

序文

本マニュアルは、従来わが国の鉄骨構造の柱梁接合部が主流であった剛接合部に替わって、高力ボルト接合を用いてこの部分を半剛接合とした場合の鉄骨架構の構造設計法を示したものである。この種の接合部は、欧米においてはごく一般的に行われているが、わが国ではこれまではほとんど使用されてこなかったものである。それは、1981年に実施された建築基準法の改定以来、鉄骨構造の靱性変形能力を確保する手段として主要な接合部を保有耐力接合とする設計法が主流となり、非保有耐力接合が避けられる傾向にあったためである。しかし

高力ボルト接合による靱性型鉄骨架構の

構造設計マニュアル

<抜粋>

本マニュアルでは、柱とH型断面梁の接合部に、ハズリットする、エンドプレートまたは山形鋼を高力ボルトで接合する方式を採用し、それらの接合部において高力ボルトが降伏することを想定した設計法を採用して、所定の接合部耐力と靱性変形能力を確保した鉄骨架構を設計することとしており、この点が従来の設計法と大きく異なっている。

本マニュアルを企画するにあたり、設計実務者、行政関係者を含めて経過した本マニュアルの評価監修委員会が本マニュアルの設計法としての妥当性、設計された架構の構造安全性、実用性の検討を行ってきた。その結果、本委員会では、本マニュアルが従来の保有耐力接合とは異なった、力学的には半剛接合の範疇に入る柱梁接合部を持つ靱性型の鉄骨架構を比較的簡単に設計できる設計法であり、その結果得られた架構が設計面でも構造安全性の面でも問題のないものであると判断した。

今後、鉄骨構造物が多様化する中で、多くの構造設計者が本マニュアルを活用して新しい形式の鉄骨構造物の設計を行うようになることを期待したい。

平成15年3月

2003年3月

高力ボルト接合による靱性型鉄骨架構の
構造設計マニュアル評価監修委員会

主査

田中 淳夫

社団法人 日本鉄鋼連盟

半剛接鉄骨架構の実用化検討委員会

東京工業大学

高力ボルト接合による靱性型鉄骨架構の構造設計マニュアル

小マニアル

<特許>

8008

監査員

委員

高力ボルト接合による靱性型鉄骨架構の構造設計マニュアル

序文

本マニュアルは、従来わが国の鉄骨構造の柱梁接合部で主流であった剛接合部に替わって、高力ボルト接合を用いてこの部分を半剛接合とした場合の鉄骨架構の構造設計法を示したものである。この種の接合部は、欧米においてはごく一般的に用いられているが、わが国ではこれまでほとんど使用されてこなかったものである。それは、1981年に実施された建築基準法の改定以来、鉄骨構造の塑性変形能力を確保する手段として主要な接合部を保有耐力接合とする設計法が主流となり、非保有耐力接合が避けられる傾向にあったためである。しかし、1995年の阪神大震災で保有耐力接合された接合部が必ずしも万能ではないことが明らかとなり、架構、接合部の設計法を見直す動きが起こってきた。この点は、構造設計全体の多様化と結びついたものでもあるといえる。日本鉄鋼連盟では、そのような状況を反映した活動の一環として「半剛鉄骨架構の実用化検討委員会」（主査 大井謙一東京大学助教授）を設けて、多くの実験を含む研究活動を行い、それらの成果に基づいて本マニュアルが完成した。

本マニュアルでは、柱とH型断面梁の接合部にスプリットティ、エンドプレートまたは山形鋼を高力ボルトで接合する方式を採用し、それらの接合金物ないし高力ボルトが降伏することを想定した設計法を採用して、所定の接合部耐力と塑性変形能力を確保した鉄骨架構を設計することとしており、この点が従来の設計法と大きく異なっている。

本マニュアルを公表するにあたり、設計実務者、行政関係者を含めて組織された本マニュアルの評価監修委員会が本マニュアルの設計法としての妥当性、設計された架構の構造安全性、実用性等の検討を行ってきた。その結果、本委員会では、本マニュアルが従来の保有耐力接合とは異なった、力学的には半剛接合の範疇に入る柱梁接合部を持つ靱性型の鉄骨架構を比較的簡単に設計できる設計法であり、その結果得られた架構が法制面でも構造安全性の面でも問題のないものであると判断した。

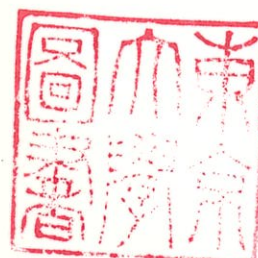
今後、鉄骨構造物が多様化する中で、多くの構造設計者が本マニュアルを活用して新しい形式の鉄骨構造物の設計を行うようになることを期待したい。

平成15年 3 月

高力ボルト接合による靱性型鉄骨架構の
構造設計マニュアル評価監修委員会

主査 田中淳夫

東大生研	登録	U
図書室	年月日	15 6 18
808115	金額	500 円
46	共単・大指・選定	
	（新刊）・（大井研究室）	



6750002690



東大生産技術研究所

本マニュアルの行政上の取り扱いについて

従来の鉄骨造接合部の設計においては、大地震時に脆性破断させないことを目標に、いわゆる保有耐力接合設計によることを前提とし、母材に対する接合部耐力の余裕をもたせることにしている。

しかし、兵庫県南部地震では、この保有耐力接合設計された溶接部が破断するという被害がみられたことから、塑性変形能力の観点から不確定要素の多い溶接接合においては、保有耐力接合からさらに、溶接接合の材料・施工の見直しを含めた、はり端部の破断防止設計へと進もうとしている。

本マニュアルによる設計法は、この考え方とは逆に、接合部の塑性化が先行することを許容した上で、接合部自体の変形能力が期待できる接合形式を設定し、大地震時における保有水平耐力を確保しようというものである。

この変形能力が期待できる接合形式として、高力ボルトを用いた3つの接合方法を設定し、それぞれについて具体的な検証方法を提案している。

従来の保有耐力接合を前提とした設計法の実務に携わる技術者としては、当初とまどいを覚えるかもしれないが、接合部の変形能力が明確になれば、このような考えが理にかなったものであるということにも思い至る。また、この設計法は、性能規定化された現行の建築基準法にも抵触する部分とはとくにないと考えられる。

なお、新しいタイプの設計法の場合には、これまでの施工法・検査方法などがそのまま問題なく適用できるかどうかを検証する必要がある。この構造方法の場合、とくに高力ボルトの締めすぎなどについての管理・検査方法の確立が重要と思われる。

また、この設計法のもう一つの特徴として、大地震時に想定する被害が接合部に集中する変形によるものであり、部材についてはほとんど損傷させない設計が可能である点がある。本マニュアルでは、この利点を活かすために、比較的簡単に補修できるディテールを推奨している。被災後のまちの復興を考えるとき、速やかに補修又は補強が可能な建築物が多く存在するということは、自治体の立場としても真に心強い。

今回の提案では、いくつかの理由から中低層建築物を対象としているが、今後の研究及び詳細な検証方法によって、より大規模な建築も可能とされているので、期待したい。

本マニュアルの適切な利用によって、より良質な鉄骨造建築物が増えいくことを期待する。

平成15年3月

日本建築行政会議 構造部会
東京都都市計画局市街地建築部
春 原 匡 利

主査 田中淳夫 宇都宮大学工学部建設学科教授
委員 高梨晃一 工学院大学建築学科教授
委員 春原匡利 東京都都市計画局市街地建築部建築指導課
委員 長尾直治 (株) 日本設計 構造設計群

原案作成：半剛接鉄骨架構の実用化検討委員会（2002年12月現在）委員名簿

主査 大井謙一 東京大学生産技術研究所助教授
委員 増田浩志 宇都宮大学工学部建設学科助教授
委員 大谷恭弘 神戸大学工学部建設学科助教授
委員 林 曉光 大阪工業大学工学部建築学科講師
委員 田中浩史 新日本製鐵㈱鉄鋼研究所鋼構造研究開発センター
委員 難波隆行 NKK 都市工学研究部建築チーム
委員 藤沢清二 川崎製鐵㈱建材技術部技術室
委員 加藤真一郎 住友金属工業㈱システム建築部技術グループ
委員 福田浩司 住友金属工業㈱建設技術部建築技術研究室
委員 佐藤鋭治 日鐵建材工業㈱建築開発技術部商品開発グループ
オブザーバー
作本好文 新日本製鐵㈱建材開発技術部専門部長
岡本晴仁 NKK 建材センター主席

半剛接鉄骨架構の実用化検討委員会（1998年11月発足当時）委員名簿

主査 大井謙一 東京大学生産技術研究所助教授
委員 増田浩志 宇都宮大学工学部建設学科助手
委員 大谷恭弘 神戸大学工学部建設学科助教授
委員 林 曉光 大阪工業大学工学部建築学科講師
委員 田中浩史 新日本製鐵㈱鉄鋼研究所鋼構造研究開発センター
委員 杉山武彦 NKK 都市工学研究部建築チーム
委員 藤沢清二 川崎製鐵㈱建材事業企画部建築チーム
委員 加藤真一郎 住友金属工業㈱システム建築部開発グループ
委員 福田浩司 住友金属工業㈱建設技術部建築技術研究室
委員 元田 徹 日鐵建材工業㈱技術総括部開発グループ

顧問 高梨晃一 千葉大学工学部デザイン工学科教授
オブザーバー
計良光一郎 新日本製鐵㈱建材開発技術部専門部長
岡本晴仁 NKK 建材センター主席

高力ボルト接合による靱性型鉄骨架構の構造設計マニュアル

第1章 構造設計マニュアル

目次

1. 1	本マニュアルの構成及び適用範囲	1-1
1. 2	使用材料	1-6
1. 3	接合部挙動のモデル化	1-7
1. 4	接合部の最大曲げ耐力と回転能力	1-11
1. 4. 1	一般事項	
1. 4. 2	ティスタブの片側引張耐力	
1. 4. 3	接合部最大曲げ耐力の算定式	
1. 4. 4	回転能力略算式	
1. 5	許容応力度等計算における接合部剛性、接合部許容耐力、接合部保有耐力	1-27
1. 5. 1	長期許容曲げ耐力	
1. 5. 2	短期許容曲げ耐力	
1. 5. 3	耐震2次設計における保有水平耐力の算定に用いる接合部の曲げ耐力	
1. 5. 4	耐震2次設計における必要保有水平耐力	
1. 6	使用限界状態設計における留意事項	1-33
1. 7	終局限界状態設計における留意事項	1-38
1. 8	品質管理および製作施工	1-40
付	標準仕様	1-41~50
第2章	設計例	2-1~17
参考資料	実験報告・研究発表論文	参-1~25

記号一覧

A_{ab}	: アンカーボルト1本当たり断面積
A_{eb}	: 梁板要素の有効断面積
A_{ew}	: ティウェーブの有効断面積
A_f	: 高力ボルトの軸部断面積
A_{fe}	: ボルトの有効断面
C_0	: 標準せん断力係数
d	: 高力ボルトの公称軸径
d_c	: 柱図芯から圧縮側柱フランジ外縁までの距離
d_t	: 柱図芯から引張側アンカーボルトまでの距離
e_{lb}	: 梁板要素におけるボルト孔の応力距離
e_{lw}	: ティウェーブにおけるボルト孔の応力距離
F_e	: 偏心率
F_s	: 剛性率
H	: 梁せい
h	: 階高
H^*	: ウェブアングルの長さ
H_c	: 柱せい
H_{ei}	: 梁縁から梁内側の最も遠いボルト芯までの距離
H_{ei}^*	: 圧縮側金物板芯から破断する高力ボルト芯までの距離
H_{eo}	: 梁縁から外側ボルト芯までの距離
I_b	: 元の梁の断面2次モーメント
$I_{reduced}$: 低減された梁の断面2次モーメント
K_{base}	: 露出型柱脚回転剛性
K_j	: 接合部回転剛性
l	: ティフランジ片側の有効長さ
l_1	: 高力ボルトのはしあき距離
l_2	: フレット中央からボルト芯までの距離
l_{ab}	: アンカーボルト有効長さ
l_b	: 梁の長さ
l_o	: ティウェーブ芯からボルト芯までの長さ
l_t	: ティフランジの長さ
L_{thread}	: ボルトの塑性化部分長さ
L_{truss}	: 大変形トラス機構で引張力を負担する部分
m	: セン断面数
M_{bp}	: 梁の全塑性モーメント
M_{bu}	: 梁の有効断面曲げ耐力
M_{cp}	: 柱全塑性モーメント
M_j	: 接合部の曲げモーメント
M_{ju}	: 接合部の最大曲げ耐力

σ_{pbu} : 梁板要素の引張強さ (JIS における鋼材の引張強さの下限值)
 σ_{pfu} : ティフフランジの引張強さ (JIS における鋼材の引張強さの下限值)
 σ_{pfy} : ティフフランジの降伏耐力
 σ_{psu} : 柱側板要素材料の引張強さ (JIS における鋼材の引張強さの下限值)
 σ_{pwu} : ティウエブの引張強さ (JIS における鋼材の引張強さの下限值)
 ϕ : 合成梁の断面 2 次モーメント増大率

M_{bf} : トップシートアングルによる最大曲げ耐力
 M_{bvw} : ダブルウェブアングルによる最大曲げ耐力
 M_{by} : 接合部の降伏曲げ耐力
 M_T : ティフフランジの梁置換最大曲げ耐力
 N : 高力ボルトに生じる軸力
 n_f : ティフフランジ片側ボルト本数
 n_t : 引張側アンカーボルト本数
 n_w : ティウエブのボルト本数
 P_{by} : ティフフランジの引張り降伏
 P_T : ティスタブのてこ反力
 r : ファレット寸法
 t_a : アングルの梁側板厚
 t_b : 梁板要素厚
 t_f : ティスタブのフランジ厚
 t_s : 柱側板要素 (柱フランジないし柱スキンの) 板厚
 T_{truss} : トラス機構形成時のティスタブの抵抗力
 T_u : ティスタブの片側最大引張耐力
 T_{u1} : 崩壊機構 1 に対応するティスタブの片側最大引張耐力
 T_{u2} : 崩壊機構 2 に対応するティスタブの片側最大引張耐力
 T_{u3} : 崩壊機構 3 に対応するティスタブの片側最大引張耐力
 T_{ui} : ダブルウェブアングル、突出型エンドプレートの内側部、フラッシュ型の最大耐力
 T_w : 片側ティウエブ接合部の最大耐力
 t_w : ティスタブのウェブ厚
 w : ティフフランジの幅
 α : 接合部係数 (接合部最大耐力と梁全塑性モーメントの比)
 α : はしあき寸法比 ($=1/1$)
 β : プレース構面の水平力割増率
 γ : 梁断面 2 次モーメントの低減率
 δ_{bu} : 高力ボルトの限界伸び
 ϵ_{by} : 高力ボルトの降伏ひずみ
 ϵ_{bu} : 高力ボルトの限界伸びひずみ
 θ_{bp} : 梁の逆対称曲げ全塑性モーメント時の材端回転角
 θ_j : 接合部回転角
 θ_{ju} : 接合部回転能力
 θ_{ju1} : 梁せいを考慮した接合部の回転能力
 θ_{ju2} : 金物の部分的伸びを考慮した回転能力
 θ_{jui} : ダブルウェブアングルの回転能力
 θ_{juo} : トップシートアングルの回転能力
 σ_{fu} : 高力ボルトの引張強さ
 σ_{fy} : 高力ボルトの降伏耐力

