温度差として橋梁断面の高さ方向の温度差分布が与えられている。鋼製橋では最高温度時には上下部の温度差は 24℃となっているのに対しコンクリート構造の橋では 13.5℃の差（けたの成が 800mm 以上の場合）となっている（最も温度の低いのは中間のウェブ部分）。

f. American Concrete Institute: ACI 349-13 Code Requirements for Nuclear Safety-Related Concrete Structures, June 2014⁶⁶⁾

通常運転時の温度応力 T_0 と事故時の温度応力 T_a についてそれぞれ他の荷重による応力との組合せが示されている。 T_0 は固定荷重等常時作用する荷重と同等の荷重係数 (1.2) が与えられている。

1.4.5 既往の研究のまとめと残された課題

外気温に関しては、荷重指針³⁾において国内の主要都市における最低、最高温度の確率分布が整理されており、再現期間 100 年に対する値として示されている。

鋼構造物の鋼材温度の実測からは、日陰部分において鋼材温度はほぼ外気温と等しいことがわかっている。また、日射部において鋼材温度や外装材温度が上昇することも実測されている。設計に反映するためには日射による温度上昇効果を定式化し、簡易な方法で構造体温度を推定する方法を開発する必要がある。

鉄筋コンクリート造建物についても温度変化による変形が実測されており、外気温変化から計算した変形に対し実際の変形が小さい（0.6～0.9 倍）関係がわかっている。薄い鉄板で構成される鋼構造部材と異なり、鉄筋コンクリート部材は断面が大きく熱伝導に時間がかかることから、外気温に対して部材温度の変化が小さい事が推測されているが、設計に適用な形での一般化はなされていない。鉄筋コンクリート部材の温度の簡易算定法を開発する必要がある。

大空間の室内温度分布については、実測例、解析例があり、一般的な傾向を知る上で参考になる。しかし、個々の施設によって条件が異なるため、個別に解析等で温度設定を行う必要があり、一般化は困難である。

鉄筋コンクリート部材の剛性、耐力については実験的な研究があり、応力が大きくなるとひび割れ、クリープ等により剛性が低下すること、終局耐力には温度荷重が影響しないことがわかっている。

基規準において温度荷重の設定や設計法に触れているものは土木構造物に関するものが多く、条件の複雑な建築にそのまま適用はできない。地震等他の荷重との組合せに関しては土木構造物を対象とした設計式が提示されているが、建築物とは設計体系が異なるためそのまま適用することはできない。

1.5 1章のまとめ

1章では温度変化の要因(1.2)、温度変化が建築物に与える影響(1.3)、既往の研究(1.4)について分析した。

建築物に温度変化を生じさせる要因としては「外気温、日射」、「内部熱源」、「コンクリート硬化時の水和熱」、「火災」等がある。この内、「外気温、日射」以外の要因については、それぞれの分野で熱源の性質、建築物への影響、影響の緩和方法が体系的に研究され、基準等の形で体系化されている。「外気温、日射」に関しては建築物の構造体温度の実用的な算定法を開発する必要がある、本論文で取り組む課題とした。

建築物の部材の温度に上昇、下降などの変化が生じると、長さを膨張、収縮させる歪(自己歪)が生じる。この変形を拘束すると拘束の剛性に応じた応力が発生する。変形はスパン100mの屋根梁では5cm程度に達することがあり、長大鉄筋コンクリート造の中間に設けたエキスパンションの幅が1cm以上変動する。これらの変形は建物の地上げ材に使用性上問題となるひび割れなどの影響を与える可能性がある。温度変化による変形を拘束する部材がある場合、拘束部材の強度が不足すると、屋根折版では取付けボルトの破断が生じ、構造架構においてもブレースの座屈や鉄筋コンクリートのひび割れが生じる。このように温度荷重は、建築物の条件(温度条件、規模、構造形式等)によっては安全性、使用性の観点から考慮すべき荷重であることを示した。

既往の文献は気温、構造体温度、温度応力、温度変化時の部材耐力、基基準に分類して分析した。気温については気象データを用いた極値分布への当てはめが行われており、全国主要都市において再現期間に応じた最高、最低気温が得られている。鋼構造部材の温度実測例からは日陰部の鋼板温度は外気温と等しいとみなしてよいことがわかっている。日射部においては20℃近い温度上昇が観測されているが、温度上昇量を定量的に評価する手法を確立することが課題として残っている。アトリウム等の大空間内の気温分布について実測例と解析例を調査した結果、上下方向に大きい時は20℃近い温度差が生じることがわかったが、建物ごとに条件が異なり、一般化することは困難であり、個別に解析等で温度設定する必要があると考えられる。温度応力の算定法では鉄筋コンクリート造において長期的に温度応力が作用する場合にはクリープの影響があることが指摘されている。また、温度変化時の部材の耐力に関する研究では終局耐力に温度応力が影響しないことが実験的にも検証されているが、鉄筋コンクリート造では温度応力によるひび割れが剛性低下をもたらすことがわかっている。

【参考文献】

- 1) 建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、2010
- 2) American Concrete Institute：ACI Building Code 318-83
- 3) 日本建築学会：建築物荷重指針・同解説、2015年
- 4) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説、2012年4月
- 5) American Society of Civil Engineers：Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures(ASCE/SEI 7-10),2013
- 6) 日本建築学会：温度荷重設計資料集、2010年1月
- 7) 奥田泰雄：Spring-8の二重折版屋根の被害、建築防災、2008年9月
- 8) 日本金属屋根協会、日本鋼構造協会：鋼板製屋根構法標準 SSR2007、2008年1月
- 9) 大野和男、武藤清：鉄筋コンクリート造建築物の温度伸縮の実態、日本建築学会研究報告、第27号1979年5月
- 10) 大野和男、森晴勇、荒谷登：鉄筋コンクリート造建築物の温度伸縮の測定、日本建築学会研究報告、第35号1956年6月
- 11) 串山繁、小幡守：北大工学部A棟の温度伸縮計測結果 鉄筋コンクリート建築の温度応力に関する研究(その1)、日本建築学会構造系論文報告集、第376号1987年6月
- 12) 北沢正彦、他：鋼製橋脚における構造物温度の検討(上) 橋梁と基礎、1986年11月
- 13) 寺本隆幸、中嶋清英、彦根茂：新宿NSビル大屋根の温度測定と考察、日本建築学会大会学術講演梗概集、1985年10月
- 14) 柳沢功、小野徹郎、奥野智久、岡田章、他：大スパントラス屋根の実挙動に関する研究(その1~3)、日本建築学会大会学術講演梗概集、1990年10月
- 15) 加藤正守、古池佑一：弾性シーラントの性状に関する研究(VII)：温度変化によるジョイントの動きについて、日本建築学会大会学術講演梗概集、1970年9月
- 16) 寺内伸、中山實：カーテンウォールのジョイントムーブメントがシール材に与える影響について、日本建築学会大会学術講演梗概集、1978年9月
- 17) 寺内伸、中山實：パネルタイプカーテンウォールのジョイントムーブメントに関する研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、1979年9月
- 18) 加藤正守、古池佑一、山添和彦：建築物のジョイントムーブメントに関する研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、1980年9月
- 19) 加藤正守、古池佑一、山添和彦：建築物のシーリングジョイントに関する研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、1982年10月
- 20) 加藤正守、古池佑一：開口部のグレイジングジョイントの挙動に関する研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、1984年9月
- 21) 高橋正元：一層ラーメンの熱応力について、日本建築学会論文集、第26号1942年9月
- 22) 高橋武雄：一層ラーメンの熱応力算定式について、日本建築学会研究報告、第13号1951年6月

- 23) 小幡守、大野和男：一層ラーメンの温度応力について、日本建築学会論文報告集、第 57 号、1957 年 7 月
- 24) 大野和男、小幡守：温度応力計算規準試案、日本建築学会北海道支部第 33 回研究発表会、1970 年 3 月
- 25) 串山繁、小幡守：鉄筋コンクリート建物の温度応力計算用温度の試算、日本建築学会構造系論文報告集、第 162 号、1994 年 8 月
- 26) 青山博之、加藤允志、清水令一郎、廖慧明、広沢雅也、島津 孝之：自己歪を持つ鉄筋コンクリートラーメンの破壊実験（第 1～7 報）、日本建築学会関東支部学術研究発表会、1958 年 2 月～1961 年 6 月
- 27) 青山博之：自己歪を持つ鉄筋コンクリートラーメンの終局耐力、日本建築学会論文報告集、第 63 号、1959 年 10 月
- 28) 河辺伸二、岡島達雄：乾燥コンクリートの温度上昇時の膨張ひずみ拘束応力と応力緩和、日本建築学会構造系論文報告集、第 405 号、1989 年 11 月
- 29) 中西正俊：コンクリートの内部温の変動におよぼす外気温の影響（その 1、2）、日本建築学会論文報告集、第 179,180 号、1971 年 1,2 月
- 30) ISO： Bases for design of structures – Temperature climatic actions, Technical Report 9492, 1987-08-15
- 31) British Standards Institution: BS 5400 Steel, concrete and composite bridges: PART 2. Specification for loads: 2006
- 32) 中山昌尚：長大免震構造物の温度伸縮計測と解釈、日本建築学会大会学術講演梗概集、2010 年 9 月
- 33) 池田周英、椿英顯、慶祐一、柳沢信行：市街地に建つ免震建物の免震層の環境測定、日本建築学会大会学術講演梗概集、2006 年 9 月、2007 年 8 月、2008 年 9 月
- 34) 長谷川治、川口澄夫、和氣知貴：免震層における免震装置の温度観測、日本建築学会大会学術講演梗概集、2003 年 9 月
- 35) 塚野和臣、伊藤昭浩、谷口和久、羽沢昭宗、関弘義、人見泰義：寒冷地に建つ免震建物に設置された免震部材の環境温度観測、日本建築学会技術報告集、第 16 号、135-140、2002 年 12 月
- 36) 村松佳孝、柳勝幸、永井正弘、高山桂一、箕輪昌啓：免震建物の維持管理における免震層温度および積層ゴム特性の追跡調査結果、日本建築学会大会学術講演梗概集、1999 年 9 月
- 37) Mark Fintel, S.K.Ghosh： Distress due to sun camber in a long-span roof of a parking garage, Concrete International, July 1988
- 38) 入野一男、鈴木貞男他：鉄筋コンクリート部材の熱応力に関する基礎実験、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.1827-1828、1980 年 9 月
- 39) 生駒哲夫、入野一男、山崎庸行、中村雅彦他：熱荷重を受ける鉄筋コンクリート部材の熱応力評価実験(その 1～その 3)、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.1429-1434、

1981年9月

- 40) 入野一男、柴崎直弘、吉田一、古川茂、山崎庸行、桜本文敏、八坂厚彦、伊藤博夫、山崎敏敏、持田哲雄、菅原良次：鉄筋コンクリート構造物の熱応力実証研究（その1～6）、日本建築学会大会学術講演梗概集、1983年9月、1984年10月
- 41) 吉田一：原子炉建屋の熱応力設計、コンクリート工学、Vol. 122、No.3、pp.66-69、1984年3月
- 42) 松井宏、山口恒雄、長尾覚博、長沼一洋他：高温と外荷重とを受けるコンクリート構造物に関する実験的研究、その1～その15日本建築学会大会学術講演梗概集、1985年10月、1986年8月
- 43) 丸田誠、山崎敏敏：長期間高温加熱を受けたコンクリート部材の強度性状に関する研究、コンクリート工学年次論文報告集 11-1、pp.523-528、1989年
- 44) 丸田誠、山崎敏敏：長期加熱を受けた鉄筋コンクリートばりのせん断性状に関する研究、コンクリート工学年次論文報告集 12-1、pp.603-608、1990年
- 45) 山下利夫、古川茂、太田建見、入野一男、山崎庸行、中村雅彦、持田哲雄、岡田克也：原子力発電所の温度荷重評価に関する研究、その1、2、日本建築学会大会学術講演梗概集、1987年10月
- 46) 持田哲雄、岡田克也、田村明義、橋場敏雄：原子炉建屋基礎版と基礎地盤の温度計測と予測解析、日本建築学会大会学術講演梗概集、1993年9月
- 47) 高橋紀行、森山敏彦、岩田英二、船津正義、谷邦夫：大規模アトリウムの環境実測と評価、空気調和・衛生工学会学術講演会講演論文集、1991年10月31日～11月2日
- 48) 有吉淳、高橋紀行、樋口祥明、森山敏彦：ガラスタイプアトリウムの温熱環境実測調査、日本建築学会大会学術講演梗概集、1992年8月
- 49) 樋口祥明、長澤佳明、土井章弘：劇場・ホールにおける居住域空調方式に関する研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、1993年9月
- 50) 戸河里敏、荒井良延、三浦克弘：大空間における上下温度分布の予測モデル、日本建築学会計画系論文集、第427号、1991年9月
- 51) 伊藤博夫、石山祐二：蓄熱層を有する建物の地下部躯体の温度分布性状に関する研究 第1報、第2報、日本建築学会構造系論文集、第471号、1995年5月、第478号、1995年12月
- 52) 日本機械学会：発電用原子力設備規格、2008年
- 53) 日本建築学会：煙突構造設計指針、2007年11月
- 54) 相原誠太郎、川添斉、久保田俊彦、横川二郎、本間完介：クリンカーサイロにおける温度測定について、日本建築学会大会学術講演梗概集、1980年9月
- 55) 日本コンクリート工学会：マスコンクリートのひび割れ制御指針、2008年
- 56) 国土交通省住宅局建築指導課、国土交通省建築研究所、日本建築主事会議、財団法人日本建築センター編集：2001年版耐火性能検証法の解説及び計算例とその解説、2001年3月

- 57) 日本コンクリート工学会：コンクリートのひび割れ調査、補修・補強指針、2013年
- 58) (社)日本冷蔵倉庫協会：営業冷蔵倉庫の機能と物流サービス,(社)日本冷蔵倉庫協会 HP (<http://www.jarw.or.jp/>)
- 59) 日本免震構造協会：免震建築物の耐風設計指針、2012年9月
- 60) 日本コンクリート工学会：コンクリートの高温特性とコンクリート構造物の耐火性能に関する研究委員会報告書、2012年5月
- 61) 日本建築学会 防火委員会：シンポジウム「鉄筋コンクリート構造物の耐火設計について」2011年3月
- 62) 日本建築学会：鋼構造耐火設計指針、1999年
- 63) 日本火災学会：火災と建築、2002年2月
- 64) 日本建築学会：建物の火害診断および補修・補強方法指針(案)・同解説、2010年2月
- 65) 森田他：火災時における高強度コンクリート部材の爆裂性状の改善に関する実験的研究、日本建築学会構造系論文報告集、第544号、2001年6月
- 66) American Concrete Institute: ACI 349-13 Code Requirements for Nuclear Safety-Related Concrete Structures, June 2014

第2章

温度荷重を考慮した建築物の設計 現状と課題

第 2 章 温度荷重を考慮した建築物の設計

現状と課題

2.1 目的

この章では温度荷重に対する設計の現状を調査し、課題を抽出する。まず、設計の流れに従って設計の各ステップにおいて設計者に提供されている情報を整理し、課題を抽出する。次に、設計者に対して行ったアンケートから実際の建物の設計において何が問題になっているかを分析する。

なお、課題の内、「荷重レベル（再現期間）とクライテリアの関係」、「繰返し荷重に対する疲労の検討」についてはこの章で検討、考察を試みる。

2.2 温度荷重を考慮した建築物の設計の流れ

2.2.1 設計のフロー

図 2.2.1 に温度荷重を考慮した設計のフローを示す（文献¹⁾より引用）。

設計は要求性能の把握から始まり、応力と変形が目標性能を満たしているかを確認することで終わる。通常的设计と特に異なるのは「温度荷重に対する設計の要否」、「温度条件の設定」、「構造体温度の算定」のステップが付加されている点である。

以下の節では、このフローの各ステップについて現状どのような設計が行われているかを分析し、課題を抽出する。

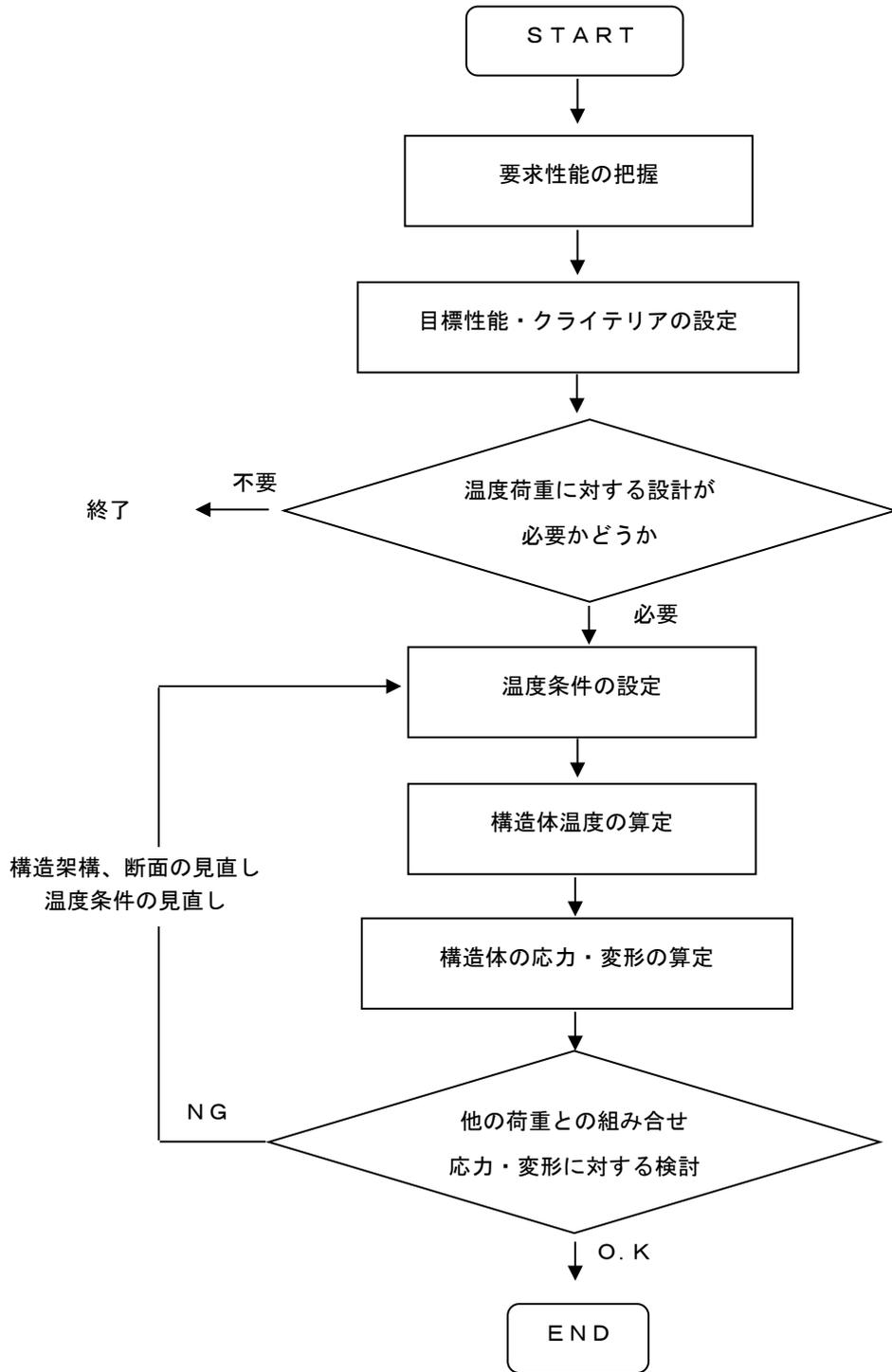


図 2.2.1 温度荷重に対する設計のフロー(文献 1)に加筆)

2.2.2 要求性能、目標性能、クライテリアの設定

温度荷重は変動しながらも常に建築物に作用している荷重である。また、積載荷重、地震荷重等と異なり、温度変化による「自己歪」が変形、部材応力といった荷重効果の主因となっていることも特徴である。温度荷重に対する要求性能および目標性能はこれらの温度荷重の性質を理解した上で設定する必要がある。

この節では、まず、温度荷重に対する要求性能、目標性能を分析する。次に、荷重のレベル（再現期間等）とクライテリアに関して考察する。また、外気温、日射の変動が1日を周期として繰り返されることから「疲労」に対する安全性についてスタディーを行い、その影響について考察する。

a. 温度荷重に対する要求性能、目標性能、クライテリア

温度荷重によって生じる不具合は、建具の開閉障害や変形に伴う軋み音などのような使用性に対する不具合と、構造骨組の損傷のように安全性に係るものの2種類に大別できる。目標性能もこれらの不具合を防止するため使用性と安全性に分けて考える。

使用性に対しては日常的な温度変化に対し仕上げ材のひび割れや損傷、それらに伴う防水性、気密性などの喪失を防止するため、主に変形制限をクライテリアとする。

安全性に関しては、再現期間100年程度に対する温度荷重に対し、構造部材の応力が許容応力以下であることや、日常的な温度変化の繰返しに対して疲労に対する許容応力以下に抑えること、過大な変形による仕上げ材の脱落を防止することなどがあげられる。

表 2.2.1 温度荷重に対する目標性能(文献¹⁾より引用、加筆)

目標性能	荷重	限界状態	クライテリア
<使用性> 日常的に作用する温度変化に対して建築物の居住性、機能性、美観を確保する	日常的な温度変化に基づき設定する 平均的な年変動 平均的な日変化 平均的な日射の影響	美観：変形に伴う仕上げ材 鉄筋コンクリート部材のひび割れ、損傷 感覚：変形に伴う軋み音 機能：扉、窓の開閉障害 仕上げ材の損傷、ひび割れによる防水性、気密性、遮音性の障害	層間変形の制限 カーテンウォール等の変形追従性能（1/200radなど） 目地幅、防水シールの変形限界（1/300radなど） 鉄筋コンクリート壁のひび割れ限界（1/800radなど）
<安全性> 稀に生じる温度変化に対して構造部材に損傷を生じさせないことで建物の安全性を確保する	稀に生じる温度変化を想定する 再現期間100年に対する温度変化 空調機の停止による温度条件の変化	構造部材の応力が弾性限界を超える 部材の降伏により残留変形が生じる 構造部材の疲労破壊 仕上げ材の落下	構造部材の応力の制限 弾性限応力以下 繰返し荷重に対して疲労限界応力以下 層間変形の制限 仕上げ材のジョイントの変形制限以下（1/100radなど）

b. 荷重レベルとクライテリアに関する考察

外気温、日射に起因する温度荷重は1日を周期とした変動を繰り返しながら、1年を周期とした変動により夏期、冬期にピーク持つ。そのピーク荷重の大きさは再現期間が長いほど大きくなる。また、日常的に作用している荷重であるから、雪、風、地震といった稀に発生する荷重時にも温度荷重が作用しているが、特に極稀に発生する地震動（いわゆるレベル2地震動）に対して構造部材の降伏を許容するような場合に、温度荷重が建築物に対しどのような作用をするかについては整理された文献はない。ここでは温度荷重のレベル（再現期間）とそれに対応する目標性能、クライテリアとの関係について考察する。

図 2.2.2 は札幌における温度荷重、雪荷重、風荷重の年最大値(1961年～2013年)と再現期間との関係をグンベルの確率紙を用いてプロットしたものである。各荷重は下記に示す方法で計算し、それぞれ再現期間 100 年に対する値が 1.0 になるように基準化している。

$$\text{温度荷重} = \max(\text{年最高気温} - \text{基準温度}, \text{基準温度} - \text{年最低気温}) \quad (2.2.1)$$

$$\text{基準温度} = \text{年平均気温} \quad (8.6^{\circ}\text{C})$$

$$\text{雪荷重} = \text{年最大積雪深} \cdot \text{等価単位積雪重量}^3) \quad (2.2.2)$$

$$\text{風荷重} = \text{年最大風速}^2 \quad (2.2.3)$$

温度荷重は雪、風荷重に比べて再現期間に対する変動が小さい(ばらつきが小さい)ことがわかる。仮に再現期間 100 年に対する荷重を安全性検討用荷重、年最大値の平均値を使用性検討用荷重とすると、使用性検討用荷重の安全性検討用荷重に対する比は、雪荷重では 0.628、風荷重では 0.557 であるのに対し、温度荷重では 0.789 と大きい。

部材応力の安全性に対するクライテリアとして短期許容応力度を用いた場合、使用性検討荷重に対しては長期許容応力度(短期許容応力度の 2/3 と仮定)を超えることになる。このことから温度荷重を長期荷重として扱う設計も行われている⁶⁾。また、日常的に繰り返し発生している荷重に対し、しかるべき安全率を設定するべきであるという考え方もあるだろう。しかし、長期許容応力度は長期的に作用する荷重に対し、クリープ等による変形の増大を防止する目的から便法的に定められた面もある。使用性に関する目標性能は主に変形を制限することで満足できると考えられるので、温度荷重による変形を確認することがより本質的な検討になると考えられる。繰り返し荷重に対する検討は別途行う。

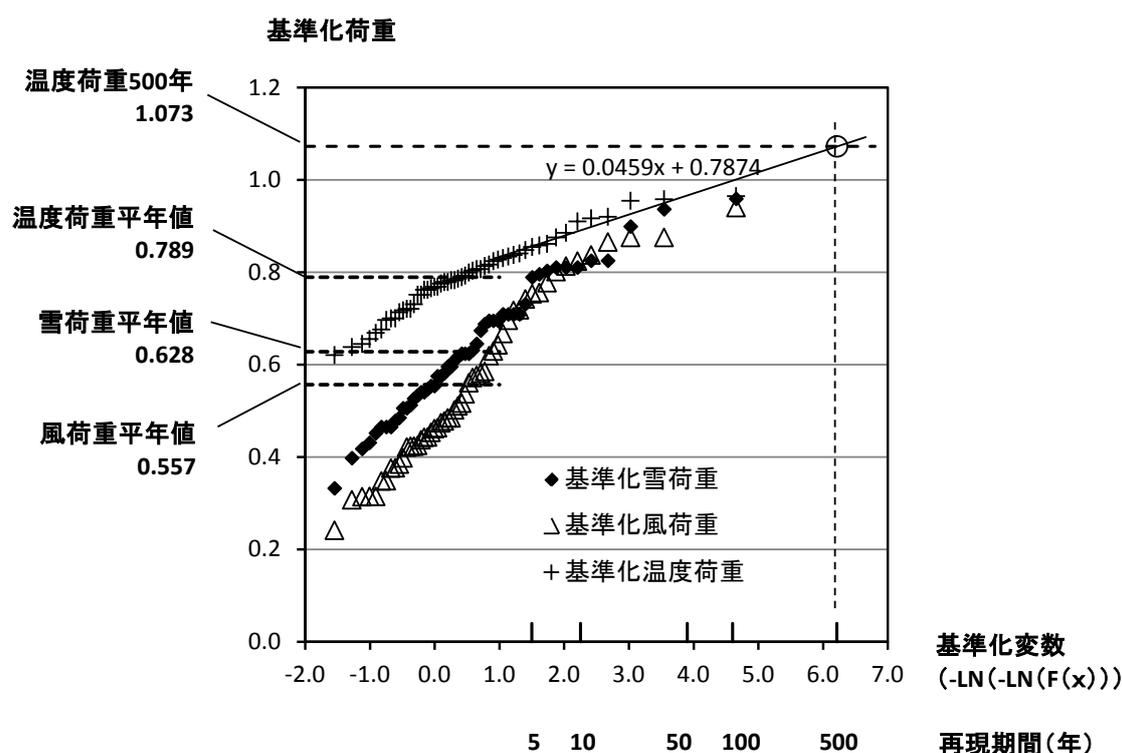


図 2.2.2 温度、雪、風荷重の年最大値の分布（札幌、1961～2013 年）

c. 極稀に発生する(レベル 2 荷重)に対する設計の考え方

極稀に発生する温度荷重に対する設計に関して考察する。

図 2.2.2 において温度荷重年最大値の上位 1/3 (18 データ) の直線近似を行い、直線の延長上で再現期間 500 年に対する温度荷重を算定すると、再現期間 100 年に対する値に対して 1.073 倍となり増分は 10%以下である。再現期間 100 年に対する温度荷重に対して部材の応力度が短期許容応力度以下となっていれば、再現期間 500 年に対する荷重に対しては部材の一部が降伏することはあっても建物の倒壊、崩壊に至ることはないと考えられる。

次に、極稀に発生する雪、風、地震荷重等と、温度荷重とが組み合わせられる場合について考える。通常的设计において、このレベル (レベル 2) の荷重に対しては、部材の降伏が許容され、クライテリアとしては「倒壊、崩壊に至らないこと」とされる。部材が降伏した状態では架構の剛性が低下し、温度変形に対する拘束が減少するため、温度応力は減少する。また、温度応力のような自己歪応力は架構の終局耐力には影響しないことが知られている⁴⁾。一方、温度応力の影響で部材の剛性が低下し、降伏も早まるので、変形は増大傾向にあり、変形の検討の際に温度荷重の影響を考慮する必要がある。

d. 繰り返し荷重に対する疲労の検討

外気温、日射を原因とする温度変化は1日を周期とした変動が繰り返されるため、建築物の供用期間中の日数だけ温度荷重が繰り返し作用することになる。このような繰り返し荷重により疲労破壊が生じるかどうかを検討する。

「鋼構造物の疲労設計指針・同解説」⁷⁾に準拠して、鋼構造部材の疲労を検討する。使用期間は100年とし、繰返し回数 $365 \times 100 = 36500$ 回に対する疲労最大応力を計算する。部材応力の最大値が疲労最大応力以下であれば疲労破壊は生じないと判断する。

指針によれば繰返し応力範囲 $\Delta\sigma$ と疲労寿命 N （疲労限界状態に至るまでの応力の繰返し数）との関係は次式で与えられる曲線となる（図 2.2.3）。

$$\Delta\sigma^m \cdot N = C_0 \quad (2.2.4)$$

C_0 : 継手の等級により定まる定数、 $C_0 = 2 \times 10^6 \cdot \Delta\sigma_f^m$

$\Delta\sigma_f$: 2×10^6 回基本疲労強度(N/mm^2)

m : 疲労設計曲線の傾きを表すための定数

検討対象として、梁端部フランジ溶接継手（完全溶け込み溶接）を考える。指針表 3.4より強度等級はDとなり、 2×10^6 回基本疲労強度 $\Delta\sigma_f$ は $100N/mm^2$ となる。また、「直応力を受ける継手」に相当するので疲労曲線の傾きを表す指数 m は3となる。以上の値を(2.2.4)式に代入すると C_0 は下記の値をとる。

$$C_0 = \Delta\sigma^m \cdot N = 100^3 \cdot 2 \cdot 10^6 = 2 \cdot 10^{12} \quad (2.2.5)$$

応力振幅が一定でない場合は、応力振幅 $\Delta\sigma_i$ 毎に頻度 n_i をその振幅に対する疲労寿命 N_i で除した疲労損傷比 n_i/N_i を算出し、その合計 D （累積疲労損傷比）が1となった時、疲労破壊が生じるとする。

$$D = \sum \left(\frac{n_i}{N_i} \right) \quad (2.2.6)$$

ここで、応力振幅 $\Delta\sigma_i$ は日毎の温度荷重 ΔT_i （基準温度と日最高または最低気温との差の内絶対値の大きい値）に比例するものとし、比例定数 α を用いて次式で表す。

$$\Delta\sigma_i = \alpha \cdot \Delta T_i \quad (2.2.7)$$

(2.2.4)式に(2.2.7)式を代入して温度荷重 ΔT_i に対する疲労寿命 N_i を求める。

$$N_i = \frac{C_0}{\Delta\sigma_i^m} = \frac{C_0}{(\alpha\Delta T_i)^m} = \frac{C_0}{\alpha^m \Delta T_i^m} \quad (2.2.8)$$

(2.2.6)式に(2.2.8)式を代入して温度差 ΔT_i の分布に対する累積損傷比 D を求める。 N_i は日毎に求めるものとし、 $n_i=1$ とする。

$$D = \sum \left(\frac{1}{N_i} \right) = \frac{\alpha^m}{C_0} \sum \Delta T_i^m \quad (2.2.9)$$

東京における 1961 年～2013 年までの 53 年間の日毎の最高、最低気温を用いて日毎の温度荷重 ΔT_i を求める。基準温度としては年平均気温、夏期平均気温（月平均気温の最大値）、冬期平均気温（月平均気温の最小値）の 3 ケースを考える。 ΔT_i の発生頻度分布を図 2.2.4 に示す。

(2.2.9)式に ΔT_i を代入し、 $D=1.0$ (疲労限界)となる比例係数 α を求める。 ΔT_i は 53 年間のデータであるが建物の供用期間（指針では「設計寿命」）を 100 年と仮定し、発生頻度を 100/53 に割り増す。

$$\alpha^m = \frac{53}{100} \cdot \frac{C_0}{\sum \Delta T_i^m} \quad (2.2.10)$$

疲労限界に対する応力度は α に再現期間 100 年に対する温度荷重 ΔT を乗じた値とする（表 2.2.2）。疲労限界応力度は鋼構造建物に一般的に用いられる鋼材の中で強度が高い SN490B の引張降伏応力度 325 N/mm²より大きく、温度荷重による部材応力度を引張降伏応力度以下に抑えれば疲労破壊は生じないと考えられる。

ただし、この検討は鋼材が降伏しないことを前提としており、また継手の形式によっては疲労強度が低下することも考えられる。

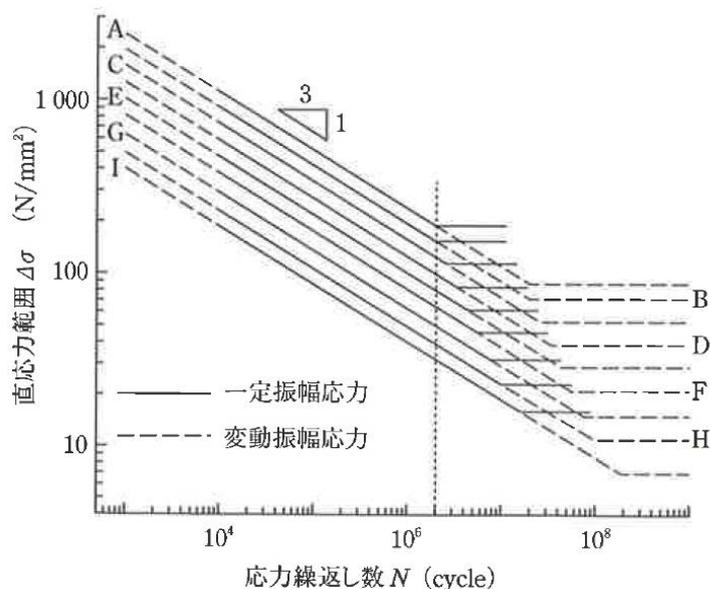


図 2.2.3 疲労曲線（文献⁷⁾より引用）

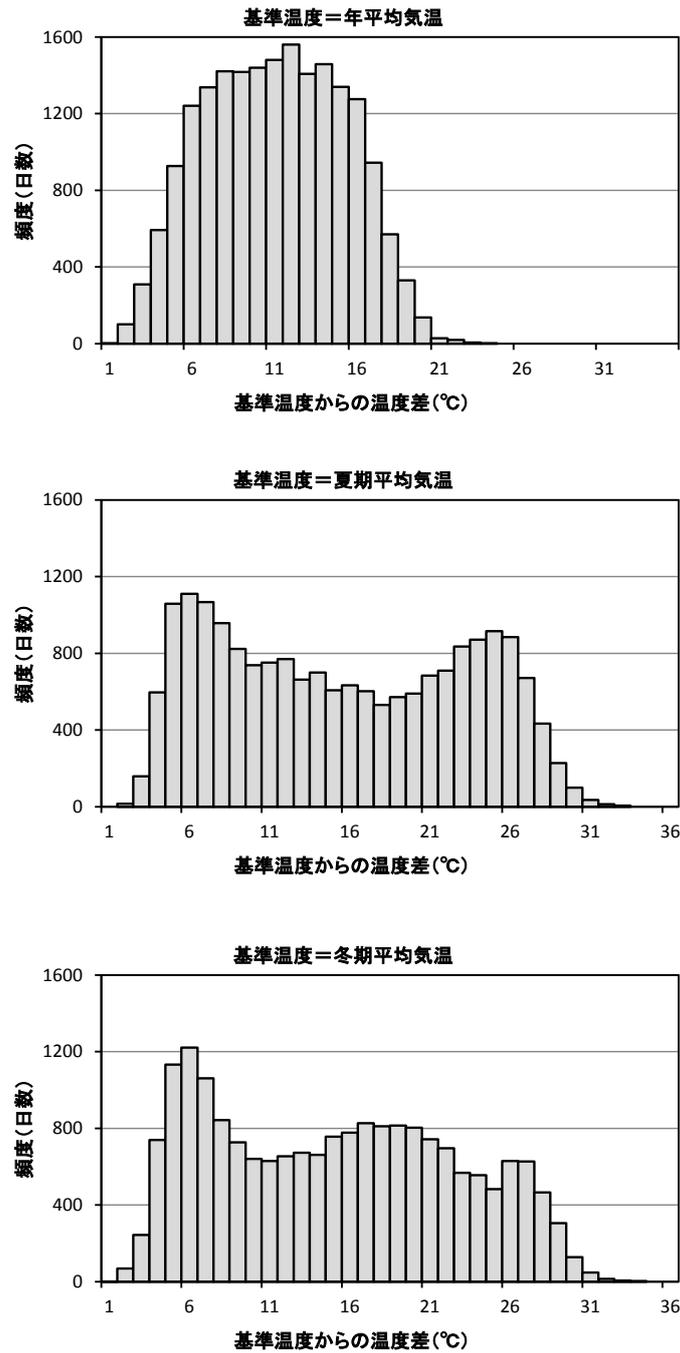


図 2.2.4 基準温度からの温度差毎の発生日数（東京、1961～2013 年）

表 2.2.2 供用期間 100 年に対する疲労最大応力

基準温度	年平均	夏期平均	冬期平均
疲労最大応力 (N/mm ²)	743	680	721

2.2.3 温度荷重に対する設計の要否判断

構造体が室内にあり外気温、日射の影響を受けにくい場合や、建物長さが短い場合など温度荷重が建築物に及ぼす影響が小さい場合も少なくない。そこで、具体的な設計作業を始める前に「温度荷重に対する設計を行うべきか」を簡易に判断することが必要とされる。

文献²⁾は設計温度変化に対して許容される建物長さの限界値を建物の形状（整形、不整形）、構造種別（鉄骨造、鉄筋コンクリート造）ごとに示している。考慮する温度変化量が大きくなる程、建物長さを短く制限している。

一方、温度変化により生じる歪を完全に拘束した場合に生じる応力は、部材長さの影響を受けない。また、温度応力が小さくても、後述する「荷重組合せ」を考えた場合には温度応力によるわずかな増分により許容応力を超えることも考えられる。

そこで本論文では、温度変化による変形、応力を簡易に推定する手法を示し、温度荷重を考慮した設計を行うかどうかの判断の材料として提供する。

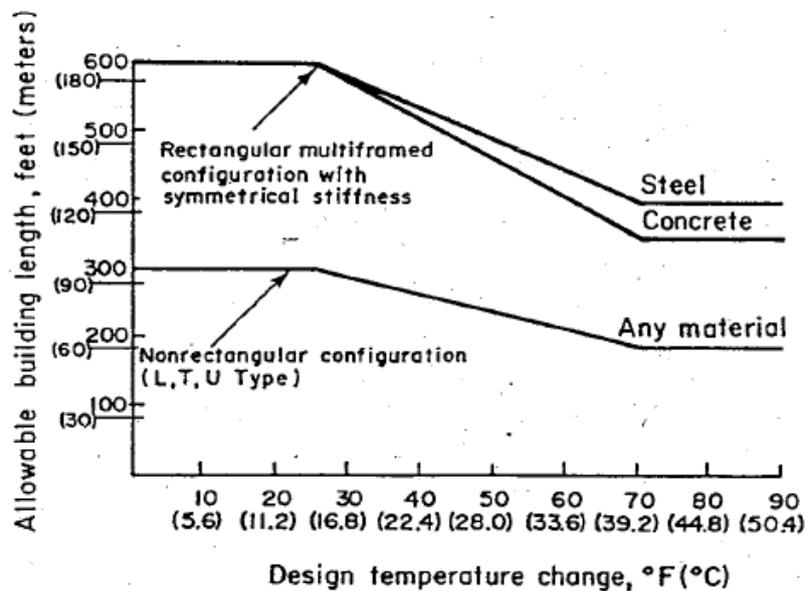


図 2.2.5 温度荷重に対して許容される建物長さ(文献²⁾より引用)

a. 温度荷重による変形の推定手法

ここでは、平屋建物を対象に屋根梁の伸び出しにより生じる建物端部における層間変形角（図 2.2.6 の $\Delta L/2h$ ）を推定する。梁部材に温度変化 ΔT が生じた場合の梁の長さ変化 ΔL は線膨張係数を α とすると下式となる。

$$\Delta L = \alpha \cdot \Delta T \cdot \frac{L}{2} \quad (2.2.11)$$

梁が建物の両側に均等に伸び出すとすると、建物端部における層間変形角は下式となる。

$$\frac{\Delta L}{2h} = \alpha \cdot \Delta T \cdot \frac{L}{2} \cdot \frac{1}{h} = \alpha \cdot \Delta T \cdot \frac{L}{2h} \quad (2.2.12)$$

図 2.2.7 に L/h と層間変形角の関係を示した。代表的な例として外気温による温度変化 30°C （夏期最高気温 40°C －基準温度（冬期） 10°C ）の場合と日射による温度上昇を勘案して 45°C とした場合について示している。線膨張係数 α は 1.0×10^{-5} ($1/^{\circ}\text{C}$)とした。

参考として層間変形角のクライテリアの例として下記の値を併記した。

1/200：レベル 1 地震に対する構造骨組の変形制限

1/300：外壁防水シールの変形限界

1/800：鉄筋コンクリート壁のひび割れ限界

層間変形角のクライテリアとしては、温度荷重の再現期間に対する変化が小さいため再現期間 100 年に対する温度荷重に近い値が毎年作用することを勘案して、使用限界状態（1/300 程度）を想定すべきである。

横軸には階高 h の例として 3m（住宅を想定）、6m（倉庫、工場を想定）とした場合の建物長さ L を併記した。クライテリアとして層間変形角 1/300 を採用した場合、日射の影響がある場合には住宅で 37m、倉庫、工場では 74m が温度荷重を設計上考慮すべき建物長さとなる。

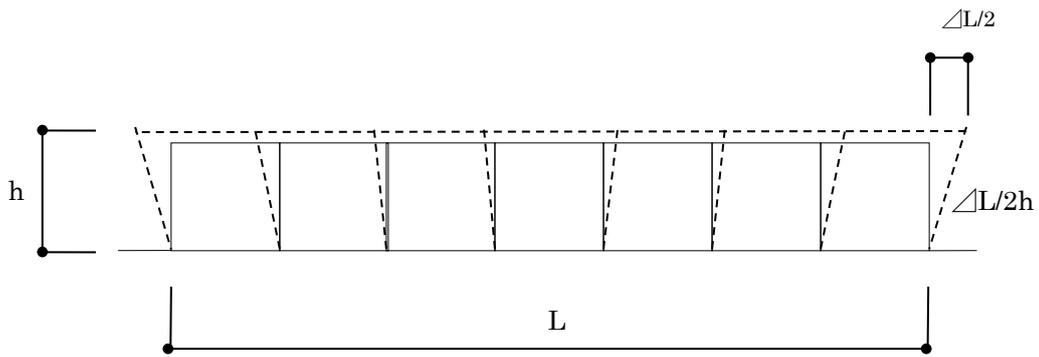
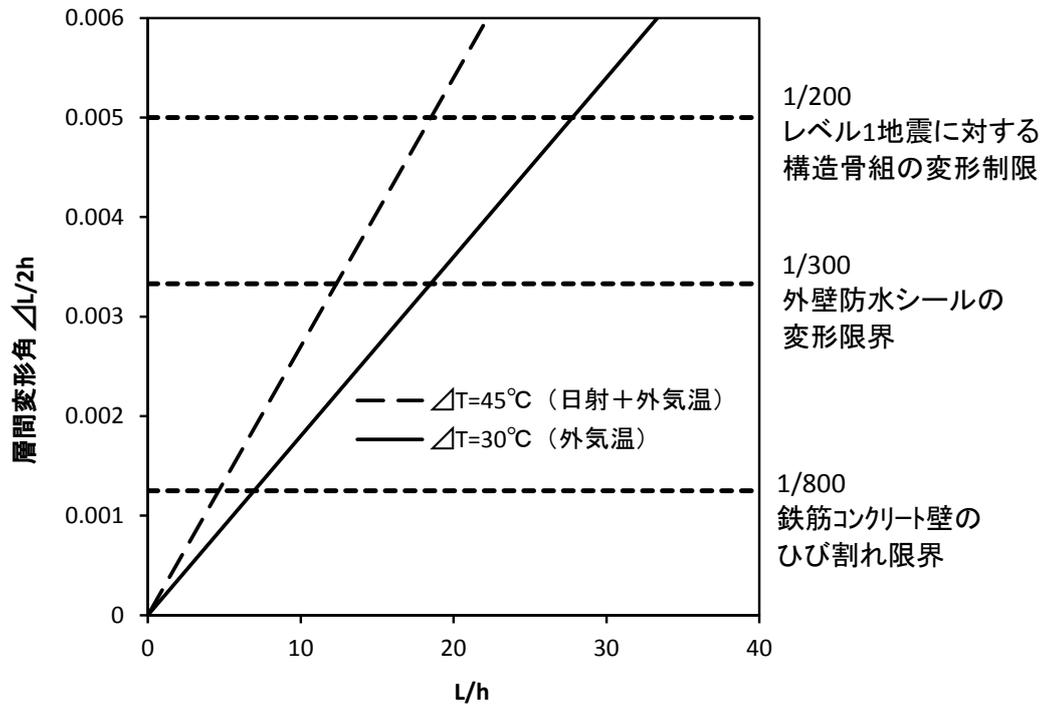


図 2.2.6 平屋建築物の屋根梁の温度変形



h=3m(住宅)	L = 30m	60m	90m	120m
h=6m(倉庫,工場)	L = 60m	120m	180m	240m

図 2.2.7 平屋建築物の相関変形角と L/h の関係

b. 温度荷重による拘束応力の推定手法

温度荷重による拘束応力を推定する手法を示す。両端が固定された梁に温度変化 ΔT が生じた場合の軸力 P_0 は、梁の断面積 A 、ヤング係数 E 、線膨張係数 α を用い下式で表わされる。

$$P_0 = EA\alpha\Delta T \quad (2.2.13)$$

上式より両端が固定された梁の拘束軸力は長さに関係である。実際には拘束部材も剛性を持つので、拘束応力は低減される。梁の軸力の軸変形に対する剛性を K_G 、拘束材（例えばブレース）の水平力の水平変形に対する剛性を K_B とすると拘束応力 P は下式で表すことができる。 $\frac{K_B}{2K_G+K_B}$ は両端固定時の応力に対する低減係数であり、図 2.2.8 のように表され $\frac{K_B}{K_G}$ が大きくなる程、小さくなる。例えば、梁長さ L_G （＝建物長さ）が長くなると K_G が小さくなるため拘束応力は大きくなる。

$$P = P_0 \frac{K_B}{2K_G + K_B} \quad (2.2.14)$$

K_B : ブレースの水平剛性 $K_B = EA_B \cos^3 \theta / L_B$

A_B : ブレースの断面積

θ : ブレースの水平面からの角度

L_B : ブレースの水平長さ

K_G : 梁の軸剛性 $K_G = EA_G / L_G$

A_G : 梁の断面積

L_G : 梁の長さ

拘束部材にはいわゆる「引張ブレース」が圧縮材となっている場合もある。圧縮耐力を期待しない引張ブレースではあるが、座屈により外観が損なわれる他、内外壁等の仕上げ材に損傷を与えることがあるので配慮する必要がある。

温度荷重による応力のみではなく、他の荷重と組合せた応力が過大にならないかどうかにも考慮する必要がある。組合せ応力については 4 章で検討する。

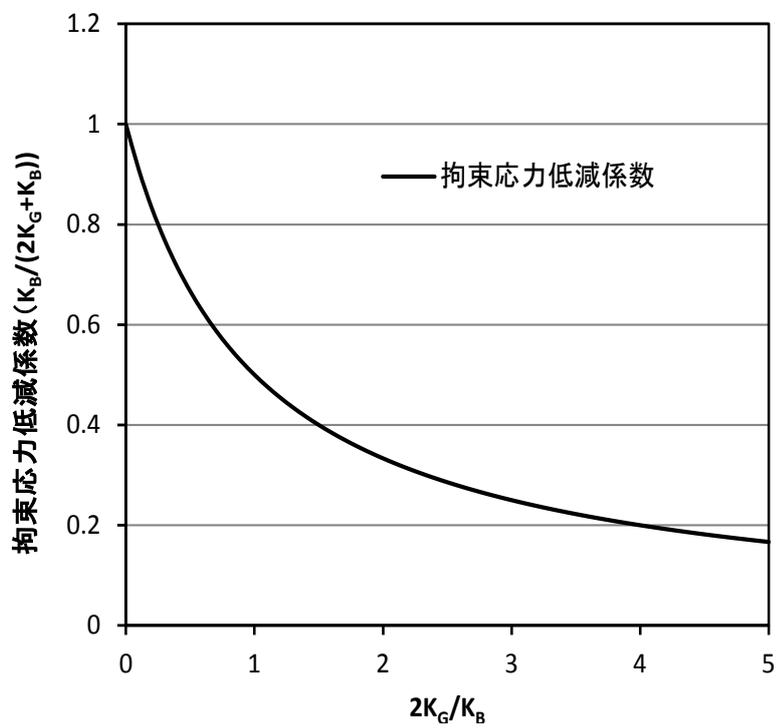
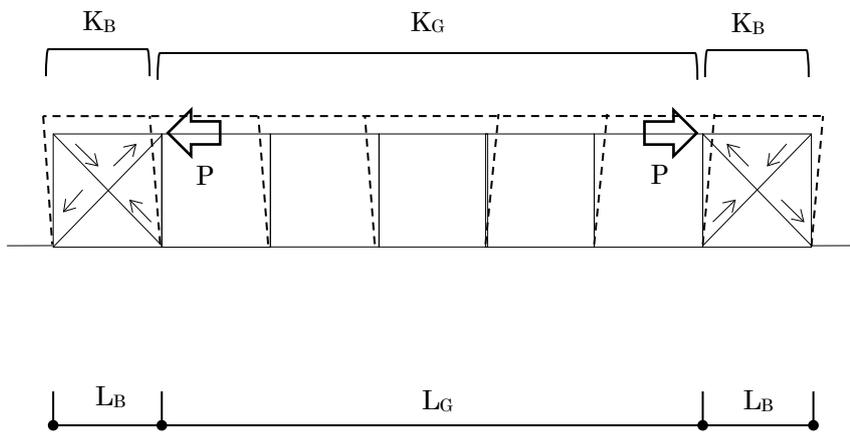


図 2.2.8 拘束応力の低減係数

2.2.4 温度条件の設定

構造体の温度変化の要因としては外気温、日射、地中温度、室内温度の他、冷凍倉庫などの特殊な内部熱源がある。ここでは日本建築学会建築物荷重指針³⁾に示されたデータを抜粋して概要を示す。

a. 外気温

荷重指針³⁾では我が国の代表的な56地点について1961年から2012年までの52年間の気象データに基づいて再現期間100年に対する値を算出している。図2.2.9はそれらを過去の観測記録の最高、最低値との比較で示したものである。ここで年最高気温については地点による差が小さいのに対し年最低気温は那覇の6.4℃と札幌の-20.9℃とで27.3℃の差がある。温度荷重とは温度変化であるので沖縄よりも札幌の方が大きいことになる。

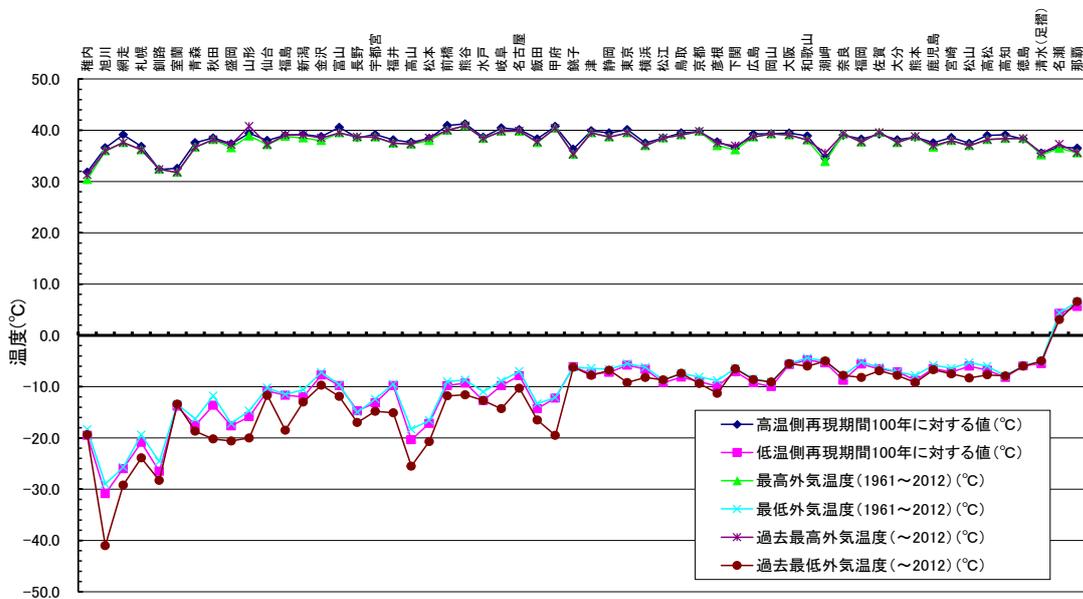


図 2.2.9 気象庁データ(1961年～2012年)による年最高・最低温度の再現期間100年に対する値(文献³⁾より引用)

b. 日射

日射は部材表面で吸収されることで熱に変わり、部材温度を上昇させる。雲のない晴天時の日射量は場所（緯度）と季節および時刻が決まればほぼ同じ値となることから、文献³⁾は大気圏外の法線面日射量 1367W/m^2 に対してエアロゾルによる散乱、水蒸気による吸収量を仮定して理論的に求めた日射量を設計上の基本値として与えている。夏期における日平均日射量および日最大日射量の例を図 2.2.10 に示す。ここで、日平均日射量とは一日の総日射量を 24 時間で除した値である。

温度荷重に対する設計においては、構造部材が日射を受けた場合にどのように温度上昇するかが問題となる。この課題に対しては 3 章において詳細に検討することとする。

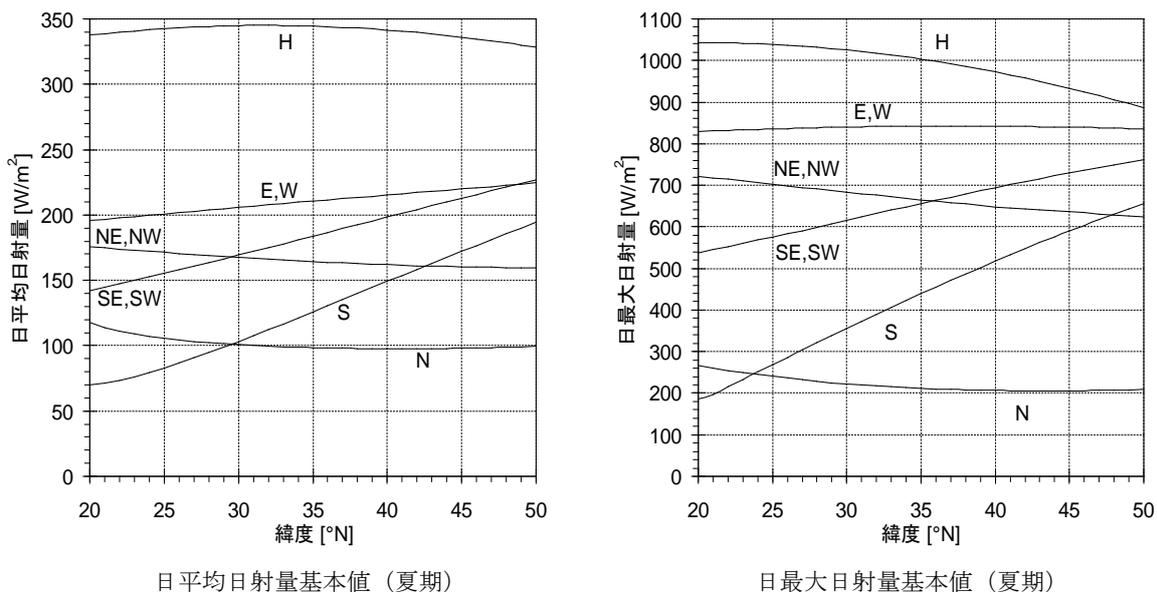


図 2.2.10 日射量の基本値(文献³⁾より引用)

c. 地中温度

地中温度は外気温や日射の影響を受け変化しているが、変化の度合いは地上からの深さが深くなるほど小さくなる。日変化の影響深さは0.5m程度、年変化は10m程度と考えられている。10m以深の地中温度は年平均気温に等しくなると言われている。

図2.2.11は半無限個体理論解により周期を1年として計算された地中温度分布の例である。ここでは地表面における温度振幅を15.75°C、平均温度を14.35°C、温度伝播率を0.0018m²/hとしている。地中の温度の年間の変動幅は深くなる程小さくなる傾向があり、深さが10mを超えると年間を通してほぼ一定温度となっている。また、深くなる程地表面との時間のずれが生じていることがわかる。

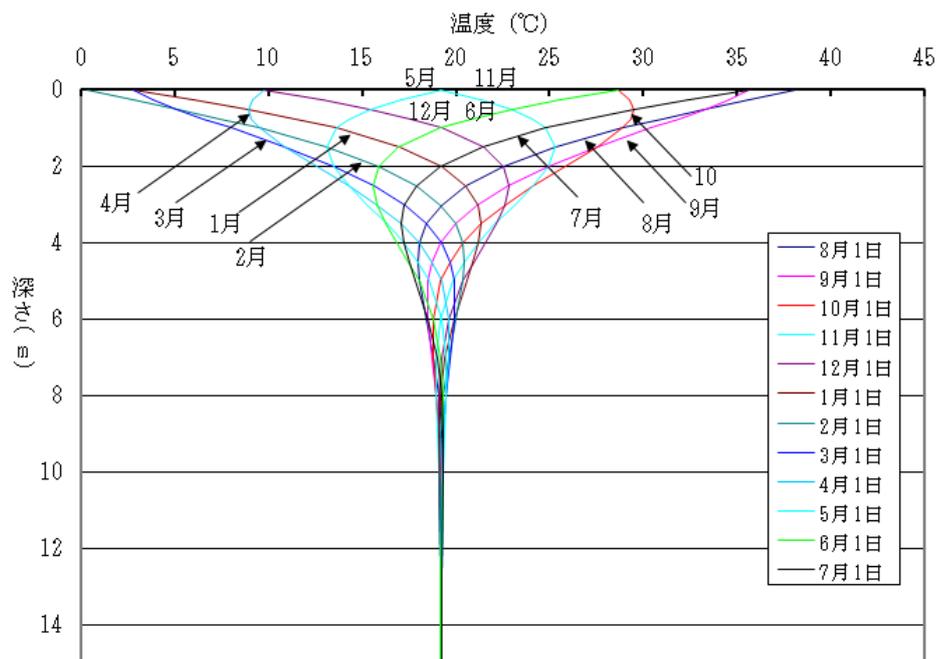


図 2.2.11 半無限個体理論解の例 (文献³⁾より引用)

d. 室内温度

室内温度は建築物の温度条件を考える上で、外気温、日射と同様重要な要素である。空調時の室内温度の目安としては表 2.2.3 等がある。

表 2.2.3 空調時の室内温度

	夏期	中間期	冬期
一般建築物（事務所等）	26～28 °C	24 °C	19～22 °C
一般建築物（許容値）*	28 °C	-	17 °C
学校（推奨値）**	28 °C	-	18 °C
学校（許容値）**	30 °C	-	10 °C
工業用建築物（工場など）	28 °C	24 °C	20 °C

* 建築物衛生法 ** 学校環境衛生の基準

一方、建築物の安全性を検討する際には夏、冬の長期休暇時に空調が停止した状態が最も厳しい温度条件となる場合がある。

また、1.4.1 節で紹介したように、アトリウム、体育館などの大空間においては、室内温度は均一ではなく、床面からの高さが高いほど気温が高くなる傾向がある。

e. 基準温度

温度荷重による荷重効果（変形、応力）は部材の温度変化に起因している。荷重効果が生じていない状態、すなわち温度変化がない状態の温度を「基準温度」と呼ぶ。基準温度は構造体の建設時の温度に相当する。設計時点で建設時期が想定できる場合もあるが、工程がずれることも予想してある程度幅を持った基準温度の設定を行うことが望ましい。

図 2.2.12 は東京における 1 年の外気温の変化を示したものである。構造体の構築に必要な時間を 1 ヶ月と仮定し、月平均気温を基準温度とすると夏期、冬期及び中間期（年平均）を仮定した基準温度は下記のような値となる。

年平均気温	16.0°C
夏期平均気温：月平均気温の最大値	27.3°C
冬期平均気温：月平均気温の最低値	5.6°C

基準温度の幅 $27.3 - 5.6 = 21.7$ °C は、年間の気温の変動幅（再現期間 100 年に対する最高、最低気温の差とすると 45.9°C）の約半分であり、基準温度の設定が温度荷重に大きな影響があることがわかる。

実現象に置き換えて考えてみる。多雪地域では冬期の建設が困難であるため、構造体の建設が夏期となることが多いので基準温度として夏期平均気温を考えると、温度荷重が最大となるのは冬期に最低気温を記録する時となる。逆に、冬期に建設された建築物は夏期

の最高気温の時に最も大きな温度荷重が作用することになる。

このように基準温度（建設時温度）は温度荷重に対して大きな影響を持つが、その設定方法に関して研究した文献や基準等はない。また、建設期間が長い大規模建築物においては部位ごとに構造体の建設時期が異なるが、そのことが温度応力、変形にどのように影響するか検討しておく必要がある。今後の検討課題である。

