

MEXT : 5 - 0 6 0 2

屋内運動場等の耐震性能診断基準 (平成18年版) 第2刷

文部科学省大臣官房文教施設企画部

はじめに

学校施設は、児童生徒等が一日の大半を過ごす活動の場であるとともに、非常災害時には地域住民の応急避難場所としての役割を果たすことから、その安全性の確保は極めて重要である。

平成7年1月17日に発生した阪神・淡路大震災において文教施設にも多くの被害が発生したことから、文部省（当時）では、（社）日本建築学会に対し文教施設に必要な耐震性能等について調査研究を委嘱し、その成果を踏まえ、文教施設の耐震性の確保に関する留意事項を示すとともに、「屋内運動場等の耐震性能診断基準（平成8年度版）」を策定した。

その後、耐震化に関する技術開発の進展や様々な知見の集積を踏まえ、このたび、文部科学省では、平成17年12月に「屋内運動場等の耐震性能診断基準に関する検討会」を設置し、学識経験者の意見を踏まえ平成8年版の一部を改訂し平成18年版を取りまとめた。

今回の改訂は、国際単位系への移行及び平成8年版策定後に改訂及び策定された関連耐震診断基準等[※]との整合を図ったものである。なお、今回の改訂基準と従来の基準によって耐震診断を行った場合に極端に異なった結果が生じることはないため、当分の間、旧版を用いて耐震診断を行うことも差しつかえないものと考えている。

※ 関連耐震診断基準等

- ①「鋼構造設計規準」（社団法人日本建築学会）
- ②SI単位版「鋼構造限界状態設計指針・同解説」（社団法人日本建築学会）
- ③「耐震改修促進法のための既存鉄骨造建築物の耐震診断および耐震改修指針・同解説」（財団法人日本建築防災協会）
- ④「鋼構造座屈設計指針」（社団法人日本建築学会）

目 次

1. 診断の手順	1
2. 調 査	2
2. 1 予備調査	2
2. 2 実態調査	3
3. 診断の方法	6
3. 1 構造耐震指標 I_s ならびに q 指標の算定	6
3. 2 保有水平耐力 Q_u の算定	8
4. じん性指標 F の算定	11
5. 耐震性能の判定	14
付—1 調査用紙	15
付—2 標準的な架構種別に応じた保有水平耐力・じん性指標の略算法	20
付—3 部材、接合部の終局耐力	27
付—4 架構の検討	53
付—5 その他の付録	62

1. 診断の手順

- (1) 診断に先立って予備調査及び実態調査を行い、設計図書及び調査結果に基づき、付一1の調査用紙に記入する。
- (2) 設計図書が存在しない場合、もしくは設計図書との著しい不一致、施工不良、損傷、経年変化が発見された場合は、必要に応じて通常の実態調査より詳細な調査を実施の上、その結果に基づいて診断作業を行い、耐震性能の判定を行う。

【解説】

耐震性能診断の手順の流れを示すと図-1のようになる。

架構、部材がRC造又はSRC造の場合は、「2001年改訂版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準 同解説」「改訂版 既存鉄骨鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準 同解説」(財)日本建築防災協会 に準ずる。

耐震性能診断の手順

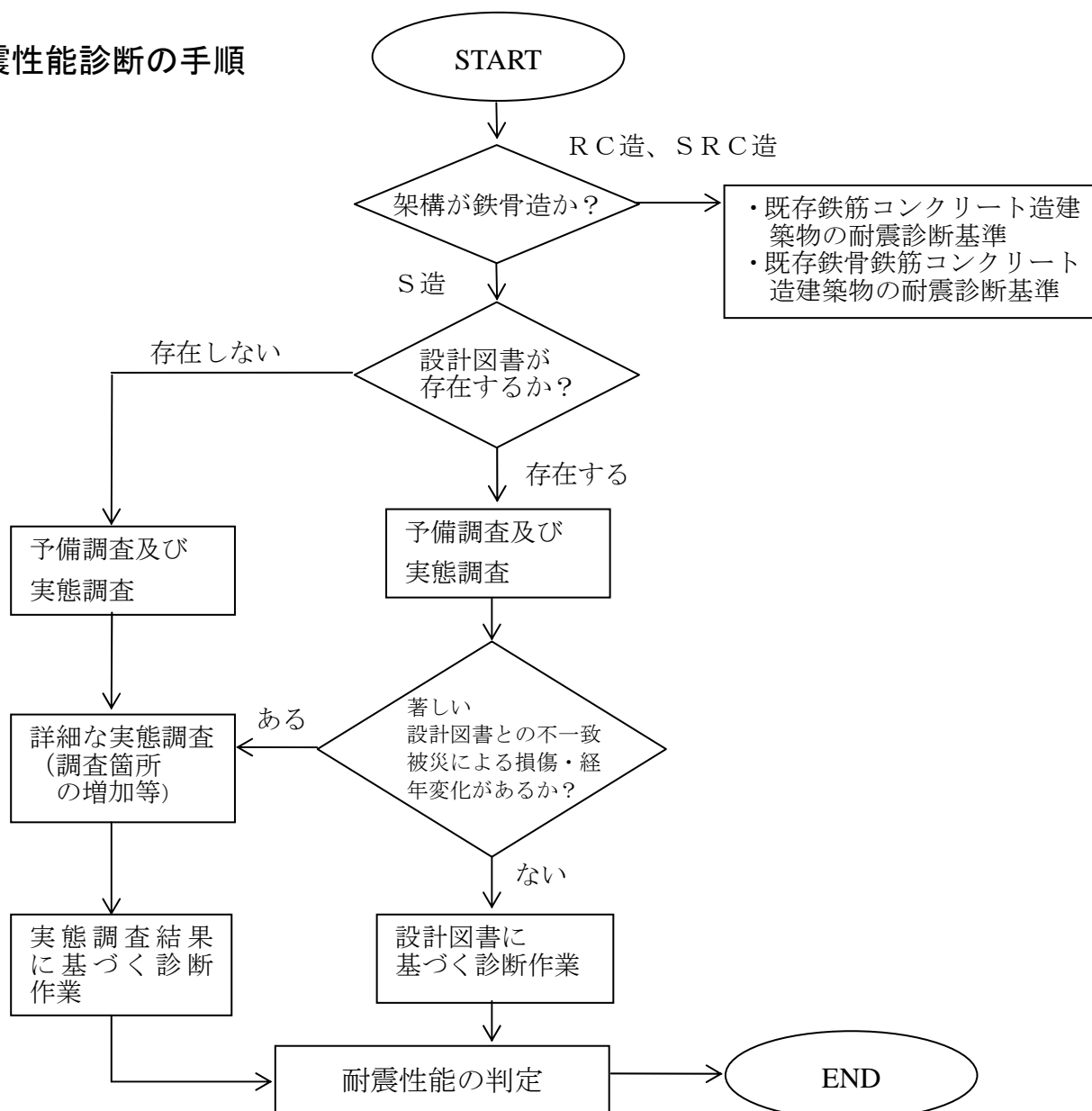


図-1 耐震性能診断の手順

2. 調査
2. 1 予備調査

建物の現状を把握するため、まず予備調査を行う。調査は付-1 に示す予備調査用紙を用い、建築概要、規模、使用歴、被災歴、経年変化、標準的な架構種別などを知り得た範囲で記入する。

【解説】

屋内運動場の架構が標準的な架構種別に該当する場合には、診断作業において付-2 に示す略算法を適用することができる。

標準的な架構種別の内容は、

S1 : 純鉄骨造・1層

RS2a : 2層で上層部が鉄骨造・下層部が鉄骨鉄筋コンクリート造

RS2b : 2層で上層部が鉄骨造・下層部が鉄筋コンクリート造

RS1a : はり・床スラブがなく1層とみなせ、鉄骨柱は基礎まで通っており、鉄筋コンクリートで根巻してある。

RS1b : RS1a と同様であるが、ギャラリーがある。

RS1c : RS1a と同様であるが、鉄骨柱が基礎まで通っておらず、鉄筋コンクリート部材と接合されている。

R1 : 鉄筋コンクリート造の上に鉄骨はり・屋根がのっている。

R2 : 2層の鉄筋コンクリート造の上に鉄骨はり・屋根がのっている。

であり、その概念を図-2 に示す。

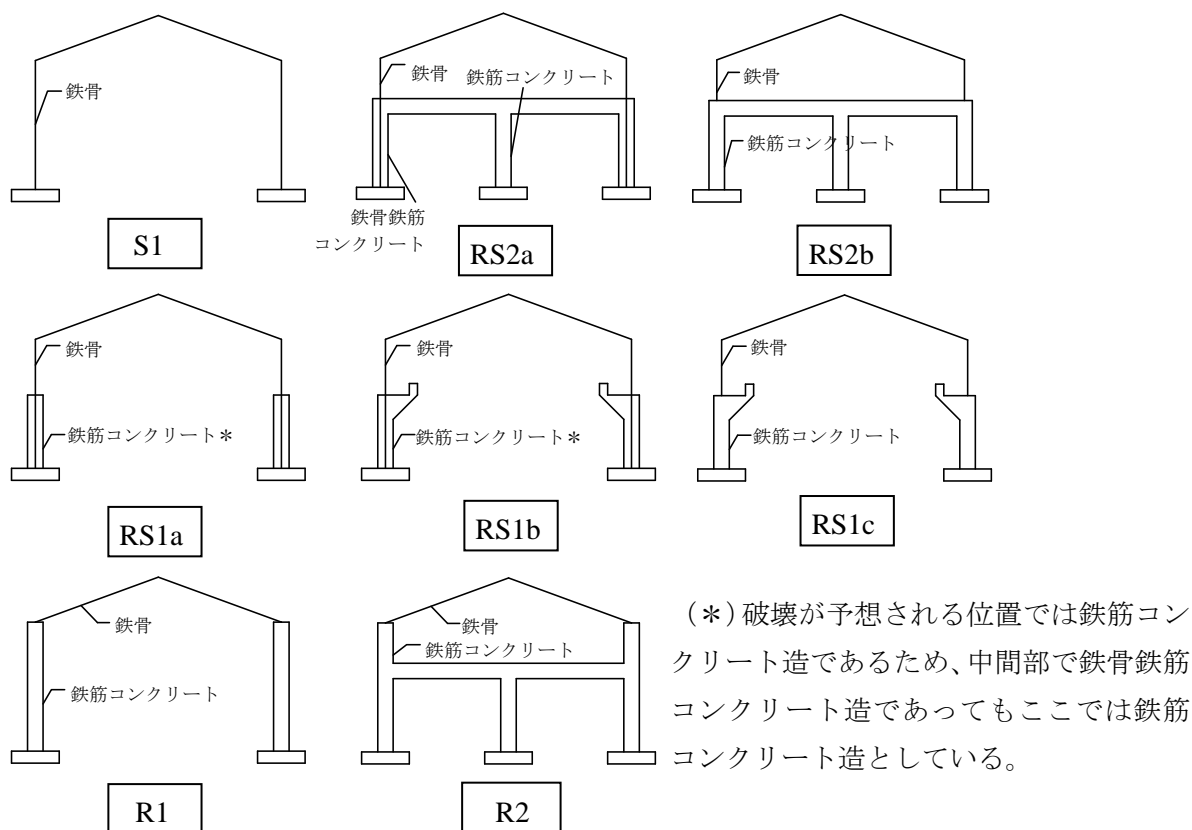


図-2 架構種別

2. 2 実態調査

設計図書との照合を図るとともに、建物の施工状況を捕捉するために実態調査を行う。
調査は下記の要領による。

(1) 調査箇所

建物の実態を総括的に把握するために、調査箇所を建物内において高さ方向及び平面的に分散させることに留意して選定する。屋内運動場の場合、はり間方向、桁行方向の構造部位のうち、耐震上最も重要と思われる柱・はり接合部とその周辺の施工状況が観察できる部位を選定する。
なお、状況に応じて基礎の調査を加える。

(2) 調査項目

- ア) 建物全体調査
- イ) 部材寸法の調査
- ウ) 接合部の調査
- エ) 柱脚の調査
- オ) 基礎の調査
- カ) 部材、接合部の発錆状況の調査
- キ) その他

(3) 調査結果が設計図書と異なる場合

その相違に共通性が認められる場合は、共通性を類推解釈して、その他の箇所の状況を判断する。共通性が認められない場合は、さらに調査箇所を増やして再調査する。
このような状況での耐力の評価は、実態調査結果に基づいて行うものとする。

(4) 実態調査用紙

付－1に示す実態調査用紙に実態調査結果を記入する。また、実態調査を行った部位は写真を添付する。

【解説】

(1) 調査箇所

溶接継目の調査は、複数の溶接工により製作されていることに留意し、調査箇所の選定を行う。
外部露出柱脚部の調査は、方位等、場所により発錆状態が異なることに留意し、調査箇所の選定を行う。

(2) 調査項目

各調査項目の標準的な調査内容は下記のとおりである。

ア) 建物全体調査

建物のスパン数の確認、スパン長さ、階高の測定、増築の有無等を確認する。

イ) 部材寸法の調査

柱、はり、軸組筋かいなどの部材寸法が設計図書どおりかを調査する。

ウ) 接合部の調査

溶接継目、ボルト接合、ダイアフラムに関して下記の事項を調査し判断する。

〔溶接継目〕

- ・柱とはりフランジの継手について設計図書との確認を行う。その際、はり端フランジ継目が完全溶込み溶接か、または、すみ肉溶接であるかを判断する。エンドタブ、裏当金、はりウェブのスカルップが全て無い場合は、すみ肉溶接と判断する。また、必要に応じて超音波探傷試験により詳細調査を行うことが望ましい。
- ・構造上重要な部位がすみ肉溶接の場合は、脚長さのど厚の測定を行い接合部耐力の算出に反映させる。設計図書上は完全溶込み溶接と記載されている場合でも、調査によりすみ肉溶接と判断された場合も同様とする。

〔ボルト、リベット接合〕

ボルトの種類（高力ボルト・中ボルト）、大きさ及び本数、部材の寸法等が設計図書どおりかを目視により判断する。

〔ダイアフラム〕

- ・ダイアフラムの位置、厚さ、溶接方法、設計図書との食い違いの有無を調査する。

エ) 柱脚の調査

柱脚と基礎との接合状況を調査し、設計図書との照合を図る。

ウ) 基礎の調査

基礎形式（独立、布、杭）を確認するとともに、基礎底面、底面よりの立上り、埋込み深さなど基礎の寸法が設計図書どおりかを調査する。

設計図書が無い場合には、基礎部を掘削し、大きさ、深さ、杭基礎か直接基礎かを調査する必要がある。

カ) 部材、接合部の発錆状況の調査

部材、接合部ガセットプレート、ベースプレートやアンカーボルトなどに錆が発生しているかどうかを調査する。なお、全面錆が発生している場合は錆による減厚の程度を測定する。この場合、減厚を耐力評価に組み込むかどうかは、錆の発生状況を勘案したうえで別途判断する。

例えば、「既存鉄骨造学校建物の耐力度測定方法《改訂版》（既存鉄筋コンクリート造・鉄骨造学校建物の耐力度測定方法編集委員会編、第一法規、平成13年7月）」を参考にする。

キ) その他

天井面、壁面に設置されている照明器具、音響設備、運動器具等、壁や天井等の仕上げ材に関して、地震時の落下の危険性を調査することが望ましい。なお、その際、「学校施設の非構造部材等の耐震点検に関する調査研究報告書」（平成14年3月）を参考とする。

(3) 調査結果が設計図書と異なる場合

再調査も含めて、総合的な判断を行い実態調査に基づいて耐力評価を行うものとする。

また、上記調査結果のうち、特に耐震性を損なうおそれのある施工不良、経年変化、過去の地震による損傷等に関しては、補強・改修設計に対しての注意事項として明記しておくことが必要である。

(4) 実態調査用紙

調査結果が、設計図書と異なる場合には、設計図書と調査結果を並記するようにして記載する。

調査写真は、調査後の耐震診断検討において重要な資料となるため、建物概要写真のほかに、耐力の算出に直接影響するであろう接合部等の調査部位の状況（溶接継目のビード面の状態等）を写しておくことが大切である。また、実態調査用紙に記載されている部位と調査写真との対応をわかりやすく記載する。

3. 診断の方法

3. 1 構造耐震指標 I_s ならびに q 指標の算定

(1) 成層架構の場合は、各層（添え字 i ）について次式より求める。

$$I_{si} = E_{0i} / (F_{esi} \cdot Z \cdot R_t)$$

$$E_{0i} = Q_{ui} \cdot F_i / (W_i \cdot A_i)$$

$$q_i = Q_{ui} / (F_{esi} \cdot W_i \cdot Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot S_i)$$

ここで、 E_{0i} : i 層の耐震性能を表す指標

F_{esi} : 剛性率及び偏心率によって定まる係数

Z : 地域係数

R_t : 振動特性係数

Q_{ui} : i 層の保有水平耐力

F_i : Q_{ui} を限界づける要素（部材・接合部等）のじん性指標から、架構の層・方向別に定まるじん性指標

W_i : i 層の支える重量

A_i : 層せん断力係数の高さ方向の分布

q_i : i 層の保有水平耐力に係わる指標

S_i : 建築物の構造方法に応じて定まる数値 0.25

ただし、 A_i 、 R_t 、 F_{esi} ($= F_{ei} \times F_{si}$) については精算を基本とする。精算によらない場合、下記の値を用いることができる。

A_i : $T = T_c$ として国土交通省告示第 597 号（建設省告示第 1793 号）の式により算出した値

R_t : 1.0

F_{si} : 2.0（ピロティの場合）

1.5（下層部 RC 造、SRC 造で上層部 S 造の場合の上層部）

F_{si} 、 F_{ei} : 1.0（立面的、平面的に剛性と重量のバランスが良い場合）

(2) 架構が層状を成さない場合は、成層架構の場合の式の添え字 i を 1 とし、諸係数を下記の値とし式を適用する。

A_1 : 1.0

F_{s1} : 1.0

(3) 屋根面の荷重伝達能力が小さい場合には、架構構面の協同効果に期待せず、独立して I_s を算定する。この場合の W_i は構面の支配面積に応じた荷重を負担すると仮定する

【解説】

国土交通省告示第 184 号に定める耐震診断の指針の枠組に従い、構造耐震指標 I_s ならびに保有水平耐力に係わる q 指標を評価する。(1)は成層架構、(2)は山形架構等にて中間階床スラブがギャラリーのみで、全面に存在しない場合など、成層架構とみなせない場合の評価式である。

(1) 成層架構の場合

剛性率 (F_{esi}) は、精算によることを原則とするが、第 1 層(下層)が鉄筋コンクリート構造、第 2 層(上層)を鉄骨構造とすることに起因する剛性の差異を考慮して、 F_{es2} を精算によらず 1.5 の数値を用いてよい。また、2 層以上の成層架構で第 1 層がピロティを形成している場合にも、 F_{es1} を精算によらず 2.0 の数値を用いてよい。

A_i 算定用の固有周期 T は精算によらない場合には、地盤の特性を表す周期 T_c と等しくして、国土交通省告示第 597 号 (建設省告示第 1793 号) の式を適用してよい。

(2) 成層架構とみなせない場合

構造耐震指標 I_s 、 q 指標の算定は 1 層として取り扱うが、ギャラリー位置と軒位置に分けて水平外力を作用させる場合には、成層架構の場合と同様に A_i による分布を仮定してよい。

また、他の略算法として、ギャラリー部分などの中間位置重量を等価重量として屋根荷重に含め保有水平耐力を評価してもよい。この場合、水平力の高さ方向の分布形を考慮してベースシアおよび保有水平耐力を考慮することとなるため、 A_i は改めて考慮しない。

(3) 構造耐震指標 I_s 、 q 指標の算出

屋内運動場等の建築物の場合、屋根面架構 (屋根面の大ばり、小ばり、屋根面ブレース等による水平架構) の水平荷重伝達能力により、建物全体を 1 つの構造体として I_s 指標、 q 指標の算定を行うか、あるいは各々の架構又はある範囲の架構群にて I_s 指標、 q 指標の算出を行う (以下ゾーニングと言う) かの選択を行う。

建物全体、又はある範囲の架構群にて屋根面架構の水平荷重伝達能力があるものと判断される場合には、各架構の保有水平耐力を累加し、建物全体、または、ある範囲の架構群の保有水平耐力とする。

しかしながら、設計上の不具合、施工不良等の、構造要素が極めて脆性的な破壊を生じると判断される架構、部材が含まれる場合には、累加の可否を考える。

また、ゾーニングによる I_s 指標、 q 指標の算出を行う場合、本基準では屋根面の非剛床性ならびに部分架構群の独立した構造挙動を前提とした評価法をとるので、建物全体を対象とした強度・剛性の偏心の検討は省略する。

3. 2 保有水平耐力 Q_u の算定

(1) 構造要素の終局耐力

保有水平耐力 Q_u の算定においては、下記のような構造要素の終局耐力を考慮する。

付-3 に基本的な終局耐力式を列挙している。

ア) 鉄骨部材の曲げ耐力・せん断耐力

全塑性耐力のほか、曲げ座屈・横座屈・局部座屈などの座屈耐力も考慮する。

イ) 接合部の曲げ耐力・せん断耐力・引張り耐力

鉄骨接合部では、接合部の最大耐力を $1/\alpha$ 倍に低減した耐力 ($\alpha=1.2\sim 1.3$) を用いる。

筋かい接合部では $\alpha=1.2$ とし、柱-はり接合部では $\alpha=1.3$ とする。

柱脚部を含め、鉄筋コンクリートと鉄骨部分との接合部の曲げ耐力・せん断耐力・引張り耐力を考慮する。

ウ) 軸組筋かい材の引張り耐力・座屈後安定耐力

対になった軸組筋かいの耐力は接合部が保有耐力接合の場合のみ引張り耐力と座屈後の安定耐力との水平成分の和として算出し、ラーメン部分の保有水平耐力に加算できるが、非保有耐力接合の場合には、軸組筋かいの引張り耐力のみを考慮し、ラーメン部分の保有水平耐力の加算は各々の変形能力を考慮して行うかを判断する。

エ) 基礎の転倒限界

地中ばりのない場合、または軽微な地中ばりの場合について算定する。

(2) 材料強度

ア) 耐力式中の鋼材料の降伏強さについては、法規に定める材料強度の基準強度とする。ただし、一般構造用鋼材・溶接用構造用鋼材 J I S 規格品は 1.1 を乗じる。