第1章 構造設計マニュアル

1.1 本マニュアルの構成及び適用範囲

本設計マニュアルは、中低層鉄骨架構において、以下に示すような鉄骨柱とH形断面鉄骨梁との仕口に高力ボルトを用いた接合部のうち、接合部の塑性化が先行するにも関わらず、接合部自体の変形能力が期待できるものを対象として、接合部変形性能を考慮した架構の構造設計方法を示すものである。

- (1) スプリットティ接合
- (2) アンクル接合 (トップシートアングル、ダブルウェーブアングル)
- (3) エンドプレート接合

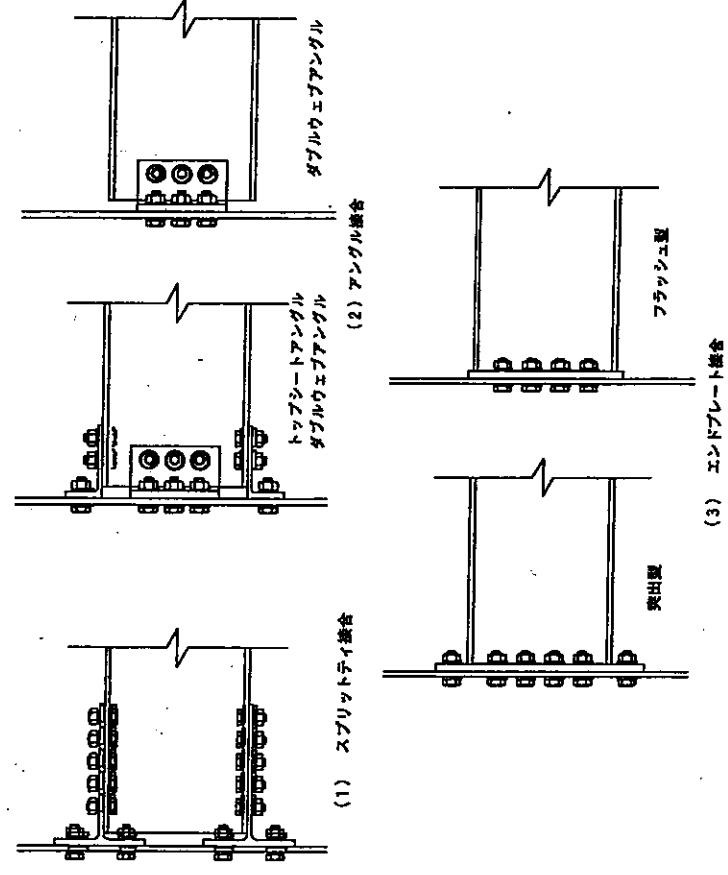
床は置きスラブ形式を原則として部材・接合部と床の合成効果は無視するが、その他の一体化された床形式を用いる場合は、梁部材の剛性性能に関して合成効果を考慮してもよい。

(解説)

設計対象については、終局地震荷重効果 (耐震2次設計) の評価において、中低層重層架構を想定していること、また高次振動の卓越を無視して等価静的な取り扱いを採用していること、骨組安定性の検討において略算的な方法を採用していること、などの理由から、高層建築物は除外している。また本マニュアルでは、原則として許容応力度等計算における耐震設計ルート3を用いるが、大部分は1次設計の検討を満足すれば、自動的に2次設計における保有水平耐力の検討が満足されることになる。

本マニュアルでは、純鉄骨梁端部の接合部の強度・変形性能をモデル化しており、部材・接合部と床スラブとの合成効果は考慮していない。しかし、鉄骨梁と一体化された床形式とする場合には、梁部材の剛性性能に関して合成効果を考慮してもよい (日本建築学会 各種合成構造設計指針に準拠する)。

解表 1.1.1 に本マニュアルの設計法の概要と対応するマニュアルの項番号を示している。



解図 1.1.1 対象とする接合部

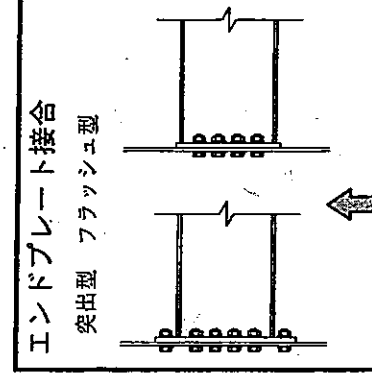
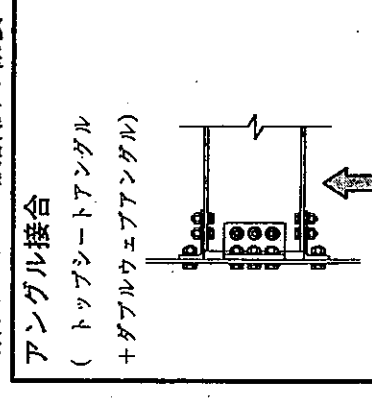
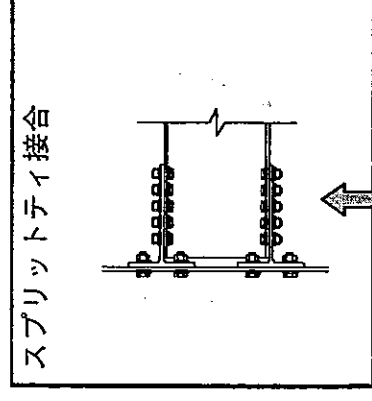
梁端接合部において梁部材の全塑性曲げ耐力 M_{bp} に対する接合部の最大曲げ耐力 M_{ju} の比を α とする。ただし、それぞれ鋼材の公称降伏強さ、公称引張強さに基づいて算定されるものとする。現行の構造設計慣行における保有耐力接合の条件式 $M_{ju} \geq 1.3M_{bp}$ 等からすると、 α が 1.3 程度の値を超えるとき、保有耐力接合とみなされている。これは、梁部材に塑性トンジを発生するために必要な梁端接合部の公称最大耐力を規定していることになるが、この条件式がどの程度の信頼性を保証しているか定かではない。この信頼性に関わる要因として、

- (1) 算定の基礎となる公称降伏強さが、実勢の降伏強さの統計量より小さく設定されている。(公称値と実勢値のバイアス)
- (2) 部材の全塑性耐力算定値、接合部の最大耐力算定値、両者の統計的変動ならびに相関。

が挙げられる。このうち、(1)の影響はかなり大きく、例えば SN400B、C 材では降伏強さの範囲が規定されているが、下限値（公称値）に対する中央値の比は約 1.25、同じく下限値（公称値）に対する上限値の比は約 1.5 にも達する。したがって、(2)の影響が無いと仮定しても $\alpha = 1.3$ 程度で、ようやく 5 分 5 分から十中八九程度の間の比較的小さい信頼性で、接合部の最大耐力が部材の全塑性耐力を上回ることになる。 $\alpha = 1$ 程度以下の状態（本マニユアルでは、 $\alpha \leq 1.1$ とする）では、十中八九、部材に塑性ヒンジが形成される前に、接合部が最大耐力に達すると考えられる。本マニユアルは、後者のような非保有耐力接合のなかで、ある程度塑性変形が期待できる接合ディテールを対象として、接合部の挙動に基づく骨組の設計法を提示するものである。もちろん $\alpha \leq 1.1$ が、100%接合部崩壊型を保証するものではないが、 $\alpha \leq 1.1$ の状態の接合部では、Ds など必要保有水平耐力の設定において梁部材の塑性変形は起こらないと仮定して接合部の挙動に基づく設計法を記述している。

本マニユアルでは、接合部の最大耐力到達が部材塑性ヒンジ形成に確実に先行するような α の上限値を 1.1 としている。 α が 1.1 から 1.3 程度のグレーションにある場合や、部材崩壊型の節点が骨組の中に混在する場合には、当然部材側の塑性挙動を耐震設計において考慮しなければならぬが、部材崩壊型の場合に用いる D_s 等については、すでに現行基準で規定されているので、そのような場合には、本マニユアルの接合部崩壊型の設計法で要求される必要耐力と比較して、大きい方の必要耐力（設計荷重）を使えばよい。

表 1.1.1 設計法の要解



金物 (ティ、アングル) またはエンドプレート: SN400B、C/SN490B、C
高力ボルト F10T、S10T

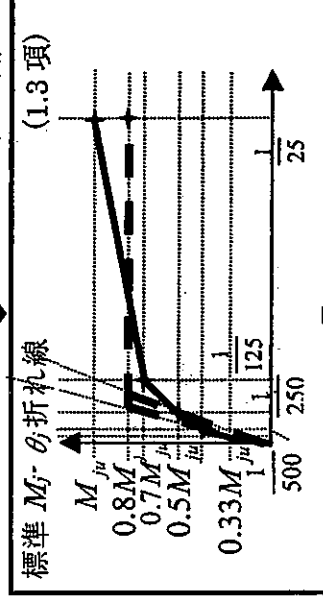
接合部最大耐力 M_{j2} (14項)

非保有耐力接合 接合部最大 M_{ju} < 1.1 梁全塑性 M_{bp}

プレート崩壊型
(高力ボルトは降伏しない)

接合部回転能力 = 1/25
(板曲げの回転能力に依存するが、板材は
SN材に限る)

最大耐力算定 (1.4項)



長期許容耐力：最大耐力の 0.33 倍
 (= 接合部回転角 1/500 程度)
 短期許容耐力：最大耐力の 0.5 倍
 (= 接合部回転角 1/250 程度)
 保有水平耐力算定用：最大耐力の 0.8 倍
 (= エネルギー等価の平均耐力)
 構造特性係数 D_g ： 0.25
 ($C_o=0.2$ の 1 次設計を満足すると、
 $0.2 \times (0.8/0.5) = 0.32$ なので
 $C_o=1.0$ の 2 次設計は自動的に満足)

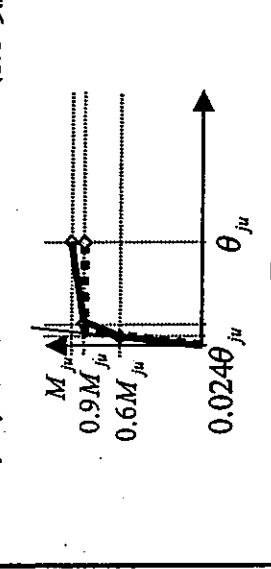
(1.5 項)

解表1.1.2 被災後の補修が容易な推奨ディテール (付 標準仕様表)

ボルト崩壊型（伸び能力のあるボルトに限定）
（高力ボルトが降伏する）

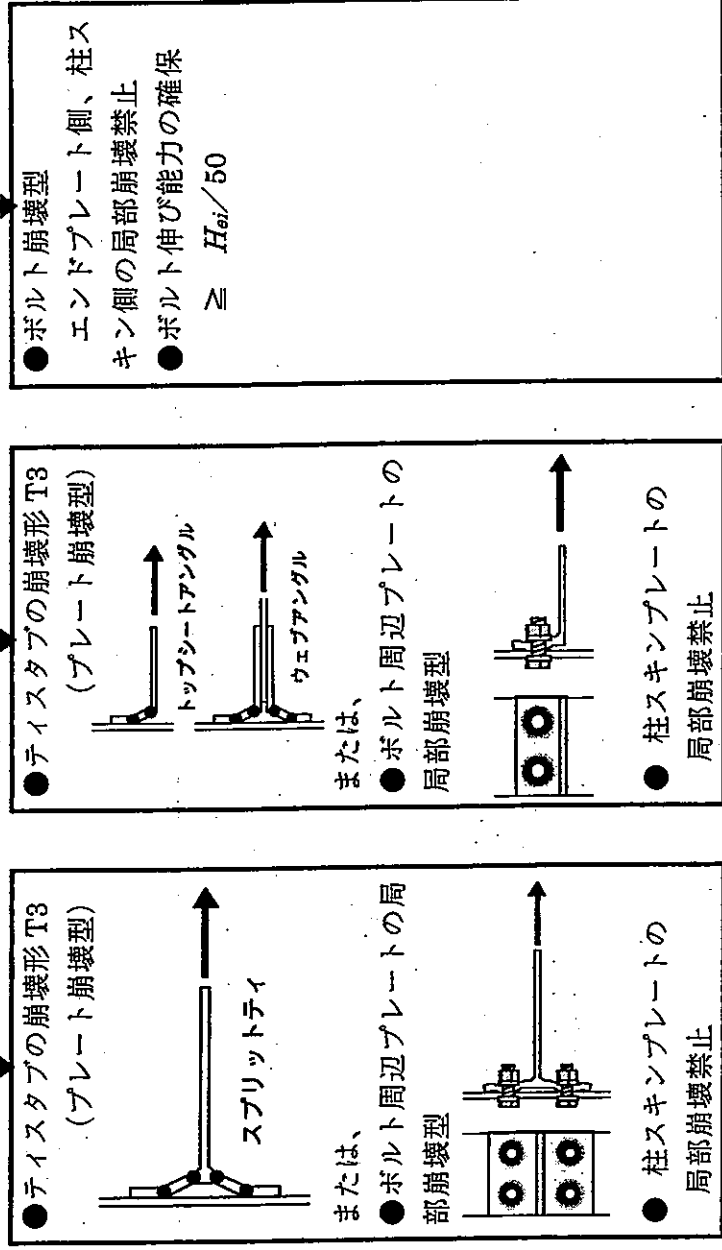
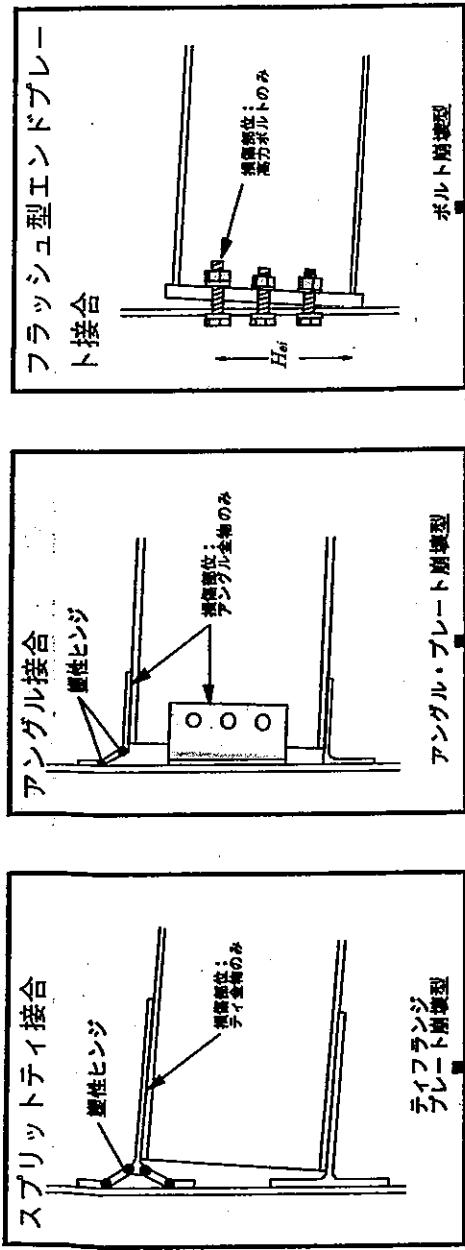
ボルト伸び能力から接合部回転能力
 $1/50 \leq \text{接合部回転能力} \leq 1/25$
 (1/50未満のもの対象外) 算定