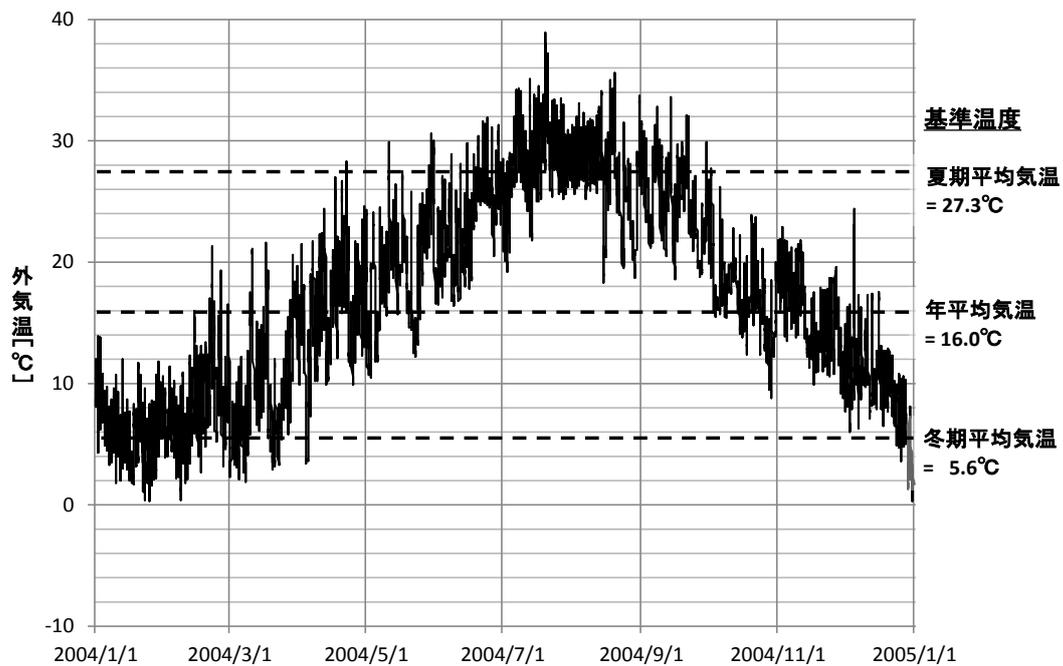


図 2.2.12 外気温の年変化(東京、2004 年)と基準温度

2.2.5 温度荷重に対する設計

a. 構造体温度の算定

温度条件等を用いて構造体の温度を算定する。日陰部の鋼材の温度はほぼ外気温と等しいことが知られている。一方、日射を受ける部材の温度や、ある程度の断面の大きさがあり温度の伝達過程を時間的に解析する必要がある鉄筋コンクリート部材の場合には、FEM解析などによる「精算法」以外の方法がなく、簡易に推定する手法の開発が必要である。

b. 構造体の応力、変形の算定

構造体温度（温度変化量）を用いて応力と変形を計算する。構造体が弾性範囲にある場合には、温度応力解析は自己歪を仮定した解析ができる解析プログラムで容易に算定できる。

基礎の固定度の有無は応力、変形に対する影響が大きいが、1章で紹介した実測例などでは基礎梁の伸縮も観測されているので、基礎梁の温度、剛性を適切に考慮することが望ましい。

鉄筋コンクリート構造の場合、日平均気温の1年を周期とした変動のように長期間作用する荷重に対しては、クリープによる応力緩和（剛性低下）を考慮することができる。

主な建築材料の線膨張係数を下記に示す。鋼材とコンクリートとの線膨張係数がほぼ等しいことは鉄筋コンクリート構造が成立する重要な条件であることはよく知られている。ステンレス鋼、アルミニウムの線膨張係数は鋼材、コンクリートよりも大きいため、温度変形の差について設計上の配慮が必要である。木材の繊維方向の線膨張係数は鋼材、コンクリートの半分程度である。

表 2.2.4 主な建築材料の 20°C(293K)における線膨張係数⁵⁾

	線膨張係数 $\times 10^{-6}K^{-1}$
鉄	11.8
炭素鋼	10.7
コンクリート	7-14
ステンレス鋼 (18Cr,8Ni)	14.7
アルミニウム	23.1
銅	16.5
木材 (繊維方向)	3-6
木材 (繊維直交方向)	35-60
ガラス	8-10
花コウ岩	4-10
レンガ	3-10

c. 応力、変形に対する検討、荷重組合せ

算定された応力に対し、部材の設計を行う。なお、温度応力は自己歪応力であり、温度変化が生じる部材の断面積や拘束部材の剛性の影響を受けるため、部材断面を変更する場合には再解析が必要になる。設計用応力には他の荷重との組合せを考慮する。荷重の組合せに関しては4章で扱う。

温度荷重に対する変形がクライテリアを満足することを確認する。必要に応じ、変形についても荷重組合せを考慮する。

d. 温度荷重の影響を緩和する対策

計画時点において、あるいは、算定した応力、変形がクライテリアに収まらない場合は構造架構の強度、剛性を増大させるだけでなく、下記の方法等によって温度荷重の影響を緩和することを検討する。

- ① 構造部材の温度変化を小さくする。具体的には日射を遮断したり、断熱材を施したりすることにより外部からの熱の伝達を減らす等。
- ② 建築物の長さを短くする。長大建物の場合はエキスパンションジョイントを設けて構造的に分割し、個々の建物の長さを短くする。ただし、エキスパンションジョイント部分は両側の架構の変形が集中するので変形に追随できるディテールを用いる。
- ③ ブレース、耐震壁など温度変形を拘束する部材に作用する応力が過大となる場合には、拘束部材を無くすか、拘束部材の位置を温度変形が小さい建物内側に変更する。
- ④ 内外装材の損傷を防止するため材料やジョイント部に変形に追随性のよいものを選択する。

2.3 温度荷重に対する設計の現状に関する調査

2.3.1 目的

温度荷重に対する建築物の設計に関しては、他の荷重のように法規や設計規準が十分に整備されていないのが現状である。このような状態において、設計者はどのような建物の設計に対して温度荷重を考慮しているか。温度条件やクライテリアはどのように設定したか。設計を進める上で、どのような情報が不足しているかをアンケート形式で調査した。調査結果を分析し本研究が取り組むべき課題の抽出を行う。

2.3.2 アンケートの概要

温度荷重に対する設計がどのように行われているか、その現状と課題を把握するために構造設計者に対してアンケート調査を行った。アンケートは、日本建築学会荷重運営委員会積載荷重小委員会（当時は、積載荷重小委員会の温度荷重WGとして活動していた）名で1994年2月に発送し、3月に回収した。送付先は設計事務所56社、建設会社49社で、32社からのべ56件の回答を得た。

アンケートの主な質問は設計者が行った温度荷重に対する設計例に関するものである。アンケートを通して、2.2で示した設計の流れが実際にどのように行われているか、各ステップにおいてどのような問題意識で何を判断基準とし、どのような設計を行ったかを明らかにする。アンケートの後半では温度荷重に対する設計を行う際にどのような問題点があるか、不足している情報は何か、今後の研究に期待することも含めて聞いた。

温度荷重WGで回答を集計し、文献④にまとめている。以下、文献④の集計結果を引用して分析を加える。

以下にアンケートの概要を示す。

実施時期	アンケート発送	1994年2月
	アンケート回収	1994年3月末
対象	設計事務所	56社
	建設会社	49社
	合計	105社
回答数	設計事務所	20社(36%)、29件
	建設会社	12社(24%)、27件
	合計	32社(30%)、56件
質問項目	温度荷重を考慮した設計例について 所在地、用途、規模、構造種別 想定した不具合 温度荷重を考慮した理由 温度荷重発生時期 基準温度、最低、最高温度 想定した部位、応力と変形の計算方法 荷重組合せ クライテリア 設計上の配慮 荷重指針に期待すること 自由意見	

温度荷重に関するアンケート

会社名 _____

担当者所属 _____

担当者氏名 _____

[1] 温度変化による荷重効果を考慮した設計例について教えてください。回答は記入していただくか、該当ヶ所にチェック（レ）してください。複数回答も可とします。なお、差し支えなければ関係する図面、計算書等を添付していただければ幸いです。

1-1 構造物概要（対象が建物の一部の場合は該当部分のみお答えください。）

所在地： _____

用途： 倉庫 工場 ターミナルビル
 事務所ビル 商業ビル
 学校 病院
 スポーツ施設 発電所
 その他 _____

規模： 階数 _____ 地上 _____ 階、 地下 _____ 階
高さ _____ m
面積 建築面積 _____ m²、 延床面積 _____ m²
建物の長さ _____ m x _____ m

構造： 鉄骨造
 鉄骨鉄筋コンクリート造
 鉄筋コンクリート造
 その他 _____

対象が建物の一部の場合は、該当部分の概要を教えてください。

1-2 温度の影響としてどのような不具合を想定して検討しましたか？

構造体： 壁面ブレースの座屈、破断
 柱、梁の曲げ降伏
 圧縮力による梁の座屈
 鉄筋コンクリート部材に生じるひび割れ
 その他 _____

仕上げ： 2次部材の破損、ひび割れ
 仕上げ面の不揃い
 防水層の破損
 その他 _____

図 2.3.1 a 温度荷重に関するアンケート

1-3 温度変化を考慮したのは構造体がどのような環境にあるからですか。

- 構造体全体または一部が外気にさらされている。
- 室内に熱源（蓄熱槽、冷凍庫等）がある。
- 建物または建物の一部が地中にある。
- 火災時に構造体に顕著な温度変化が生じる。
- その他 _____

1-4 温度変化はどのような時間に生じますか。

- 時間：
- 1日のうちの日中と夜
 - 夏と冬
 - 空調している時としていない時
 - 工場等が稼働している時としていない時
 - 年末や夏休み等の長期の休業時と使用時
 - 鉄骨建て方等建設時と使用時
 - 時間は特定しない
 - その他 _____

設定した構造部材の温度変化を教えてください。

- 構造体の温度として、基準温度を _____ °Cとし、最高 _____ °C、最低 _____ °Cを設定した。
- 構造体の温度差として、+ _____ °C、- _____ °Cを設定した。
- 熱環境を設定し温度解析等で構造体温度を求めた。（具体的に）

- その他 _____

温度変化設定の根拠（基準、文献、実測データ）があれば教えてください。

1-5 温度変化はどのような部位に生じますか。

- 部位：
- 日射を受ける面と日陰部
 - 外気に接する部分と室内
 - 熱源に近い部位と遠い部位
 - 地上と地下
 - その他 _____

設定した構造部材の温度変化を教えてください。

- 構造体の温度として、基準温度を _____ °Cとし、最高 _____ °C、最低 _____ °Cを設定した。
- 構造体の温度差として、+ _____ °C、- _____ °Cを設定した。
- 熱環境を設定し温度解析等で構造体温度を求めた。（具体的に）

- その他 _____

温度変化設定の根拠（基準、文献、実測データ）があれば教えてください。

図 2.3.1b 温度荷重に関するアンケート

1-6 温度応力計算の方法について教えてください。

温度の入力方法：

- 部材の平均温度（軸ひずみ）として入力した。
- 部材断面内の温度勾配（曲げ歪）として入力した。
- 構造物の温度解析を行い、結果の温度を入力した。
- その他 _____

構造部材の材料定数：

- 弾性剛性
- 材料特性の変化を考慮した。（具体的に） _____
- その他 _____

1-7 どのような荷重と組み合わせて設計しましたか。固定荷重(D)、積載荷重(L)、積雪荷重(S)、風荷重(W)、地震荷重(E)、温度荷重(T)として、下記に記入してください。

長期応力として _____

短期応力として _____

その他の応力として _____

1-8 温度荷重に関するクライテリアについて教えてください。

応力に関するクライテリア：

- すべての部材を許容応力度以下とした。
- すべての部材を弾性限以下とした。
- 一部の部材の塑性化を考慮した。
- その他 _____

コンクリートのひび割れ制限：

- 長期 _____ mm以下
- 短期 _____ mm以下
- その他 _____

構造物の変形に対するクライテリア（層間変形角、たわみ等）：

その他のクライテリア： _____

1-9 温度の影響に対してどの様な対応をしましたか？

- 問題が生じないので何も対応しなかった。
- 部材断面を大きくした。
- エキスパンションジョイントを設けた。
- 構造体に断熱材を巻き付けた。
- 温度の影響の小さい位置にブレースを配置した。
- その他 _____

図 2.3.1 c 温度荷重に関するアンケート

[2] 日本建築学会建築物荷重指針(1993.6)の「温度荷重」に何を期待しますか？

- 温度荷重を検討すべき範囲(温度環境、建物長さ、用途等)
- 温度、温度差のデータ
- 温度応力の解析方法
- 他の荷重と温度応力の組み合わせ
- 温度荷重に対するクライテリア(応力)
- 温度荷重に対するクライテリア(変形)
- その他

[3] 構造物の構造設計における、温度荷重や温度応力の扱いかたについてどの様にお考えですか。自由な御意見をお聞かせください。また、日本建築学会温度荷重ワーキンググループに対するご意見がございましたらあわせてお聞かせください。

[4] 詳細データ、不明の点など、追調査にご協力いただけますか。

- YES
- NO

連絡先 _____

* ご不明の点など、疑問点がございましたら、下記に問い合わせてください。

日本女子大学住居学科 助教授
石川 孝 重
☎ 03-3943-3131 内線7154

ご協力ありがとうございました。

図 2.3.1 d 温度荷重に関するアンケート

2.3.3 設計例に関する分析

アンケートでは温度荷重を考慮して設計した建築物について質問している。回答された設計例に関し分析を行う。

a. 用途、規模、構造種別と温度荷重の要因

建築物の用途はスポーツ施設、ハンガー（旅客機の格納庫）、アトリウム、工場、展示場など建物長さが長いものと、貯蔵庫、サイロ、発電所、水槽など熱源が内在するものに大別され、前者は主に鉄骨造、後者は主に鉄筋コンクリート造であった（図 2.3.2）。

構造種別で見ると鉄骨造が 64%を占め、コンクリート系建物（鉄筋コンクリート造、鉄骨鉄筋コンクリート造）が 32%と鉄骨造の半分であった（図 2.3.3）。

構造種別ごとに建築物の規模（長さ）を分類すると、鉄骨造では 150～200mが最も多く、鉄筋コンクリート造ではほとんどの建物が 100m以下であった（表 2.3.1）。

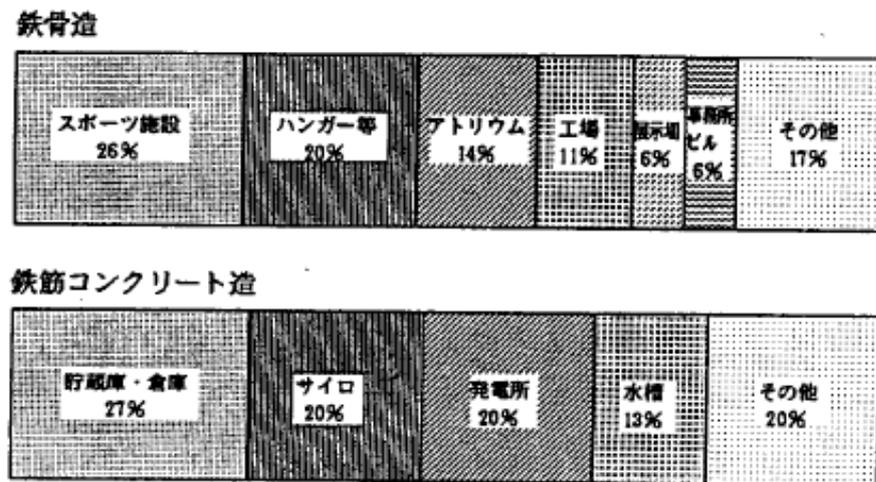


図 2.3.2 用途による分類⁶⁾



図 2.3.3 構造種別による分類⁶⁾

表 2.3.1 建築物の規模（長さ）⁶⁾

長辺長さ	-50-100-150-200-250-300-(m)						
鉄骨造	3	6	5	10	4	0	3
鉄筋コンクリート造	5	5	1	-	1	-	-

構造体が置かれている温度環境に関しては「外気にさらされている」が 59%と最も多く、次いで「熱源がある」が 19%であった。

表 2.3.2 構造体が置かれている温度環境⁶⁾

外気にさらされている…	31件 (59%)
熱源がある…	10件 (19%)
地中…	5件 (9%)
火災…	1件 (2%)
その他…	6件 (11%)
計	53件

以上の、建築物の用途、構造種別、規模、温度変化の要因の 4 種類の項目には相関があり、2つのグループに種類に大別できる(表 2.3.3)。1 つはスポーツ施設、格納庫、工場、展示場などの長大建物であり、構造種別は鉄骨造で、温度荷重の要因は気温の変化である。もう一つの分類は貯蔵庫、サイロ、発電所など内部に熱源を持つ建物であり、建物長さは 100m以下と短く、構造種別は鉄筋コンクリート造である。

表 2.3.3 建物概要の分析

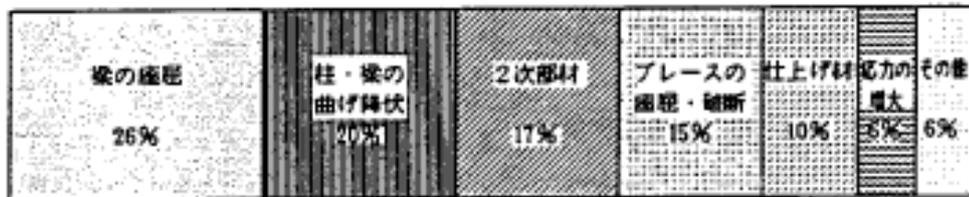
用途	規模(長辺長さ)	温度荷重を考慮した理由	構造種別
スポーツ施設、航空機ハガ ー、アトリウム、工場、倉庫、展 示場、マーケット等	建物長さ 100m以上 が 63%(22 棟)	外気温の変動の影 響を受ける	鉄骨造 35 件
貯蔵庫、サイロ、発電所	建物長さ 100m未満 が 67%(10 棟)	内部熱源により建 物に温度差が生じ る	鉄筋コンクリート造 15 件

b. 想定した不具合

設計者は温度荷重によりどのような不具合が生じる可能性があると考えたかを選択形式で聞いた。事象毎の回答件数の比率を構造種別別に図 2.3.4 に示す。

鋼構造では、「梁の座屈」、「柱、梁の曲げ降伏」、「ブレースの座屈・破断」と構造安全性に係る不具合が 61%を占める。これは、必ずしも「温度荷重により部材の降伏、座屈の発生する可能性が高い」という意味ではなく（そのような事象が報告されたケースは少ない）、「降伏、座屈を起こさないように部材応力のチェックを行った」という趣旨であると解釈する。

鉄筋コンクリート造においては約半数がひび割れによる不具合を想定している。これは屋根などの梁が温度変化により伸縮する際に梁の下階にある鉄筋コンクリート壁に強制的に剪断変形が生じ、ひび割れが発生するといった事象や、サイロなどの内部熱源により鉄筋コンクリートの壁体が膨張する際に生じるフープテンションによるひび割れなどを想定しているものと考えられる。



鋼構造で想定した不具合



鉄筋コンクリート造（SRC 造を含む）で想定した不具合

図 2.3.4 設計者が想定した不具合⁶⁾

c. 温度荷重の設定

表 2.3.4 に温度変化が発生する期間に関するアンケート結果を季節変動、日間変動など 5 種類に分類して構造種別ごとに示す。鉄骨造(S造)では夏期と冬期の気温差を考慮する場合が半分程度を占め、他は日間変動、鉄骨建方時の温度変化を対象としたものである。鉄筋コンクリート造でも夏期と冬期の温度変化が約半数を占めるが、残りの半分の「常時」あるのは内部熱源による温度変化である。

表 2.3.4 温度変化の発生する時期⁶⁾

構造種別	夏季と冬季	日中と夜間	建設時(建方時)	常時	その他
S造	28	16	10	1	4
RC造	7	1	1	8	2
SRC造	3	1	1	0	0
その他	2	1	0	0	0
合計	40	19	12	9	6

温度荷重を「基準温度」(温度荷重が0であると考えられる時の温度、建設時の温度に相当する)と最大の温度変化を生じた時(夏期の最高温度、冬期の最低温度等)の温度という観点から質問した。

図 2.3.5 に設計者が想定した基準温度を集計して示す。回答のあった 20 件の内、半数の 10 件は 15~20℃の範囲にある。この温度は北海道、東北、沖縄を除く地域での年平均気温(東京: 15.4℃、鹿児島: 18.6℃等)に相当することから、設計者は年平均気温を基準温度として想定していることが多いと考えられる。しかし、この仮定は建設時期が冬期、夏期となった場合は温度荷重が想定を上回る結果となるため危険である。何らかの注意喚起が必要と考えられる。

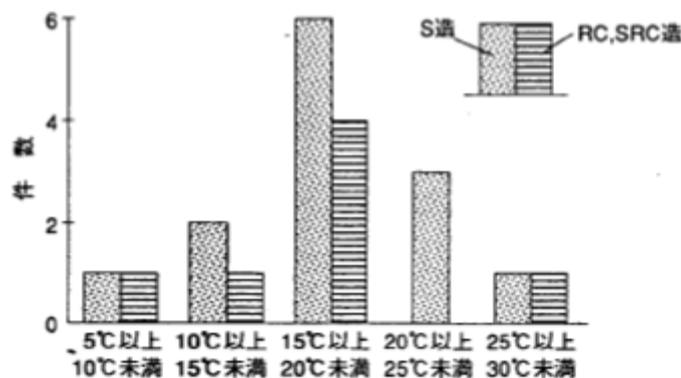


図 2.3.5 設計例で想定されている基準温度の頻度分布⁶⁾

図 2.3.6,7 に設計例で想定されている最高温度、最低温度の頻度分布を示す。

鉄骨造では最高温度は 50℃～60℃の範囲が最も多い。年最高気温は 40℃程度であるので日射による温度上昇を見込んでいるものと考えられる。最低温度は-10℃～0℃の範囲が多く、年最低気温を参考に定めていると考えられる。

鉄筋コンクリート造、鉄骨鉄筋コンクリート造では、最高温度は 30℃～40℃と 70℃以上と 2つの範囲で頻度が高くなっているが、前者は年最高気温に相当すると考えられ、後者は内部熱源によるものと考えられる。最低温度は 0℃～10℃の範囲が多く、年最低気温よりは若干高めである。また、-30℃～-20℃の範囲に 2 件あるのは冷凍倉庫と考えられる。

構造体の温度変化量の頻度分布は図 2.3.8 のように鉄骨造では 20℃～40℃の範囲が多いが、60℃以上の温度差を考慮しているものがあり、内部熱源を有する建築物であると考えられる。

設計上考慮した構造体の温度変化と建物長さの関係を見たものが図 2.3.9 である。長さ 250m を超える建物では一律 30℃の温度変化を考えている。

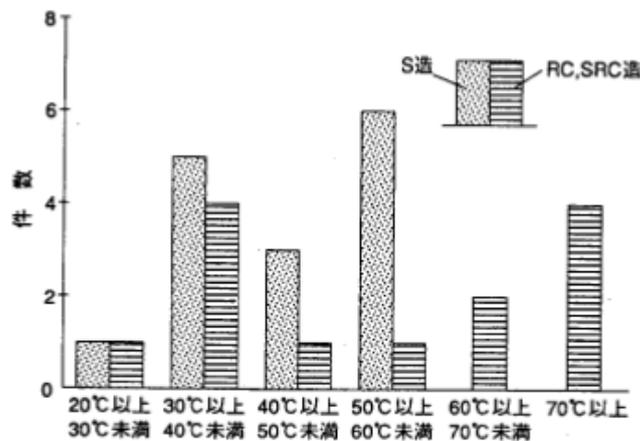


図 2.3.6 最高温度の頻度分布⁶⁾

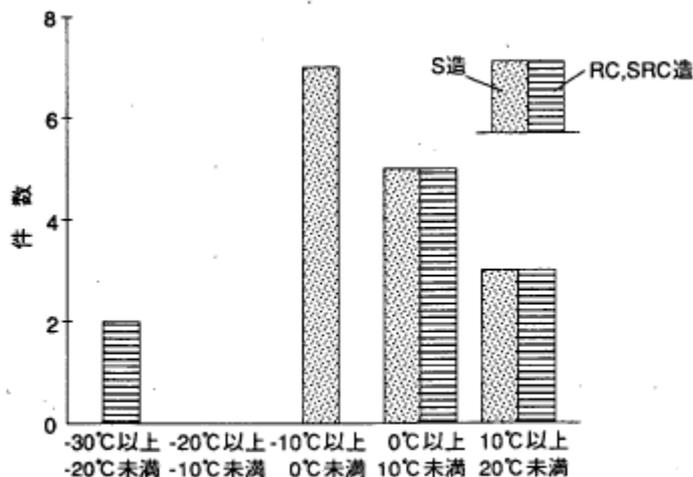


図 2.3.7 最低温度の頻度分布⁶⁾

d. 温度応力の計算方法

表 2.3.5 に温度応力解析時に温度荷重をどのように与えたかを整理した。「平均温度」は部材の平均温度を部材中心に与えたもの、「温度勾配」とは屋根梁など屋根側と室内側で温度差がある場合に断面内の温度勾配を与えたもの、温度解析とはF E M解析などで解析した温度を入力値として採用した場合を示す。

部材の剛性は鋼構造ではほとんどの設計例で「弾性」として扱っているが、鉄筋コンクリート造、鉄骨鉄筋コンクリート造では、約半数でひび割れやクリープの影響と思われる剛性低下を考慮している。

表 2.3.5 温度荷重の与え方、部材の剛性⁶⁾

構造種別	温度荷重の与え方			部材の特性	
	平均温度	温度勾配	温度解析	弾性	剛性低下
S造	25	0	8	33	0
RC造	6	3	7	6	7
SRC造	4	1	0	3	3
その他	1	0	1	2	0
合計	36	4	16	44	10

e. 許容応力度、荷重組合せ

設計例で考慮された許容応力度と荷重組合せの関係を表 2.3.6 に示す。設計例のほとんどで鉛直荷重と温度荷重との組合せを「長期荷重」として扱っている。長期荷重で考慮する場合と短期荷重で考慮する場合とで温度荷重の大きさを変えている例も 3 件ある。地震荷重との組合せは 22 例、風荷重との組合せは 13 例、雪荷重との組合せは 12 例あった。地震、風、雪荷重との組合せに対して荷重係数 0.5 を乗じて温度荷重を低減した設計例が 1 件あったが、他の設計例では温度荷重に対する荷重係数(低減係数)は用いず単純和としている。荷重組合せ時の温度荷重に対する荷重係数に関しては情報が無いことが原因と考えられる。

表 2.3.6 設計例で採用された荷重組合せ⁶⁾

D：固定荷重、L：積載荷重、E：地震荷重、W：風荷重、S：積雪荷重、T：温度荷重)

長期	D+L+T	32件
	D+T	3件
	D+0.7S+T	1件
短期	D+L+T	5件
	D+L+T 2 (長期より大きな値)	3件
	D+E+T	2件
	D+W+T	1件
	D+S+T	1件
	D+L+E+T	18件
	D+L+W+T	10件
	D+L+S+T	8件
	D+L+S+E+T	1件
	D+0.35S+E+0.5T	1件
	D+0.35S+0.5W+0.5T	1件
	D+0.65W+0.5T	1件

f. クライテリア、対策

設計例で考慮された部材の応力に対するクライテリアを図 2.3.10 に示す。ほとんどが許容応力度以下と答えており、一部に「弾性限以下」としているものがあった。

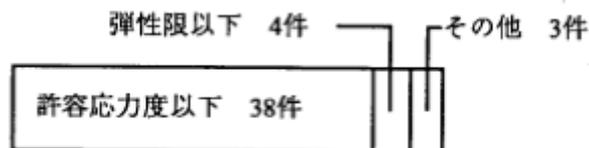


図 2.3.10 部材応力に関するクライテリア⁶⁾

応力以外のクライテリアとしてはコンクリートのひび割れ幅を制限するもの、変形制限に関するものがあった。コンクリートのひび割れ幅としては0.1~0.3mm以下とするものが6件あった。また相関変形を1/200以下に制限している例が12件、長期たわみを制限している例(1/500、1/750)が2件あった。

表 2.3.7 では温度荷重に対してどのような対策が採用されたかをまとめている。温度荷重に対し何らかの対策をとった例は36件(61%)あった。部材断面を大きくしたものが最も多く30.5%あった。それ以外に「(建物長さを短くするために)エキスパンションジョイントを設けた」、「ブレースや壁の位置を温度変形が小さい位置に変更した」、「仕上げ材等で断熱性を向上して構造体温度の変化量を減少させた」、「変形の大きい部材の脚部を拘束せず滑り支承とした」などの対策がとられている。他の荷重に対する対策と異なり、断熱により荷重そのものを低減させたり、拘束条件を緩和させたりすることで応力を低減することができるのが温度荷重の特徴と言える。

表 2.3.7 温度荷重に対する対策⁶⁾

問題が生じないので無対応	21件 (35.6%)
部材断面を大きくした	18件 (30.5%)
EXP.Jを設けた	5件 (8.5%)
ブレースや壁の位置を変更した	5件 (8.5%)
仕上げ材等で断熱性を向上した	5件 (8.5%)
変形の大きい部材の脚部をすべり支承とした	3件 (5.1%)
その他	2件 (3.3%)
計	59件

2.3.4 荷重指針に期待すること、自由意見

設計者がどんな情報を必要としているかを把握するため、「荷重指針に期待すること」と「自由意見」の2種類の質問をした。

荷重指針に期待することとして7項目の選択（複数選択可）としたところ以下のような回答が得られた。

表 2.3.8 荷重指針に期待すること⁶⁾

温度の影響を検討すべき範囲	38件
温度、温度差のデータ	34件
他の荷重と温度応力の組み合わせ	30件
温度荷重に対するクライテリア（変形）	25件
温度荷重に対するクライテリア（応力）	22件
温度応力の解析方法	19件
その他	7件

また、自由意見では温度荷重WGへの要望として表 2.3.9 に示す回答があった。

2つの質問に対する回答は重複する内容が多いので、両者を総合して7項目に分類し、要望が多い順に並べた。

1. 温度荷重を考慮した設計をすべきかどうかの判断基準
2. 温度を設定するため温度データの整備
3. 他の荷重との組合せに関する指針
4. クライテリアの整理
5. 応力解析方法に関する指針
6. 不具合事例、実測例、対策例の収集と提示
7. 設計例の提示

これらの課題はアンケートで要望されていることからわかるように、1993年刊行の旧荷重指針には網羅されていなかった。建築学会温度荷重小委員会において筆者らが順次課題に取り組んだ結果、現在では後述するように最新の荷重指針（2015年2月刊行）に反映されているものもある。

表 2.3.9 自由意見⁶⁾

- | | |
|--|-----|
| 1) 温度の影響を検討すべき範囲を明示する | 12件 |
| ・規模、温度条件、構造種別による範囲分け | |
| ・建物の不具合事例調査にもとづく範囲分け | |
| 2) 実例を豊富にそろえる | 10件 |
| ・温度荷重により生じた建築物の不具合例を示す | |
| ・構造体の温度、応力、変形の実測例を示す | |
| ・温度荷重に対する対策例を示す | |
| 3) 設計用に整理された温度データを充実させる | 9件 |
| ・熱源別に整理された温度データ | |
| ・温度条件別に整理された温度データ | |
| ・地中の温度分布 | |
| ・建物の部位別温度（勾配屋根、外壁等） | |
| ・基準温度設定に対する考え方 | |
| 4) 温度応力の解析方法 | 4件 |
| ・モデル化 | |
| ・材料（コンクリート等）の剛性評価 | |
| ・境界条件の設定方法 | |
| ・温度の入力方法（位置、勾配等） | |
| 5) 他の荷重との組み合わせを明確にする | 3件 |
| ・他の荷重との組み合わせ | |
| ・組み合わせに応じた温度の設定 | |
| 6) クライテリアを明らかにする | 3件 |
| ・許容応力度の取り方 | |
| ・許容変形の取り方 | |
| 7) その他 | |
| ・設計例 | |
| ・2次部材の温度荷重と設計法 | |
| ・異種材料はりあわせ部材での応力評価 | |
| 8) 指針のあり方に関する意見 | |
| ・実測例、不具合例の調査をもとに温度荷重の設定が過大評価にならないようにしてほしい。 | |
| ・設計者の自由裁量が残るようにしてほしい。 | |
| ・いろいろな基準、文献を参照しながら設計するのは大変なので、これだけ見れば設計できるという規準にしてほしい。 | |
| ・蓄熱槽、原子力リアクター、煙突、サイロ等各々特殊性があるので、別々の規準で取り扱うべきだ。 | |

2.4 2章のまとめ

2章では温度荷重に対する設計の流れと実態を調査し、課題の抽出を行った。

2.2では、温度荷重に対する設計の流れをたどり、課題、不足する情報を洗い出した。

温度荷重は再現期間による変化が小さく、再現期間100年に対する値に対し、使用性検討レベルで約0.8倍、レベル2(再現期間500年)で約1.1倍程度の違いしかない。従来の設計法は「長期許容荷重」、「短期許容荷重」により間接的に過大な変形を防止して使用性を確保する側面があったが、温度荷重に対しては要求性能に対してより直接的なクライテリアを設定し性能を確保する必要があると考えられる。再現期間100年程度の温度荷重に対して許容応力度設計がされていればレベル2の温度荷重に対しては倒壊、崩壊に至ることはなく、また自己歪が地震に対する保有耐力を低減させない事も明らかにした。

温度変化が1日を周期として繰り返されることから、疲労に関する検討を行った。鋼構造の突き合せ溶接継手に対する疲労限界応力度はSN490B鋼材の降伏応力度より大きく、弾性範囲では疲労による影響は小さいと考えられる。

温度荷重に対する設計を行うかどうかを判断するために温度荷重による変形と応力の推定方法を提案した。

外気温、日射、地中温度等の温度条件については気象観測データや解析により情報が整理されており、設計に用いるデータとして十分なレベルにあると考えられる。しかし、建設時の温度である「基準温度」をどのように設定するかは定説がなく、その影響が大きいことから検討が必要と考えられる。

構造体温度の推定法はFEM等の高度な解析による方法以外には確立された方法がない。簡易に推定する方法の開発が必要である。

温度荷重の影響を緩和する対策として、断熱、エキスパンションジョイント、拘束部材の位置の変更などの対策を示した。

2.3では設計者に対してアンケートを実施し、実務における設計の現状を分析した。

基準温度として年平均気温を採用しているケースが多いが、設計上は危険側の仮定となる可能性がある。基準温度の設定方法を確立することが必要である。

雪、風、地震荷重と温度荷重との組合せを考慮した設計例の内、荷重係数を考慮したものは1例しかなく、荷重係数を適切に設定する方法を示すことが必要である。

設計者が必要としている情報は下記の7項目であった。

1. 温度荷重を考慮した設計をすべきかどうかの判断基準
2. 温度を設定するため温度データの整備
3. 他の荷重との組合せに関する指針
4. クライテリアの整理
5. 応力解析方法に関する指針
6. 不具合事例、実測例、対策例の収集と提示
7. 設計例の提示

2.5 課題の整理と本論文で取り組む課題

1、2 章では温度荷重の影響、既往の文献、設計の実態について検討を行った。その中で抽出した課題を改めて整理するとともに、本論文で取り組む課題について特定する。

1.2 では建築物に温度変化を生じさせる要因について分類し、内部熱源等は研究の成果に基づき基準、指針が整備されていることから、本論文では「外気温、日射による温度変化」を対象とすることとした。

1.3 では温度変化が建築物に与える影響、不具合について検討した。不具合事例では日射による温度上昇が原因と思われるものが多く、

- ① 日射の影響を評価する手法
が必要であることが明らかとなった。

1.4 では既往の研究と基準について調査した。鉄筋コンクリート造建物に関する研究では、実測された変形が、外気温変化から計算した変形に対して 0.6~0.9 倍程度であり、構造体温度の変化が外気温変化より小さい事が予測された。

- ② 構造体温度を簡易に評価する手法の開発
が課題である。

2.2 では設計の流れに即して課題を抽出した結果、下記の課題が明らかとなった。

- ③ 荷重レベルとクライテリアの関係
- ④ 繰返し返し荷重に対する疲労の考え方
- ⑤ 温度荷重を考慮した設計を行うかどうかの判断基準
- ⑥ 基準温度の合理的な設定方法

2.3 では設計者へのアンケートを通して設計の実態を調査したところ前出の課題以外に下記の課題が明らかになった。

- ⑦ 温度を設定するための温度データの整備
- ⑧ 他の荷重との組合せに関する指針
- ⑨ クライテリアの整理
- ⑩ 応力解析法に関する指針
- ⑪ 不具合事例、実測例、対策例の収集と提示
- ⑫ 設計例の提示

これらの課題の内、本論文では①、②、③、④、⑤、⑧、⑪、⑫を検討対象とし、以下の章で検討結果を示す。

1 章

- ⑪ 不具合事例、実測例、対策例の収集と提示

2 章

- ③ 荷重レベルとクライテリアの関係
- ④ 繰返し返し荷重に対する疲労の考え方
- ⑤ 温度荷重を考慮した設計を行うかどうかの判断基準

3 章

- ① 日射の影響を評価する手法
- ② 構造体温度を簡易に評価する手法の開発

4 章

- ⑧ 他の荷重との組合せに関する指針

5 章

- ⑫ 設計例の提示

それ以外の課題の内、

- ⑦ 温度を設定するための温度データの整備
- ⑨ クライテリアの整理
- ⑩ 応力解析法に関する指針

に関しては、建築学会温度荷重小委員会において検討を行い、成果は荷重指針³⁾、温度荷重設計資料集⁶⁾として公表されている。

また、本論文において扱った①、②、⑧の課題についても、最新の荷重指針（2015年2月刊行）にその成果が反映されている。

- ⑥ 基準温度の合理的な設定方法

に関しては今後の検討課題としたい。

【参考文献】

- 1) 日本建築学会：温度荷重設計資料集、2010年1月
- 2) Portland Cement Association： Building Movements and Joints 318-83
- 3) 日本建築学会：建築物荷重指針・同解説、2015年
- 4) 青山博之：自己歪を持つ鉄筋コンクリートラーメンの終局耐力、日本建築学会論文報告集、第63号、1959年10月
- 5) 自然科学研究機構 国立天文台：理科年表、2016年
- 6) 林幸雄、石川孝重、長瀬徹、持田哲雄、河原弘明、中島秀雄：建築物の温度荷重に関するアンケート集計結果の報告 その1～4、日本建築学会大会学術講演梗概集、1995年8月
- 7) 日本鋼構造協会：鋼構造物の疲労設計指針・同解説、2012年

第 3 章

構造体温度の簡易算定法に関する研究

第3章 構造体温度の簡易算定法に関する研究

3.1 研究の目的

構造体温度はそれを取りまく気温や日射の影響を受ける。1章で紹介した不具合事例では日射による温度上昇が原因と考えられるものが多かった。しかし、日射の影響を簡易に構造体温度に換算する手法はなかった。また、外気温、日射は1日を周期として変動しているが、鉄筋コンクリート部材のように熱容量の大きい部材は温度の伝達に時間を要し、外気温変化に対して温度振幅は小さくなる。しかし、そのような部材の温度を評価するには、FEMモデルを用いた時刻歴解析等の高度な解析手法によるしかなかった。構造設計者が温度荷重を考慮して構造設計を進めるためには、簡易に構造体温度を予測する手法が不可欠であり、3章はその手法の開発を目的とする。

構造体温度を簡易に予測する方法として、外気温、日射が最大値(最小値)のまま一定と仮定し構造体温度を算定する方法(定常解析)がある。この方法は時間による変化を考慮する必要がないので簡易に計算できる方法である。例えば、部材が外気温にのみ接している場合は、部材温度は外気温と等しくなる。鋼構造部材のように比較的薄い板材で構成される場合にはこのような仮定で鋼材温度を推定できることがわかっている²⁾。

3.2では「定常解析」を用いた鋼構造部材の温度計算法を検討する。ここでは課題である「日射による温度上昇を評価する手法」についても検討する。日射を受ける金属材料の温度実測例に対して予測値との比較を行いこの手法の適用性を検証する。

鉄筋コンクリートの梁や柱などのように熱容量の大きい(正確には、熱伝導率を容積比熱で除した値-熱拡散率-の小さい)部材では外気温等の温度変化が部材全体に伝達されるのに時間がかかり、1日を周期とする温度変化において、構造体温度の振幅は外気温の振幅より小さくなる傾向がある。従って、定常解析では部材温度を過大に評価してしまう可能性があり鉄筋コンクリート部材温度の算定法としては適さない。このような大きな断面を持つ部材の温度は、FEMモデルを用いた非定常熱伝導解析によって算定することができる。実際、時々刻々の気象データを用いて、部材温度を計算するソフトウェアは、すでに数多く公開されている。しかしながら、境界条件となる気象データ(すなわち再現期間100年に対する気温変化の時刻歴データ等)が未整備なため、他の荷重と同様に再現期間100年に対する温度荷重を算定することは困難である。空調設備設計用の気象データは整備されているものの、温度荷重の場合とは再現期間等の考え方が異なるためそのまま利用することができない。そこで、整備すべき気象データがわずかで済む、温度変化を日周期の正弦波で近似する簡易算定法について検討することとした。

3.3では周期定常解析により構造体温度を求める手法の1つとして、ISOのテクニカルレポート、ISO/TR 9492:1987, "Bases for design of structures - Temperature climatic actions"¹⁾の計算法を調査する。

3.4 では、ISO テクニカルレポートの手法を発展させ、断熱材がある場合など、温度伝達過程が複層にまたがるケースや部材が板状ではなく、柱や、梁のような 2 次元に広がりを持つ断面に対する周期定常解析の手法を検討する。また、表計算ソフト上で計算できるようプログラム化することで設計者が利用しやすい環境を整える。また、FEM モデルを用いた時刻歴応答解析を行い、解析結果を比較することで簡易算定法の精度を検証し、設計への適用性を判断する。

周期定常解の展開と表計算ソフト上でのプログラミングは温度荷重小委員会委員である永田明寛博士（首都大学東京 都市環境学部 教授）が行ったものである。

3.2 鋼構造部材の温度の予測

この節では、鋼構造部材の温度を予測する手法を検討する。日陰部の鋼構造部材の温度はほぼ外気温に等しいことがわかっている²⁾。そこで、この節では日射による構造体温度に関して検討を行う。3.2.2 b 及び 3.2.3 は文献⁹⁾にて発表した内容に加筆している。

3.2.1 日射による温度上昇の評価法

環境解析や空調設計においては日射などの放射熱を等価な気温として評価する「相当外気温度 (Sol-Air Temperature : SAT)」が用いられている。文献¹¹⁾から引用すると相当外気温度は(3.2.1)式のように外気温度 t_0 に日射による等価な温度上昇 $\frac{\epsilon_s}{\alpha_0}J$ と、夜間放射

$-\frac{\epsilon_L}{\alpha_0}J_L$ を加えたものである。

$$T_{SAT} = t_0 + \frac{\epsilon_s}{\alpha_0}J - \frac{\epsilon_L}{\alpha_0}J_L \quad (3.2.1)$$

ここで、 T_{SAT}	: 相当外気温度
t_0	: 外気温度
ϵ_s	: 短波吸収率
ϵ_L	: 長波吸収率
α_0	: 外表面総合熱伝達率(W/m ² ・K)
J	: 表面に入射する日射量(W/m ²)
J_L	: 表面に入射する日射量(W/m ²)
α_0	: 表面総合熱伝達率(W/(m ² ・K))

構造部材の内日射を受けている面が相当外気温度に相当する外気温に接していると考ええる。日射を受けていない部分は外気（または室内気温）に接していると考ええる。鋼構造部材は比較的薄い鋼板で構成され、熱伝達に要する時間が短いため、相当外気温度に接している面の面積と外気温に接している面の面積の重さ付き平均によって部材の平均温度が計算できると仮定する。

以下、数例の温度実測例を用いてこの手法の妥当性を検証する。

3.2.2 金属系部材の温度実測結果による検証

a. 屋根トラス温度実測結果

構造体温度への日射の影響を把握するためガラス屋根を支えているトラス部材の温度と周辺の気温を実測した。屋根周囲には壁がなく外気に解放されている（図 3.2.1）。トラスはアルミ製の中空円形断面であり、白色系塗装で塗装されている。実測は 2002 年 6 月 5 日から 2004 年 6 月 5 日まで 2 年間 30 分毎に行われた。

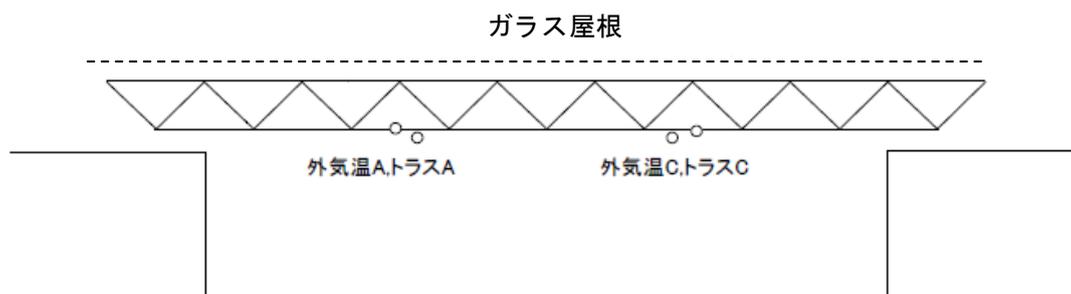


図 3.2.1 屋根トラスの形状と温度計測位置

図 3.2.2 は期間中にトラス温度が最大値となった日を中心とした 3 日間のトラス周辺の気温、トラス温度の推移を示している。A 点では最高気温 35.7℃に対してトラス温度は 41.8℃と 6.1℃の上昇が見られる。C 点では気温 36.6℃に対しトラス温度は 41℃と 4.4℃の上昇が見られる。グラフからわかるように気温が最高となる時刻とトラス温度が最高となる時刻は必ずしも一致しない。図 3.2.3 は期間中の日最高気温とトラスの日最高温度との関係を示したものである。トラス温度は気温より高くなる傾向が見られる。

日射の当たる面の等価な気温を(3.2.1)式を用いて評価し、トラス温度を推定する。推定に用いる諸定数を下記に示す。

日射量（夏期、水平面、東京） ³⁾	: 1000W/m ²
ガラスの透過率(日射取得率) 透明ガラス厚さ 10mm に対する値 ¹³⁾	: 0.82
トラス表面の日射吸収率（白色ペイントの平均値） ¹⁴⁾	: 0.36
総合熱伝達率(室内) ¹²⁾	: 9.0

以上を用いて(3.2.1)式の内、日射による等価な温度上昇量 $\frac{\epsilon_s}{\alpha_0} J$ を算定する。

$$\frac{\epsilon_s}{\alpha_0} J = \frac{0.82 \cdot 0.36}{9.0} \cdot 1000 = 32.8 \text{ } ^\circ\text{C} \quad (3.2.2)$$

対象とするトラスの弦材はアルミ製で中空の円形断面を持つ。日射の投影幅は円の直径

に等しく、断面の外周長さは直径× π であるので、断面全体に対する日射の影響は投影面積/全表面積の比、すなわち $1/\pi$ に低減される。これらの影響を考慮した部材温度 $t_{\text{部材}}$ は下式となる。

$$t_{\text{部材}} = t_0 + 32.8 \cdot \frac{1}{\pi} = t_0 + 10.4 \quad (3.2.3)$$

図 3.2.3 に上式で推定した部材温度を鎖線で示す。鎖線はトラス温度の実測値のほぼ上限となっており、構造部材の温度に対して相当外気温を用いた日射の評価が有効であると言える。

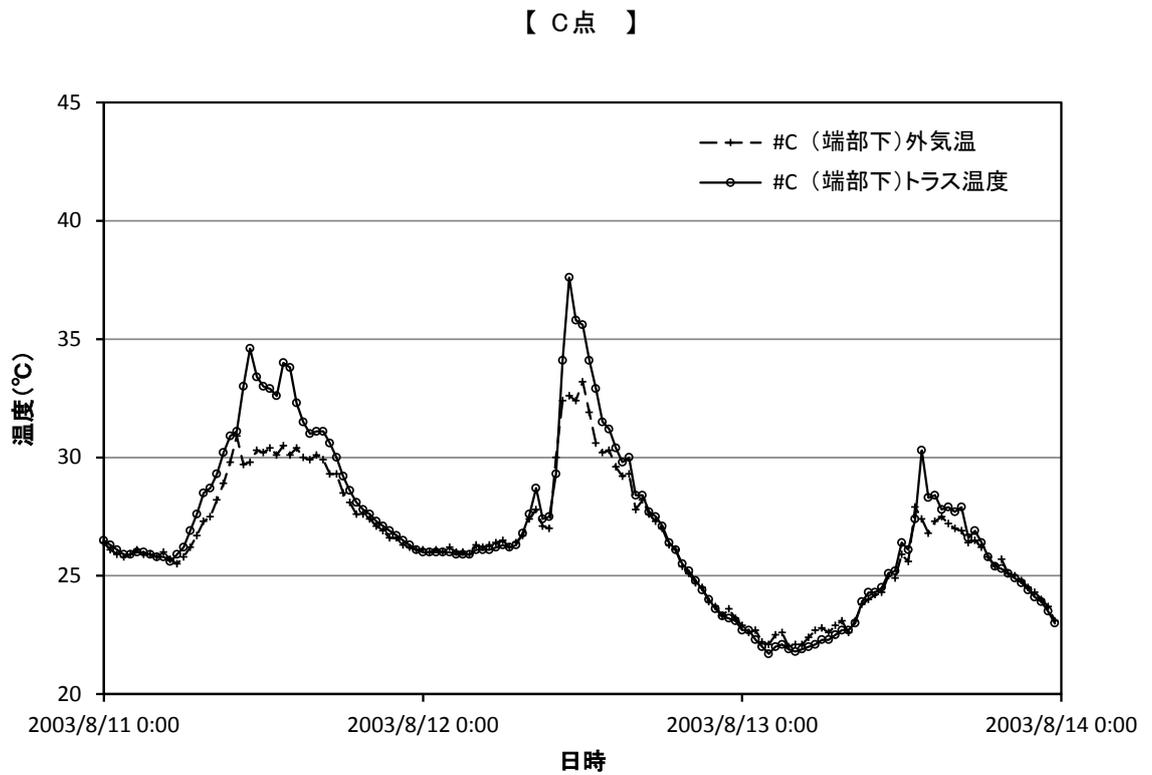
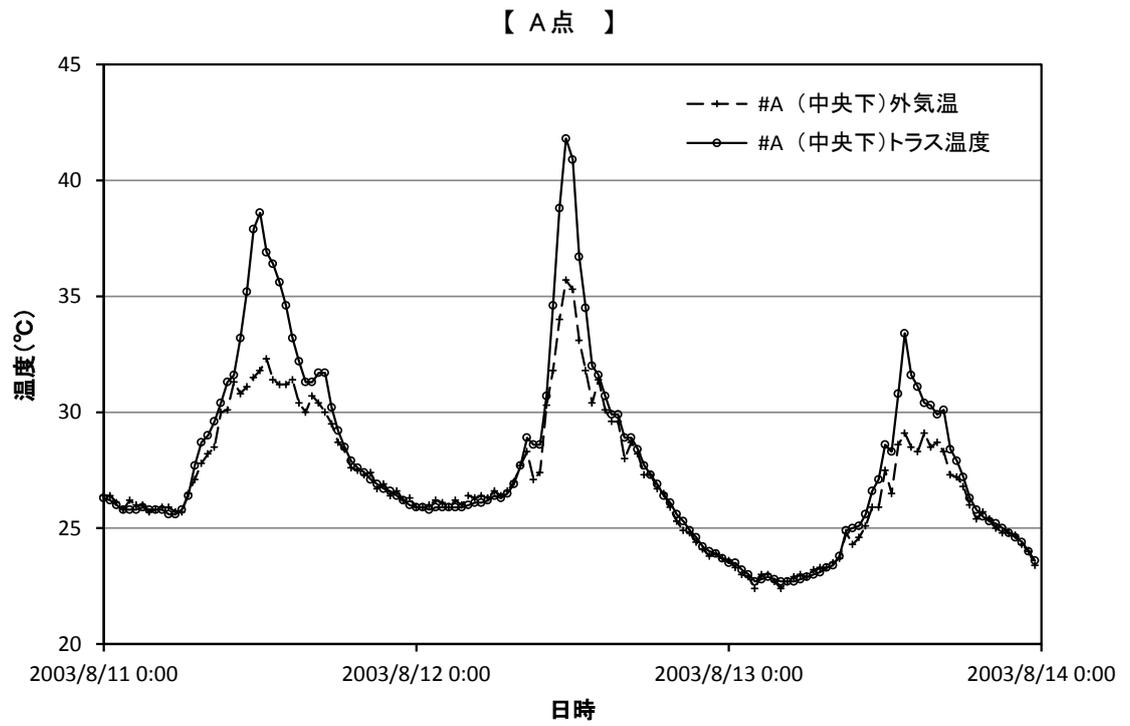
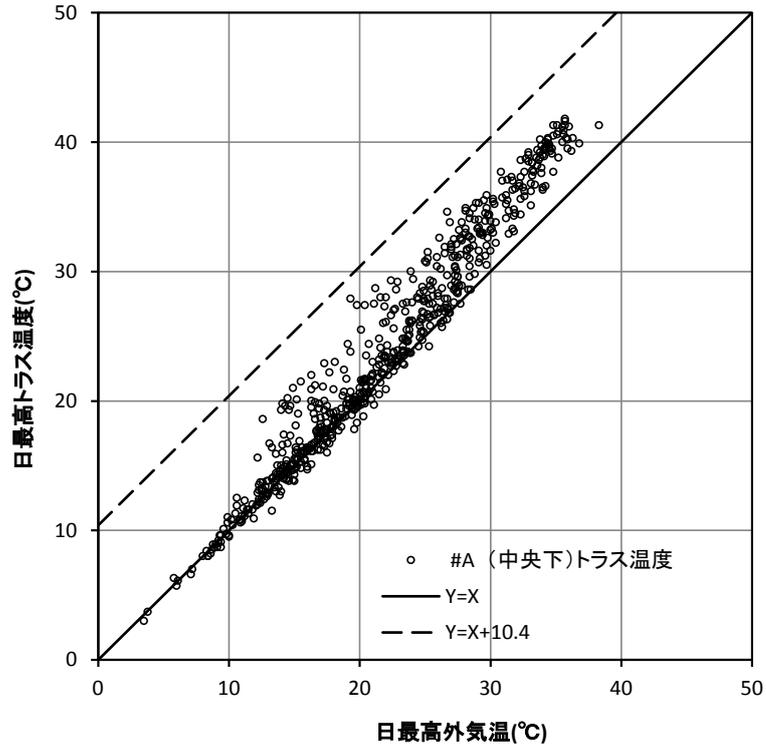


図 3.2.2 期間中の最高温度となった日の前後のトラス温度と外気温の推移

【 A点 】



【 C点 】

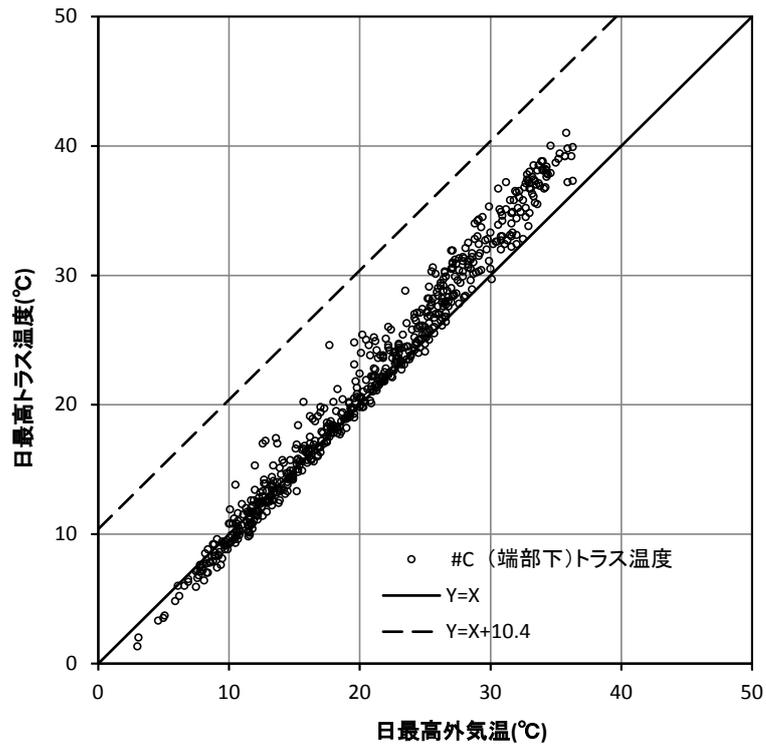


図 3.2.3 日最高外気温と日最高トラス温度との関係

b. 鋼製橋脚の温度実測例²⁾を用いた検証

図 3.2.4 は文献²⁾における高速道路の鋼製橋脚の温度測定位置を示している。梁及び柱には鋼板を溶接して組立てた箱型断面が用いられている。鋼材の温度は同じ梁上で日射部と日陰部とで測定されているため、両者と比較することで日射の影響を分析することができる。図 3.2.5 は「快晴または晴れの日」の鋼材の日最高温度と外気温との関係を、梁上面の日照部と日陰部とで比較したものである。

図(e)は日陰部では鋼材温度は外気温とほぼ等しいことを示している。

一方、図(d)によると、日照部では鋼材温度は外気温より高く、外気温が 25°C より高い日のデータの回帰直線は次式のようになり、平均で約 18.63°C の温度上昇がある。

$$\begin{aligned} \text{梁上(日照部)鋼材温度} &= 0.98 \times \text{外気温} + 18.63 & (3.2.4) \\ \text{標準偏差} &= 2.62^\circ\text{C} \end{aligned}$$

相当外気温 T_{SAT} を用いて日射部の鋼材温度を推定してみる。

梁上鋼板の上部の相当外気温 T_{SAT} を(3.2.1)式で推定する。日射量等の値を下記のように仮定すると相当外気温は次式のような直線となる。日射量は測定値と緯度がほぼ同じ東京における水平面の値を参考に 1000 W/m² と仮定する。

$$T_{SAT} = T_0 + \frac{a}{\alpha_0} \cdot I = T_0 + \frac{0.8}{23} \cdot 1000 = T_0 + 34.8 \quad (3.2.5)$$

a : 日射吸収率、 $a = 0.8$ ¹⁴⁾

α_0 : 外表面総合熱伝達率(W/(m²・K))、 $\alpha_0 = 23 \text{ W/m}^2\text{hr}^\circ\text{C}$ ¹²⁾

I : 日射量(W/m²)、 $I = 1000 \text{ W/m}^2$

一方箱型断面梁内部は日射を受けていないので気温は外気温と同じであると仮定する。梁上の鋼板は、上面は相当外気温の影響を受け、下面は外気温に接していると考えたと鋼板温度は両者の平均となる。上面は外表面熱伝達率(屋根面、夏)として 23 W/m²hr°C とし、下面は箱型梁内が閉鎖空間であるので、内表面熱伝達率(水平、下向き)の値 6 W/m²hr°C とする¹²⁾。また、日照部と日陰部で外気温の差が 1.58°C と測定されているためその増分も考慮すると鋼板温度は下式で推定できる。図 3.2.5 に推定式を鎖線で追記した。推定式は観測された鋼板温度の上限を与えている。

$$\begin{aligned} \text{鋼材温度} &= \frac{T_{SAT} \cdot 23 + T_0 \cdot 6}{23 + 6} + 1.58 \\ &= \frac{(T_0 + 34.8) \cdot 23 + T_0 \cdot 6}{23 + 6} + 1.58 = T_0 + 27.6 & (3.2.6) \end{aligned}$$

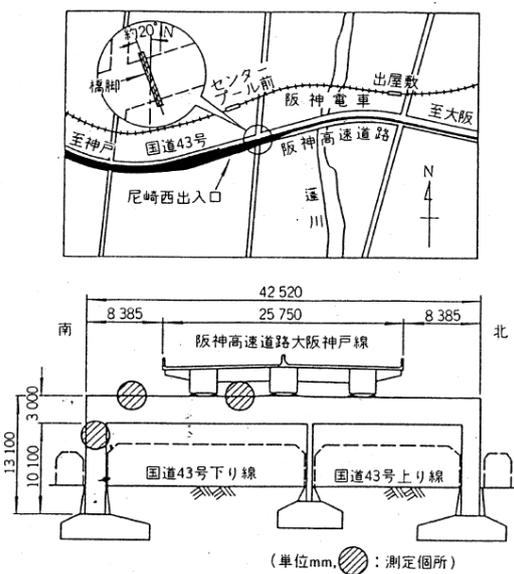


図-2 調査位置

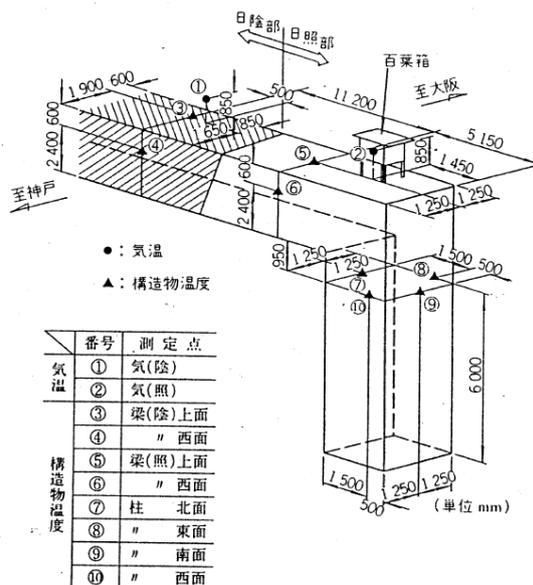


図-3 測定点

図 3.2.4 阪神高速道路橋脚の温度測定位置²⁾

(3.2.6)式 (相当外気温度を用いた鋼材推定温度)