イ) 鉄骨接合部の最大耐力の評価に用いる引張り強さは、J I S 規格に定める引張り強さの最小値とする。ただし、保有耐力接合の確認において、降伏強さに関して 1.1 を乗じた場合には、引張り強さにも 1.1 を乗じる。

(3) 架構モデル、解析法

ア) 架構モデルは、部材軸心位置で線材置換してよい。トラス部材も、等価な単一材としての部材耐力を評価することを条件に、トラス部材軸心位置で線材置換してよい。

イ) 不静定次数が大きくないことを条件として、接合部・部材がそれぞれに到達する降伏状態の如何に関わらず、応力再配分効果に期待した塑性解析ないし弾塑性解析を適用してよい。ただし、構造要素が極めて脆性的に破壊する接合部、部材がある場合にはこの限りではなく、弾性解析により架構の一部が破壊状態に達した時点にて保有水平耐力とする。

ウ) 屋内運動場等のはり間方向架構などの大スパン架構では、鉛直荷重の影響を考慮する。

エ) 塑性解析は、架構の各節点周りで塑性化する主要な要素を特定できるような解析手法を用いる。

オ) 対象とする架構が標準的な架構種別に該当する場合は、付-2 に示す標準的な架構種別に応じて準備された保有水平耐力の略算法を適用してよい。

【解説】

(1) 構造要素の終局耐力

要素(部材・接合部等)の終局状態として、本文中に列挙しているものを考慮して架構の保有水平耐力を評価する。

これらの終局耐力式は原則として付-3による。付-3の耐力式の出典は、(社)日本建築学会の「鋼構造限界状態設計指針・同解説 (S I 単位版)」の終局限界状態設計における公称耐力式による。要素の終局耐力式については、本文に列挙した終局状態を評価することを条件として、上記文献のほかに、(財)日本建築防災協会「耐震改修促進法のための既存鉄骨造建築物の耐震診断および耐震改修指針・同解説」を参照してよい。

鉄骨接合部については、これらの文献に基づいて最大耐力を評価し、これを保有耐力接合の検討の際に用いる接合係数(1.2~1.3)で除して、等価な終局耐力として用いる。実際の接合部の局部的降伏現象はディテールによっては早期に発生し、局所的な塑性変形が徐々に進行し、部材の塑性変形の進行とは異なった様相を呈する。ここでは、接合部の等価な終局耐力が被接合部材の終局耐力を上回っている場合(すなわち、保有耐力接合の条件を満足している場合)については、現行の設計と同様に、接合部耐力を保有水平耐力の評価に反映しない。そうでない場合(非保有耐力接合の場合)には、接合部の等価な終局耐力を保有水平耐力の評価に反映する。この場合には、最大耐力の算出に用いる引張り強さの割り増しは行わない。

柱、はり接合パネル部の終局耐力については、対象とする屋内運動場等の架構が一般のビル形式と異なりパネル部の両側にはりが存在しない場合が多く、充腹材の場合降伏後の耐力上昇もあり溶接継目破断等の危険性を見過ごす可能性があるため、保有水平耐力に及ぼす影響を考慮しないこととした。ただし、パネル部が非充腹材にて構成され明らかにパネル部の耐力が影響すると判断される場合にはこの限りではなく、前述の文献等を参照する。

(2) 材料強度

接合部の最大耐力は材料の引張り強さに基づいて算定するが、保有耐力接合の確認に関してのみ被接合部材の材料の降伏強さに 1.1 倍の補正を適用した場合には、接合部最大耐力の評価に用いる被接合部材の材料の引張り強さ(断面欠損部など)についても 1.1 倍の補正を適用する。

(3) 架構モデル、解析法

通常の終局強度設計では、塑性化後、座屈等の不安定現象で要素耐力が維持できない場合には、弾性応力解析を行い、一部の構造要素がそのような状態に達した時点をもって、架構の終局状態とする安全側の仮定をとる。しかしながら、本基準では、対象とする屋内運動場等の架構の不静定次数が低いことを考慮して、(保有水平耐力を過大評価する可能性が小さいので)構造要素がそれぞれに達する終局状態の如何に関わらず、応力再配分効果に期待した塑性解析法(極限解析法)を適用してよいこととした。また、部材の塑性ヒンジ以外にも、接合部位置において接合部の等価な終局耐力で抵抗する塑性ヒンジ(接合部ヒンジ)を設けて塑性解析を適用する。もし接合部ヒンジが発生した場合は、その接合部が保有耐力接合の条件を満足していないことを意味するので、保有耐力接合の条件の検討も同時に行うことができる。しかしながら、構造要素が極めて脆性的な破壊を生じると判断される場合(例えば、施工不良・不適切な接合ディテールにより、早期破断が生ずる可能性がある場合等)には、この限りではない。

付-2の標準的な架構種別に応じた保有水平耐力の略算法では、まず架構種別に応じてラーメ

ン架構内の考慮すべき要素限界耐力を評価する。次に、架構内の応力が要素限界耐力をうわまらないように各節点まわりの曲げモーメントを評価し、それに釣合う水平力を保有水平耐力とみなす方法をとっている。これは下界定理により一般に架構の終局耐力の安全側の評価を与える。また、各節点まわりの応力を限界づける要素も特定することができる。さらに、はりの分布荷重の影響を考慮し、接合部については接合部(継手)位置、部材耐力に関してははりの4等分の各位置において、それぞれ分布荷重を考慮した応力が終局耐力をうわまわらないように、はり両端の曲げモーメントを限界づけている。

4. じん性指標 F の算定

- (1) 架構もしくは層のじん性指標は、付表に示す部材・接合部等の要素のじん性指標に基づいて、要素の塑性化の可能性ならびに保有水平耐力に対する寄与を考慮して算定する。
- (2) 架構の各節点を代表するじん性指標を、節点に集まる部材・接合部のうち、塑性化する可能性のある要素の要素じん性指標とする。節点に集まる部材、接合部等のいずれが塑性化するか特定できない場合、または同時に塑性化する場合には、最小の要素じん性指標を用いる。
- (3) 各節点のじん性指標を総合して、架構のじん性指標を算定する。構造要素が極めて脆性的な破壊を生じると判断される場合を除き、特別の解析を行わない場合には、各節点の発揮する耐力の保有水平耐力に占める寄与率を重みとした、全ての節点のじん性指標の重み付き平均値としてよい。
- (4) 対象とする架構が標準的な架構種別に該当する場合は、付一 2 に示す標準的な架構種別に応じて準備された、保有水平耐力の算定プロセスに基づく、じん性指標の略算法を適用してよい。

付表 要素のじん性指標 F

- － 1 段目：保有耐力を限界づける要素名
- － 2 段目：応力状態または要素の達する限界状態
- － 3 段目：要素のじん性指標値 F

(その 1)

鉄骨ラーメン部材 (フルウェブ)				
曲げ (局部座屈－幅厚比ランク、横座屈*)				せん断
FA	FB	FC	FD	
4.0	3.3	2.9	2.5	2.2
< 3.3 > **	< 2.9 > **	< 2.5 > **	< 2.0 > **	

*横座屈耐力が全塑性耐力未満の場合を FC、全塑性耐力の 0.6 未満を FD とする

**冷間成形角形鋼管の場合、< > 内の数値とする

(その 2)

鉄骨トラス部材		鉄骨軸組筋かい部材
曲げ (弦材の座屈)	せん断 (斜材の座屈)	引張、圧縮 (軸降伏、座屈)
2.2	1.5	2.2

(その3)

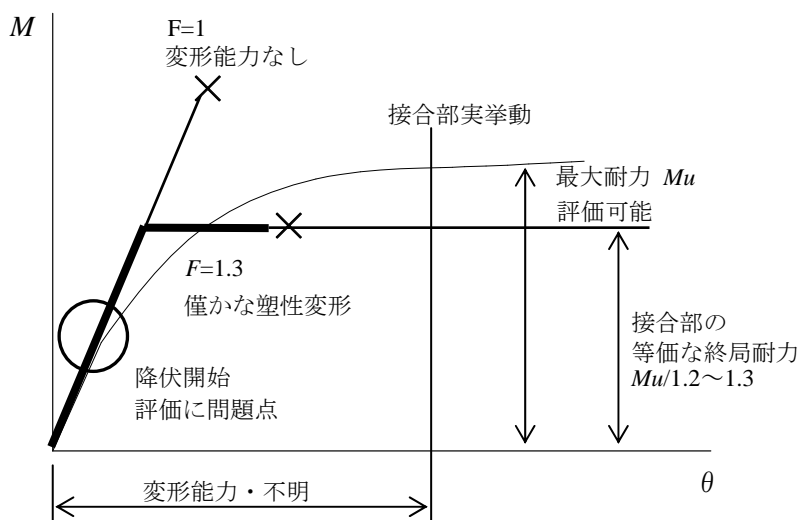
鉄骨接合部	柱脚・鉄骨のRCへの定着部	基礎フーチング	
曲げ・せん断・引張 (非保有耐力接合)	曲げ・せん断・引張	曲げによる転倒	引抜による浮上り
1.3 < 2.9 >***	1.3 < 2.9 >***	1.8	1.3

***実験等の特別の調査に基づき、曲げで決まり、かつ回転能力が十分に保証される接合ディテールが用いられている場合に限り、<>内の数値としてよい

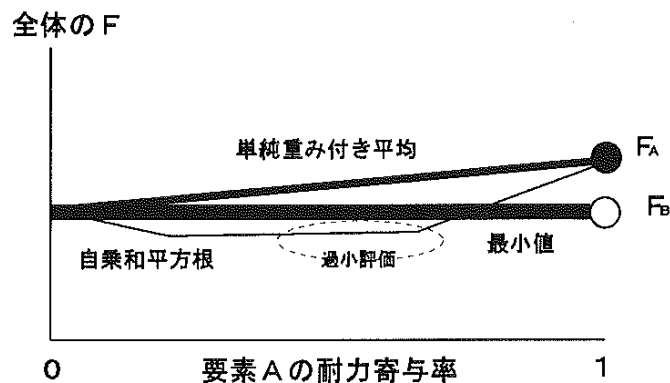
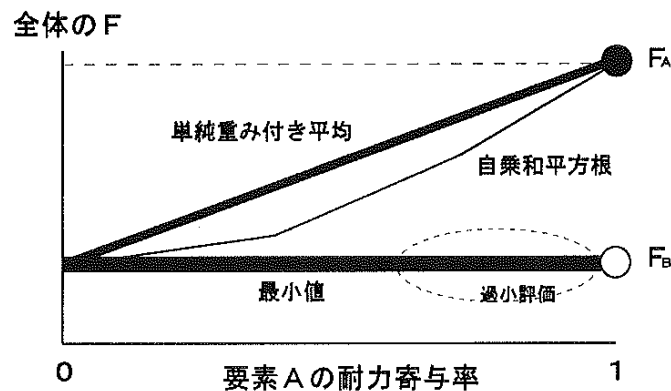
【解説】

(1) じん性指標 F は、要素もしくは架構の塑性変形能力ないし塑性エネルギー散逸能力と正の相関をもつ指標値で、現行耐震設計基準における構造特性係数 D_s 値の逆数に近い意味をもつ指標値である。付表に示す要素じん性指標 F は、鉄骨フルウェブ部材の幅厚比ランクに関して、現行耐震基準の D_s 値と大略この関係を満足する。一方、現行耐震設計基準における鉄骨構造に対する D_s 値の最大値は $0.5(2$ の逆数)であるのに対して、本基準の F 指標では、さらに塑性変形能力に乏しい破壊状況も考慮して、接合部、柱脚等に対してもじん性指標値を定め、2 未満 1 以上の値を付与している。したがって、これらの要素が破壊する可能性のある場合には、現行基準に比較して厳しく評価していることになる。

接合部・柱脚等の塑性変形能力については不明な部分が多いので、比較的小さな F 値 1.3 が与えられている。これは接合部の等価な終局耐力を最大耐力の $1/1.2\sim 1.3$ 倍としていることを考慮すると、接合部の最大耐力まで弾性挙動して塑性変形能力が皆無である場合 ($F=1.0$) と比較して、要素の挙動評価に関して大略同等であり、非保有耐力接合の接合部に対して極めて厳しい評価をしていることになる。しかしながら最近の研究動向では半剛接合など接合部内部での塑性エネルギー吸収を積極的に評価する考え方もあるので、実験など特別の調査により接合部の十分な塑性変形能力が確認できる場合には、非保有耐力接合であっても、フルウェブ部材の FC ランク相当 ($F=2.9$) とする余地を残している。



- (2) 架構のじん性指標は、その保有水平耐力を限界づけている要素(部材・接合部等)のじん性指標を反映させるべきであり、要素の塑性化の可能性ならびに保有水平耐力に対する寄与を考慮する。保有耐力の評価の際には、架構の各節点まわりで塑性化する主要な要素を特定できるような解析手法を用いることを条件にしているので、架構の各節点を代表するじん性指標を、節点に集まる部材・接合部等のうち、塑性化する可能性のある要素の要素じん性指標とする。ただし節点に集まる部材、接合部等の終局耐力の大小ないしその評価に不確定な因子がある場合、またはほぼ同時に塑性化する場合には、節点に集まる部材・接合部等の要素じん性指標の最小値で各節点を代表させる。
- (3) 異なるじん性指標からなる節点(ないし要素)が並列して混在した場合の架構としてのじん性指標の評価法には、いくつかの考え方があがるが、ここでは設計上の不具合、施工不良等の、構造要素が極めて脆性的な破壊を生じると判断される場合を除き、単純に保有水平耐力に対する寄与率を重みとして、節点を代表するじん性指標を重み付き平均した値で全体のじん性指標として代表させることとした。安全側の評価方法として、最小の節点を代表するじん性指標を選ぶ方法、保有耐力寄与率を重みとして乗じた節点を代表するじん性指標の自乗和の平方根とする方法、などがある。これらの方法は、本基準の単純重み付き平均に比べて、架構のじん性指標を小さく評価する傾向がある。しかしながら、節点を代表するじん性指標・保有耐力寄与率の組合せを考慮せずに適用すると、明らかに不合理な結果となる場合があるので、本基準では単純な重み付き平均値を採用することとした。



5. 耐震性能の判定

- (1) $I_s \geq 0.7$ かつ $q \geq 1.0$: 倒壊の危険性が低く、原則として補強の対象としないが、局所的な地形等による地震入力の増幅や脆性的破壊モードが予想される場合などは、適切な耐震性能の増強を図る。
- (2) (1) 及び(3) 以外の場合 : 倒壊の危険性があるので、補強が必要である
- (3) $0.3 > I_s$ または $q < 0.5$: 倒壊の危険性が高い

【解説】

国土交通省告示第 184 号に示される耐震診断の枠組みに従い、(財)日本建築防災協会「耐震改修促進法のための既存鉄骨造建築物の耐震診断・耐震改修指針・同解説(1996)」との整合性を考えて、耐震性能の判定要領を作成した。なお、「耐震性能の判定」の考え方は、RC 造の場合と同様である。

「 $I_s \geq 0.7$ かつ $q \geq 1.0$ 」を「倒壊の可能性が低い」と判定する根拠は、このような耐震性能を有する屋内運動場等が平成 7 年(1995 年)兵庫県南部地震では、概ね小破程度以下の被害に留まったことが挙げられる。しかしながら震災例の中には、 $I_s = 0.8$ 程度の屋内運動場に中破程度の被害例があるので、「局所的な地形等による地震入力の増幅や脆性的な破壊モードが予想される場合などは、適切な耐震性能の増強を図る」という記述を追加している。

「 $0.3 > I_s$ または $q < 0.5$ 」を「倒壊の可能性が高い」と判定する根拠は、このような耐震性能に留まる屋内運動場等が今回の震災では、大破以上の被害を被っていることが挙げられる。

付一 1 調査用紙

予備調査用紙

実態調査用紙

実態調査用紙（記入例）

予備調査用紙

記入日：平成 年 月 日

建物名称 _____ 所在地 _____
 調査担当者名 _____ 所 属 _____

TEL _____

建物概要	設 計 者		確 認 申 請	年 月 日
	構 造 設 計 者		竣 工	年 月 日
	施 工 者		新耐震設計法	Yes ・ No
規模・形式・形状	地下 階・地上 階・塔屋 階		構 造 種 別	(架構種別を記入)
	床 面 積		架 構 形 式	X方向 () ・不明 Y方向 () ・不明
	1 階 床	m ²		
	付 属 建 屋	m ²	立 体 形 状 の 特 徴	
	延 床 面 積	m ²		
	建 築 面 積	m ²		
	高 さ			
	建 築 高 さ	m	平 面 形 状 の 特 徴	
	軒 高	m		
	ギャラリー	m		
仕上材	外 壁		屋 根	
	窓		床	
	間仕切壁		耐 火 被 覆	有 () ・無 ・不明
使用履歴	増 築	有・無	規 模 ・ 状 況	
	改 築	有・無		
	補修・補強	有・無		
	用途変更	有・無		
被災経験	地震被害	有・無	規 模 ・ 状 況	
	火 災	有・無		
	暴風被害	有・無		
	その他	() 年		
建物外観状況		明らかに不同沈下している		構造部材に明瞭な錆がある
		明らかに建物が傾いている		ブレースが座屈変形している
		外壁に著しいひび割れがある		
敷地概要	埋立地 ・ 軟弱地盤 ・ 崖地 ・ 海岸から2km以内			
特記すべき使用環境				

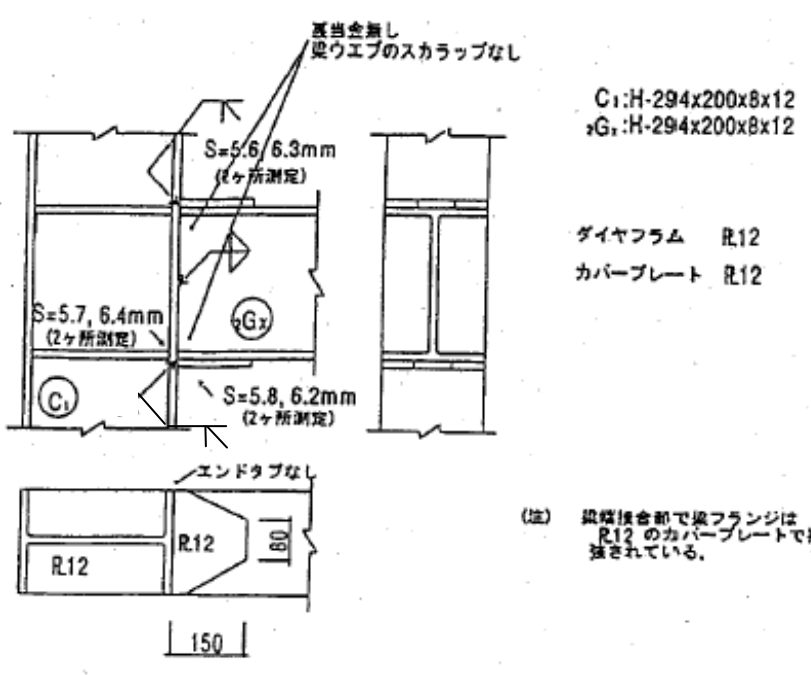
実態調査用紙

調査箇所	
設計図書	
調査結果	

実態調査用紙 (記入例)

調査箇所	1-E通り 桁行き方向 ブレース接合部
設計図書	<p> C1: H-294x200x8x12 G1: H-244x175x7x11 ガセットプレート R9 ブレース 平鋼 R9 高力ボルト (F10T) 2-M22 </p> <p> (注) ガセットプレートが柱フランジに全周すみ肉溶接される設計となっている。 </p>
調査結果	<p>1) 柱、はり等の寸法</p> <ul style="list-style-type: none"> 柱、はり、ブレース等の寸法は設計図書通り。 高力ボルトはF9T W7/8が使用されていた。また、高力ボルトの締め付けは、手締めによるものであった。 <p>2) ガセットプレートと柱フランジの溶接</p> <p>設計図書では全周すみ肉溶接であるが、ガセットプレートと柱フランジ小口とは溶接長L=90mm、100mmの断続すみ肉溶接 (S=5mm) となっている。</p> <p>なお、柱フランジの裏面とガセットプレートの溶接は目視できないが、触覚によれば点線で示した範囲が溶接されていた。</p> <p>3) 部材、接合部の発錆状況</p> <p>ガセットプレートは全面錆が発生し、錆による減厚は約0.1mmである。</p>

実態調査用紙 (記入例)

調査箇所	C-3通り はり間方向 柱、はり接合部
設計図書	 <p> 裏当金なし 梁ウエブのスカロップなし S=5.6/6.3mm (2ヶ所測定) S=5.7, 6.4mm (2ヶ所測定) S=5.8, 6.2mm (2ヶ所測定) C1: H-294x200x8x12 G1: H-294x200x8x12 ダイヤフラム R12 カバープレート R12 エンドタブなし R12 150 (注) 梁端接合部で梁フランジは R12 のカバープレートで補強されている。 </p>
調査結果	<p>1) 柱、はり等の寸法 C1、2GX、カバープレート等の寸法は、設計図書通り。</p> <p>2) はり端フランジ及びダイヤフラムと柱フランジの溶接継目 エンドタブ、裏当金、はりウェブのスカロップが全て無いため、はり端フランジ継目は設計図書と相違し、すみ肉溶接で施工されている。ダイヤフラムと柱フランジの溶接継目も同様。 すみ肉溶接のサイズの平均6.0mm (6ヶ所の平均)</p> <p>3) その他の溶接継目 はりウェブと柱フランジ及びガセットプレートの溶接継目は、全て全周すみ肉溶接ですみ肉溶接のサイズは前項2)と同等。</p> <p>4) 部材、接合部の発錆状況 錆止め塗装の塗膜は健全である。</p>