最大耐力、回転能力算定 (1.4項)

標準 $M_j - \theta_j$ 折れ線

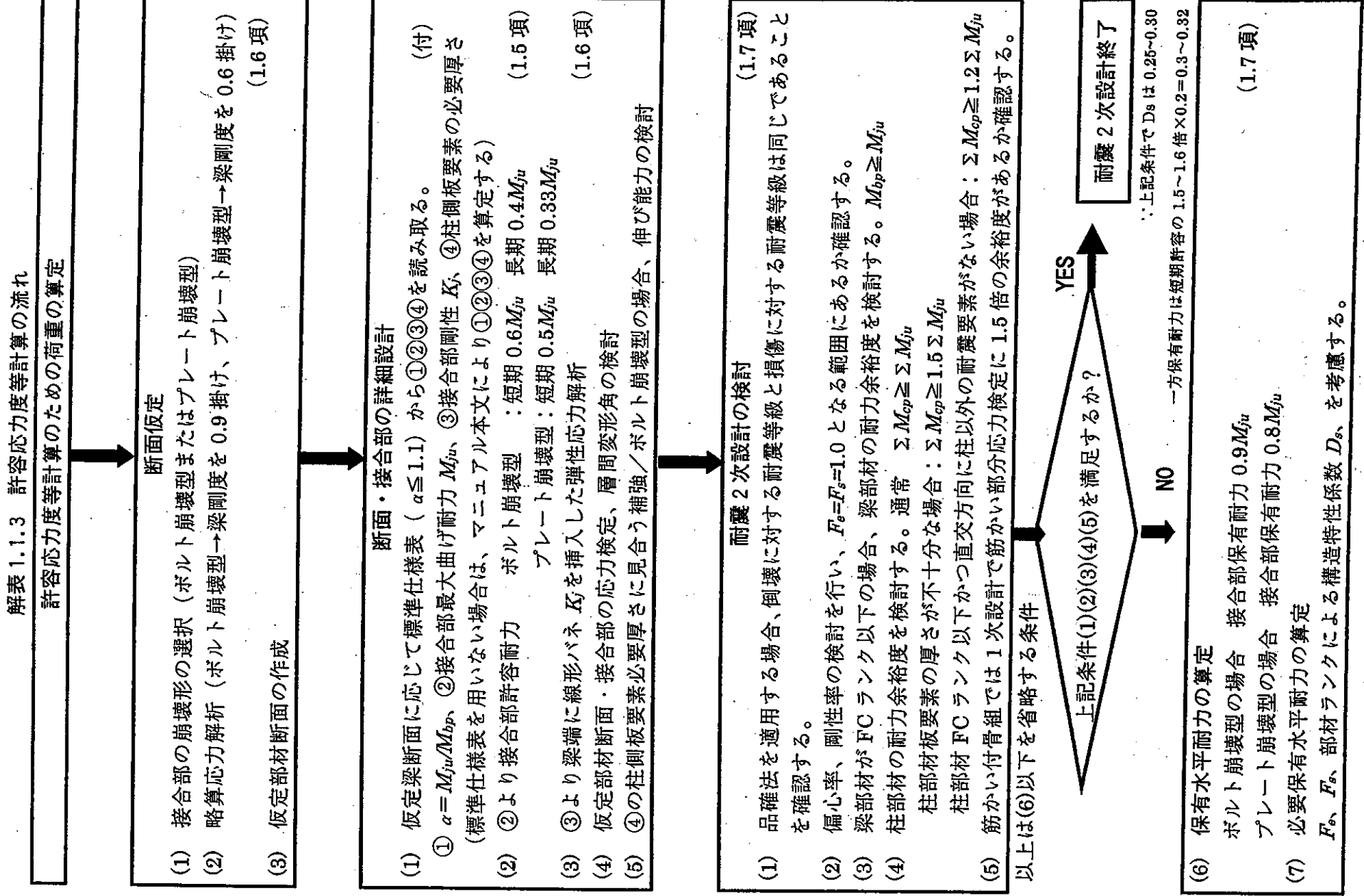
長期許容耐力：最大耐力の0.4倍
短期許容耐力：最大耐力の0.6倍
(=高力ボルトの離間モーメント)
保有水平耐力算定用：最大耐力の0.9倍
(=高力ボルトの降伏モーメント)
構造特性係数 D_s ：0.30~0.25 (3階建て以上)
($C_0=0.2$ の1次設計を満足すると、
 $0.2 \times (0.9/0.6) = 0.30$ なので)
 $C_0=1.0$ の2次設計は自動的に満足)

(15項)



目標 α	$\alpha = (\text{接合部最大曲げ耐力}) / (\text{梁全塑性モーメント}) \leq 1.1$
スプリットティ	長期許容耐力 $0.33 M_{ju}$ (剛接 $0.58 M_{bp}$) 短期許容耐力 $0.5 M_{ju}$ (剛接 $0.87 M_{bp}$) 保有水平耐力算定用 $0.8 M_{ju}$ (剛接 $1.00 M_{bp}$)
アングル	長期許容耐力 $0.4 M_{ju}$ (剛接 $0.58 M_{bp}$) 短期許容耐力 $0.6 M_{ju}$ (剛接 $0.87 M_{bp}$) 保有水平耐力算定用 $0.9 M_{ju}$ (剛接 $1.00 M_{bp}$)
フラッシュエンドプレート	長期許容耐力 $0.4 M_{ju}$ (剛接 $0.58 M_{bp}$) 短期許容耐力 $0.6 M_{ju}$ (剛接 $0.87 M_{bp}$) 保有水平耐力算定用 $0.9 M_{ju}$ (剛接 $1.00 M_{bp}$)

標準仕様表を準備 (付)



1.2 使用材料

本マニキュアルで対象とする接合部は、原則として下記の鋼材から製作する。

- (1) 接合金物ならびにエンドプレートは、建築構造用圧延鋼材 JIS G3136 の形鋼または圧延鋼板を切断して製作する。B 種または C 種を用い、エンドプレートを梁端へ溶接する場合には、品質管理に十分留意して、工場溶接を行う。
- (2) 高力ボルトは、JIS B1186 摩擦接合用高力六角ボルト (F10T)・六角ナット・平座金のセット、または、JSS II 09 構造用トルシア形高力ボルト (S10T)・六角ナット・平座金のセットなど、建築基準法第 37 条に基づき認定品を用いる。

上記接合部以外の各部材に使用する鋼材は、原則として、日本建築学会 鋼構造限界状態設計指針の材料の項を参照して選定する。

(解説)

鋼板からの冷間曲げ加工による接合金物は、原則として使用しない。また、原則として接合金物の溶接組立は行わない。やむを得ず一部に溶接組立した接合金物を使用する場合は、工場溶接・完全溶込溶接とする。使用する溶接材料の選定は接合金物の十分な耐力、変形能力確保に留意し、パス間温度や入熱など溶接条件の監・管理を適切に行い、溶接部の健全度と溶接部、溶接熱影響部の靱性を母材同等以上が得られるものとする。また、溶接部の全数超音波探傷検査を行う。外観検査では有害なアンダーカットや溶接部の割れなどがなく健全な溶接部が得られていることを確認する。なお、H 形鋼、山形鋼の JIS G3136 SN 材が入手できない場合、当面の緩和措置として引張特性や衝撃特性といった機械的性質が SN 材一B、C 種と同等であることを確認することを条件に、JIS G3101 SS400、JIS G3106 SM400・SM490・SM520 を使用しても良い。

日本建築学会 鋼構造限界状態設計指針では、終局限界状態設計において塑性変形が想定される部位に用いる溶接構造用鋼材を JIS G3136 SN 材一B、C 種に限定している。本マニキュアルによる設計法では、柱梁接合部周辺では主要な塑性変形は接合部に発生することになることを考慮し、解表 1.2.1 のような鋼材を、接合金物以外の主要部材に用いることができ。なお、これらの JIS 規格鋼材以外に基準法第 37 条に基づき認定材料 (BCP 材・BCR 材など) を使用できる。

解表 1.2.1 接合部以外の主要部材に用いる構造用鋼材 (JIS 規格材)

	塑性変形を期待する部分	塑性変形を期待しない部分
溶接する部分	SN400B, SN400C SN490B, SN490C	SN400B, SN400C SN490B, SN490C SM400A, SM400B, SM400C SM490A, SM490B, SM490C SM520B, SM520C SWH400
溶接しない部分	SN400B, SN400C SN490B, SN490C SM400A, SM400B, SM400C SM490A, SM490B, SM490C SM520B, SM520C SWH400 SN400A SS400	SN400B, SN400C SN490B, SN490C SM400A, SM400B, SM400C SM490A, SM490B, SM490C SM520B, SM520C SWH400 SN400A SS400

1.3 接合部挙動のモデル化

接合部の曲げモーメントと接合部の回転角 (部材変形を除く) との関係を以下の手順で、区分線形モデルで近似する。

- (1) 柱側板要素材料、金物材料、高力ボルト材料の公称引張強度に基づいて、接合部の最大曲げ耐力 M_{ju} を評価する。
- (2) 高力ボルトが引張崩壊しない場合、すなわち金物もしくは柱側の板要素のみが曲げ崩壊する場合 (プレート崩壊型と呼ぶ)、接合部の回転能力 θ_{ju} の標準値は 1/25 (radian) とする。

ただし、次式で算定した θ_{ju1} 、 θ_{ju2} のいずれかが 1/25 を下回る場合は、その値を θ_{ju} とする。

$$\theta_{ju1} = 24/H \quad (\text{梁せい (mm)}) \quad (1.3.1)$$

ここで、H: 梁せい (mm)

$$\theta_{ju2} = L_{truss}/1.5H \quad (\text{金物の部分的伸び能力}) \quad (1.3.2)$$

L_{truss} : 大変形トラス機構で引張力を負担する

部分の長さ (図 1.3.1)

ティスタブの場合 l_2

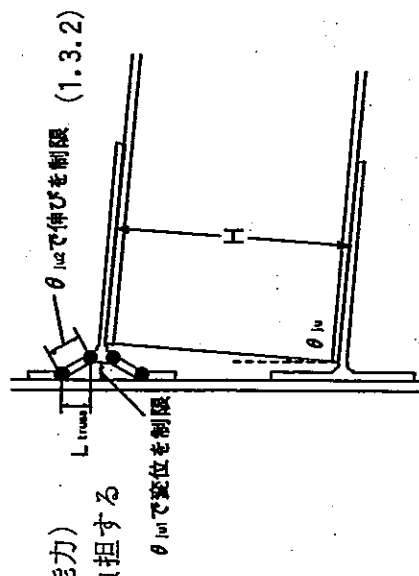


図 1.3.1 回転能力の上限値

- (3) 高力ボルトが引張崩壊する場合 (以下ボルト崩壊型と呼ぶ) は、原則として本マニキュアルの適用範囲外とし、保有耐力接合を実現することを推奨する。ただし、高力ボルトの限界伸び ϵ_{bu} と崩壊メカニズムに基づいて、接合部の回転能力 θ_{ju} を評価し、 θ_{ju} が 1/50 以上となる場合が確認できる場合には、本マニキュアルを適用する。ただし θ_{ju} が 1/25 を超える場合は $\theta_{ju} = 1/25$ とする。

$$\epsilon_{bu} = \epsilon_{bu} \cdot L_{thread}$$

(1.3.3)

ここで、 ϵ_{bu} : 高力ボルト材料の限界伸び歪み。標準値として 14%

L_{thread} : ナット厚さ中心から下のねじ部の長さ、ただし、軸部が塑性化するように軸径を調整した場合には、軸部の長さ。

- (4) 標準的な区分線形モデルは下表による。

表 1.3.1 接合部挙動の区分線形モデル

	プレート崩壊型 (標準回転能力)		ボルト崩壊型 (θ_{ju} が 1/50 以上)	
	接合部回転角	曲げモーメント	接合部回転角	曲げモーメント
第 1 折れ点	1/500	$0.33M_{ju}$	$0.024 \theta_{ju}$	$0.6 M_{ju}$
第 2 折れ点	1/250	$0.5 M_{ju}$	$0.048 \theta_{ju}$	$0.9 M_{ju}$
第 3 折れ点	1/125	$0.7 M_{ju}$	—	—
最終限界点	1/25	M_{ju}	θ_{ju}	M_{ju}

(解説)

この種の接合部の $M_j - \theta_j$ 関係を規定する諸量のうちで、比較的予測が可能なものとして、下記のものが挙げられる。

- (1) 最大曲げ耐力：各接合要素の引張強度レベルの要素耐力に基づく極限解析で評価する。
- (2) 回転能力：回転能力が高力ボルトの引張破断で限界破断で限界付けられ、高力ボルトの伸び能力が既知である場合に、崩壊メカニズムに高力ボルトの伸びを適合させる。