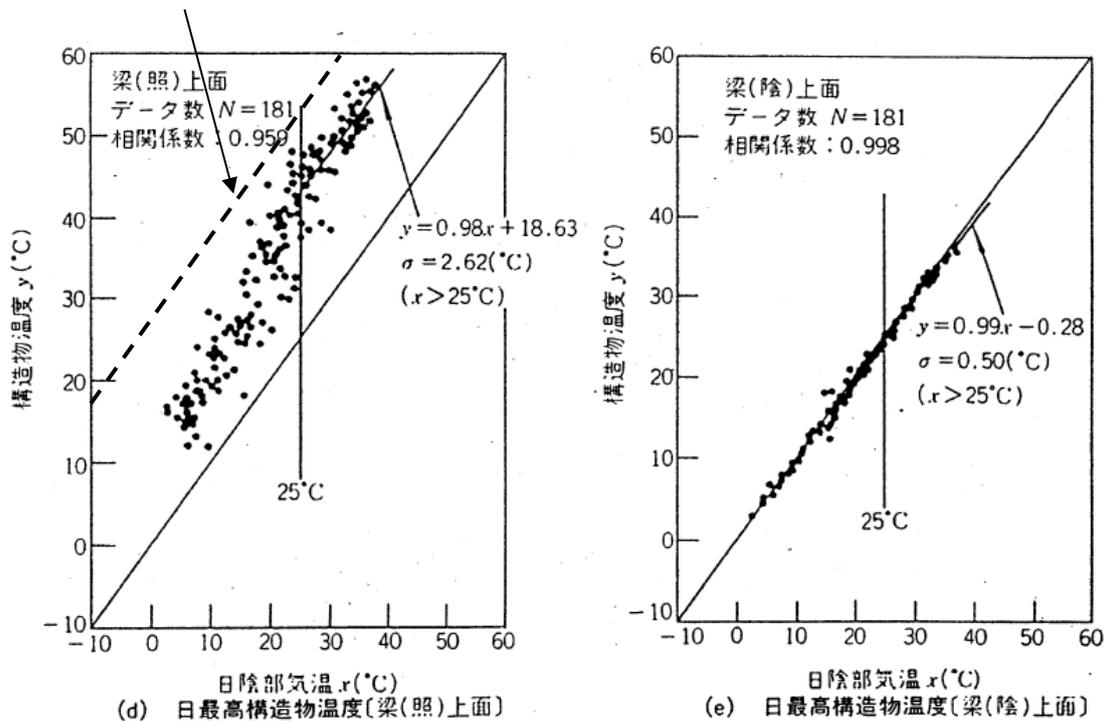


図 3.2.5 日照を受ける部分と受けない部分の鋼材温度の実測例²⁾

3.2.3 金属系仕上材温度の実測結果による検証

アルミ、ステンレス、鋼板などの金属系外壁、笠木等は日射による伸縮により目地幅が変動し、シーリング材の耐久性に影響を与えるため、実測等の研究が行われている。加藤ら¹⁰⁾は、各種金属系外装材の表面温度と変形を計測し、目地のシーリング材設計のための基礎資料としている。文献より外気温と金属の温度を抽出し、その温度差から日射の影響について検討する。

計測された外気温と金属表面温度の関係を図 3.2.6,7 に示す。外装材の金属の厚さは 2mm 程度であるので金属温度は相当外気温度 (3.2.1) 式と等しいと仮定して予測値を計算する。

笠木はパラペットの上面を保護する部材であり、ほぼ水平面と考えられる。外壁は面する方角によって日射量が異なるがここでは東、又は西面と仮定する。最高温度の計算を目的としているので夏期を対象としてパラメータを設定する¹²⁾。

表 3.2.1 相当外気温度に関するパラメータ

	笠木 (水平面)	外壁 (東西面)
日射量 $I(\text{W}/\text{m}^2)$	1000	835
外表面総合熱伝達率 $\alpha_0 (\text{W}/(\text{m}^2 \cdot \text{K}))^{12)}$	23	17

上記パラメータを(3.2.1)式に代入し、相当外気温度 T_{SAT} (=金属温度の予測値) を計算する。 t_0 は外気温を示す。日射吸収率 ϵ_s は 0.8 する。

笠木温度

$$T_{SAT} = t_0 + \frac{0.8}{23} \cdot 1000 = t_0 + 34.8 \quad (3.2.7)$$

外壁温度

$$T_{SAT} = t_0 + \frac{0.8}{17} \cdot 835 = t_0 + 39.3 \quad (3.2.8)$$

相当外気温度による外装材温度の予測値を図 3.2.6,7 に破線で示す。破線は実測値のほぼ上限を与えており、相当外気温度を用いることで金属外装材の温度の最大値を予測できる。

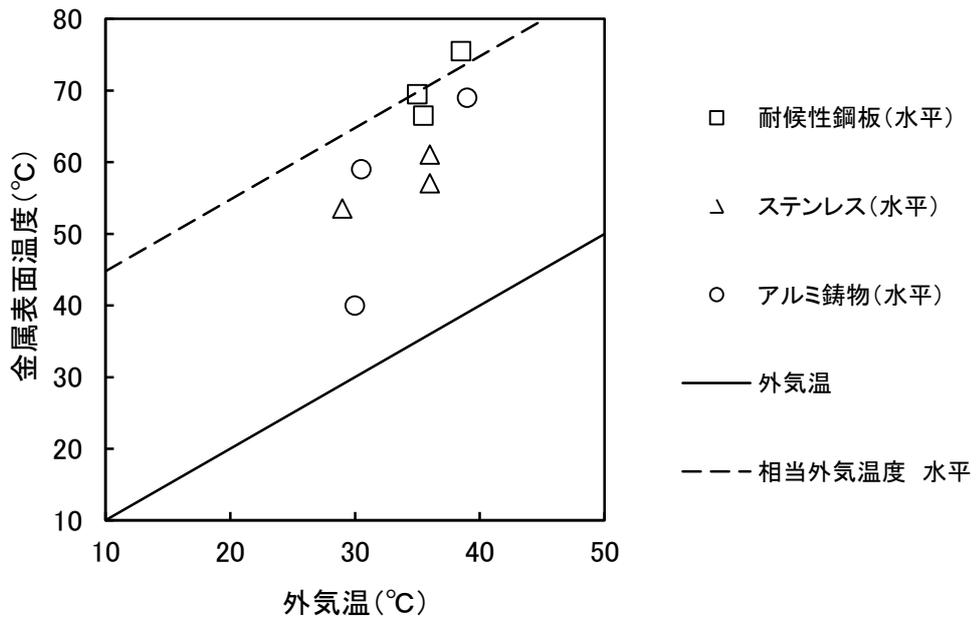


図 3.2.6 日射を受ける金属系笠木温度の実測値と予測値

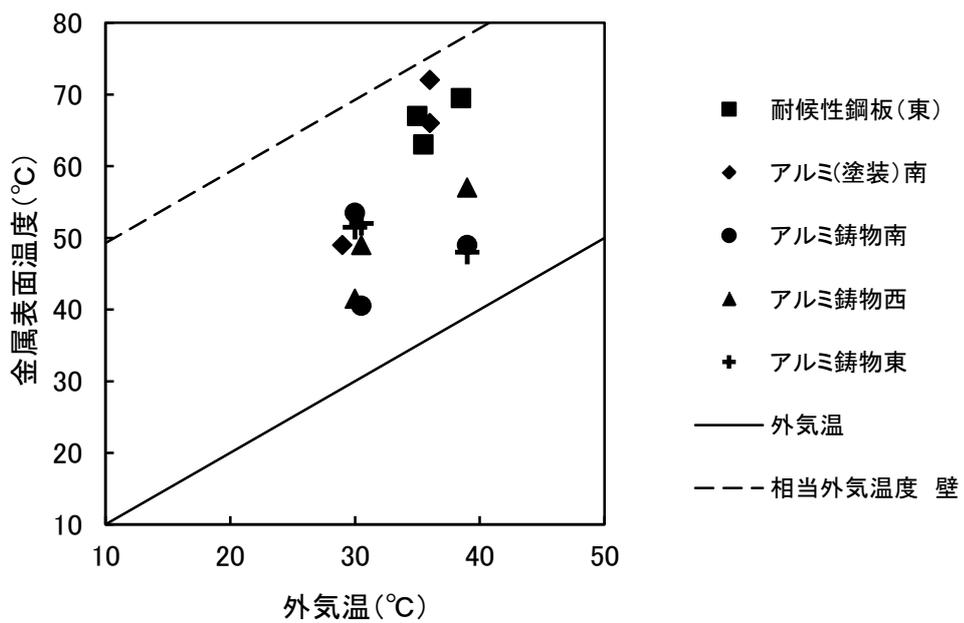


図 3.2.7 日射を受ける金属系外壁温度の実測値と予測値

3.3 鉄筋コンクリート部材の温度の簡易算定法

その1 ISO Technical Report における構造体温度の算定法

3.3、3.4 節では鉄筋コンクリート部材の温度の簡易算定法について検討する。

簡易算定法では外気温、日射の変化を日平均気温の年変化と、日平均気温を中心とした外気温、日射の日変動の和としてモデル化する（図 3.3.1）。日平均気温の変動は1年を周期とした緩やかな変動であるので対象とする日の前後で日平均気温が一定であると仮定すれば「定常」解析により構造体温度を簡易に求めることができる。一方、外気温、日射の日変動は、1日を周期とした正弦波としてモデル化することで、構造体温度も「周期定常」解として解くことができる。構造体温度はこのようにして求めた平均温度と日変化の和として算定できる。時刻歴解析に比べて計算時間が大幅に短くなり、構造設計者が容易に扱うことができる。

本節では、この手法を取り入れた ISO のテクニカルレポート、ISO/TR 9492:1987, "Bases for design of structures - Temperature climatic actions" ¹⁾ (以下、ISO/TR 9492) の計算手法を調査し、設計への適用可能性を検討する。

次節ではこの手法をさらに発展させ、断熱材や複雑な形状を持った構造部材にも適用できる簡易算定法を検討する。

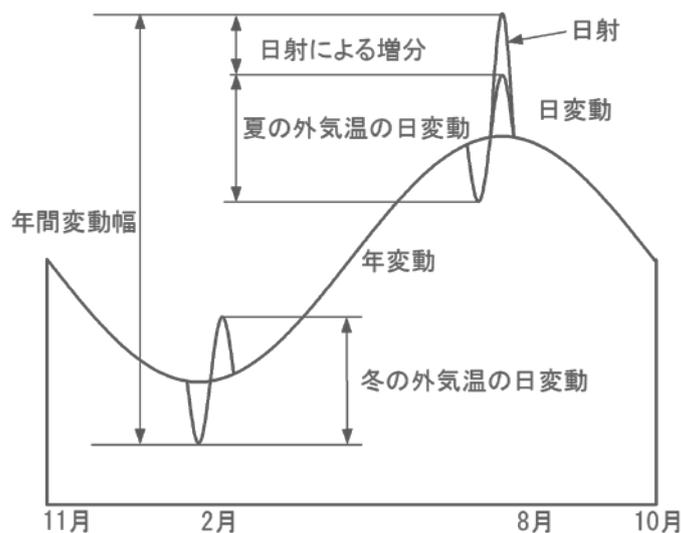


図 3.3.1 外気温、日射の変動モデル ³⁾

3.3.1 温度変動の正弦波へのモデル化

外気温は年変化と日変化を繰り返している。ISO/TR 9492 ではこの 2 つの変化をそれぞれ正弦波としてモデル化している。

平均気温の年変化については最も寒い月を最低気温とし、最も暑い月を最高気温とした正弦波としてモデル化することで十分な精度が得られるとしている。図 3.3.2 はモスクワにおける月平均気温の年変化をモデル化したものである。

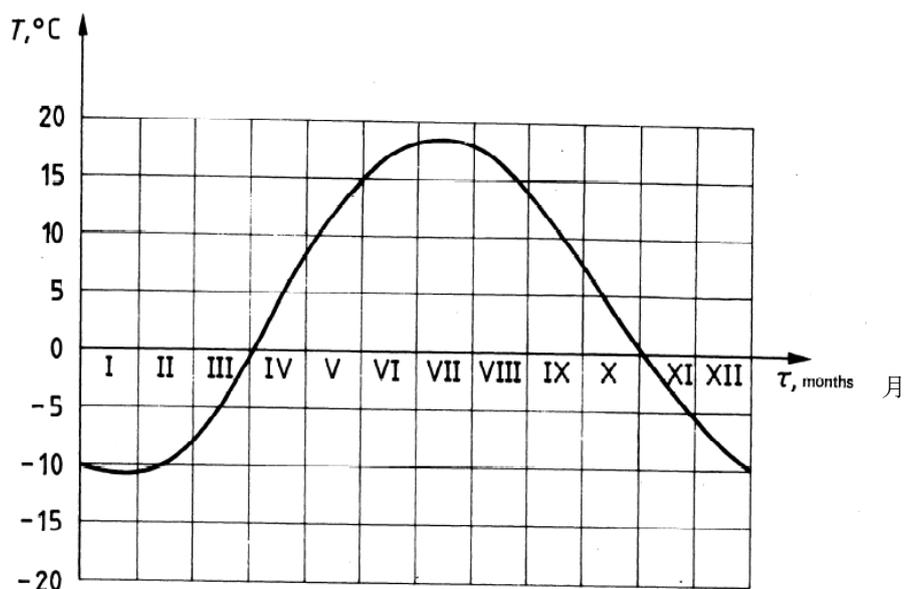
日変化に関しても正弦波としてモデル化が可能だとしているが、振幅は季節によって異なる。図 3.3.3 はモスクワにおける 1 月（I）と 7 月（VII）の気温の日変化をモデル化したものである。

設計上必要なのは最高、または最低気温である。図 3.3.4 は日平均気温が年最高、最低を記録した日を中央として、その前後の日平均気温の推移を見たものである。年ごとの最高、最低気温を記録した日を中央として、前後数日間でそれぞれ対象年数分の平均温度を計算している。ピークを記録した日の前後 4 日程度は、ピークの日に近づく程、平均より年最高、最低に近づいている様子が見られ、この傾向は旧ソ連（USSR）の多数の地点で確認されているとしている。また、ピーク温度と平均温度との差は冬期最低気温の方が夏期最高気温よりも大きい。

鉄筋コンクリート構造の橋梁のように大断面を持つ構造物では構造体温度の変化は外気温に対し数日の遅れ（位相差）が生じるため、構造体温度として気温のピークの値を用いるのではなく、ピーク前後の何日かの平均を用いることができるとしている。

この図の目的は気温の日変化を周期定常としてモデル化する際に、日平均気温が一定であると仮定することにある程度妥当性があることを示すことにあると考えられる。すなわち、ピーク日の気温は突出しているのではなく、ピーク日の前後では通常よりもピークに近い気温で推移しているからである。

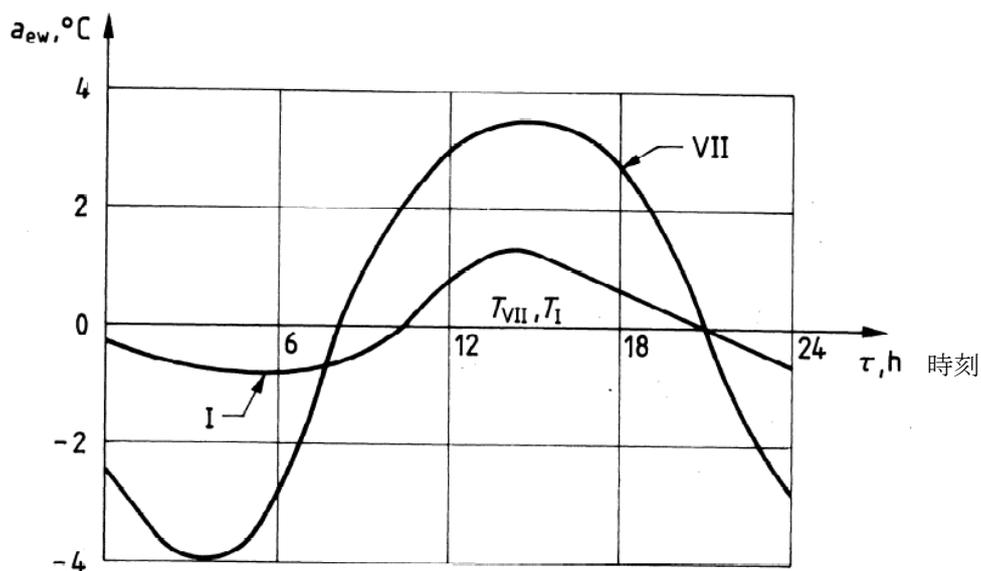
月平均気温(°C)



a) Graph of mean monthly air temperature variations for a year period in Moscow

図 3.3.2 モスクワにおける月平均気温の年変化¹⁾

気温の日変動(°C)



b) Graph of mean hourly air temperature variations for a day in January (I) and July (VII) in Moscow

Figure 2 – Air temperature variations

図 3.3.3 モスクワにおける外気温の日変化
(1月と7月における各時温度の月平均値)¹⁾

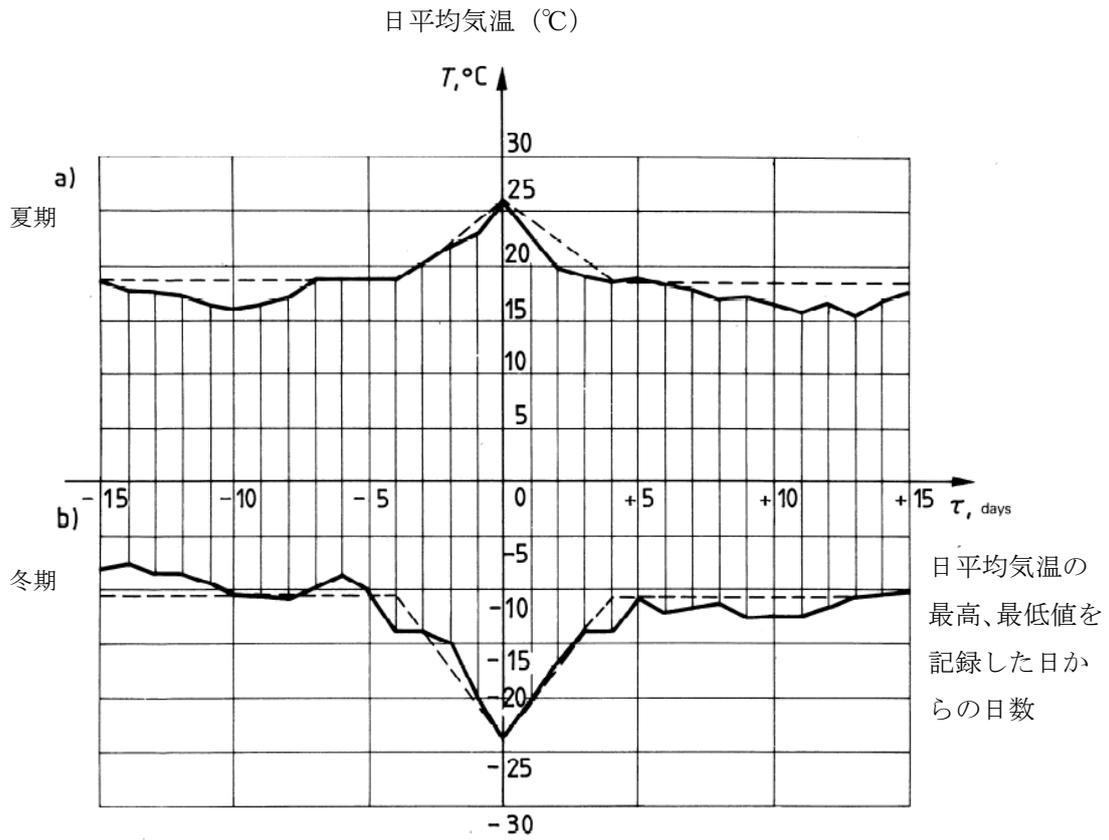


Figure 3 – Graphs of unfavourable mean daily air temperature variations –
a) for summer, b) for winter – In Moscow

図 3.3.4 モスクワにおける年最高、最低値を記録した日を中心とした
日平均気温の推移¹⁾

3.3.2 日射のモデル化と外気温変化との組合せ

ISO/TR 9492 では、日射も正弦波としてモデル化する。

まず、単位面積当たりの日射量を、その地域における観測データに基づくか、そのようなデータが得られない地域では、緯度、太陽高度 (degree) から推定する。

また、この関係を用いて、壁などの垂直面に対する日射量を計算している。

3.2 節で示した「相当外気温」と同様、ISO/TR 9492 においても日射量を等価な外気温の上昇分として評価している。

日射量がピークとなる時刻は東に面した壁面では午前中に、西に面した壁面では午後に現れ、外気温のピーク時刻とは時間的な差が生じる。外気温による影響と日射による影響を考慮して構造体の温度を求める際に、両者のピーク時刻のずれを考慮する必要がある。すなわち構造体の温度の最大値は外気温、日射それぞれの影響による最大値の発生時刻が異なることから両者の単純和より小さくなる。TR では単純和した温度振幅に対してその面が面する方向別に下記の低減係数 ϕ を乗じることで構造体温度の最大値を近似している。

$\phi = 1.0$ 水平面、南面

$\phi = 0.9$ 西面、南西面

$\phi = 0.8$ 南東面、北西面

$\phi = 0.7$ 東面、北東面

3.3.3 構造体温度の簡易算定法

ISO/TR 9492 では、構造部材が板要素の集合体であると考え、板要素の温度変化を求めている。外気温の日変動を一定振幅の正弦波（周期定常）でモデル化することにより、板要素の内部の温度の変動も同じ周期の正弦波として解いている。両面が外気温に接している板要素の平均温度振幅の外気温振幅に対する比率 ξ_1 を図 3.3.5 に、片面が外気温に接し他の面が一定の温度に接している板要素の、平均温度振幅の外気温振幅に対する比率 ξ_2 を図 3.3.6 に示す。断面平均温度の日変動幅の外気温日変動幅に対する比率は板要素の厚さが厚くなる程小さくなる。

ここで、

b : 板要素の厚さ

$$\mu = \sqrt{\frac{\pi \cdot cQ}{Z \cdot \lambda}}$$

c : 熱容量 (J/kgK)

Q : 比重(kg/m³)

λ : 熱伝導率(W/mK)

α_e : 外表面熱伝達率(W/m²K)

$$R = \frac{b}{\lambda}$$

TR の手法はこのように外気温、日射の日変化を周期定常としてモデル化することで板要素の温度を簡易に計算することを可能にした。

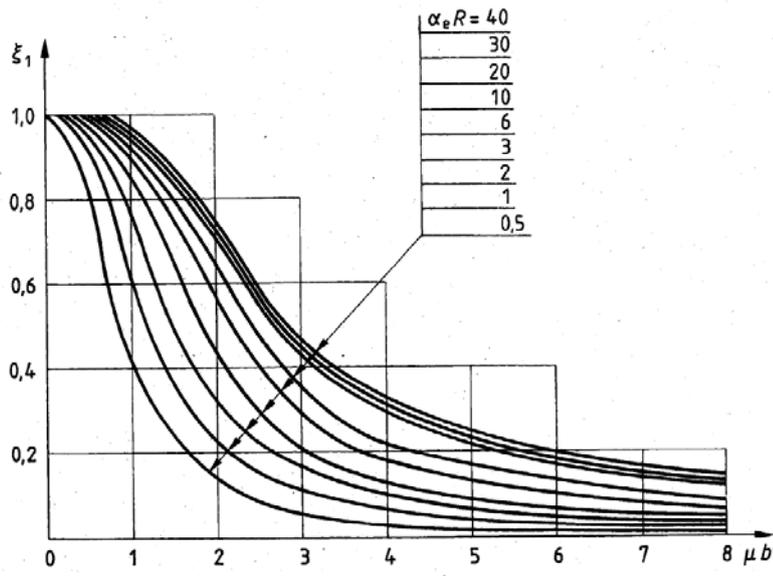


Figure 9 - Curves relating the factor ξ_1 to μb and $\alpha_e R$

図 3.3.5 板要素の平均温度振幅の外気温振幅に対する比と板厚の関係¹⁾
両面が外気に接している場合

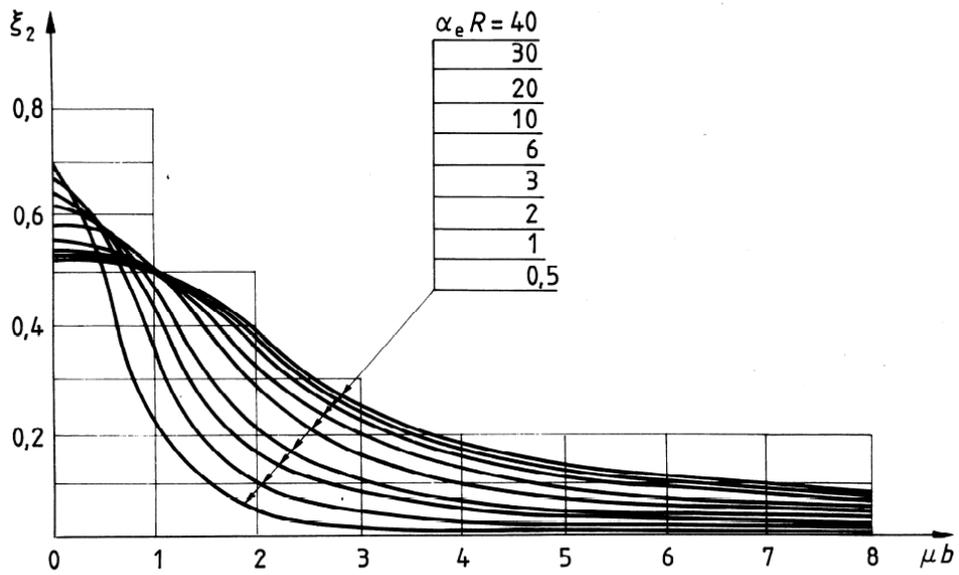


Figure 10 - Curves relating the factor ξ_2 to μb and $\alpha_e R$

図 3.3.6 板要素の平均温度振幅の外気温振幅に対する比と板厚の関係¹⁾
片面が外気に接し、他面は一定温度に接している場合

3.3.4 ISO/TR 9492 の計算方法の評価

ISO/TR 9492 の計算方法によれば 1 日を周期として変動する外気温、日射に対して熱容量の大きな鉄筋コンクリート部材の最高、最低温度を簡易に評価することができる。簡易に推定する方法としては他に外気温、日射が最大値のまま一定であると仮定する「定常解析」を行う方法もあるが、図 3.3.5,6 に示したように部材寸法が大きくなると温度変動幅が小さくなる傾向を無視し、過大、過小な構造体温度を与えることになる。

しかし、ISO/TR 9492 の手法は単体の板要素を対象としており、断熱材などを持つ複層の熱伝搬経路には対応していない。また、柱、梁のような 2 次元的な断面にも対応していない。

次節ではこの手法を発展し、複層の熱伝達経路を持つ 2 次元断面の構造体温度を推定する手法を検討する。

3.4 鉄筋コンクリート部材の温度の簡易算定法

その2 熱伝達過程の複層化とモデルの2次元化

3.3節では、構造体温度を簡易に評価する手法の1つであるISO/TR 9492の計算方法について調査した。これは、外気温、日射の1日を周期とする時間的な変動を「周期定常」としてモデル化することにより、構造体温度の最大、最低値を簡易に求める方法である。しかし、この手法は複層の熱伝達経路や2次元的な断面形状には対応していないため、限定した部材にしか適用できない。

この節ではISO/TR 9492の計算方法を発展させ、断熱層などを含む複層の熱伝達経路を持ち、2次元的な断面形状にも対応できる算定法を開発する。また、FEMモデルを用いた時刻歴解析による精算解との比較を行うことにより計算精度の検証を行い、設計への適用性を評価する。

ここで紹介する内容は日本建築学会温度荷重設計資料集⁴⁾(2010年1月刊行)で発表している。図、表は資料集⁴⁾から引用した。

3.4.1 簡易算定法の解析手法

a. 簡易算定法の概要と外気温変化のモデル化

ISO/TR 9492の手法を発展させ複層の熱伝達経路を持ち、2次元的な断面形状にも対応できる算定法を検討する。

日周期の周期定常状態を仮定するということはピーク日の変動が毎日繰り返されることを意味するため常に過大評価となるが、空調分野では古くから用いられている方法であり、ISO/TR 9492でも同様の仮定がなされている。この仮定の妥当性を検討してみる。

図3.4.1は東京で年最高(最低)気温を記録した日(ピーク日)を基準に取り、その日の前後の気温の日平均値・日最高値・日最低値の1963年～2004年までの平均を示したものである(1963年より前は日最低気温の日界が異なるため除外した)。夏期のデータをみるとピーク日を中心に前後5日程度の山があり、数日間気温が高い状態が継続することがわかる。従って、過大評価になるのは確かだが、ピーク日が繰り返すという仮定はある程度妥当と言える。冬期についても同様のことが言える。

図3.4.2、図3.4.3に、1981～2004年の各年において東京で年最高気温・年最低気温を記録した日の毎時の変動を示す(破線)。一般に毎時のデータをそれぞれ独立に極値解析した日変動パターンの日平均値は、時刻間の相関を考慮していないため日平均値を極値解析した値とは異なる。そこで特別値が必要な場合のパターンとして、ピーク日の各年の値を時刻別に平均し、日平均・日振幅が合うよう伸張したものを作成し図中に示した。

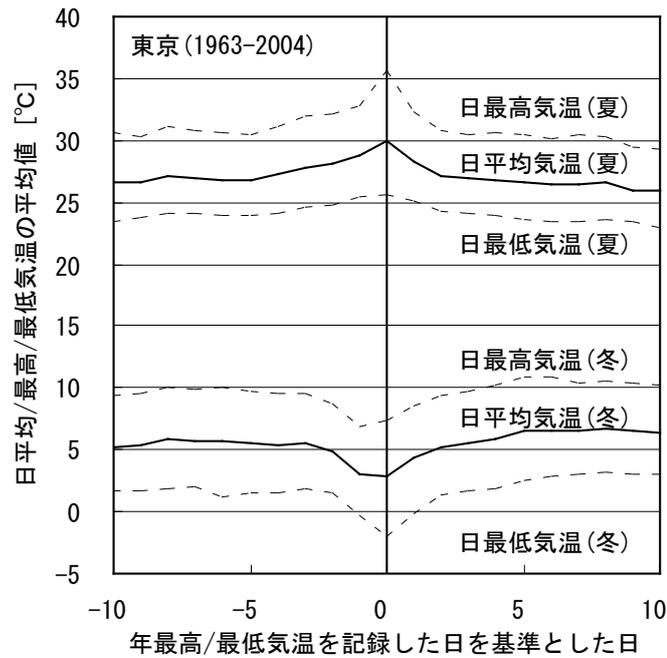


図 3.4.1 年最高、最低気温を記録した日の前後の気温の推移⁴⁾
 (東京、1963～2004年の平均値)

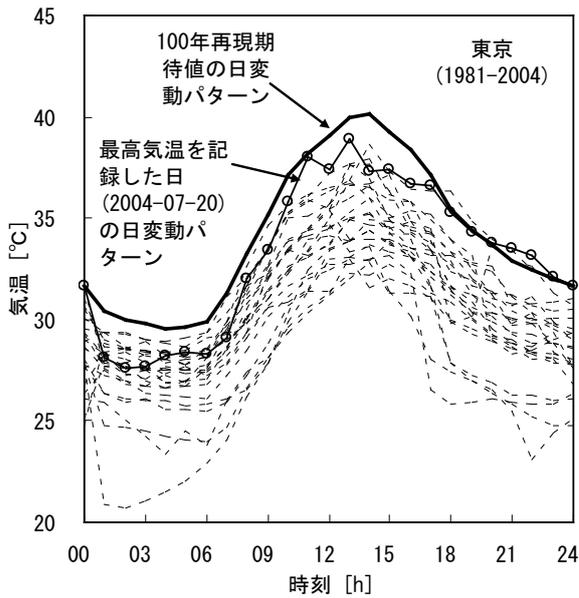


図 3.4.2 年最高気温を記録した日の
 気温の日変動 (東京、1981～2004年)⁴⁾

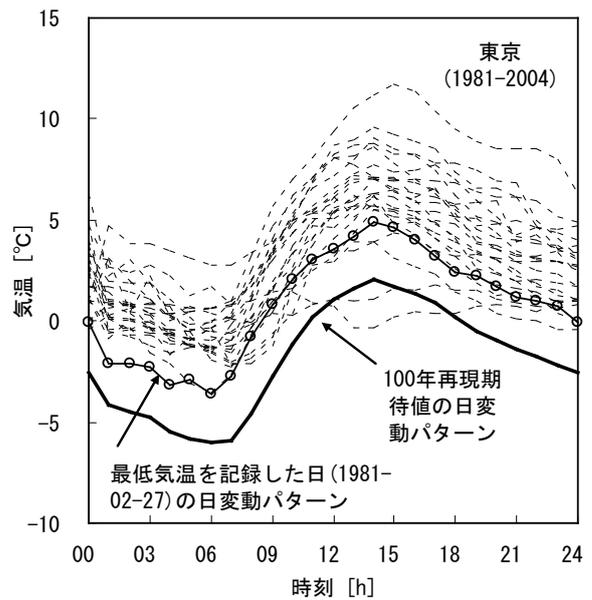


図 3.4.3 年最低気温を記録した日の
 気温の日変動 (東京、1981～2004年)⁴⁾

ISO/TR 9492 の最大の特徴は、日変動を日平均値まわりの日周期正弦波 1 項のみで表現する点にある。空調分野で周波数応答法により周期定常計算をする場合は、日変動パターンを Fourier 級数展開し高次項まで考慮して計算するが、ここでは 1 項で打ち切るかわりにピーク値が保存されるよう振幅を決定する。例えば、最高気温について示してみると図 3.4.4 のようになり、日平均気温と日最高気温は一致するが日最低気温は一致しない。しかし、関心があるのは部材の最高温度なので、最低温度が一致している必要はない。Fourier 級数展開したときの日周期成分の振幅は大抵上述の振幅より小さくなるので、壁体内温度のピーク値は精算値より大抵の場合、過大になるが（矩形波を考えればわかるように、数学的に保証されているわけではない）、これも妥当な仮定と言えよう。

このように、日平均値と日最大値（最小値）が一致すれば良いと考えると、整備すべき気象データが非常に少なくてすむメリットがある。例えば、年最高気温について考えてみると、日周期の周期定常を仮定するとしても、毎時のデータを用いた場合、24 データ必要となるが、平均と最大だけあればよいので、基本値としては、2 データだけでよい。

年最高気温を T_H 、年最低気温を T_L とする。対応する日平均気温を \bar{T}_H 、 \bar{T}_L 、日振幅を \tilde{T}_H 、 \tilde{T}_L として、

$$T_H = \bar{T}_H + \tilde{T}_H \quad (3.4.1)$$

$$T_L = \bar{T}_L - \tilde{T}_L \quad (3.4.2)$$

となるようにしたい。そこで、日平均気温は再現期間 100 年に対する値を採用し、日振幅は(3.4.1)式、(3.4.2)式を満足するように決定する。ISO/TR 9492 では、日振幅についても極値解析により決定する方法をとっているが、ここでは、年最高/最低気温との整合を図ることを優先する。

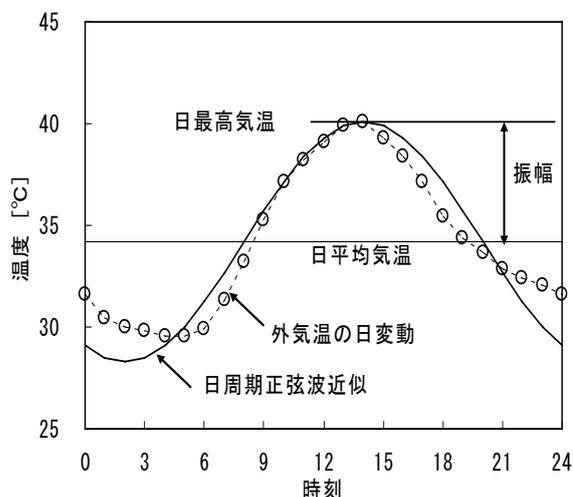


図 3.4.4 気温の日変動の正弦波近似 4)

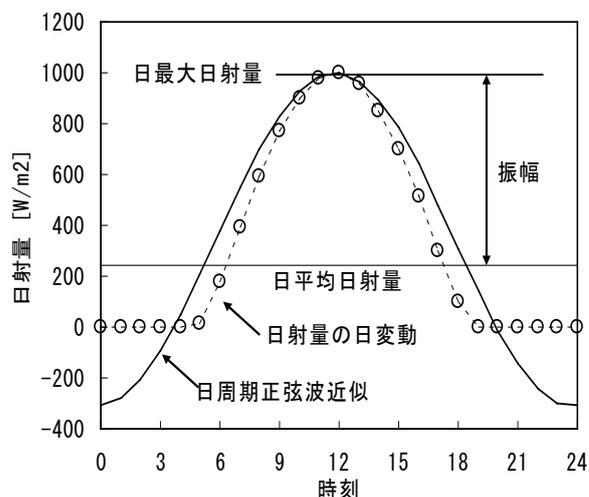


図 3.4.5 水平面日射量日変動の正弦波近似 4)

b. 日射量変動の正弦波近似

日射量の日変動を正弦波近似した場合には、夜間に日射量が 0 になることを表現できないため精度が良いとは言えないが、日最大と日平均が一致するよう正弦波近似すると図 3.4.5 のようになる。

気温の場合と同様に、日射量の日振幅 \tilde{I} は、日最大日射量を I 、日平均日射量を \bar{I} として、

$$I = \bar{I} + \tilde{I} \quad (3.4.3)$$

を満たすように決定する。これは、ISO/TR 9492 と同じ方法である。

相当外気温度を用いることで、外気温と日射の影響を一括して扱うことができる。相当外気温度（夏期）の日平均値 \bar{T}_{SAT} は次式のように、それぞれの日平均値から算出することができる。

$$\bar{T}_{SAT} = \bar{T}_H + \frac{a}{\alpha_o} \bar{I} \quad (3.4.4)$$

ただし、 a は日射吸収率[-]、 α_o は外表面の総合熱伝達率[W/(m²·K)]である。

一方、気温の振幅と日射量の振幅を組み合わせ、相当外気温度の振幅を計算するときには位相差が問題となる。すなわち、気温は 14 時頃に最高になるが、日射量が最大になる時刻は、東西では午前、西南では午後など方位によって異なり、気温が最高となる時刻とは一致しないため、単純に気温の日振幅と日射量の日振幅を相当する温度上昇に変換した値を加えた場合は過大評価となる。そのため、ISO/TR 9492 では日振幅低減係数 ψ が提案されている（表 3.4.1）。具体的には、及び日振幅 \tilde{T}_{SAT} は下式で算出する。

$$\tilde{T}_{SAT} = \psi \cdot \left(\tilde{T}_H + \frac{a}{\alpha_o} \tilde{I} \right) \quad (3.4.5)$$

図 3.4.6 に示した水平面の場合は、外気温が最大になる時刻（14 時頃）と日射量が最大になる時刻（12 時頃）に大きな違いが無いいため、 $\psi=1$ として算出された正弦波（実線）のピークの値と、特別データを用意して組み合わせた相当外気温の日変動（白抜○の点線）のピークはほぼ一致しており、 $\psi=1$ で問題ないことがわかる。

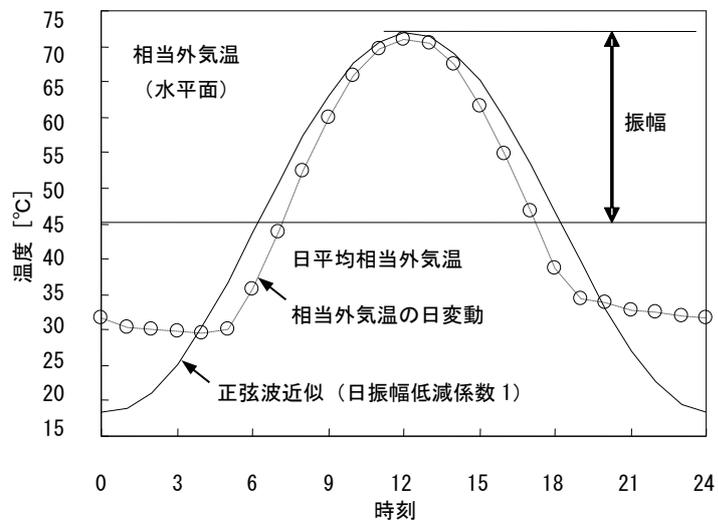


図 3.4.6 相当外気温度日変動の正弦波近似⁴⁾

表 3.4.1 日振幅低減係数 Ψ ⁴⁾

方位	水平面 南面	西面 南西面	南東面 北西面	東面 北東面
Ψ	1.0	0.9	0.8	0.7

3.4.2 1次元簡易算定法

多層平面壁の周波数領域での解は良く知られており、層平均温度や勾配についても解析的に求めることができる。ISO/TR 9492³⁾では両側表面境界層のみを考えた単層壁に関して容易に計算できるよう図が整備されているが、本節では、より一般的な多層壁の計算方法に基づいた、1次元簡易算定法について検討する。

a. 計算法

図 3.4.7 に示すような多層壁を考える。

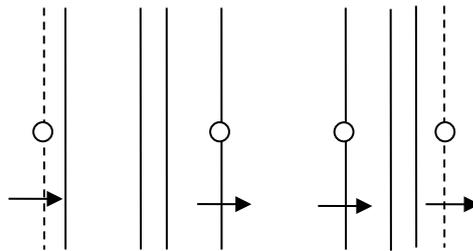


図 3.4.7 多層壁⁴⁾

多層壁から 1 層だけを取り出し、その両界面温度をそれぞれ $T(0, \omega) = T_1(\omega)$ 、 $T(\Delta x, \omega) = T_2(\omega)$ とすると、層内の位置 x [m] における温度は、

$$T(x, \omega) = \frac{\sinh \beta(\Delta x - x)}{\sinh \beta \Delta x} T_1(\omega) + \frac{\sinh \beta x}{\sinh \beta \Delta x} T_2(\omega) \quad (3.4.6)$$

となる。

ただし、

$\beta = \sqrt{i\omega/a}$ 、 Δx : 層厚 [m]、 α : 熱拡散率 [m²/s] ($= \lambda/\rho c$)、 ρ : 密度 [kg/m³]、 c : 比熱
 λ : 熱伝導率 [W/(m·K)]、 ω : 角振動数 [Hz] ($= 2\pi/P$)、

P : 周期 [s] 1 日を想定しているため $P=86400$ s

i : 虚数単位 ($= \sqrt{-1}$)

である。これから、層の空間平均温度は、

$$\bar{T}(\omega) = \frac{1}{\Delta x} \int_0^{\Delta x} T(x, \omega) dx = \left(\frac{2}{\beta \Delta x} \tanh \frac{\beta \Delta x}{2} \right) \frac{T_1(\omega) + T_2(\omega)}{2} \quad (3.4.7)$$

層内の温度分布を線形近似したときの勾配は、下式となる。

$$\theta(\omega) = \frac{12}{\Delta x^3} \int_0^{\Delta x} x T(x, \omega) dx - \frac{6}{\Delta x} \bar{T}(\omega) = 3 \left(\frac{2}{\beta \Delta x} \right)^2 \left(\frac{\beta \Delta x}{2} \coth \frac{\beta \Delta x}{2} - 1 \right) \frac{T_2(\omega) - T_1(\omega)}{\Delta x} \quad (3.4.8)$$

それぞれの振幅（絶対値）のみが必要となる。定常状態 $\omega=0$ の場合、

$$\bar{T}(0) = \frac{T_1(0) + T_2(0)}{2} \quad (3.4.9)$$

$$\theta(0) = \frac{T_2(0) - T_1(0)}{\Delta x} \quad (3.4.10)$$

となるのは明らかである。しかし、一般には層の両表面温度は未知であるから、まずこれらを求める必要がある^{5),6)}。室内側から第1層、第2層として第 n 層までである多層壁を考える。両側の境界層もそれぞれ一つの層と考えて、第0層、第 $n+1$ 層とする。第 k 層の界面温度を T_k 、界面熱流量を q_k とし、 ω を省略して記すと、

$$\begin{bmatrix} T_k \\ q_k \end{bmatrix} = F_k \begin{bmatrix} T_{k+1} \\ q_{k+1} \end{bmatrix} \quad (3.4.11)$$

という関係が成り立っている。ただし、 F_k は、4端子行列（遷移行列）、

$$F_k = \begin{bmatrix} \cosh \beta_k \Delta x_k & \frac{1}{\beta_k \lambda_k} \sinh \beta_k \Delta x_k \\ \beta_k \lambda_k \sinh \beta_k \Delta x_k & \cosh \beta_k \Delta x_k \end{bmatrix} \quad (3.4.12)$$

である。これから、

$$\begin{bmatrix} T_{in} \\ q_{in} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} A_k & B_k \\ C_k & D_k \end{bmatrix} \begin{bmatrix} T_k \\ q_k \end{bmatrix} \quad (3.4.13)$$

ただし、

$$\begin{bmatrix} A_k & B_k \\ C_k & D_k \end{bmatrix} = F_0 F_1 \cdots F_{k-1} \quad (3.4.14)$$

と4端子行列の積の形で層の界面の温度・熱流量が結び付けられる。室温 T_i ・室内側熱流量 q_i と外気温 T_b 、屋外側熱流量 q_e の間の関係は、

$$\begin{bmatrix} T_{in} \\ q_{in} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} A_T & B_T \\ C_T & D_T \end{bmatrix} \begin{bmatrix} T_{ex} \\ q_{ex} \end{bmatrix} \quad (3.4.15)$$

$$\begin{bmatrix} A_T & B_T \\ C_T & D_T \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} A_{n+1} & B_{n+1} \\ C_{n+1} & D_{n+1} \end{bmatrix} = F_0 F_1 \cdots F_{n+1} \quad (3.4.16)$$

であり、これから、室温 T_{in} と外気温 T_{ex} が与えられれば、

$$q_{in} = \frac{D_T}{B_T} T_{in} - \frac{1}{B_T} T_{ex} \quad (3.4.17)$$

$$q_{ex} = \frac{1}{B_T} T_{in} - \frac{A_T}{B_T} T_{ex} \quad (3.4.18)$$

と室内側及び屋外側の熱流量を求めることができる。(3.4.17)式、(3.4.18)式中の各係数、

$$G_{Ai} = \frac{D_T}{B_T} \quad (3.4.19)$$

$$G_{Ae} = \frac{A_T}{B_T} \quad (3.4.20)$$

$$G_T = \frac{1}{B_T} \quad (3.4.21)$$

はそれぞれ室内側吸熱応答、屋外側吸熱応答、貫流応答と呼ばれている。室温と外気温を与えたときの壁内部の層界面温度は、今までの関係式を用いて容易に、

$$T_k = \frac{D_k B_T - B_k D_T}{B_T} T_{in} + \frac{B_k}{B_T} T_{ex} \quad (3.4.22)$$

と求めることができる。

以上の方法で、界面温度の周波数領域での解が得られれば、直ちに、(3.4.7) 式、(3.4.8) 式によって、各層の層平均温度、勾配をもとめることができる。

b. 試算例による検証

屋上水平スラブを例に取り、無断熱、内断熱、外断熱の場合の壁体内温度を簡易算定法と精算法で計算し精度を確認した。計算に用いた物性値を表 3.4.2 示す。

図 3.4.8 に、精算法の計算に用いた東京の相当外気温（夏）と外気温を示す。外気温は図 3.4.2、図 3.4.3 に示したものであるが、日射に関しては毎時の値を理論的に求めて相当外気温の計算に用いている。冬期は最低温度を求める目的から日射は 0 としている。

図 3.4.9 に計算結果を示す。各図の中央の薄くハッチングされた部分が RC スラブ（150mm 厚さ）であり、左が室内、右が外部を示す。すなわち図の右が上、左が下という位置関係にある。プログラムのアウトプットの形式が壁を対象として設定されているため、このような位置関係になっている。3 タイプのモデルの内、中央の「内断熱」は床下（図では左）に断熱層を有し、右の「外断熱」は床上（図では右）に断熱層を有する。

実線は簡易算定法による温度予測値を示し、点線は精算値を示す。夏期の日最高温度、冬期の日最低温度において、簡易算定法によりどのケースでも十分満足のいく精度で予測できることがわかる。床の平均温度で比較すると、簡易法と精算値との差は最大で 1.7°C（内断熱、年最高温度）と小さく、安全側（温度差を大きく評価する）の誤差であることから実用上十分な精度であると考えられる。

表 3.4.2 計算条件 (材料物性値) ⁴⁾

①普通コンクリート	$\lambda: 1.60, \rho c: 1690$
②断熱材	$\lambda: 0.04, \rho c: 25$
$\lambda: \text{熱伝導率}[\text{W}/(\text{m}\cdot\text{K})] \quad \rho c: \text{容積比熱}[\text{kJ}/(\text{m}^3\text{K})]$	
内表面熱伝達率: 8	
外表面熱伝達率: 25 $[\text{W}/(\text{m}^2\text{K})]$	
外表面日射吸収率 $a: 0.8 [-]$	

実線: 簡易予測値 (日平均と日振幅のみを用いた日周期の周期定常計算)
 点線: 精算解 (毎時データを用いた日周期の周期定常計算)

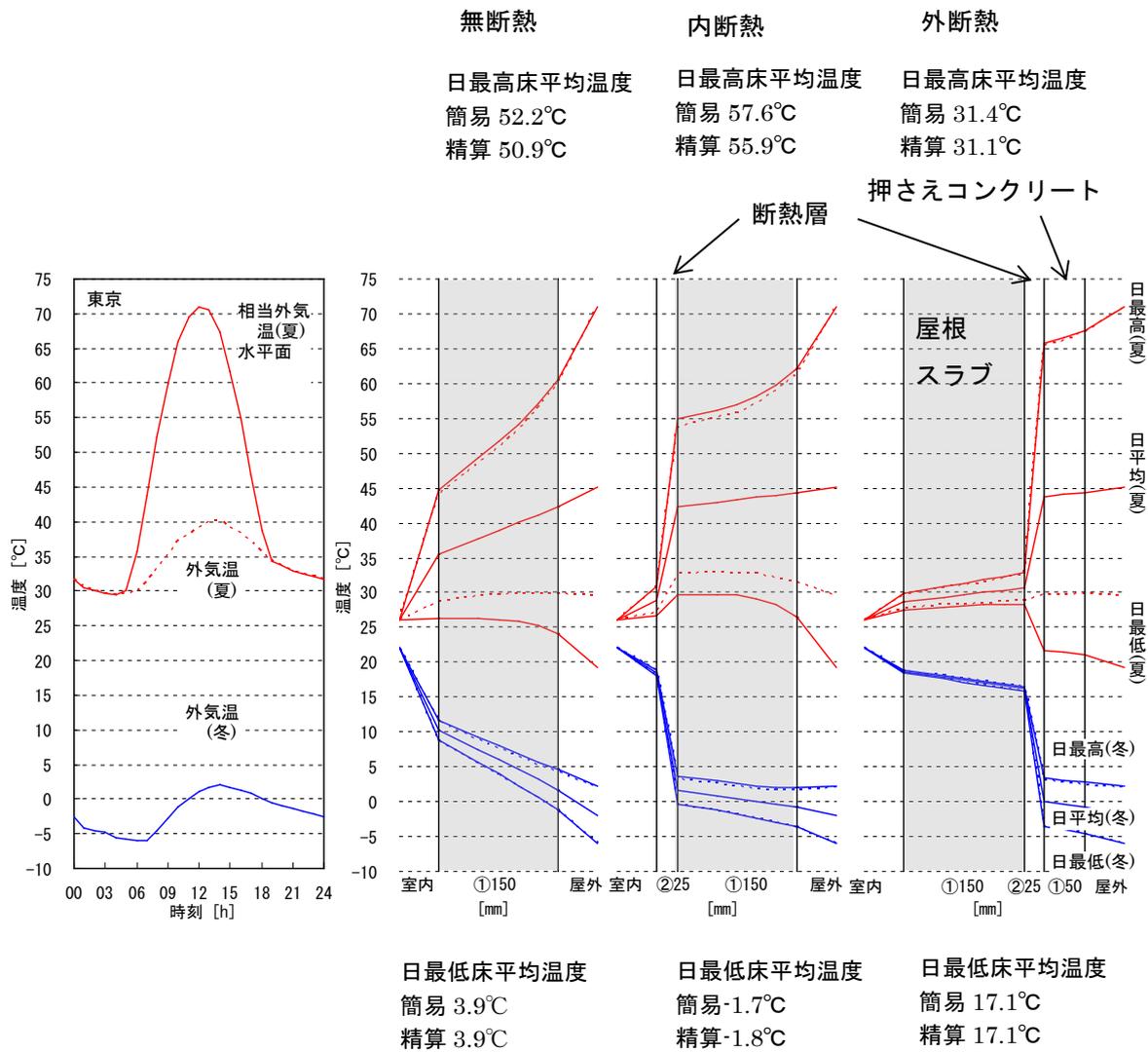


図 3.4.8 外気温と相当外気温 ⁴⁾

図 3.4.9 断面温度分布(水平屋根スラブ) ⁴⁾

3.4.3 2次元簡易算定法

3.4.2 節では 1 次元的な熱流が想定できる多層壁体（以下、平面壁）を対象に、日周期定常計算による温度の簡易算定法を示した。しかし、柱・梁などの主要な構造部材については、平面壁として扱うことはできないため、適用範囲は限定されている。そこで、本節では種々の断面形状に対応できるように 2 次元の有限体積法 ⁷⁾（以下、CVM: Control Volume Method)による Microsoft EXCEL を用いた 2 次元簡易算定法について検討する。

a. 計算法の概要

熱伝導方程式を空間領域に関して離散化すると（今回は 2 次元直交メッシュによる CVM を用いている）、一般に、次式となる。

$$C_{\Omega}\dot{T}_{\Omega}(t) = K_{\Omega}T_{\Omega}(t) + K_{\Omega\Gamma}T_{\Gamma}(t) \quad (3.4.23)$$

ここに、 T_{Ω} : 内部温度ベクトル、 T_{Γ} : 境界温度ベクトル、 C_{Ω} : 熱容量行列、 K_{Ω} 、 $K_{\Omega\Gamma}$: 熱伝導行列、 t : 時刻[s]。周期定常解は、通常、

$$T = \tilde{T}e^{i\omega t} \quad (3.4.24)$$

とにおいて、次式を解く。

$$(i\omega C_{\Omega} - K_{\Omega})\tilde{T}_{\Omega} = K_{\Omega\Gamma}\tilde{T}_{\Gamma} \quad (3.4.25)$$

ただし、 ω : 角振動数[Hz] ($= 2\pi/P$)、 P : 周期[s]、 i : 虚数単位 $= \sqrt{-1}$ である。複素数計算ではなく、

$$\tilde{T}_{\Gamma} = \tilde{T}_{\Gamma c} \cos \omega t + \tilde{T}_{\Gamma s} \sin \omega t \quad (3.2.26)$$

$$\tilde{T}_{\Omega} = \tilde{T}_{\Omega c} \cos \omega t + \tilde{T}_{\Omega s} \sin \omega t \quad (3.4.27)$$

とにおいて、次式を反復法で解いても良い。

$$-\omega C_{\Omega}\tilde{T}_{\Omega s} = K_{\Omega}\tilde{T}_{\Omega c} + K_{\Omega\Gamma}\tilde{T}_{\Gamma c} \quad (3.4.28)$$

$$\omega C_{\Omega}\tilde{T}_{\Omega c} = K_{\Omega}\tilde{T}_{\Omega s} + K_{\Omega\Gamma}\tilde{T}_{\Gamma s} \quad (3.4.29)$$

b. 部材平均温度・温度勾配の最大・最小値

部材平均温度は軸力に、温度勾配（ここでは部材ごとに温度分布を線形近似している）は曲げ応力に関係するため、これらを出力項目とする。温度勾配は2次元計算であるため2方向ある。平均温度、 x 方向温度勾配、 y 方向温度勾配の3項目について、夏期（年最高）・冬期（年最低）それぞれの結果が必要なため、部材ごとに $2 \times 3 = 6$ つの出力がある。部材間の拘束は考えていない。温度勾配を線形近似した値は、曲げモーメントがもとの温度分布から生じる曲げモーメントと等価になるよう決定している。ある部材の ij 要素の面積を A_{ij} [m²]、要素中心座標を (x_i, y_j) とすると、部材断面積 A [m²]、部材重心 (x_o, y_o) 、部材断面2次モーメント（重心原点の x 軸・ y 軸回り） I_x, I_y A [m⁴]は次式となる。

$$A = \sum A_{ij} \quad (3.4.30)$$

$$x_o = \frac{\sum A_{ij} x_i}{A}, \quad y_o = \frac{\sum A_{ij} y_j}{A} \quad (3.4.31)$$

$$I_x = \sum A_{ij} (y_j - y_o)^2, \quad I_y = \sum A_{ij} (x_i - x_o)^2 \quad (3.4.32)$$

ただし、総和は部材に属するセルすべてに行う。すると、 ij 要素の温度を T_{ij} [°C]として、部材平均温度 T_{ave} [°C]、部材温度勾配（ x 方向、 y 方向） θ_x, θ_y [K/m]は次式で算出することができる。

$$T_{ave} = \frac{\sum A_{ij} T_{ij}}{A} \quad (3.4.33)$$

$$\theta_x = \frac{\sum A_{ij} T_{ij} (x_i - x_o)}{I_y}, \quad \theta_y = \frac{\sum A_{ij} T_{ij} (y_j - y_o)}{I_x} \quad (3.4.34)$$

実際は周期定常計算であるため、温度は、

$$T_{ij} = \bar{T}_{ij} + \tilde{T}_{ij,c} \cos \omega t + \tilde{T}_{ij,s} \sin \omega t \quad (3.4.35)$$

と変動する。したがって、部材平均温度、部材温度勾配も変動するため、最大値（最小値）を求めるには、

$$T_{ave} = \frac{\sum A_{ij} \bar{T}_{ij} \pm \sqrt{(\sum A_{ij} \tilde{T}_{ij,c})^2 + (\sum A_{ij} \tilde{T}_{ij,s})^2}}{A} \quad (3.4.36)$$

$$\theta_x = \frac{\sum A_{ij} \bar{T}_{ij} (x_i - x_o) \pm \sqrt{[\sum A_{ij} \tilde{T}_{ij,c} (x_i - x_o)]^2 + [\sum A_{ij} \tilde{T}_{ij,s} (x_i - x_o)]^2}}{I_y} \quad (3.4.37)$$

$$\theta_y = \frac{\sum A_{ij} \bar{T}_{ij} (y_j - y_o) \pm \sqrt{[\sum A_{ij} \tilde{T}_{ij,c} (y_j - y_o)]^2 + [\sum A_{ij} \tilde{T}_{ij,s} (y_j - y_o)]^2}}{I_x} \quad (3.4.38)$$

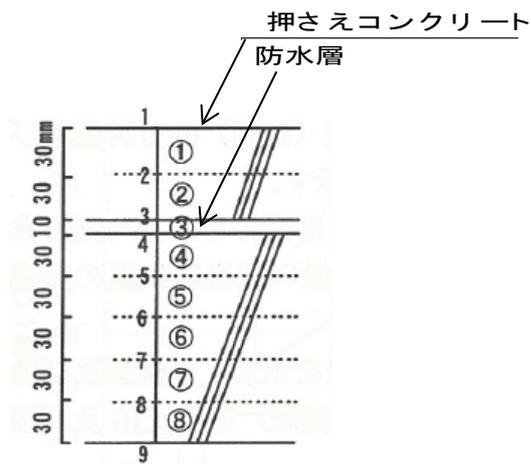
とする必要がある。なお、(3.4.36) 式、(3.4.37) 式、(3.4.38) 式中の±は絶対値が大きくなる方をとる。

c. 2次元簡易算定法の検証

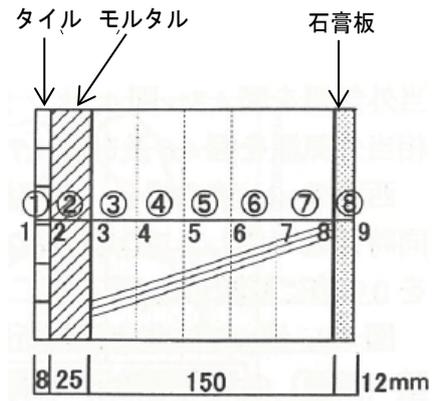
2次元簡易算定法の評価精度について試算例⁸⁾を用いて検証する。対象モデルは屋根スラブ、外壁、屋根部分の梁である。断面形状を図3.4.10に示す。精算法では断面を有限要素法によりモデル化し、実荷重履歴を用いて時刻歴解析を行った⁸⁾。簡易法では断面を有限体積法によりモデル化し、温度変化に関しては周期定常(正弦波)を用いた解析を行った。材料定数、熱伝達率等の解析条件は文献⁸⁾と同じ値を用いた。屋根(水平面)、外壁(西面)における夏期の一日の相当外気温の履歴を図3.4.11に示す。水平面においては両者の最高温度と平均温度は一致するように設定した。外壁(西面)においても外気温と日射それぞれの最大値、平均値が同じになるように設定しているが、簡易算定法の相当外気温においては両者の時間的なずれを考慮できないため最大値が過大評価となることから、ISO/TR9492に倣い相当外気温の振幅を0.9倍に低減している。

図3.4.12は外的条件、熱定数の入力及び解析結果の出力画面とモデル入力画面(梁の解析例)を示す。

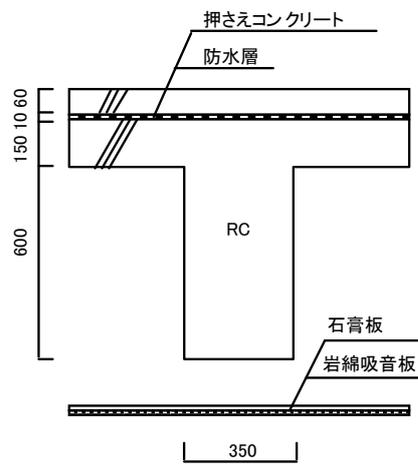
対象となる部材平均温度の最大値(夏期)を表3.4.3に示した。左から2番目が精算解(実荷重を用いた時刻歴解析)である。屋根スラブと西面壁においては、比較のため1次元簡易算定法も行っているが最大値は2次元算定法とほぼ一致している。精算解と簡易法との差(表では「実荷重と2次元との差」)は最大1.7℃、誤差5.7%(西面外壁)と小さく、安全側(温度が高い側)に評価されていることから実用上十分な精度であると考えられる。誤差(%)の算定においては基準温度(東京の年平均温度として15.6℃とした)と最高温度との差を比較している。



屋根スラブ (FEM モデル)



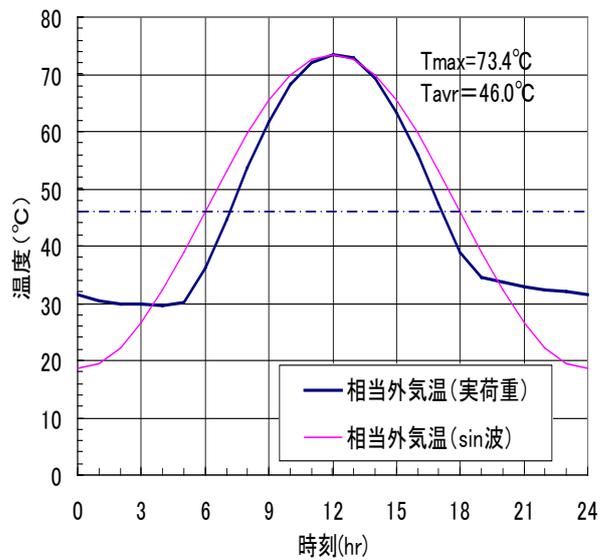
西面外壁 (FEM モデル)