付一 2 標準的な架構種別に応じた保有水平耐力 ・ じん性指標の略算法

1 保有水平耐力の算定方法

- (1) はり間方向ラーメンの保有水平耐力の算定
- (2) 桁行方向ラーメン部分の保有水平耐力の算定
- (3) 桁行方向筋かい部分の保有水平耐力

2 F 指標の評価方法

- (1) ラーメン構造の F 指標
- (2) 筋かいの F 指標
- (3) 異なる F 指標の耐震要素ないし構面の混合

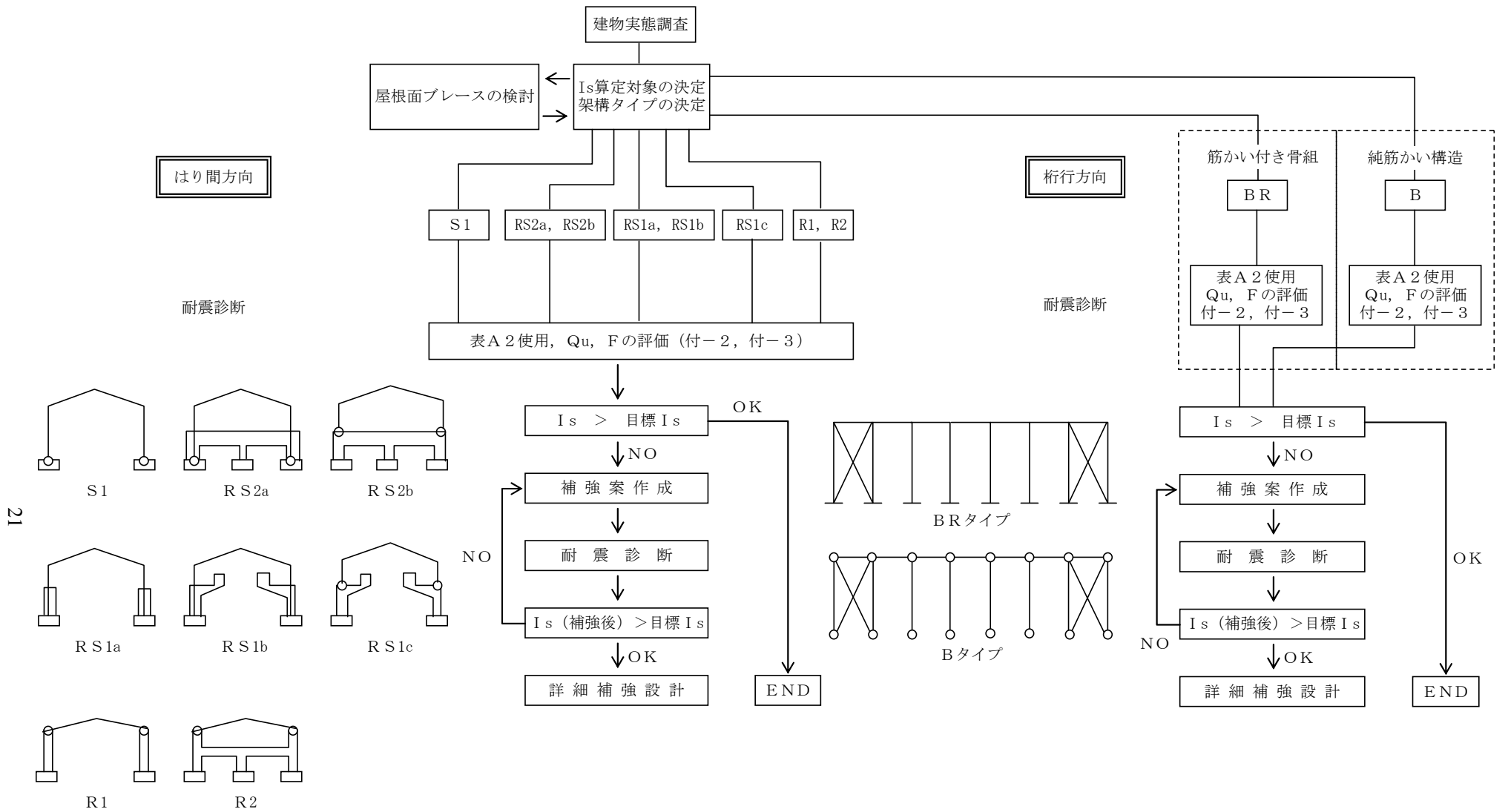


図 2. 1 建物方向別・構造形式別・既存建物耐震診断及び耐震補強

1 保有水平耐力の算定方法

表A2の算定式に基づいて、 Q_C 、 M_I 、 M_{II} ……等を評価し、下記の式(A2.1)～(A2.3)で保有水平耐力を算定する。このとき、 Q_C 、 M_I 、 M_{II} ……等を決める要素のじん性指標を記録しておく。

(1) はり間方向ラーメンの保有水平耐力の算定(表A2参照)

$$Q_U = \min\left(\frac{M_I + M_{II}}{H}, Q_C\right) + \min\left(\frac{M_{III} + M_{IV}}{H}, Q_C\right) \quad (\text{A2.1})$$

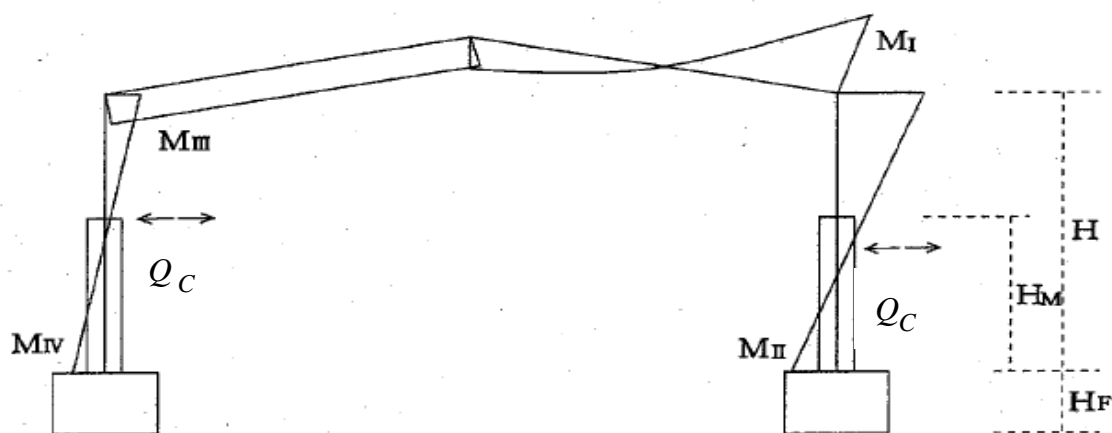


図 A2.1

(2) 桁行方向ラーメン部分の保有水平耐力の算定(BRタイプの場合)

なお、架構全体の保有水平耐力は、次式で求めるラーメン部分の保有水平耐力 ${}_R Q_U$ と次項で求める筋かい部分の保有水平耐力 ${}_B Q_U$ とを加算して求める。

$$\begin{aligned}
 {}_R Q_U = & \min\left(\frac{M_I + M_{II}}{H}, Q_C\right) + \dots + \min\left(\frac{M_V + M_{VI}}{H}, Q_C\right) + \dots \\
 & + \min\left(\frac{M_{III} + M_{IV}}{H}, Q_C\right) \quad (\text{A2.2})
 \end{aligned}$$

表A 2 保有耐力を限界づけている部位

		耐力の種類と部位	F (鉄骨充腹材の例)
以下の最小値を柱せん断耐力 Q_c			
Q_1	${}_{CT}Q_m$	部 材・せん断・柱 上 部	2.2
Q_2	${}_{CT}Q_j$	接合部・せん断・柱頭仕口	1.3
Q_3	${}_{CM}Q_m$	部 材・せん断・柱中間部	2.2
Q_4	${}_{CM}Q_j$	接合部・せん断・柱中間部	1.3
Q_5	${}_{CB}Q_m$	部 材・せん断・柱 下 部	2.2
Q_6	${}_{CB}Q_j$	接合部・せん断・柱 脚 部	1.3

以下の最小値を風下柱頭曲げ耐力 M_I

M_1	${}_{GE}M_m$	部 材・曲 げ・はり端部	4.0~2.5
M_2	${}_{GE}M_j$	接合部・曲 げ・はり端仕口	1.3
M_3	${}_{CT}M_m$	部 材・曲 げ・柱 上 部	4.0~2.5
M_4	${}_{CT}M_j$	接合部・曲 げ・柱頭仕口	1.3
M_5	$({}_{GE}Q_m - {}_{GE}Q_s) L / 2$	部 材・せん断(曲げ換算)・はり端部	2.2
M_6	$({}_{GE}Q_j - {}_{GE}Q_s) L / 2$	接合部・せん断(曲げ換算)・はり端仕口	1.3
M_7	$({}_{GM}Q_m - {}_{GM}Q_s) L / 2$	部 材・せん断(曲げ換算)・はり中間部	2.2
M_8	$({}_{GM}Q_j - {}_{GM}Q_s) L / 2$	接合部・せん断(曲げ換算)・はり中間継手	1.3
M_9	${}_{CM}M + ({}_{CM}M + {}_{CB}M) \cdot (H - H_M) / H_M$	部 材・曲 げ・柱中間部・下部又は柱脚部を柱頭換算 又は接合部・曲 げ・柱中間部・下部又は柱脚部を柱頭換算	4.0~2.5 1.3
M_{10}	${}_{CM}M + ({}_{CM}M + {}_FM) \cdot (H - H_M) / (H_M + H_F)$	部 材・曲 げ・柱中間部又は基礎下面を柱頭換算 又は接合部・曲 げ・柱中間部又は基礎下面を柱頭換算	4.0~2.5 1.3

ここで、 ${}_{CM}M = \min({}_{CM}M_m, {}_{CM}M_j)$, ${}_{CB}M = \min({}_{CB}M_m, {}_{CB}M_j)$

${}_{GE}Q_s$: 単純ばりの鉛直荷重による端部のせん断力

${}_{GM}Q_s$: 単純ばりの鉛直荷重による中間部のせん断力

以下の最小値を風下柱脚曲げ耐力 M_{II}

M_{11}	${}_{CB}M$	部 材・曲 げ・柱下部又は柱脚部 又は接合部・曲 げ・柱下部又は柱脚部	4.0~2.5 1.3
M_{12}	${}_{CM}M + ({}_{CM}M + M_I) H_M / (H - H_M)$	部 材・曲 げ・柱中間部を柱脚換算 又は接合部・曲 げ・柱中間部を柱脚換算	4.0~2.5 1.3
M_{13}	${}_FM - ({}_FM + M_I) H_F / (H + H_F)$	基 礎・曲 げ・基礎下面を柱脚換算	1.8

以下の最小値を風上柱頭曲げ耐力 M_{III}

M_{14}	M_I	部材又は接合部・曲げ・又はせん断・柱頭換算 M_I と同じ	
M_{15}	$({}_{GM}M_j - {}_GM_S (L_j)) L + M_I L_j / (L - L_j)$	接合部・曲 げ・はり中間継手をはり端換算	1.3

M_{16}	$2 (GM M_m - GM_S (0.5L)) + M_I$	部材・曲げ・はり中央をはり端換算	4.0~2.5
M_{17}	$1.33 (GM M_m - GM_S (0.25L)) + 0.33M_I$	部材・曲げ・はり中間4分点をはり端換算	4.0~2.5
以下の最小値を風上柱脚曲げ耐力 M_{IV}			
M_{18}	$C_B M$	部材・曲げ・柱下部又は柱脚部 又は接合部・曲げ・柱下部又は柱脚部	4.0~2.5 1.3
M_{19}	$C_M M + (C_M M + M_{III}) H_M / (H - H_M)$	部材・曲げ・柱中間部を柱脚換算 又は接合部・曲げ・柱中間部を柱脚換算	4.0~2.5 1.3
M_{20}	$F M - (F M + M_{III}) H_F / (H + H_F)$	基礎・曲げ・基礎下面を柱脚換算	1.8

注)

$GM_S (0.5L)$ は、分布荷重によるはり中央位置での単純はり曲げモーメント

$GM_S (0.25L)$ は、分布荷重による 1/4 の位置での単純はり曲げモーメント

$GM_S (L_j)$ は、分布荷重による継手位置での単純はり曲げモーメント

L : はり全スパン

L_j : はり端部から継手までの長さ

H : 基礎上端からの軒高

H_M : 基礎上端からの柱中間危険点高さ

H_F : 基礎の高さ

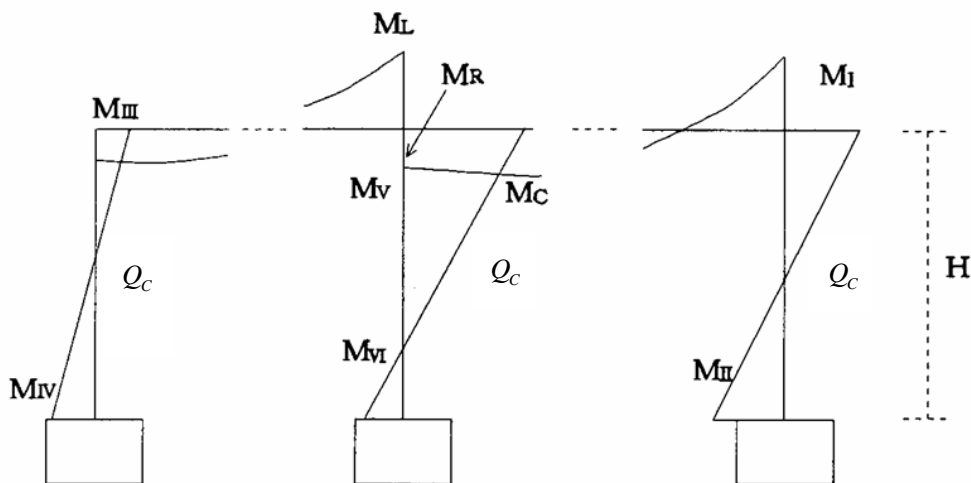


図 A 2. 2

$$M_V = \min (M_L + M_R, M_C)$$

ここで、 $M_L = \min (M_1, M_2, M_5, M_6, M_7, M_8)$: 左側はりの風下側端部

$M_R = \min (M_{14}', M_{15}', M_{16}', M_{17}')$: 右側はりの風上側端部

ここで、 $M_{14}' =$ 右側はりの M_L : 右側はりの風下側端部

$M_{15}', M_{16}', M_{17}'$ は M_{15}, M_{16}, M_{17} の算定式において M_I の代わりに M_{14}' を用いて算定する。

$$M_C = \min (M_3, M_4, M_9, M_{10})$$

$$M_{VI} = \min (M_{18}, M_{19}', M_{20}')$$

ここで、 M_{19}', M_{20}' は M_{19}, M_{20} の算定において M_{III} の代わりに M_V を用いて算定する。

(3) 桁行方向筋かい部分の保有水平耐力 (BR、Bタイプ)

$${}_B Q_U = n_B (N_u + N_T) \cos \theta \quad (\text{A 2. 3})$$

ここで、

n_B : 対になった筋かいの個数

N_u 、 N_T は付 3. 3 筋かいの耐力による。

ただし、筋かい軸力 N_u 、 N_T が周辺骨組に作用する結果、

ア) 押込側の柱軸力が柱の圧縮耐力を超過しないこと、

イ) 引抜側の軸力によって基礎が浮き上がらないこと、

を確認するものとし、これが満足されない場合はその時点での値を保有水平耐力とする。

2 F指標の評価方法

(1) ラーメン構造の F 指標

ア) はり間方向

Q_C 、 M_I 、 M_{II} 、 M_{III} 、 M_{IV} を限界づけている要素耐力 ($Q_1 \sim Q_6$ 、 $M_1 \sim M_{20}$) に応じ

て、それぞれの F_i 指標 (F_Q 、 F_I 、 F_{II} 、 F_{III} 、 F_{IV}) を決定する。(表 A 2 参照)

F_Q は $Q_1 \sim Q_6$ の最小値に対する F_i 指標

骨組全体の F 指標は下記によって算定する。

$$\frac{M_I + M_{II}}{H} < Q_C \text{ のとき、 } F = \frac{F_I M_I + F_{II} M_{II} + F_{III} M_{III} + F_{IV} M_{IV}}{M_I + M_{II} + M_{III} + M_{IV}} \quad (\text{A 2. 4})$$

$$\frac{M_{III} + M_{IV}}{H} < Q_C < \frac{M_I + M_{II}}{H} \text{ のとき、 } F = \frac{F_Q Q_C H + F_{III} M_{III} + F_{IV} M_{IV}}{Q_C H + M_{III} + M_{IV}} \quad (\text{A 2. 5})$$

$$Q_C < \frac{M_{III} + M_{IV}}{H} \text{ のとき、 } F = F_Q \quad (\text{A 2. 6})$$

イ) 桁行方向ラーメン部分 (BRタイプ)

全て曲げ耐力 ($M_I \cdots M_{IV}$) で決まる場合

$${}_R F = \frac{F_I M_I + F_{II} M_{II} + \cdots + F_V M_V + F_{VI} M_{VI} + \cdots + F_{III} M_{III} + F_{IV} M_{IV}}{M_I + M_{II} + \cdots + M_V + M_{VI} + \cdots + M_{III} + M_{IV}} \quad (\text{A 2. 7})$$

一部せん断力 Q_C で決まる場合は (A 2. 7) 式で該当柱の柱頭・柱脚モーメントの部分

分を $Q_C H$ で置換え、該当柱部分については F_Q を $Q_C H$ で重みづける。

$${}_R F = \frac{F_I M_I + F_Q Q_C H + \cdots + F_V M_V + F_{VI} M_{VI} + \cdots + F_{III} M_{III} + F_{IV} M_{IV}}{M_I + Q_C H + \cdots + M_V + M_{VI} + \cdots + M_{III} + M_{IV}} \quad (\text{A 2. 8})$$

(2) 筋かいの F 指標

ア) BRタイプ (筋かい付ラーメン)

筋かい部材の F 指標を ${}_B F = 2.2$ とし、ラーメン部材の ${}_R F$ と保有耐力の寄与率にて重み付き平均とする。ただし、筋かい接合部の耐力で限界づけられる場合 ${}_B F = 1.3$ 、周辺柱の座屈・基礎の浮上りで耐力の限界づけられる場合は ${}_B F = {}_R F = 1.3$ とする。

イ) Bタイプ (純筋かい構造)

$$F = 2.2$$

ただし、筋かい接合部の耐力、周辺柱の座屈・基礎の浮上りで耐力が限界付けられる場合は $F = 1.3$ とする。

(3) 異なる F 指標の耐震要素ないし構面の混合

F_A 、 F_B を有する要素ないし構面が混合した場合、骨組全体の F 指標は原則として、次式で算定できるものとする。

$$F = \frac{F_A Q_{UA} + F_B Q_{UB}}{Q_{UA} + Q_{UB}} \quad (\text{A 2. 9})$$

ここで、 Q_{UA} 、 Q_{UB} はそれぞれの要素ないし構面の保有水平耐力である。

(A 2. 4) ~ (A 2. 8) 式は (A 2. 9) 式の一般化である。

付一 3 部材、接合部の終局耐力

- 3. 1 H形鋼部材の終局耐力
- 3. 2 非充腹部材（柱）の終局耐力
- 3. 3 筋かいの耐力
- 3. 4 充腹材柱・梁端接合部の最大曲げ耐力
- 3. 5 充腹材ボルト継手部の最大耐力
- 3. 6 非充腹柱・梁・筋かい接合部の最大引張り耐力
- 3. 7 パネルゾーンの終局曲げ耐力
- 3. 8 柱脚部の終局耐力
- 3. 9 基礎の転倒モーメント

この付録に記載されている終局耐力式は、基本的に「屋内運動場等の耐震性能診断基準（平成8年版）」（文部科学省大臣官房文教施設部）の式を示すが、同時に、「鋼構造限界状態設計指針・同解説」（社団法人 日本建築学会）「耐震改修促進法のための既存鉄骨造建築物の耐震診断および耐震改修指針・同解説」（財団法人 日本建築防災協会）に示された式も併用して示す。

各基準、指針の式からはほぼ同様の計算値が算出されるが、その適用条件等に留意し、適切に運用すること。

3.1 H形鋼部材の終局耐力

3.1.1 曲げ終局耐力 M_m

(1) 強軸曲げ+圧縮

圧縮軸力下で強軸曲げを受ける場合の曲げ耐力 M_m は(3.1.1.a)、(3.1.1.b)式による M_{m1} 、 M_{m2} のうち小さい値とする。

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{m1} = 1.18M_c \left(1 - \frac{N}{N_c} \right) \end{array} \right. \quad (3.1.1.a)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{m2} = M_c \end{array} \right. \quad (3.1.1.b)$$

N : 鉛直荷重による圧縮軸力 (大梁による付加軸力を考慮する)

N_c : 曲げ座屈耐力

M_c : はりの曲げ耐力

曲げ座屈耐力 N_c は次式による。

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_c \leq \lambda_{cp} \quad N_c = N_y \end{array} \right. \quad (3.1.2a)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_{cp} < \lambda_c \leq \lambda_{ce} \quad N_c = \left(1.0 - 0.5 \frac{\lambda_c - \lambda_{cp}}{\lambda_{ce} - \lambda_{cp}} \right) N_y \doteq \left(1.07 - 0.44 \sqrt{\frac{N_y}{N_e}} \right) N_y \end{array} \right. \quad (3.1.2b)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_{ce} < \lambda_c \quad N_c = \left(\frac{1}{1.2\lambda_c^2} \right) N_y \doteq 0.83N_e \end{array} \right. \quad (3.1.2c)$$

λ_c : 曲げ座屈細長比 = $\sqrt{N_y / N_e}$

λ_{cp} : 塑性限界細長比 = 0.15

λ_{ce} : 弾性限界細長比 = $1/\sqrt{0.6} = 1.29$

N_y : 降伏限界耐力 = $F_y \cdot A_g$ (3.1.3)

F_y : 降伏強さ

A_g : 全断面積

N_e : 弾性曲げ座屈耐力 = $\frac{\pi^2 EI}{k_c^2 \ell_c^2}$ (3.1.4)

I : 強軸回りの断面二次モーメント

k_c : 曲げ座屈長さ係数 (曲げ耐力を算定する場合は、1.0としてよい)

ℓ_c : 曲げ座屈区間

E : ヤング率

M_c は、はりの曲げ耐力で(3.1.5a)~(3.1.5c)式による $M_{c1} \sim M_{c3}$ のうち最も小さい値とする。

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{c1} = M_p \end{array} \right. \quad (3.1.5a)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{c2} = M_{LB} \end{array} \right. \quad (3.1.5b)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{c3} = M_{FTB} \end{array} \right. \quad (3.1.5c)$$

- M_p : 全塑性モーメント (強軸回り)
- M_{LB} : はりの局部座屈モーメント。幅厚比による
ランクがFC、FDのものについてのみ考慮
- M_{FTB} : はりの横座屈モーメント