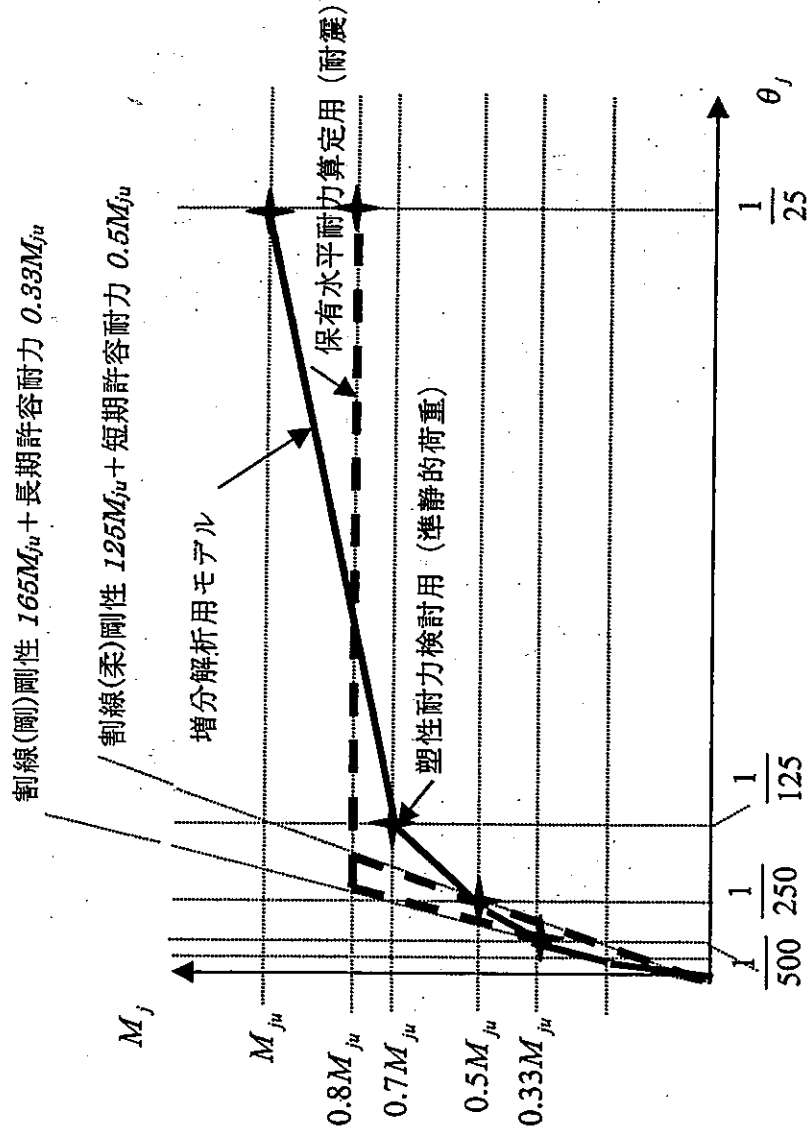
接合部の回転剛性・接合部の降伏耐力に関しては、特にプレート崩壊型では局所的な降伏が徐々に進行するため、荷重変形関係における軟化が徐々に起こり、明確な値としては評価しにくい。また一般に、単純な力学モデルによる予測では、接合部の局所的な各部変形を正確に反映した回転剛性を評価することは難しい。

プレート崩壊型では(1)最大曲げ耐力のみを予測して、(2)回転能力に関しては過去の実験結果等における回転能力の下限値として25分の1を設定した。解表1.3.1及び解図1.3.3は、岸・Chenらのデータベースに登録されている実験データのうち、ボルトの破断が生じていないと思われる実験データを調べたものである。最大耐力を検出していない実験データがほとんどであるが、ここでは共通して最大耐力に達していない接合部回転角1/25の時の曲げ耐力を基準とする。これらの実験データの多くは1/25以上の回転能力を有しており、さらに大きな回転能力を設定することも可能であるが、一部の試験は1/25程度で試験を終了しているものがあり、データ数が減少する。解表6は接合部の回転角別に曲げ抵抗の値を読み、接合部回転角1/25のときの曲げ耐力で基準化した値の平均値と標準偏差をディテール別に示したものである。

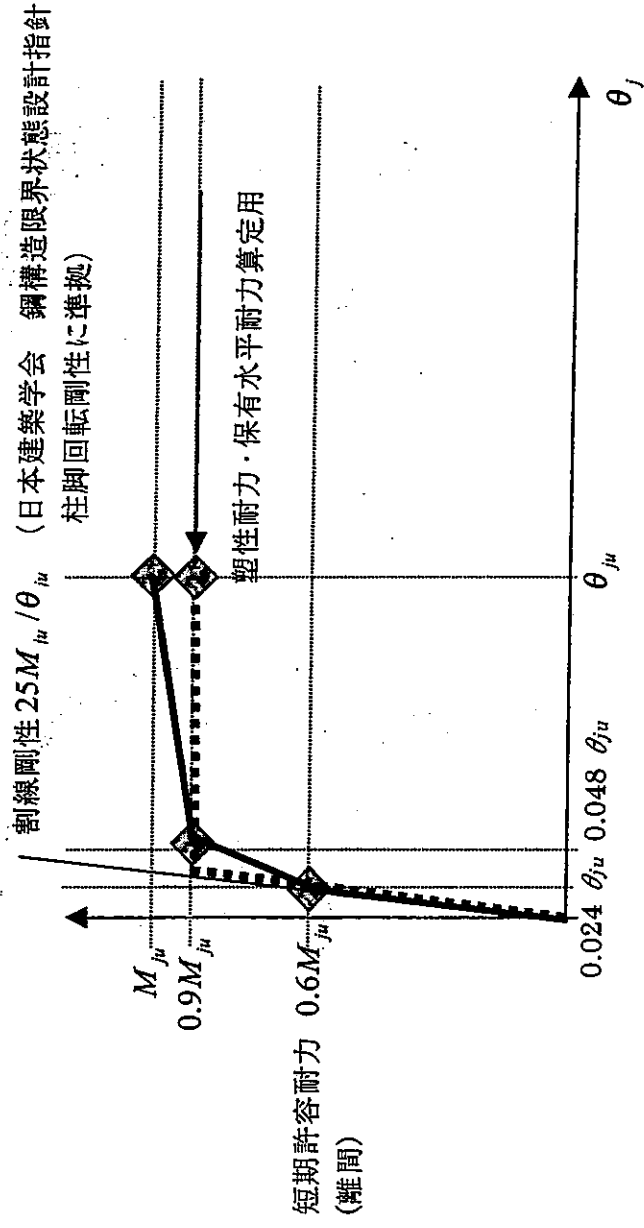
1/25は梁せいが600mm以下のプレート崩壊型接合部回転能力の下限値とみなせる。梁せいが600mmを超える場合についても、梁引張フランジ側付近の浮き上がり能力が同程度であると仮定した回転能力が $\theta_{ju,1}$ である。またプレート崩壊型では、引張側金物が局所的に引張変形を強制されるので、金物材料の伸び能力で梁引張フランジ付近の浮き上がり量の限界値を定めた回転能力を $\theta_{u,2}$ としている。なお金物材料はSN材に限っていることを担保として、金物材料の伸び能力を22%と仮定している。

ボルト崩壊型では、(1)最大曲げ耐力、(2)回転能力の両者を予測して最終限界点とする。高力ボルトの伸び能力が既知である場合に、崩壊メカニズムに高力ボルトの伸びを適合させて回転能力を評価する。高力ボルト自体の伸び能力は、ナット中心部より下のねじ部分の長さが高力ボルト材料の伸び能力(標準値として14%)だけ伸びる量を仮定している。通常のプロポーションではこの量は僅かであり、ボルト崩壊型の接合部の回転は一般に乏しくなる。そのような接合部の塑性化に期待するのは得策ではなく、原則として本マニュアルの適用範囲外とする。ただし、回転能力の評価値が1/50を超える場合には適用できるものとした。

なお本マニュアルでは、本項で記述した接合部の $M_j - \theta_j$ 関係モデルを基礎とする調査研究により、許容応力度等計算(ルート3に基づく耐震2次設計)による検証方法を提案しているが、この接合部の $M_j - \theta_j$ 関係モデルに基づいて設計者が直接、限界耐力計算などの弾塑性増分解析に基づく検証を行うことも可能である。そのとき、 $M_{ju} > M_{jp}$ の場合 ($1.1 \geq \alpha > 1.0$) には、接合部の他に梁部材の塑性挙動も考慮する。



解図 1.3.1 プレート崩壊型 $M_j - \theta_j$ モデル



解図 1.3.2 ボルト崩壊型 $M_j - \theta_j$ モデル

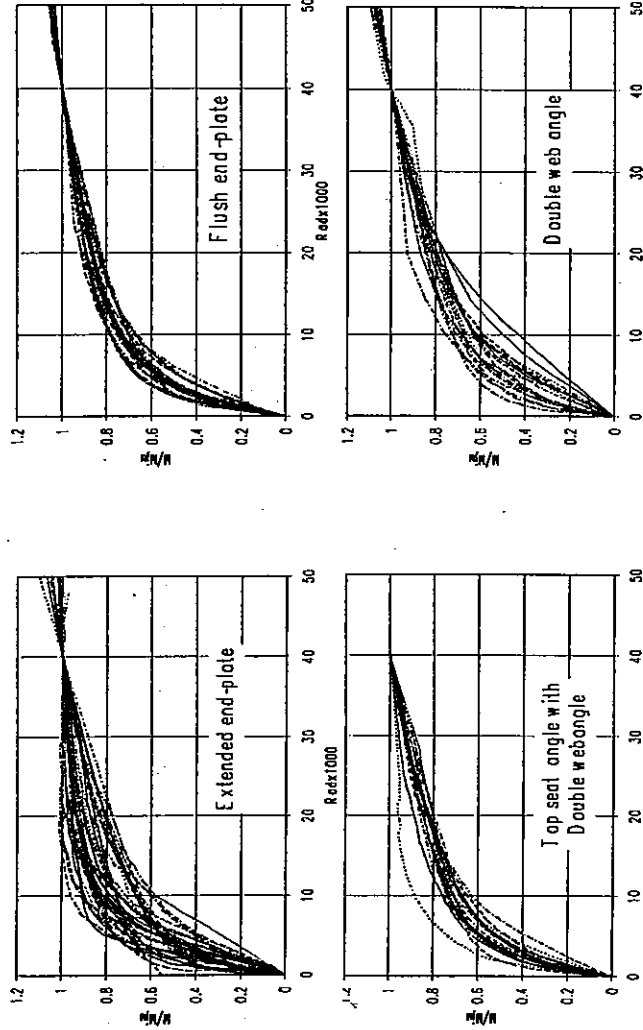
解表 1.3.1 研究者別の実験データ (括弧内実験数)

突出型エンドプレート		フラッシュ型 エンドプレート		トップシート+ダブル ルウェーブアングル		ダブルウェーブ アングル
Ioanides (6)	Packer (3)	(3)	Ostrander (24)	Rathbun (3)	Rathbun (7)	
Dews (3)	Grundy (2)	(2)		Azziznamini (20)	Bell (4)	
Sherbourne-a (1)	Sherbourne-b (4)	(4)			Lewitt (6)	
Bailey (6)	Johnson (21)	(1)			Sommer (4)	
	Bailey (21)	(21)			Thompson (2)*	
Surtees (5)	Jonhstone (8)	(8)			Bose (1)	
Total 60		Total 24		Total 33		Total 24

解表 1.3.2 接合部回転角別の接合部曲げ耐力比 (1/25 時の曲げモーメントを基準)

接合部回転角	突出型 エンドプレート	フラッシュ型 エンドプレート	トップシート+ダブル ウェーブアングル	ダブルウェーブ アングル
1/1000	0.20 (0.12)	0.21 (0.06)	0.23 (0.07)	0.15 (0.08)
1/500	0.33 (0.13)	0.35 (0.08)	0.35 (0.08)	0.26 (0.12)
1/250	0.52 (0.13)	0.52 (0.08)	0.51 (0.07)	0.39 (0.12)
1/125	0.73 (0.11)	0.70 (0.08)	0.67 (0.05)	0.57 (0.11)
1/25	1.00	1.00	1.00	1.00

** (括弧内標準偏差)



解図 1.3.3 過去の実験データ

1.4 接合部の最大曲げ耐力および回転能力

1.4.1 一般事項

接合部の最大曲げ耐力は、高力ボルト、金物の板要素、柱側板要素、の各要素について、各材料の公称引張強度に基づく最大耐力に基づき、塑性解析 (極限解析) により評価を行う。また塑性解析の結果、高力ボルトが引張破断をする場合には、接合部の回転能力を高力ボルトの伸び能力を接合部の崩壊機構に適合させて回転能力を算定する。

以下の各項には、ティスタブの引張最大耐力評価式に基づく最大曲げ耐力と回転能力の略算式を示す。

1.4.2 ティスタブの片側引張耐力 T_u

ティウエブに対して対称なティスタブの引張最大耐力を $2 T_u$ としたとき、ティフランジ引張接合部分の片側引張最大耐力 T_u は次式で算定する。

$$T_u = \min.(T_{u1}, T_{u2}, T_{u3}) \quad (1.4.2.1)$$

$$T_{u1} = B_0 \quad (1.4.2.2)$$

$$T_{u2} = \frac{M_f + B_{0.1}}{1} \quad (1.4.2.3)$$

$$T_{u3} = \frac{2M_f}{l_1} \quad (1.4.2.4)$$

プレート崩壊の場合はトラス抵抗機構による耐力の割増しを考慮する。

$T_u = T_{u3}$ となる場合は、 $T_u = \max.(T_{u3}, T_{truss})$ とする。ただし、ウェーブアングルをティスタブ近似する場合は適用しない。

$$T_{truss} = P_{ty} / \sqrt{1 + \left(\frac{25 l_2}{H} \right)^2} \quad (1.4.2.5)$$

T_{truss} : ティフランジ部分が曲げ崩壊後に大変形し板要素がトラス機構 (引張) を形成する場合のティスタブの抵抗力 (片側分)

ティウエブ摩擦接合部分は、 T_u が下記の T_w を上回らないように設計する。

ティウエブに対して対象に高力ボルト引張接合する場合

$$T_w = \min.(P_{w1}, P_{w2}, P_{w3}) \quad (1.4.2.6)$$

ティウエブに対して片側のみを高力ボルト引張接合する場合

$$T_w = 2 \min.(P_{w1}, P_{w2}, P_{w3}) \quad (1.4.2.7)$$

(記号)

$$B_0 = n_f \cdot \min. (B_1, B_2) \quad (1.4.2.8)$$

n_f : ティフランジの片側を接合する高力ボルト本数

$$B_1 = A_{fe} \sigma_{fu} \quad (1.4.2.9)$$

A_{fe} : ティフランジを接合する高力ボルトのねじ部有効断面積。軸部断面積の

0.75 倍で近似してもよい。ただし転造等によりねじ部で破断しないようにした高力ボルトは、実状に応じて有効断面積を評価する。

σ_{fu} : 高力ボルトの引張強さ

$$B_2 = 2.5 \cdot \min.(\sigma_{pfu} t_f^2, \sigma_{psu} t_s^2) \quad (1.4.2.10)$$