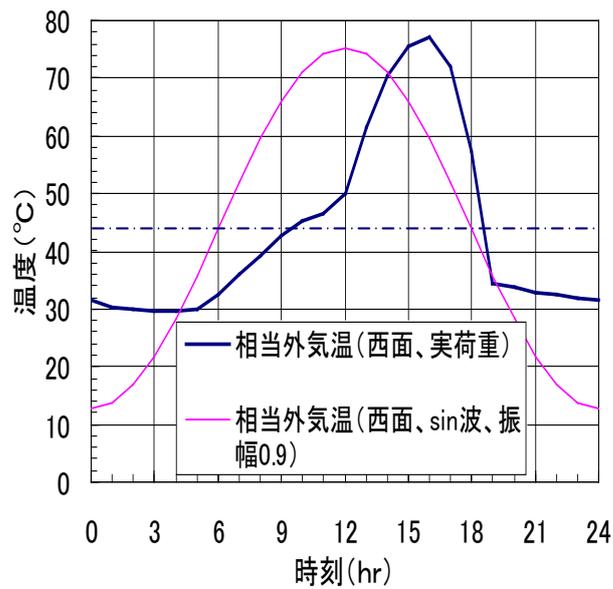
R 階中通り梁



図 3.4.10 解析対象⁴⁾



屋根表面の相当外気温 (夏期)



壁西面の相当外気温 (夏期)

図 3.4.11 1日の相当外気温履歴 (実荷重、周期定常(sin波))⁴⁾

3.5 3章のまとめ

3章では変動する外気温、日射の影響を受ける構造体の温度を、簡易に算定する手法を検討した。

構造体温度の算定法としては、大別して下記の3種類があり、非定常、周期定常、定常の順に誤差が大きくなる。

実温度変化の時刻歴に基づく非定常解析

温度変化を一定周期、振幅の繰り返しと仮定する周期定常解析

温度が最高、最低温度で一定だと仮定する定常解析

鋼構造部材は比較的薄肉の鋼板から構成されており、外気温の変化に対する追随性が高く、定常解析を用いても、十分な精度が得られる。日射の影響を等価な温度上昇として評価した「相当外気温」を用いれば、日射を受ける鋼構造部材の温度を予測できることを示し、金属部材の温度実測結果と比較することにより精度を検証した。

鉄筋コンクリート部材は熱容量が大きく、外気温等の変化が伝達されるのに時間がかかる。このような部材に定常解析を適用すると温度荷重を過大に評価することになる。鉄筋コンクリート部材に対しては「周期定常解析」の適用を試みた。まず、ISOテクニカルレポートの手法を調査し、その手法を拡張することで簡易算定法を開発し、表計算ソフト上で計算できるプログラムを作成した。精算法（FEMモデルを用いた非定常解析）との比較を行い、実務上十分な精度が得られることを確認した。

【参考文献】

- 1) ISO : Bases for design of structures – Temperature climatic actions, Technical Report 9492, 1987-08-15
- 2) 北沢正彦、他 : 鋼製橋脚における構造物温度の検討 (上) 橋梁と基礎、1986年11月
- 3) 日本建築学会 : 建築物荷重指針・同解説、2015年
- 4) 日本建築学会 : 温度荷重設計資料集、2010年1月
- 5) Carslow, H.S. and Jaeger, J.C. : Conduction of Heat in Solids(2nd ed.),Oxford Univ. Press, 1959
- 6) 松尾陽 : 新建築学体系 10 環境物理 (2章 熱)、彰国社、1984年
- 7) S. V. パタンカー : コンピュータによる熱移動と流れの数値解析、森北出版、1985年
- 8) 伊藤博夫 : FEM モデルによる簡易算定法の検証と躯体温度の解析、2006年度日本建築学会大会 PD 資料 温度変化を考慮した建築構造の設計 13-22
- 9) 林幸雄、永田明寛、石川孝重、中島秀雄 : 温度荷重の簡易予測法に関する研究 その1 研究の目的と既往の実測結果の分析、日本建築学会大会学術講演梗概集、2005年9月
- 10) 加藤正守、古池佑一、山添和彦 : 建築物のジョイントムーブメントに関する研究(その1~3)、日本建築学会大会学術講演梗概集、1980年9月、1981年9月、(その4)、日本建築学会関東支部研究報告集、1982年
- 11) 空気調和・衛生工学会 : 空気調和・衛生工学便覧 第14版 1 基礎編 4.5 放射伝熱
- 12) 井上宇市 : 空気調和ハンドブック、丸善
- 13) 旭ガラス : 総合カタログ技術資料編 3-2 板ガラスの熱・光学性能値、2015年1月
- 14) ASHRAE : Handbook of Fundamentals、1967

第 4 章

温度荷重と他の荷重との組合せに関する研究

第4章 温度荷重と他の荷重との組合せに関する研究

4.1 研究の目的

4章では、温度荷重と他の荷重が同時に作用している場合の組合せ応力の最大値を推定する方法を検討し、設計に適用可能な簡易な評価式を提案することを目的とする。

温度荷重の主要因である外気温は1年を通じ夏の最高気温から冬の最低気温まで変化しており、1日の間でも昼夜の日変化を繰り返している。従って、「温度荷重」は変化しながらも常に建築物に作用しており、雪、風、地震といった荷重が作用する時にも何らかの温度荷重が作用している。長大建物などのように温度荷重が他の荷重に比べ無視できない大きさになる場合には、雪、風、地震荷重と温度荷重との組合せを考慮すべきと考えられる。

2章で行った設計の現状調査において、回答のあった56件の設計例の内、地震荷重との組合せ考慮した設計例は20件、風荷重との組合せは12件、雪荷重との組合せが11件（重複含む）あった。しかし、組合せ応力は各荷重に対する応力の単純和で評価しており、荷重係数を用いた例は1例しかなく、設計者からも組合せ荷重に関する設定法の整備が要望されていた。

国内外の基規準においては温度荷重との組合せについて記述されたものがあり、本論文の1.4.4節においてASCE¹⁾、道路橋示方書¹³⁾における荷重組合せの式を紹介している。ASCEにおいては雪荷重との組合せにおいて積載荷重Lと同じ荷重係数を与えている。道路橋示方書においては温度荷重Tを組合せた場合に許容応力度を割り増しており、温度荷重との組合せの発生頻度を評価しているものと解釈できる。両者とも根拠となる研究論文を見出すことができなかったため、本論文では新たに荷重組合せの検討を行うこととした。

4章では雪、風、温度に関しては積雪深、風速、外気温といった日毎の気象観測データ²⁾をもとに荷重、応力を算定し、それらの和として日毎の組合せ応力を直接求める。その年最大値の分布を求めることで組合せ応力を評価し、従の荷重に対する荷重係数を用いて整理する。

一方、地震荷重は数十年に1回という頻度の荷重であり、雪や風のように気象データから直接組合せ応力を求めることはできない。本研究では、地震荷重と温度荷重が同時に発生する確率を両者の確率の積として求める。

基準期間中の荷重組合せの最大値を評価する方法として、「Turkstraの経験則」³⁾がある。Turkstraの経験則は「組合せ荷重の年最大値は、主の荷重が年最大となる時刻の、主の荷重と従の荷重との和によって近似的に評価できる」とするものである。本研究ではこの経験則を用いた組合せ応力の評価も併せて行い、組合せ応力の年最大値との比較を行う。

2015年に改訂された荷重指針⁴⁾には、他の荷重と組合せる場合の温度荷重に対する荷重係数が提案されている。4章ではこの荷重係数の妥当性についても検討する。

4章は筆者らがすでに発表または発表予定の論文、梗概^{9)~12)}に基づいているが、本論文をまとめるにあたり、計算、検討、考察を追加し、書き直している。

4.2 対象とする気象データと荷重、応力の定義

気象データは気象庁が公開している「過去の気象データ・ダウンロード」のページ²⁾より日毎の日最深積雪、日最大風速、日最高気温、日最低気温をダウンロードした。対象期間は気象観測方法が全国的に整備された1961年以降とし、2013年までの53年間とした。

4.2.1 雪荷重

検討対象は多雪地域に限定し、気象台、または特別地域気象観測所のある地点の中から札幌、旭川、高田(新潟県)の3地点を選択した。札幌は多雪地域を代表する大都市として、旭川は比較的最低気温が低い地域として、高田は日本海側であることと、比較的最深積雪が大きい地域として選んだ。それぞれの地域の日最大積雪深の最大値を表4.2.1に示す。

表 4.2.1 3地点の最深積雪（対象期間の日最深積雪の最大値）

地点	対象期間の日最深積雪の最大値(cm)
札幌	145
旭川	138
高田	324

日毎の雪荷重(単位水平面積あたりに作用する荷重) S は荷重指針⁴⁾(5.1~5.3)式(下記に(4.2.1)式として引用)を準用して求める。雪は降雪後圧縮され単位体積重量が増大する性質があり、年最大積雪深と年最大積雪重量を記録する日の積雪深は必ずしも一致しない。荷重指針⁴⁾では年最大積雪重量を年最大積雪深で除した値を元に等価単位体積重量 p_0 を算定して用いている。本検討ではこの式を準用し、 d_0 に日最深積雪を代入することで日毎の雪荷重 S を求める。

$$S = k_{env} d_0 p_0 \quad (4.2.1)$$

p_0 : 等価単位積雪重量(kN/m³)

$$p_0 = 0.72 \cdot \sqrt{\frac{d_0}{d_{ref}}} + 2.32$$

d_0 : 日最深積雪を代入(m)、

d_{ref} : 基準積雪深(1m)

k_{env} : 環境係数、1.0 とする

雪荷重 S の年最大値の確率分布と再現期間 100 年を求める。桜井ら⁷⁾は、グンベル、フレシエ、ワイブル分布及び正規、対数正規分布の適合性を検討し、年最大積雪深の最適分布は地点により異なることを指摘している。一方、和泉ら⁸⁾は年最大積雪深をもたらす降雪機構の混在を考えると、実際には異なる母集団に属するデータが入り混じっている観測値全体に対して唯一の確率分布の適合性を論ずる意味はあまりないことを指摘し、グンベル確率紙上にプロットされたデータの上位何個かに回帰直線を当てはめ、比較的長期の再現期間に対する値を推定する方法を提案している。荷重指針⁴⁾は和泉らの提案に従い、年最大積雪深をヘイズン(Hazen)プロットを用いてグンベル(Gumbel)確率紙上にプロットし、データの上位 1/3 の値に対して回帰直線を当てはめて分布形と基本値(再現期間 100 年に対する値)を求めている。本論文は荷重指針の方法を採用し雪荷重の分布を求める。荷重指針では地上積雪深の分布を求めているが、本論文では他の荷重と比較する目的から雪荷重((4.2.1)式を用いて計算)の分布形を求める(図 4.2.1)。温度荷重、風荷重に対しても同じ方法で分布形を求める。

表 4.2.2 再現期間 100 年に対する雪荷重 s_{100}

	再現期間(年)に対する 雪荷重(kN/m ²)
札幌	4.8
旭川	4.4
高田	12.6

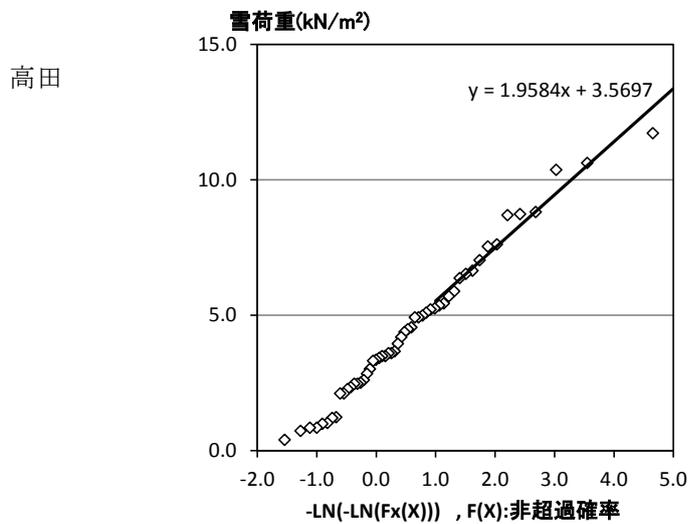
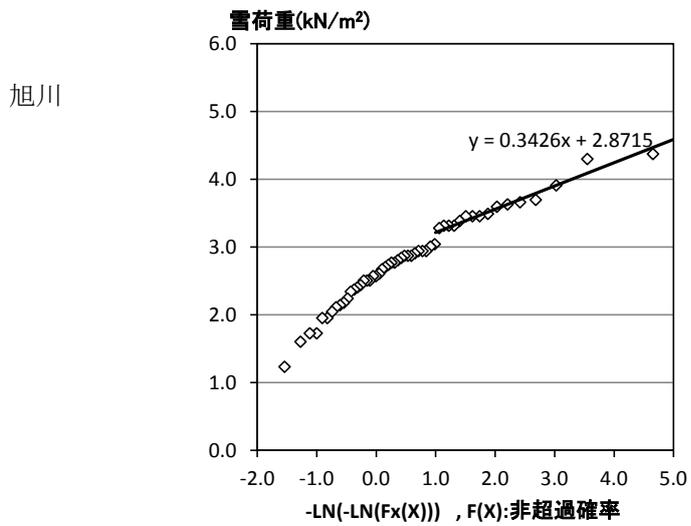
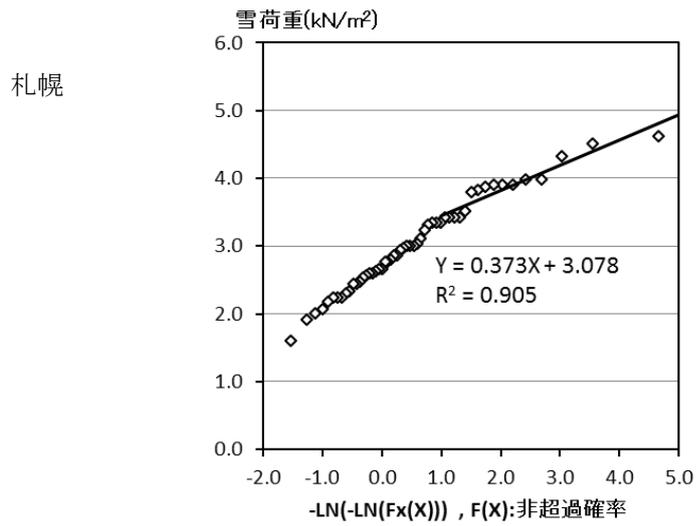


図 4.2.1 年最大雪荷重の分布 (札幌、旭川、高田 1961 年～2013 年)

4.2.2 風荷重

風荷重との組合せを検討する対象地点は全国を網羅するため那覇、福岡、名古屋、東京、松江、金沢、仙台、札幌の8地点とした。

対象期間は前述のように1961年から2013年までの53年間としたが、この期間中にも測器の変更、観測地点の移転などの観測条件の変更が行われているので風速データの補正を行う。

気象庁のダウンロードデータ²⁾には観測条件の変更の有無を明示するため「均質情報」が添付されている。1975年には「3杯型風速計」から「風車型風向風速計」への変更が行われている。文献⁵⁾は1969年の台風時の両者の観測値の比や気象庁観測部統計課の資料を参考に3杯型から風車型風速計への風速の補正係数を0.9とすることが妥当であるとしている。本研究でもこの方法によって1974年以前の風速データを補正した。1975年以降の風速データについては均質情報をもとに地点ごとに観測条件の変更された時点を特定した。変更時点前の風速について、文献⁶⁾を参考に変更時点の前後5年間の平均風速の比を用いて補正した。補正の度合いが最も大きかった金沢の日最大風速について補正前と補正後とを比較した(図4.2.2a,b)。補正によりほぼ均一なデータ分布が得られている。

補正した日毎の風速 u から年最大値を抽出し、Gumbel の確率紙にプロットした(図4.2.3)。非超過確率は Hazen 法によっている。雪荷重と同様に、上位 1/3 のデータを最小二乗法により直線近似した。近似線から再現期間 100 年に対する風速 u_{100} を求め表 4.2.3 に示した。

表 4.2.3 再現期間 100 年に対する風速 u_{100}

	那覇	福岡	名古屋	東京	松江	金沢	仙台	札幌	
風速	m/s	44.2	27.5	26.9	20.4	28.0	36.1	23.6	26.4

風荷重(単位面積当たりの風圧力) W は一般的に風速 u の二乗に比例するので比例定数 C を用いて(4.2.2)式で表す。再現期間 100 年に対する風荷重 w_{100} は風速 u_{100} を用いて (4.2.3)式で表す。

$$W = C \cdot u^2 \quad (4.2.2)$$

W : 風荷重(単位面積当たりの風圧力、日毎の値)

u : 日最大風速

C : 風速の二乗 u^2 と風荷重 W との比例定数

$$w_{100} = C \cdot u_{100}^2 \quad (4.2.3)$$

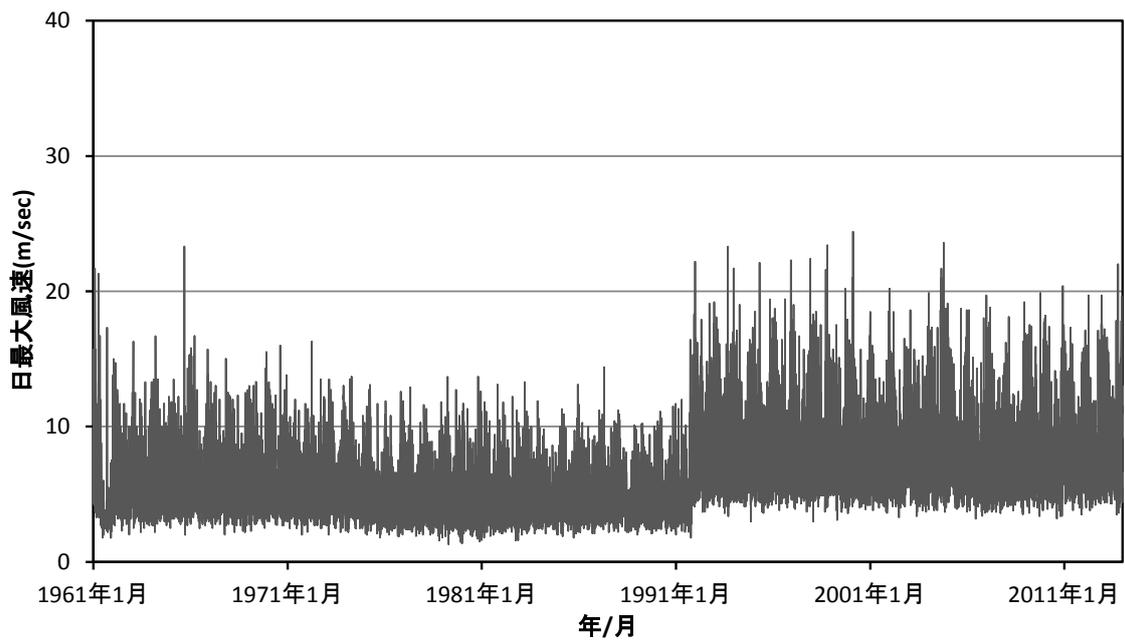


図 4.2.2a 日最大風速（金沢、補正前）

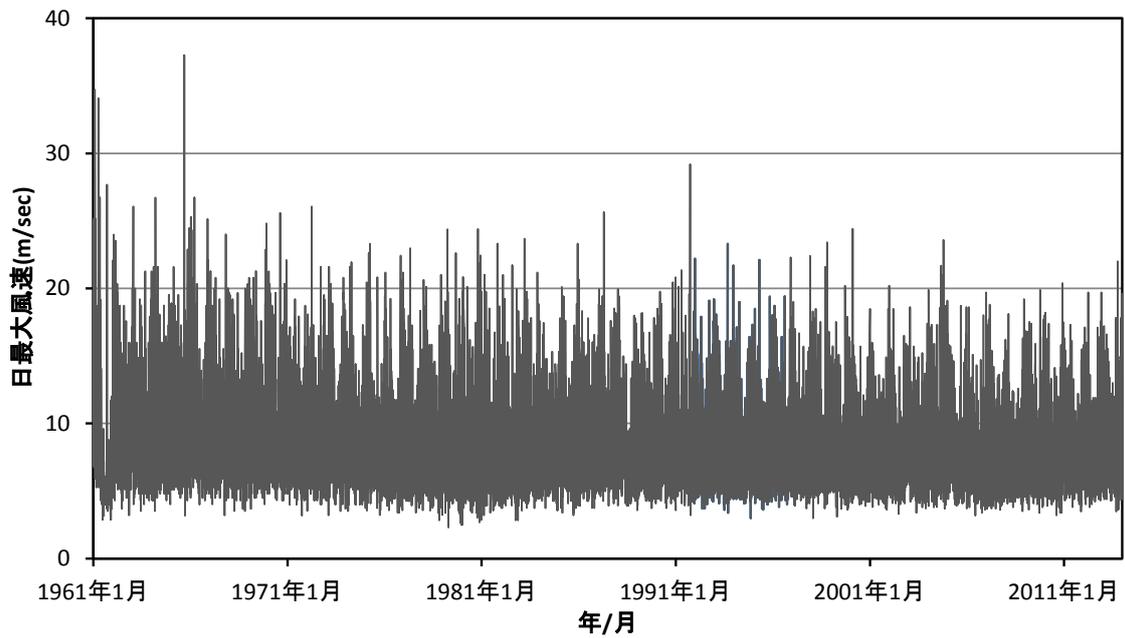


図 4.2.2b 日最大風速（金沢、補正後）

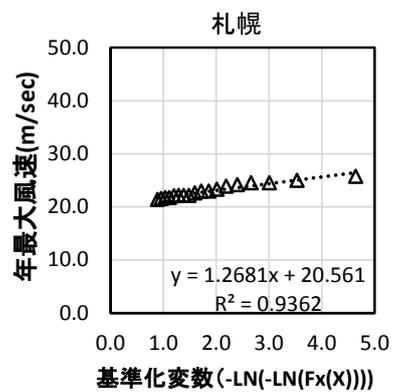
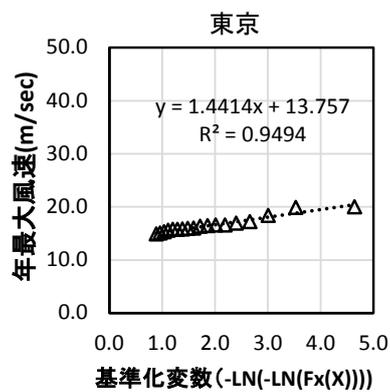
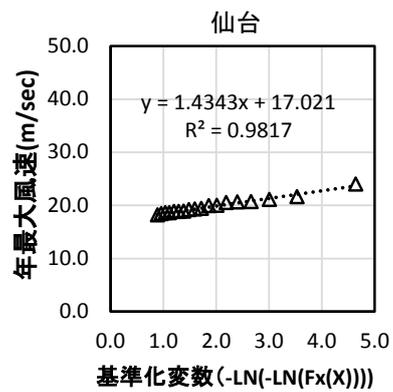
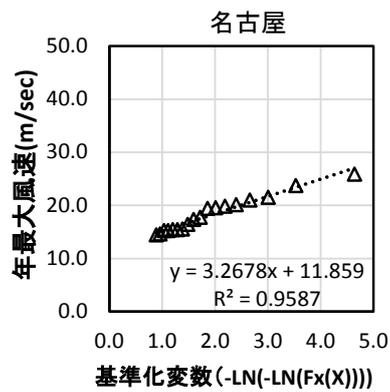
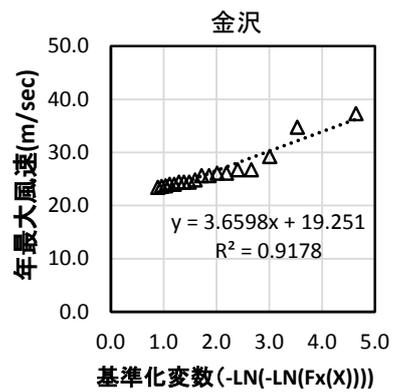
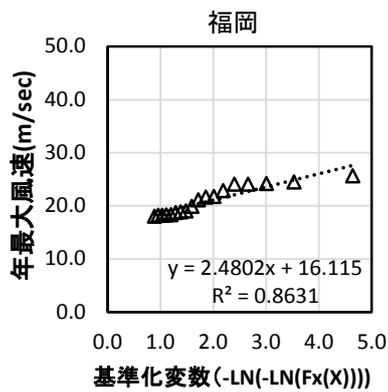
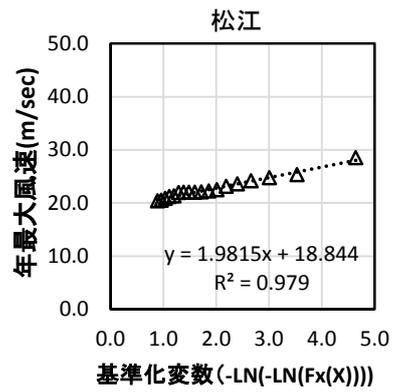
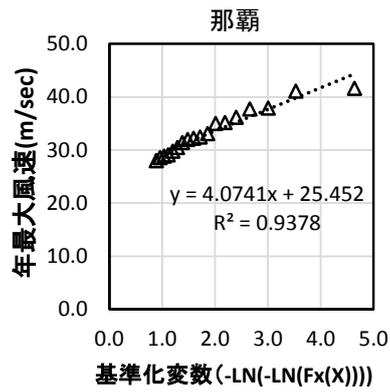


図 4.2.3 年最大風速の分布 (1961年～2013年)

4.2.3 温度荷重

建築物を構成する部材は温度変化により伸縮し、建物の変形や部材の応力といった荷重効果を生じさせる。温度荷重はこのような荷重効果をもたらす「温度変化」と定義される⁴⁾。部材に温度変化を生じさせる要因として外気温、日射、室内温度等がある。4章では雪、風等の荷重との組合せを検討するため、強風時、積雪時には日射の影響は小さいと考え外気温のみを考える。図4.2.4は東京において最高気温を記録した2004年の1年間の外気温の変化を表したものである。季節的な大きな変動の中に日毎の変動が重なっている様子がわかる。

雪荷重との組合せの対象である3地点（札幌、旭川、高田）、風荷重との組合せ対象である8地点（那覇、福岡、名古屋、東京、松江、金沢、仙台、札幌）の計10地点（札幌は両者に共通）について再現期間100年に対する最高、最低気温を求める。対象期間は前述のように1961年から2013年までの53年間とする。気象データ²⁾から年最高気温、年最低気温を抽出し、Gumbelの確率紙にプロットした（図4.2.4）。非超過確率はHazen法によっている。上位1/3のデータを最小二乗法により直線近似し、近似線上の再現期間100年に相当する値を求め表4.2.4に示した。

表 4.2.4 再現期間 100 年に対する外気温

	那覇	福岡	名古屋	東京	松江	金沢	仙台	札幌	旭川	高田
最高温度	36.0	38.4	40.1	39.8	38.2	38.4	37.2	36.7	—	—
最低温度	6.3	-5.4	-7.2	-5.7	-8.9	-7.4	-10.7	-20.4	-29.7	-10.5

温度変化が0である時の温度（建設時の温度に相当）を「基準温度」と呼ぶ。温度荷重 T は基準温度との温度差であり、日最高温度、日最低温度と基準温度との差の大きい方を日毎の温度荷重 T とする（(4.2.4)式）。同様に再現期間100年に対する温度荷重 t_{100} を定義する（(4.2.5)式）。

$$T = \max(|\text{日最高気温} - \text{基準温度}|, |\text{日最低気温} - \text{基準温度}|) \quad (4.2.4)$$

$$t_{100} = \max(\text{年最高気温(再現期間 100 年)} - \text{基準温度}, \text{基準温度} - \text{年最低気温(再現期間 100 年)}) \quad (4.2.5)$$

本論文では基準温度として年平均気温、夏期平均気温、冬期平均気温の3ケースを設定する。文献³⁾より対象期間の各月の月平均気温をダウンロードし、月ごとに平均値を算出した。月平均気温の平均値の最大値を夏期平均気温、最低値を冬期平均気温、すべての月の平均値を年平均気温とした。設定した基準温度を表4.2.5に示す。

表 4.2.5 設定した基準温度

	那覇	福岡	名古屋	東京	松江	金沢	仙台	札幌	旭川	高田
年平均 °C	22.8	16.7	15.5	16.0	14.7	14.4	12.2	8.6	6.8	13.4
夏期平均 °C	28.6	27.9	27.5	27.3	26.7	26.9	24.2	22.0	21.0	26.2
冬期平均 °C	16.5	6.2	4.1	5.6	4.0	3.3	1.4	-4.0	-	-

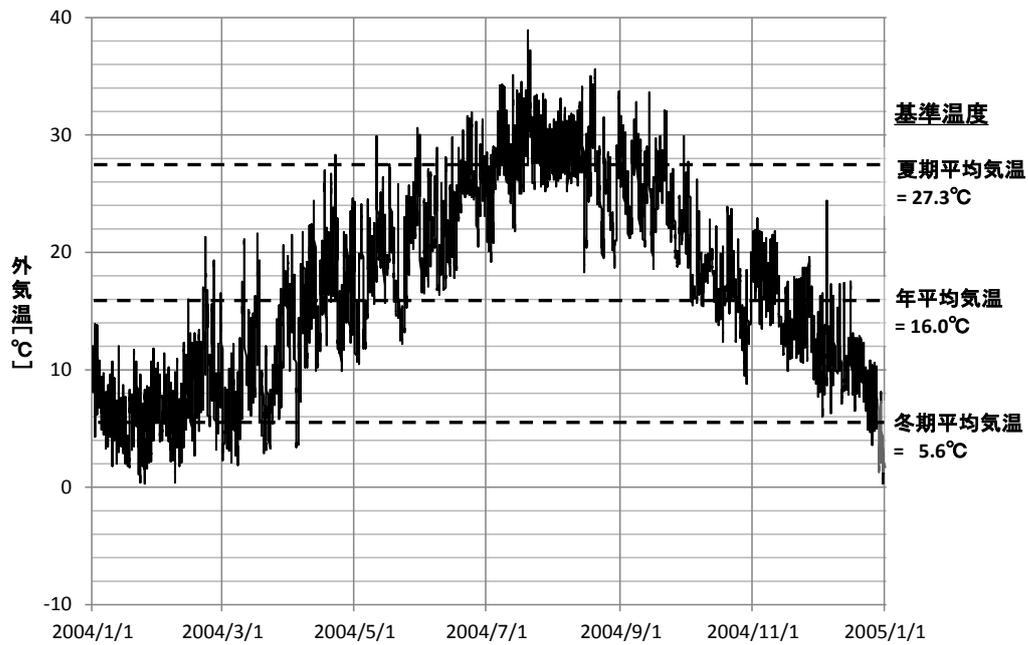


図 4.2.4 外気温の年変化(東京、2004 年)と基準温度

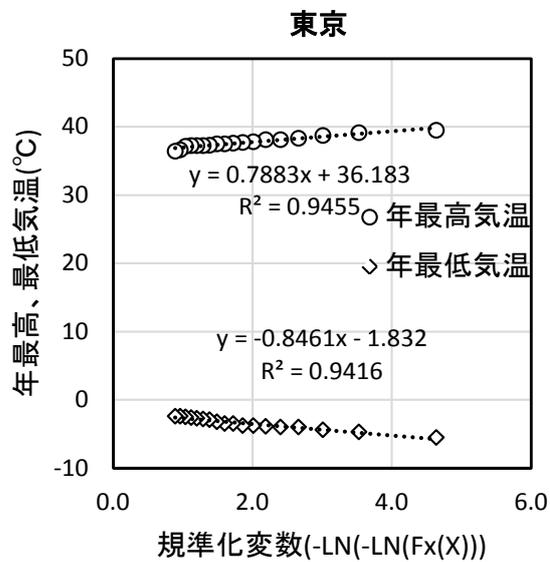


図 4.2.5 年最高、最低気温の分布(1961 年～2013 年)

4.2.4 組合せ応力の定義と基準化

荷重はそれぞれ次元が異なるので足し合わせることができない。そこで、荷重効果としての「部材応力」の足し合わせにより「荷重組合せ」を評価する。

構造架構が弾性であれば、部材応力（雪、風、温度の順に S_S, S_W, S_T とする）は荷重大きさ（順に S, W, T とする）に比例すると考えられるので比例定数（順に $\alpha_S, \alpha_W, \alpha_T$ ）を用いて次式で表す。

$$\begin{aligned} S_S &= \alpha_S \cdot S \\ S_W &= \alpha_W \cdot W \\ S_T &= \alpha_T \cdot T \end{aligned} \tag{4.2.6}$$

再現期間 100 年に対する応力（順に $S_{S,100}, S_{W,100}, S_{T,100}$ とする）も同様に再現期間 100 年に対する荷重（順に $s_{100}, w_{100}, t_{100}$ とする）を用いて次式で表すことができる。

$$\begin{aligned} S_{S,100} &= \alpha_S \cdot s_{100} \\ S_{W,100} &= \alpha_W \cdot w_{100} \\ S_{T,100} &= \alpha_T \cdot t_{100} \end{aligned} \tag{4.2.7}$$

ここで、日毎の応力を再現期間 100 年に対する応力で除して基準化すると、それらは日毎の荷重を再現期間 100 年の荷重で除した値と等しくなり、気象データのみで算定できる値となる。

$$\begin{aligned} \frac{S_S}{S_{S,100}} &= \frac{\alpha_S \cdot S}{\alpha_S \cdot s_{100}} = \frac{S}{s_{100}} \\ \frac{S_W}{S_{W,100}} &= \frac{\alpha_W \cdot W}{\alpha_W \cdot w_{100}} = \frac{W}{w_{100}} \\ \frac{S_T}{S_{T,100}} &= \frac{\alpha_T \cdot T}{\alpha_T \cdot t_{100}} = \frac{T}{t_{100}} \end{aligned} \tag{4.2.8}$$

日毎の組合せ応力($S_{S+T}, S_{W+T}, S_{S+W+T}$) は同じ日のそれぞれの応力の和である。

$$\begin{aligned} S_{S+T} &= S_S \pm S_T \\ S_{W+T} &= S_W \pm S_T \\ S_{S+W+T} &= S_S \pm S_W \pm S_T \end{aligned} \tag{4.2.9}$$

これらを再現期間 100 年に対する応力で基準化すると(4.2.10)式のようにそれぞれの荷重の再現期間 100 年に対する比($S/s_{100}, W/w_{100}, T/t_{100}$)と再現期間 100 年に対する応力の比

($\frac{S_{T,100}}{S_{S,100}}, \frac{S_{T,100}}{S_{W,100}}, \frac{S_{W,100}}{S_{S,100}}$, 以下応力比と称す)との組合せで表すことができる。

$$\begin{aligned}\frac{S_{S+T}}{S_{S,100}} &= \frac{S_S}{S_{S,100}} \pm \frac{S_T}{S_{S,100}} = \frac{S_S}{S_{S,100}} \pm \frac{S_T}{S_{T,100}} \cdot \frac{S_{T,100}}{S_{S,100}} \\ \frac{S_{W+T}}{S_{W,100}} &= \frac{S_W}{S_{W,100}} \pm \frac{S_T}{S_{W,100}} = \frac{S_W}{S_{W,100}} \pm \frac{S_T}{S_{T,100}} \cdot \frac{S_{T,100}}{S_{W,100}} \\ \frac{S_{S+W+T}}{S_{S,100}} &= \frac{S_S}{S_{S,100}} \pm \frac{S_W}{S_{S,100}} \pm \frac{S_T}{S_{S,100}} = \frac{S_S}{S_{S,100}} \pm \frac{S_W}{S_{W,100}} \cdot \frac{S_{W,100}}{S_{S,100}} \pm \frac{S_T}{S_{T,100}} \cdot \frac{S_{T,100}}{S_{S,100}}\end{aligned}\tag{4.2.10}$$

本研究では(4.2.10)式で算出した日毎の組合せ応力から年最大値を抽出し、その分布を解析することで組合せ応力の再現期間 100 年に対する値($\frac{S_{S+T}}{S_{S,100}}, \frac{S_{W+T}}{S_{W,100}}, \frac{S_{S+W+T}}{S_{S,100}}$)を求める。

基準化応力の算定例を図 4.2.6,7 に示す。

図 4.2.6 は札幌において雪荷重が対象期間中 (1961 年～2013 年) の最大となった 1996 年 2 月の雪、温度、組合せ応力を示したものである。雪、温度荷重による応力はそれぞれの再現期間 100 年に対する値が 1.0 となるように基準化している。組合せ応力は雪、温度荷重による応力の和としている。雪荷重による応力が最大となる 2 月 10 日に着目すると雪荷重による応力 0.964 に対して温度荷重による応力は 0.708 と雪荷重による応力の 73%の大きさになっている。

図 4.2.7 は同様に札幌において風荷重が最大となった 1974 年 4 月の風、温度、組合せ応力を示している。風荷重が最大となる 4 月 21 日において風荷重による応力 0.951 に対して温度荷重による応力は 0.419 と風荷重の 44%の値となっている。

雪、風、温度に関しては日最深積雪、日最大風速、日最高、最低外気温といった日毎の気象観測データが長期的に整備されている²⁾。それらを用いれば図 4.2.6,7 に示したように日毎の組合せ応力を直接計算することができる。また、組合せ応力の年最大値の分布を用いて任意の再現期間に対する組合せ応力 (例えば再現期間 100 年に対する値) を求めることができる。

一方、Turkstra の経験則は「組合せ荷重の年最大値は、主の荷重が年最大となる時刻の、主の荷重と従の荷重との和によって近似的に評価できる」とするものであり、日毎の組合せ応力から年最大値を求める代わりに、主の荷重が年最大となる時刻の組合せ応力で近似する方法である。図 4.2.6,7 の例では主の荷重 (雪、風) が年最大値となる日には組合せ応力も年最大値となっており、Turkstra の経験則の有効性を示唆している。

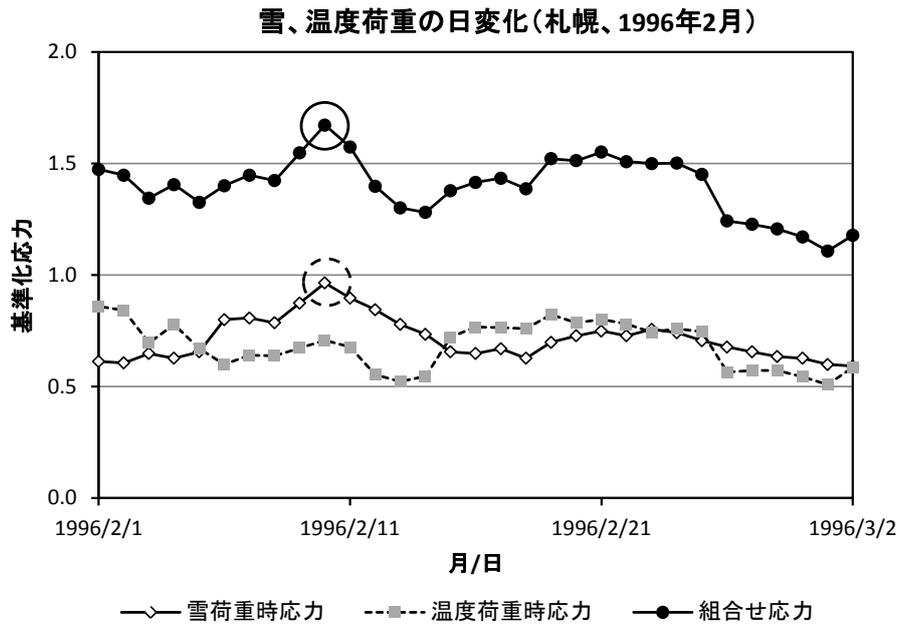


図 4.2.6 雪、温度及び組合せ応力の変化
(札幌、1996年2月、基準温度=夏期平均気温)

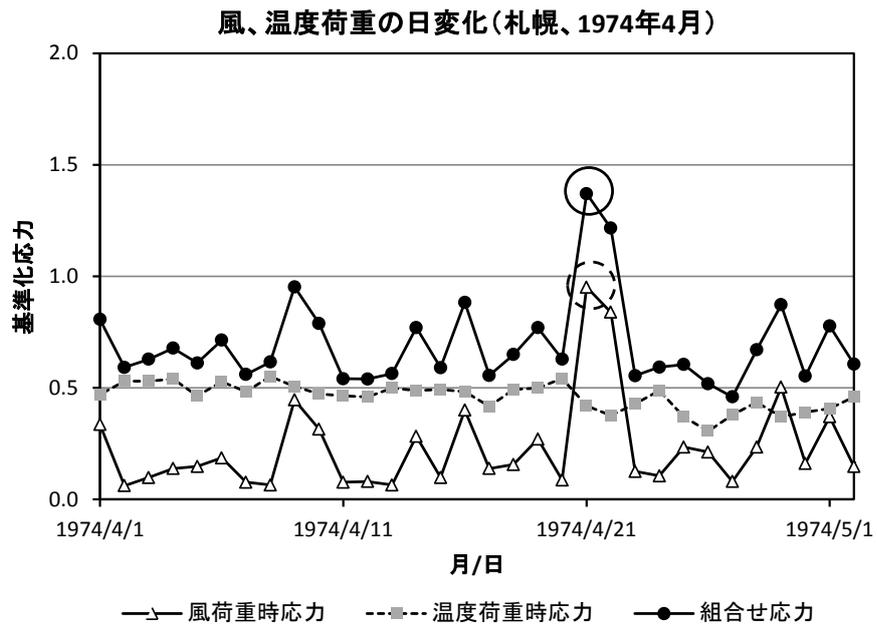


図 4.2.7 風、温度及び組合せ応力の変化
(札幌、1974年4月、基準温度=夏期平均気温)

4.2.5 荷重係数を用いた組合せ応力の表現

組合せる荷重の相関性が低く、確率的に「独立」と見なせる場合はそれぞれの荷重の最大値が同時に発生する確率は低い。従って組合せ応力の最大値は各荷重による応力の最大値の単純和より小さくなると考えられる。

組合せ応力の主因となる荷重を「主の荷重」、それ以外の荷重を「従の荷重」と呼ぶ。本論文では再現期間 100 年に対する応力の大きい方の荷重を主の荷重とする。組合せ応力の最大値を、主の荷重に対する応力の最大値と従の荷重に対する応力の最大値に荷重係数を乗じた値との和で表すことにする（下式）。

雪荷重と温度荷重との組合せ

$$s_{S+T,100} = s_{S,100} \pm k_{TS,100} \cdot s_{T,100} \quad (s_{S,100} \geq s_{T,100} \text{ の場合}) \quad (4.2.11)$$

$$s_{S+T,100} = s_{T,100} \pm k_{ST,100} \cdot s_{S,100} \quad (s_{S,100} \leq s_{T,100} \text{ の場合}) \quad (4.2.12)$$

ここで、 $k_{TS,100}$ ：雪荷重が主の荷重の場合の温度荷重による応力に対する荷重係数
 $k_{ST,100}$ ：温度荷重が主の荷重の場合の雪荷重による応力に対する荷重係数

風荷重と温度荷重との組合せ

$$s_{W+T,100} = s_{W,100} \pm k_{TW,100} \cdot s_{T,100} \quad (s_{W,100} \geq s_{T,100} \text{ の場合}) \quad (4.2.13)$$

$$s_{W+T,100} = s_{T,100} \pm k_{WT,100} \cdot s_{W,100} \quad (s_{W,100} \leq s_{T,100} \text{ の場合}) \quad (4.2.14)$$

ここで、 $k_{TW,100}$ ：風荷重が主の荷重の場合の温度荷重による応力に対する荷重係数
 $k_{WT,100}$ ：温度荷重が主の荷重の場合の風荷重による応力に対する荷重係数

(4.2.11)～(4.2.14)式を変形して荷重係数を求める式を導く。応力はすべて正の値であるとする。

$$k_{TS,100} = (s_{S+T,100} - s_{S,100})/s_{T,100} \quad (s_{S,100} \geq s_{T,100} \text{ の場合}) \quad (4.2.15)$$

$$k_{ST,100} = (s_{S+T,100} - s_{T,100})/s_{S,100} \quad (s_{S,100} \leq s_{T,100} \text{ の場合}) \quad (4.2.16)$$

$$k_{TW,100} = (s_{W+T,100} - s_{W,100})/s_{T,100} \quad (s_{W,100} \geq s_{T,100} \text{ の場合}) \quad (4.2.17)$$

$$k_{WT,100} = (s_{W+T,100} - s_{T,100})/s_{W,100} \quad (s_{W,100} \leq s_{T,100} \text{ の場合}) \quad (4.2.18)$$

4.3 雪荷重と温度荷重との組合せに関する検討

多雪地域においては冬期に積雪があり、雪荷重が生じている。この時期には外気温も低くなり、夏期に建設された建物などでは温度荷重（基準温度との温度差）が最大となる。本節では気象観測データをもとに雪、温度荷重の組合せ応力を求め、応力比、基準温度、再現期間等が組合せ応力の大きさに与える影響について検討する。

本検討の内容は既に文献⁹⁾に発表されている。図、表は文献⁹⁾から引用する。

4.3.1 応力組合せの分布と再現期間 100 年に対する組合せ応力

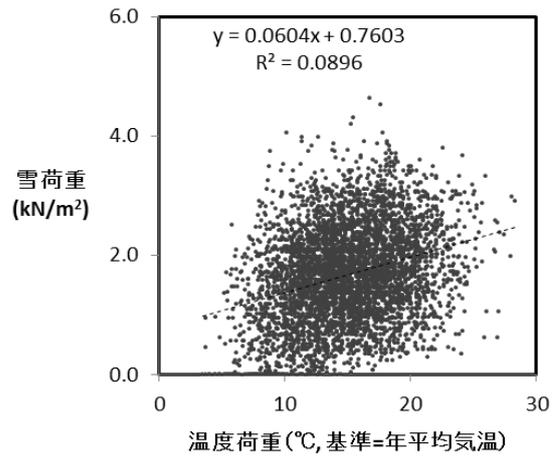
a. 荷重の分布

検討対象は多雪地域の中で気象台、または特別地域気象観測所のある札幌、旭川、高田(新潟県)の 3 地点を選択した。札幌は多雪地域を代表する大都市として、旭川は比較的最低気温が低い地域として、高田は日本海側であることと、比較的最深積雪が大きい地域として選んだ。気象観測データは 1961 年~2013 年の 53 年間のうち 1 月から 3 月の日毎の値とした。12 月、4 月にも雪荷重は生じているが、年最大値を評価することからこの期間で十分であると判断した。

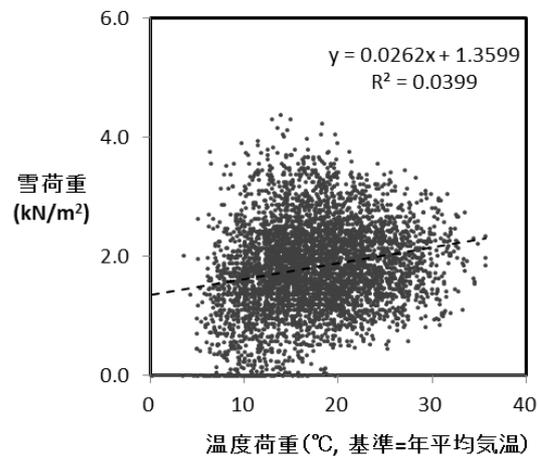
対象期間中の日毎の雪荷重と温度荷重の組合せを図 4.3.1 に示す。高田では弱い相関が見られる。札幌、旭川では回帰直線に対する決定係数 R^2 は 0.1 以下で相関性はほとんどない。

4.2 節の方針に従って対象期間の気象データを用いて各荷重を計算し、応力比 $\left(\frac{S_{T,100}}{S_{S,100}}\right)$ を仮定して

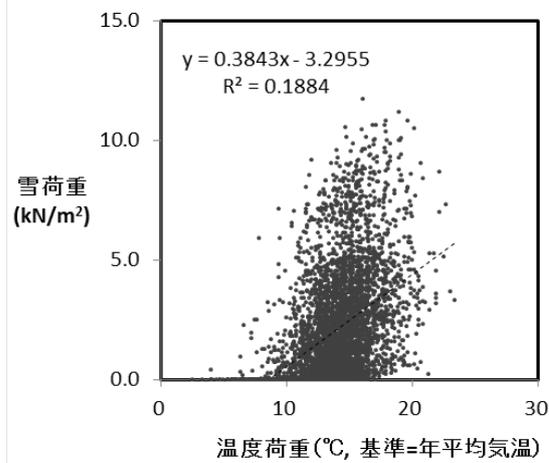
組合せ応力を計算した。算定された各応力の頻度分布の一例を図 4.3.2 に示す。縦軸はそれぞれの応力に対し積分値が 1.0 になるように基準化した確率密度を示している。雪荷重は、札幌、旭川ではある平均値を中心に分布しているのに対し、高田では応力が大きい程発生確率が小さくなる分布形をしている。



札幌

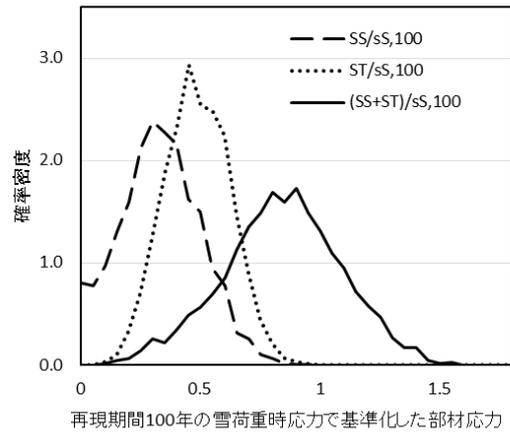


旭川

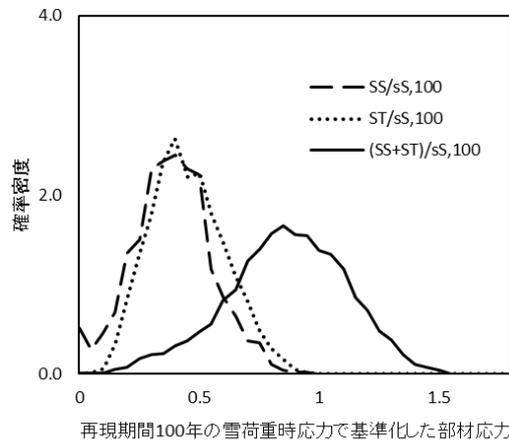


高田

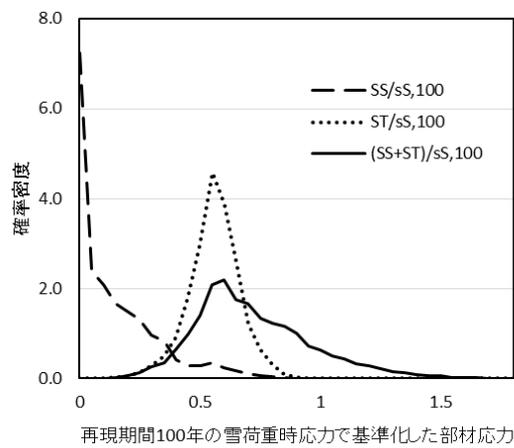
図 4.3.1 雪荷重と温度荷重との相関関係(基準温度=年平均気温)⁹⁾



札幌



旭川



高田

図 4.3.2 日毎の応力の分布(応力比 $s_{T,100}/s_{S,100} = 1.0$, 基準温度=年平均気温)⁹⁾

b. 応力の分布

(4.2.9)式に気象観測データを代入することで日毎の組合せ応力を計算した。組合せ応力の年最大値を抽出し Gumbel の確率紙にプロットした。図 4.3.3 に基準温度=年平均気温、応力比=1.0 とした場合の分布を示す。比較として雪荷重による応力、温度荷重による応力の年最大値もプロットしている。温度荷重による応力の分布は雪荷重による応力の分布に比べ再現期間（基準化変数）によるバラつきが少ない（勾配が低い）。組合せ荷重の分布傾向（勾配）は両者の中間となっている。上位 1/3 のデータに対して直線近似を行い、再現期間 100 年に対する組合せ応力 $\frac{S_{S+T,100}}{S_{S,100}}$ を求めた。

図 4.3.3 の札幌の例では再現期間 100 年に対する組合せ応力 $\frac{S_{S+T,100}}{S_{S,100}}$ は 1.662 となった。

この値と雪荷重による応力 $\frac{S_{S,100}}{S_{S,100}} = 1.0$ 、温度荷重による応力 $\frac{S_{T,100}}{S_{S,100}} = 1.0$ を(4.2.15)、(4.2.16)式に当てはめ荷重係数を求めると、下式のように温度荷重に対する荷重係数 $k_{TS,100}$ と雪荷重に対する荷重係数 $k_{ST,100}$ はどちらも 0.662 となる。

$$k_{TS,100} = \frac{S_{S+T,100} - S_{S,100}}{S_{T,100}} = \frac{1.662 - 1.0}{1.0} = 0.662 \quad (4.3.1)$$

$$k_{ST,100} = \frac{S_{S+T,100} - S_{T,100}}{S_{S,100}} = \frac{1.662 - 1.0}{1.0} = 0.662 \quad (4.3.2)$$

以上の結果からもわかるように、応力比が 1.0 すなわち雪荷重による応力 ($S_{S,100}$) と温度荷重による応力 ($S_{T,100}$) とが等しい時には(4.2.15)式と(4.2.16)式とは同じ値をとり、荷重係数 $k_{TS,100}$ と $k_{ST,100}$ は等しくなる。

図 4.3.4 は横軸を温度荷重による応力、縦軸を雪荷重による応力として対象期間のすべての日の応力組合せを+印でプロットしたものである（札幌、基準温度=年平均気温、応力比=1.0）。そのうち組合せ応力が年最大値となる日の組合せを●印で示した。

破線（横）は雪荷重による応力の、破線（縦）は温度荷重による応力の、一点鎖線は下式のように組合せ応力の再現期間 100 年に対する値 ($S_{S+T,100} = 1.662$) を表している。

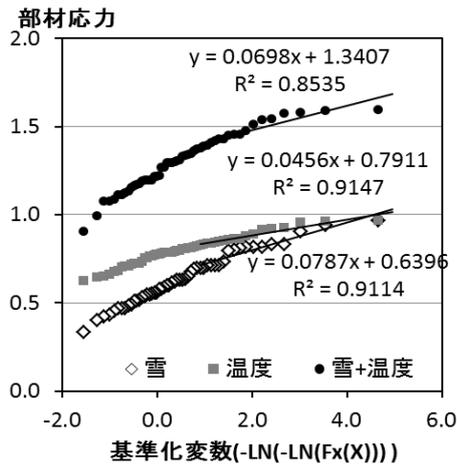
$$S_S + S_T = S_{S+T,100} \quad (4.3.3)$$

組合せ応力が年最大値となる組合せ（●印）は破線と一点鎖線で囲まれた領域内に納まっている。

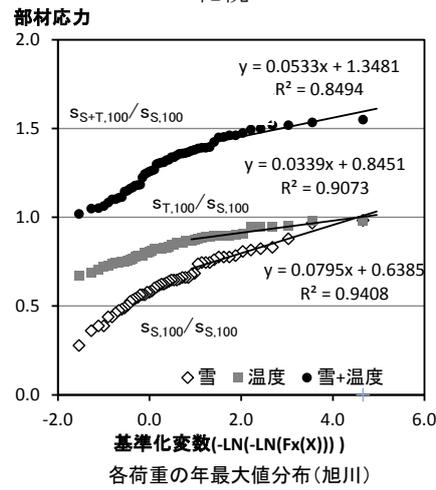
A 点は雪荷重と温度荷重の再現期間 100 年に対する応力が同時に発生していることに相当する点であるが、再現期間 100 年に対する組合せ応力（一点鎖線）の右上にある事から組合せ応力を

過大評価している。

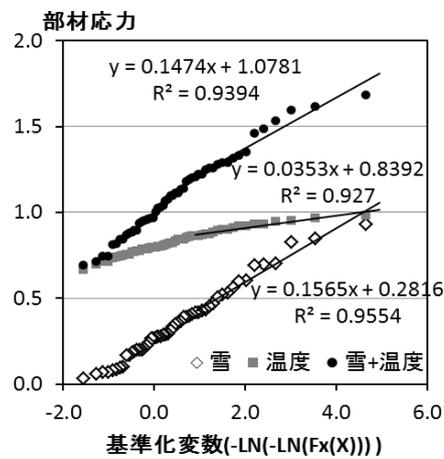
B 点は組合せ応力と雪荷重による応力が再現期間 100 年に対する値 ($s_{S+T,100}=1.662$ 、 $s_{S,100}=1.0$) となる点であり、雪荷重が主の荷重、温度荷重が従の荷重である場合の(4.2.11)式の関係を示している。温度荷重による応力を示す横軸の値は、荷重係数 $k_{TS,100}=0.662$ に再現期間 100 年に対する温度荷重による応力の 1.0 を乗じた値となっている。同様に C 点は温度荷重が主の荷重、雪荷重が従の荷重の場合の(4.2.12)式の関係を示しており、温度荷重による応力は再現期間 100 年に対する応力である 1.0 を、雪荷重による応力を示す縦軸の値は荷重係数 $k_{ST,100}=0.662$ に再現期間 100 年に対する雪荷重による応力の 1.0 を乗じた値となっている。(4.3.1)、(4.3.2)式で明らかにしたように、応力比が 1.0 の場合に $k_{TS,100}$ と $k_{ST,100}$ とが等しくなることがこのグラフからも理解できる。



札幌



旭川



高田

図 4.3.3 応力の年最大値の分布(応力比=1.0、基準温度=年平均気温)⁹⁾

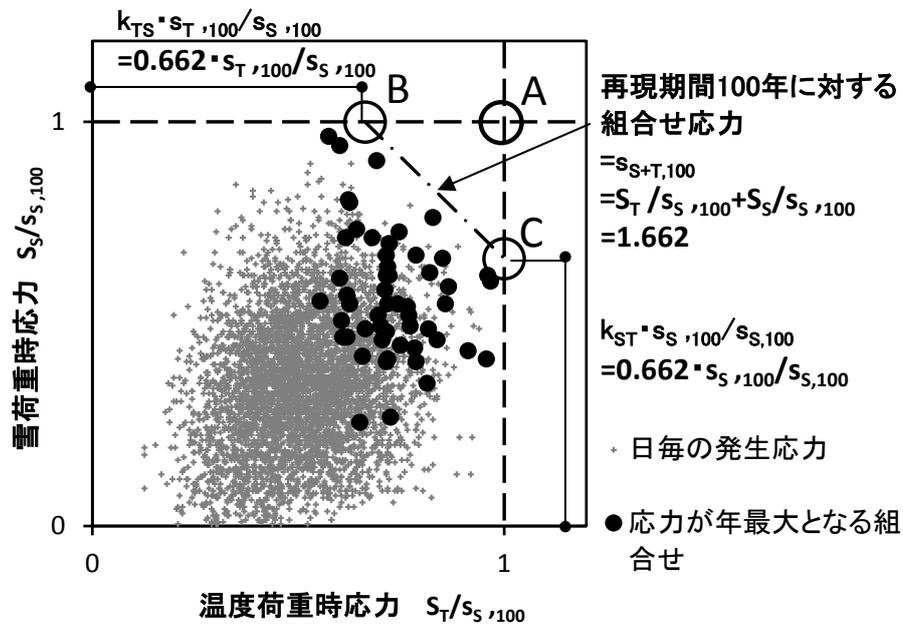


図 4.3.4 応力分布 (札幌、応力比= 1.0、基準温度=年平均気温、再現期間=100年)⁹⁾

4.3.2 荷重係数に対する応力比、基準温度、再現期間の影響

組合せ応力に対する応力比、基準温度の影響を検討する。組合せ応力の大きさは荷重係数の形で整理する。

a. 応力比の影響

ここでは、応力比 $\frac{S_{T,100}}{S_{S,100}}$ が組合せ応力に与える影響を検討する。図 4.3.5 は対象とする 3 地点について応力比を 0.5、1.0、2.0 とした場合の応力組合せの分布を見たものである。基準温度は年平均気温としている。対象期間のすべての日の応力組合せを+印で、組合せ応力が年最大値となる日の組合せを●印で示した。

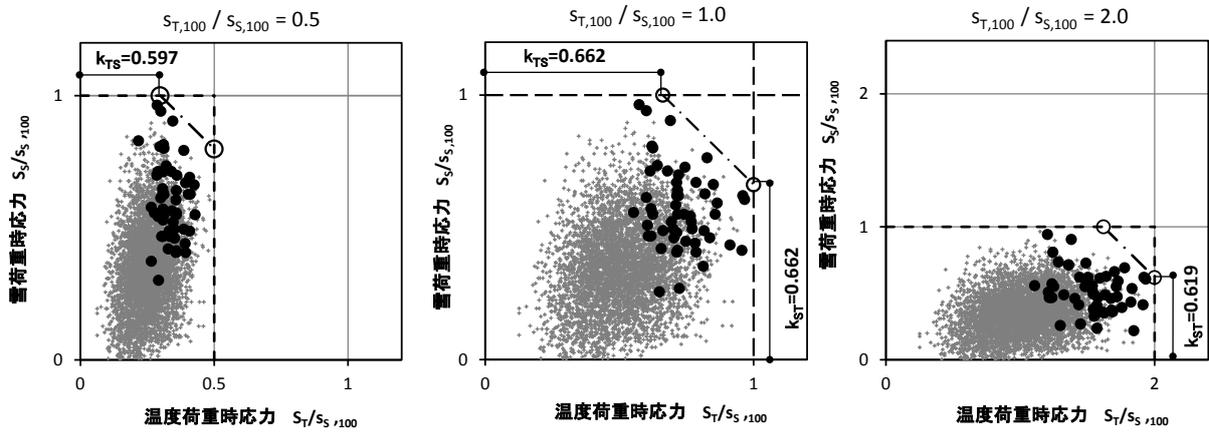
札幌、旭川では雪荷重による応力と温度荷重による応力とは相関が見られず、ほぼ楕円系の分布となっている。一方、高田では温度荷重による応力の増加に対して雪荷重による応力が増加する右上がりの傾向が見られる。

組合せ応力の年最大値の分布から再現期間 100 年に対する値を求め、(4.2.15)、(4.2.16)式にあてはめて荷重係数を算出した。算出した荷重係数を図 4.3.5 に示す。