M_p は、はりの全塑性モーメントで次式による。

$$M_p = F_{yf} \cdot Z_p \quad (3.1.6)$$

F_{yf} : フランジ降伏強さ
 Z_p : 塑性断面係数

M_{LB} は、はりの局部座屈モーメントで次式による。

$$M_{LB} = Z \cdot F_{cr} \quad (3.1.7)$$

F_{cr} は、(3.1.8a)、(3.1.8b)式の ${}_f F_{cr}$ および ${}_w F_{cr}$ のうち小さいほうの値とする。

$$\left\{ \begin{array}{l} {}_f F_{cr} = \left(670 - \frac{b}{t_f} \sqrt{F_{yf}} \right) \frac{F_{yf}}{500} \\ {}_w F_{cr} = \left(5190 - \frac{d}{t_w} \sqrt{F_{yw}} \right) \frac{F_{yw}}{4100} \end{array} \right. \quad (3.1.8a)$$

$$\left. \right\} \quad (3.1.8b)$$

- Z : 断面係数
- b : フランジ半幅
- t_f : フランジ厚さ
- F_{yf} : フランジ降伏強さ
- d : ウェブせい
- t_w : ウェブ厚さ
- F_{yw} : ウェブ降伏強さ

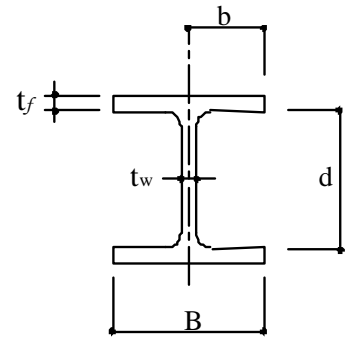


図 3.1.1 H形鋼断面

M_{FTB} は、はりの横座屈モーメントで次式による。

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_b \leq {}_p \lambda_b \quad M_{FTB} = M_p \\ {}_p \lambda_b < \lambda_b \leq {}_e \lambda_b \quad M_{FTB} = \left(1 - 0.4 \frac{\lambda_b - {}_p \lambda_b}{{}_e \lambda_b - {}_p \lambda_b} \right) M_p = \left(1 - 0.4 \frac{\sqrt{\frac{M_p}{M_e}} - {}_p \lambda_b}{1.29 - {}_p \lambda_b} \right) M_p \\ {}_e \lambda_b < \lambda_b \quad M_{FTB} = \frac{1}{\lambda_b^2} M_p \doteq 0.83 M_e \end{array} \right. \quad (3.1.9a)$$

$$\left. \right\} \quad (3.1.9b)$$

$$\left. \right\} \quad (3.1.9c)$$

$$\lambda_b = \sqrt{\frac{M_p}{M_e}} \quad {}_p \lambda_b = 0.6 + 0.3 \left(\frac{M_2}{M_1} \right)$$

- M_{FTB} : はりの横座屈モーメント
- λ_b : 横座屈細長比
- ${}_e\lambda_b$: 弾性限界細長比 $= 1/\sqrt{0.6} = 1.29$
- ${}_p\lambda_b$: 塑性限界細長比
- M_p : 全塑性モーメント
- M_e : 弾性横座屈モーメント
- $\frac{M_2}{M_1}$: 端モーメント比、複曲率が正

弾性横座屈モーメント M_e は次式による。

$$M_e = C_b \sqrt{\frac{\pi^4 EI_Y \cdot EI_W}{k \ell_b^4} + \frac{\pi^2 EI_Y \cdot GJ}{\ell_b^2}} \doteq C_b \cdot Z \sqrt{\sigma_{scr}^2 + \sigma_{wcr}^2} \quad (3.1.10)$$

$$\begin{cases} \sigma_{scr} = 0.65E / (\ell_b \cdot h / A_f) \\ \sigma_{wcr} = \pi^2 \cdot E / ({}_k\ell_b / i)^2 \end{cases}$$

モーメント係数 C_b は次式による。

$$C_b = 1.75 + 1.05 \left(\frac{M_2}{M_1} \right) + 0.3 \left(\frac{M_2}{M_1} \right)^2 \leq 2.3 \quad (3.1.11)$$

- EI_Y : 弱軸回りの曲げ剛性
- EI_W : 曲げねじり剛性
- GJ : サンプナンねじり剛性

- I_Y : 弱軸回りの断面二次モーメント
- t_f : フランジ厚さ
- t_w : ウェブ厚さ

$\frac{M_2}{M_1}$: 端モーメント比、複曲率が正

(終局メカニズム時の応力状態を仮定する)

- ℓ_b : 横座屈補剛区間の長さ
- h : はり成
- A_f : 片側フランジ断面積
- ${}_k\ell_b := k_b \cdot \ell_b$
- k_b : 横座屈長さ係数 $= 0.75$ 、単純ばりのとき $= 1.0$
- i : 圧縮フランジとはり成の $1/6$ とからなる

T形断面のウェブ軸まわりの断面2次半径

$$= \sqrt{\frac{I_Y}{2\{A_f + (h/6 - t_f)t_w\}}}$$

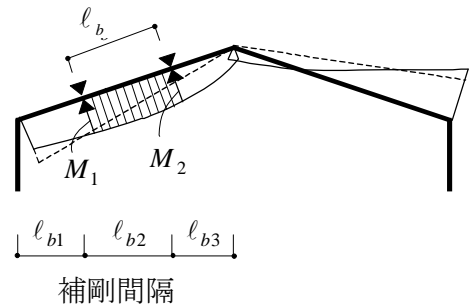


図 3.1.2 端モーメント比

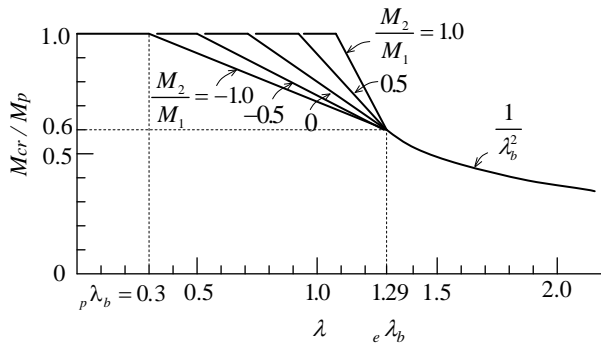


図 3.1.3 曲げモーメント分布と横座屈荷重

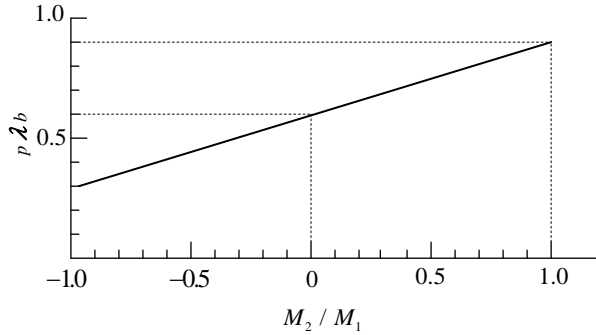


図 3.1.4 塑性限界細長比

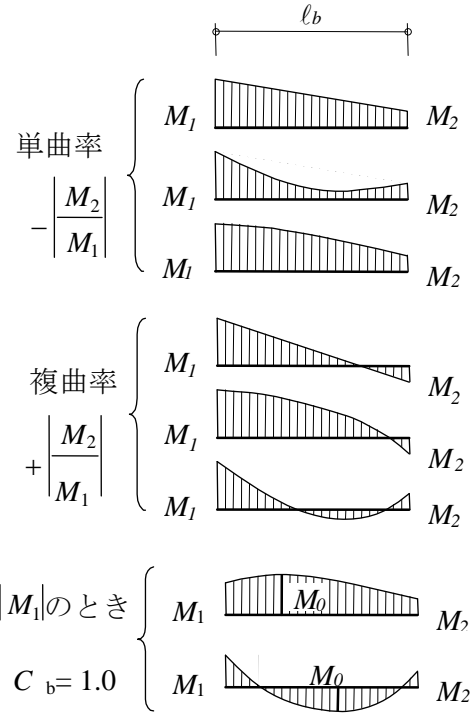


図 3.1.5 $\frac{M_2}{M_1}$ の符号と修正係数 C_b のとり方

(2) 弱軸曲げ+圧縮

圧縮軸力下で弱軸曲げを受ける場合の曲げ耐力 M_m は(3.1.12a)、(3.1.12b)式による M_{m1} 、 M_{m2} のうち小さい値とする。

$$\begin{cases} M_{m1} = 1.19M_p \left(1 - \left(\frac{N}{N_c} \right)^2 \right) & (3.1.12a) \\ M_{m2} = M_p & (3.1.12b) \end{cases}$$

M_p : 全塑性モーメント (弱軸回り)

その他の記号は(1)強軸曲げ+圧縮を参照

(3) 強軸または弱軸曲げ+引張り

ア) 引張り軸力下で強軸曲げを受ける場合の曲げ耐力 M_m は(3.1.13a)、(3.1.13b)式による M_{m1} 、 M_{m2} のうち小さい値とする。

$$\begin{cases} M_{m1} = 1.18M_c \left(1 - \frac{N}{N_y} \right) & (3.1.13a) \\ M_{m2} = M_c & (3.1.13b) \end{cases}$$

イ) 引張り軸力下で弱軸曲げを受ける場合の曲げ耐力 M_m は(3.1.14a)、(3.1.14b)式による M_{m1} 、 M_{m2} のうち小さい値とする。

$$\begin{cases} M_{m1} = 1.19M_p \left(1 - \left(\frac{N}{N_y} \right)^2 \right) & (3.1.14a) \\ M_{m2} = M_p & (3.1.14b) \end{cases}$$

3.1.2 せん断終局耐力 Q_m

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{t_w} \leq 486 \sqrt{\frac{k}{F_{yw}}} \text{ のとき} \\ 486 \sqrt{\frac{k}{F_{yw}}} < \frac{d}{t_w} \leq 700 \sqrt{\frac{k}{F_{yw}}} \text{ のとき} \\ \frac{d}{t_w} > 700 \sqrt{\frac{k}{F_{yw}}} \text{ のとき} \end{array} \right. \begin{array}{l} Q_m = 0.6 F_{yw} \cdot A_w \quad (3.1.15a) \\ Q_m = \left(1080 - \frac{d}{t_w} \cdot \sqrt{\frac{F_{yw}}{k}} \right) \left(\frac{F_{yw}}{990} \right) A_w \quad (3.1.15b) \\ Q_m = \frac{186000 \cdot k \cdot A_w}{\left(\frac{d}{t_w} \right)^2} \quad (3.1.15c) \end{array}$$

F_{yw} : ウェブ降伏強さ

A_w : ウェブ断面積 = $t_w \times d$

t_w : ウェブ厚さ

k : 板座屈係数

$$\beta \geq 1$$

$$k = 5.4 + 4/\beta^2$$

$$\beta < 1$$

$$k = 5.4/\beta^2 + 4$$

$\beta > 3$ 及びスチフナを用いないとき、 $k = 5$

$$\beta = \frac{a}{d} \text{ (ウェブの寸法比)}$$

a : 縦スチフナの間隔

d : ウェブせい

$$k = 5 \text{ とすると } 486 \sqrt{\frac{k}{F_{yw}}} = \frac{1087}{\sqrt{F_{yw}}}$$

$$700 \sqrt{\frac{k}{F_{yw}}} = \frac{1565}{\sqrt{F_{yw}}}$$

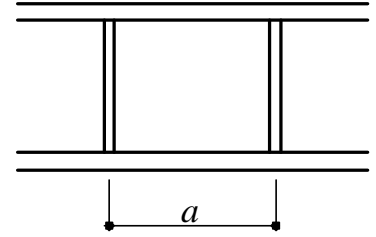


図 3.1.6 縦スチフナの間隔

3.2 非充腹部材（柱）の終局耐力

3.2.1 曲げ終局耐力 M_m

$$M_m = \left(1 - \frac{N}{N_c}\right) M_c \quad (3.2.1)$$

N : 鉛直荷重による圧縮軸力（梁による付加軸力考慮）

N_c : 圧縮耐力

M_c : はりの曲げ耐力

M_c は、はりの曲げ耐力で(3.2.2a),(3.2.2b)式による M_{c1} 、 M_{c2} の小さい値とする。

$$\begin{cases} M_{c1} = d_c \cdot P_c & (3.2.2a) \\ M_{c2} = d_c \cdot \frac{P_u}{\alpha} & (3.2.2b) \end{cases}$$

d_c : 弦材の図心間距離

P_c : 圧縮側弦材の圧縮耐力

P_u : 引張り側弦材に含まれる接合部の最大引張り耐力

α : 接合係数（=1.2）

圧縮耐力 N_c は、（3.1.2a）～（3.1.2c）式による。

3.2.2 弦材の圧縮耐力 P_c

$$\begin{cases} \lambda_{fc} \leq_p \lambda_c & P_c = P_{yc} \\ {}_p \lambda_c < \lambda_{fc} \leq_e \lambda_c & P_c = \left(1.0 - 0.5 \frac{\lambda_{fc} - {}_p \lambda_c}{{}_e \lambda_c - {}_p \lambda_c}\right) P_{yc} \doteq \left(1.07 - 0.44 \sqrt{\frac{P_{yc}}{P_{ec}}}\right) P_{yc} \\ {}_e \lambda_c < \lambda_{fc} & P_c = \left(\frac{1}{1.2 \lambda_{fc}^2}\right) P_{yc} \doteq 0.83 P_{ec} \end{cases} \quad (3.2.3)$$

λ_{fc} : 曲げ座屈細長比 = $\sqrt{\frac{P_{yc}}{P_{ec}}}$

P_{yc} : 弦材の降伏軸力（= $F_y \cdot A_{fc}$ ）

F_y : 弦材の降伏強さ

A_{fc} : 圧縮側弦材の断面積

P_{ec} : 弦材の弾性座屈耐力

${}_e \lambda_c$: 弾性限界細長比 = $1/\sqrt{0.6} = 1.29$

${}_p \lambda_c$: 塑性限界細長比 = 0.15

$$P_{ec} = \frac{\sum A_{fc} \pi^2 E}{\lambda^2} \quad (3.2.4)$$

λ は、有効細長比で(3.2.5a)、(3.2.5b)式による λ_1 、 λ_2 のうち大きい値とする。

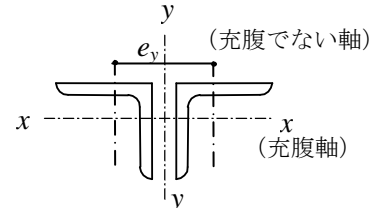
$$\begin{cases} \lambda_1 = \lambda_{xe} & (3.2.5a) \\ \lambda_2 = \lambda_{ye} & (3.2.5b) \end{cases}$$

充腹軸（x 軸）回りの細長比

$$\lambda_x = \frac{l_{kx}}{i_x}$$

$$i_x = i'_x$$

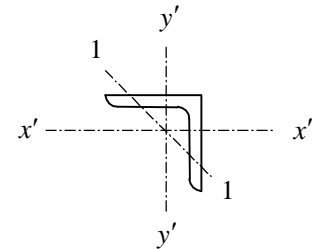
$$\lambda_{xe} = \lambda_x \quad (3.2.6)$$



充腹でない軸（y 軸）回りの有効細長比

$$\lambda_y = \frac{l_{ky}}{i_y}$$

$$i_y = \sqrt{\left(\frac{e_y}{2}\right)^2 + (i'_y)^2} \quad (3.2.7)$$



$$\lambda_{1y} = \frac{l_1}{i_1}$$

$$\begin{cases} \lambda_{1y} > 20 \\ \lambda_{ye} = \sqrt{\lambda_y^2 + \frac{m}{2} \lambda_{1y}^2} \end{cases} \quad (3.2.8)$$

$$\begin{cases} \lambda_{1y} \leq 20 \\ \lambda_{ye} = \lambda_y \end{cases} \quad (3.2.9)$$

ただし、 $\lambda_{1y} > 50$ の場合は参考値とする

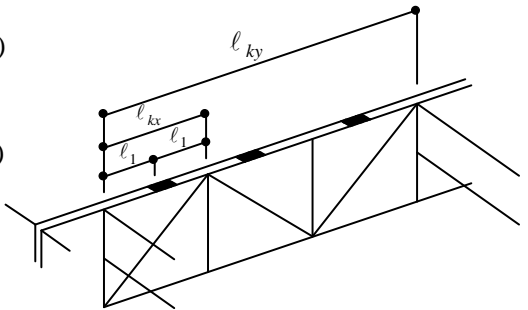
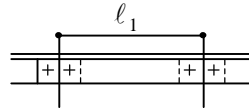


図 3.2.1

ここで、

- l_{kx} : 節点間距離（構面内座屈）
- l_{ky} : 横補剛材支点間距離（構面外座屈）
- l_{kz} : スパンもしくは構造階高
- l_1 : つづり材やはさみ板などの区間長
- i_1 : 素材の最小断面 2 次半径
- i'_x, i'_y : 素材の x 軸または y 軸回りの断面 2 次半径
- m : 素材または素材群の数
- $\sum A_f$: 圧縮側弦材の断面積の合計

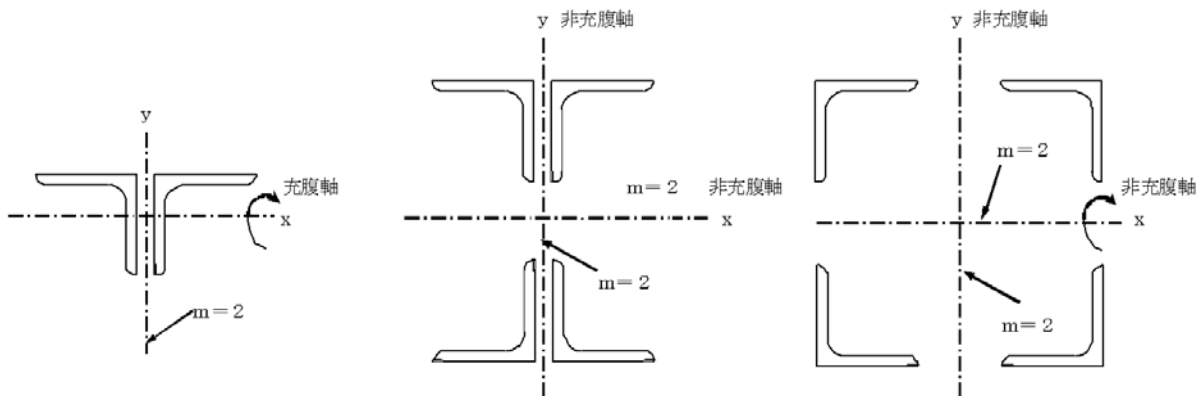


図 3.2.2 素材または素材群の数

3.2.3 全断面の弾性座屈耐力 N_e

$$N_e = A_g \cdot \pi^2 E / \lambda^2 \quad (3.2.10)$$

λ は、有効細長比で(3.2.11a)、(3.2.11b)式による λ_1 、 λ_2 のうち大きい値とする。

$$\begin{cases} \lambda_1 = \lambda_{ze} \\ \lambda_2 = \lambda_{ye} \end{cases} \quad (3.2.11a)$$

$$\begin{cases} \lambda_1 = \lambda_{ze} \\ \lambda_2 = \lambda_{ye} \end{cases} \quad (3.2.11b)$$

(1) Z軸についての λ_{ze} (ラチス形式)

$$\lambda_{1z} = \pi \sqrt{\frac{\sum A}{n A_d} \cdot \frac{\ell_d^3}{\ell_2 e_z^2}} \quad (3.2.12)$$

$$i_z = \sqrt{\left(\frac{e_z}{2}\right)^2 + (i'_x)^2}$$

$$\lambda_z = \frac{\ell_{kz}}{i_z} \quad (3.2.13)$$

$$\begin{cases} \lambda_{1z} > 20 & \text{ただし、} \lambda_{1z} > 50 \text{ の場合は参考値とする} \\ & \lambda_{ze} = \sqrt{\lambda_z^2 + \frac{m}{2} \lambda_{1z}^2} \\ \lambda_{1z} \leq 20 & \lambda_{ze} = \lambda_z \end{cases}$$

(2) Y軸についての λ_{ye} (はさみ板形式)

$$\lambda_{1y} = \frac{\ell_1}{i_1} \quad (3.2.14)$$

$$i_y = \sqrt{\left(\frac{e_y}{2}\right)^2 + (i'_y)^2}$$

$$\lambda_y = \frac{\ell_{ky}}{i_y} \quad (3.2.15)$$

$$\begin{cases} \lambda_{1y} > 20 & \text{ただし、} \lambda_{1y} > 50 \text{ の場合は参考値とする} \\ & \lambda_{ye} = \sqrt{\lambda_y^2 + \frac{m}{2} \lambda_{1y}^2} \\ \lambda_{1y} \leq 20 & \lambda_{ye} = \lambda_y \end{cases} \quad (3.2.16a)$$

$$\lambda_{ye} = \lambda_y \quad (3.2.16b)$$

- A_g : 全断面積
- A : 弦材一本分の断面積
- A_d : ラチス材の断面積
- E : ヤング係数
- λ : 部材の細長比
- ℓ_d : ラチス材のボルト重心間距離
- ℓ_1 : ラチス材の弦材方向ボルト間距離
- ℓ_2 : 節点間距離 (構面内座屈)
- ℓ_{kz} : スパンもしくは構造階高
- n : 構面の数
- m : 素材または素材群の数

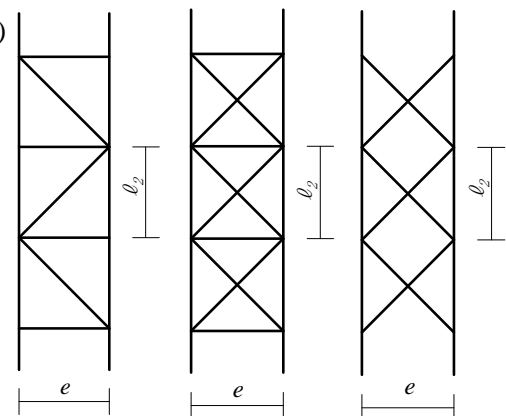
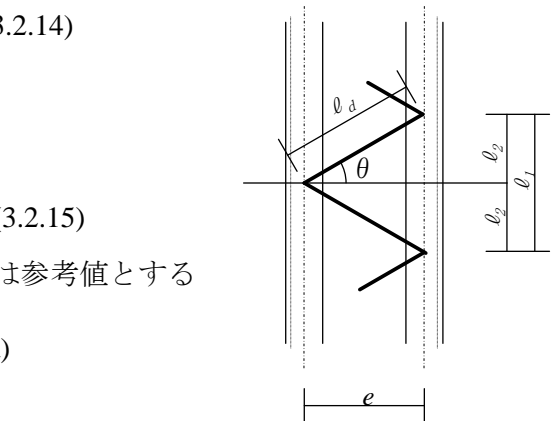
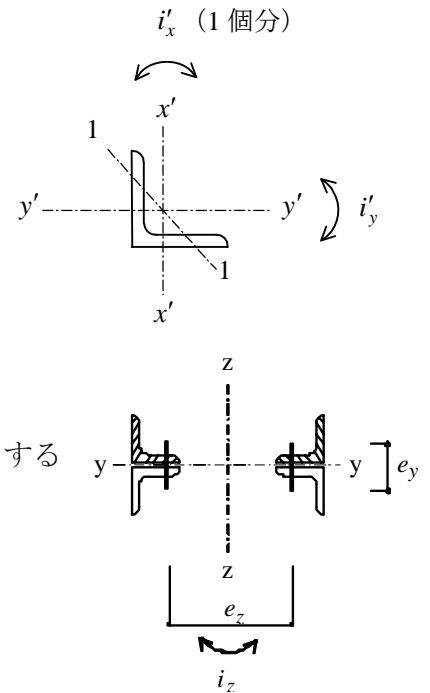