σ_{pfu} : ティフランジの引張強さ (JIS における鋼材の引張強さの下限值)

t_f : ティフランジ板厚

σ_{psu} : 柱側板要素 (柱フランジないし柱スキンプレート) 材料の引張強さ (JIS における鋼材の引張強さの下限值)

t_s : 柱側板要素 (柱フランジないし柱スキンプレート) の板厚

M_T : ティフランジの梁置換曲げ耐力 $= 0.25 w \cdot \sigma_{pfu} t_f^2$

w : ティフランジの幅

d : 高力ボルトの公称軸径

l_1 : 高力ボルトのはしあき寸法

l_2 : ティウェブから高力ボルト芯までの有効長さ

$$l_2 = l_0 - 0.5 (t_w + r) \quad (1.4.2.11)$$

l_0 : ティウェブの芯から高力ボルト芯までの長さ

t_w : ティウェブの板厚

r : フィレット部分のサイズ

l : ティフランジ片側の有効長さ $l = l_1 + l_2$

$$P_{fy} = w \cdot t_f \cdot \sigma_{pfy} \quad (1.4.2.12)$$

σ_{pfy} : ティフランジの降伏強さ

H : 梁せい

$$T_w = \min. (P_{w1}, P_{w2}, P_{w3}) \quad (1.4.2.13)$$

T_w : ティウェブと梁との接合部によって限界付けられるティスタブ最大耐力の 1/2 (片側分)

$$P_{w1} = 0.5 \cdot n_w \cdot m \cdot 0.6 \sigma_{fu} \cdot A_f \quad (1.4.2.14)$$

n_w : ティウェブ接合部分の高力ボルト本数

m : セン断面の数で、通常のスプリットティ接合およびトップシートアングル接合の場合 $m=1$ とするが、ダブルウェブアングルをティスタブ近似する場合は、 $m=2$ とする。

A_f : 高力ボルトの軸部断面積

$$P_{w2} = 0.5 \cdot \min. (A_{ew} \sigma_{pwu}, A_{eb} \sigma_{pbu}) \quad (1.4.2.15)$$

A_{ew} : ティウェブの有効断面積、ただしダブルウェブアングルをティスタブ近似する場合は、 A_{ew} はアングル 2 枚分とする。

A_{eb} : 接合される梁板要素の有効断面積、ただし、H 形梁フランジの場合、ボルト孔を考慮した梁の有効塑性断面係数を梁せいで除したものとす。

$\sigma_{pwu}, \sigma_{pbu}$: ティウェブならびに接合される梁板要素の引張強さ

$$P_{w3} = 0.5 \cdot n_w \cdot \min. (e_{1w} t_w \sigma_{pwu}, e_{1b} t_b \sigma_{pbu}) \quad (1.4.2.16)$$

e_{1w}, e_{1b} : ティウェブ、接合される梁板要素におけるボルト孔の応力距離、ただし板厚の 12 倍を超える場合は板厚の 12 倍とし、ボルトのピッ

チを超える場合はボルトのピッチとする。

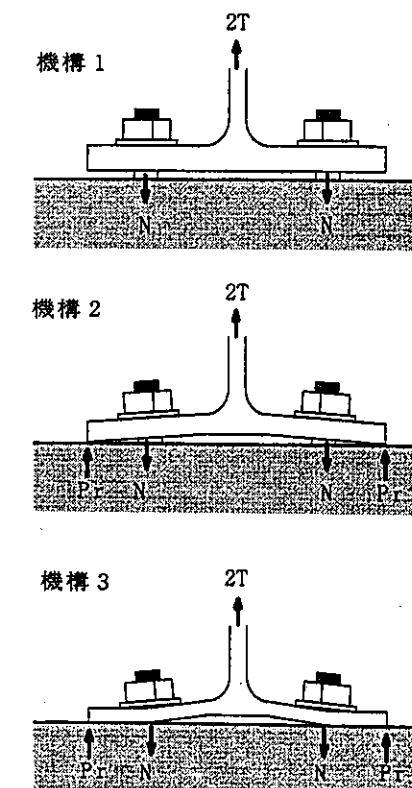
t_w, t_b : ティウェブ、接合される梁板要素の板厚、ただしダブルウェブアングルをティスタブ近似する場合は、 t_w は 2 枚分の板厚とする。

$\sigma_{pwu}, \sigma_{pbu}$: ティウェブ材料ならびに接合される梁板要素材料の引張強さ (JIS における鋼材の引張強さの下限值)

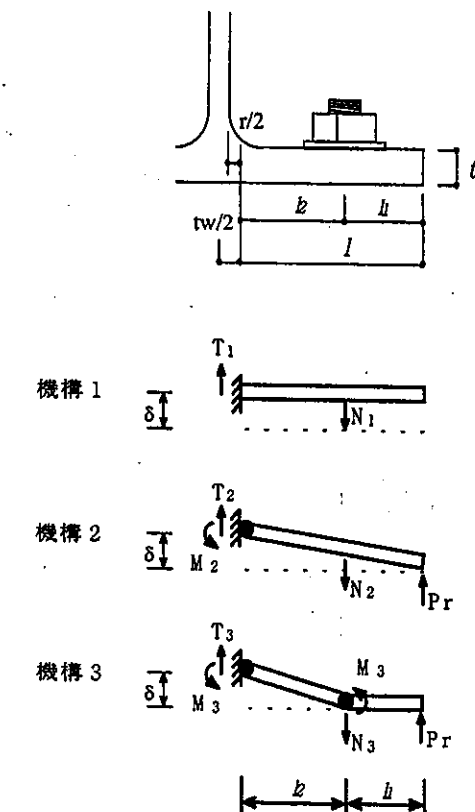
形状の適用範囲: $w > 3 n r d, 1.5 d < l_2 < 5 d$

(解説)

本マニュアルは接合形式として、スプリットティ接合、アングル接合、エンドプレート接合を対象としており、引張接合部の最大耐力算定ではすべての形式についてスプリットティ接合の耐力算定でこれまで用いられてきたティスタブ片側の耐力算定方法の考え方を基本としている。最大耐力は一般に片側のティフランジを曲げモーメントが作用する梁と見なして算定する。一般的なティフランジ厚の場合にはティフランジの外側部分に解図 1.4.1 のようにてこ反力 P_r が生じ、この力の大きさはティフランジ厚、ボルト配置などの影響を受ける。ティスタブ片側の最大耐力 T_u は機構 1~3 の各機構に応じて算定され、それらの最も小さい



解図 1.4.1 ティスタブの変形

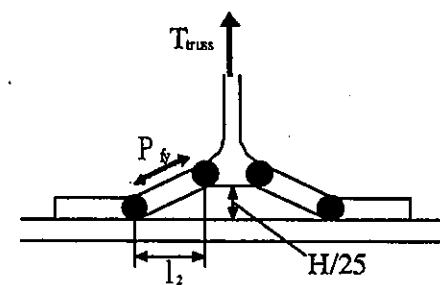


解図 1.4.2 ティスタブ片側のモデル

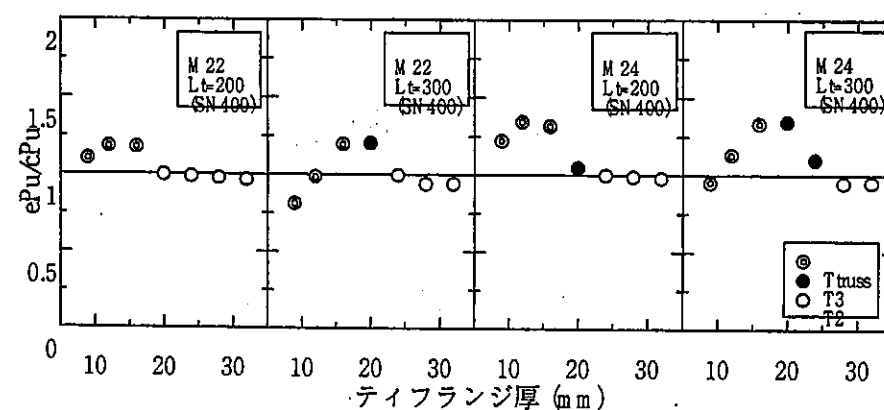
値として算定される。機構 1 はティフランジ厚が大きく、効力ボルトのみによって限界となる場合、機構 2 はティフランジの曲げ降伏と高力ボルトの変形によって限界となる場合、機構 3 はティフランジの曲げ降伏のみによって限界となる場合を想定したものである。片側の

ティ部材の最大耐力は解図 1.4.2 に示すようにティフランジ部分をフィレットの中心を固定端とする梁としてモデル化し、それぞれの崩壊機構に応じて力のつりあいから導かれる。これまでは梁部材の塑性変形能力を発揮させるために接合部耐力を梁の全塑性モーメントの 1.3 倍程度とするいわゆる保有耐力接合の考え方が一般的であったことから、日本建築学会「高力ボルト接合設計施工指針」および「鋼構造限界状態設計指針」では接合部耐力が機構 1, 2 に比べて小さくなる機構 3 は取り入れられていなかったが、本マニュアルでは梁部材に加えて接合金物の塑性変形能力を発揮させる考え方に基づいているため機構 3 の耐力算定式を追加してある。また、接合部耐力が十分でない場合で、かつ、機構 1 および機構 2 として高力ボルト部分の破断が発生するものの多くは接合部自体の回転能力が乏しいことが多いので、本マニュアルの標準的な目標崩壊機構はプレート崩壊型すなわち機構 3 である。

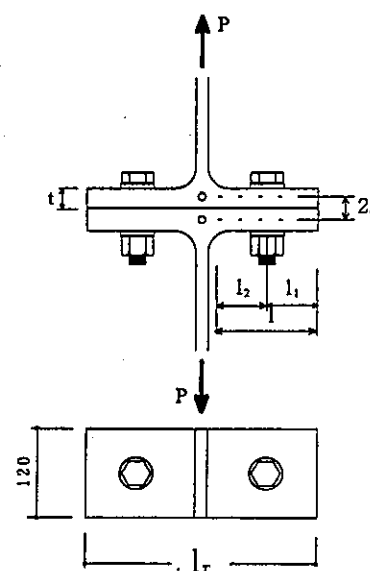
機構 3 の最大耐力 T_{us} は曲げ変形のみを考えているため、実験結果を過小評価する傾向がある。これはティフランジ部分が曲げ崩壊後、実際には面外に大きく変形し、板要素が張力場ないしトラス機構を形成するためと考えられる。そこで、機構 3 と判定されたものに限り、解図 1.4.3 のように接合部回転角 $1/25$ の変形状況に基づくトラス機構における釣合いと高力ボルト周辺のティフランジの降伏耐力 P_y から抵抗力を算定した耐力を T_{truss} として考慮している。



解図 1.4.3 トラス機構のモデル

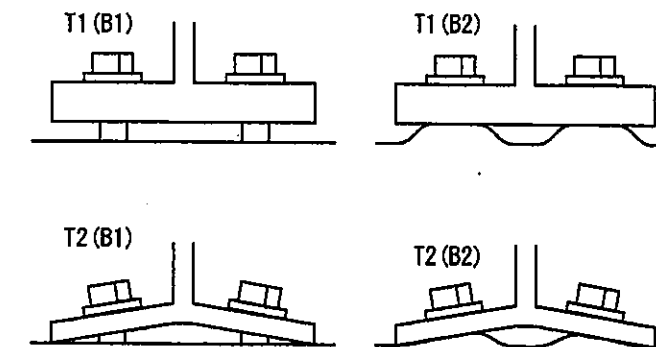


解図 1.4.4 T T 引張実験結果¹⁾



解図 1.4.4 は T T 形式の引張実験による最大耐力実験値 eT_u と計算値 cT_u の比とティフランジ厚の関係を示したものである。ティスタブの最大耐力に関して、計算値は実験値を適正に評価していることがわかる。

ティスタブが接合する柱フランジまたは柱スキンプレートの板厚が大きく面外曲げ剛性が高い場合はボルトが伸びる変形を生じるが、柱フランジまたは柱スキンプレートの板厚が小さく面外曲げ剛性が低い場合は柱の板要素に面外曲げ変形を生じる。板要素の面外曲げ耐力については既往の研究によって種々の降伏線が仮定することによって検討されているが、本マニュアルではスプリットティ接合、アングル接合、エンドプレート接合の 3 つの接合形式に共通して用いることができ、耐力算定式が単純である円形の降伏線による耐力算定式を採用している。この耐力はボルト 1 本あたりで算定されるため、T1 および T2 の耐力算定式中の B_0 は高力ボルトの耐力 B_1 と面外曲げ耐力 B_2 の小さいほうの値を用いることになる。解図 1.4.5 の左側のようにボルトの伸びで限界づけられる場合 (T1(B1) および T2(B1)) と右側のように柱の面外曲げ変形で限界づけられる場合 (T1(B2) および T2(B2)) に分けられることになるが、式の表現としては両者をあわせたものとなっている。



解図 1.4.5 高力ボルトまたは柱面外変形による耐力評価式 T1 および T2 の変形

引張ボルト周辺の柱フランジまたは柱スキンプレートの局所的な面外曲げ崩壊耐力は高力ボルトの軸耐力に換算することによって下式のようにになる。

$$B_2 = 2.5 \cdot \min.(\sigma_{pfu} t^2, \sigma_{psu} t_s^2) \quad (\text{解 1.4.1})$$

これは、板が面外集中荷重を受ける場合、降伏円の内部でトレスカの降伏条件を考慮した崩壊荷重の理論解、 $B_2 = 2\pi \cdot 0.25 \sigma_p t^2$ の $2\pi (=6.28)$ を 10 に割り増したものである。割り増す理由としては、実際に実験値を過小評価することが要因であるが、これは実際には集中荷重ではなく、高力ボルト孔の周辺に荷重が分布するためであると考えられる。これによる割増しをボルト芯から支持縁までの距離を $1.5d \sim 3d$ として評価すると、