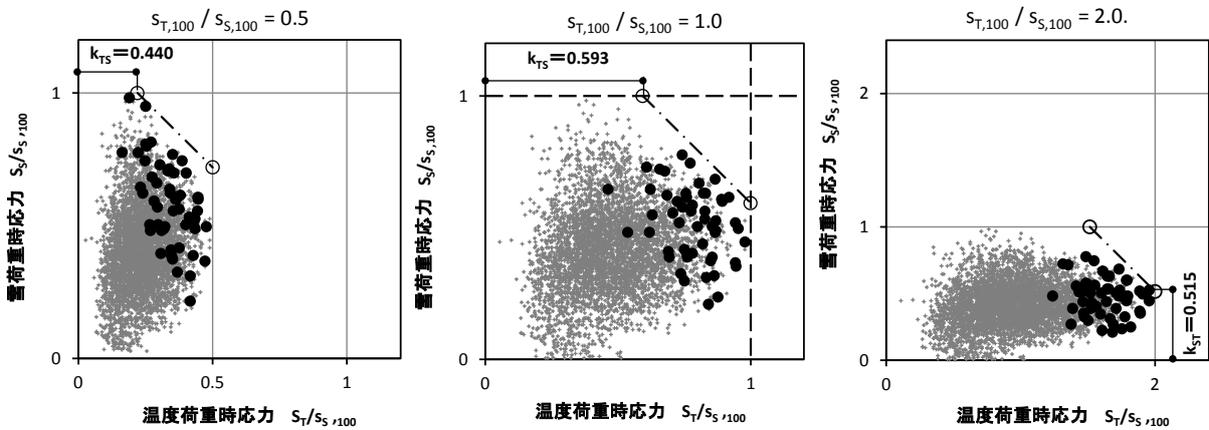
雪荷重が主の荷重である場合（応力比 $\frac{S_{T,100}}{S_{S,100}}=0.5、1.0$ ）の温度荷重に対する荷重係数 $k_{TS,100}$ はどの都市においても応力比=1.0 の場合の方が大きい。同様に温度荷重が主の荷重である場合の雪荷重による応力に対する荷重係数 $k_{ST,100}$ は応力比=1.0 の場合の方が大きい。

応力比を 0.1~10 まで変化させて荷重係数を求め、図 4.3.6 に示した。応力比が 1.0 以下の場合には雪荷重が主の荷重であり、温度荷重による応力に対する荷重係数 $k_{TS,100}$ を●で示した。応力比が 1.0 以上の場合には温度荷重が主の荷重となる領域であり雪荷重による応力に対する荷重係数($k_{ST,100}$)を◆で示した。それぞれの印の白抜き点(○、◇)は本論文では適用範囲外としている点であり、例えば○印は温度荷重による応力が雪荷重による応力よりも大きい場合に対して(4.2.15)式により温度荷重に対する荷重係数を求めたものである。荷重係数は従の荷重による応力の主の荷重による応力に対する比が大きいほど大きくなる傾向があり、応力比が 1.0 の時に最大値となる。また、前述したように、応力比が 1.0 の時 2 つの荷重係数 $k_{TS,100}$ 、 $k_{ST,100}$ は同じ値となる。荷重係数として応力比 1.0 に対する値を共通で用いれば組合せ応力を簡便かつ安全側に評価できるものと考えられる。

札幌



旭川



高田

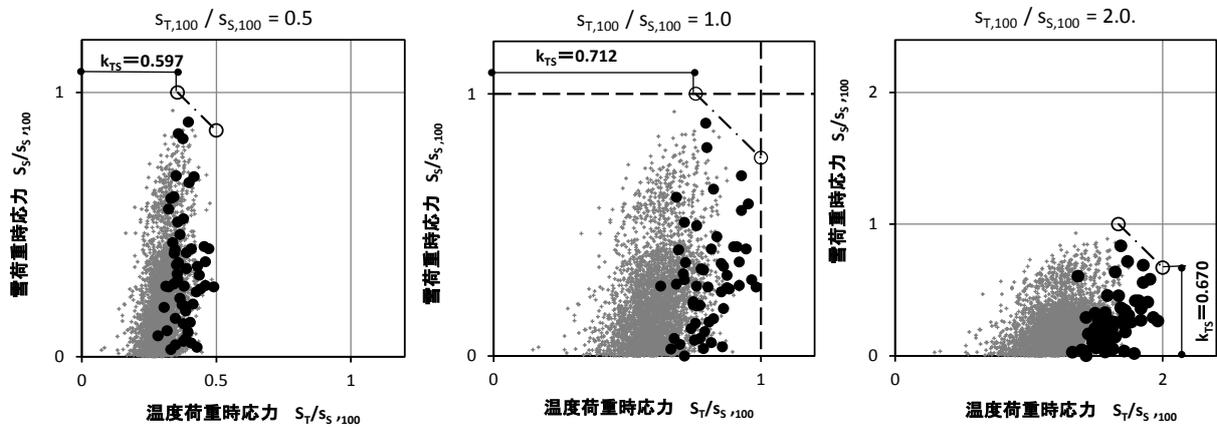


図 4.3.5 応力分布に対する応力比の影響 (基準温度=年平均気温、再現期間=100年)⁹⁾

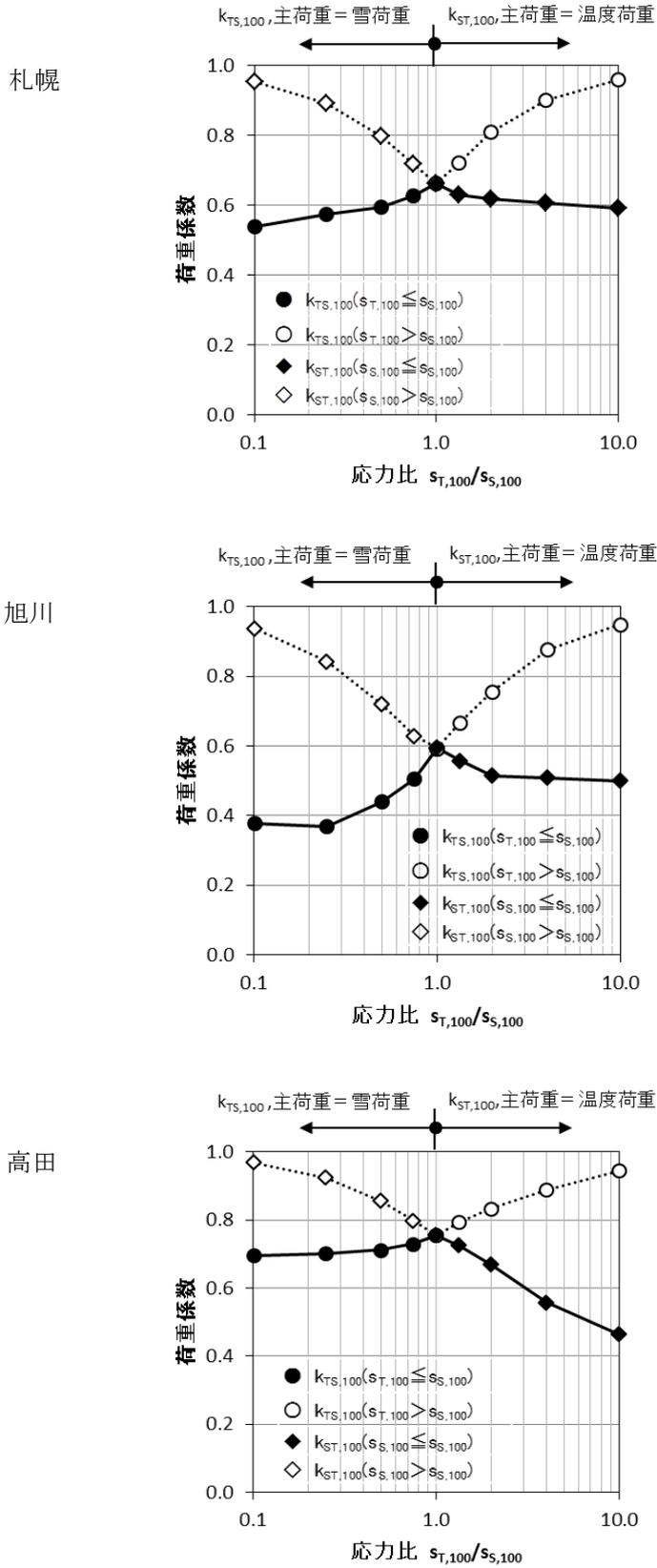


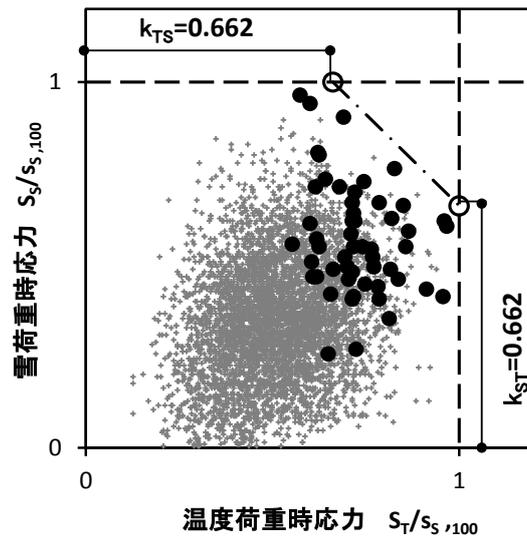
図 4.3.6 荷重係数に対する応力比の影響 (基準温度=年平均気温、再現期間=100年)⁹⁾

b. 基準温度の影響

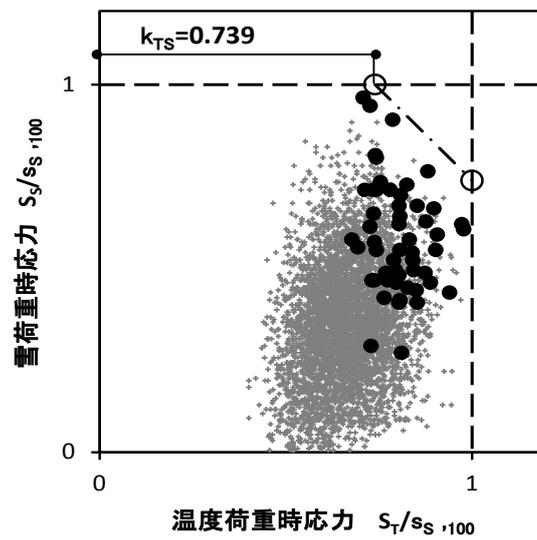
基準温度が組合せ応力に与える影響を検討する。基準温度は「年平均気温」と「夏期平均気温」に加え両者の平均である「中間」の3種類とした。一例として札幌で基準温度が年平均気温と夏期平均気温の2ケース（応力比=1.0、再現期間=100年）について応力組合せの分布を図4.3.7に示した。基準温度が夏期平均気温の場合は年平均気温の場合より、雪荷重との組合せの対象となる冬期の気温との温度差（温度荷重）が大きく、応力組合せ分布は温度荷重による応力が大きい側（右側）に寄っている。このため荷重係数 $k_{TS,100}$ は基準温度が夏期平均気温の場合(0.739)の方が年平均気温の場合(0.662)より大きくなっている。

再現期間100年に対する温度荷重 t_{100} （再現期間100年に対する外気温（表4.2.4の値）と基準温度（表4.2.5）との差）をパラメータにして荷重係数との関係を検討する。応力比は0.1~10.0とした。図4.3.8,9に検討結果を示した。横軸は温度荷重（外気温と基準温度との差、再現期間100年）であり年平均気温を基準温度とした場合の温度荷重で基準化している。温度荷重（外気温と基準温度との差）が大きいほど荷重係数が大きくなる傾向が確認できた。

荷重指針⁴⁾では雪荷重との組合せに関して温度荷重の荷重係数を0.8としている。図4.3.8において高田で応力比が1.0、基準温度=夏期平均気温の場合に荷重係数が0.8を若干超えているが、それ以外のケースではすべて0.8以下となっており、再現期間が100年の場合には荷重指針で示された荷重係数はほぼ妥当な値と考えられる。



基準温度 = 年平均気温



基準温度 = 夏期平均気温

図 4.3.7 応力分布に対する基準温度の影響 (札幌、応力比=1.0、再現期間=100年)⁹⁾

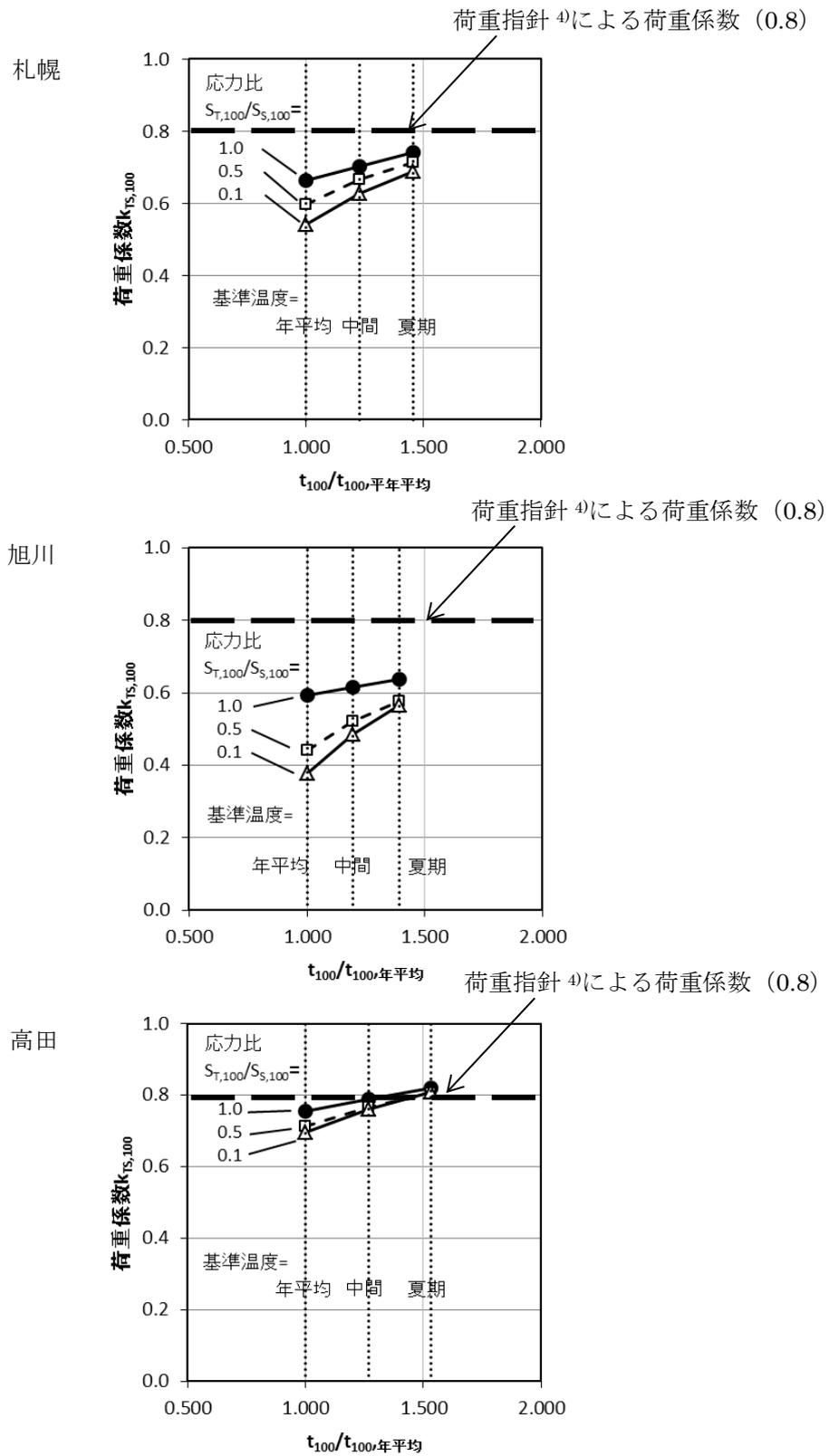


図 4.3.8 荷重係数に対する基準温度の影響

(雪荷重が主の荷重である場合の温度応力用荷重に対する荷重係数 $k_{TS,100}$ 、再現期間=100年)⁹⁾

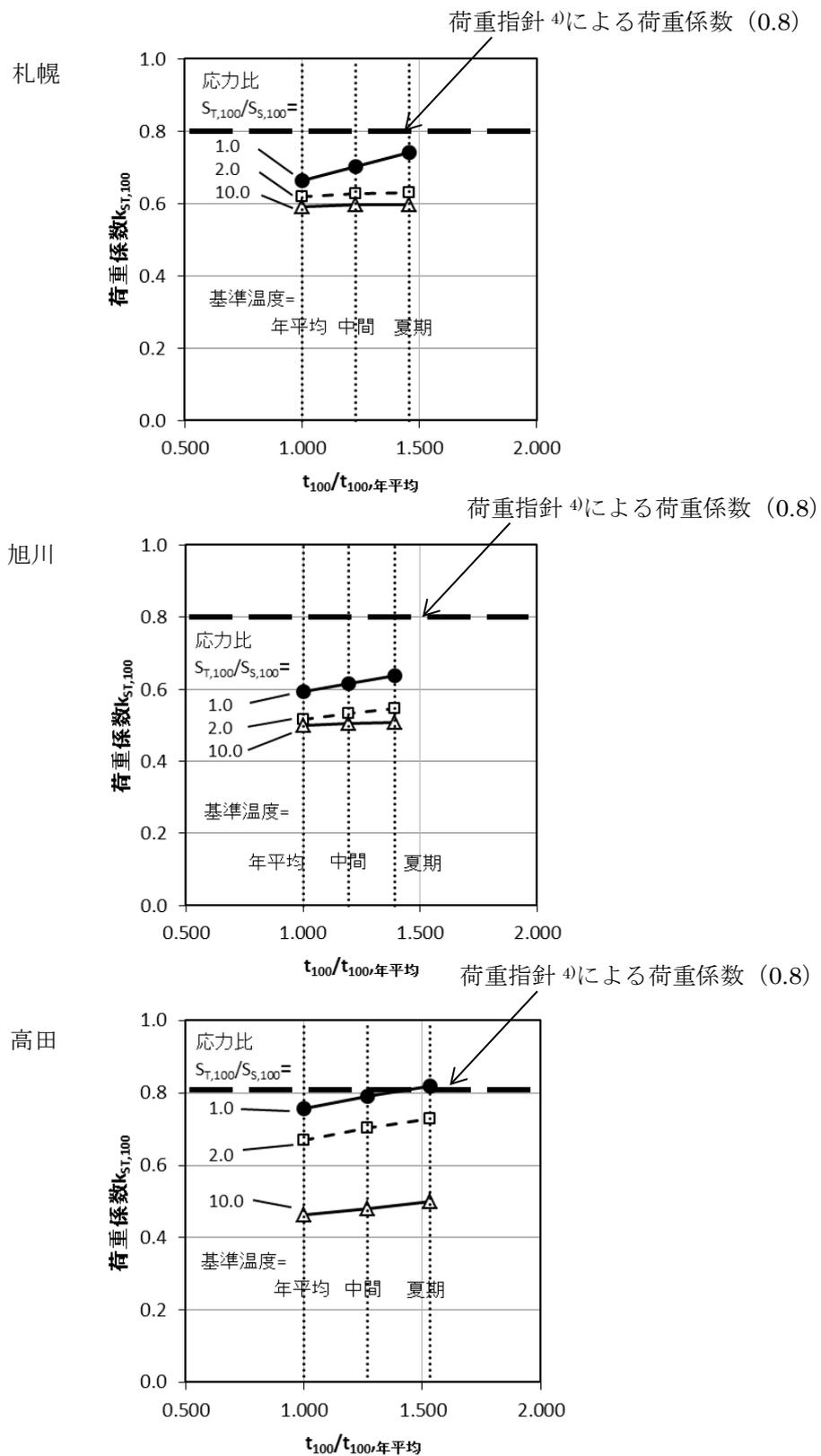


図 4.3.9 荷重係数に対する基準温度の影響

(温度荷重が主の荷重である場合の雪荷重に対する荷重係数 $k_{ST,100}$ 、再現期間=100年)⁹⁾

c. 再現期間の影響

ここまでの検討 (a,b) では再現期間を 100 年としてきたが、ここでは再現期間が変化した場合に組合せ応力 (荷重係数) がどのように変化するかを検討する。

年最大値の回帰直線を用いて再現期間 t_R 年に対する雪、温度荷重による応力 s_{S,t_R}, s_{T,t_R} を求め、日毎の応力をこれらの値で基準化する。基準化した日毎の応力は下式で与えられる。

$$\text{基準化した雪荷重による応力} = \frac{s_S}{s_{S,t_R}} \quad (4.3.4)$$

$$\text{基準化した温度荷重による応力} = \frac{s_T}{s_{T,t_R}} \quad (4.3.5)$$

$$\text{基準化した組合せ応力} = \frac{s_{S+T}}{s_{S,t_R}} = \frac{s_S}{s_{S,t_R}} + \frac{s_T}{s_{T,t_R}} \cdot \frac{s_{T,t_R}}{s_{S,t_R}} \quad (4.3.6)$$

ここで、 $\frac{s_{T,t_R}}{s_{S,t_R}}$: 再現期間 t_R 年における応力比

(4.3.6)式で求めた組合せ応力から年最大値を抽出し、年最大値の分布から再現期間 t_R 年に対する組合せ応力を求めた。札幌で基準温度＝年平均気温とした場合の再現期間 20、100、500 年に対する組合せ応力を図 4.3.10 に示した。図中の●は組合せ応力が年最大値となる日の応力組合せを示している。温度荷重による応力の再現期間 t_R 年に対する値 (縦の破線) に比べ雪荷重による応力の再現期間 t_R 年に対する値 (横の破線) の方が変化の度合いが大きい。これは図 4.3.3 におけるそれぞれの荷重の分布の勾配の違いによるものでありこのことが組合せ荷重の大きさにも影響を与えている。

再現期間 t_R 年に対する組合せ応力に対し、下式を用いて荷重係数 k_{TS,t_R} を算出した。

$$k_{TS,t_R} = (s_{S+T,t_R} - s_{S,t_R})/s_{T,t_R} \quad (4.3.7)$$

再現期間 t_R 年における応力比($\frac{s_{T,t_R}}{s_{S,t_R}}$)を 1.0 とし、基準温度は年平均気温と夏期平均気温の 2 種類とした。算出した荷重係数を図 4.3.11 に示す。対象とした 3 都市において、再現期間が長くなるほど荷重係数が小さくなる傾向が見られる。荷重係数として再現期間 100 年の値を用いる場合、再現期間 100 年以上の組合せ応力を対象とする場合には組合せ荷重を安全側の評価できるが、再現期間が 100 年未満の場合には危険側となるので別途算出するなどの評価が必要になる。

荷重指針による荷重係数 0.8 は、再現期間 100 年に対しては概ね妥当であるが、再現期間が 100 年より短い場合には過小評価となる場合がある。

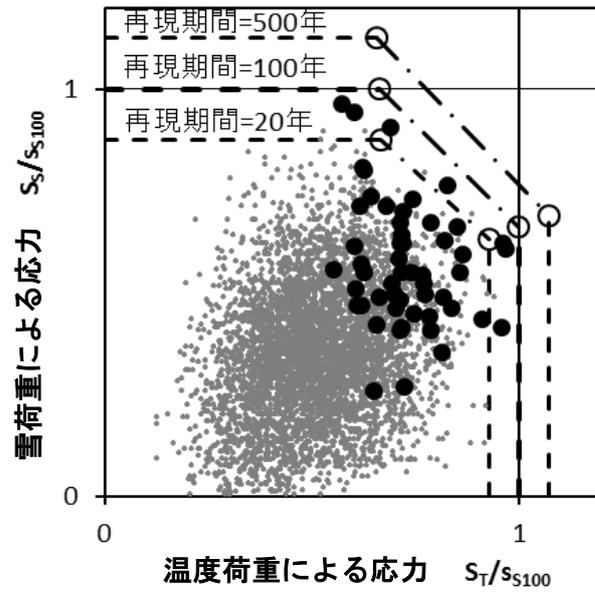


図 4.3.10 荷重分布と組合せ応力の再現期間 t_R 年に対する値⁹⁾

(再現期間 t_R 年における応力比 $\frac{S_{T,t_R}}{S_{S,t_R}} = 1.0$ 、基準温度 = 年平均気温)

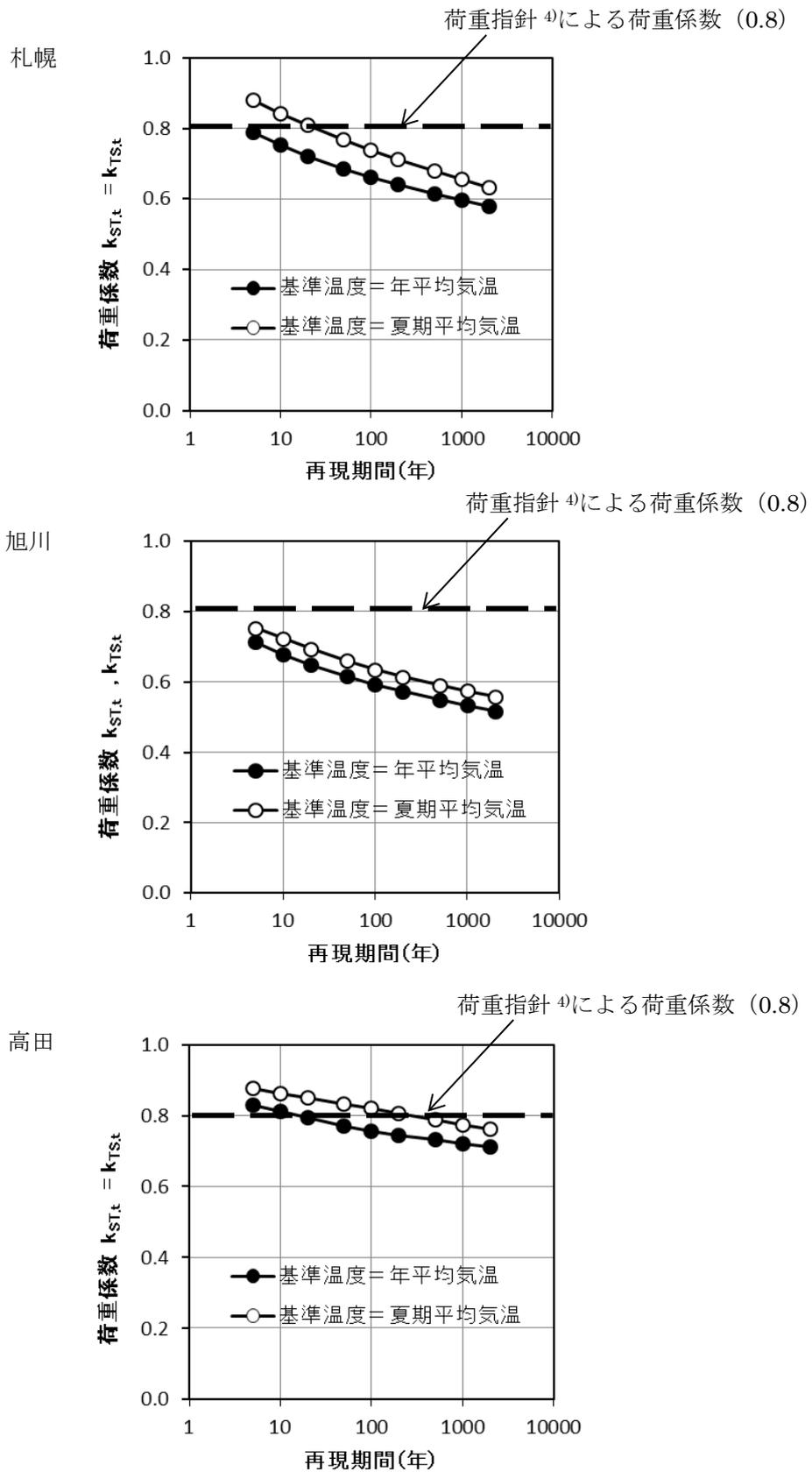


図 4.3.11 荷重係数に対する再現期間の影響 (再現期間 t_{R} 年における応力比 $\frac{s_{T,tR}}{s_{S,tR}}=1.0$)⁹⁾

4.3.3 Turkstra の経験則による組合せ応力の評価

応力の組合せを評価する方法として「Turkstra の経験則」³⁾はしばしば引用される。それは「組合せ荷重の年最大値は主の荷重が年最大となる時刻の、主の荷重と従の荷重との和によって近似的に評価できる」とするものである。ここではこの経験則の考え方に従い、主の荷重が年最大値となる日の組合せ応力を用いた近似について検討する。

図 4.3.12 は札幌における応力組合せの例である。応力比=1.0、基準温度=年平均気温としている。上図の●印は雪荷重による応力が年最大値となった日の応力組合せを示している。●印は雪荷重による応力が大きい側（上側）に分布している。温度荷重による応力を示す横軸方向の分布はばらついている。組合せ応力の年最大値の分布から再現期間 100 年に対する値を求め、(4.2.15)式にあてはめて荷重係数 0.609 を算出した。

下図の●印は温度荷重による応力が年最大値となった日の応力組合せを示している。上図に比べ温度荷重による応力が大きい側（右側）に●印が分布している。雪荷重による応力を示す縦軸方向の分布はばらついている。雪荷重による応力に対する荷重係数は 0.712 となった。

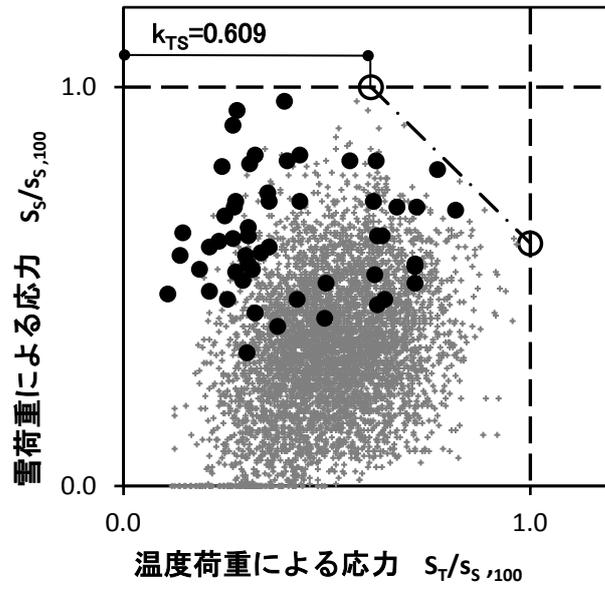
対象とする 3 都市について上記の方法により荷重係数を算出し図 4.3.13 に示した。図では下記の 3 種類の方法で評価した荷重を都市毎に比較している。

方法 1：組合せ応力の年最大値から求めた荷重係数

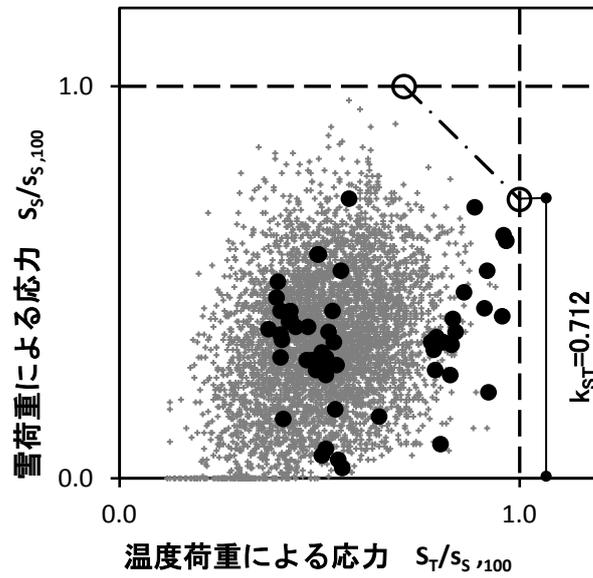
方法 2：雪荷重が年最大値となる日の組合せ応力から求めた荷重係数

方法 3：温度荷重が年最大値となる日の組合せ応力から求めた荷重係数

方法 2、3 で求めた荷重係数は方法 1 で求めた値と近く、Turkstra の経験則により組合せ応力を近似する方法が有効であることがわかった。



雪荷重による応力が年最大となる組合せ



温度荷重による応力が年最大となる組合せ

図 4.3.12 Turkstra の経験則による組合せ応力の評価⁹⁾
 (札幌、応力比 = 1.0、基準温度 = 年平均気温、再現期間 = 100 年)

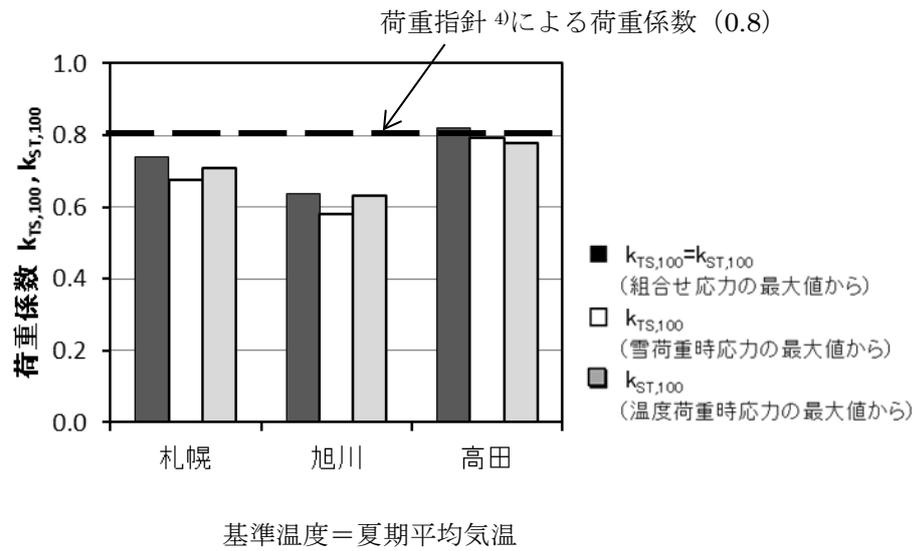
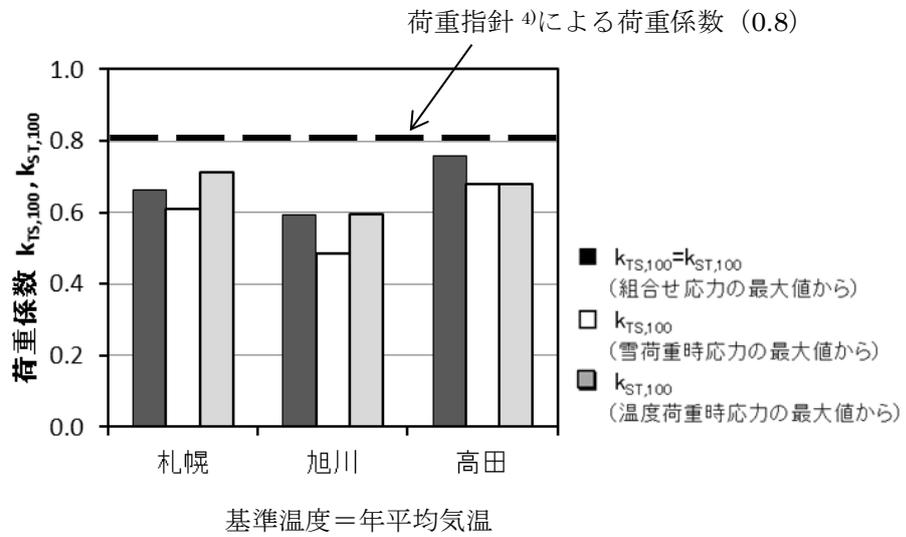


図 4.3.13 評価方法による荷重係数の違い (応力比 =1.0、再現期間=100年)⁹⁾

4.3.4 まとめ

気象データに基づいて雪荷重と温度荷重との組合せに対する応力を求め、従の荷重による応力に対する荷重係数という形で整理した結果、以下の知見を得た。

1. 荷重係数は応力比が大きいほど大きくなり、その比が 1.0 の時、最大となる。
2. 応力比が 1.0 の時、温度荷重による応力に対する荷重係数と雪荷重による応力に対する荷重係数は一致する。
3. 基準温度を変化させた場合、温度荷重が大きい程、荷重係数は大きい。
4. 再現期間が長い程、荷重係数は小さくなる。
5. Turkstra の経験則で求めた荷重係数は組合せ応力の最大値から求めた荷重係数と近く、近似できていると考えられる。
6. 荷重指針による荷重係数 0.8 は、再現期間 100 年に対しては概ね妥当な値であるが、再現期間が 100 年より短い場合には過小評価となる可能性がある。

4.4 風荷重と温度荷重との組合せに関する検討

この節では風荷重と温度荷重との組合せについて 4.3 と同様の手順で検討する。

温度荷重（基準温度からの温度変化量）は季節的に変動し、夏期と冬期にピークを持つ。一方、風荷重は台風によるものと、季節風によるものと考えられ、どちらが卓越するかは地域により異なるため、風荷重が最大となる時期については地域差があると考えられる。本報告では全国を網羅するため那覇から札幌までの 8 地点を対象とし、組合せ応力に対する地域的な影響を分析する。本検討の内容は日本建築学会技術報告集に投稿中であり¹¹⁾、図、表は投稿中の論文から引用している。

4.4.1 応力組合せの分布と再現期間 100 年に対する組合せ応力

a. 荷重の分布

検討対象地点は全国を網羅するため那覇、福岡、名古屋、東京、松江、金沢、仙台、札幌の 8 地点とした。

図 4.4.1 は対象期間の全ての日の日最大風速、日最高気温を発生した月日毎にプロットし、季節ごとの発生状況を見たものである。

日最大風速の分布では上段の那覇、福岡、名古屋、東京では夏期に風速が大きい期間が集中しており、台風による風速と考えられる。一方、松江、金沢、仙台、札幌では特定の季節には風速のピークは見られない。

日最高気温の分布では夏期に高く、冬期に低い傾向がすべての地域で見られ、温度荷重は夏期と冬期の 2 つのピークを持っている。

組合せ荷重の大きさには風速と気温のピークの時期的な重なり、ずれが影響するものと考えられる。

図 4.4.2 は日毎の最高気温と風速との組合せの分布を見たものである。那覇では台風によると思われる風速の高い領域が最高気温 25～30℃の限られた温度帯に現れている。このようなピークは福岡、名古屋、東京にも見られる。一方、松江、金沢、仙台、札幌では風速のピークが集中する温度帯は見られない。

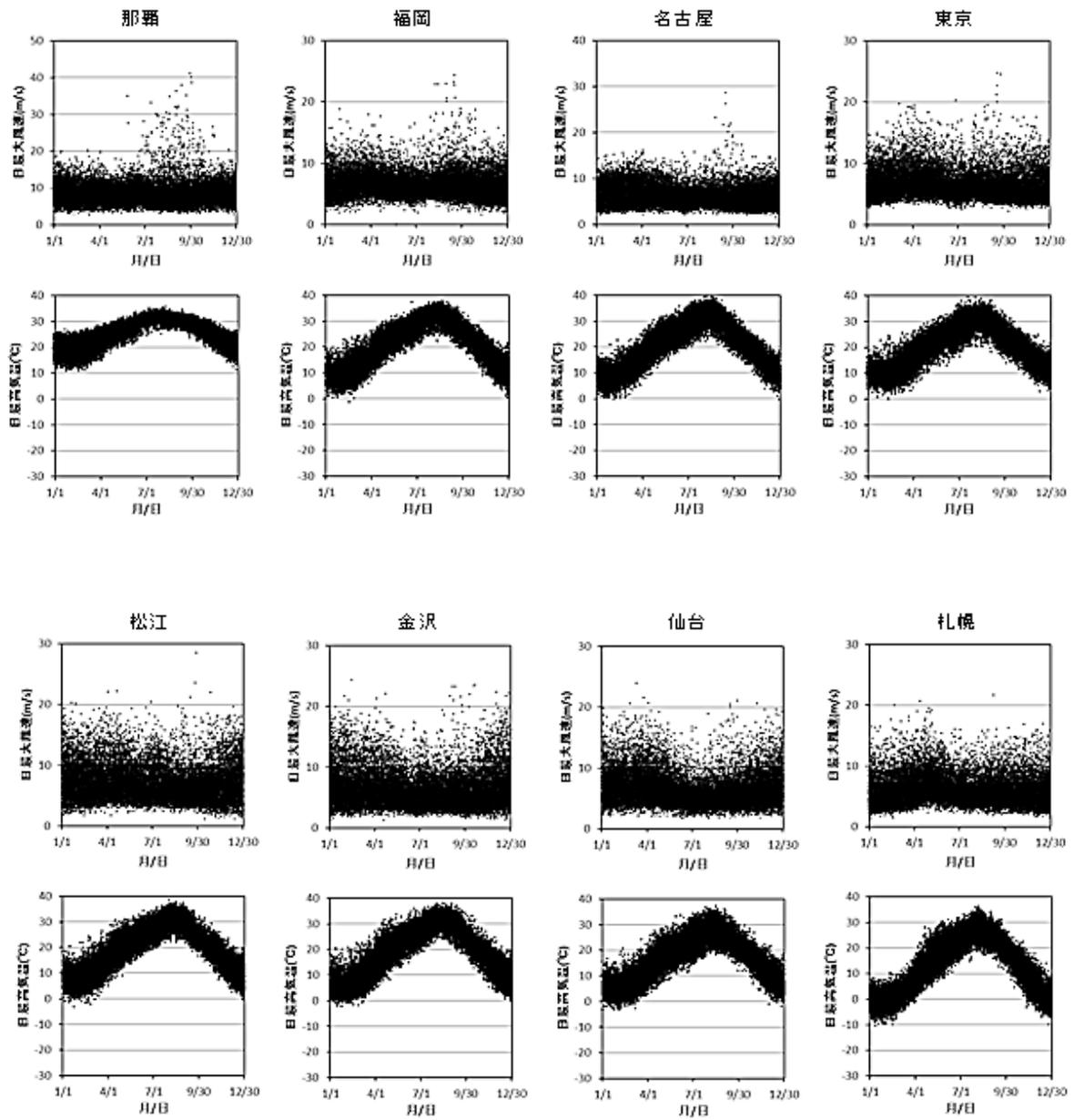


図 4.4.1 日最大風速,日最高気温の年間の分布

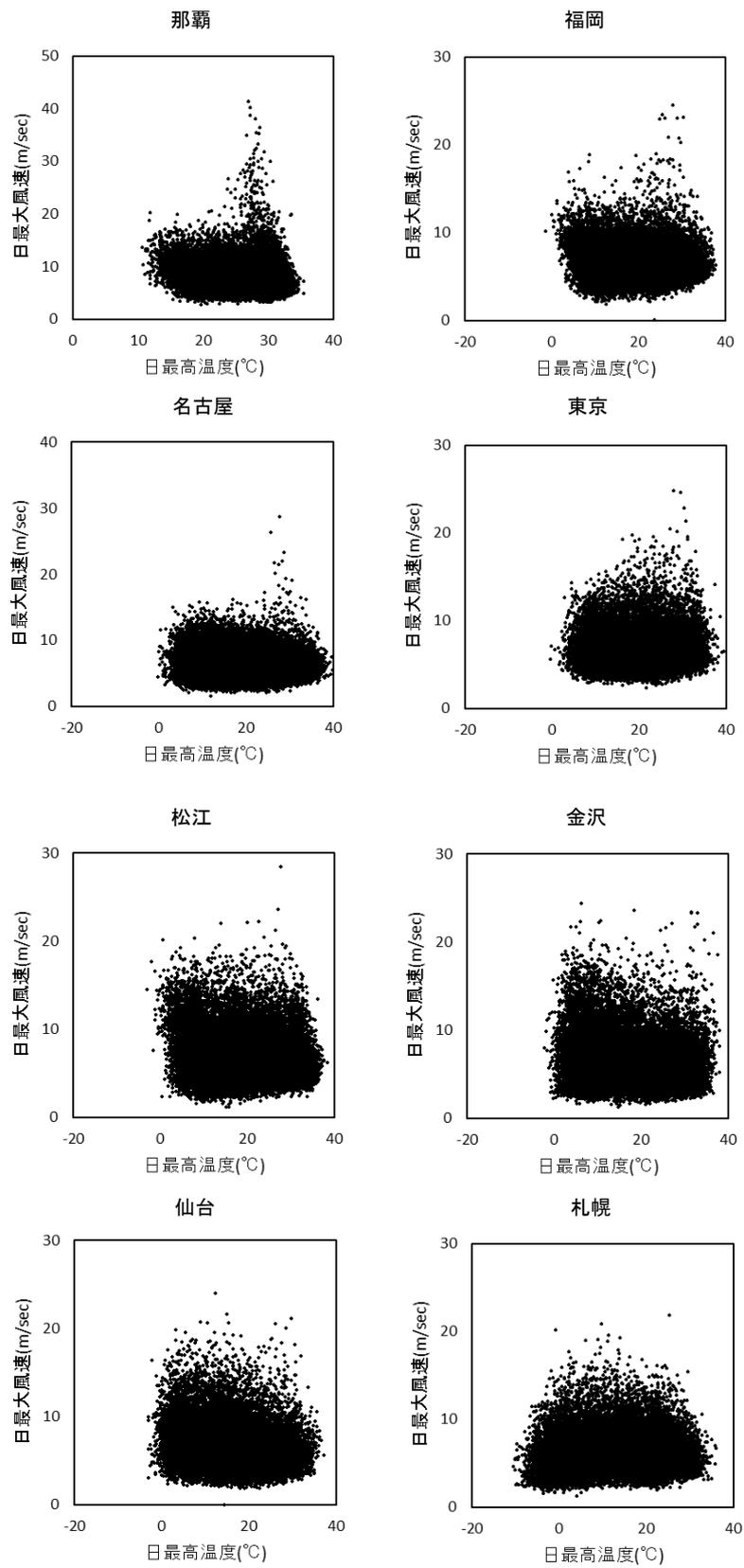


図 4.4.2 日最大風速と日最高温度との相関関係

b. 応力の分布

4.2節の方針に従って対象期間の気象データを用いて日毎の応力を計算した。図4.4.3は横軸を温度荷重による応力、縦軸を風荷重による応力として日毎の応力組合せを+印でプロットした例である。応力比は1.0としている。那覇、東京では風荷重による応力が大きくなる領域は、温度荷重による応力の限られた範囲に集中している。一方、金沢、札幌では風荷重による応力の集中する温度帯は見られない。これは那覇、東京では風荷重による応力が大きくなる期間が台風シーズンの夏期に集中しているのに対し、金沢、札幌では特に期間の集中が見られないことが影響していると考えられる。

組合せ応力が年最大値となる日の応力組合せを図4.4.3に●印で示した。●印は風荷重による応力が大きい領域から温度荷重による応力が大きい領域まで分布している。

日毎の組合せ応力 S_{W+T} を日毎の風、温度荷重による応力の和をとって算出した(4.2.8)式。組合せ応力の年最大値をGumbel分布に当てはめた(図4.4.4)。比較として風荷重による応力、温度荷重による応力の年最大値もプロットしている。温度荷重による応力の分布は風荷重による応力の分布に比べ再現期間(基準化変数)によるバラつきが少ない(勾配が低い)。組合せ応力の分布傾向(勾配)は両者の中間となっている。上位1/3のデータに対して直線近似を行い、近似線上の再現期間100年に対する組合せ応力 $s_{W+T,100}$ を求めた。

那覇で応力比=1.0、基準温度=年平均気温の場合は再現期間100年に対する基準化応力は下記となった。

$$\text{風荷重による応力} \quad \frac{s_W}{s_{W,100}} = 1.0$$

$$\text{温度荷重による応力} \quad \frac{s_T}{s_{T,100}} = 1.0$$

$$\text{組合せ応力} \quad \frac{s_{W+T}}{s_{W,100}} = 1.239$$

これらの値を(4.2.17、4.2.18)式に当てはめ荷重係数 $k_{TW,100}$ 、 $k_{WT,100}$ を求めるとどちらも0.239となる。

$$k_{TW,100} = \frac{s_{W+T,100} - s_{W,100}}{s_{T,100}} = \frac{1.239 - 1.0}{1.0} = 0.239 \quad (4.4.1)$$

$$k_{WT,100} = \frac{s_{W+T,100} - s_{T,100}}{s_{W,100}} = \frac{1.239 - 1.0}{1.0} = 0.239 \quad (4.4.2)$$

以上の結果からもわかるように、応力比が1.0すなわち風荷重による応力($s_{W,100}$)と温度荷重による応力($s_{T,100}$)とが等しい時には(4.2.17)式と(4.2.18)式とは同じ値をとり、荷重係数 $k_{TW,100}$ と $k_{WT,100}$ は等しくなる。

図 4.4.3 に再現期間 100 年に対する応力を示した。破線（横）は風荷重による応力の再現期間 100 年の値を、破線（縦）は温度荷重による応力の再現期間 100 年の値を示している。一点鎖線は下式のように組合せ応力の再現期間 100 年に対する値 ($s_{W+T,100}=1.239$) を表している。

$$S_W + S_T = s_{W+T,100} \quad (4.4.3)$$

組合せ応力が年最大値となる組合せ（●印）は破線と一点鎖線で囲まれた領域内に納まっている。

図中 A 点は再現期間 100 年に対する風荷重による応力と温度荷重による応力が同時に発生している状態を示している。組合せ応力の再現期間 100 年に対する値 $s_{W+T,100}$ を示す一点鎖線は A 点より左下にあり、単純和で計算した組合せ応力（A 点）は過大評価であることがわかる。

B 点では組合せ応力と風荷重による応力が再現期間 100 年の値 ($s_{W+T,100}=1.239$ 、 $s_{W,100}=1.0$) をとっている。この点は風荷重が主の荷重、温度荷重が従の荷重である場合の(4.2.13)式の関係を示しており、(4.2.17)式を用いて温度荷重による応力の荷重係数 $k_{TW,100}$ を計算すると 0.239 となる。同様に C 点は温度荷重が主の荷重、風荷重が従の荷重の場合 ((4.2.14) 式) を示しており、(4.2.18)式を用いて風荷重による応力の荷重係数 $k_{TW,100}$ を計算すると 0.239 となる。前述したように、応力比が 1.0 の場合に $k_{TS,100}$ と $k_{ST,100}$ とが等しくなることがこの図からも理解できる。

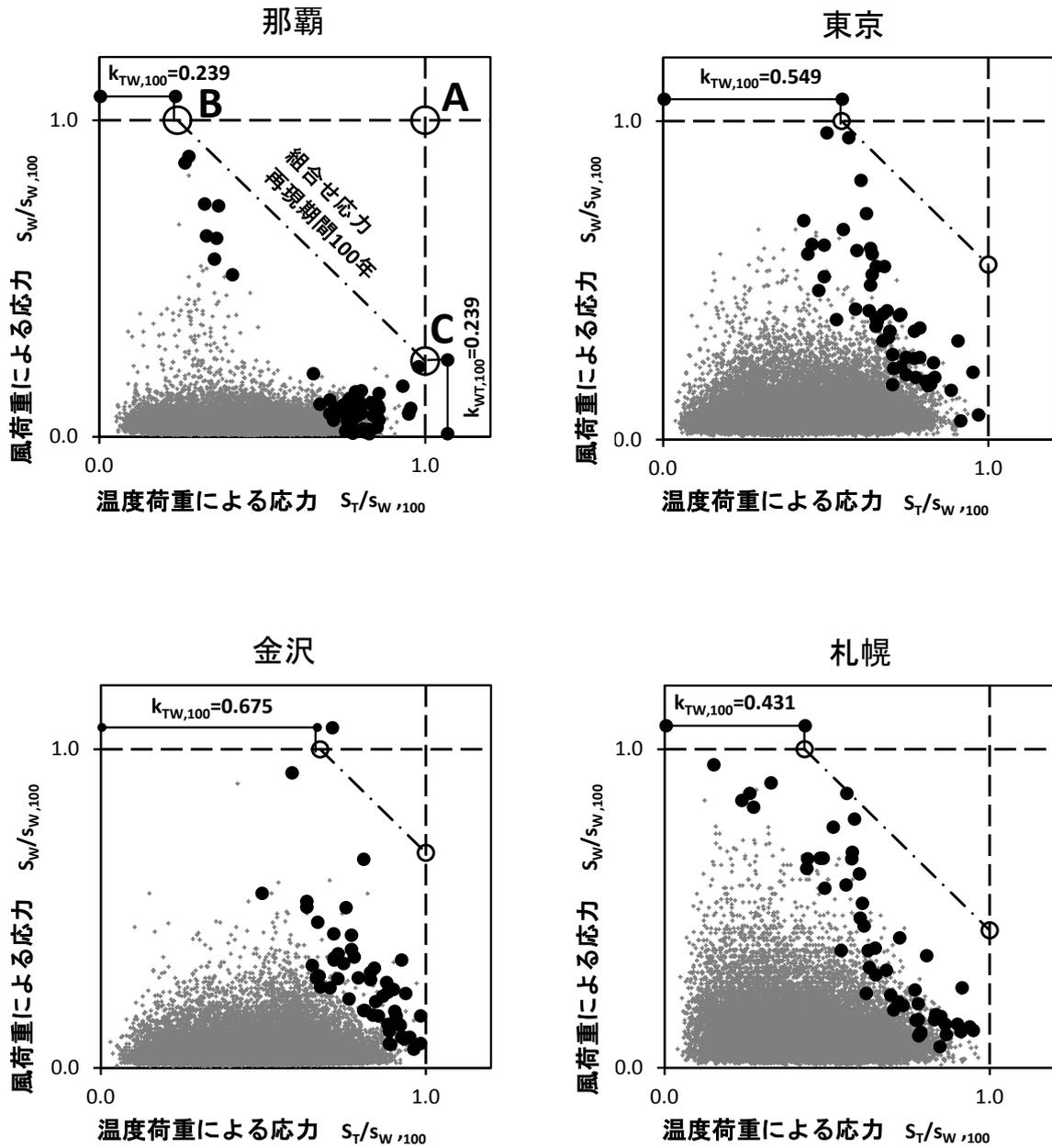


図 4.4.3 風、温度荷重による応力の分布(応力比=1.0,基準温度=年平均気温)

+ : 日毎の組合せ、● : 組合せ応力が年最大値となる日の組合せ¹⁾

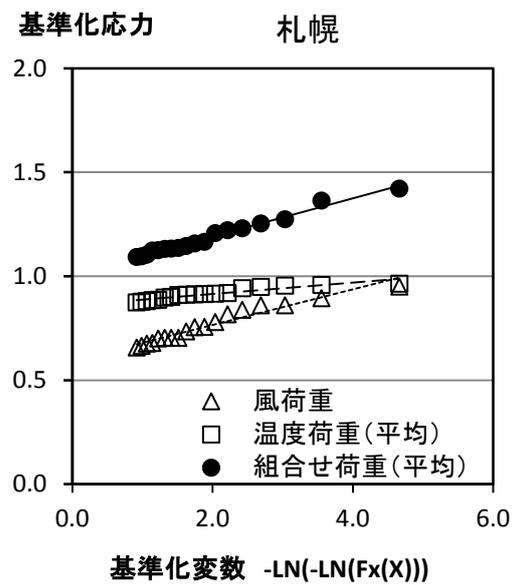
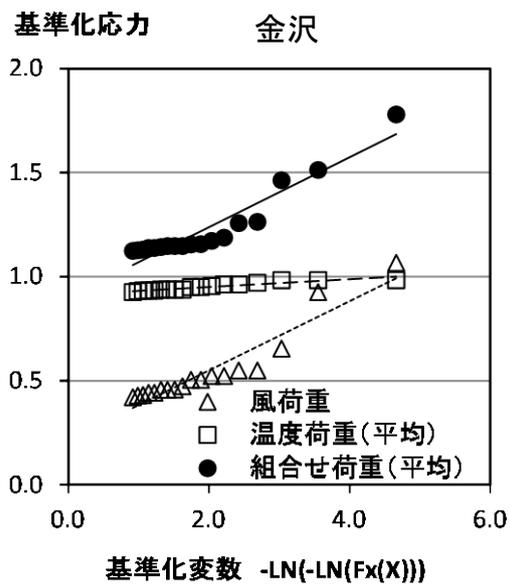
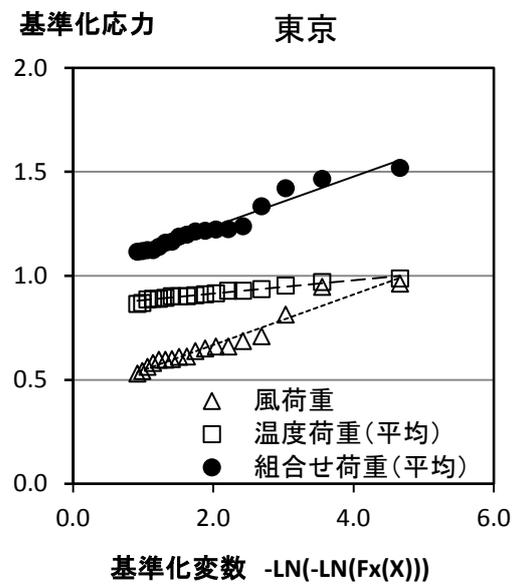
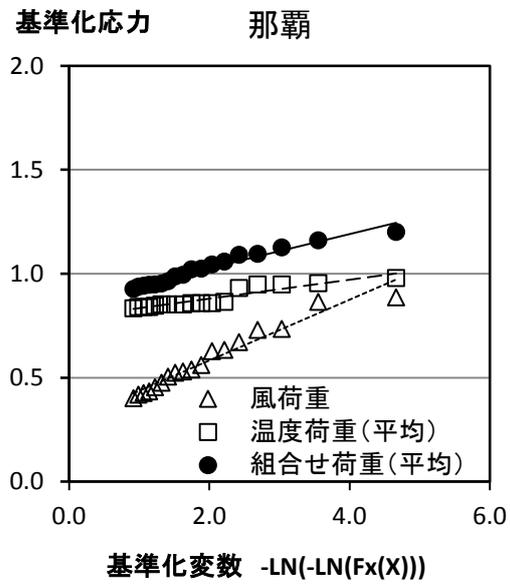


図 4.4.4 応力の年最大値の分布 (応力比=1.0、基準温度=年平均気温)¹¹⁾

4.4.2 荷重係数に対する応力比、基準温度、再現期間の影響

a. 応力比、基準温度の影響

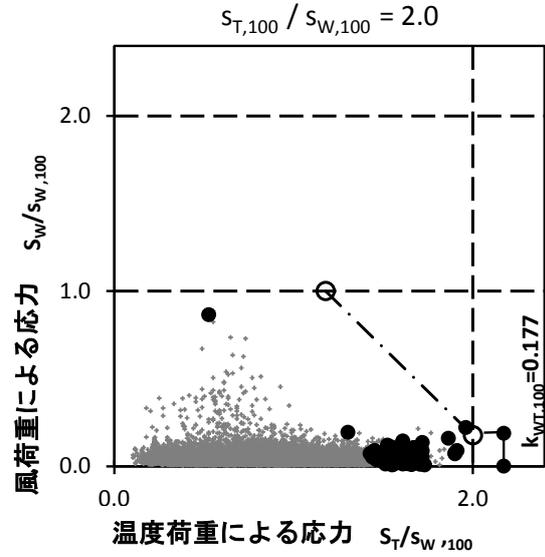
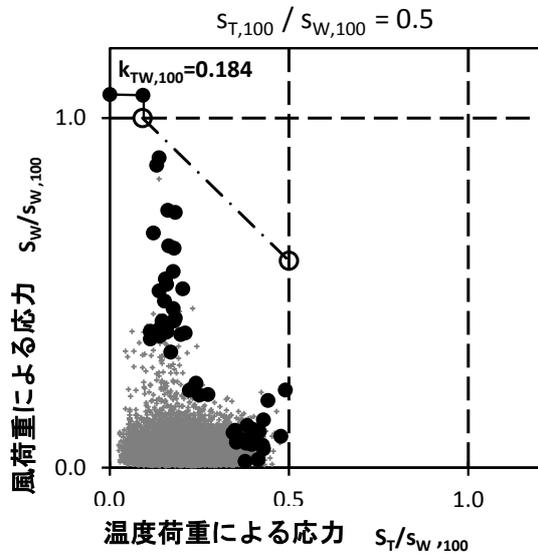
図 4.4.5 は那覇と札幌について応力比を 0.5、2.0 とした場合の応力組合せの分布を見たものである（基準温度＝年平均気温）。応力比が 0.5 の場合（主の荷重＝風荷重）も 2.0 の場合（主の荷重＝温度荷重）も 1.0 の場合（図 4.4.3）に比べ荷重係数が小さくなる傾向が見られる。

図 4.4.6 は那覇と札幌について基準温度を夏期、冬期の平均気温とした場合の応力組合せの分布を見たものである（応力比＝1.0）。那覇においては冬期平均気温を基準温度とした場合に風荷重による応力が大きい領域が右に移動することから荷重係数が大きくなっている。札幌では基準温度の変化による応力分布の変化は小さく、荷重係数の変化も小さい。

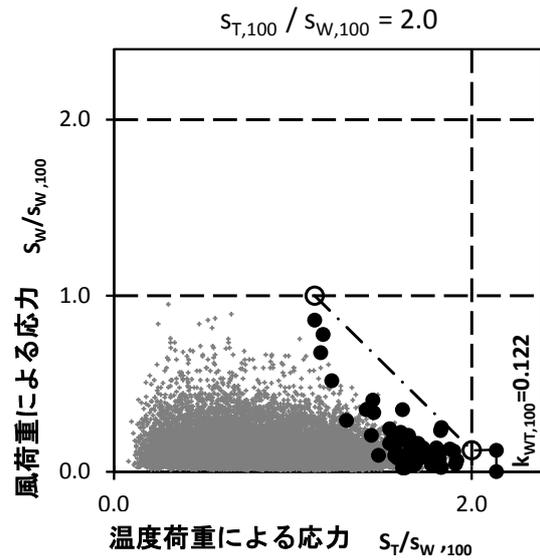
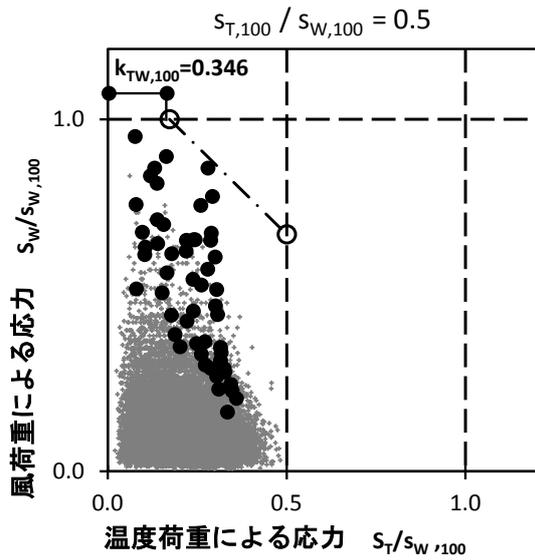
対象の 8 地点に対し、気象データを用いて再現期間 100 年に対する組合せ応力を算定し、(4.2.17,18)式に代入して荷重係数を求めた。図 4.4.7 は荷重係数と応力比との関係を基準温度毎に示したものである。応力比が 1.0 以下の場合には風荷重が主の荷重であり、温度荷重による応力に対する荷重係数($k_{TW,100}$)を●で示した。応力比が 1.0 以上の場合には温度荷重が主の荷重となる領域であり、風荷重による応力に対する荷重係数($k_{WT,100}$)を◆で示した。それぞれの白抜き点(○、◇)は(4.2.17,18)式の適用範囲を超えた点で主の荷重に対する荷重係数に相当する。図 4.4.3、4.4.5 で見られたように応力比が 1.0 の場合に荷重係数が最大となっている（松江、基準温度＝冬期平均気温の場合を除く）。