図 3.2.3 弦材の重心間距離及び節点間距離

3.2.4 せん断終局耐力 Q_m

Q_m は、せん断終局耐力で(3.2.17.a)、(3.2.17.b)式による Q_{m1} 、 Q_{m2} の小さい値とする。

$$\begin{cases} Q_{m1} = \sin \theta \cdot P_{Lc} & (3.2.17a) \\ Q_{m2} = \sin \theta \cdot \frac{P_{Lu}}{\alpha} & (3.2.17b) \end{cases}$$

- θ : ラチス材が部材軸となす角度
- P_{Lc} : ラチス材の圧縮耐力
- P_{Lu} : ラチス材に含まれる接合部の最大引張耐力
- α : 接合係数 (=1.2)

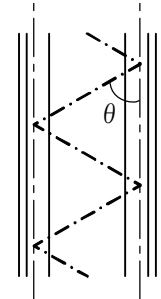


図 3.2.4 ラチス材の角度

3.2.5 ラチス材の圧縮耐力 P_{Lc}

$$\begin{cases} \lambda_{Lc} \leq_p \lambda_{Lc} & P_{Lc} = P_{yL} \\ {}_p \lambda_{Lc} < \lambda_{Lc} \leq_e \lambda_{Lc} & P_{Lc} = \left(1.0 - 0.5 \frac{\lambda_{Lc} - {}_p \lambda_{Lc}}{e \lambda_{Lc} - {}_p \lambda_{Lc}} \right) P_{yL} \doteq \left(1.07 - 0.44 \sqrt{\frac{P_{yL}}{P_{eL}}} \right) P_{yL} \\ {}_e \lambda_{Lc} < \lambda_{Lc} & P_{Lc} = \left(\frac{1}{1.2 \lambda_{Lc}^2} \right) P_{yL} \doteq 0.83 P_{eL} \end{cases} \quad (3.2.18)$$

$$\lambda_{Lc} : \text{曲げ座屈細長比} = \sqrt{\frac{P_{yL}}{P_{eL}}}$$

- P_{yL} : ラチス材の降伏軸力 ($F_{yL} \cdot A_L$)
- F_{yL} : ラチス材の降伏強さ
- A_L : ラチス材の断面積
- P_{eL} : ラチス材の弾性座屈耐力
- ${}_p \lambda_{Lc}$: 塑性限界細長比 = 0.15
- ${}_e \lambda_{Lc}$: 弾性限界細長比 = $1/\sqrt{0.6} = 1.29$

$$P_{eL} = \frac{\sum A_L \pi^2 E}{\lambda^2} \quad (3.2.19)$$

λ は、一般化細長比で(3.2.20a)~(3.2.20c)式による λ_1 、 λ_2 、 λ_3 の大きい値とする。

$$\begin{cases} \lambda_1 = \lambda_x & (3.2.20a) \\ \lambda_2 = \lambda_y & (3.2.20b) \\ \lambda_3 = \lambda_{ye} & (3.2.20c) \end{cases}$$

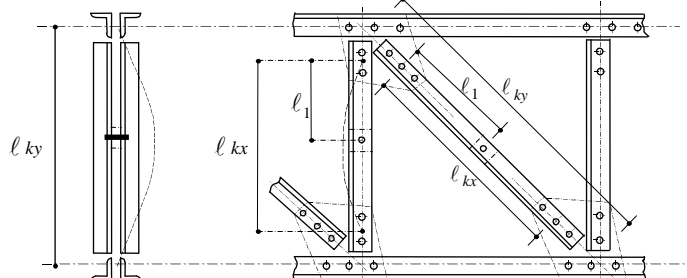


図 3.2.5 ラチス材の座屈長さ

$$\lambda_x = \frac{\ell_{kx}}{i_x}$$

$$i_x = i_x'$$

$$\lambda_y = \frac{\ell_{ky}}{i_y}$$

$$i_y = \sqrt{\left(\frac{e_y}{2}\right)^2 + (i_y')^2}$$

$$\lambda_{1y} = \frac{\ell_1}{i_1}$$

$\lambda_{1y} > 20$ で 2 丁の場合

$$\lambda_{ye} = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_{1y}^2}$$

$\lambda_{1y} \leq 20$ で 2 丁の場合

$$\lambda_{ye} = \lambda_y$$

1 丁の場合

$$\lambda_{ye} = \lambda_{1y}$$

ℓ_{kx} : 構面内 (部材軸) 方向の座屈長さ

ℓ_{ky} : 構面外 (部材軸に直交) 方向の座屈長さ
弦材ボルト間距離

i_1 : ラチス材の最小断面 2 次半径

3.3 筋かいの耐力

対になった軸組筋かいの保有水平耐力 ${}_B Q_U$ は次式による。

$${}_B Q_U = n_B (N_u + N_T) \cos \theta \quad (3.3.1)$$

筋かいの引張り耐力 N_T は(3.3.2a)、(3.3.2b)式による N_{T1} 、 N_{T2} のうち小さい値とする。

$$\begin{cases} N_{T1} = N_y & (3.3.2a) \\ N_{T2} = \frac{P_u}{1.2} & (3.3.2b) \end{cases}$$

筋かいの座屈後安定耐力 N_u は(3.3.3a)、(3.3.3b)、(3.3.3c)式による N_{u1} 、 N_{u2} 、 N_{u3} のうち最も小さい値とする。

$$\begin{cases} N_{u1} = N_y & (3.3.3a) \\ N_{u2} = \frac{P_u}{1.2} & (3.3.3b) \\ N_{u3} = P_c & (3.3.3c) \end{cases}$$

N_y は筋かい材の降伏軸力であり、下式による。

$$N_y = F_y \cdot A_B \quad (3.3.4)$$

P_u は筋かい接合部の最大引張り耐力で(3.6.1)式による

P_c は(3.3.5)式による。

$$\begin{cases} \lambda_B \leq 0.15 \text{ のとき} & : P_c = N_y \\ 0.15 < \lambda_B \leq 0.3 \text{ のとき} & : P_c = \frac{1}{11\lambda_B - 0.65} N_y \\ \lambda_B > 0.3 \text{ のとき} & : P_c = \frac{1}{6\lambda_B + 0.85} N_y \end{cases} \quad (3.3.5)$$

$$\lambda_B : \text{筋かい材の細長比} = \frac{k_B \cdot L_B}{i_B} \sqrt{\frac{F_y}{\pi^2 \cdot E}}$$

n_B : 軸組み筋かい材の面数

A_B : 筋かい材の軸断面積

L_B : 筋かい材の長さ

i_B : 筋かい材の最小断面 2 次半径

F_y : 筋かい材の降伏強さ

k_B : 座屈長さ係数

ラーメン等に直接溶接などで接合されている場合 0.55

ガセットプレートなどを介して接合され曲げ剛性が小さい場合 0.75

E : ヤング率

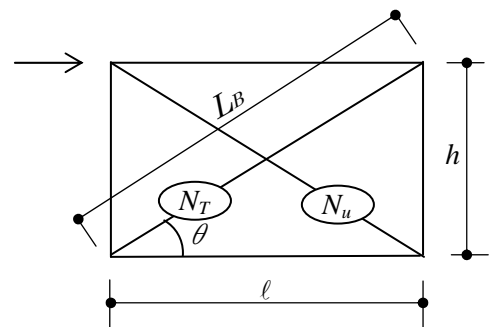


図 3.3.1

3.4 充腹材柱・梁端接合部の最大曲げ耐力

梁端接合部の最大耐力 $_jM_u$ は、接合する柱の断面形状および溶接の種類に応じて求める。

ここで、保有耐力接合の検討に用いる $_jM_u$ は、 M_p 算出時に鋼材の基準強度を1.1倍している場合には、同様に引張り強さを1.1倍して算定する。 $_jM_u \geq 1.3M_p$ ならば保有耐力接合とし、 M_p を梁端部の耐力とするが、 $_jM_u < 1.3M_p$ ならば非保有耐力接合とする。非保有耐力接合の場合でも、きわめて脆性的に破壊すると判断されない場合は、 $_jM_u / (1.1 \times 1.3)$ を梁端部の耐力とし、塑性解析を適用するが、きわめて脆性的に破壊し架構の崩壊につながると判断される場合には、 $_jM_u / (1.1)$ を梁端部の耐力とし、弾性解析などの荷重係数法等により保有水平耐力を求める。

3.4.1 梁フランジ完全溶込溶接、梁ウェブ隅肉溶接の場合

$$a = 0.7s$$

$${}_w\ell = {}_bH - 2(t_f + r_{sc}) \quad (3.4.1)$$

$${}_fP_u = B \cdot t_f \cdot {}_fF_u \quad (3.4.2)$$

- a : 隅肉溶接ののど厚
- s : 隅肉溶接のサイズ
- r_{sc} : スカラップ孔径
- ${}_w\ell$: 有効溶接長さ
- ${}_fF_u$: フランジ部分の溶接または母材の引張強さ
- ${}_bH$: はりせい
- B : はり幅
- t_f : フランジ厚

(1) 柱が、H形、I形、日の字形、ビルトH形断面

- ア) ダイアフラムの板厚が梁フランジの板厚以上とする。
- イ) ダイアフラムの柱フランジへの溶接が完全溶込溶接である。
- ウ) 両面隅肉溶接で、有効のど厚がダイアフラムの板厚の0.7倍以上である。

$${}_wP_u = \text{Min}({}_wP_{u1}, {}_wP_{u2}) \quad (3.4.3)$$

$${}_wP_{u1} = 2.8a {}_w\ell {}_w\sigma_u / \sqrt{3} \quad (3.4.4)$$

$${}_wP_{u2} = {}_c t_w {}_w\ell {}_wF_u \quad (3.4.5)$$

$${}_jM_u = {}_fP_u ({}_bH - t_f) + {}_wP_u {}_w\ell / 4 \quad (3.4.6)$$

ここで、

- ${}_wP_u$: ウェブ部分の最大耐力
- ${}_wP_{u1}$: ウェブ溶接部分のせん断耐力
- ${}_wP_{u2}$: ウェブ母材の引張耐力
- ${}_c t_w$: 柱ウェブ板厚
- ${}_wF_u$: ウェブ母材の引張強さで入力値による
- ${}_w\sigma_u$: 溶着金属の引張強さで入力値による

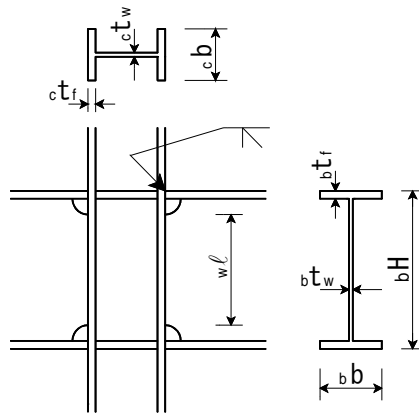


図 3.4.1 H形柱断面

(2) 柱が角形または円形断面

接合部の補強形式が通しダイアフラムおよび内ダイアフラム形式とする。

記号は (1) を参照

$${}_w P_u = \text{Min}({}_w P_{u1}, {}_w P_{u2}) \quad (3.4.7)$$

$${}_w P_{u1} = 2.8a \left({}_w \ell - \frac{2}{3} b H \right) {}_w \sigma_u / \sqrt{3} \quad (3.4.8)$$

$${}_w P_{u2} = {}_c t_w \left({}_w \ell - \frac{2}{3} b H \right) {}_w F_u \quad (3.4.9)$$

$${}_j M_u = {}_f P_u ({}_b H - t_f) + {}_w P_u \left({}_w \ell + \frac{2}{3} b H \right) / 4 \quad (3.4.10)$$

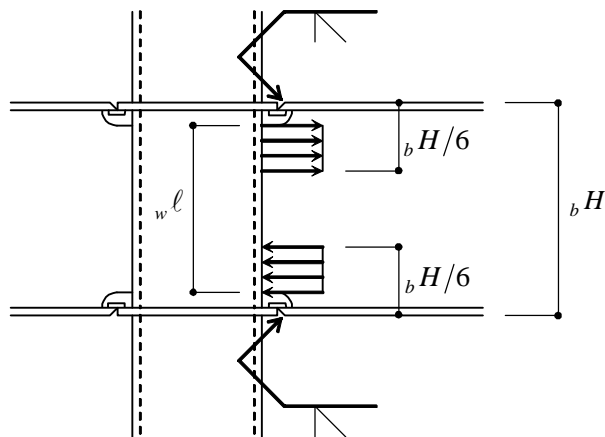


図 3.4.2 角形、円形柱断面

3.4.2 梁フランジおよび梁ウェブとも隅肉溶接の場合

耐震診断指針「参考資料2 隅肉溶接されたH形鋼柱梁接合部の最大曲げ耐力の評価法」を角形断面柱にも応用する。

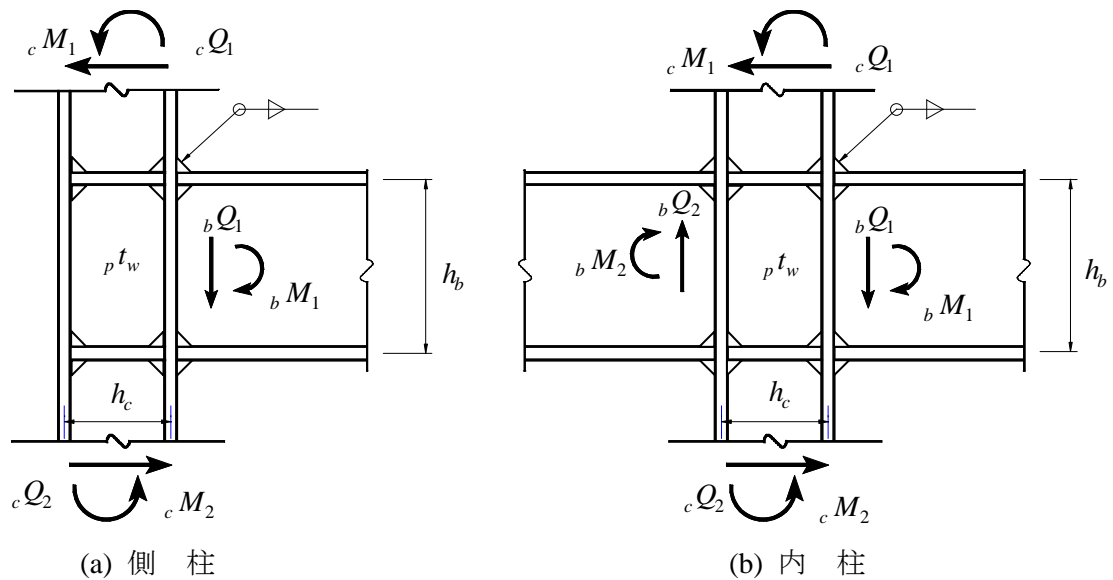


図 3.4.3 柱梁接合部

梁フランジおよび梁ウェブ隅肉溶接の軸方向最大耐力は下記式によるが、両側すみ肉溶接で、溶接状況が良好な場合とする。

$${}_f \ell_w = 2B - 2r_1 - {}_b t_w$$

$${}_w h_w = {}_b H - 2r_1 - {}_b t_f$$

$${}_f P_w = 1.4a {}_f \ell_w \sigma / \sqrt{3} \quad (3.4.11)$$

$${}_w P_w = 2.8a {}_w h_w \sigma / \sqrt{3} \quad (3.4.12)$$

$${}_j M_w = {}_f P_w h_b + {}_w P_w h_w / 4 \quad (3.4.13)$$

ここで、

- ${}_f \ell_w$: 梁フランジの隅肉溶接有効長さ
- ${}_w h_w$: 梁ウェブの隅肉溶接有効長さ
- ${}_f P_w$: 梁フランジ溶接部の最大耐力
- ${}_w P_w$: 梁ウェブ溶接部の最大耐力
- r_1 : 梁フィレット部の曲率半径または、梁フランジと梁ウェブのすみ肉溶接のサイズ
- ${}_b t_f$: 梁フランジ板厚
- ${}_b t_w$: 梁ウェブ板厚
- σ : 母材および溶着金属の引張強さ
- B : はり幅
- a : 隅肉溶接ののど厚
- h_b : はりフランジ中心間距離

3.5 充腹材ボルト継手部の最大耐力

3.5.1 最大曲げ耐力

最大曲げ耐力は ${}_jM_{u1}$ と ${}_jM_{u2}$ のうち小さい値とする

$$\begin{cases} {}_jM_{u1} = Z_{pe} \cdot F_u & (3.5.1) \\ {}_jM_{u2} = {}_fP_u (H - t_f) + 0.5 {}_wP_u \cdot H_w & (3.5.2) \end{cases}$$

(1) 母材の有効断面

フランジおよびウェブの曲げに関して無効な部分の欠損を考慮した有効塑性断面係数に基づいて算定する ${}_jM_{u1}$ とボルトの破断またはフランジおよびウェブのちぎれ破断耐力に基づいて算定する ${}_jM_{u2}$ のいずれか小さいほうとする。有効断面の算定では、フランジとウェブの破断線が一致した場合を仮定する。

$$Z_{pe} = Z_p - m_f \cdot d_f \cdot t_f (H - t_f) - d_w \cdot t_w \cdot \sum r \quad (3.5.3)$$

$$\sum r = g_3 \cdot m_w^2 / 4 \quad \text{ウェブボルト行数 } m_w \text{ が偶数の場合} \quad (3.5.4)$$

$$\sum r = g_3 \cdot (m_w^2 - 1) / 4 \quad \text{ウェブボルト行数 } m_w \text{ が奇数の場合} \quad (3.5.5)$$

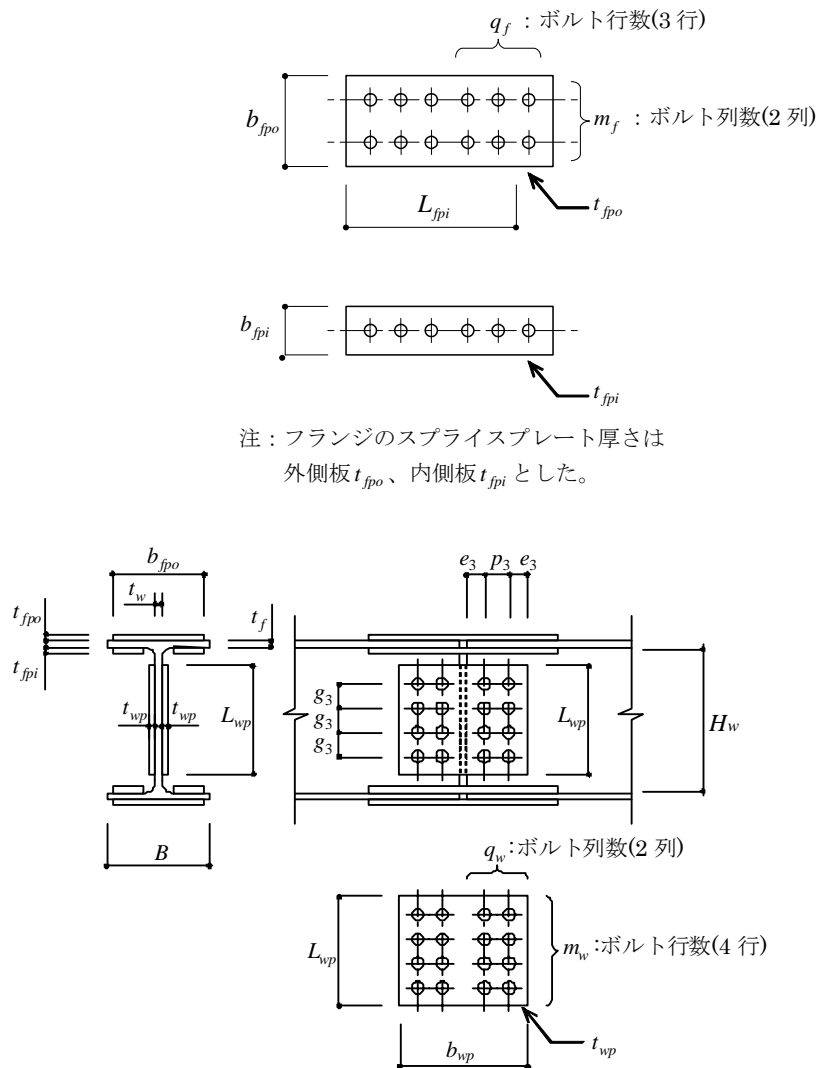


図 3.5.1 充腹材ボルト継手部

- Z_p : 全断面の塑性断面係数
- F_u : 鋼材の引張り強さ
- m_f : フランジボルト列数 (材軸方向の数)
- d_f : フランジボルト孔径
- t_f : フランジ厚さ
- H : 全せい
- m_w : ウェブボルト行数 (横方向を1行とする)
- d_w : ウェブボルト孔径
- t_w : ウェブ厚さ
- g_3 : ウェブボルトの縦方向ピッチ
- H_w : ウェブせい

(2) フランジ継手の最大引張り耐力

${}_f P_{u1}$ は、 ${}_f P_{u1} \sim {}_f P_{u5}$ のうちで小さい値とする

ア) ボルトできまる耐力

$$\begin{cases} {}_f P_{u1} = n_f \cdot R_{su} & (\text{外側プレートのみ}) & (3.5.6a) \\ {}_f P_{u1} = 2n_f \cdot R_{su} & (\text{2面プレート}) & (3.5.6b) \end{cases}$$

$$\begin{cases} (\text{高力ボルト}) & R_{su} = 0.60 {}_f A \cdot F_{Bu} \\ (\text{中ボルト}) & R_{su} = 0.60 {}_f A \cdot F_{Bu} \\ (\text{リベット}) & R_{su} = 0.75 {}_f A \cdot F_{Ru} \end{cases}$$

n_f : フランジボルトまたはリベット本数 ($= m_f \times$ 行数)