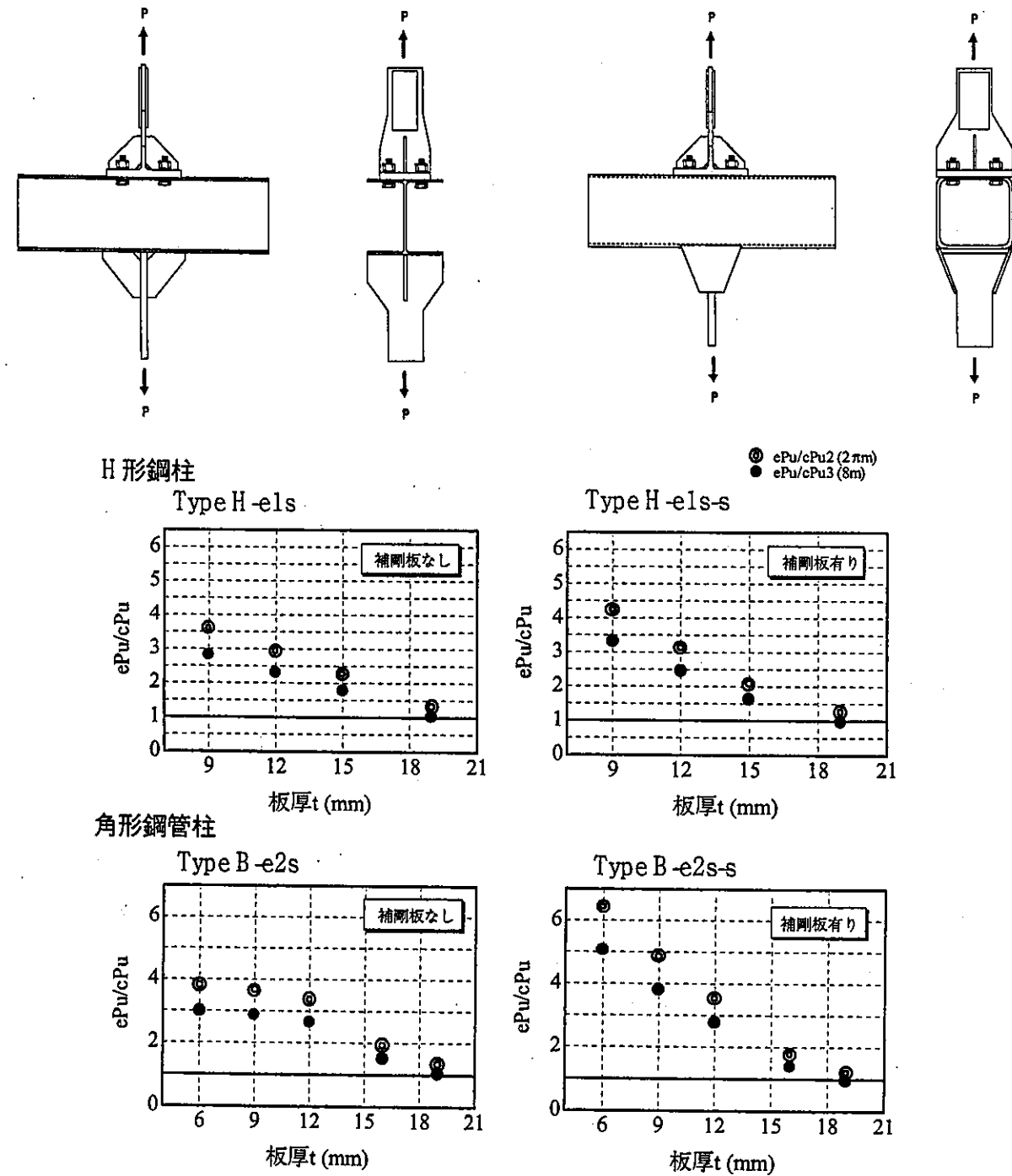
$$2\pi \frac{1.5d}{1.5d - 0.5d} = 9.4, \quad 2\pi \frac{2d}{2d - 0.5d} = 8.4, \quad 2\pi \frac{3d}{3d - 0.5d} = 7.5$$

となり、ここでは標準的な値として 10 を採用した。解図 1.4.6 はティスタブにスチフナを設けて剛性を大きくし、柱の面外曲げ挙動に着目した単純引張形式による実験結果である。柱部材には H 形鋼および角形鋼管を用いたものであり、それぞれ柱フランジ厚および柱スキンプレート厚を変化させたものである。柱面外曲げ耐力に関する実験値と計算値の比は、板厚が大きい場合はやや実験値を過小評価している傾向があるが、これは耐力式がティスタブの場合と同様に板の面内引張抵抗機構を考慮していないためと考えられる。しかし、全体的に

見て計算値は安全側であり、概ね妥当な評価といえることから、実用上耐力算定式は問題ないと考えられる。

(参考文献)

- 1) 村松修司, 斉藤善宏, 増田浩志: スプリットティを用いた半剛接合部に関する研究—その1 スプリットティ引張試験— 日本建築学会 大会学術講演梗概集 2000年

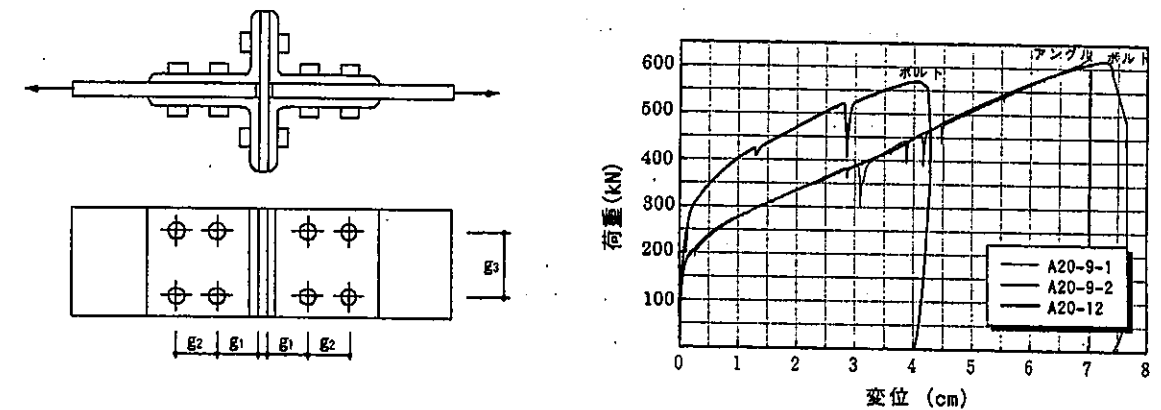


解図 1.4.6 柱面外変形に関する単純引張実験結果

アングル金物と高力ボルトによる接合形式では、解図 1.4.7 のアングル二丁あわせによる

単純引張実験の荷重変形関係に現れているように降伏後の耐力上昇が非常に大きい。スプリットティによる接合部ではティウェブの曲げ変形はほとんど生じないが、アングルによる接合部では梁フランジ側のアングルにも曲げ変形が生じるので、変形能力は一般的に同形状のスプリットティ接合より大きくなるが、最大耐力については1本のアングルをティスタブの片側とみなして略算することができる。トップシートアングル+ダブルウェブアングルの柱梁接合部では、最大耐力時におけるトップシートアングルの変形はウェブアングルに比べ大きいので、大変形による耐力の上昇を評価する必要がある。このことから本文ではプレート崩壊の場合について、梁フランジ側のトップシートアングルのみを対象としてトラス機構を用いて最大引張耐力の割増を行い、ウェブアングルについては考慮しないものとした。

表 1.4.1 はアングル十字引張実験による最大耐力の実験値と本節の略算式による計算値との比較を示すものである。表中の耐力計算では公称値の代わりにアングル、高力ボルトの実測最大耐力が使用されている。実験で計測された最大荷重 P_{max} に比べ、ある程度のばらつきがあるが、過小評価の傾向が顕著である。ただし、ある変位量以上の過大変形による耐力の上昇を無視した実測値 ePu に対しては、概ね妥当な評価が得られている。



解図 1.4.7 アングル引張実験の結果

解表 1.4.1 アングル十字引張実験による最大引張耐力の実験値と評価値の比較²⁾

アングル	ボルト	l_2 (mm)	実験値(kN)		計算値(kN)		
			耐力 ePu	最大荷重 P_{max}	計算値 cPu	ePu/cPu	P_{max}/cPu
L-90×90×7	M16	38	89.2	143.1	115.4	0.77	1.24
L-150×100×9	M20	35	174.2	307.7	150.6	1.16	2.04
L-150×100×9	M20	45	115.2	297.9	119.7	0.96	2.49
L-90×90×10	M16	35	135.2	184.2	145.9	0.93	1.26
L-125×90×10	M16	35	170.5	195.5	161.5	1.06	1.21
L-150×100×12	M20	32	244.0	279.3	195.3	1.25	1.43
L-150×100×12	M20	42	177.4	300.9	152.8	1.16	1.97
L-150×100×12	M22	42	194.5	352.8	152.8	1.27	2.31

実験値 ePu は 24mm 変形時の耐力である。

1.4.3 接合部最大曲げ耐力の略算式

(1) スプリットティ

$$M_{ju} = 2T_u \cdot (H + t_w) \quad (1.4.3.1)$$

ここで、H：梁せい

t_w ：ティスタブのウェブ板厚

T_u ：片側ティスタブの最大耐力 1.4.2 によって算定する

(2) トップシートアングル+ダブルウェブアングル

トップアングルをティスタブの片側、内側部分は直交配置されたティスタブとみなし、下記の評価を行う。

$$M_{ju} = T_u \cdot H_{eo} + 0.7 \times 2T_{ui} \cdot (H + t_a) / 2 = T_u \cdot H_{eo} + 0.7 \times T_{ui} \cdot (H + t_a) \quad (1.4.3.2)$$

ここで、 H_{eo} ：柱側の引張側ボルト芯から圧縮側金物板芯までの距離

$$H_{eo} = H + l_0 + t_a \quad (1.4.3.3)$$

t_a ：アングルの梁側板厚

T_u ：トップアングルを片側ティスタブとみなしたときの片側ティスタブ最大耐力で、1.4.2 によって算定する。

T_{ui} ：ダブルウェブアングルを直交配置されたティスタブとみなしたときの片側ティスタブ最大耐力で、1.4.2 によって算定する。

(3) ダブルウェブアングル

直交配置されたティスタブとみなし、下記の評価を行う。

$$\begin{aligned} M_{ju} &= 2T_{ui} \cdot H^* / 2 \\ &= T_{ui} \cdot H^* \end{aligned} \quad (1.4.3.4)$$

ここで、 H^* ：ウェブアングルの長さ

(4) 突出型エンドプレート

突出部分はティスタブの片側とみなし、内側部分は直交配置されたティスタブとみなす。

$$\begin{aligned} M_{ju} &= T_u \cdot H + 0.7 \times 2T_{ui} \cdot H / 2 \\ &= (T_u + 0.7 \times T_{ui}) H \end{aligned} \quad (1.4.3.5)$$

ただし、 T_u ：プレート崩壊、 T_{ui} ：ボルト崩壊の組み合わせのときは、 $(T_u + T_{ui}) H$ とする。

ここで、 T_u ：突出部分を片側ティスタブとみなしたときの片側ティスタブ最大耐力

T_{ui} ：内側部分を直交配置されたティスタブとみなしたときの片側ティスタブ最大耐力

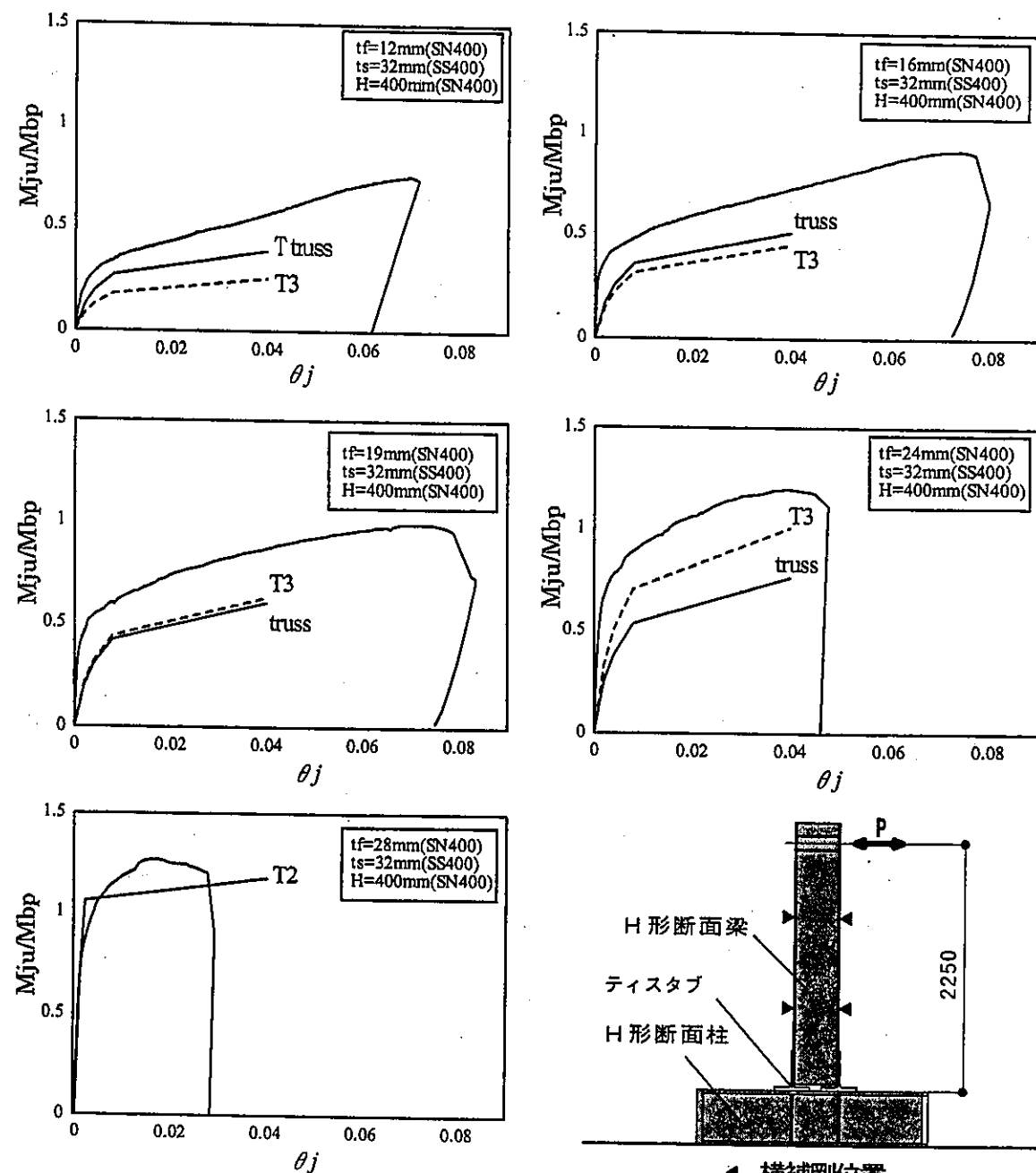
(5) フラッシュ型エンドプレート

直交配置されたティスタブとみなす。

$$M_{ju} = 2T_{ui} \cdot H / 2 = T_{ui} \cdot H \quad (1.4.3.6)$$

(解説)