応力比が 1.0 の場合の基準温度と荷重係数との関係を図 4.4.8 に示した。全国 8 地点を台風の影響の大きいと思われる地点（那覇、福岡、名古屋、東京）と台風の影響が小さいと思われる地点（松江、金沢、仙台、札幌）に分けて示した。台風の影響が大きい地域では基準温度が冬期平均気温の場合の方が夏期平均気温の場合に比べ荷重係数が大きくなっている。これは台風による風荷重と温度荷重（基準温度＝冬期平均気温）のどちらも夏期に最大となり組合せ応力が大きくなることが影響していると考えられる。一方、台風の影響が小さい地域では基準温度の違いによる荷重係数の変動は大きくない。風速の季節的なピークが見られないことがその要因と考えられる。

荷重指針による荷重係数 0.7 は金沢以外の地点では荷重係数の上限を与えており、概ね妥当な値であると判断できる。

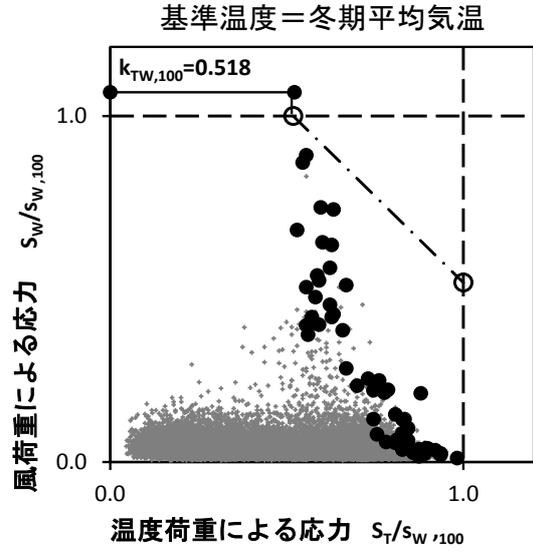
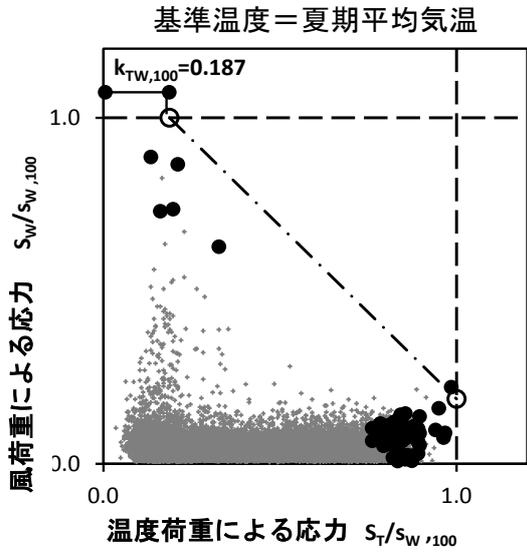


那覇

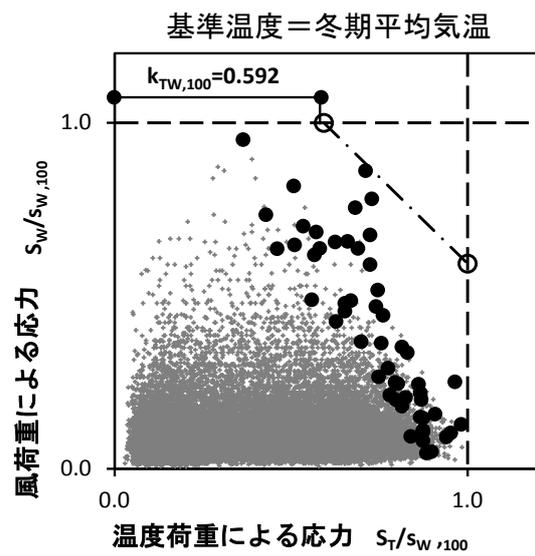
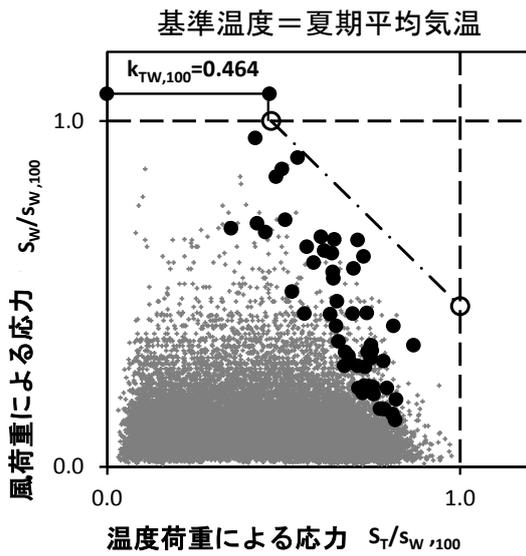


札幌

図 4.4.5 風、温度荷重による応力の分布に対する応力比の影響(基準温度=年平均気温) ¹¹⁾
 + : 日毎の組合せ、● : 組合せ応力が年最大値となる日の組合せ



那覇



札幌

図 4.4.6 風、温度荷重による応力の分布に対する基準温度の影響(応力比=1.0) ¹¹⁾

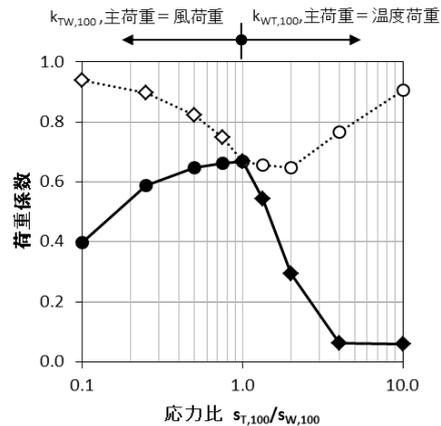
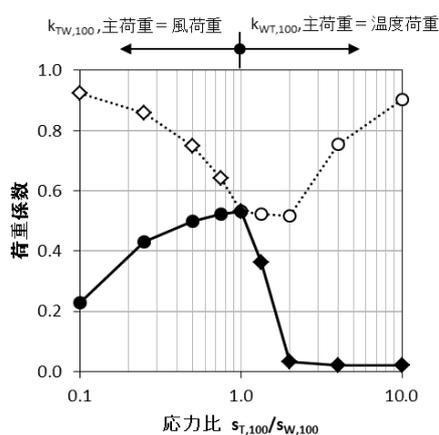
+ : 日毎の組合せ、● : 組合せ応力が年最大値となる日の組合せ

基準温度

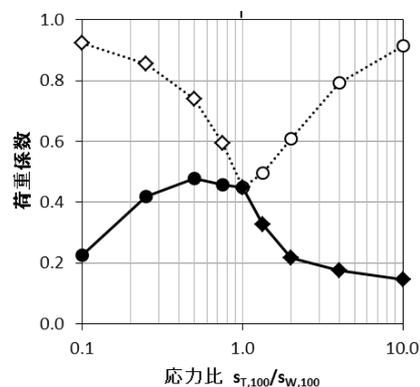
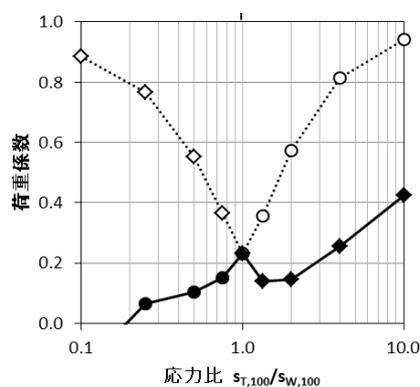
那覇

福岡

冬期平均気温



年平均気温



夏期平均気温

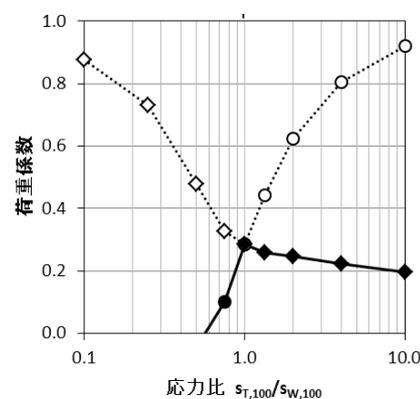
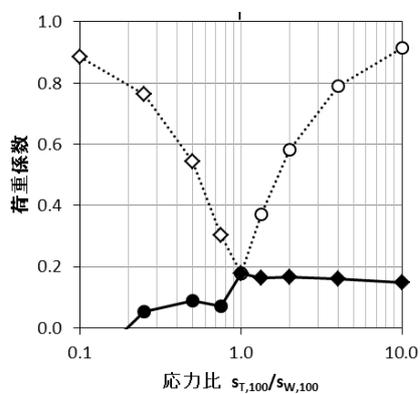


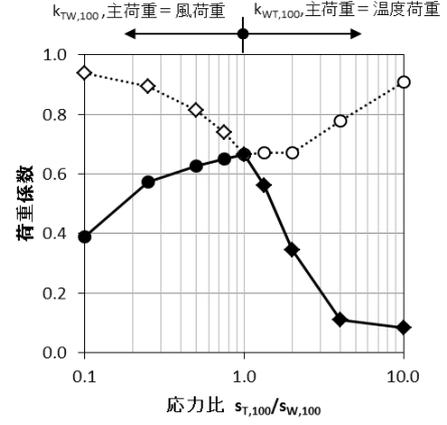
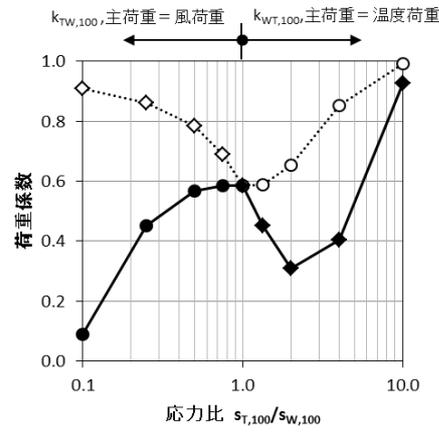
図 4.4.7a 荷重係数に対する応力比、基準温度の影響 (再現期間 100 年)¹¹⁾

基準温度

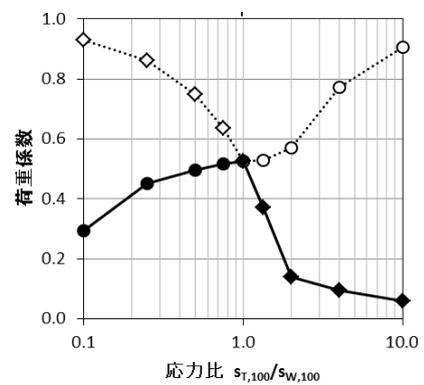
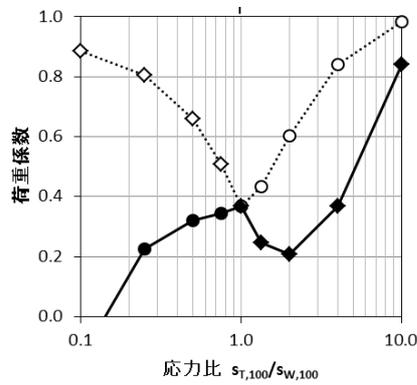
名古屋

東京

冬期平均気温



年平均気温



夏期平均気温

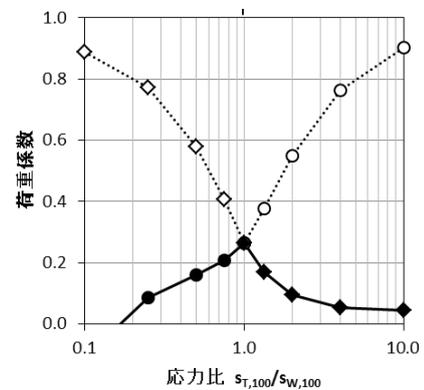
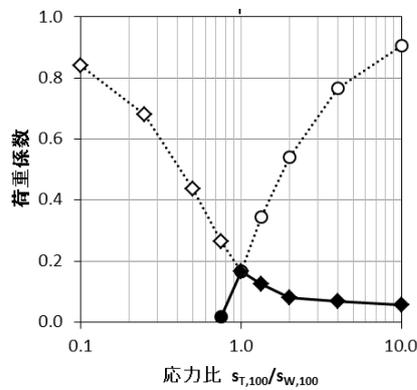


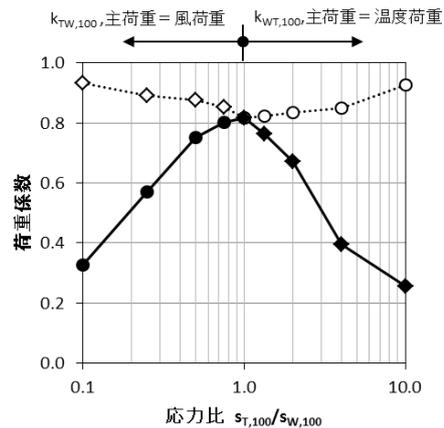
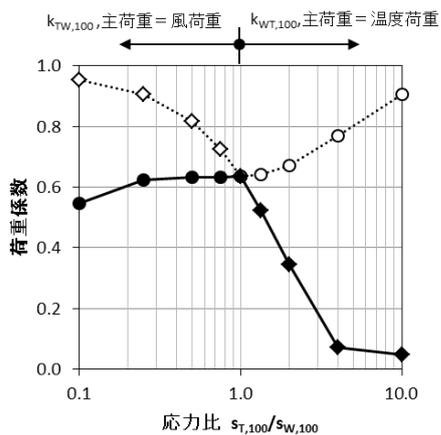
図 4.4.7b 荷重係数に対する応力比、基準温度の影響 (再現期間 100 年) ¹¹⁾

基準温度

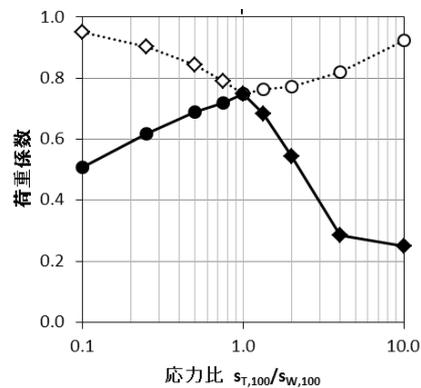
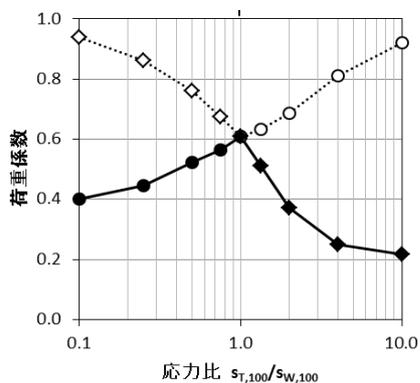
松江

金沢

冬期平均気温



年平均気温



夏期平均気温

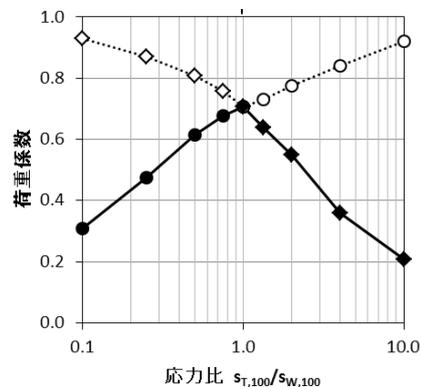
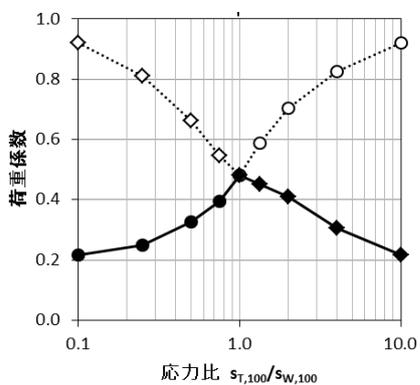


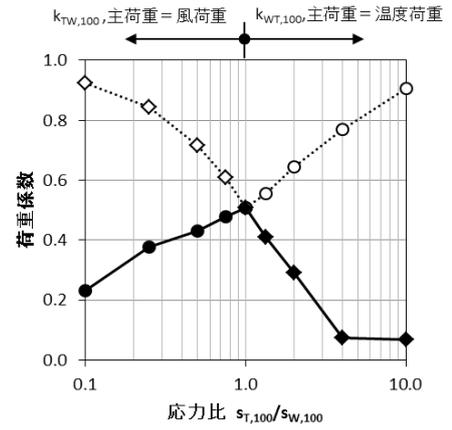
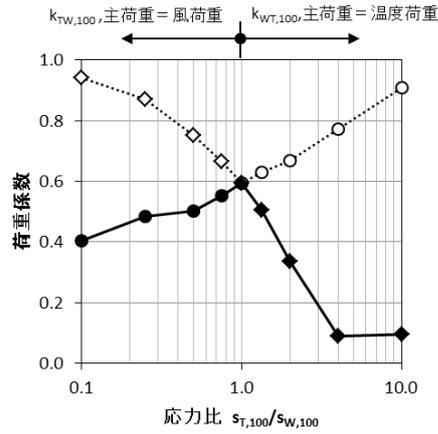
図 4.4.7c 荷重係数に対する応力比、基準温度の影響 (再現期間 100 年) ¹¹⁾

基準温度

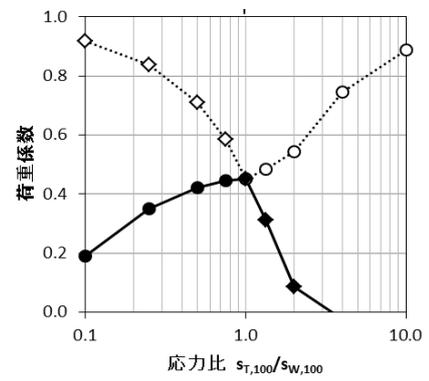
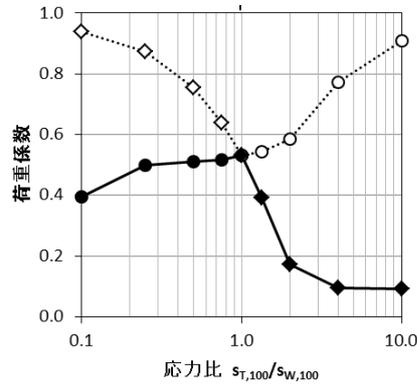
仙台

札幌

冬期平均気温



年平均気温



夏期平均気温

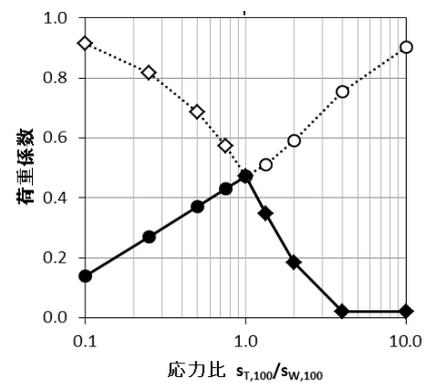
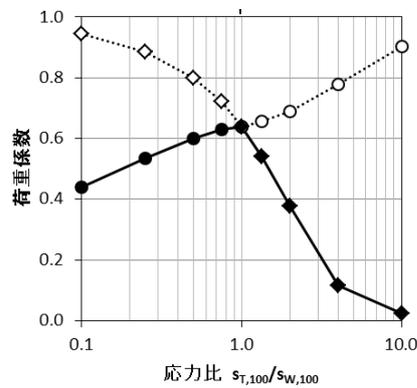


図 4.4.7d 荷重係数に対する応力比、基準温度の影響（再現期間 100 年）¹¹⁾

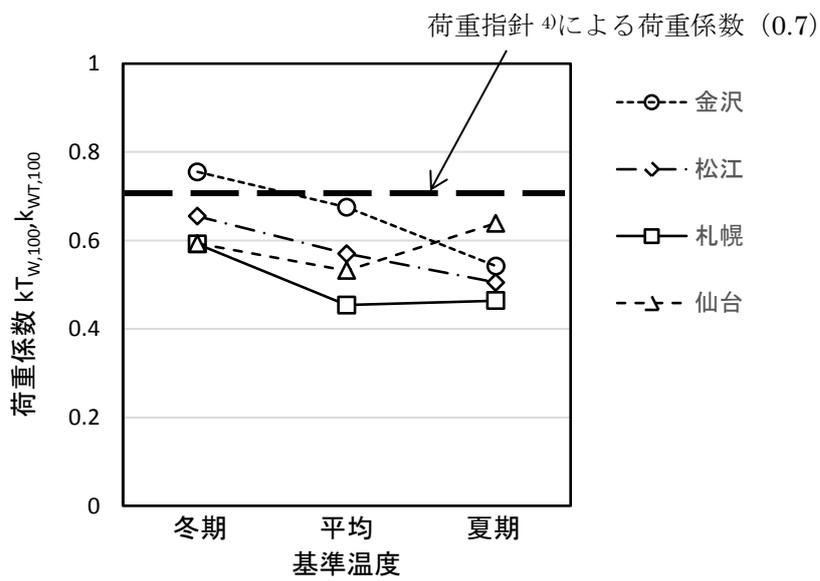
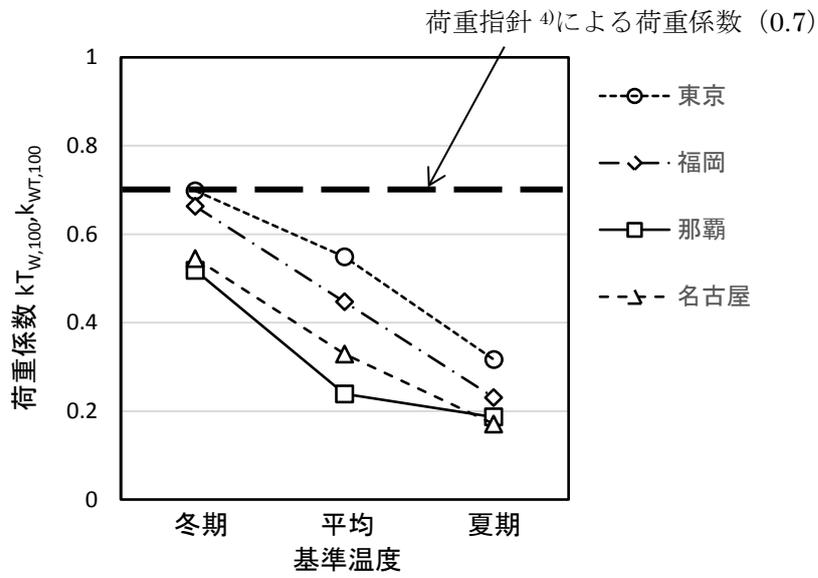


図 4.4.8 荷重係数に対する基準温度、地域の影響 (応力比=1.0、再現期間=100年)¹⁾

b. 再現期間の影響

再現期間が荷重係数にどのような影響を与えるかを検討する。観測データから得られた日毎の応力を、再現期間 t_R 年に対する応力で基準化し、4.4.1、4.4.2 の手順を準用して荷重係数を算定した。図 4.4.9 は、応力比 1.0、基準温度＝冬期平均気温の場合について再現期間と荷重係数の関係を見たものである。台風の影響が大きい那覇、福岡、名古屋、東京では雪荷重との組合せにおいても見られたように、再現期間が長くなるほど荷重係数が減少する傾向が見られる。一方、台風の影響が小さい松江、金沢、仙台、札幌では再現期間による明確な増減の傾向が見られない。これは風荷重と温度荷重との相関がほとんどないことが影響しているものと考えられる。

荷重指針による荷重係数 0.7 は、再現期間 100 年に対しては概ね妥当な値であるが、再現期間が 100 年より短い場合には組合せ荷重を過小評価する可能性がある。

荷重指針⁴⁾による荷重係数 (0.7)

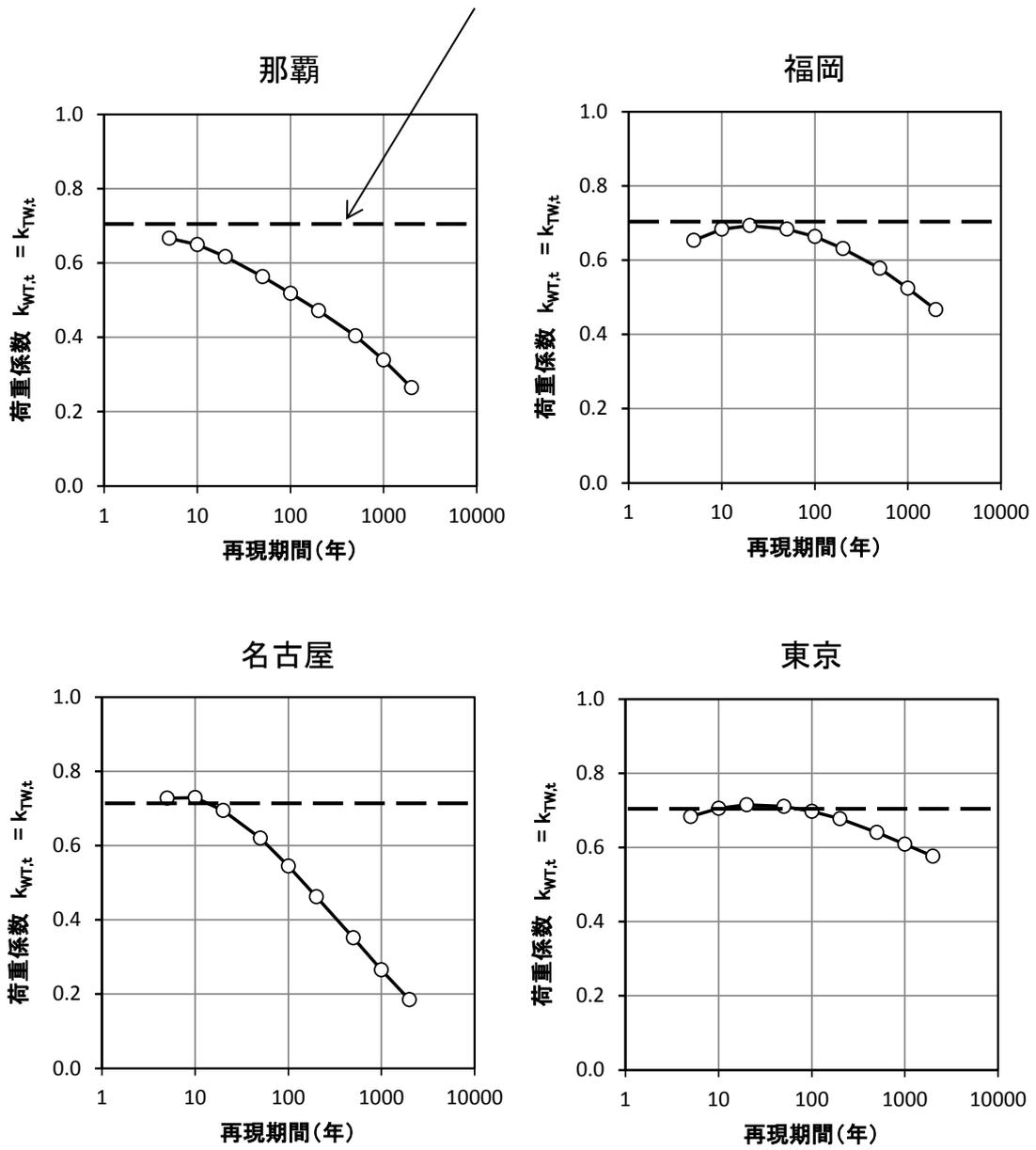


図 4.4.9a 荷重係数に対する再現期間の影響(応力比=1.0,基準温度=冬期平均気温)¹⁾

荷重指針 4)による荷重係数 (0.7)

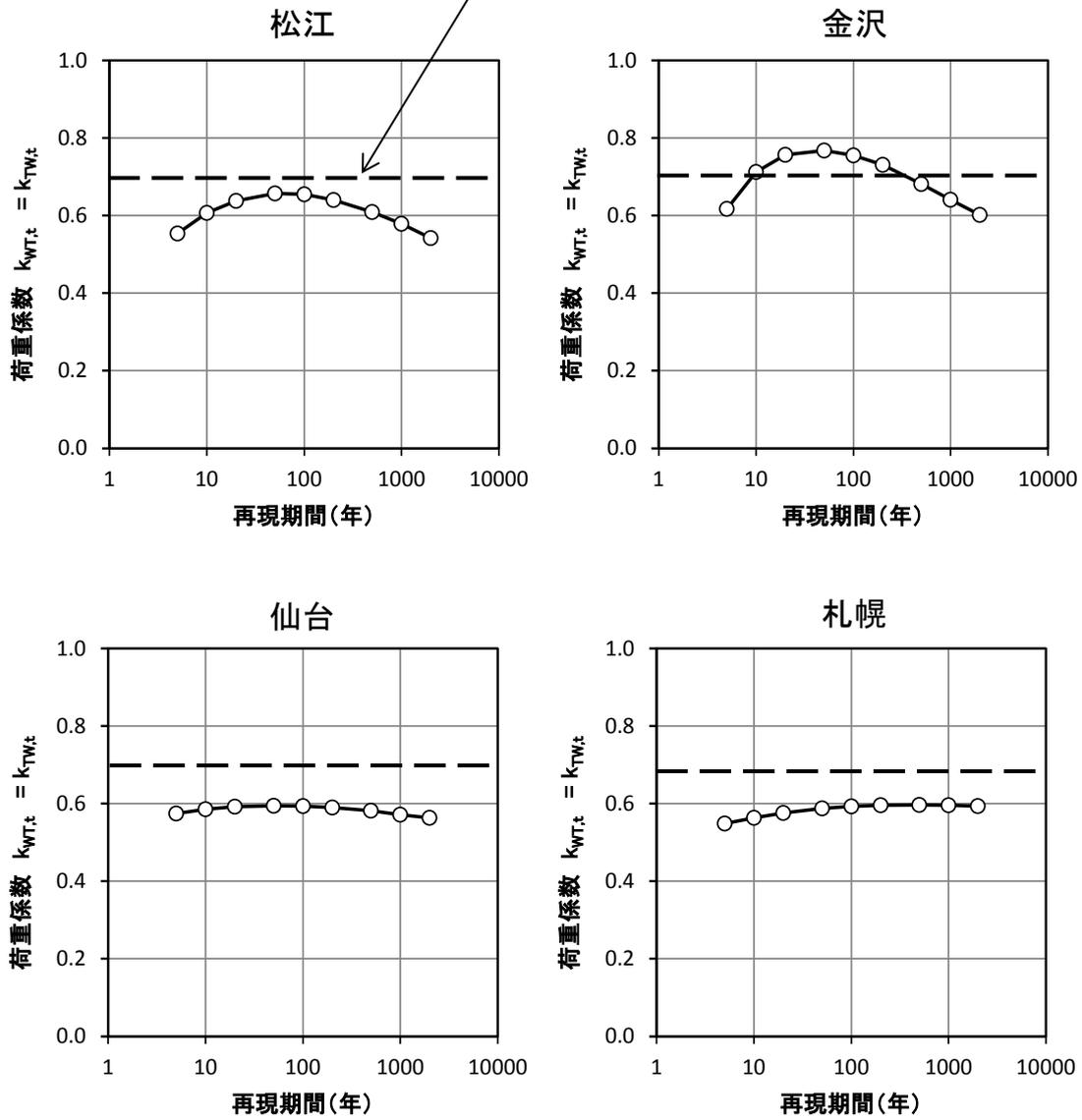


図 4.4.9b 荷重係数に対する再現期間の影響(応力比=1.0,基準温度=冬期平均気温)¹¹⁾

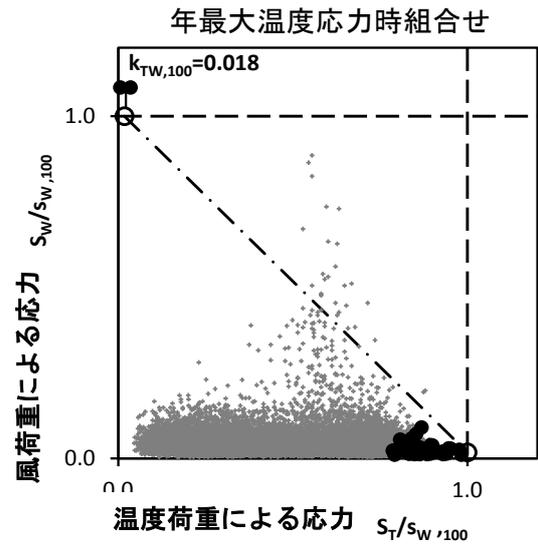
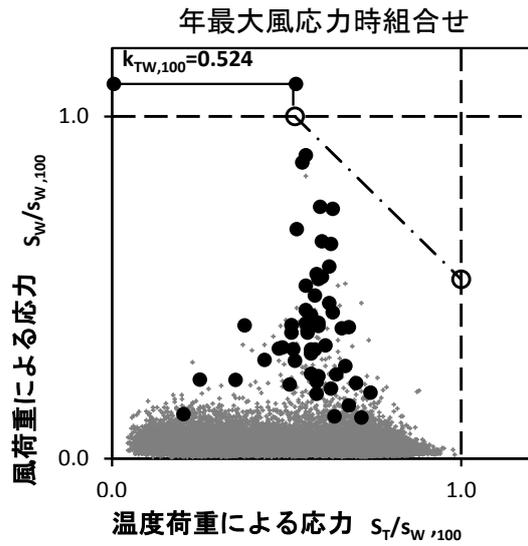
4.4.3 Turkstra の経験則³⁾による組合せ応力の評価

雪荷重と温度荷重との組合せと同様に「Turkstra の経験則」³⁾、による年最大組合せ応力の近似を試みる。主の荷重による応力が年最大値となる日の組合せ応力を用いて再現期間 100 年に対する組合せ応力を求め、組合せ応力の年最大値から求めた値と比較する。比較は荷重係数で行う。応力比は 1.0 とし、風荷重が主の荷重である場合と温度荷重が主の荷重である場合について検討する。

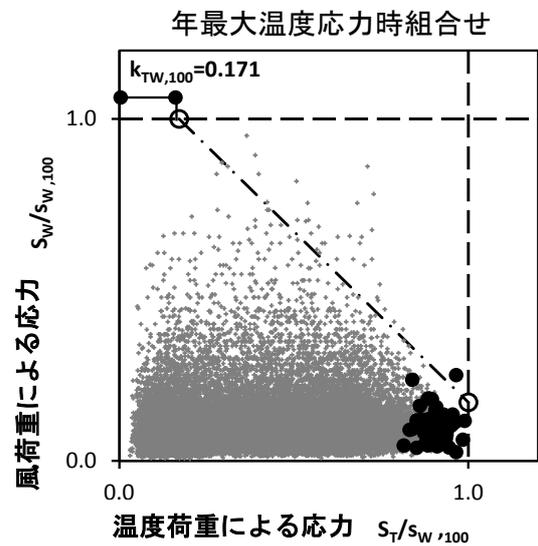
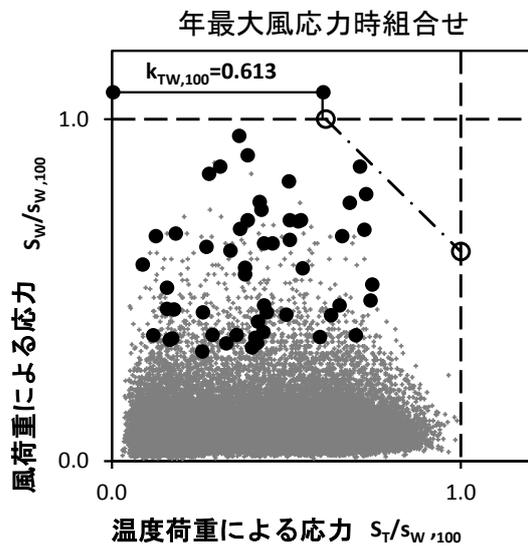
図 4.4.10 に風または温度荷重による応力が年最大値となる時の応力組合せを●印で示した（基準温度＝冬期平均気温）。図 4.4.6 と比較すると、風荷重による応力の年最大値を用いたケースでは荷重係数はほぼ等しい値となっているのに対し、温度荷重による応力の年最大値を用いたケースでは過小評価となっている。

図 4.4.11 は 3 種類の組合せ応力の年最大値の分布を Gumbel の確率紙にプロットして比較したものである。組合せ応力の年最大値の分布と風荷重による応力年最大時の組合せの分布とはほぼ一致している。一方、温度荷重による応力年最大時の組合せ応力は上記に比較して低い値となっている。

図 4.4.12 は 3 種類の方法で算出した荷重係数を比較したものである。全国 8 地点において風荷重による応力年最大値を用いた場合の荷重係数は、組合せ応力の年最大値から求めた荷重係数とほぼ一致する。一方、温度荷重による応力の年最大値を用いた場合には過小評価となることがわかった。Turkstra の経験則は主の荷重として風、温度荷重を仮定した場合の組合せ荷重の大きい方の値をとればよいと考えれば、非常によい近似ができていると考えられる。



那覇



札幌

図 4.4.10 風または温度荷重による応力が年最大値となる時の応力組合せ¹¹⁾
(応力比=1.0, 基準温度=冬期平均気温, 再現期間=100年)

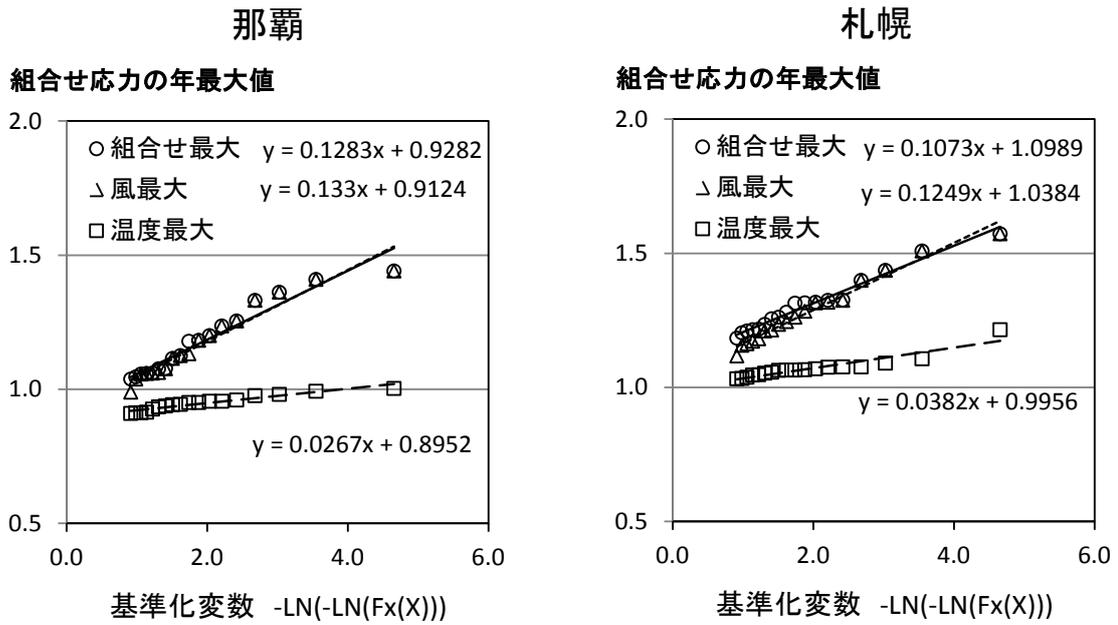


図 4.4.11 風または温度荷重による応力が年最大値となる日の組合せ応力¹⁾
(応力比=1.0, 基準温度=冬期平均気温, 再現期間=100年)

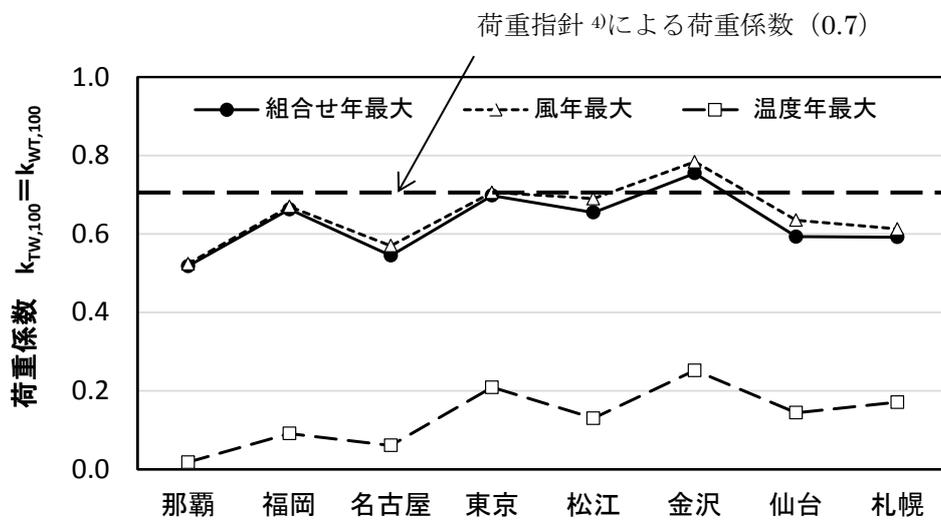


図 4.4.12 風、温度荷重による応力が年最大値となる日の組合せ応力 (荷重係数)¹⁾
(応力比=1.0, 基準温度=冬期平均気温, 再現期間=100年)

4.4.4 まとめ

気象データに基づいて日毎の風荷重による応力と温度荷重による応力を算定し、両者を足し合わせることで組合せ応力を評価した。また、評価した組合せ応力をもとに従の荷重による応力に対する荷重係数を求め、荷重係数の大きさに与える要因について分析した。以下に主な知見をまとめる。

1. 荷重係数は応力比が 1.0 の時最大となる。
2. 応力比が 1.0 の時、温度応力に対する荷重係数と風荷重による応力に対する荷重係数は同じ値をとる。
3. 台風の影響が強い地域では基準温度が低いほど荷重係数が大きくなる傾向がある。一方、日本海側や北日本など台風の影響が小さい地域では基準温度の違いによる荷重係数の変動は小さい。
4. 再現期間が長いほど荷重係数は減少する傾向がある。
5. 荷重指針による荷重係数 0.7 は再現期間 100 年に対しては概ね妥当な値である。しかし、再現期間が 100 年より短い場合には過小評価となる可能性がある。
6. Turkstra の経験則によれば組合せ応力を精度よく近似できる。

4.5 雪荷重、風荷重と温度荷重との組合せに関する検討

この節では雪荷重、風荷重と温度荷重との組合せについて検討する。

冬期、多雪地域においては日常的に雪荷重が建築物の屋根等に作用している。また、気温が低い夏期や中間期に建設した構造架構には温度荷重が作用している。どちらの荷重もある程度の期間継続的に作用しているため、強風時にも両荷重との組合せを考慮する必要がある。

図 4.5.1 は対象期間中で組合せ応力が最大となった 1966 年の日毎の雪、風、温度荷重による応力とそれらの和としての組合せ応力を示している。雪、風、温度荷重による応力はそれぞれの再現期間 100 年に対する値が 1.0 になるように基準化したものである。温度荷重算定用の基準温度は年平均気温としている。雪、温度荷重による応力は定常的に 0.5 前後の値となっている。一方、風荷重による応力は日による変動が大きい。それぞれの応力が年最大となる日のプロットを○で囲んで示した。

組合せ応力は上記 3 種類の応力を日毎に足し合わせることで算出した。組合せ応力の年最大値 2.005 は 2 月 3 日に発生しているが、雪、風、温度荷重による応力の年最大値は別の日に発生している。4.2～4.4 節で行った手順を踏襲し、組合せ応力の年最大値の分布から再現期間 100 年に対する値を評価する。一方、雪荷重との組合せに対して 0.8、風荷重との組合せに対して 0.7 の荷重係数を用いた組合せ応力の推定式を提案し、組合せ応力と比較する。

この検討の内容は日本建築学会大会にて発表している。図、表の一部は大会梗概集¹⁰から引用している。

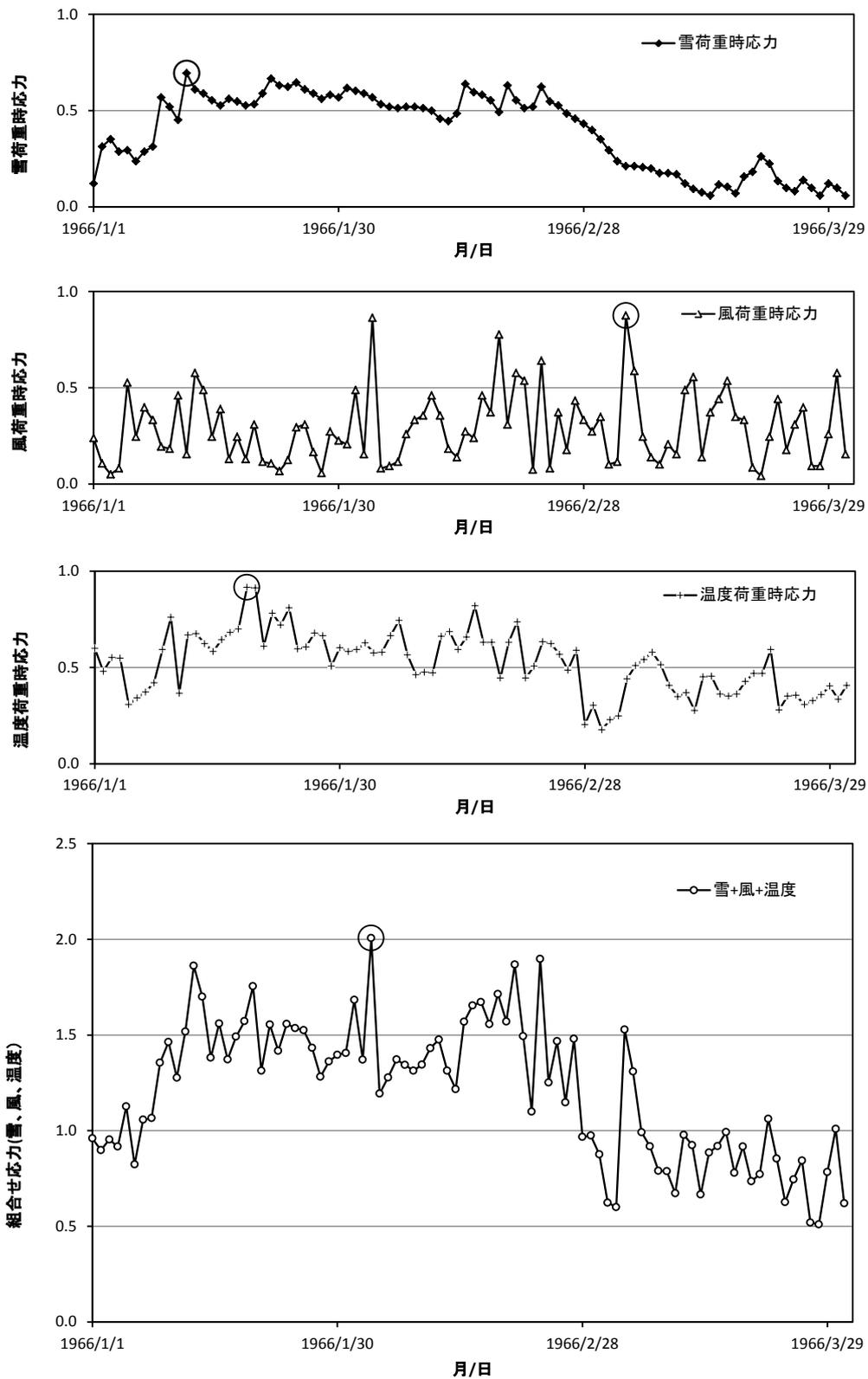


図 4.5.1 日毎の応力の 3 ヶ月間の推移 (札幌、基準温度 = 年平均気温、 $sw_{,100} = ss_{,100} = st_{,100} = 1.0$)

4.5.1 応力の算定方針と再現期間 100 年に対する組合せ応力

検討対象は雪荷重との組合せを検討した札幌、旭川、高田の 3 地点とする。検討対象期間は 1961 年から 2013 年までの 1 月から 3 月までの 3 ケ月間である。年最大風速についてはこの 3 ケ月間における最大値を用い、再現期間 100 年に対する風速を計算した。

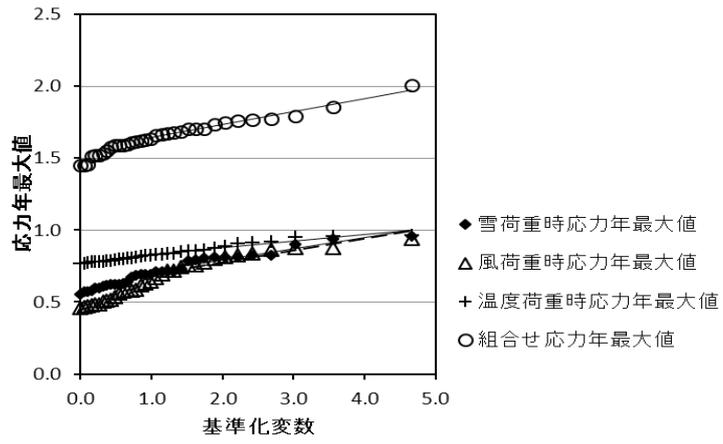
4.3、4.4 節と同様に(4.2.7)式で定義した基準化応力を用い、それらの足し合わせにより日毎の組合せ応力を求める。組合せ応力に対する応力比の影響を明らかにするため、主の荷重による応力に対する応力比（再現期間 100 年に対する応力 $s_{W,100}$ 、 $s_{S,100}$ 、 $s_{T,100}$ の比）を変数とする（(4.2.10) 式）。雪、風、温度荷重がそれぞれ主の荷重となる 3 ケースを想定する。2 つの従の荷重による応力に対しそれぞれ 1.0、0.5、0.25 の 3 種類の応力比を採用し、また、基準温度として年平均気温と夏期平均気温の 2 種類を検討する。合計 $3 \times 3 \times 3 \times 2$ の 54 ケースを検討する。

日毎の組合せ応力から年最大値を抽出し、グンベルの確率紙にプロットした(図 4.5.2)。図には各応力の年最大値の分布も示した。上位 1/3 のデータに対して直線近似を行い、再現期間 100 年に対する組合せ応力 $s_{S+W+T,100}$ を求めた。

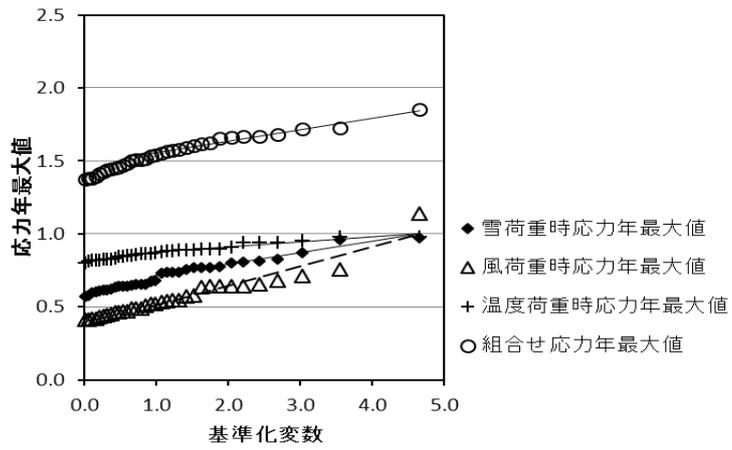
表 4.5.1 採用した応力比

主の荷重： 雪荷重			主の荷重： 風荷重			主の荷重： 温度荷重		
S	W	T	S	W	T	S	W	T
1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
1.0	1.0	0.5	1.0	1.0	0.5	0.5	1.0	1.0
1.0	1.0	0.25	1.0	1.0	0.25	0.25	1.0	1.0
1.0	0.5	1.0	0.5	1.0	1.0	1.0	0.5	1.0
1.0	0.5	0.5	0.5	1.0	0.5	0.5	0.5	1.0
1.0	0.5	0.25	0.5	1.0	0.25	0.25	0.5	1.0
1.0	0.25	1.0	0.25	1.0	1.0	1.0	0.25	1.0
1.0	0.25	0.5	0.25	1.0	0.5	0.5	0.25	1.0
1.0	0.25	0.25	0.25	1.0	0.25	0.25	0.25	1.0

札幌



旭川



高田

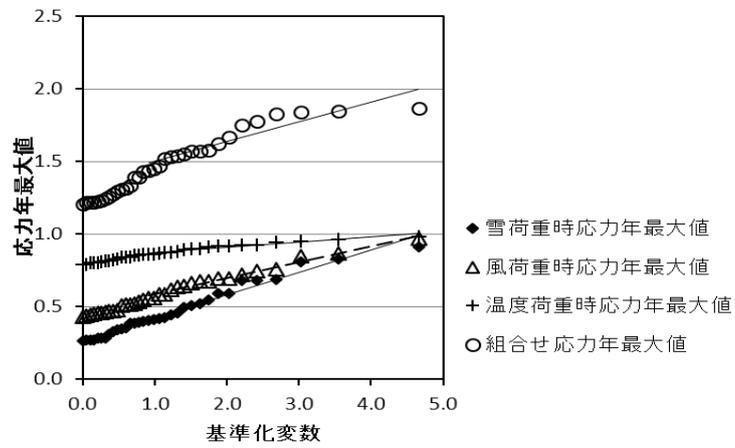


図 4.5.2 各応力の年最大値の分布 (基準温度 = 年平均気温、 $SW_{100} = SS_{100} = ST_{100} = 1.0$)¹⁰⁾

4.5.2 荷重係数を用いた組合せ応力の推定

4.3、4.4 章では雪荷重と温度荷重、風荷重と温度荷重の組合せ応力を主の荷重の再現期間 100 年に対する値と従の荷重の再現期間 100 年に対する値に荷重係数を乗じた値で近似できることを示した。荷重係数は雪荷重と温度荷重との組合せでは 0.8、風荷重と温度荷重との組合せでは 0.7 を用いることで組合せ応力を概ね安全側に評価できることがわかっている。また、風、地震荷重と組合せる場合の雪荷重に対する荷重係数は 0.35 が用いられている⁴⁾。雪、風、温度荷重が同時に作用している場合の組合せ応力をこれらの荷重係数を準用することで推定する。

準用にあたり、以下の方針を採用する。

1. 荷重係数は主の荷重と対象の荷重との組合せにおいて用いられている値を採用する。
2. 主の荷重と従の荷重が入れ替わった場合にも従の荷重に対し同じ荷重係数を用いる。

具体的な荷重係数は以下の値とする。

1. 雪荷重に対する荷重係数は、風荷重が主の荷重である場合には 0.35 を、温度荷重が主の荷重である場合には 0.8 を用いる。
2. 風荷重に対する荷重係数は、雪荷重が主の荷重である場合には 0.35 を、温度荷重が主の荷重である場合には 0.7 を用いる。
3. 温度荷重に対する荷重係数は、風荷重が主の荷重である場合には 0.7 を、雪荷重が主の荷重である場合には 0.8 を用いる。

これらの関係を数式で表すと、下式になる。

(主の荷重)	(推定式)	
風	$s_{W+S+T,100} = s_{W,100} + 0.35s_{S,100} + 0.7s_{T,100}$	(4.5.1)
雪	$s_{W+S+T,100} = s_{S,100} + 0.35s_{W,100} + 0.8s_{T,100}$	(4.5.2)
温度	$s_{W+S+T,100} = s_{T,100} + 0.7s_{W,100} + 0.8s_{S,100}$	(4.5.3)

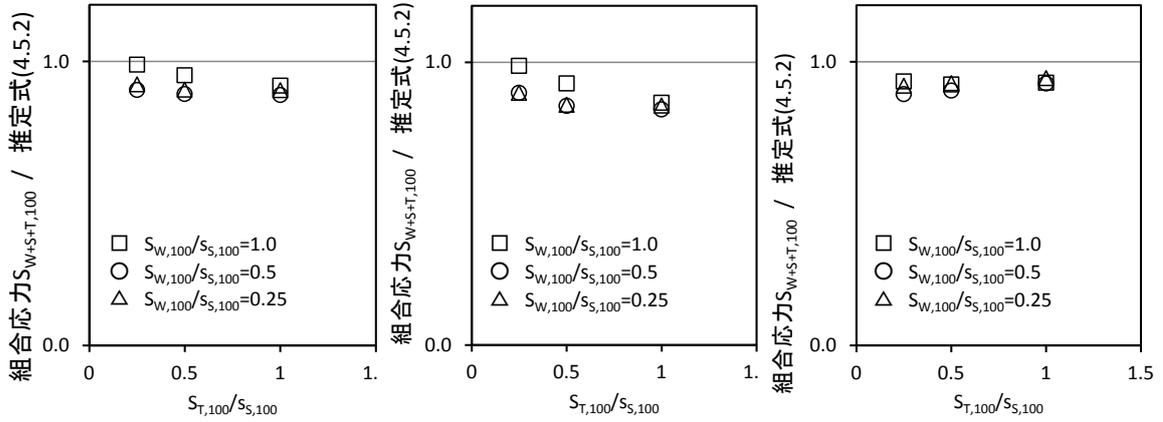
荷重係数を用いた推定値に対する組合せ応力の再現期間 100 年に対する値 $s_{W+S+T,100}$ の比を計算し、図 4.5.3,4 に示す。推定式に対する比はほぼ 1.0 を下回っており、推定式により組合せ応力を概ね安全側に評価できていると考えられる。この中で、温度荷重が主の荷重である場合の比の値は、雪、風荷重が主の荷重である場合に比べ小さくなっている。これは、雪、風荷重に対する応力の荷重係数が(4.5.1,2)式では 0.35 なのに対し(4.5.3)式では雪荷重に対し 0.8、風荷重に対し 0.7 と大きな値となっていることが原因である。しかし、(4.5.3)式による推定値に対する実応力の比は最大で 0.9 を上回っており、(4.5.3)式が過大評価しているとは言えない。

札幌

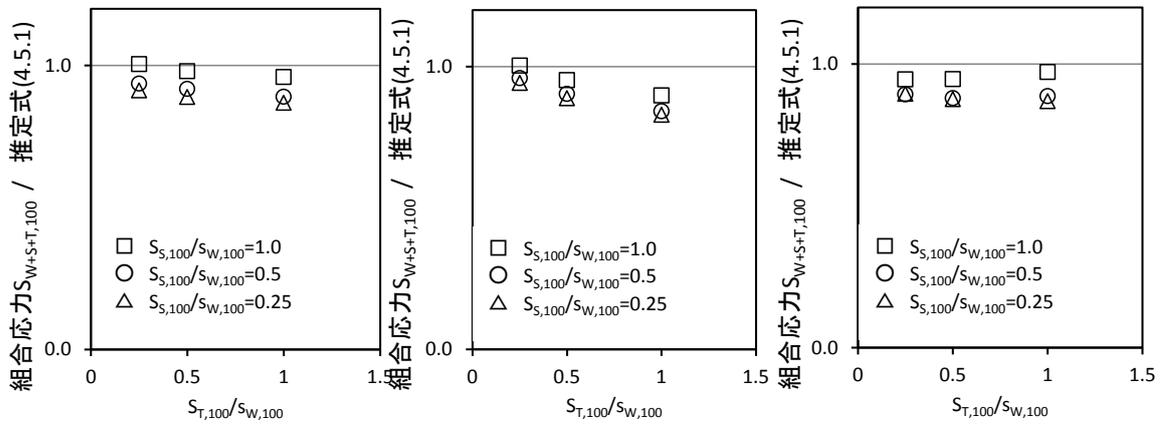
旭川

高田

主の荷重＝雪荷重



主の荷重＝風荷重



主の荷重＝温度荷重

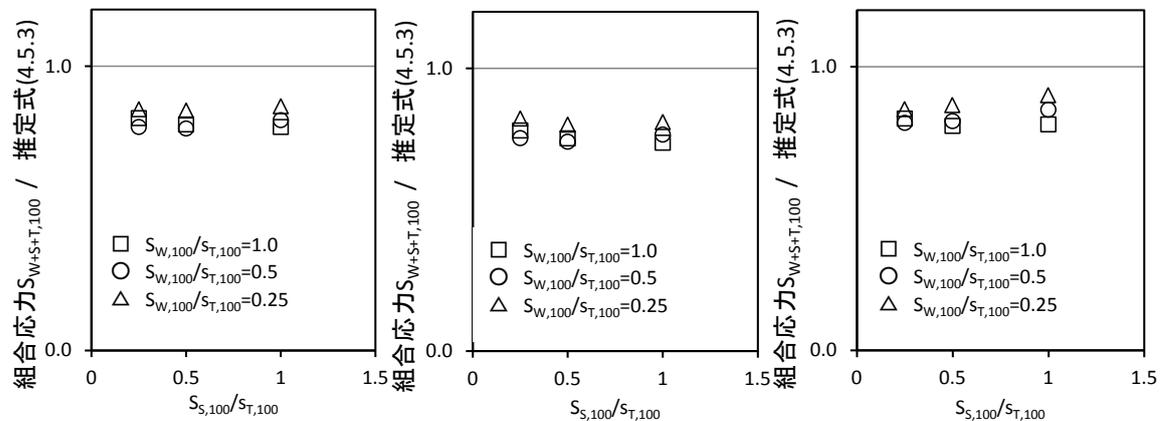


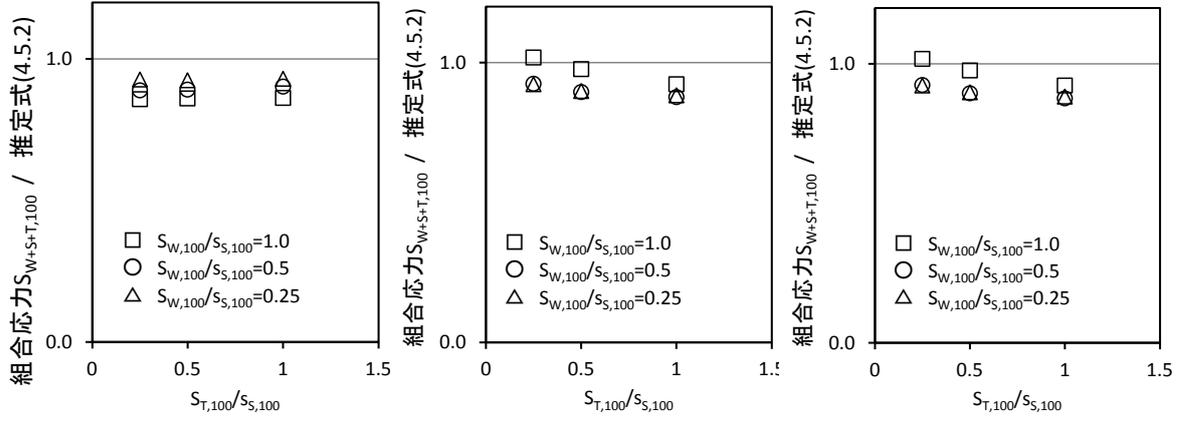
図 4.5.3 再現期間 100 年に対する組合せ応力の推定式に対する比(基準温度＝年平均気温) 10)