${}_f A$: ボルトまたはリベットの軸断面積

F_{Bu} : ボルトの引張り強さ

F_{Ru} : リベットの引張り強さ

イ) フランジの端抜け破断耐力に基づく耐力

$${}_f P_{u2} = n_f \cdot e_1 \cdot t_f \cdot F_{uf} \quad (3.5.7)$$

$$e_1 \geq p \quad \text{または} \quad e_1 \geq 12t_f \rightarrow e_1 = \text{Min}(p, 12t_f)$$

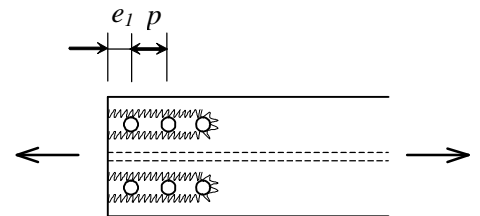


図 3.5.2 端抜け破断

ウ) フランジのちぎれ破断耐力に基づく耐力は、 ${}_f P_{u3a}$ と ${}_f P_{u3b}$ のうちで小さい値とする。

e_1 : フランジの端あき長さ

p : フランジボルト孔のピッチ

$$\begin{cases} {}_f P_{u3a} = \left(A_{nt} \cdot F_{uf} + A_{ns} \frac{F_{yf}}{\sqrt{3}} \right) \\ {}_f P_{u3b} = \left(A_{nt} \cdot F_{yf} + A_{ns} \frac{F_{uf}}{\sqrt{3}} \right) \end{cases} \quad (3.5.8)$$

e_1 : フランジの端あき長さ

e_2 : フランジのへりあき長さ

p : ボルト孔のピッチ

A_{ns} : ちぎれ破断せん断断面積

A_{nt} : ちぎれ破断引張断面積

F_{uf} : フランジ材の引張強さ

F_{yf} : フランジ材の降伏強さ

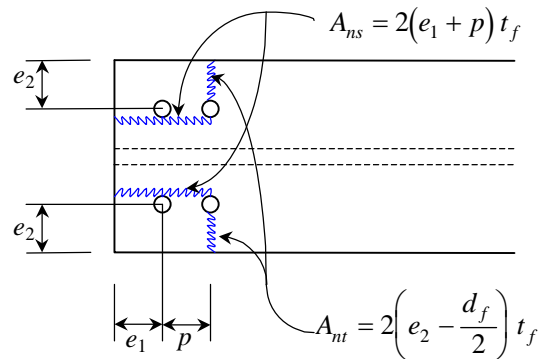


図 3.5.3 ちぎれ破断

エ) スプライスプレートの有効断面耐力に基づく耐力

$${}_f P_{u4} = (b_{fpo} - m_f \cdot d_f) t_{fpo} \cdot F_{fpu} + (2b_{fpi} - m_f \cdot d_f) t_{fpi} \cdot F_{fpu} \quad (3.5.9)$$

- b_{fpo}, b_{fpi} : 外側および内側スプライスプレートの幅
- t_{fpo}, t_{fpi} : // の厚さ
- F_{fpu} : スプライスプレートの引張強さ
- m_f : フランジボルト、リベットの列数 (材軸方向の数)
- d_f : フランジボルト、リベット孔径

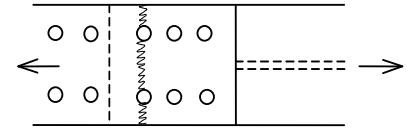


図 3.5.4 有効断面破断

カ) スプライスプレートの端抜け破断耐力に基づく耐力

$$\begin{cases} {}_f P_{u5} = n_f \cdot e_{1p} \cdot t_{fpo} \cdot F_{fpu} & (\text{外側プレートのみ}) \\ {}_f P_{u5} = n_f \cdot e_{1p} (t_{fpo} + t_{fpi}) \cdot F_{fpu} & (\text{2面プレート}) \end{cases}$$

$$e_{1p} \geq p \quad \text{または} \quad e_{1p} \geq 12(t_{fpo} + t_{fpi}) \quad \text{の場合} \rightarrow e_{1p} = \text{Min}(p, 12(t_{fpo} + t_{fpi}))$$

e_{1p} : スプライスプレートの端あき長さ

n_f : フランジボルトまたはリベット本数
($= m_f \times q_f$)

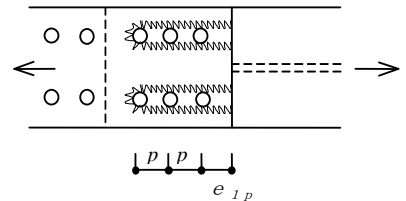


図 3.5.5 中抜け破断

(3) ウェブ継手の最大引張り耐力

${}_w P_u$ は、 ${}_w P_{u1} \sim {}_w P_{u4}$ のうちで小さい値とする

ア) ボルトできまる耐力

$${}_w P_{u1} = 2m_w \cdot R_{su} \quad (\text{2面プレート})$$

m_w : ウェブボルトまたはリベット本数 (横方向を1行とする)

R_{su} : ボルトまたはリベットの1本当たりのせん断力

イ) ウェブの端抜け破断耐力に基づく耐力

$${}_w P_{u2} = m_w \cdot e_1 \cdot t_w \cdot F_{uw} \quad (3.5.10)$$

$$e_1 \geq p \quad \text{または} \quad e_1 \geq 12t_w \rightarrow e_1 = \text{Min}(p, 12t_w)$$

e_1 : ウェブの端あき長さ

p : ウェブボルト孔のピッチ

F_{uw} : ウェブの引張強さ

t_w : ウェブ厚さ

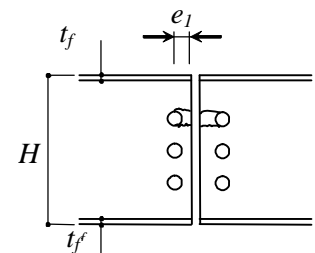


図 3.5.6 端抜け破断

ウ) スプライスプレートの端抜け破断耐力に基づく耐力

$${}_w P_{u3} = 2m_w \cdot e_1 \cdot t_{wp} \cdot F_{wpu} \quad (3.5.11)$$

$$e_1 \geq p \quad \text{または} \quad e_1 \geq 12t_{wp} \rightarrow e_1 = \text{Min}(p, 12t_{wp})$$

e_1 : スプライスプレートの端あき長さ

p : ウェブボルト孔のピッチ

t_{wp} : スプライスプレートの厚さ

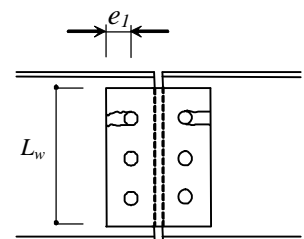


図 3.5.7 端抜け破断

エ) スプライスプレートの有効断面耐力に基づく耐力

$${}_w P_{u4} = 2(L_w - m_w \cdot d_w) \cdot t_{wp} \cdot F_{wpu} \quad (3.5.12)$$

- L_w : スプライスプレートのせい
- t_{wp} : // の厚さ
- F_{wpu} : スプライスプレートの引張強さ
- m_w : ウェブボルトまたはリベット本数 (横方向を1行とする)
- d_w : ウェブボルトまたはリベット孔径

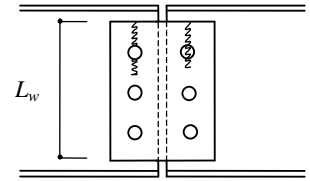


図 3.5.8 端抜け破断

3.5.2 最大せん断耐力

最大せん断耐力は、 $Q_{u1} \sim Q_{u4}$ のうち小さい値とする

(1) ボルト、リベットのせん断破断耐力に基づく最大せん断耐力

$$Q_{u1} = 2n_w \cdot R_{su} \quad (3.5.13)$$

$$\begin{cases} \text{(高力ボルト)} & R_{su} = 0.60_f A \cdot F_{Bu} \\ \text{(中ボルト)} & R_{su} = 0.60_f A \cdot F_{Bu} \\ \text{(リベット)} & R_{su} = 0.75_f A \cdot F_{Ru} \end{cases}$$

- n_w : ウェブボルトまたはリベット本数 ($= m_w \times q_w$)
- $_f A$: ボルトまたはリベットの軸断面積
- F_{Bu} : ボルトの引張強さ
- F_{Ru} : リベットの引張強さ
- q_w : フランジボルトまたはリベット列数 (図3.5.1参照)

(2) ウェブの有効断面の最大せん断耐力

$$Q_{u2} = (H - 2t_f - m_w \cdot d_w) \cdot t_w \cdot \frac{F_{uw}}{\sqrt{3}} \quad (3.5.14)$$

- H : 全せい
- t_f : フランジ厚さ
- m_w : ウェブボルト行数
- d_w : ウェブボルト孔径
- t_w : ウェブ厚さ
- F_{uw} : ウェブ引張強さ

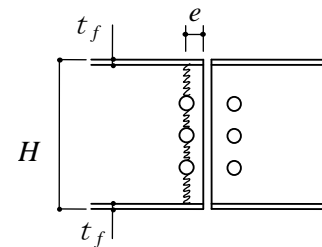


図 3.5.9 ウェブの有効断面破断

(3) ウェブスプライスプレートの有効断面のせん断破断に基づく最大せん断耐力

$$Q_{u3} = 2(L_{wp} - m_w \cdot d_w) \cdot t_{wp} \cdot \frac{F_{wpu}}{\sqrt{3}} \quad (3.5.15)$$

- L_{wp} : ウェブスプライスプレートせい
- t_{wp} : // 厚さ
- F_{wpu} : // 引張強さ

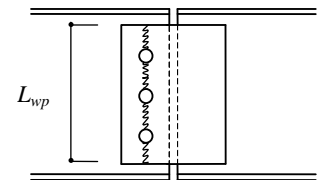


図 3.5.10

スプライスプレートの有効断面破断

(4) ウェブスプライスプレートの端抜け破断耐力に基づく耐力

$$Q_{u4} = 2m_w \cdot e_1 \cdot t_{wp} \cdot F_{wpu}$$

- e_1 : ウェブスプライスプレートの端あき長さ

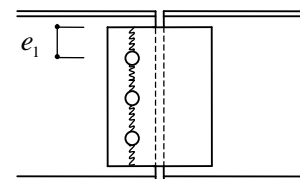


図 3.5.11

スプライスプレートの端抜け破断

3.6 非充腹柱・梁・筋かい接合部の最大引張り耐力

非充腹柱・梁材の引張り側弦材またはラチス材に含まれる接合部および筋かい接合部の最大引張り耐力 P_u は、下記の $P_1 \sim P_5$ の最小値とする。次式を満足する場合を保有耐力接合とする。

$$P_u \geq 1.2 A F \quad (3.6.1)$$

ここで、

A : 筋かいの全断面積 (断面数分)

F : 筋かい材の基準強度

(1) ボルトの最大せん断耐力

$$P_1 = 0.60 m n A_b f F_u \quad (3.6.2)$$

ここで、

m : せん断面の数

n : ボルトの本数

A_b : ボルトの軸断面積

$f F_u$: ボルトの引張強さ

(2) 筋かいの有効断面に関する強度

$$P_2 = A_e F_u \quad (3.6.3)$$

ここで、

F_u : 筋かい材の引張り強さ

A_e : 筋かいの有効断面積で、下記の式から求める。

ただし、H形および円形断面を除く。

ア) 山形鋼・溝形鋼

突出脚部の下表に示す部分を無効とする。

$$A_e = A - (d_0 t_2 + h_n t_1) \times \text{断面数分} \quad (3.6.4)$$

ここで、

d_0 : ボルトの孔径

t_1 : 突出脚部の板厚

t_2 : 接合脚部の板厚

h_n : 突出脚部の無効長さ

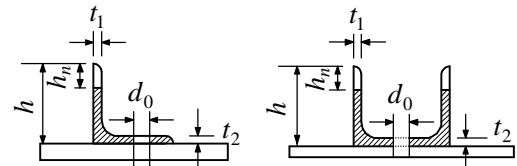


図 3.6.1

表 3.6.1 突出脚部の無効長さ (h_n)

材軸方向のボルト本数		1	2	3	4	5
h_n	山形鋼	$h - t_2$	$0.7h$	$0.5h$	$0.33h$	$0.25h$
	溝形鋼			$0.4h$	$0.25h$	$0.2h$

1) 平鋼

$$A_e = A - d_0 t_2 \quad (3.6.5)$$

ここで、

t_2 : 平鋼の板厚

(3) 端抜け最大耐力

$$P_3 = n \cdot e \cdot t \cdot F_u \quad (3.6.6)$$

ここで、

n : 材軸方向のボルト本数 (一列)

e : 材軸方向の端あき長さ

t : 接合脚部またはガセットプレート
の板厚

F_u : ガセットプレートの引張強さ

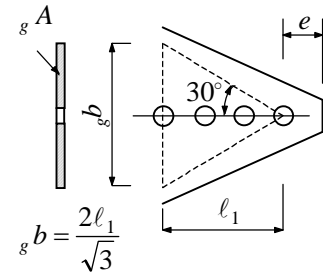


図 3.6.2

(4) ガセットプレート有効断面の最大耐力

$$P_4 = g A F_u \quad (3.6.7)$$

ここで、 $g A$: ガセットプレートの有効断面積

(5) ガセットプレート溶接部の最大耐力

すみ肉溶接の場合

$$P_5 = g A_w \cdot a F_u / \sqrt{3} \quad (3.6.8a)$$

ここで、 $g A_w = \sum 0.7 s \cdot l_e$: ガセットプレート溶接部の有効断面積

$$l_e = l - 2s$$

l : 溶接長さ

s : 隅肉溶接部のサイズ

l_e : 有効溶接長さ

$a F_u$: 隅肉溶接部の基準強度

完全溶込溶接の場合

引張り耐力で負担させる場合

$$P_5 = g A_{wt} \cdot a F_u \quad (3.6.8b)$$

せん断耐力で負担させる場合

$$P_5 = g A_{wt} \cdot a F_u / \sqrt{3} \quad (3.6.8c)$$

ここで、 $g A_{wt}$: ガセットプレート溶接部の有効断面積

☆ 接合部については、以下の原因による付加曲げモーメントの検討が無視されているので注意する。

- ① 弦材および斜材のゲージ線不一致による場合
- ② 弦材のゲージ線が中折れしている場合
- ③ ガセットプレートの幅が 30° 方向の有効幅を満足しない場合
- ④ 継手位置で断面せいが異なり、重心高さがずれる場合

3.7 パネルゾーンの終局曲げ耐力

非充腹材のパネルゾーンについては、次のように終局曲げ耐力を求める。
 節点の代表値として、 M_I （風上柱頭）または、 M_{III} （風下柱頭）の算定時に ${}_pM_p$ を用いる。

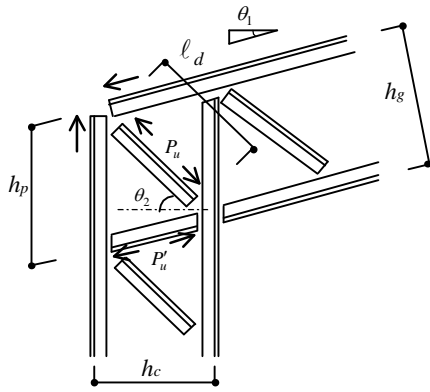


図 3.7.1

斜材の軸方向耐力

$$\begin{aligned}
 P_u &= \text{Min}(P_y, P_c) \\
 P_y &= \text{Min}(\text{引張降伏耐力}, \text{接合部最大耐力}/1.2) \\
 P_c &= \text{斜材の座屈耐力(座屈長さ } l_d)
 \end{aligned}
 \tag{3.7.1}$$

パネルゾーンの終局曲げ耐力

$$P'_u = P_u \frac{\cos \theta_2}{\cos \theta_1}
 \tag{3.7.2}$$

$${}_pM_p = \alpha \cdot h_g \cdot P'_u
 \tag{3.7.3}$$

h_g : 上下弦材のボルトまたはリベット間距離

柱梁接合部で立面的に

L形コーナの場合 $\alpha = 1.0$

T形コーナの場合 $\alpha = 0.5$

3.8 柱脚部の終局耐力

3.8.1 露出形式柱脚

(1) 曲げ耐力

$$\left\{ \begin{array}{ll} N_y \geq N > N_y - T_y & M_f = N \cdot d_t \left(\frac{N_y}{N} - 1 \right) \end{array} \right. \quad (3.8.1a)$$

$$\left\{ \begin{array}{ll} N_y - T_y \geq N > -T_y & M_f = T_y d_t + \frac{(N + T_y) D}{2} \left(1 - \frac{N + T_y}{N_y} \right) \end{array} \right. \quad (3.8.1b)$$

$$\left\{ \begin{array}{ll} -T_y \geq N > -2T_y & M_f = (N + 2T_y) d_t \end{array} \right. \quad (3.8.1c)$$

D : ベースプレートの長さ

B : ベースプレートの幅

T_y : 片側アンカーボルト群の降伏耐力 $= 0.75n_t \cdot A_b \cdot F_y$

(n_t : 引張り側アンカーボルト本数、 A_b : アンカーボルト軸部断面積)

d_t : 引張り側ボルト群の図芯と柱図芯の距離

F_c : コンクリート設計基準強度

N : 終局メカニズム時軸圧縮力 (大きな変動が無い場合は鉛直時軸圧縮力で良い)

n_c : 圧縮側アンカーボルトの本数

N_y : $0.85B \cdot D \cdot F_c$

F_y : アンカーボルトの基準強度

ただし、柱-ベースプレート接合部の最大曲げ耐力/1.3 を超えないこと。

(2) せん断耐力

$$Q_f = \text{Max}(0.5N, 1.15T_y) \quad (3.8.2a)$$

(引抜き力が大きくなると適用範囲をはずれることに留意する)

または、

$$N_y \geq N > N_y - T_y \quad Q_f = \text{Max}(0.5N, 0.6(n_c + n_t)A_b \cdot F_y) \quad (3.8.2b)$$

$$N_y - T_y \geq N > -T_y \quad Q_f = \text{Max}(0.5(N + T_y), 0.6n_c \cdot A_b \cdot F_y) \quad (3.8.2c)$$

ただし、第1項目は $0.5(N_y - T_y)$ 以下

$$-T_y \geq N > -2T_y \quad Q_f = \text{Min}((N + n_c \cdot A_b \cdot F_y + T_y)/1.6, 0.6n_c \cdot A_b \cdot F_y) \quad (3.8.2d)$$

ただし、柱-ベースプレート接合部の最大せん断耐力/1.3 を超えないこと。

3.8.2 根巻き形式柱脚（根巻下端位置）

(1) 曲げ耐力

$$\begin{cases} Q_{RC}H_c > M_{RC} \text{ のとき} & M_f = M_{fs} + M_{RC} & \text{(累加)} & (3.8.3a) \\ Q_{RC}H_c < M_{RC} \text{ のとき} & M_f = \text{Max}(M_{fs} + Q_{RC}H_c) & & (3.8.3b) \end{cases}$$

(RCせん断で決まる場合、累加しない)

$$M_{fs} = \text{Min}(M_{fo}, M_{pc}) \quad (3.8.4)$$

$$M_{fo} = T_y d_t + 0.5D(N + T_y) \left(1 - (N + T_y) / 0.85BDF_c \right) \quad (3.8.5)$$

$$M_{RC} = 0.8a_t \sigma_y D_{RC} \quad (3.8.6)$$

$$Q_{RC} = \left(\frac{0.053 p_t^{0.23} (18 + F_c)}{H_c / D_{RC} + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy}} \right) b \cdot j \quad (3.8.7)$$

N : 終局メカニズム時軸圧縮力

D : ベースプレートの長さ

D_{RC} : 根巻き部分のせい

(2) せん断耐力

$$Q_f = \text{Min}(Q_{fo}, Q_m) \quad (3.8.8)$$

$$Q_{fo} = \text{Max}(0.5N, 1.15T_y) \quad (3.8.9)$$

M_{fo} : 根巻きを無視した露出形式柱脚(軸圧縮力 N)の曲げ耐力

Q_{fo} : 根巻きを無視した露出形式柱脚(軸圧縮力 N)のせん断耐力

M_{RC} : 鉄骨部分を無視しRCはりで見なした(軸力0)根巻部分の曲げ耐力

Q_{RC} : 鉄骨部分を無視しRCはりで見なした(軸力0)根巻部分のせん断耐力

H_c : 根巻きの最上部せん断補強筋の高さ

M_{pc} : 柱鉄骨の全塑性曲げ耐力

Q_m : 柱鉄骨のせん断終局耐力

3.8.3 埋込形式柱脚

(1) H形鋼柱の場合

固定柱脚としての条件

$$L/h \geq 0.6 \sqrt{\left(B_c t_f / h^2 \right) \left(F_y / \sqrt{F_c} \right)} \quad (3.8.10)$$

かつ

$$\left(B + 2t \right) / c t_f \geq 1.5 \sqrt{\left(B / c t_f \right) \left(h / L \right) \left(F_y / \sqrt{F_c} \right)} \quad (3.8.11)$$

$$\begin{cases} L/h \text{ で上記の条件を満たす場合} & : M_f = c M_p \\ L/h \text{ で上記の条件を満たさない場合} & : M_f = 0.7_c M_p \\ L/h < 1.5 \text{ の場合} & : \text{ピン (露出柱脚扱い)} \end{cases}$$

L : 埋込み深さ

h : 柱せい

B : 柱幅

$c t_f$: 柱フランジ板厚

t : コンクリートのかぶり厚

$c M_p$: 柱部材曲げ耐力

(2) 箱型断面柱または鋼管断面柱の場合

$$\left\{ \begin{array}{ll} L/h \geq 2.0 \text{で、} t \geq 1.5h \text{の場合} & : M_f = {}_c M_p \\ L/h \geq 2.0 \text{で、} t < 1.5h \text{の場合} & : M_f = 0.7 {}_c M_p \\ L/h < 2.0 \text{の場合} & : \text{ピン (露出柱脚扱い)} \end{array} \right.$$

3.9 基礎の転倒モーメント

3.9.1 直接基礎の場合

$$M_F = 0.5N \cdot D \left(1 - \frac{N}{3q_s \cdot B \cdot D} \right) \quad (3.9.1)$$