スプリットティ接合に関する実大曲げ実験結果を解図 1.7.8 に示した。ここでは、柱フランジ厚は面外曲げ降伏を生じないように十分な大きなものとしてある。梁部材は H-400x200x8x13 (SN400B) である。ティスタブの鋼種は SN400B 材であり、ティスタブの幅は 200mm で梁幅と同じである。実験変数はティフランジ厚 ($t_f = 12\text{mm} \sim 28\text{mm}$) である。片側のティスタブは 2 本の高力ボルト (F10T-M22) で接合されている。図に示した骨格曲線においてティフランジ厚の変化によって耐力と変形能力が変化する状況が明瞭に現れている。また、図には本節にある最大耐力計算値 M_{ju} に基づいて作成された M_j のモデル (1.3 節参照) を示した。片側ティスタブの耐力 T_u が T_{us} となるものについては T_{truss} として示した。これより、ティフランジ厚が小さい場合にはティフランジの曲げ変形だけでなくトラス機構を考慮することによって実験による力学挙動と M_j のモデルがよい対応を示していることが分かる。



解図 1.4.8 スプリットティ接合の曲げ実験結果³⁾

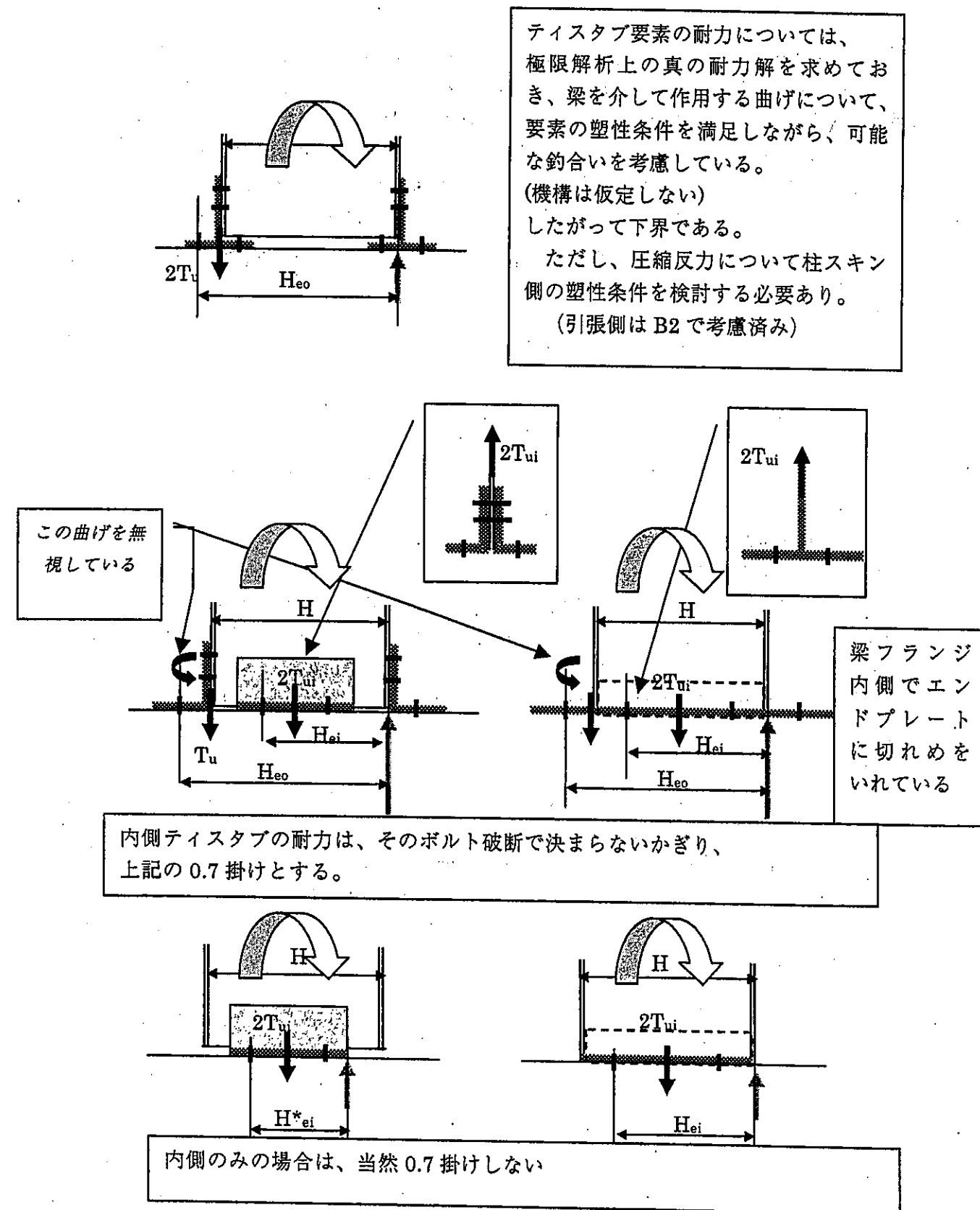
本節(2)項の M_{ju} 算定式において、トップシートアングルによる接合部の曲げ耐力 M_{juf} は柱側の引張ボルト芯から梁圧縮フランジ側のアングル板芯までの距離 $H_{eo}=H+l_{2o}+t_a$ を使用して、以下のように計算される。

$$M_{juf}=T_u \cdot H_{eo} \quad (\text{解 1.4.3.1})$$

上式は崩壊機構 3 (1.4.2 節の T_{u3} に対応) の場合の理論式である。崩壊機構 1 と崩壊機構 2 の場合には若干過小側の計算になる。ダブルウェブアングルによる接合部の曲げ耐力 M_{juw} は以下のように計算される。

$$M_{juw}=0.7 \cdot T_{ui} \cdot (H+t_a) \quad (\text{解 1.4.3.2})$$

係数 0.7 はトップシートアングルと一緒に使用されるダブルウェブアングルが最大引張耐力に達していないことに対応するものである。



解図 1.4.9 曲げ耐力算定の考え方

上記の係数の位置付けと関連して、ウェブアングルについては、幅および1列のボルト本数のみトップシートアングルと異なるものを対象として、その応力分布を解図 1.4.10 に示す。 T_{u1} は単位幅あたりのアングルの引張耐力である。点線は引張フランジから回転中心に向かって線形的に低減するもので、弾性応力状態の場合の応力分布を示す。1 点鎖線は 1.3 節のボルト崩壊型 M_j の曲線、破線はプレート崩壊型 M_j の曲線を適用したものである。ここでは計算を簡単にするため、プレート崩壊型 M_j の曲線の第 1 折れ点と最終限界点を直線で結ぶことにして、安全側の近似として図中の実線で示す応力分布を採用する。ダブルウェブアングルによる曲げ耐力を計算すると、上記の係数が次のように得られる。

$$\frac{1}{2} M_{juw} = B \left(0.3 T_{u1} + \frac{0.7 T_{u1}}{(H+ta)} \times \frac{(H+ta)-B}{2} \right) \times \frac{H+ta}{2} + \frac{1}{2} B \times \frac{0.7 T_{u1}}{H} B \times \left(\frac{2}{3} B + \frac{(H+ta)-B}{2} \right)$$

$$= T_{u1} B (H+ta) \left(0.325 + 0.05833 \frac{B^2}{(H+ta)^2} \right)$$

(解 1.4.3.2)

ウェブアングルの幅 B について、 $B \geq 0.65(H+ta)$ 程度とすると $M_{juw} \geq 0.7 T_{u1}(H+ta)$ になる。

トップシートアングル+ダブルウェブアングルによる柱梁接合部の曲げ耐力 M_{ju} は
 $M_{ju} = M_{ju1} + M_{juw} = T_{u0} \cdot H_{e0} + 0.7 \cdot T_{u1} \cdot (H+ta)$ (解 1.4.3.3)
 によって計算されることになる。

ウェブアングルのディテールとトップシートアングルのディテールとの組み合わせによって、上記のように両者の曲げ耐力を足し合わせることが出来ない場合がある。このような場合では略算式によらず、ディテールに応じた精算が必要である。また、梁ウェブボルト孔の支圧降伏が生じる場合では、上記のウェブアングルの応力分布に基づいて略算すると、過大評価になる可能性があるので注意しなければならない。このような場合では梁ウェブ側の 1 列ボルトの本数やボルトの列数を増やすなどの方策をたてて支圧降伏を防止するか、実情に応じた精算が必要である。

解表 1.4.2 はアングルによる半剛接合部の最大曲げ耐力の実験値と本節の略算式による計算値との比較を示すものである。曲げ耐力の計算では公称値の代わりにアングル、高力ボルトの実測最大耐力が使用されている。1/25rad 回転時の耐力 eMu に対しては、過大評価の傾向が見られたが、最大曲げ耐力 M_{max} に関しては、表中 1 番目の実験を除いて概ね妥当な評価が得られている。なお、表中 5 番目の曲げ実験は梁ウェブのボルト孔の支圧降伏が観察されたものである。

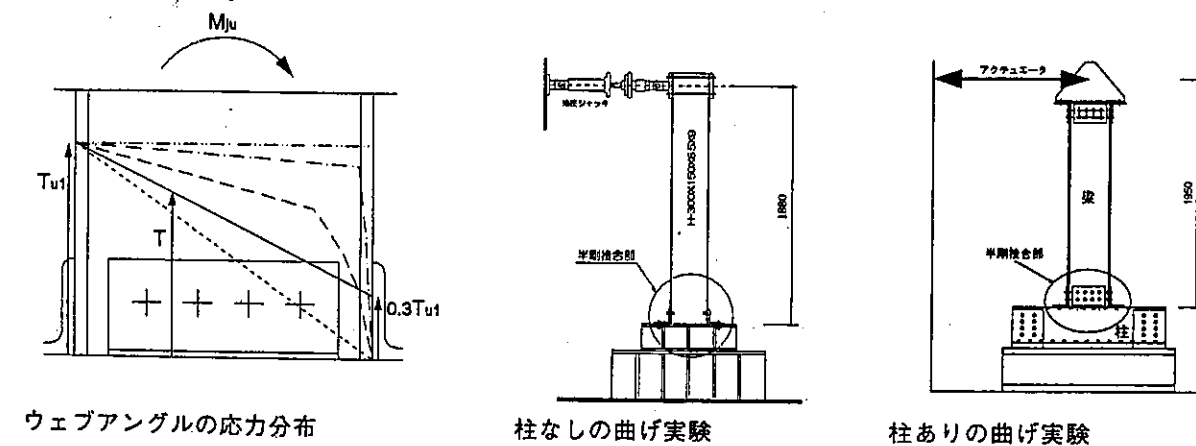


図 1.4.10 アングルによる柱梁半剛接合部の曲げ載荷実験

解表 1.4.2 半剛接合部の最大曲げ耐力の実験値と評価値の比較 2), 4)

アングル	ボルト	梁	柱	ウェブアングル	l_2 (mm)	実験値(kN・m)		計算値(kN・m)		
						耐力 eMu	最大荷重 M_{max}	計算値 cMu	eMu/cMu	M_{max}/cMu
L-90×90 ×7	M16	H-300×150 ×6.5×9	なし	なし	38	26.6	29.4	35.0	0.76	0.84
			なし	あり		46.2	56.1	48.5	0.95	1.16
L-75×75 ×9	M16	H-250×125 ×6×9	なし	あり	31.75	56.0	---	56.8	0.99	---
L-90×90 ×10	M16	H-300×150 ×6.5×9	なし	なし	35	47.4	56.2	55.4	0.85	1.01
			なし	あり		73.8	85.6	87.5	0.84	0.98
L-125× 90×10	M16	H-300×150 ×6.5×9	なし	なし	35	51.2	54.7	51.6	0.99	1.06
			なし	あり		91.2	96.8	81.9	1.11	1.18
L-175× 120×15	M22	H-350×175 ×12×12	□-300×300 ×12	あり	42.5	141.5	184.5	165.1	0.86	1.12
			□-300×300 ×12(補剛)	あり		235.7	270.1	178.9	1.32	1.51
			H-300×300 ×12×12	あり		225.2	256.5	162.2	1.39	1.58
			H-300×300 ×12×12(補剛)	あり		250.8	271.0	162.2	1.55	1.67

実験値 eMu は回転角 1/25 時の耐力である。

テイスタブ要素の耐力の合計に釣り合う圧縮反力は、柱表面に作用する梁フランジ幅の線荷重とみなし、柱板要素の局部崩壊が発生する場合は最大曲げ耐力を低減する。H 形断面柱の場合は、日本建築学会「鋼構造限界状態設計指針 3 章 9. 集中力を受けるフランジおよびウェブ」の項に規定する耐力式（材料の降伏強さは、引張強さに読替える）を適用する。ただし、梁フランジレベルにダイヤフラムを設ける場合はこの限りではない。

1.4.4 回転能力略算式

(1) 崩壊型の定義

ボルト崩壊型とは、4.2, 4.3 項を用いて最大曲げ耐力を評価する場合に、片側ティスタブの引張耐力算定にあたって、 $\min(B_1, B_2) = B_1$ の場合で $T_u = T_{u1}$ または T_{u2} となるような片側ティスタブ部分が存在する場合をいう。

(2) プレート崩壊型

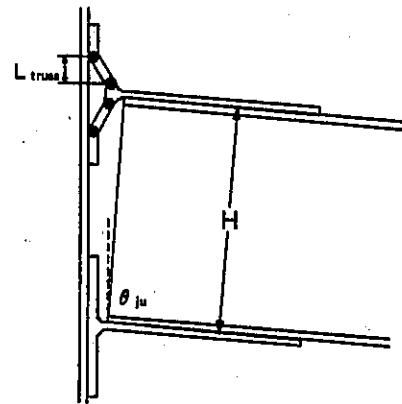
上記以外の場合は、プレート崩壊型に分類し、回転能力としては標準値 1/25 を用いる。ただし、次式で算定した θ_{u1} , θ_{u2} のいずれかが 1/25 を下回る場合は、その値を θ_u とする。

$$\theta_{u1} = 24/H \quad (\text{梁せいによる補正}) \quad (1.4.4.1)$$

ここで、H：梁せい

$$\theta_{u2} = L_{\text{truss}}/1.5H \quad (\text{金物の部分的伸び能力}) \quad (1.4.4.2)$$