札幌

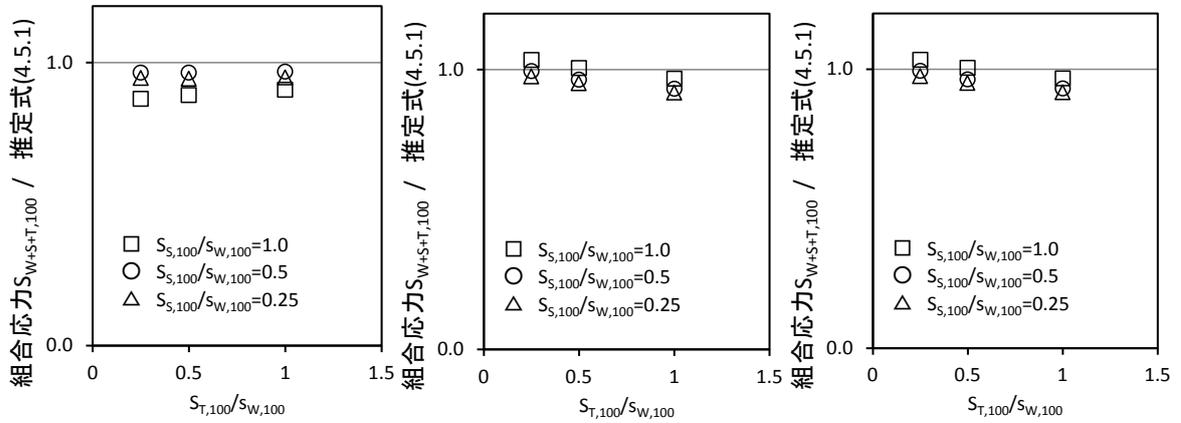
旭川

高田

主の荷重＝雪荷重



主の荷重＝風荷重



主の荷重＝温度荷重

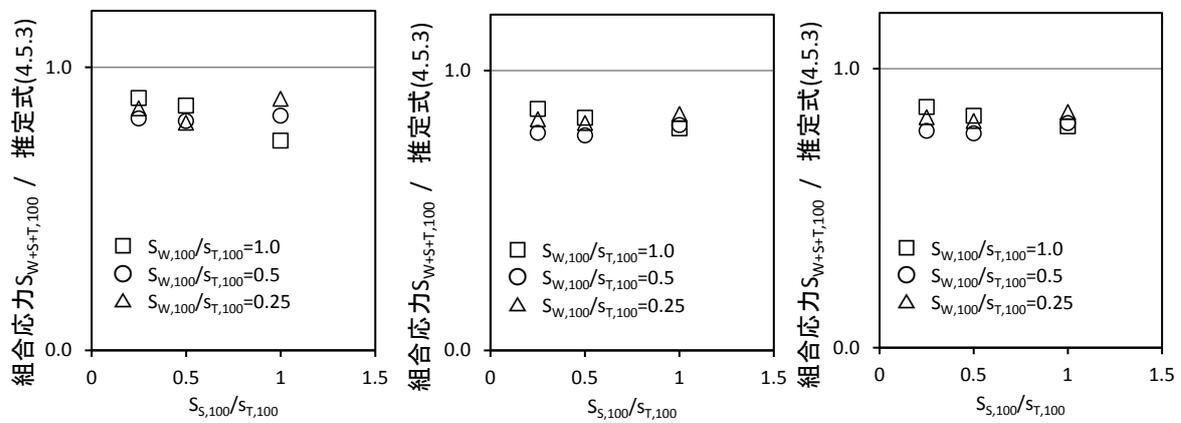


図 4.5.4 再現期間 100 年に対する組合せ応力の推定式に対する比(基準温度＝夏期平均気温) 10)

4.6 地震荷重と温度荷重との組合せに関する検討

この節では地震荷重と温度荷重との組合せについて検討する。

地震荷重は数 10 年に 1 回程度といった頻度で発生する荷重であり、雪、風荷重の場合のように気象データから日毎の組合せ応力を計算することはできない。従って、本節では地震、温度荷重による応力の発生確率の分布を用いて組合せ荷重の発生確率を計算する。対象地点は札幌、東京、那覇の 3 地点とする。

4.6.1 地震荷重、温度荷重の確率分布

a. 地震荷重による応力の分布

再現期間 t_R 年に対する地震荷重（地表面加速度） a_{t_R} は荷重指針 Φ を参考にして次式により求める。

$$a_{t_R} = a_{100} \cdot \left(\frac{t_R}{100}\right)^{\frac{1}{k}} \quad (4.6.1)$$

ここで、
 a_{t_R} : 再現期間 t_R 年に対する地表面加速度
 a_{100} : 再現期間 100 年に対する地表面加速度
 a_{500} : 再現期間 500 年に対する地表面加速度

$$k = \frac{\ln(500) - \ln(100)}{\ln(a_{500}) - \ln(a_{100})}$$

荷重指針より a_{100} 、 a_{500} を読み取り、 k の値を計算し、下表に示す。

表 4.6.1 各地の地表面加速度の値と係数 k

	札幌	東京	那覇
a_{100} (m/sec ²)	1.0	3.0	2.0
a_{500} (m/sec ²)	2.0	6.0	4.0
k	2.322	2.322	2.322

地震荷重による応力は地表面加速度に比例すると仮定する。再現期間 t_R 年に対する地震荷重による応力 s_{E,t_R} を再現期間 100 年の値 $s_{E,100}$ で基準化すると次式の値となる。

$$\frac{s_{E,t_R}}{s_{E,100}} = \frac{a_{100} \cdot \left(\frac{t_R}{100}\right)^{\frac{1}{k}}}{a_{100}} = \left(\frac{t_R}{100}\right)^{\frac{1}{k}} \quad (4.6.2)$$

b. 温度荷重による応力の分布

温度荷重による応力の確率分布を設定する。1991年から2000年までの10年間のすべての日の時間毎の外気温データをもとに温度毎(0.1℃刻み)の発生頻度を求め外気温の分布形を定める(図4.6.1)。

温度荷重は外気温と4.2.3節で求めた基準温度との差として定義する。各基準温度との差を求めその分布を確率密度で表した(図4.6.2)。

雪、風荷重による応力との組合せ検討時と同じように、ここでも温度荷重による応力として再現期間100年の値で基準化した値を用いる。

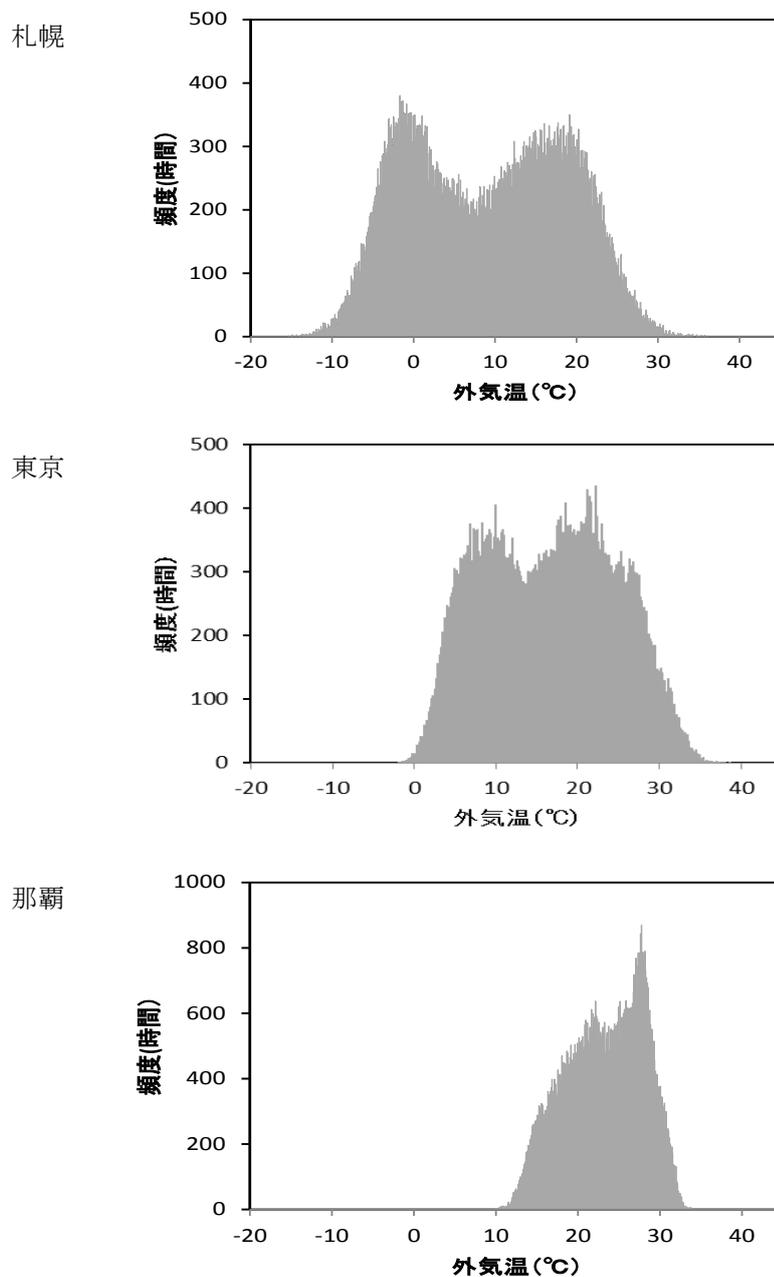


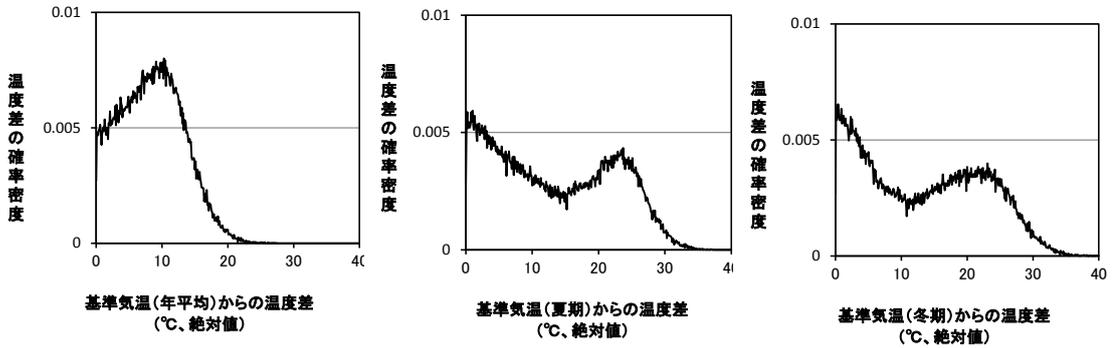
図 4.6.1 外気温の頻度分布 (1991~2000年の毎時の値)

基準温度＝
年平均気温

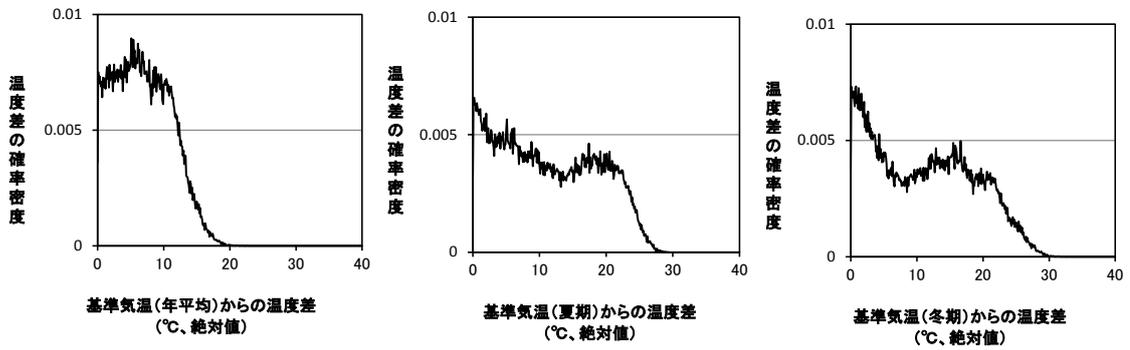
夏期平均気温

冬期平均気温

札幌



東京



那覇

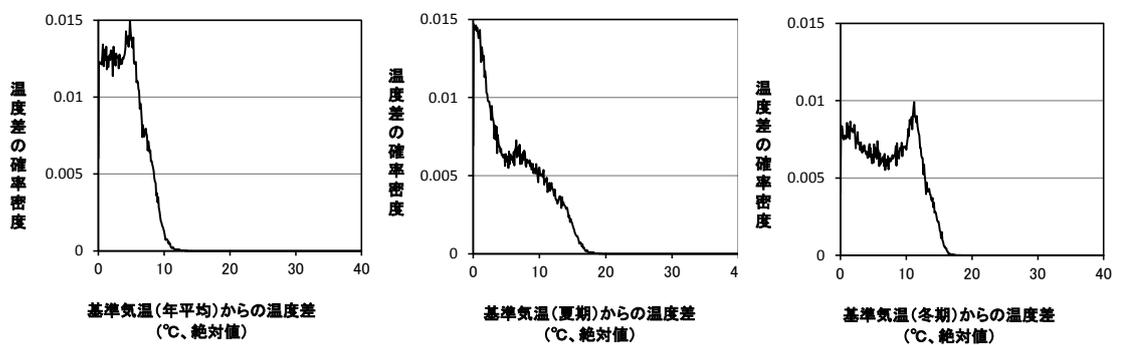


図 4.6.2 温度荷重の確率密度分布 (1991～2000 年の毎時の値)

4.6.2 組合せ応力と荷重係数の算定

地震荷重と温度荷重による組合せ応力の分布を求め、その大きさを評価する。

地震荷重による応力 S_E と温度荷重による応力 S_T の間には相関関係がない(確率的に独立である)ため、組合せ応力 $(S_E + S_T)$ がある値 Z を超える確率は次式で計算できる。

$$P[Z < S_E + S_T] = \int P_E[Z - S_T] \cdot \rho_T(S_T) dS_T \quad (4.6.3)$$

ここで、 P_E : 地震荷重による応力の発生確率
 ρ_T : 温度荷重による応力の発生確率密度

地震荷重による応力と温度荷重による応力の発生確率の分布は 4.6.1 節で求めた値を用いる。

雪、風荷重との組合せによると同様、応力比 $(\frac{S_{E,100}}{S_{E,100}})$ 、基準温度、再現期間をパラメータとする。

算定された再現期間 t_R 年に対する組合せ応力 S_{E+T,t_R} から、再現期間 t_R 年に対する地震荷重による応力 S_{E,t_R} を減じた値を組合せ時における温度応力とする。この温度応力を再現期間 t_R 年に対する温度応力 S_{T,t_R} で除した値を荷重係数 k_{TE,t_R} とする。荷重係数は下式で表すことができる。

$$k_{TE,t_R} = (S_{E+T,t_R} - S_{E,t_R}) / S_{T,t_R} \quad (4.6.4)$$

4.6.3 荷重係数に対する応力比、基準温度、再現期間の影響

4.6.2 節の方法に従って組合せ応力を計算し、荷重係数を算定する。また、荷重係数に対する応力比、基準温度、再現期間の影響を検討する。

図 4.6.3 は東京における組合せ応力の年超過確率の算定例である。実線は(4.6.3)式で計算した組合せ応力の年超過確率である。破線は(4.6.2)式から導き出される地震荷重による応力の年超過確率 $(1/t_R)$ である。ある超過確率に対する組合せ応力と地震荷重による応力との差が温度荷重による応力に相当する。再現期間 100 年に対するこの関係を図中に示した。

これらの値を(4.6.4)式に当てはめて荷重係数 k_{TE,t_R} を算定した。図 4.6.4 は各都市における応力比と荷重係数との関係を見たものである。雪、風荷重との組合せ応力の検討と同じように応力比が大きい程荷重係数が大きくなる。しかし、変化の度合いは雪、風荷重の時よりも小さい。

基準温度の影響では、札幌と那覇では冬期平均気温を基準温度とした場合が最も荷重係数が大きくなっているが、東京では夏期平均気温の場合が最も大きく一定の傾向はない。

図 4.6.5 は再現期間と荷重係数との関係を示す。ここでも雪、風荷重との組合せと同じように再現期間が長くなるほど荷重係数が大きくなる傾向が見られる。

荷重指針による荷重係数 0.4 は再現期間 100 年に対して概ね妥当な値であるが、再現期間が 100 年より短い場合には組合せ応力を過小評価する可能性がある。

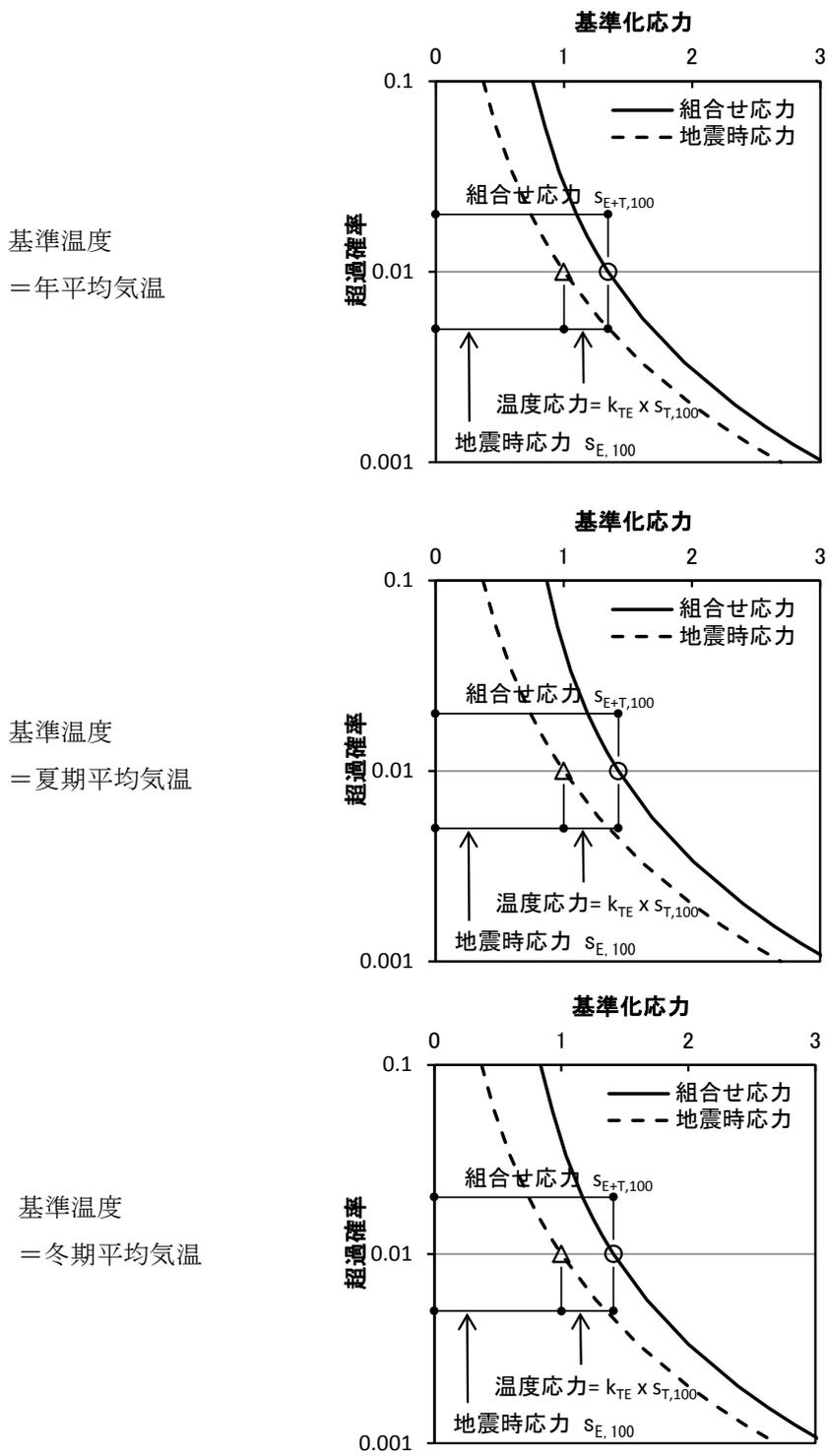


図 4.6.3 組合せ応力の超過確率 (東京、応力比=1.0)

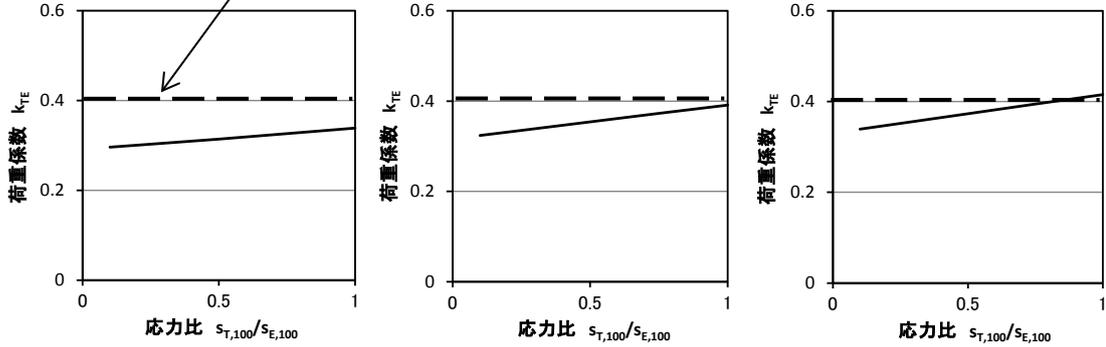
基準温度＝
年平均気温

夏期平均気温

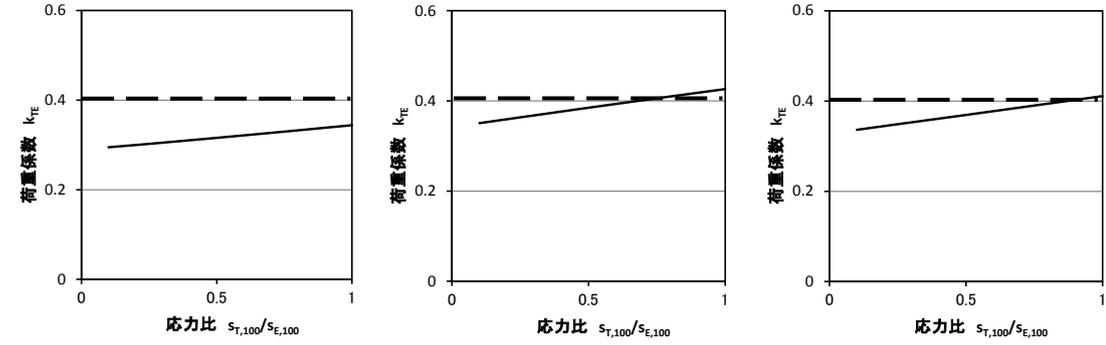
冬期平均気温

荷重指針 4)による荷重係数 (0.4)

札幌



東京



那覇

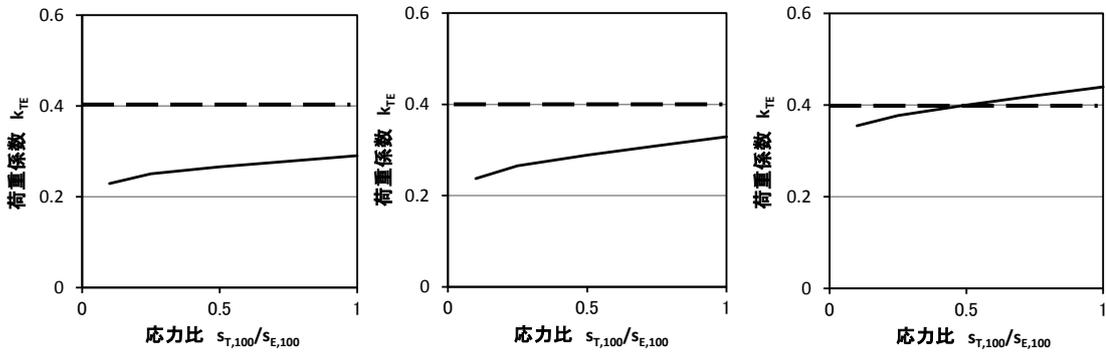


図 4.6.4 応力比と荷重係数との関係 (再現期間=100年)

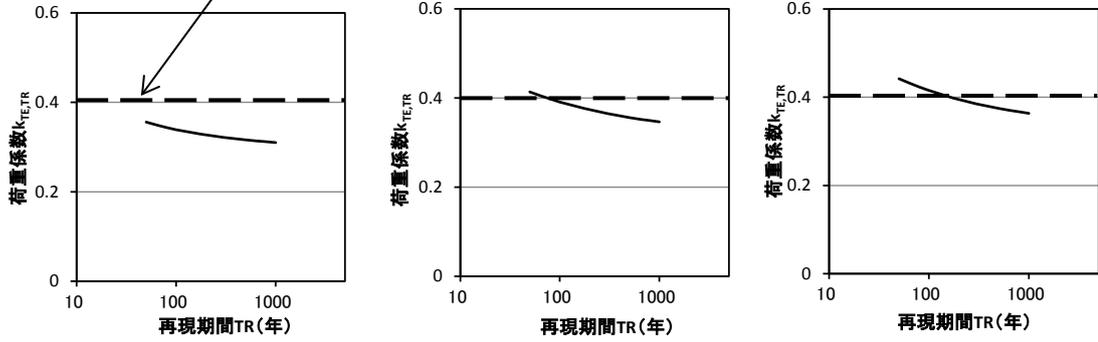
基準温度＝
年平均気温

夏期平均気温

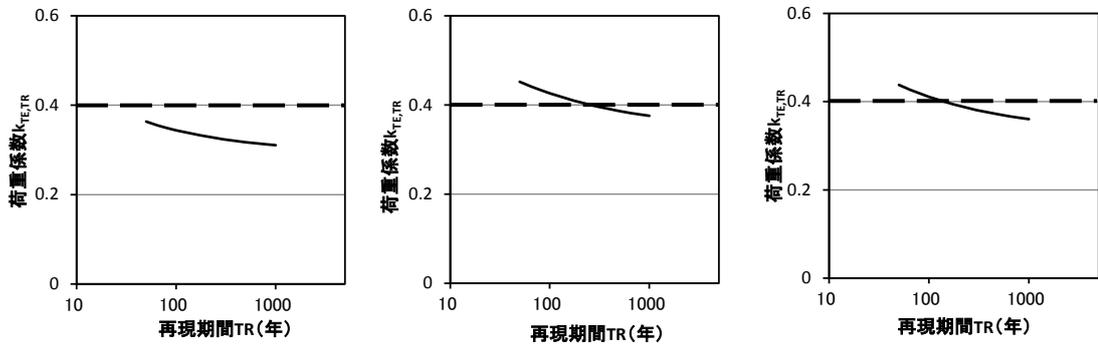
冬期平均気温

札幌

荷重指針⁴⁾による荷重係数 (0.4)



東京



那覇

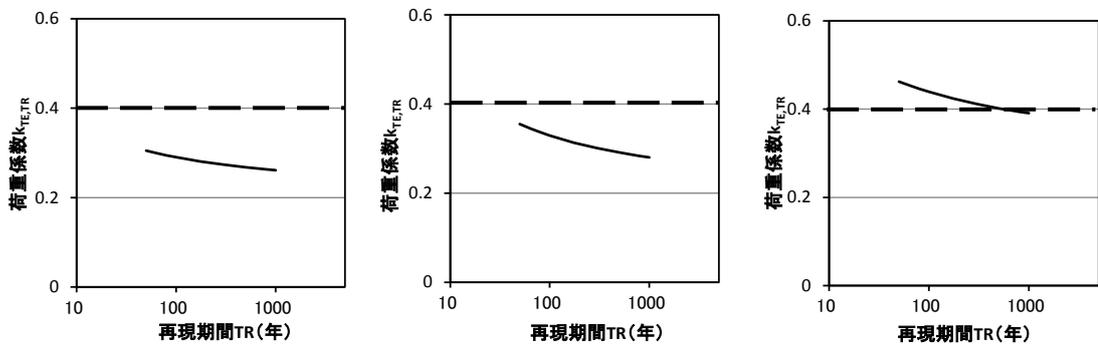


図 4.6.5 再現期間と荷重係数の関係 (応力比=1.0)

4.6.4 Turkstra の経験則³⁾による組合せ応力の評価

雪荷重、風荷重との組合せにおいて検討したように、地震荷重と温度荷重との組合せにおいても「Turkstra の経験則」³⁾（以下、経験則と称す）による推定を試みる。経験則は「組合せ荷重の年最大値は主の荷重が年最大となる時刻の、主の荷重と従の荷重との和によって近似的に評価できる」とするものであるが、雪、風荷重と異なり「地震荷重が年最大となる時刻の温度荷重」を特定することは困難である。そこで、従の荷重である温度荷重に関しては年平均値を用いることにする。

図 4.6.6 に 4.6.3 で組合せ応力から求めた荷重係数と Turkstra の経験則から求めた荷重係数の推定値とを比較して示した。推定値は地域、基準温度の変化に対し組合せ応力から求めた値と同じ傾向を示しているがその値は 20%程小さくやや過小評価となっている。

4.6.5 まとめ

地震荷重と温度荷重の確率分布に基づいて組合せ応力の確率分布を求めた。また、評価した組合せ応力をもとに温度荷重による応力に対する荷重係数を求め、荷重係数の大きさに与える要因について分析した。以下に主な知見をまとめる。

1. 荷重係数は応力比が大きい程大きくなる。
2. 荷重係数は基準温度の影響を受けるが、その傾向は地域により異なっている。
3. 再現期間が長くなるほど荷重係数は小さくなる。
4. Turkstra の経験則に温度荷重の平均値を当てはめて求めた荷重係数は組合せ応力から求めた荷重係数の各パラメータに対する変化の傾向をとらえているが、その値は 20%程度小さく、やや過小評価となった。
5. 荷重指針による荷重係数 0.4 は再現期間 100 年に対して概ね妥当な値であるが、再現期間が 100 年より短い場合には組合せ応力を過小評価する可能性がある。

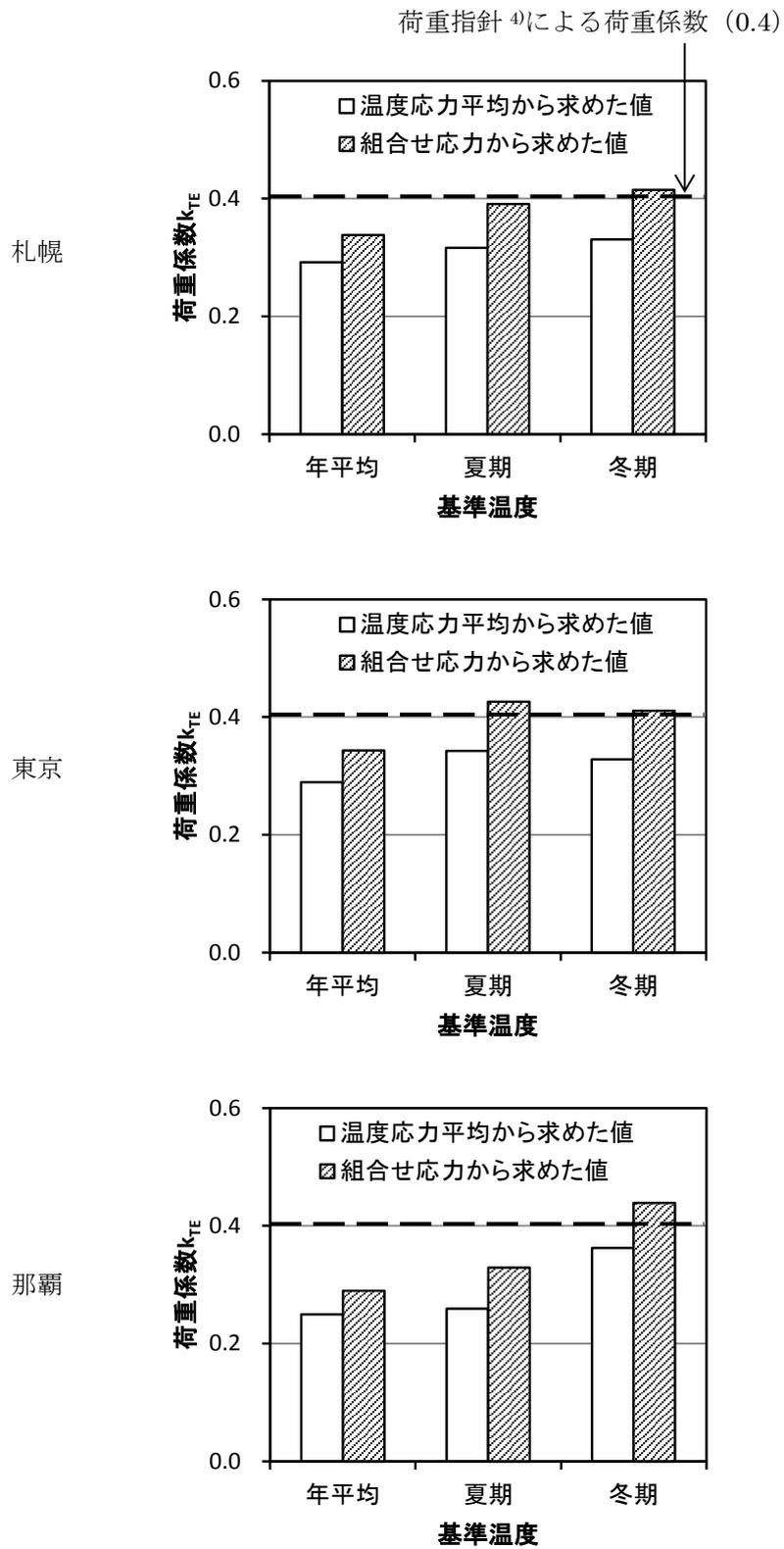


図 4.6.6 Turkstra の経験則から求めた荷重係数との比較 (応力比=1.0、再現期間=100 年)

4.7 温度荷重と他の荷重との組合せにおける荷重係数の設定法に関する考察

4.7.1 検討の目的

4.1 から 4.6 節において温度荷重と他の荷重との組合せによる応力を検討し、従の荷重に対する応力に荷重係数を乗じることで組合せ応力を評価する方法を提案した。また、荷重係数の大きさ、応力比、基準温度、再現期間、建設地の影響があることを明らかにする一方で荷重指針が提案している荷重係数はほぼ安全側の評価ができていていることを示した。応力比等の影響を適切に考慮して建物ごと、部材ごとに荷重係数を定めればより経済的な設計に結び付くが、一方で設計作業は煩雑になる。本節では荷重係数の設定法に関して設計上の利点、欠点について考察する。

4.7.2 荷重係数に影響を与える要因ごとの分析

a. 応力比

荷重係数は応力比が大きい程大きくなり、応力比が 1.0 の時最大となる（図 4.3.6、図 4.4.7、図 4.6.4）。荷重指針による荷重係数は応力比が 1.0 の場合の荷重係数に対しほぼ安全側（大きい側）の値となっている。

雪、風、地震荷重と温度荷重とは荷重の形態が異なり、架構内の部材応力の分布も荷重によって異なる。従って応力比も部材毎に異なるが、部材毎に荷重係数を設定することは設計作業を煩雑にする。従って、応力比に関しては荷重係数が最大となる 1.0 の場合を採用するのが妥当と考えられる。

b. 基準温度

荷重係数は程度の差はあるものの基準温度（建設時期）の影響を受ける（図 4.3.8,9、図 4.4.8、図 4.6.4）。雪、地震荷重との組合せにおいては基準温度が平均気温である場合よりも、冬期または夏期平均気温のように温度差が大きくなる場合の方が荷重係数は大きくなる。また風荷重と温度荷重との組合せにおいては台風の影響が大きい地域では基準温度が夏期、年平均、冬期となるに従い、すなわち台風シーズンである夏期に温度荷重が大きくなる程荷重係数が大きくなる。台風の影響が小さい地域では基準温度による荷重係数の変化は小さい。荷重指針による荷重係数はもともと不利な（荷重係数が大きくなる）基準温度に対してほぼ安全側に評価できている。

一般的には建設時期はある程度の幅があり、工事の進捗状況によっても左右される。よほど特殊なケースを除き、年間を通していつ建設されてもいような設計をするべきであるので基準温度は特定しない方がよい。特殊なケースで建設時期を特定できる場合は、建設時期に対応した基準温度を設定することができ、より経済的な設計が可能になる。しかし、基準温度による影響は地域によって異なるため地域の観測データに基づき慎重に検討する必要がある。

c. 再現期間

荷重係数は再現期間が長いほど低下する傾向がある（図 4.3.11、図 4.4.9、図 4.6.5）。荷重指針による荷重係数は再現期間 100 年に対し、ほぼ安全側に設定されている。再現期間が 100 年以上の場合には荷重指針による荷重係数は安全側であるので適用できる。再現期間に応じて荷重係数を低減させることも可能であるが地域ごとに慎重に設定する必要がある。再現期間が 100 年より短い場合には荷重指針による荷重係数は適用できない。別途、荷重係数を割り増して設計する必要がある。

d. 建設地

組合せる荷重（雪、風、地震）毎に複数の地点で荷重係数を検討した。荷重係数は地点により異なるので観測データに基づき慎重に検討を行えば、荷重指針による荷重係数を用いる場合よりも経済的な設計が可能となる。しかし、本研究で複数の地点で検討したのは、地域が異なっても荷重係数はある幅の安易に収まることを確認することが目的であって、地点毎の差を説明できるまでの検討は行っていない。建設地毎に荷重係数を設定するためには、建設地の周辺の気象データもあわせて検討するなど慎重な検討が必要になる。

4.7.3 荷重係数の設定法のまとめ

前節の検討の結果、設計条件（応力比、建設時期）に変動幅があることから、ある特定の条件を設定して荷重係数を詳細に定めることは危険であり、また設計作業も複雑になる。現時点では荷重指針による値等の安全側の一定の値を用いることが望ましい。

建設時期、建設地を特定して個別に荷重係数を設定すればより経済的な設計を行えるが、建設地周辺の気象データもあわせて検討するなど慎重な検討が必要になる。

4.8 4章のまとめ

4章では、温度荷重と他の荷重との組合せによる応力の大きさを気象データに基づいて評価し、組合せ荷重の大きさに影響する要因について分析した。また、荷重係数を用いた評価式で組合せ応力を評価できることを示した。

組合せ応力の値は、日毎の気象データに基づいた各荷重に対する応力を足し合わせることで求め、組合せ応力の年最大値の分布から再現期間に対する組合せ応力を求めた。

組合せ応力を主の荷重の最大値と従の荷重の和という形で整理した。さらに、従の荷重に対する応力は従の荷重の最大値×荷重係数という形で評価した。その結果を分析し、以下のことがわかった。

1. 荷重係数は応力比が 1.0（主の荷重による応力と従の荷重による応力が等しい）の時に最大となる。
2. 荷重係数は基準温度と温度の最大（最低）値との差が大きい程大きくなる傾向があるが、風荷重との組合せにおいて台風の影響の小さい地域では影響が小さく、地震荷重との組合せにおいては一定の傾向が見られない。
3. 荷重係数は再現期間が短い程大きくなる傾向がある。
4. Turkstra の経験則に基づき主の荷重が年最大となる日の組合せ応力による推定を行い、組合せ応力の年最大値に対してよい近似となっていることを確認した。ただし、地震荷重との組合せにおいては誤差が 20%程度となった。
5. 荷重指針による温度荷重に対する荷重係数（雪荷重との組合せに対して 0.8、風荷重との組合せに対して 0.7、地震荷重との組合せに対して 0.4）は概ね妥当な値であることを示し、設計の簡便さから荷重指針の値を用いることを推奨した。
6. 雪、風、温度荷重が同時に作用する場合の組合せ応力は、上記の荷重係数を用いた評価式で安全側に評価できることを示した。

【参考文献】

- 1) ASCE STANDARD ASCE/SEI 7-05, “Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures”, American Society of Civil Engineers
- 2) 気象庁ホームページ : <http://www.data.jma.go.jp>
- 3) Turkstra, C.J. : Theory of structural design decision, Solid Mechanics Division, Univ. of Waterloo 1970
- 4) 日本建築学会 : 建築物荷重指針・同解説、日本建築学会、2015年
- 5) 石原他、日本各地の年最大風速データベースの構築と測器補正、日本風工学会誌第92号、平成14年7月
- 6) 気象庁ホームページ : 「気象観測統計の解説」、
<http://www.data.jma.go.jp/obd/stats/data/kaisetu/index.html>、2015年6月参照
- 7) 桜井修次、城攻 : 設計用雪荷重評価のための年最大地上積雪深の確率統計解析、日本建築学会構造系論文報告集、第436号、1992
- 8) 和泉正哲、三橋博三、高橋徹 : 年最大積雪深の確率統計的性質と再現期間値推定法、日本建築学会構造系論文報告集、第390号、1988
- 9) 中島秀雄、高田毅士、石川孝重 : 雪荷重と温度荷重との組合せに関する検討、日本建築学会技術報告集、第21巻、第49号、931-936、2015年10月
- 10) 中島秀雄、高田毅士、石川孝重 : 風、雪、温度荷重の組合せに対する応力の推定について、日本建築学会大会学術講演梗概集、2015年9月
- 11) 中島秀雄、高田毅士、石川孝重 : 風荷重と温度荷重との組合せに関する検討、日本建築学会技術報告集、第22巻、第50号、11-16、2016年2月
- 12) 中島秀雄、斎藤知生、石川孝重 : 温度荷重と地震荷重との組合せについて、日本建築学会大会学術講演梗概集、2013年8月
- 13) 日本道路協会 : 道路橋示方書・同解説、2012年4月

第5章

設計例による検証

第5章 設計例による検証

5.1 設計例による検証の目的

5章では建築物のモデルを用いて、前章までで提案した内容について検証する。具体的には、下記の4項目について検討する。

1. 温度荷重に対する設計をすべきかどうかの判断
2. 構造体温度の簡易算定法
3. 組合せ応力の設定法
4. 温度荷重による影響を低減する対策

5.2節では、平屋の鉄骨造建築物について主に温度変化による屋梁の伸縮に伴う変形、応力を検討する。構造形式は、ラーメン構造と、ブレース構造とを検討する。また、雪、風、地震荷重との組合せを検討し、荷重係数を用いた組合せ応力の影響について検証する。温度変化による応力を低減する対策として、ブレースを温度変形の小さい建物内側に配置したケースについてその効果を検証する。

5.3節では、3階建鉄筋コンクリート構造建築物について検討する。ラーメン構造と、耐震壁構造を検討する。梁部材の温度は簡易算定法を用いて推定し、断熱材の有無、位置（スラブの上か下か）により構造体温度がどのように変化するかを把握する。また、地震荷重との組合せを検討し、荷重係数を用いた組合せ応力の影響について検証する。温度荷重による変形、応力を低減する対策として、前出の断熱材による温度変化量低減に加え、エキスパンションジョイント設置による建物長さの低減、耐震壁の位置を変更することによる拘束応力の低減について効果を検証する。

5.2 鉄骨造生産施設の設計例

鉄骨造建築物への温度荷重の影響を検討する。長大建物の例として、長さ 100m の鉄骨造平屋の生産施設を想定する。雪、風、地震荷重との組合せの影響を確認するために建設地は札幌とし、対象とする季節は冬期とする。ラーメン構造については主に変形に、ブレース構造については主に拘束部材（ブレース）の応力に着目する。温度変化による変形、応力を低減する対策を考え、効果を検証する。

5.2.1 建物概要

検討建物は、鉄骨造平屋の生産施設を想定する。X 方向 10 スパン、Y 方向 2 スパンの均等な架構構成であり、100m×40m の長方形平面形の建物とする。図 5.2.1、5.2.2 に屋根梁伏図、軸組図を示す。

構造形式としては純ラーメン構造(S1)とブレース構造(S2,S3)とし、ブレースの配置は建物両端に配置する形式(S2)と建物内側に配置する形式(S3)とする。表 5.2.1 に対象とする Y2 架構の構造部材の断面を示す。ラーメン構造については地震荷重による層間変形角が 1/200 以下となるように柱、梁の断面を選定する。ブレース構造については引張ブレースのみで地震力を負担できるように断面を選定すると共に、柱、梁についてはラーメン構造の部材を 1~2 サイズ低減する。

表 5.2.1 部材リスト (Y2 架構)

モデル	柱	大梁	ブレース
S1	□-450x450x16	H-600x200x11x17	なし
S2	□-400x400x16	H-400x200x8x13	□-175x175x9
S3	□-400x400x16	H-400x200x8x13	□-175x175x9

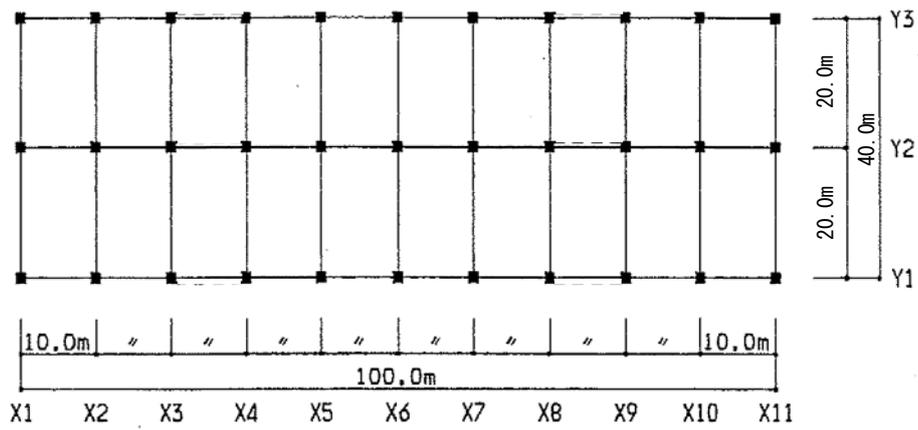
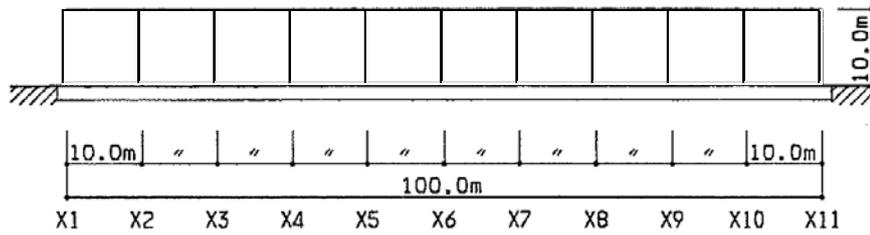
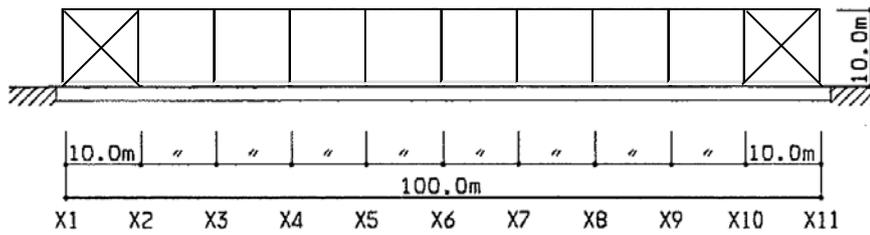


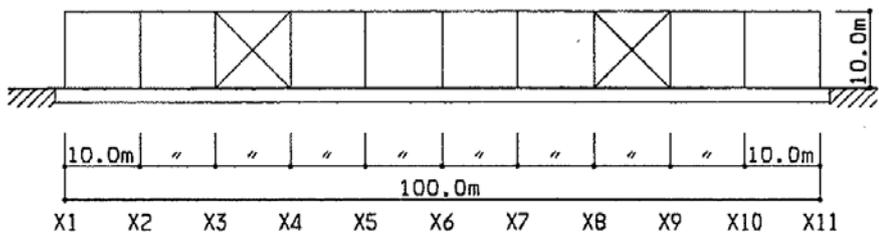
図 5.2.1 屋根梁伏図



S1 (ラーメン構造)



S2 (建物両端にブレースを配置した例)



S3 (建物内側にブレースを配置した例)

図 5.2.2 Y2 通り軸組図

5.2.2 条件設定

以下に、設定した条件を示す。

(1)立地条件

建設地は札幌。

(2)建物の仕上げ

外装仕上げ：屋根は折版屋根、外壁は金属パネルとする。

室内側：塗装のみで耐火被覆はなし。ただし、屋根や外壁は存在するが比較的開放的な建物で、基本的に室温が外気温と同等であると仮定する。

(3)温度変化の要因

外気温を対象とする。

(4)室内空調条件

空調なし。室温＝外気温と仮定する。

(5)解析モデル

- ・長辺方向架構のうち中側架構（Y2 通り）を対象とした平面図フレームとする。
- ・基礎梁は柱に対して十分な曲げ剛性があるものとし、柱脚を固定として解析する。
- ・材料特性は弾性とする。
- ・鋼材の線膨張係数は $1.2 \times 10^{-5} / ^\circ\text{C}$ とする。
- ・解析は汎用構造解析プログラム FAP-3,V5 を用いる。

(6)構造体温度の設定

鋼材温度 = 部材周辺温度（外気温）とする。

雪荷重との組合せを検討するため冬期を対象とする。

冬期の最低温度は、4 章で計算した再現期間 100 年に対する値として、最低温度 -20.4°C とする。

冬期の温度を対象とすることから、基準温度（建設時温度）としては最も温度差が大きくなる夏期平均気温を採用する。夏期平均気温として 7 月の月平均気温である 22.0°C を採用する。

温度差は、 $-20.4 - 22.0 = -42.4^\circ\text{C}$ となる。

(7)荷重ケース

荷重としては、以下のケースを想定し、設計時に変形、応力の組合せを考慮する。

固定荷重：屋根の重量として 0.5kN/m^2 とする。

雪荷重：積雪深 1.4m に比重 3kN/m^3 を乗じて 4.2kN/m^2 とする。

風荷重：基準風速 $U_0=32\text{m/sec}$ とし風圧力を 0.97kN/m^2 とする。

地震荷重：地震時重量として屋根の重量に雪荷重の 0.35 倍の値を加える。

層剪断力係数はラーメン構造の場合 0.2 、ブレース構造の場合 0.3 とする。

温度荷重：(6)参照

(8)クライテリア

- ・層間変形角 $1/200$ 以下。
- ・断面の応力度が短期許容応力度以下。
- ・温度荷重により圧縮側のブレースが座屈しないこと（短期圧縮応力度以下）

5.2.3 温度荷重に対する設計を行うかどうかの判定

2.2.3 で提案した推定法を用いて温度荷重に対する変形、応力を推定し、温度荷重に対する設計が必要かどうかを判断する。

a. 層間変形角の推定

ラーメン架構 S1 について層間変形角を推定する。

42.4℃の温度変化に対するラーメン構造の層間変形角の推定値は下式となる。

$$\text{層間変形角} = \alpha \cdot \Delta T \cdot \frac{L}{2h} = 0.000012 \cdot 42.4 \cdot \frac{100}{2 \cdot 10} = 0.00254 = \frac{1}{393} \quad (5.2.1)$$

想定された層間変形角は地震力に対する変形制限の半分以上と大きい。また、他の荷重との組合せを考えると設計上クリティカルとなる可能性もあるので温度荷重を考慮した設計を行うべきと判断する。

b. 拘束応力の推定

ブレース付き架構 S2 について拘束応力を推定する。

温度荷重 42.4℃に対する両端固定梁の軸力 P_0 は下式の値となる。

$$P_0 = EA\alpha\Delta T = 2.05 \times 10^5 \cdot 8337 \cdot 0.000012 \cdot 42.4 = 870000N \quad (5.2.2)$$

拘束応力の低減係数は下式となる。

$$\frac{K_B}{2K_G + K_B} = \frac{83600}{2 \cdot 21363 + 83600} = 0.660 \quad (5.2.3)$$

拘束応力は 576kN となり、ブレースの軸力は 407kN と座屈応力 180 kN を超えるため温度荷重を考慮した設計を行うべきと判断する。

5.2.4 ラーメン構造に関する変形と応力の検討

a. 層間変形角に関する考察

図 5.2.3 に変形図を示す。

冬期を対象としているため温度荷重により梁が収縮し柱が内側に倒れるように変形しており、その角度は外側の柱程大きい。最大層間変形角 $1/417\text{rad}$ は、推定値 $1/393$ とほぼ等しい。また、地震荷重による変形の $1/223\text{rad}$ に対して 54% であり、内外装材及び窓、ドアなどの建具は変形に対する追従性を検討する必要がある。また、この変形は、梁が自由に収縮した場合の変形（＝推定値）の $1/394\text{rad}$ に対して 94% と自由変形に近く、拘束が小さいことがわかる（表 5.2.2）。

表 5.2.2 最大層間変形

荷重ケース	最大層間変形 (mm)	最大層間変形角 (rad)	備考
風	9.6	$1/1042$	
地震	44.8	$1/223$	
温度	24.0	$1/417$	地震荷重による変形の 54% 、自由変形の 94%
温度（自由変形）	25.4	$1/394$	

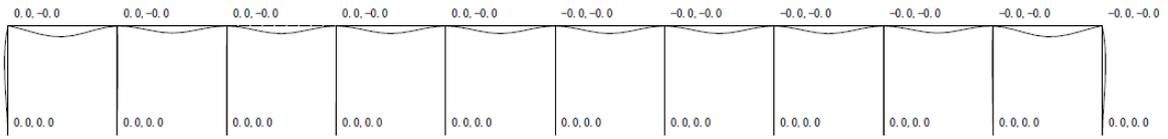
組合せ荷重に対する変形を試算してみる。

風＋温度の変形は、荷重係数 0.7 を用いて計算すると 30.7mm となり（温度荷重を主の荷重としている）、単純和の 33.6mm に対して 91% となる。

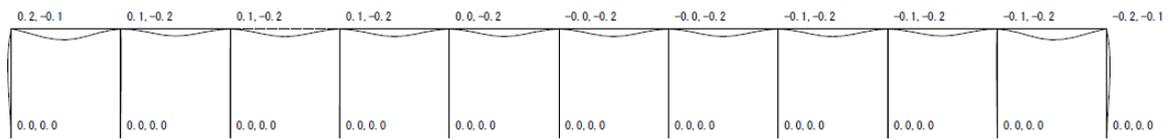
$$0.7 \cdot 9.6 + 24.0 = 30.7\text{mm} \quad (1/325\text{rad}) \quad (5.2.4)$$

地震＋温度の変形も同様に荷重係数 0.4 を用いて計算すると 54.4mm となり、地震時層間変形 44.8mm に対して 21% 大きく、単純和の 68.8mm に対して 79% であり、単純和では変形を過大に評価することになる。また、組合せ荷重に対する層間変形角 $1/184\text{rad}$ はクライテリアの $1/200$ を上回る結果となるため対策が必要である。

$$44.8 + 0.4 \times 24.0 = 54.4\text{mm} \quad (1/184\text{rad}) \quad (5.2.5)$$

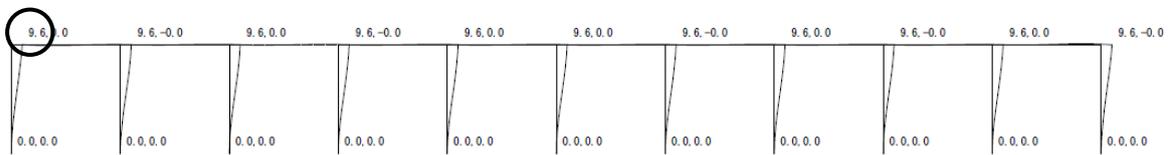


鉛直荷重による変形図



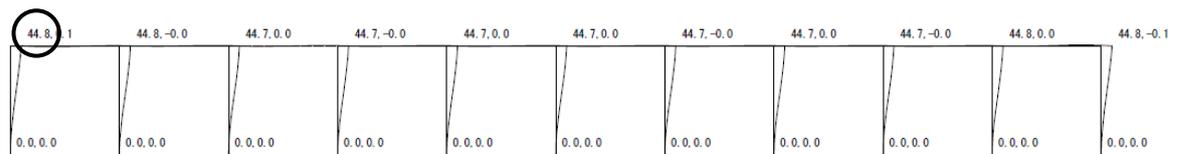
雪荷重による変形図

9.6mm

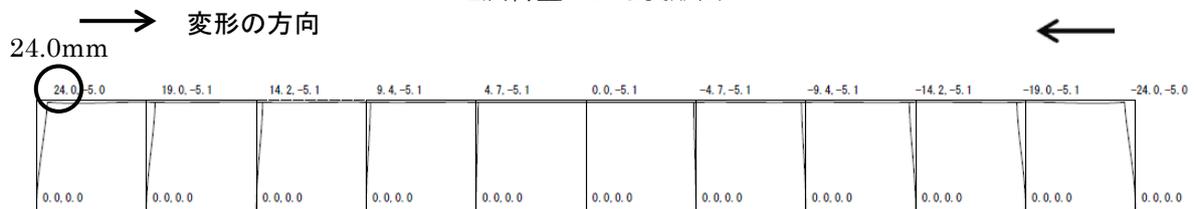


風荷重による変形図

44.8mm



地震荷重による変形図



温度荷重による変形図

図 5.2.3 ラーメン構造(S1)の変形図

b. 部材応力に関する考察

5.2.4 に応力図（曲げモーメント図）を示す。

温度荷重により柱、梁に発生している曲げモーメントは梁の収縮に伴う層間変形に伴うものであり、その最大値は地震荷重による曲げモーメントに対して 52%と層間変形とほぼ同じ比率である（表 5.2.3）。ラーメン構造においても温度荷重は変形だけでなく応力に対しても影響が大きいことがわかる。

表 5.2.3 大梁最大曲げモーメント

荷重ケース	大梁曲げモーメント kN・m		備考
	外端	内端	
固定	9	<u>18</u>	
雪	82	<u>175</u>	
風	<u>52</u>	42	
地震	<u>245</u>	196	
温度	<u>128</u>	94	地震荷重による応力の 52%

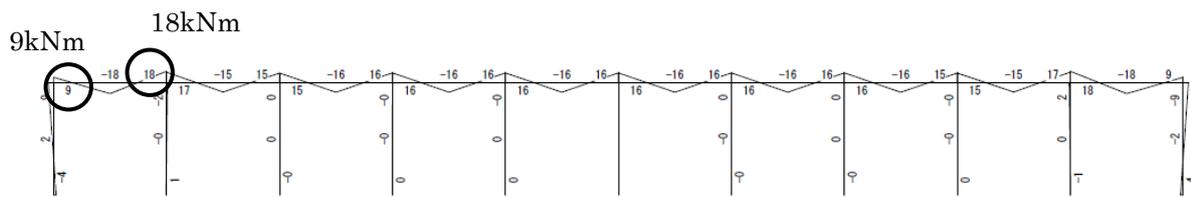
下線（ ）は各荷重ケースにおける最大曲げモーメントを示す。

大梁の内端の曲げモーメントについて組合せ応力を計算する。荷重係数は荷重指針 2 章の値を用いた。表 5.2.4 に組合せ応力の計算例を示す。荷重係数を乗じて得られた組合せ応力は単純和に対して 0.817~0.934 の範囲にあり、荷重係数を考慮することで設計用応力を低減し、合理的な設計ができることがわかる。

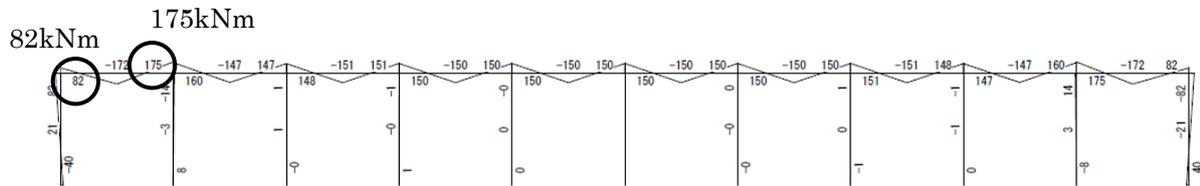
表 5.2.4 組合せ応力（大梁曲げモーメント）の検討

荷重ケース	固定	雪	風	地震	温度	組合せ応力		荷重係数 / 単純和
						荷重係数	単純和*	
梁内端モーメント kN・m	18	175	42	196	94			
荷重係数	1.00	1.00			0.80	268	287	0.934
	1.00		1.00		0.70	126	154	0.817
	1.00			1.00	0.40	252	308	0.817
	1.00	0.80			1.00	252	287	0.878
	1.00		0.70		1.00	141	154	0.918
	1.00	1.00	0.35		0.80	283	329	0.860
	1.00	0.35	1.00		0.70	187	215	0.869
	1.00	0.80	0.70		1.00	281	329	0.855

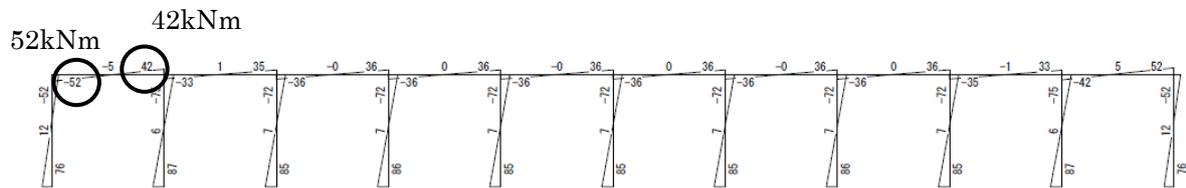
* : 風荷重が主の荷重の場合は雪荷重時応力に0.35を乗じる。
ハッチは主の荷重を示す。



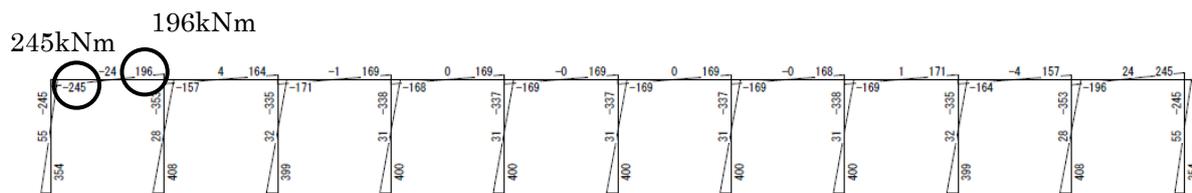
鉛直荷重による曲げモーメント図



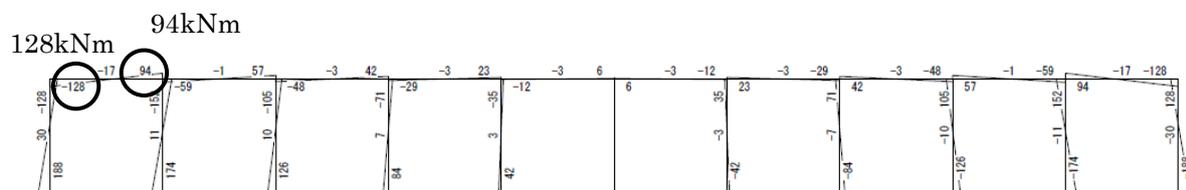
雪荷重による曲げモーメント図



風荷重による曲げモーメント図



地震荷重による曲げモーメント図



温度荷重による曲げモーメント図

図 5.2.4 ラーメン構造(S1)の曲げモーメント図

5.2.5 ブレース構造に関する変形と応力の検討

ブレース構造は、建物外側にブレースを配置した S2 と、ブレースの温度応力を低減するために建物内側に配置した S3 の 2 種類を検討する。

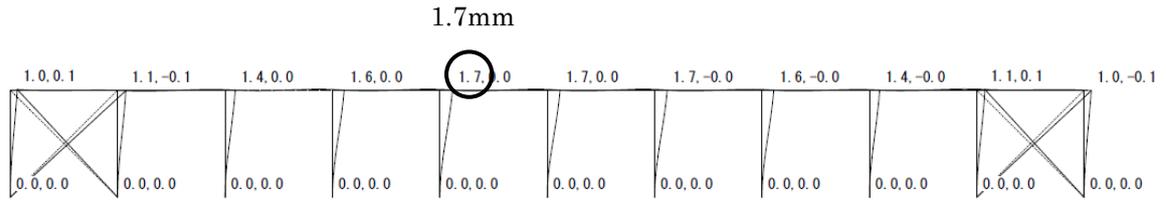
a. 層間変形角に関する検討

図 5.2.5 に変形図を示す。

温度応力による層間変形角はラーメン構造に比べ S2 で 41%、S3 で 76%と低減されている。温度変形を低減させる方法としてはブレースを配置することは有効である。