N :鉛直荷重による軸力(基礎重量を含む)。
ただし、変動軸力・付加軸力の影響が大きい場合は適切にそれを考慮する。

D :基礎の長さ

B :基礎の幅

q_s :長期許容地耐力度

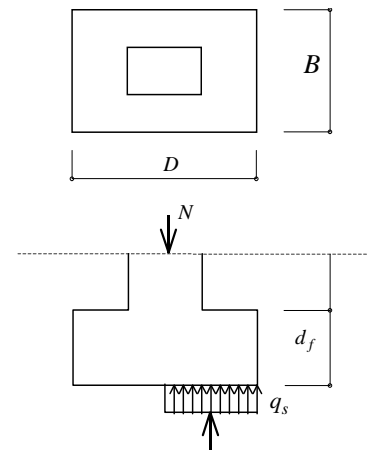


図 3.9.1 直接基礎の転倒モーメント

3.9.2 くい基礎の場合

M_F は、 M_{F1} と M_{F2} のうち小さい値とする。

$$\begin{cases} M_{F1} = d_p \cdot N \\ M_{F2} = d_p \cdot 3R_p \end{cases} \quad (3.9.2)$$

d_p :基礎図芯と片側くい群の図芯までの距離

R_p :片側くい群の長期支持力

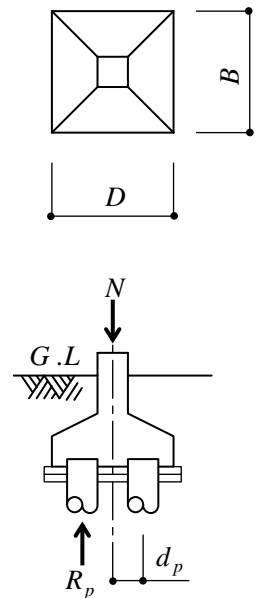


図 3.9.2 くい基礎の転倒モーメント

3.9.3 基礎ばりのある場合

基礎梁のある場合で、3.9.1、3.9.2 で算定された M_F より基礎ばりの曲げ耐力が大きい場合には、基礎ばりの曲げ耐力を基礎の転倒限界モーメントとする。

付一 4 架構の検討

- 4. 1 屋根面架構の検討
- 4. 2 架構の靱性指標の求め方
- 4. 3 ギャラリー位置荷重の軒位置への置換方法

4.1 屋根面架構の検討

ここでは、地震力によって架構間に生じる力（せん断力）が屋根面架構で伝達可能かどうかを検討する方法を示す。伝達可能であれば耐震性能は架構全体で評価してよいが、伝達可能でなければ各架構（構面、ゾーン）ごとに評価して、いずれの架構でも必要耐震性能を満足していることを確認する必要がある。屋根面架構は伝達すべき地震力に対して部材（ブレース）や接合部（溶接、ボルト、定着部）が十分な強度を有するかどうかを検討するのが主体であるが、剛性の検討が必要な場合もある。屋根面架構に生じる応力は以下の仮定にもとづいて算定する。

屋根面架構（ブレース）の応力は、架構全体が（必要）保有水平耐力に達するときに屋根面各要素に作用する水平力を以下の仮定により算出して、架構間で伝達されるべきせん断力として、構造解析により算出する。

- ア) 屋根面各要素に作用する水平地震力は負担する建物重量に共通の水平震度を乗じることにより算定しうるものとする。
- イ) 水平震度は原則として構造物全体の保有水平耐力（メカニズム）時に生じる値とするが、構造耐震判定指標（必要保有水平耐力）に対応する値として略算してもよい。
- ウ) 屋根面ブレースおよび架構全体の剛性を適切に考慮した構造解析により、下階の架構の応力負担およびブレースの応力を算定する。
以下に具体的な算出方法の例を示す。

4.1.1 屋根面架構の荷重伝達能力検討用節点外力の算出方法

- (1) 各要素に作用する水平力は以下の式による。

$$P_j = K_n \times w_j$$

P_j : 要素 j （または構面）に作用する水平力

K_n : 屋根面の水平震度

w_j : 要素 j （または構面）の建物重量（屋根面および下部構造の一部も含む）

以上の仮定は屋根面の剛性が十分でない場合、あるいは、構造物全体で振れが生じる場合など、水平変形（応答加速度）が構面ごとに異なる場合は成立しない。このような場合は本来さらに詳細な検討が必要であることに注意する。

- (2) 水平震度は以下の式による。

- ア) 略算法

構造物が構造耐震判定指標に対応する水平力（必要保有水平耐力）に達したときに屋根面が降伏に至らないことを確認する方法である。水平震度 K_n は以下による。

$$K_n = I_{so} \times F_{esi} \times A_i / F_i$$

ただし、

$$K_n \geq 0.55 \times A_i \times F_{esi} \text{ とする}$$

ここで、

I_{so} : 構造耐震判定指標

F_{esi} : 最上層（屋根面直下層）の剛性率および偏心率による必要保有水平耐力の割増し係数。

ただし、通常の屋内運動場では $F_{esi}=1.0$ としてよい。

F_i : 最上層（屋根面直下層）の靱性指標

A_i : 最上層（屋根面直下層）の層せん断力係数の分布をあらわす係数

以上の式では必要保有水平耐力に対応する層せん断力係数を $(I_{so}/F_i) \times F_{esi} \times A_i$ で算定している。最小値の 0.55 は概ね、 $I_{so}=0.7$ 、 $F_i=1.3$ に対応している。多層にモデル化すると最上層で F_s が 1.0 以上になる場合があるが、このような場合でも高さ方向の地震力の分布を A_i によって精算している場合は $F_s=1.0$ としてよい。また、 F_e についても通常の構造形式の場合は $F_e=1.0$ と仮定してもよい。

1) 精算法

構造物の保有水平耐力に達したときに屋根面が降伏に至らないことを確認する方法であり、水平震度 K_n は以下による。

$$K_n = P_{ui} / W_i$$

ここで、 P_{ui} : 保有水平耐力時に i 層（最上層）に作用する水平力の合計
 W_i : i 層（最上層）の建物重量

保有水平耐力時の水平力は屋根面直下層の負担せん断力の和になる。すなわち、

$$P_{ui} = \sum Q_{uij}$$

Q_{uij} : i 層（最上層）の j 要素（構面）の保有水平耐力時の負担せん断力

保有水平耐力が直下層以外のメカニズムできまっている場合は構造物全体の解析により構造物全体の保有水平耐力から最上層の水平力を算定してもよい。

この方法は、屋根面架構（ブレース）は構造物全体がメカニズムに至るまでに降伏しないようにするものであるが、実際の保有水平耐力が必要保有水平耐力をかなり上回る場合に、このようなブレース耐力を要求するのは過大になる。そこで、このような場合はア) 略算法のように必要保有水平耐力に対応するブレースの強度が確保されていればよいものとしている。しかし、これは全体架構がメカニズムに至るよりもブレースの降伏が先行する可能性があるということであり、構造耐震判定指標（必要保有水平耐力）を超える構造物の挙動は、ブレース（接合部）に一定レベルの靱性が期待できる場合に適用する。

4.1.2 屋根面架構の荷重伝達能力の検討に対する解析方法

屋根面架構の伝達能力を検討する解析方法として、

- (1) 弾性解析による方法
- (2) 保有水平耐力の算定結果に基づく方法
- (3) 弾塑性増分解析による方法

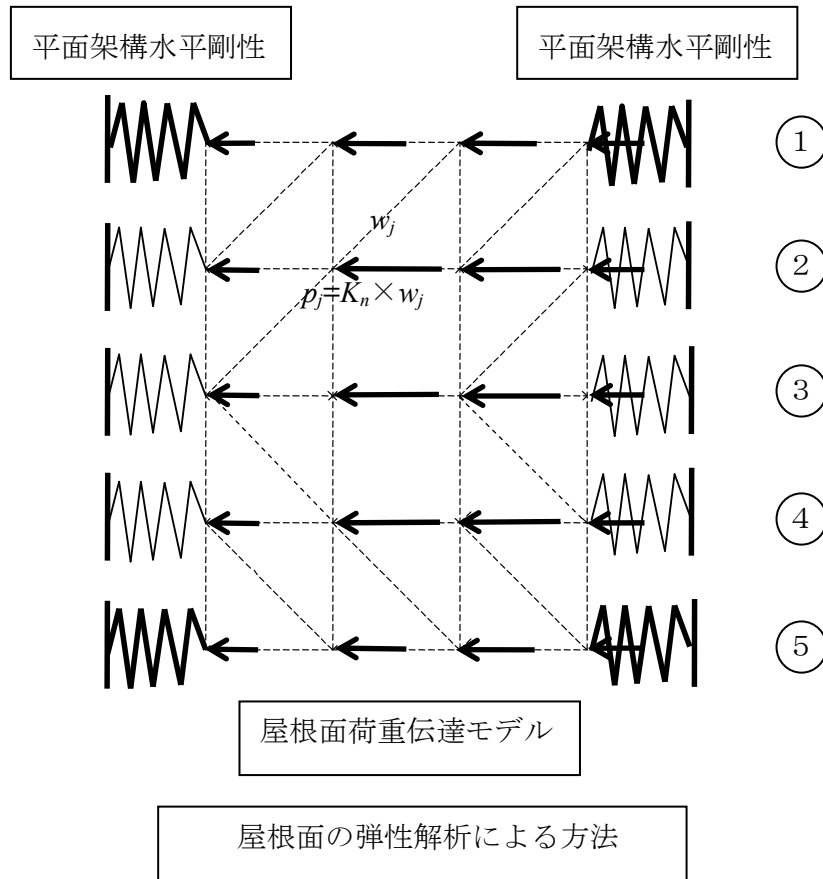
などがある。構造物の性状、各方法の仮定と精度を考慮して、適切な方法を選択する。

構造解析では、下層の架構は適宜省略してバネなどにモデル化し、弾性解析または弾塑性解析により屋根面各要素の応力を算定する。他に水平力が伝達可能な部材（中間層のスラブ等）があればその部材による水平力伝達も考慮してよい。

(1) 弾性解析による方法

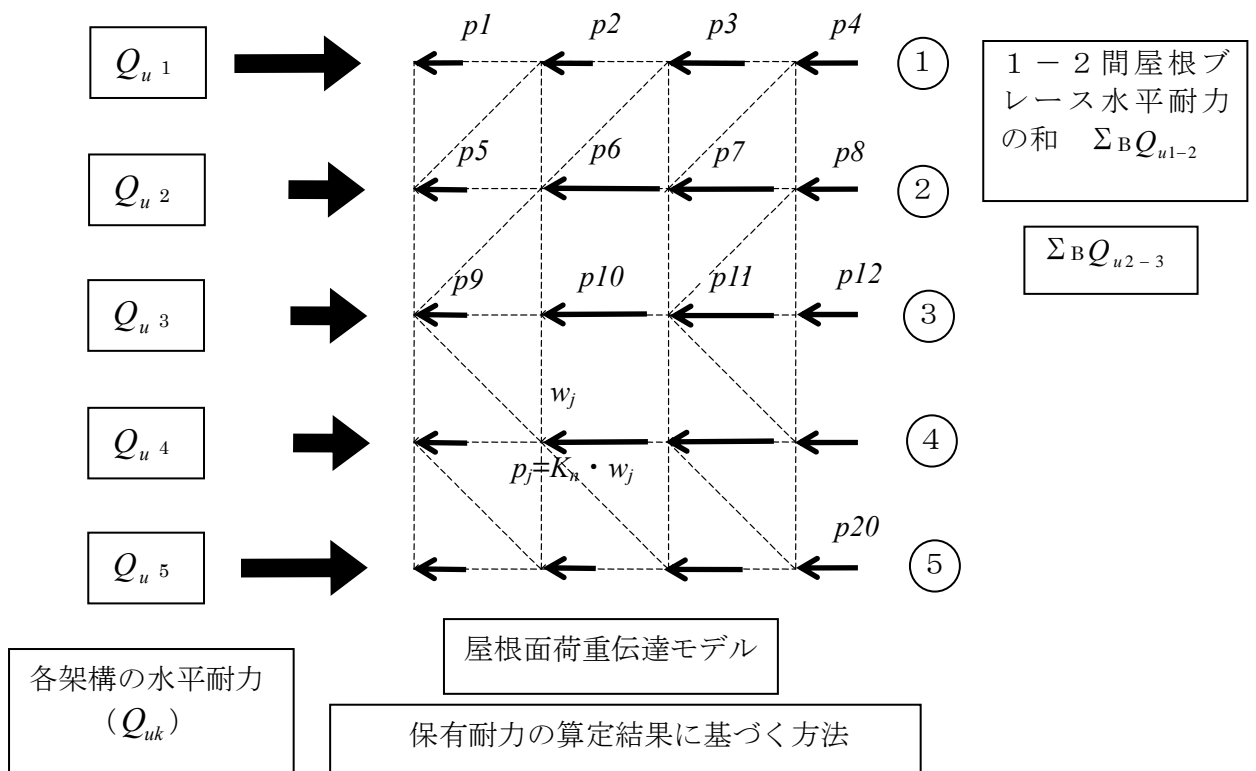
架構を立体的にモデル化しないで簡単に構造解析を行う場合は、下図のように、簡便に各架構の軒位置での水平剛性を算定し、屋根面全体がその水平剛性により支持される（水平バネ支持）ようにモデル化すればよい。このとき、圧縮となるブレースは考慮しない。

この方法では通常各節点位置に作用する水平力はア) 略算法による場合が多いが、1) 精算法でもよい。とくに後者の場合は水平バネの反力が、その架構が終局時に負担しうるせん断力を上回っていないことを確認する必要がある。上回る場合はバネ定数を適宜低減して再計算する必要がある。



(2) 保有水平耐力の算定結果に基づく方法

各構面 k の剛性が相対的に極端に小さい場合を除いて、構面 k の屋根面に作用する水平力 Σp_j と保有水平耐力時の負担せん断力 Q_{uk} の差が構面 k から隣接架構に伝達されるものとして、屋根面ブレース応力の合計 $\Sigma_B N$ を算定し、これが屋根面ブレースの耐力の和 $\Sigma_B Nu$ 以下であることを確認すればよい。



上図で、2-3 通り間のブレースに作用する軸力の合計 $\Sigma_B N(2-3)$ は、3 通りの中央フレームに作用する地震力の合計 $(p9 + p10 + p11 + p12)$ から架構の負担せん断力 Q_{u3} を除いて、両側に 1/2 ずつ伝達されるものと仮定すると、以下のように算定される。

$$\Sigma_B N(2-3) = ((p9 + p10 + p11 + p12) - Q_{u3}) / (2 \cos \theta)$$

1-2 通り間のブレースに作用する軸力の合計 $\Sigma_B N(1-2)$ は、2-3 間でブレースにより伝達される軸力の合計 $\Sigma_B N(2-3)$ に、2 通りのフレームに作用する地震力の合計 $(p5 + p6 + p7 + p8)$ から架構の負担せん断力 Q_{u2} を除いたものを、さらに加えたせん断力が伝達される必要があり、以下のように算定される。

$$\Sigma_B N(1-2) = \Sigma_B N(2-3) + ((p5 + p6 + p7 + p8) - Q_{u2}) / \cos \theta$$

以上のように架構の負担応力を算定する場合は通常保有水平耐力時の負担せん断力を仮定してよいが、このような評価法によると中間の架構が靱性のある架構で剛性が低い場合は負担せん断力を過大に評価する場合もある。このような場合は架構全体の弾塑性解析を行えば詳細な評価も可能であるが、剛性を考慮して工学的な判断で適宜低減すればよい。相対的にかなり剛性が低い場合は、単純にこの架構の負担せん断力を期待しないで算出すれば最も安全側の仮定になる ($Q_{u2}=0$, $Q_{u3}=0$)。

以上の方法による場合、通りごとにブレース耐力の合計 $\Sigma_B Nu(2-3)$ 、 $\Sigma_B Nu(1-2)$ が上記のブレース応力の合計以上であれば、すなわち、

$$\begin{aligned} \Sigma_B Nu(2-3) &\geq \Sigma_B N(2-3) \\ \Sigma_B Nu(1-2) &\geq \Sigma_B N(1-2) \end{aligned}$$

であれば、屋根面は応力伝達可能であると判断してよい。

(3) 弾塑性増分解析による方法

各要素に作用する水平力の分布を同様に仮定して、部材応力を直接算定する。下部架構は弾塑性バネ等をもつ線材等に置換し、屋根面は弾性または弾塑性部材に置換する。構造物全体が(必要)保有水平耐力(メカニズム)に達したときの応力として屋根面ブレースの設計用応力は直接算定される。

4.2 架構の靱性指標の求め方

4.2.1 極めて脆性的な破壊を生じると判断される構造要素が無い場合の評価

柱・梁溶接接合部がすみ肉溶接であり、非保有耐力接合ではあるものの極めて脆性的な破壊とはならないと判断される場合は、接合部の最大耐力を 1.3 で除し、降伏耐力扱いする。

図 4.2.2 の風下軒位置で、非保有耐力接合である柱・梁接合部が降伏耐力に至っても終局メカニズムには達していないものと考え、図 4.2.3 の 4 点ヒンジの状態を終局メカニズムとする。

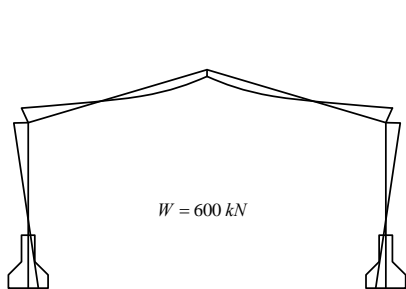


図 4.2.1 鉛直時応力

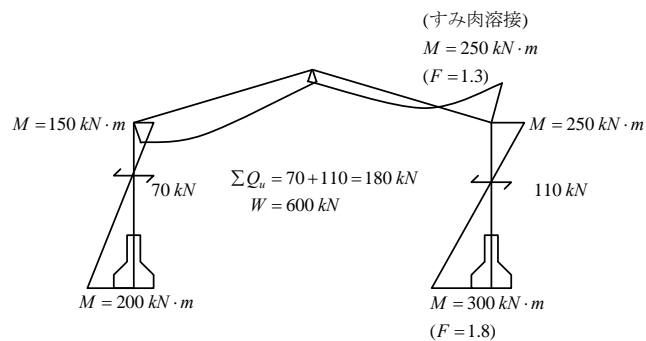


図 4.2.2 風下柱頭位置降伏

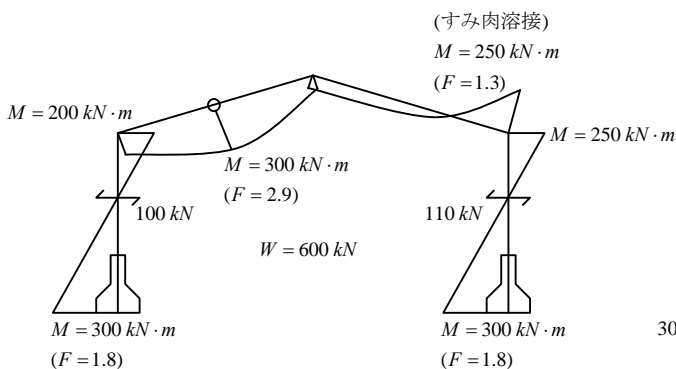


図 4.2.3 終局メカニズム

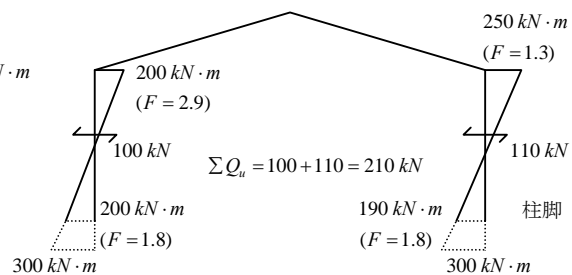


図 4.2.4 柱頭、柱脚に置換

(1) 本基準の略算方法による評価

架構の終局メカニズムである 図 4.2.3 を、柱頭、柱脚のモーメントとそのモーメントを決定している部材のじん性指標に置換し 図 4.2.4 とし、柱頭、柱脚位置のモーメントとじん性指標にてじん性指標の重み付き平均を行い、架構のじん性指標とする方法。

$$F = \frac{200 \times 2.9 + 200 \times 1.8 + 250 \times 1.3 + 190 \times 1.8}{200 + 200 + 250 + 190} = \frac{1607}{840} = 1.91$$

$$E_0 = \frac{210 \times 1.91}{600 \times 1.0} = 0.67 \quad I_s = \frac{0.67}{1.0 \times 1.0 \times 1.0} = \underline{\underline{0.67}}$$

(2) 荷重増分解析法等で慣用的に用いられている評価

図 4.2.3 において、発生しているヒンジ点の曲げモーメントとじん性指標にてじん性指標の重み付き平均を行い、架構のじん性指標とする方法。

$$F = \frac{300 \times 2.9 + 300 \times 1.8 + 250 \times 1.3 + 300 \times 1.8}{300 + 300 + 250 + 300} = \frac{2275}{1150} = 1.97$$

$$E_0 = \frac{210 \times 1.97}{600 \times 1.0} = 0.69 \quad I_s = \frac{0.69}{1.0 \times 1.0 \times 1.0} = \underline{\underline{0.69}}$$

4.2.2 極めて脆性的な破壊を生じると判断される構造要素がある場合の評価

極めて脆性的な破壊を生じると判断される構造要素の耐力は最大耐力を用い、じん性指標は1.0 と考える。

弾性解析による荷重係数法、荷重増分解析法等により、図4.2.6の極めて脆性的な破壊が生じた時点（ステップ）にて終局メカニズムと判断し、そのときの水平耐力を保有水平耐力とする。架構のじん性指標は重み付き平均値を行わず、 $F=1.0$ と評価する。

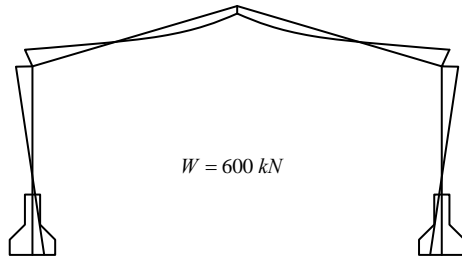


図 4.2.5 鉛直時応力

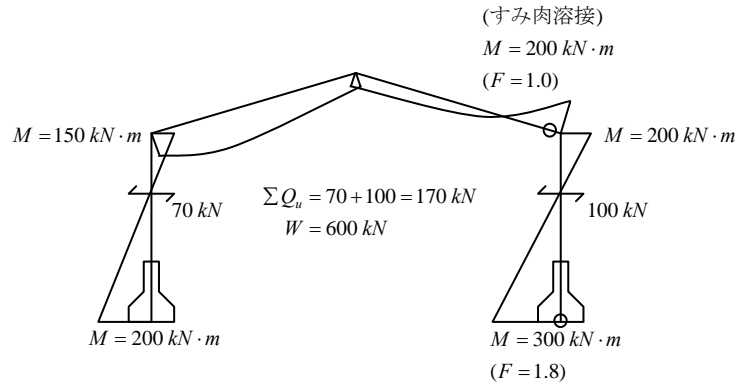


図 4.2.6 風下柱頭位置で脆性破断

$$F = 1.0$$

$$E_0 = \frac{170 \times 1.0}{600 \times 1.0} = 0.28$$

$$I_s = \frac{0.28}{1.0 \times 1.0 \times 1.0} = \underline{\underline{0.28}}$$

4.3 ギャラリー位置荷重の軒位置への置換方法

4.3.1 全て軒位置へ置換する方法

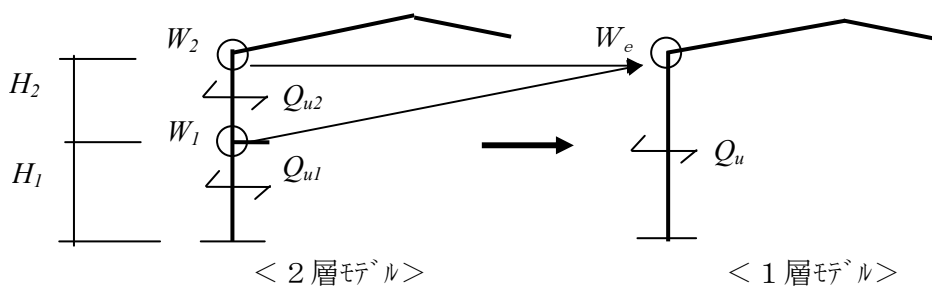


図 4.3.1 全重量置換図

$$W_e = W_2 + W_1$$

2層として A_i を考慮した場合に比べて安全側の評価となる。ギャラリー位置重量が大きい場合に、 I_s 値の過小評価となる可能性がある。

4.3.2 1層高さの軒高に対する比率で低減し軒位置へ置換する方法

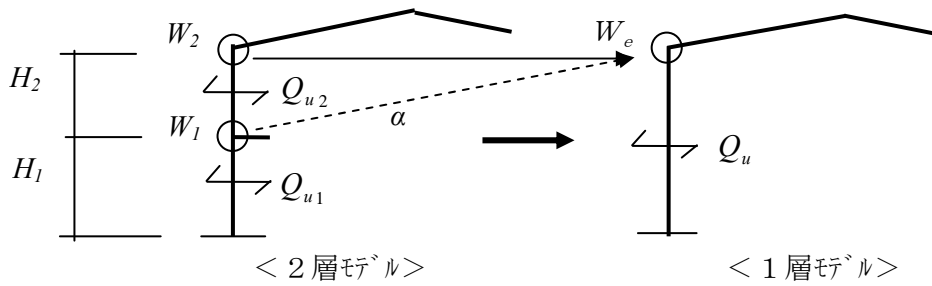


図 4.3.2 高さ比置換図

$$W_e = W_2 + \alpha \times W_1, \quad \alpha = \frac{H_1}{H_1 + H_2}$$

2層として A_i を考慮した場合に比べて危険側の評価となる可能性がある。

4.3.3 A_i 分布を考慮し軒位置へ置換する方法

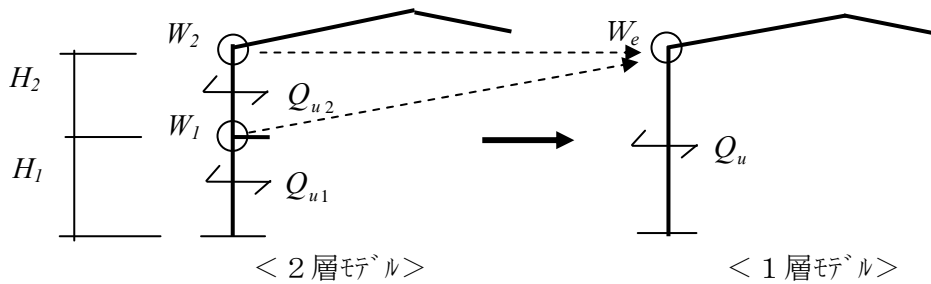


図 4.3.3 重量置換図

(仮定)

- ・ 2質点の場合の外力分布が A_i 分布にもとづく、外力分布である
- ・ 柱の間では、降伏ヒンジは発生しない。

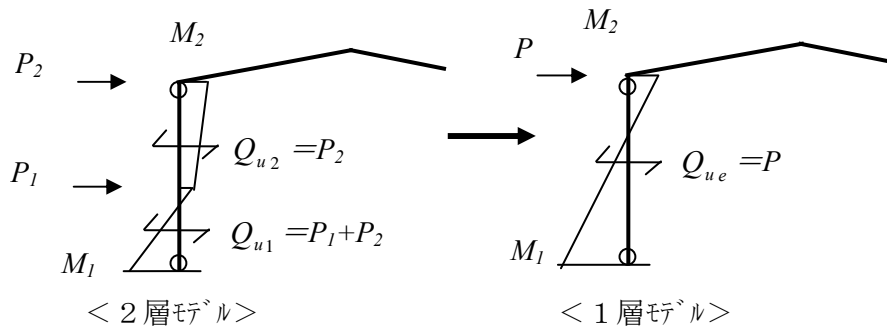
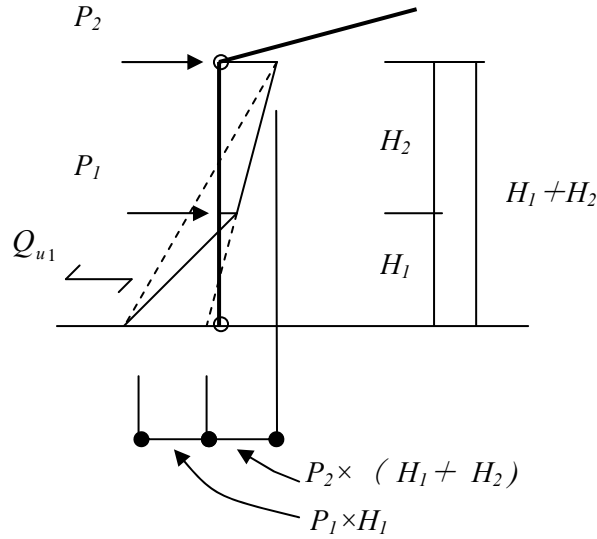


図 4.3.4 等価応力図

2層モデルでの $Q_{u1} / (W_1 + W_2)$ の値と
 1層モデルでの Q_{ue} / W_e の値とが
 同じになる様 W_e (等価重量) を決める



$$\begin{aligned}
 Q_{u2} &= P_2 = \alpha \times A_2 \times W_2 & (A_2: 2 \text{階の } A_i \text{ 分布}) \\
 Q_{u1} &= P_1 + P_2 = \alpha \times A_1 \times (W_1 + W_2) & (A_1: 1 \text{階の } A_i \text{ 分布} = 1.0) \\
 \therefore P_1 &= \alpha \{A_1 \times (W_1 + W_2) - A_2 \times W_2\} \\
 \therefore Q_{ue} &= \alpha \times W_e = P_2 + P_1 \times \frac{H_1}{H_1 + H_2}
 \end{aligned}$$

α の値はメカニズム時の荷重係数であり、2層モデル、1層モデルとも I_s が同じ値と仮定すると、 α も同じ値となる。

$$\therefore \alpha \times W_e = \alpha \times A_2 \times W_2 + \alpha \times \{A_1 \times (W_1 + W_2) - A_2 \times W_2\} \times \frac{H_1}{H_1 + H_2}$$

ここで $A_1 = 1.0$ α は共通なので

$$\begin{aligned}
 W_e &= A_2 \times W_2 + \{(W_1 + W_2) - A_2 \times W_2\} \times \frac{H_1}{H_1 + H_2} \\
 &= W_2 \times \left\{ A_2 + (1 - A_2) \times \frac{H_1}{H_1 + H_2} \right\} + W_1 \times \frac{H_1}{H_1 + H_2} \\
 &= W_2 \times \left\{ \frac{H_1}{H_1 + H_2} + \left(1 - \frac{H_1}{H_1 + H_2} \right) \times A_2 \right\} + W_1 \times \frac{H_1}{H_1 + H_2}
 \end{aligned}$$

ここで $\beta = \frac{H_1}{H_1 + H_2}$ とおくと

$$\underline{W_e = W_2 \times \{\beta + (1 - \beta) \times A_2\} + W_1 \times \beta}$$

(2層として A_i 分布を仮定して算出した I_s 指標と同じとなる等価軒位置重量)

4.3.1 全て軒位置へ置換する方法と、4.3.2 1層高さの軒高さに対する比率で低減し軒位置へ置換する方法との中間評価となる。

付－５ その他の付録

- ５．１ 鋼材の基準強度
- ５．２ 建物実態調査箇所および位置

5.1 鋼材の基準強度

5.1.1 鋼材の基準強度

材 料	種 別	部材耐力算出用 F_y*1 (N/mm^2)	接合部最大耐力 算出用 F_u (N/mm^2)
鋼 材	SS41 (SS400) STK41 (STK400)	258	400
	SN400A SN400B	258	400
	BCR295	325	400
	STKR41 BCP235	258	400
	BCP325	358	490
鉄筋ブレース ターンバックル	SS41 SNR400	258	400
鉄筋アンカー	SS41	258	400

* 1 規格材料基準強度 F を 1.1 倍している。すなわち $F_y=1.1F$

* 上記以外の材料については、調査すること

5.1.2 高力ボルト、ボルト、リベット接合部の基準強度

ボルトの 種類	等 級	fF_u (N/mm^2)
高力ボ ルト	F8T	800
	F9T	900
	F10T	1000
	F11T	1100
中ボルト	4T～7T	400
リベット	SV34	400
	SV41	

* 上記以外の材料については、調査すること

5.2 建物実態調査箇所および位置

5.2.1 基本事項

実態調査は、診断者が直接行うこととする。

診断者が直接調査できない場合にも調査には立ち会い、建物の状況の把握に努める。

超音波探傷試験を行う場合は診断者が調査位置の指示を行い、試験には必ず立ち会う。

コンクリート強度試験のコア抜き位置の決定は、診断者が行う。

5.2.2 「屋内運動場等の耐震性能診断基準」の記述

(1) 調査箇所

建物の実態を総括的に把握するために、調査箇所を建物内において高さ方向及び平面的に分散させることに留意して選定する。

(2) 調査項目

ア) 建物全体調査

イ) 部材寸法の調査

ウ) 接合部の調査

エ) 柱脚の調査

オ) 基礎の調査

カ) 部材、接合部の発錆状況の調査

*) この中で、「オ) 基礎の調査」に関しては、設計図書がある場合には、設計図書を基本に部材強度等の算出を行い、調査は行わなくともよいものとする。しかしながら、設計図書が無い場合には、はり間方向の山形フレームの耐力決定の重要な要因となることより、山形フレームの基礎を1箇所程度掘り起こし、基礎種別（直接基礎、杭基礎など）、基礎深さ、基礎寸法、形状の調査を行うこととする。

(3) 調査結果が設計図書と異なる場合

その相違に共通性が認められる場合は、共通性を類推解釈して、その他の状況を判断する。共通性が認められない場合は、さらに調査箇所を増やして再調査する。

このような状況での耐力評価は、実態調査に基づいて行うものとする。

5.2.3 鉄骨部全体として

・さびの調査

「既存鉄骨造 学校建築物の耐力度測定法」

「建築物の耐震診断システムマニュアル 鉄骨造編」

等の文献を参考に、さびの程度を目視により判定する。

さびの程度がひどく、「全体さび」「欠損さび」となっているものは、さびを落とし厚さの測定を行っておく

・座屈調査

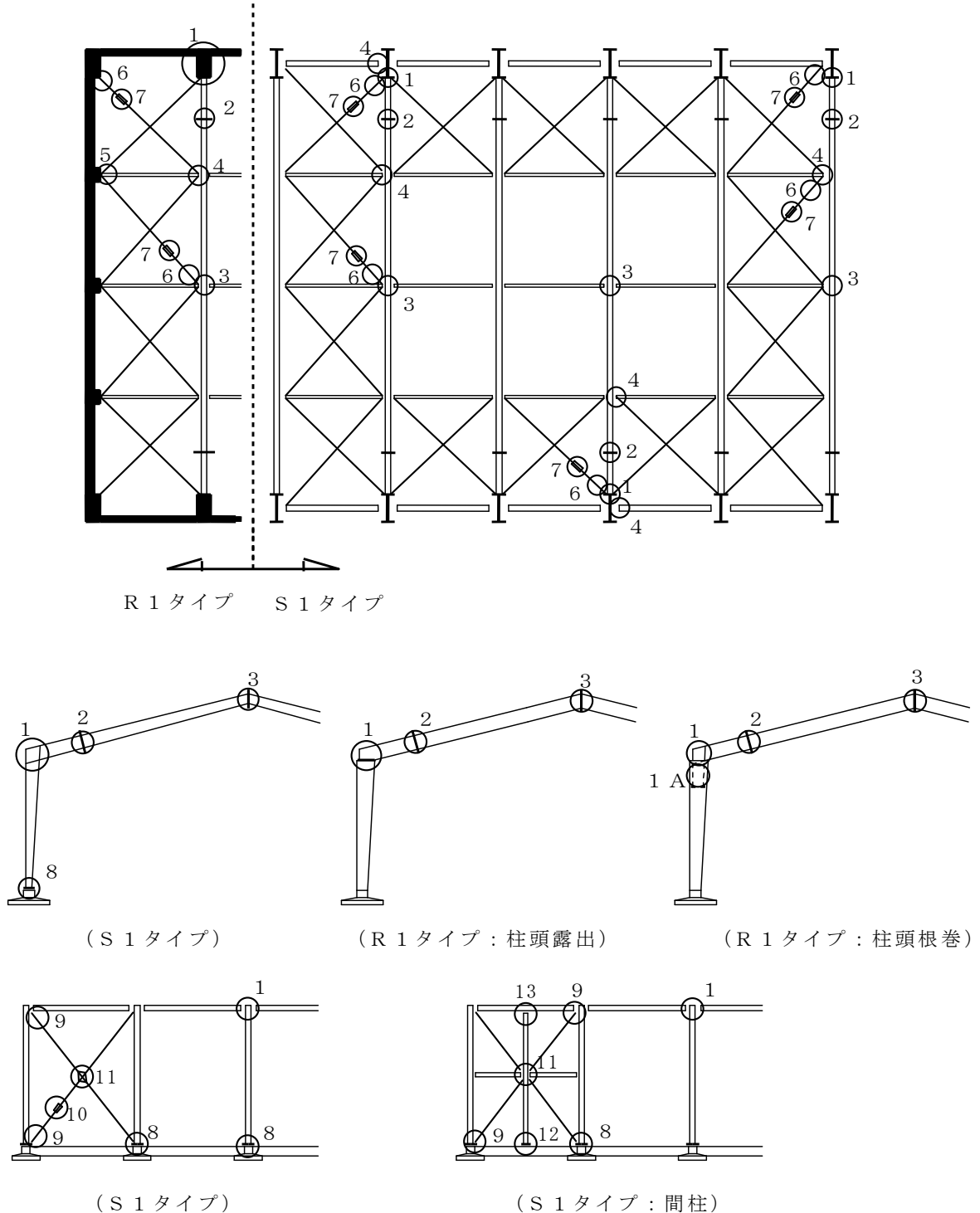
目視により行うが、特にトラス構造、ラチス構造の場合には注意をして調査を行う。他に、水平ブレース、軸ブレースに関してもたるみ、座屈の調査を行う。

5.2.4 鉄筋コンクリート造部分の調査

「2001年改訂版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準 同解説」に準ずる。

5.2.5 鉄骨部材、接合部調査位置

屋内運動場の場合、はり間方向、桁行方向の構造部位のうち、耐震上最も重要と思われる柱・梁接合部とその周辺の施工状況が観察できる部位を選定する。



- 1 : 柱・大梁接合部、 2 : 中間梁・梁接合部、 3 : 棟部梁・梁接合部、
 4 : 小梁接合部、 5 : R C間柱・S小梁接合部、 6 : 水平ブレース端部接合部、
 7 : 水平ブレース中間部接合部、 8 : 露出柱脚、 9 : 軸ブレース端部接合部、

10：軸ブレース中間部接合部、11：軸ブレース交差部接合部、12：間柱柱脚、13：間柱柱頭

1 A：柱頭根巻

5.2.6 鉄骨各部位の調査内容

1：柱・大梁接合部

a) 溶接接合部

・ 断面測定

H、B、 t_w 、 t_f 、パネル板、ガセット、スチフナ 等。

・ 設計図書、計算書上完全溶込溶接接合部

目視調査（エンドタブ、スカーラップ、裏あて金、ガウジング、溶接状態 等）
超音波探傷試験。

・ 設計図書、計算書上、目視上明らかにすみ肉溶接接合部

脚長（サイズ）、のど厚、溶接長さ 等。

・ ボルト、リベット接合部

スプライスプレートの大きさ、厚さ、ボルト等の材種、径、本数、ピッチ、はしあき、へりあき、ゲージ 等。

b) トラス、ラチス

・ 断面測定

はりせい、上弦材、下弦材、ラチス材、パネル板、パネル部斜材 等。

・ ボルト、リベット接合部

ガセットプレートの大きさ、厚さ、ボルト等の材種、径、本数、ピッチ、はしあき、へりあき、ゲージ 等。

1 A：柱頭根巻

・ 鉄筋探査

主筋：本数、定着長。

フープ筋：ピッチ。

設計図書が無い場合には、部分的なはつりにより、鉄筋の径、材質等を確認する。

・ 鉄骨の呑み込み深さ

コンクリートの打ち継ぎ位置の確認。

・ コンクリート充填状況

表面状況、ジャンカ、補修状況。

2：中間梁・梁接合部

a) フルウェブ

「1：柱・大梁接合部」に準ずる。

スプライスプレート：厚さ、寸法。

目違い、はだすき状況。

フィラープレートの有無、厚さ。

b) トラス、ラチス

「1：柱・大梁接合部」に準ずる。

3：棟部梁・梁接合部

「2：中間梁・梁接合部」に準ずる。

4：小梁接合部

・ ガセットプレート

寸法、厚さ、溶接状況：溶接長さ、脚長（サイズ）、のど厚。

・ ボルト、リベット

材種、径、本数、ピッチ、はしあき、へりあき。

5：RC間柱・S小梁接合部

・ ベースプレート

寸法、厚さ、均しモルタル状況。

- ・ アンカーボルト
径、本数、ナット状況（二重ナット、締め付け状態）、台直し状況（アンカーボルトの出寸法、傾斜等）。
 - ・ アンカーボルトが埋め込まれているコンクリート部
きれつ、ジャンカ、爆裂状況。
- 6：水平ブレース端部接合部
- ・ 母材
径（丸鋼）、厚さ、幅（FB）等、たるみ、座屈状況。
 - ・ 接合部
ガセットプレート：厚さ、大きさ、梁との接合状態：溶接 or ボルト
FB：厚さ、幅、長さ、はしあき、溶接状況：脚長（サイズ）、溶接長さ。
- 7：水平ブレース中間部接合部
- ・ ターンバックル、リング 等
形状、JIS規格、ねじ山状態、ナット状態。
- 8：露出柱脚
「5：RC間柱・S小梁接合部」に準ずる。
- 9：軸ブレース端部接合部
「6：水平ブレース端部接合部」に準ずる。
- 10：軸ブレース中間部接合部
「7：水平ブレース中間部接合部」に準ずる。
- 11：軸ブレース交差部接合部
「6：水平ブレース端部接合部」に準ずる。
- 12：間柱柱脚
「8：露出柱脚」に準ずる。
- 13：間柱柱頭
「4：小梁接合部」に準ずる。

5.2.7 調査写真

調査を行った部位に関しては、必ず写真を撮影し、実態調査用紙の記載と対応させる。

現地調査後時間がたち、診断の報告書を作成する時期になると状況を忘れてしまったり、調査建物が多くて混乱してしまう場合があるので、状況がはっきりとわかるように撮影する。

以下の項目が、あとでわかるように撮影しておく。

- ① 建物外観
東西南北面、屋上、下屋、ペントハウス、エキスパンションジョイント（スケールを当てて撮影） 等。
- ② 建物内観
天井、内壁の仕上げ状況。
- ③ 部材
部材断面寸法、状態（せい等はスケールを当てて撮る、発錆、座屈状況）。
- ④ ボルト接合部
ピッチ、はしあき等がわかるようにスケールを当てて撮影する。
- ⑤ 溶接接合部
スカーラップ、エンドタブ、裏あて金の有無。なるべく近くにて撮影し、溶接面の状態がわかるように撮影。
- ⑥ 柱脚部
ベースプレート、アンカーボルト（台直し）状況、さび、ならしモルタルの有無。
- ⑦ 照明器具等の設備、壁や天井等の仕上げ材の調査。
天井の支持状況（吊り材、振れ止め、壁とのおさまり 等）、壁の仕上げ材の貼り付け状況、天井の照明、音響等の設備機器、運動器具、ぶどう棚上部設備等の取り付け状況。

- ⑧ コンクリートひび割れ
0. 3mm以上のものは、クラックスケールをあてて撮影し、ひび割れ図にも記載する。ひび割れが見られない場合にも、「良い状況」を撮影しておく。
写真の考察として、ひび割れ原因（せん断きれつ、乾燥収縮、不同沈下、等）を記載する。
- ⑨ コンクリート劣化
しみ、雨漏りあと、鉄筋の爆裂等。劣化の見られない場合にも「良い状況」を撮影しておく。

(参考文献)

- ① 「鋼構造設計規準」(社団法人日本建築学会)
- ② 「鋼構造限界状態設計指針・同解説」(社団法人日本建築学会)
- ③ 「耐震改修促進法のための既存鉄骨造建築物の耐震診断および耐震改修指針・同解説」(財団法人 日本建築防災協会)
- ④ 「鋼構造座屈設計指針」(社団法人日本建築学会)

屋内運動場等の耐震性能診断基準 (平成18年版) MEXT:5-0602

平成18年5月 平成18年版第1刷
平成20年7月 平成18年版第2刷