表 5.2.5 最大層間変形

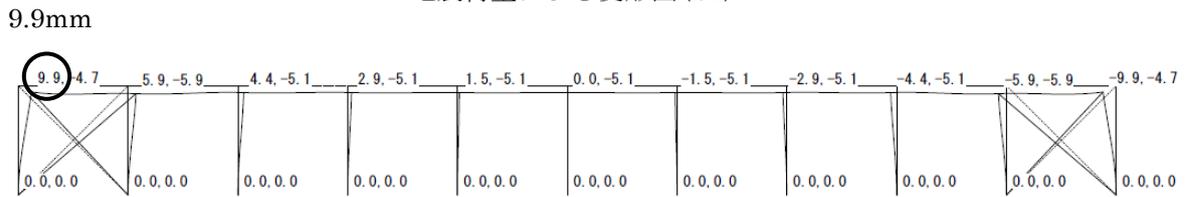
荷重ケース	ラーメン構造(S1)		ブレース構造(S2)		ブレース構造(S3)	
	層間変形 (mm)	層間変形角 (rad)	層間変形 (mm)	層間変形角 (rad)	層間変形 (mm)	層間変形角 (rad)
風	9.6	1/1042	1.7	1/5882	1.3	1/7692
地震	44.8	1/223	12.1	1/826	9.1	1/1099
温度	24.0	1/417	9.9	1/1010	18.3	1/546



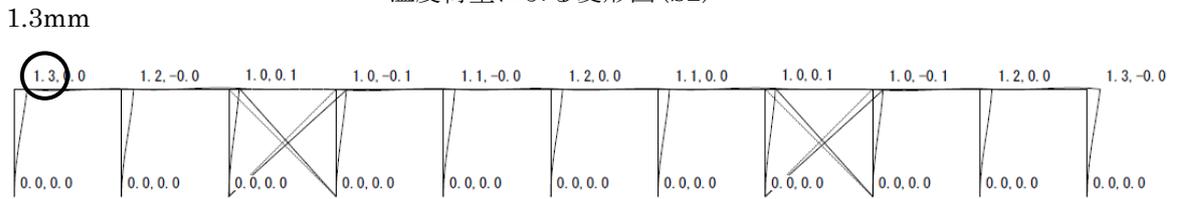
風荷重による変形図(S2)



地震荷重による変形図(S2)



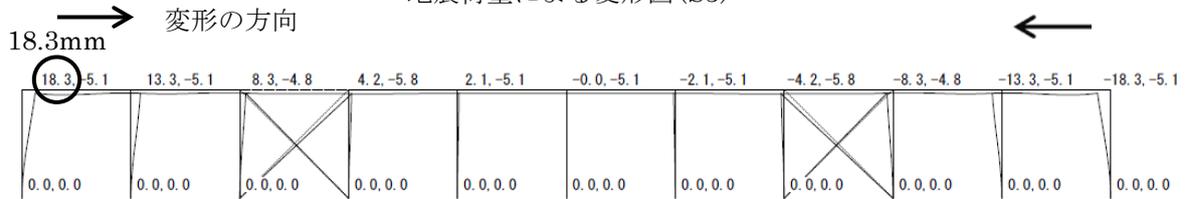
温度荷重による変形図(S2)



風荷重による変形図(S3)



地震荷重による変形図(S3)



温度荷重による変形図(S3)

図 5.2.5 ブレース構造(S2,S3)の変形図

b. 部材応力に関する検討

温度変形に対する拘束部材となっているブレースの応力（軸力）に関する検討を行う。

図 5.2.6 に応力図（軸力図）を示す。変形を拘束するブレースと軸変形を拘束される梁には軸力が発生している。S2 においては温度荷重によるブレースの圧縮軸力は、地震による軸力よりも大きく、構造断面を決定する要因となっている。

表 5.2.6 ブレース軸力

荷重ケース	ブレース軸力(S2) (kN)		ブレース軸力(S3) (kN)	
	引張	圧縮	引張	圧縮
風	58	-51	55	-56
地震	408	-360	366	-393
温度	591	-258	498	-175
温度 (S3/S2)			0.84	0.68

c. ブレース位置による応力の低減効果の検討

ブレースを温度変形の小さい建物の内側に配置した S3 では S2 に比べブレース軸力が引張側で 0.84 倍に、圧縮側で 0.68 倍に低減されている。この設計例のように屋根が軽く（地震力が小さく）、階高が高い（ブレースが長い）場合には、引張ブレースだけで十分に地震力に抵抗できるため、圧縮側のブレースは軸力を負担しない設計をすることが多いが、実際には、温度荷重を受けた場合、引張ブレースであっても座屈するまでは圧縮力が加わり、座屈後は面外に湾曲して仕上げ材を破損させることがある。そこで、引張ブレースであっても日常的に発生する温度荷重による座屈を防止することが望ましい。今回の設計例でブレースの座屈の検討を行う。

断面 □-175×175×9 断面積 A=5767mm²，断面 2 次半径 i=67.1mm

細長比 $\lambda = 14100 / 67.1 = 211$ ， $f_c = 20.9 \text{ N/mm}^2$

S2 ブレース圧縮軸力=258kN

$$\text{応力度} = 258000 / 5767 = 44.7 > 20.9 \times 1.5 = 31.3 \text{ NG} \quad (5.2.6)$$

S3 ブレース圧縮軸力=175kN

$$\text{応力度} = 175000 / 5767 = 30.3 < 20.9 \times 1.5 = 31.3 \text{ OK} \quad (5.2.7)$$

以上のように、建物両側にブレースを配置した S2 では温度荷重によるブレースの圧縮軸力が短期許容応力度を上回っており、座屈する可能性がある。これに対して、ブレースを建物内部に配置した S3 では短期許容応力度以内に収まっている。ブレース位置を建物の中心に近づける対策により、ブレースに対する過度の温度応力を低減し、座屈防止を防止することができた。

d. 組合せ応力に関する検討

次に、組合せ応力について検討する。

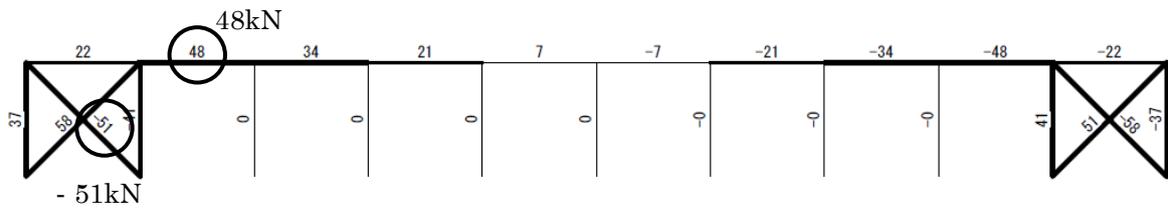
地震+温度の組合せを考える。軸力が大きい引張側のブレースに着目すると、温度応力の方が大きいため温度荷重を主の荷重とし、地震による応力に対して荷重係数 0.4 を乗じると組合せ応力は 754kN となり、単純和の 999kN に対し 75%となる。つまり、組合せ応力として単純和を採用すると応力を 25%過大に見積もることになる。荷重係数を適切に設定することで合理的な設計が可能になる。

e. 大梁の軸力に関する検討

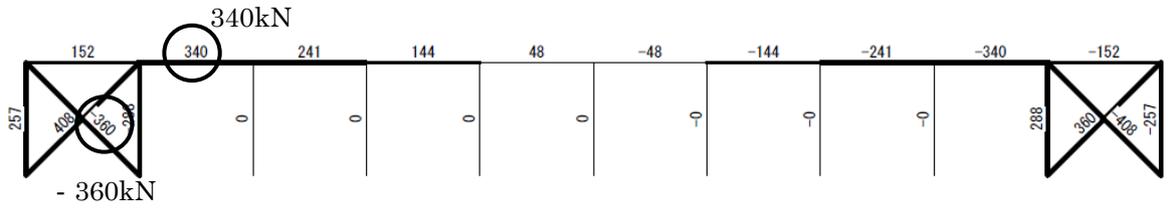
次に、大梁の軸力について検討する。大梁の最大発生軸力を表 5.1.7 に整理した。表には梁の両端が固定された状態での温度応力も記載した。温度荷重により発生した梁の軸力の固定された梁の軸力に対する比は、ラーメン構造では 0.08 と小さく、ブレース構造では 0.70(S2), 0.59(S3) と固定に近くなっている。ブレース構造では梁の端部接合形式をピン接合（剪断力のみ伝えるためにウェブのみを接合する）にする場合があるが、接合部においても軸力の伝達についての検討が必要となろう。

表 5.2.7 大梁軸力

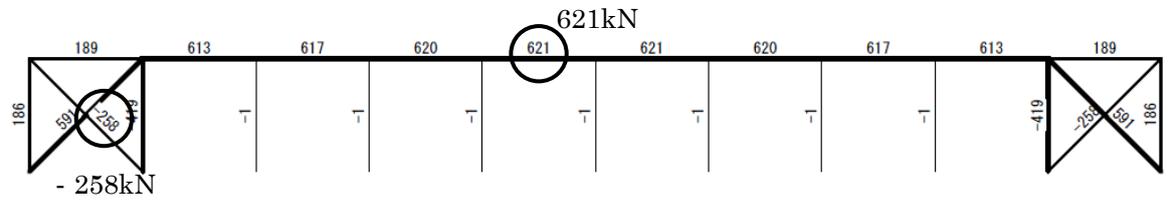
荷重ケース	大梁軸力(kN)		
	ラーメン構造(S1)	ブレース構造(S2)	ブレース構造(S3)
風	2	48	28
地震	12	340	200
温度	111	621	515
温度(両端固定)	1374	870	870
温度/温度(固定)	0.08	0.70	0.59



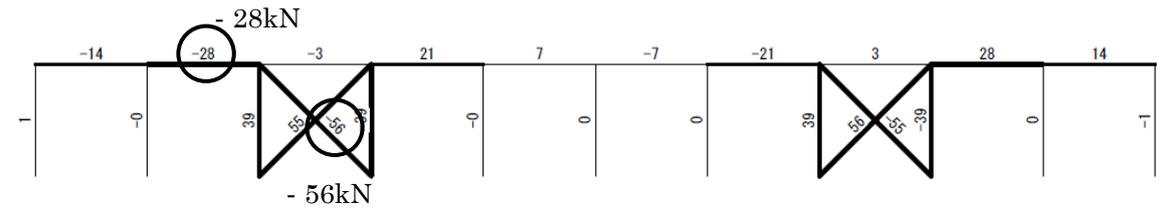
風荷重による軸力図(S2)



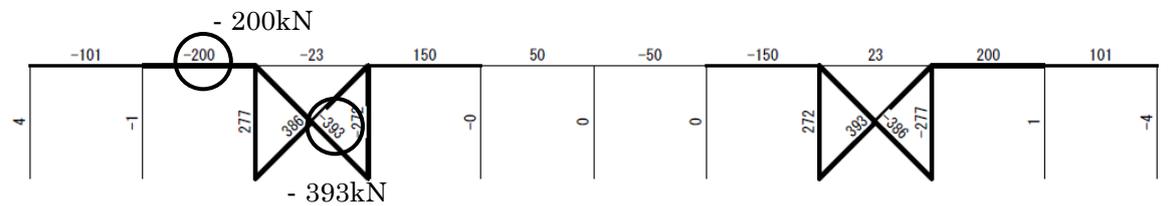
地震荷重による軸力図(S2)



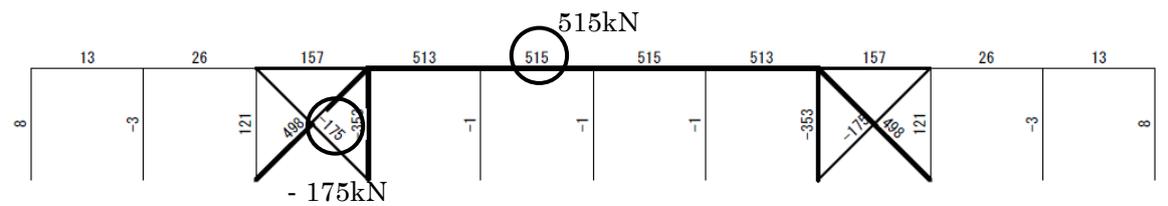
温度荷重による軸力図(S2)



風荷重による軸力図(S3)



地震荷重による軸力図(S3)



温度荷重による軸力図(S3)

図 5.2.6 ブレース構造(S2,S3)の軸力図

5.3 鉄筋コンクリート造教育施設の設計例

鉄筋コンクリート造建物への温度荷重の影響を検討する。長大建物の例として、長さ 96m の 3 階建て教育施設を想定する。この長さは鉄筋コンクリート造建物としては比較的長く、温度荷重による影響が大きいことが予想される。鉄骨造の設計例に比べ床面積あたりの重量が大きく、地震荷重が卓越するため、雪、風荷重は考慮しない。建設地は東京とし、対象とする季節は夏期とする。最上階の梁に日射の影響を考慮し、断熱材の有無、位置による梁温度の違いを検討する。構造架構は鉄骨造と同様にラーメン構造と耐震壁併用構造の 2 種類を検討する。ラーメン構造では主に層間変形に着目する。変形を低減する手段として、エキスパンションジョイントにより建物長さを低減する対策についてその効果を把握する (RC2)。耐震壁併用構造の場合は温度変形の拘束材となる耐震壁に発生する剪断力に着目し、剪断ひび割れに対する検討を行う。温度荷重による剪断力を低減する対策として、耐震壁を温度変形が小さい建物内側に配置したケース (RCW2) を考え応力の低減効果を把握する。

5.3.1 建物概要

8m スパンを単位とする X 方向 12 スパン、Y 方向 3 スパンの均等な架構とし、96m×24m の長方形平面の建物とする。図 5.3.1、5.3.2 に床梁伏図、軸組図を示す。

構造形式としては純ラーメン構造 (RC1,2) と耐震壁併用ラーメン構造 (RCW1,RCW2) とする。表 5.3.1 に対象とする Y2 架構の構造部材の断面を示す。

温度荷重による影響を低減する対策として、ラーメン構造ではエキスパンションジョイントによる建物長さの低減をはかり (RC2)、耐震壁併用構造では耐震壁の位置による応力低減をはかる (RCW2)。

表 5.3.1 部材リスト (Y2 架構)

モデル	柱	大梁	耐震壁
RC1	□ - 750x750	□ - 500×800	なし
RC2	□ - 750x750	□ - 500×800	なし
RCW1	□ - 750x750	□ - 500×800	厚さ 200mm
RCW2	□ - 750x750	□ - 500×800	厚さ 200mm

コンクリートの設計基準強度 $F_c = 24 \text{ N/mm}^2$

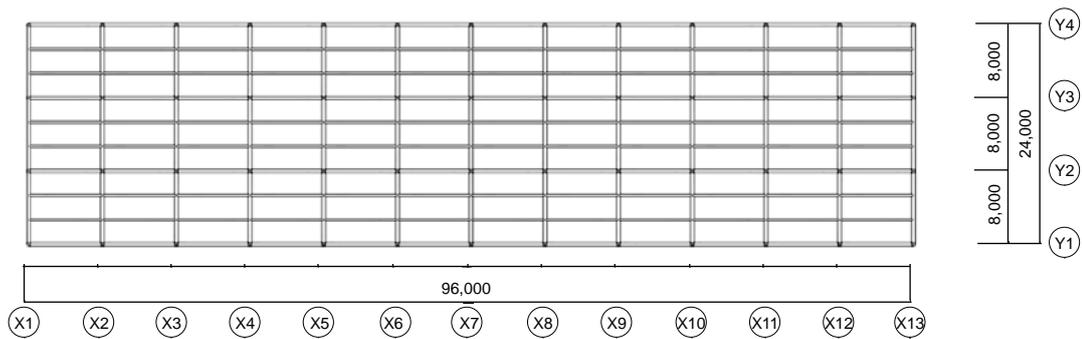
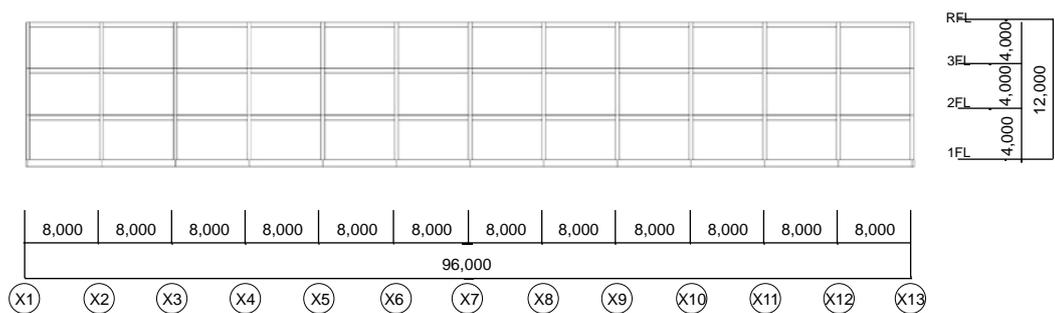
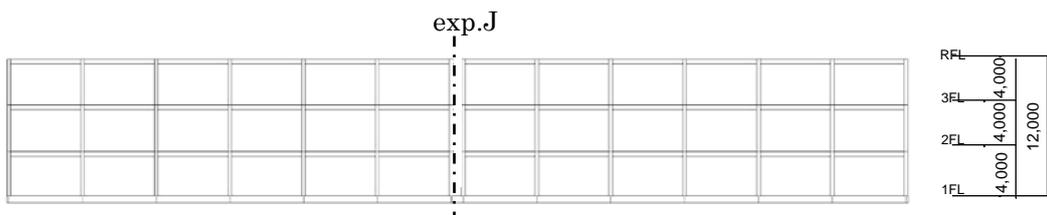


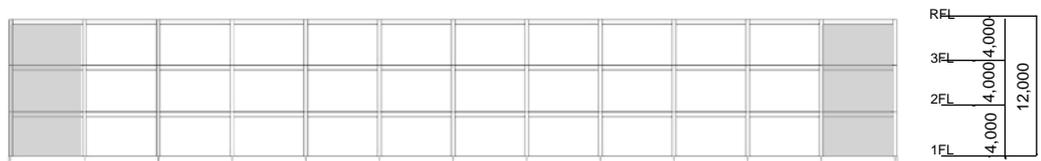
図 5.3.1 梁伏図 (2階)



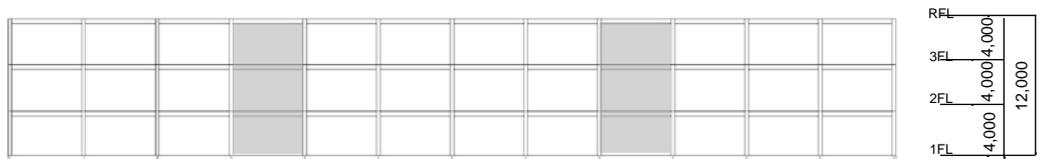
ラーメン構造 (RC1) 軸組図



ラーメン構造 (RC2) 軸組図, exp.J で分割



耐震壁構造 (RCW1) 軸組図



耐震壁構造 (RCW2) 軸組図

図 5.3.2 軸組図 (Y2 通り)

5.3.2 条件設定

以下に、設定した条件を示す。

(1)立地条件

建設地は東京。

(2)屋根の断熱条件

屋根の断熱条件としては下記の3ケースを想定する。

- ・内断熱：床、梁の室内側に断熱を施す。構造体温度としては最も変化が大きくなる。
- ・無断熱：床上にも下にも断熱がない。
- ・外断熱：屋根スラブの上に断熱層を設け、その上に押えコンクリートをのせる。構造体温度の変化は最も小さくなる。

近年では温度変化による屋根躯体の伸縮による不具合（壁のひび割れ等）を防止するため外断熱工法が主流であるが、ここでは温度変化の影響を見るため3ケースの比較を行う。

(3)温度変化の要因

屋根面は外気温と日射の影響を考慮する。

日射と外気温により夏期に最も大きな温度差が生じると考えられるため、季節は夏期を仮定する。室内は26℃に空調されているものとする。

(4)解析モデル

- ・長辺方向架構のうち中側架構（Y2通り）を対象とした平面フレームとする。
- ・基礎梁の曲げ剛性を考慮するが、軸伸縮はないものとする。
- ・材料特性は弾性とする。
- ・コンクリートの線膨張係数は $1.0 \times 10^{-5} / ^\circ\text{C}$ とする。
- ・応力と変形の解析は汎用構造解析プログラムFAP-3,V5を用いる。

(5)構造体温度の設定

外気温は東京における最高温度の再現期間100年に対する値として、39.8℃とする。屋根面には日射を考慮する。室内は26℃で一定とする。大梁の温度は2次元簡易算定法を用いて計算する。5.3.4に計算結果を示す。柱、壁及び最上階以外の梁は室内空調温度と同じであるとし、26℃とする。

基準温度（建設時温度）は夏期の応力や変形に対し最も条件が厳しい冬期平均気温とし、東京の1月の月平均気温である5.6℃を採用する。

(6)解析ケース

荷重としては、以下のケースを想定し、設計時に応力の組合せを行う。

固定+積載荷重：架構用 12kN/m^2 、地震用 11kN/m^2 とする。

地震荷重：1階の層剪断力係数を 0.2 とし、高さ方向の分布は A_i 分布とする。

温度荷重：(5)参照

(7)クライテリア

- ・ 相関変形角 $1/200$ 以下。
- ・ 断面の応力度が短期許容応力度以下。
- ・ 温度荷重により鉄筋コンクリート耐震壁に剪断ひび割れが生じないこと（短期許容剪断応力度以下）

5.3.3 温度荷重に対する設計を行うかどうかの判定

設定した条件に対して温度荷重による変形、応力を推定し、温度荷重に対する設計が必要かどうかを判断する。

a. 層間変形角の推定

ラーメン架構 RC1 について層間変形角を推定する。内断熱を想定し、最上階梁の温度変化を 35.7℃とする。階高は建物高さとして 12mとする。

温度変化に対するラーメン構造の層間変形角の推定値は下式となる。

$$\text{層間変形角} = \alpha \cdot \Delta T \cdot \frac{L}{2h} = 0.00001 \cdot 35.7 \cdot \frac{96}{2 \cdot 12} = 0.00143 = \frac{1}{700} \quad (5.2.1)$$

想定された層間変形角は地震荷重に対するクライテリアである 1/200 の 1/3 程度であるが 1/800 を超えることから壁のひび割れが懸念される。また、地震荷重との組合せを考えると設計上クリティカルとなる可能性もあるので温度荷重を考慮した設計を行うべきと判断する。

b. 拘束応力の推定

耐震壁付き架構 RW1 について拘束応力を推定する。

温度荷重 35.7℃に対する両端固定梁の軸力 P_0 は下式の値となる。

$$P_0 = EA\alpha\Delta T = 2.27 \times 10^4 \cdot 400000 \cdot 0.00001 \cdot 35.7 = 3242000N \quad (5.2.2)$$

拘束応力の低減係数は下式となる。

$$\frac{K_B}{2K_G + K_B} = \frac{1269000}{2 \cdot 113000 + 1269000} = 0.848 \quad (5.2.3)$$

拘束応力は 2749kN となり、コンクリートのひび割れ応力とほぼ等しいため温度荷重を考慮した設計を行うべきと判断する。

5.3.4 断熱材による梁温度の低減効果

最上階の梁について断熱材の有無、位置による温度変化の違いについて検討する。断熱条件は、5.3.2 (2)の3ケース(内断熱、無断熱、外断熱)を対象とする。

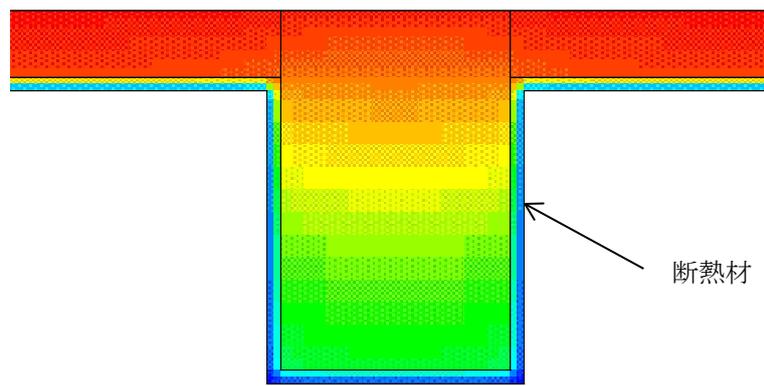
鉄筋コンクリート梁は熱容量が大きく、構造体温度=外気温(最高、最低)と仮定すると過剰な温度荷重を考慮することになる。そこで、最上階梁の温度は、外気温、日射の日変動を考慮した2次元簡易算定法により求める。

図 5.3.3 に3ケースの断熱条件に対する解析結果(日平均温度の分布)を示す。赤が相当外気温平均値(45℃)、青が室温(26℃)を表している。内断熱をしたケースでは梁断面全体が相当外気温に近い温度になっているのに対し、外断熱をしたケースでは梁全体の温度が室温に近くなっている。各ケースの最高温度(梁断面の平均値)、基準温度(冬期平均気温)との温度差を表 5.3.2 に示す。断熱の無いケースを基準とすると、内断熱では温度差が1.25倍とかえって大きくなっている。外断熱としたケースでは逆に0.75倍と温度差が低減されている。

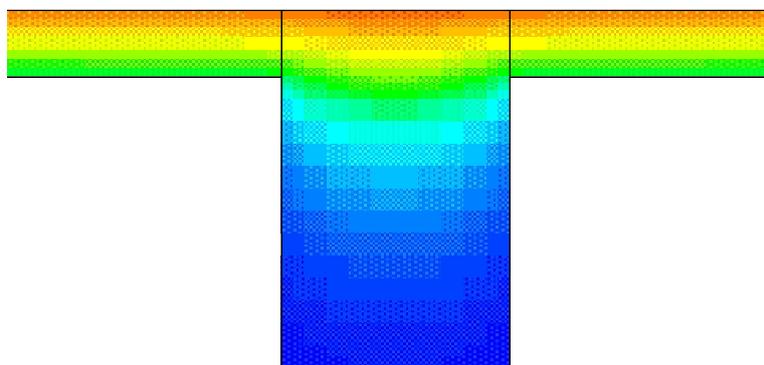
このように、内断熱は構造体の温度応力を増大させ、壁のひび割れの要因となるため、近年では外断熱とすることが多い。しかし、以下の変形と応力の検討においては温度荷重の影響が最も大きい内断熱のケースを対象とする。

表 5.3.2 梁最高温度と基準温度に対する温度差(℃)

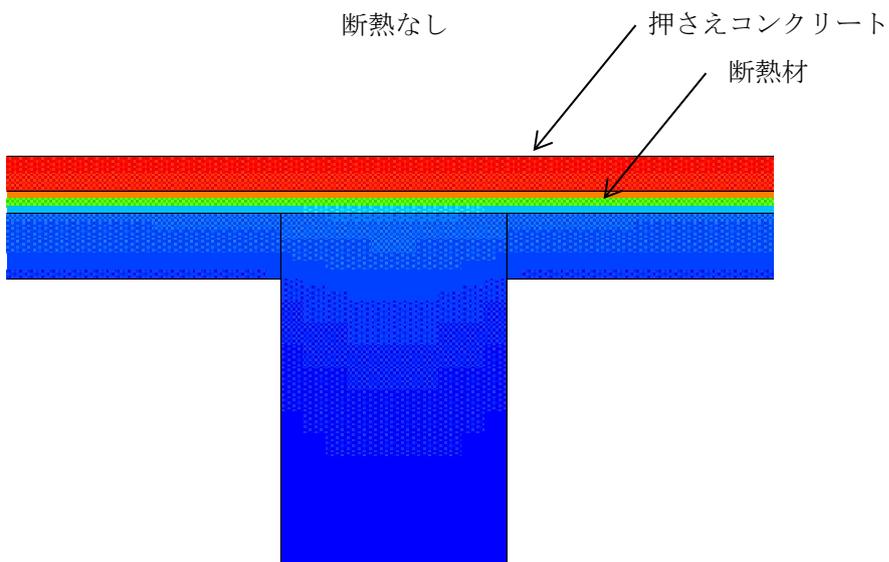
	梁最高温度	基準温度	温度差	比率
内断熱	41.3	5.6	35.7	1.25
断熱なし	34.1	5.6	28.5	1.00
外断熱	27.1	5.6	21.5	0.75



内断熱



断熱なし



外断熱

図 5.3.3 温度分布 (夏期、日平均温度)

5.3.5 ラーメン構造に対する変形と応力の検討

a. 層間変形角に関する検討

図 5.3.4 に地震、温度荷重に対するラーメン構造(RC1)の変形と応力(曲げモーメント)を示す。

温度荷重による変形は夏期を対象としているため、冬期を対象とした鉄骨のラーメン構造(S1)と反対に梁の伸び出しにより柱が外側に倒れるように変形しており、その角度は外側の柱程大きい。温度荷重による変形角は最大で 1/615rad (1階外柱)と地震荷重による1階の相関変形角の 1/606 とほぼ同じ大きさであり、温度荷重の影響が大きい。2階の梁が自由に伸び出した場合の層間変形角 1/408 に対する比は 66%であり、架構の剛性により変形が低減されている。最上階の水平変位ではその比率は 84%となっているのは、下階の梁も伸び出しているため架構の拘束力が低下しているためと考えられる。

表 5.3.3 最大層間変形

荷重ケース	R 階水平変位 (mm)	1 階層間変位 (mm)	最大層間変形角 (rad)
地震	18.8	6.6	1/606
温度	15.2	6.5	1/615
温度(自由変形)	17.1	9.8	(1/408)
温度/地震	0.81	0.99	
温度/温度(自由)	0.84	0.66	

温度荷重により柱、梁に発生している曲げモーメントは梁の伸び出しに伴う層間変形によるものであり、地震荷重による曲げモーメントに対する比は、柱で 84%、大梁で 73%(2階)、101%(R階)と層間変形における地震との比とほぼ同じである(表 5.3.4)。

表 5.3.4 大梁最大曲げモーメント

荷重ケース	曲げモーメント(kN・m)		
	1 階柱脚	2 階梁外端	R 階梁外端
固定+積載	55	363	298
地震	848	561	241
温度	716	409	243
温度/地震	0.84	0.73	1.01

b. 組合せ応力に関する検討

荷重係数を用いた組合せ応力を算定し、単純和と比較する。最上階外端部大梁の曲げモーメントについて組合せ応力を計算した結果を表 5.3.5 に示す。地震荷重が主の荷重である場合の温度応力に対する荷重係数は 0.4 としている。

荷重係数を用いず、各応力を単純に加えた場合(③)に対して、荷重係数を乗じて得られた組合せ応力の比は 0.81~0.82 とおよそ 2 割の低減となっている。荷重係数を適切に考慮することで合理的な設計ができることがわかった。

表 5.3.5 組合せ応力（大梁曲げモーメント）の検討

荷重ケース	固定+積載 G+Q	地震 E	温度 T	組合せ応力			②/①	②/③
				① G+Q+E	② G+Q+E+0.4T	③ G+Q+E+T		
2階梁外端モーメント kN・m	363	561	409	924	1088	1333	1.18	0.82
R階梁外端モーメント kN・m	298	241	243	539	636	782	1.18	0.81

	18.6,0.0	18.6,0.0	18.6,0.0	18.7,0.0	18.7,-0.0	18.7,0.0	18.8,-0.2
	13.9,0.0	13.9,0.0	13.9,0.0	13.9,0.0	13.9,0.0	13.9,0.0	14.0,-0.1
	6.6,0.0	6.6,0.0	6.6,0.0	6.6,0.0	6.6,-0.0	6.6,0.0	6.6,-0.1
	0.0,0.0	0.0,0.0	0.0,0.0	0.0,0.0	0.0,0.0	0.0,0.0	0.0,0.0

地震荷重による変形図(RC1)

	0.0,2.5	2.4,2.5	4.8,2.5	7.3,2.5	9.8,2.5	12.4,2.5	15.2,2.3
	0.0,1.6	1.8,1.6	3.6,1.6	5.4,1.6	7.2,1.6	9.0,1.7	10.7,1.5
	0.0,0.8	0.9,0.8	1.9,0.8	2.9,0.8	4.0,0.8	5.1,0.8	6.5,0.7
	0.0,0.0	0.0,0.0	0.0,0.0	0.0,0.0	0.0,0.0	0.0,0.0	0.0,0.0

変形の方法 →

温度荷重による変形図(RC1)

200	0	200	0	200	0	200	0	202	-1	200	13	241						
-399	-200	-399	-200	-399	-200	-399	-200	-402	-201	-202	-216	-241						
399	234	0	400	235	0	400	235	0	401	239	-0	402	250	12	443	75		
-564	-399	-565	-400	-565	-400	-565	-400	-401	-402	-402	-418	-469						
503	479	0	503	480	0	503	480	0	503	481	-0	503	487	16	561	269		
-526	-503	-526	-503	-526	-503	-526	-503	-526	-503	-503	-529	-576						
408	816	-0	408	816	0	408	816	-0	407	817	2	413	812	-9	380	54	576	576
-408	-408	-408	-408	-408	-408	-408	-410	-410	-398	-398	-468	-468						

地震荷重による曲げモーメント図(RC1)

-9	4	18	5	45	5	74	6	106	5	140	25	243	
-9	-9	-53	-36	-64	-64	-169	-95	-235	-129	-332	-193	-243	
-16	8	32	35	80	74	128	8	174	176	220	13	282	231
-16	-16	-61	-64	-112	-112	-168	-159	-204	-205	-212	-255	-58	
-22	11	43	47	109	90	174	11	239	146	304	22	409	66
-22	-22	-83	-87	-152	-152	-267	-217	-375	-282	-532	-365	-474	
-20	10	39	119	100	241	162	10	239	508	716	84	612	612
-20	-20	-80	-141	-211	-211	-270	-270	-444	-444	-444	-444	-444	

温度荷重による曲げモーメント図(RC1)

図 5.3.4 ラーメン構造(RC1)の変形と応力

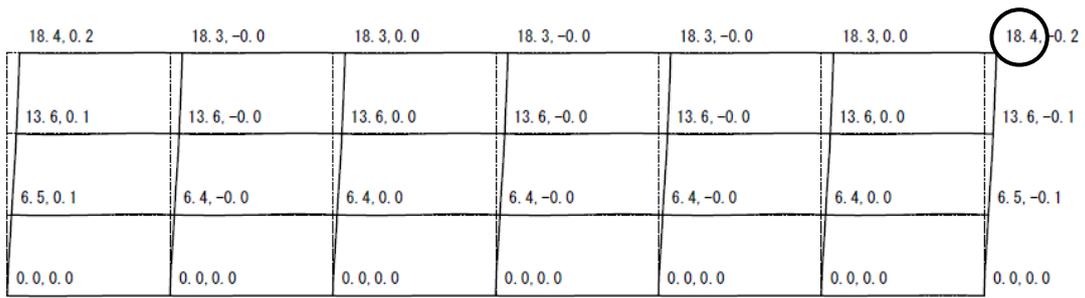
c. エキспанションジョイントによる変形と応力の低減

ラーメン構造では、温度荷重による影響（変形、応力）は主に梁の伸縮が原因である。梁の伸縮量は温度変化量と梁の長さに比例している。そこで、エキспанションジョイントを設けて建物を構造的に分割し、伸縮する梁の長さを短くする対策を考える。

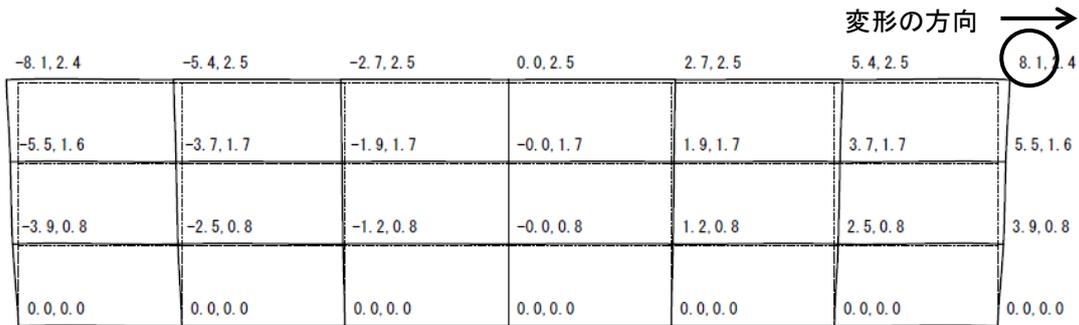
対象とする架構は、図 5.3.2 に示す RC2 であり、RC1 に対して建物長さを半分（48m）としている。図 5.3.5 に地震、温度荷重に対する変形と応力（曲げモーメント）を示す。変形、応力をエキспанションジョイントがない RC1 と比較した（表 5.3.6）。地震荷重に対する変形、応力がエキспанションジョイントの有無にほとんど影響されないのに対し、温度荷重に対する変形、応力はおよそ半分に低減されている。変形、応力共に建物長さに比例して小さくなっている。ラーメン構造の場合にはエキспанションジョイントを設けて構造架構の長さを短くすることにより温度荷重に対する変形、応力を低減できることがわかった。

表 5.3.6 エキспанションジョイントによる変形、応力の低減

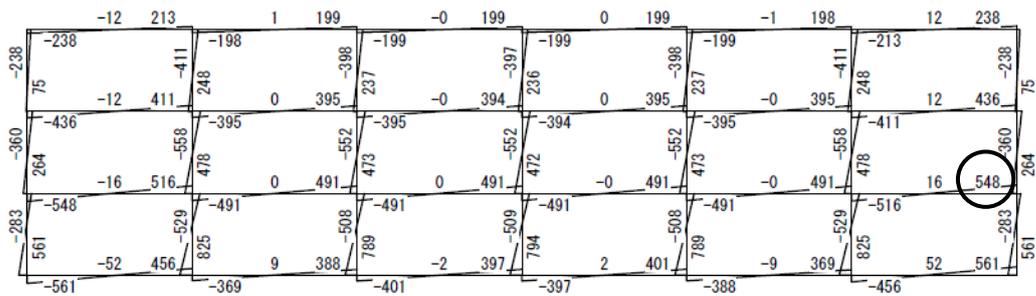
		エキспанションジョイント無し(RC1)	エキспанションジョイント有り(RC2)	低減率 (RC2/RC1)
最上階変位	地震	18.8	18.4	0.98
	温度	15.2	8.1	0.53
2階梁曲げモーメント	地震	561	548	0.98
	温度	409	195	0.48



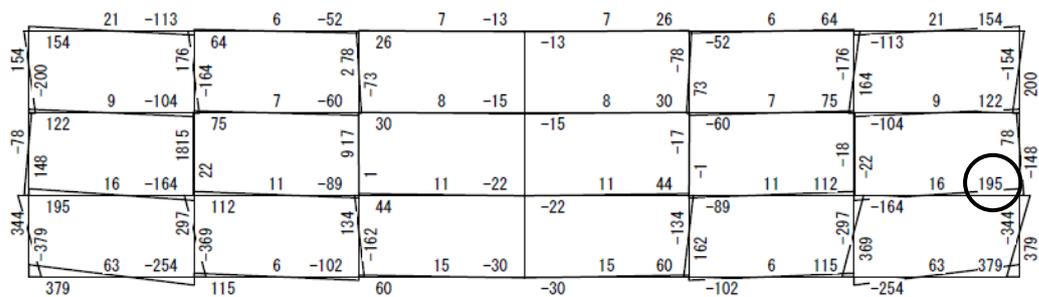
地震荷重による変形図 (RC2)



温度荷重による変形図 (RC2)



地震荷重による曲げモーメント図 (RC2)



温度荷重による曲げモーメント図 (RC2)

図 5.3.5 エキスパンションジョイントを設けた場合(RC2)の変形と応力

5.3.6 耐震壁構造に関する変形と応力の検討

耐震壁を併用した構造(RCW1,RCW2)に関して温度荷重による影響を把握すると共に、荷重係数を用いた組合せ応力の大きさの評価、温度荷重に対する影響を低減する対策とその効果について検討を行う。

a. 変形に関する検討

図 5.3.6 に地震、温度荷重による変形を示す。

温度荷重による層間変形角はラーメン構造(RC1)に比べて RCW1 で 42%、RCW2 で 80%と減少している。これは耐震壁が梁の伸縮を拘束しているものと考えられる。特に RCW1 では建物の両端に配置された耐震壁が、梁の伸縮を拘束している。耐震壁には変形を拘束された梁からの反力が働き、剪断力が発生する。

表 5.3.7 1 階の最大層間変形

荷重 ケース	ラーメン構造(RC1)		耐震壁構造(RCW1)		耐震壁構造(RCW2)	
	層間変形 (mm)	層間変形角 (rad)	層間変形 (mm)	層間変形角 (rad)	層間変形 (mm)	層間変形角 (rad)
地震	6.6	1/606	1.8	1/2222	1.6	1/2500
温度	6.5	1/615	2.7	1/1481	5.2	1/769

5.0,0.0	5.0,-0.0	4.8,-0.0	4.6,-0.0	4.3,0.0	3.9,0.6	3.9,-0.6
3.7,0.0	3.7,-0.0	3.6,-0.0	3.4,-0.0	3.1,0.0	2.8,0.5	2.8,-0.6
1.8,0.0	1.8,-0.0	1.8,-0.0	1.7,-0.0	1.5,0.0	1.4,0.4	1.4,-0.4
0.0,0.0	0.0,0.0	0.0,0.0	0.0,0.0	0.0,0.0	0.0,0.0	0.0,0.0

地震荷重による変形図 (RCW1)

4.1,-0.0	4.1,0.0	3.9,0.6	3.9,-0.6	4.2,-0.0	4.4,0.0	4.5,-0.0
3.0,-0.0	2.9,0.0	2.8,0.5	2.8,-0.5	3.1,-0.0	3.2,0.0	3.3,-0.0
1.5,-0.0	1.5,0.0	1.4,0.4	1.4,-0.4	1.5,-0.0	1.6,0.0	1.6,-0.0
0.0,0.0	0.0,0.0	0.0,0.0	0.0,0.0	0.0,0.0	0.0,0.0	0.0,0.0

地震荷重による変形図 (RCW2)

0.0,2.5	1.4,2.5	2.8,2.5	4.3,2.5	5.7,2.5	7.3,2.2	7.3,-0.0
0.0,1.6	1.0,1.6	2.0,1.6	3.1,1.6	4.1,1.6	5.1,1.7	5.1,-0.3
0.0,0.8	0.5,0.8	1.0,0.8	1.5,0.8	2.1,0.8	2.7,1.0	2.7,-0.3
0.0,0.0	0.0,0.0	0.0,0.0	0.0,0.0	0.0,0.0	0.0,0.0	0.0,0.0

変形の方法 →

温度荷重による変形図 (RCW1)

-0.0,2.5	1.9,2.5	3.8,1.6	3.8,0.5	6.4,2.4	9.0,2.5	11.8,2.4
-0.0,1.6	1.4,1.6	2.8,1.2	2.8,0.2	4.6,1.6	6.4,1.7	8.2,1.6
-0.0,0.8	0.7,0.8	1.4,0.7	1.4,0.0	2.6,0.8	3.8,0.8	5.2,0.8
0.0,0.0	0.0,0.0	0.0,0.0	0.0,0.0	0.0,0.0	0.0,0.0	0.0,0.0

変形の方法 →

温度荷重による変形図 (RCW2)

図 5.3.6 耐震壁構造の変形

b. 応力に関する検討

地震、温度荷重による応力（剪断力）を図 5.3.7 に、耐震壁の剪断力の最大値を表 5.3.8 に示す。RCW1 では温度荷重による剪断力が地震による剪断力の約 2 倍と大きく、構造断面を決定する荷重となっている。温度荷重に対する剪断応力度はコンクリートの短期許容応力度である 1.09kN/mm^2 を上回っており、剪断ひび割れが発生する可能性が高い。このひび割れは配筋を増やすなどの補強では制御が困難であるので、応力を低減する対策が必要である。

表 5.3.8 耐震壁の剪断力

荷重ケース	RCW1		RCW2	
	剪断力 (kN)	剪断応力度 (N/mm^2)	剪断力 (kN)	剪断応力度 (N/mm^2)
地震	1553	0.97	1590	0.99
温度	3099	1.94	1629	1.02

c. 組合せ応力に関する検討

地震、温度荷重による組合せ応力（耐震壁の剪断力）について検討する。温度荷重による剪断力の方が地震による剪断力よりも大きいため、温度荷重を主の荷重とする。荷重係数 0.4 を用いた組合せ応力 (T+0.4E)、単純和 (T+E) とを計算し、表 5.3.9 に示した。荷重係数を用いた組合せ応力は単純和に対して 0.7、0.8 倍と小さく、荷重係数を適切に設定することで合理的な設計が可能になると考えられる。

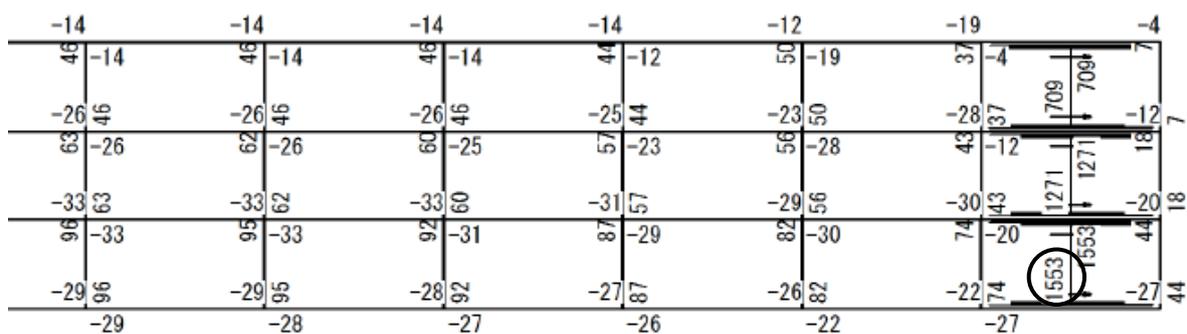
表 5.3.9 地震、温度荷重に対する組合せ応力 (kN)

	地震 E	温度 T	荷重係数 T+0.4E	単純和 T+E	(T+0.4E) /(T+E)
RCW1	1553	3099	3720	4652	0.80
RCW2	1590	1629	2265	3219	0.70

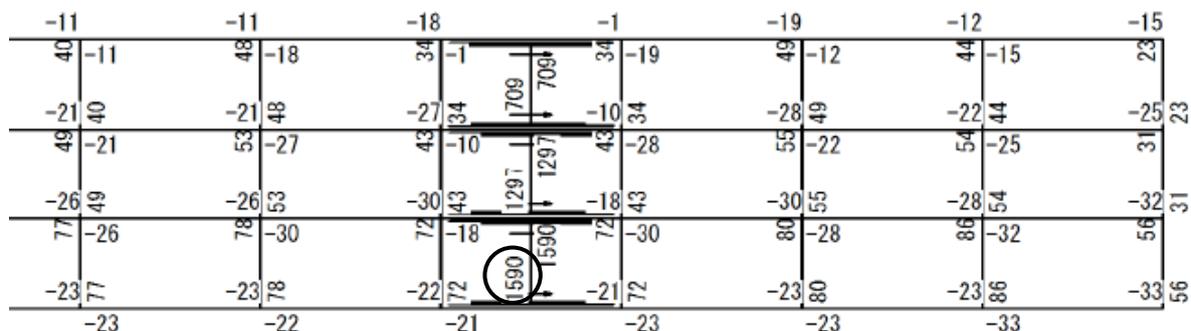
d. 耐震壁の配置により温度応力を低減する方法の検討

鋼構造におけるブレースの配置と同様、耐震壁をより温度変形の小さな建物内側に配置することにより温度応力を低減する対策 (RCW2) についてその効果を把握する。

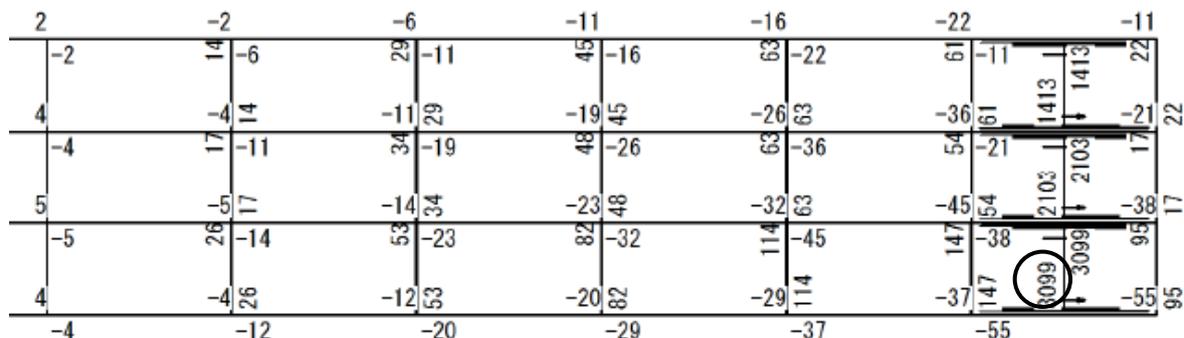
建物の内側に配置した場合 (RCW2) の耐震壁の剪断力 1629kN は、建物両端に配置した場合 (RCW1) 3099kN に比べ 0.53 倍に低減している (表 5.3.8)。耐震壁の位置は地震荷重に対する強度には影響しないので温度応力が小さくなる配置をすることが望ましい。



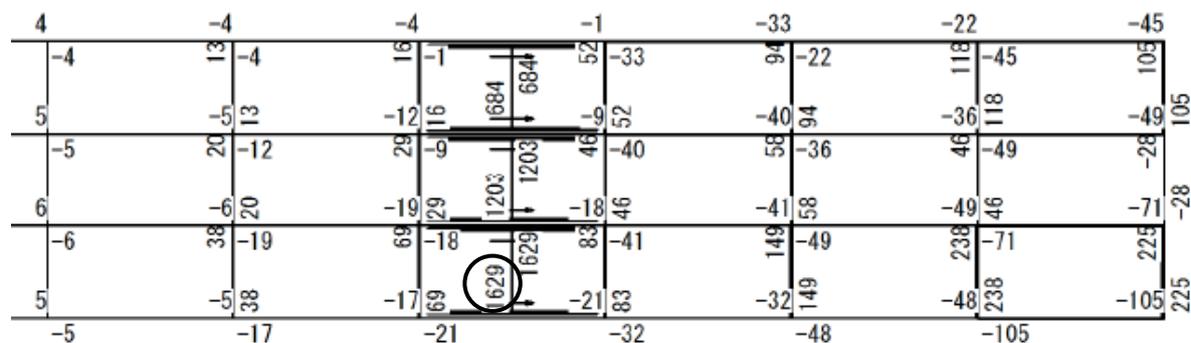
地震荷重による剪断力図 (RCW1)



地震荷重による剪断力図 (RCW2)



温度荷重による剪断力図 (RCW1)



温度荷重による剪断力図 (RCW2)

図 5.3.7 耐震壁構造の剪断力図

5.4 5章のまとめ

5章では温度荷重の影響が大きいと考えられる建築物のモデルを用いて、前章までで提案した内容について検証した。以下に項目別に検討結果をまとめる。

1. 温度荷重に対する設計が必要かどうかの判断

2.2.3で提案した推定法に従い変形、応力を推定した。推定値と精算値との対応は下表のとおりである。鉄骨造のブレース軸力に関しては誤差が大きいが、これは推定値においてブレース両側の柱の軸変形を考慮していないこと等が原因と考えられる。他の要素に関する誤差は10%程度であり初期に設計を行うかどうかを判断するには十分な精度であると考えられる。

表 5.4.1 温度荷重による変形、応力の精算値と推定値

構造モデル	変形/応力	推定値	精算値	誤差
S ラーメン	層間変形角	1/392	1/417	6%
S ブレース	ブレース軸力	407kN	258kN	57%
RC ラーメン	層間変形角	1/700	1/615	12%
RC 耐震壁	耐震壁剪断力	2749kN	3099kN	11%

2. 構造体温度の簡易算定法

鉄筋コンクリート造屋根梁の温度を簡易算定法を用いて推定した。日射、外気温、室内気温などの温度条件と、断熱の種類、有無を考慮でき、また簡易に温度を推定することができ、設計ツールとして有効である事を確認した。

3. 組合せ応力の設定法

4章で提案した荷重係数を用いて組合せ応力を算出した。算出した組合せ応力は各応力を単純和した値に対し0.8倍程度であった。荷重係数を用いることにより合理的な設計に寄与すると考えられる。

4. 温度荷重による影響を低減する対策

温度荷重による影響を低減するため3種類の対策を検討した。

断熱材により最上階の鉄筋コンクリート梁の温度変化量を低減する対策では、外断熱により約25%の低減効果があった。一方、内断熱にすると逆に25%増大するため注意が必要である。

ブレース、耐震壁に作用する応力を低減するため、温度による変形が小さい建物内側に配置する対策を検討した。拘束部材に働く応力はブレースでは0.84~0.68倍に、耐震壁では0.53倍に低減され、対策として有効であることがわかった。

エキスパンションジョイントを用いて架構の長さを低減する対策について検討した。変形、部材応力はほぼ架構の長さに比例して低減され、有効な対策であることがわかった。

第 6 章

結論

6章 結論

本論文では「温度荷重を考慮した建築物の設計」の現状を分析し、残された課題に対する検討を行った結果、温度荷重を考慮した設計を行うかどうかの判断の目安、構造体温度の簡易算定法、他の荷重との組合せ方法を提案した。

1、2章では温度荷重に関する現状を分析し、課題を抽出した。

1章では、まず温度変化の要因を分類し、本論文では、外気温、日射による温度変化を扱うこととした。次に、温度荷重の建築物への影響を実測例、不具合事例を通じて検討し、建築物の条件（温度条件、長さ、剛性バランス等）によっては不具合を生じさせる程の大きな影響があることを明らかにした。特に日射による温度上昇が不具合につながっているケースが多く、日射による温度上昇を評価する手法を整備することが必要であるとした。また、既往の研究について調査した結果、構造体の温度を簡易に算定する方法については情報が不足していることがわかった。

2章では設計の観点から現状を分析した。

まず、設計の流れに従って検討を行い、課題を抽出した。課題の内、温度荷重に対する設計を行うかどうかの判断の目安、レベル2荷重に対する扱い、日常的な繰返し温度応力に対する疲労に関して検討した。設計を行うかの判断については、変形と応力の簡易な推定法を示した。レベル2荷重に対しては、温度荷重の増分は10%程度と小さい事、部材降伏後は温度応力が緩和されること、部材の終局耐力には温度荷重は影響しないこと等を示した。疲労検討では、部材応力が材料の弾性範囲にあれば、供用期間100年程度の繰返し荷重に対しては疲労破壊が生じないことを示した。

次に設計者に対するアンケートを実施し、設計の実情を調査した。この中で荷重組合せについては多くの設計例で検討しているものの、荷重係数等により組合せ応力の大きさを評価した事例はほとんどなく、組合せ荷重の検討と設計法の開発が必要なことがわかった。

1、2章で抽出した課題の内、「構造体温度の簡易算定法」と「他の荷重との組合せに対する応力の評価」について取組むこととした。

3章では構造体温度を簡易に算定する方法を提案した。

鋼構造部材は比較的薄肉の鋼板から構成されることから、鋼材温度は取り巻く環境温度と等しいことが実測例で明らかになった。また、日射の影響を「相当外気温度」として評価することで鋼材温度を算定する手法について提案し、実測値との対応がよいことを示した。鉄筋コンクリート部材の温度に関しては、外気温、日射の日変動を正弦波近似し、「周期定常」解析により簡易に算定できるプログラムを開発し、精算法との比較により誤差2℃以下で十分な精度があることを示した。

4章では他の荷重との組合せによる応力の評価法を提案した。

気象データに基づき組合せ応力を直接求め、従の荷重に対する荷重係数という形で整理した。荷重係数の大きさに対する「応力比」、「基準温度」、「再現期間」の影響の影響を明らかにした。荷重係数は応力比が大きい程、基準温度と最高、最低温度の差が大きくなる程、再現期間が短い

ほど大きくなる。また、荷重指針に示されている荷重係数（雪荷重との組合せに対して 0.8、風荷重との組合せに対して 0.7、地震荷重との組合せに対して 0.4）を用いることで簡便かつ安全側に組合せ応力を評価できることを示した。雪、風、温度荷重が同時に作用する場合の組合せ応力も、これらの荷重係数を用いた組合せにより安全側に評価できることを示した。

5 章では鉄骨造と鉄筋コンクリート造のモデル建物の試設計を通じて、本論文で提案した「温度荷重に対する設計を行うかどうかの判断の目安」、「構造体温度の簡易算定法」、「他の荷重との組合せ応力の評価法」、「温度応力を低減する対策」について検証を行った。温度荷重に対する変形、応力の推定法により、設計初期段階に温度荷重に対する設計を行うかどうかの判断が可能なことを確認した。鉄筋コンクリート梁の部材温度の算定において簡易算定法が有効であることを確認した。組合せ応力の評価では荷重係数を用いた場合、単純和に対して 20%程度の応力低減になることから、合理的な設計が可能であることを確認した。温度応力を低減する対策として、エキスパンションジョイントを設けること、ブレース、耐震壁の位置を建物内側にすること、外断熱工法により部材温度変化を低減することなどが有効であることを確認した。

残された課題

1. 1、2 章で抽出した課題の内、「基準温度の合理的な設定法」については今後の課題である。基準温度とは構造架構構築時の温度であり、温度荷重が 0 である時の温度であり、その後の温度変化が温度荷重となる。一年の中でどの時期に建設されたかで温度荷重の大きさが大きく左右される。このように大きな影響を持つ基準温度だが、合理的に設定する手法については明らかにされていない。また、構造架構が長期にまたがる場合には架構の部分で異なる基準温度を持つことになるがその評価方法が必要である。
2. 構造体温度の簡易算定法に関しては、鋼材温度の実測値との比較、「精算解」との比較は行ったが、鉄筋コンクリート部材温度実測値との比較は行っていない。実測を行うか、既往の文献を参考に比較を行うことが必要である。また、簡易算定法の適用範囲（部材寸法等）を明らかにする必要がある。
3. 他の荷重との組合せの検討において、温度変化は外気温のデータのみを用いたが、地震荷重との組合せにおいては日射の影響を加味した検討も行う必要がある。
4. 繰返し応力に対する疲労の検討では、弾性範囲では疲労破壊は起こらないことを明らかにしたが、部材降伏レベルの繰返しの影響について検討し、その影響が大きい場合には降伏応力に対して適切な安全率を考慮することも提案する必要がある。
5. 温度荷重による不具合事例については調査が十分とは言えない。設計者に対する注意喚起の観点からも継続的に事例の収集を行う必要がある。

筆者は今後もこれらの課題に取り組む所存である。また、他の研究者、実務者による調査、研究にも期待したい。

謝辞

本研究は、建築学会温度荷重小委員会の 20 数年の活動の中で行われたものであり、各委員の皆様への調査、研究が多く含まれています。著者が取り組んだ調査、研究に対しても、各委員からの動機づけ、貴重な助言、意見を頂きました。特に、小委員会発足時からの委員である日本女子大学家政学部石川孝重教授、元鹿島建設株式会社林幸雄氏には委員会を代表して本論文を書くことを強く後押しいただきました。本論文 3 章における周期定常解の展開とプログラミングは首都大学東京永田明寛教授の業績です。委員の皆様に対し、深甚なる敬意と感謝を表します。

東京大学建築学科高田毅士教授には本論文の指導、審査を快く受けいただきました。論文の書き方、論理の構築法、表現法など事細かにご指導いただき、また、スケジュールに対し遅れがちな私に対し、期日通り進めることを強く後押し頂きました。心より感謝いたします。

本論文を審査いただいた東京大学中埜良昭教授、腰原幹雄教授、伊山潤准教授、日本女子大学家政学部石川孝重教授には審査を通じて幅広い見地から温かいご意見、ご助言をいただきました。審査の過程で新たな課題が見つかり論文を充実させることができました。心より感謝いたします。

筆者が所属する清水建設株式会社の同僚の皆様には、長年にわたり社外委員会に所属し、調査、研究に少なからぬ時間を割くことにご迷惑をかけました。また、各分野の専門家に貴重な助言や事例の紹介をいただきました。元清水建設技術研究所斎藤知生氏には地震荷重との組合せ応力の発生確率算定方法について助言をいただきました。厚く御礼申し上げます。

日本建築学会信頼性工学利用小委員会の皆様には、荷重指針の原稿作成作業を通じて本論文のもととなった荷重組合せの考え方についてレビューを頂きました。温かいご助言、ご指導に心より感謝いたします。

東京大学名誉教授でいらっしゃいました 故加藤勉先生には、物事の本質を見る態度、研究に取り組む姿勢を教えてくださいました。また、就職後も業務でのご指導や米国留学の際のご推薦をいただきました。学生時代に身に着けた基礎が 30 年後に研究を再開する時に力になりました。生前賜ったご指導に対し深く感謝申し上げます。

東京大学名誉教授秋山宏先生には広い視野を持つことの大切さを教えてくださいました。また、就職後もいろいろな形でご助言、励ましをいただきました。心より感謝いたします。

研究室先輩である芝浦工業大学土方勝一郎教授には、論文を書くことを強く後押し頂きました。心より感謝いたします。

最後に、家族にはただでさえ仕事で残業や休日出勤で家を空けることが多い中、さらに研究に時間を割くことに対し、快く受け止め、また励ましを受けました。常に前向きに取り組むことができたのは家族の支えがあったからです。心より感謝いたします。