L_{truss} ：大変形トラス機構で引張力を負担する部分の長さ（下図）、ティスタブの場合は l_2



(3) ボルト崩壊型

ボルト崩壊型の場合、以下の式で回転能力を評価するが、1/50 未満のものは本マニュアルの適用範囲外とし、保有耐力接合として用いることを推奨する。

(i) スプリットティ

$$\theta_{ju} = \delta_{bu}/(H+t_w) \quad (T_u = T_{u1} \text{ のとき}) \quad (1.4.4.3)$$

$$= \delta_{bu}/\alpha H \quad (T_u = T_{u2} \text{ のとき}) \quad (1.4.4.4)$$

ここで、

δ_{bu} ：高力ボルトの限界伸び 使用ボルト製品の引張試験によって調べるか、

または、 $\delta_{bu} = \epsilon_{bu} L_{\text{thread}}$ で評価する

ϵ_{bu} ：高力ボルト材料の限界伸びひずみ、標準値として 0.14 とする。

L_{thread} ：高力ボルトの塑性化部分長さ（ナット厚中心から下のネジ部及び有効径部）

α ：はしあき寸法比（ $= l_1/l$ ）

(ii) トップシートアングル+ダブルウェブアングル

下記の小さい方の値とする。

$$\text{トップシートアングル} \quad \theta_{uo} = \delta_{bu}/H_{eo} \quad (T_u = T_{u1} \text{ のとき}) \quad (1.4.4.5)$$

$$= \delta_{bu}/\alpha H \quad (T_u = T_{u2} \text{ のとき}) \quad (1.4.4.6)$$

$$\text{ダブルウェブアングル} \quad \theta_{ui} = \delta_{bu}/H_{ei} \quad (T_u = T_{u1} \text{ のとき}) \quad (1.4.4.7)$$

$$= \delta_{bu}/\alpha H_{ei} \quad (T_u = T_{u2} \text{ のとき}) \quad (1.4.4.8)$$

ここで、

H_{eo} , H_{ei} ：破断する高力ボルト芯と梁圧縮縁との距離。添え字 o,i は評価する高力ボルトの位置の区別（梁フランジの外側、内側）を意味する。

(iii) ダブルウェブアングル

$$\theta_u = \delta_{bu}/H_{ei} \quad (T_u = T_{u1} \text{ のとき}) \quad (1.4.4.9)$$

$$= \delta_{bu}/\alpha H_{ei} \quad (T_u = T_{u2} \text{ のとき}) \quad (1.4.4.10)$$

(iv) 突出型エンドプレート

下記の小さい方の値とする。

$$\text{突出部分} \quad \theta_{uo} = \delta_{bu}/H_{eo} \quad (T_u = T_{u1} \text{ のとき}) \quad (1.4.4.11)$$

$$= \delta_{bu}/\alpha H \quad (T_u = T_{u2} \text{ のとき}) \quad (1.4.4.12)$$

$$\text{内側部分} \quad \theta_{ui} = \delta_{bu}/H_{ei} \quad (T_u = T_{u1} \text{ のとき}) \quad (1.4.4.13)$$

$$= \delta_{bu}/\alpha H_{ei} \quad (T_u = T_{u2} \text{ のとき}) \quad (1.4.4.14)$$

(v) フラッシュ型エンドプレート

$$\theta_u = \delta_{bu}/H_{ei} \quad (T_u = T_{u1} \text{ のとき}) \quad (1.4.4.15)$$

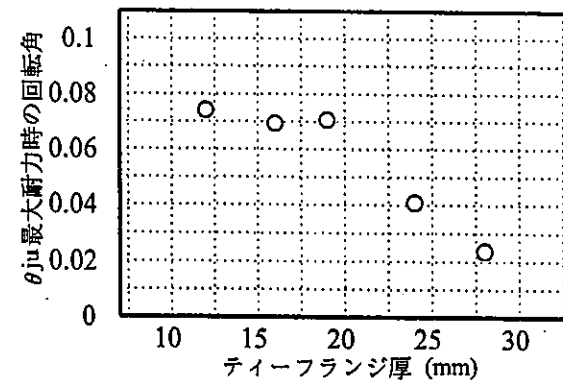
$$= \delta_{bu}/\alpha H_{ei} \quad (T_u = T_{u2} \text{ のとき}) \quad (1.4.4.16)$$

(解説)

回転能力は最大耐力に比べて定義するのが難しいが、ここでは崩壊型をティフランジが崩壊するプレート崩壊型（プレート崩壊型）と引張接合部の高力ボルトが破断する高力ボルト崩壊型（ボルト崩壊型）に分けて定義している。プレート崩壊型は回転角 1/25 を標準として、金物の伸び能力による制限を設けてある。ボルト崩壊型はボルトの伸び能力を基にして回転角を計算することとし、回転能力が 1/50 未満であるような場合は接合部の変形能力が小さいため、梁の塑性変形能力を十分発揮させるために保有耐力接合として設計することを推奨することとしている。

解図 1.4.11 は前述のスプリットティを用いた曲げ実験における最大耐力時の接合部回転角とティフランジ厚の関係を示したものである。ティフランジ厚が 24mm 以下のものはティスタブの最大耐力が T_{u3} で定まるプレート崩壊型となっており、ティフランジ厚が 28mm のものはティスタブの最大耐力が T_{u2} で定まるボルト崩壊型である。プレート崩壊型の試験体では回転能力 1/25 以上を確保しており、ティフランジ厚が小さいものは更に変形が進み、1/15

程度の回転能力を有している。また、ボルト崩壊型の試験体では回転能力は 1/50 程度であり、本文で示された回転能力算定方法で安全側の評価が可能であるといえる。



解図 1.4.11 スプリットティ接合の曲げ実験における回転能力

表 1.4.3 はアングル接合部の曲げ実験における変形能力の実測値と 1.4.4(2)項の大変形トラス機構に基づく評価値を示している。L-175×120×15 の実験結果は繰返載荷実験によるものである。表中の実験値と評価値のいずれも本節で使用する標準値 1/25 を大きく上まわる結果となっている。

表 1.4.3 接合部変形能力の実験値と評価値の比較 1), 2), 3)

アングル	ボルト	l_2 (mm)	最大変形能力(rad)	
			実験値*	計算値
L-90×90×7	M16	38	0.116	0.084
L-75×75×9	M16	31.75	0.102	0.084
L-90×90×10	M16	35	0.08 以上	0.085
L-125×90×10	M16	35	0.104	0.078
L-125×90×10	M16	35	0.110	0.078
L-125×90×10	M16	35	0.107	0.078
L-125×90×10	M16	35	0.111	0.078
L-175×120×15	M22	42.5	0.102	0.081
L-175×120×15	M22	42.5	0.081	0.081
L-175×120×15	M22	42.5	0.082	0.081
L-175×120×15	M22	42.5	0.065	0.081

実験値*: 梁の弾性変形による部材角が含まれている。

参考文献:

- 1) 林:「柱はり半剛接合部の力学性状に関する実験的研究」, 日本建築学会大会, 2000 年
- 2) 林・杉本:「鉄骨構造柱梁半剛接合部の構造特性に関する実験的研究」, 日本建築学会近畿支部研究報告集, Vol.42, 2002 年
- 3) 林・大井・高梨・嶋脇・扶:「軸力変動を受ける半剛接合挙動の骨組地震応答に及ぼす影響」, 構造工学論文集, Vol.44B, 1998 年

1.5 許容応力度等計算における接合部剛性、接合部許容耐力、接合部保有耐力

1.5.1 長期許容曲げ耐力

長期に生じる力（一般の常時荷重ならびに多雪区域の長期扱いの積雪荷重との組み合わせ）に対する接合部の許容曲げ耐力は、下表による。

表 1.5.1 接合部の長期許容曲げ耐力

終局時の接合部の崩壊型	長期許容曲げ耐力	応力解析用接合部回転剛性 (K_j)
プレート崩壊型	$0.33M_{ju}$	$125M_{ju} / (165M_{ju})$
ボルト崩壊型	$0.4M_{ju}$	$25M_{ju} / \theta_{ju}$

ただし、プレート崩壊型を含む骨組の応力・変形・たわみ計算にあつては、解析用接合部回転剛性を $165M_{ju}$ に割りましてもよい。

1.5.2 短期許容曲げ耐力

短期に生じる力（積雪時、暴風時、地震時）に対する接合部の許容曲げ耐力は、下表による。

表 1.5.2 接合部の短期許容曲げ耐力

終局時の接合部の崩壊型	短期許容曲げ耐力	応力解析用接合部回転剛性 (K_j)
プレート崩壊型	$0.5M_{ju}$	$125M_{ju} / (165M_{ju})$
ボルト崩壊型	$0.6M_{ju}$	$25M_{ju} / \theta_{ju}$

ただし、プレート崩壊型を含む骨組の変形計算にあつては、接合部の応力が長期許容曲げ耐力以下であることを条件に、応力解析用接合部回転剛性を $165M_{ju}$ に割りましてもよい。

1.5.3 耐震 2 次設計における保有水平耐力の算定に用いる接合部の曲げ耐力

耐震 2 次設計において、保有水平耐力の算定に用いる接合部の曲げ耐力は、下表による。

表 1.5.3 保有水平耐力算定用の接合部曲げ耐力

終局時の接合部の崩壊型	保有水平耐力算定用曲げ耐力
プレート崩壊型	$0.8M_{ju}$
ボルト崩壊型	$0.9M_{ju}$

1.5.4 耐震2次設計における必要保有水平耐力

各階の層高および質量に大きな不均衡がない場合、必要ベースシア係数 C_1 は下表による。なお $Z \cdot R_f \cdot C_o = 1.0$ とする。(倒壊に関わる耐震等級1)

(1) 純ラーメン構造

表 1.5.4.1 純ラーメンの必要ベースシア係数 (倒壊に関わる耐震等級1)

階数	プレート崩壊型	ボルト崩壊型 ($\theta_{ju} \geq 1/50$)	ボルト崩壊型 ($\theta_{ju} < 1/50$)
1	0.25*	0.45 (0.40)	適用範囲外
2		0.35	
3		0.30*	
4		0.25*	
5			
6			
7			
8			
9			

*に関しては、 $C_1 = 0.2$ に対して1次設計しておけば自動的に満足する

() 内は、仕口条件等を満足しない鉄骨純ラーメンの慣用の最大Ds値

(2) 筋かいとの混合構造

(A) 筋かい種別 BA と組み合わせる場合、純ラーメンと同等とみなす。

(B) 筋かい種別 BB と組み合わせる場合

ただし、筋かい端部の保有耐力接合の条件を満足するものとする。

表 1.5.4.2 筋かい付きラーメンの必要ベースシア係数 (倒壊に関わる耐震等級1)

階数	プレート崩壊型			ボルト崩壊型 ($\theta_{ju} \geq 1/50$)			ボルト崩壊型 ($\theta_{ju} < 1/50$)		
	$\beta_u \leq 0.3$	$0.3 < \beta_u \leq 0.7$	$0.7 < \beta_u$	$\beta_u \leq 0.3$	$0.3 < \beta_u \leq 0.7$	$0.7 < \beta_u$	$\beta_u \leq 0.3$	$0.3 < \beta_u \leq 0.7$	$0.7 < \beta_u$
1	0.25	0.30	0.35	0.45	0.45	0.45			
(0.4**)				(0.45**)	(0.5**)				
2				0.35	0.35	0.4			
3				0.30	0.30	0.35			
4				0.25	0.30	0.35			
5									
6									
7									
8									
9									

**現行設計で、筋かい端部条件を満足しないBBに対する慣用の最大Ds値

(C) 筋かい種別 BC と組み合わせる場合は、筋かい部分の保有水平耐力を算定する際に、圧縮側筋かいの耐力を、日本建築学会鋼構造限界状態設計指針に定める筋かいの座屈後安定耐力を使用することを条件に、筋かい種別 BB の必要ベースシア係数を用いる。

(解説)

1.5.1 長期許容曲げ耐力

プレート崩壊型については、応力が長期許容曲げ耐力以下であれば、接合部内の回転角がおおむね $1/500$ 以内に留まることとなる。またこのとき、応力解析・変形計算用の回転剛性は3項の $M_j - \theta_j$ 曲線の $1/500$ に対応する割線剛性を採用できるが、後述する短期応力と組み合わせる便利性から、 $1/250$ に対応する割線剛性を採用しても良いこととした。

ボルト崩壊型については、5.2 に示す離間の防止に対応する短期許容曲げ耐力 $0.6M_{ju}$ に対して1.5の安全率をとっている。

1.5.2 短期許容曲げ耐力

プレート崩壊型については、接合部内の回転角がおおむね $1/250$ 以内に留まることとなる。応力解析・変形計算用の回転剛性は3項の $M_j - \theta_j$ 曲線の $1/250$ に対応する割線剛性を採用しているが、変形制限が厳しくなる場合には、接合部の曲げ応力が長期許容曲げ応力になることを条件に $1/500$ に対応する割線剛性を使用してもよい。

ボルト崩壊型については、引張を受ける高力ボルトの離間の防止に基づいて定めてある。高力ボルトの最大引張耐力に対する離間耐力の比率を評価すると、

$$\frac{0.9N_o}{A_{fe}\sigma_{fu}} \cong \frac{0.9 \cdot 0.75 \cdot 0.75 \cdot A_f \sigma_{fy}}{0.75 A_f \sigma_{fu}} = 0.9 \cdot 0.9 \cdot 0.75 = 0.6075 \quad (\text{解 1.5.2.1})$$

となり、ボルト崩壊型の短期許容曲げ耐力として $0.6M_{ju}$ を採用している。

ボルト崩壊型の回転剛性については、離間が生じないことが保証されているので、高力ボルト以外の接合要素変形を無視すると、大略剛接合とみなせるはずである。しかしながら、局所的な接合要素の変形が早期に発生する可能性を考慮し、また柱脚部の回転剛性式との整合性を考慮して、次のように低めの回転剛性の評価式を示した。日本建築学会鋼構造限界状態設計指針解説では、露出形式柱脚部の回転剛性式として

$$K_{base} = \frac{E_n A_{ab} (d_t + d_c)^2}{2l_{ab}} \quad (\text{解 1.5.2.2})$$

$$A_{ab} = A_f, \quad d_t + d_c = H_{eo}, \quad l_{ab} = L_{thread}, \quad M_{ju} = 0.75 \sigma_u n_t A_f H_{eo}, \quad \theta_{ju} = \varepsilon_{bu} L_{thread} / H_{eo}$$

をこの式に代入して K_j を評価すると、

$$K_j = \frac{\varepsilon_{bu} (YR)}{1.5 \varepsilon_{bu} \theta_{ju}} M_{ju} \cong \frac{0.18 \cdot 0.9}{1.5 \cdot 0.0043} \frac{M_{ju}}{\theta_{ju}} \cong 25 \frac{M_{ju}}{\theta_{ju}} \quad \text{が得られる。} \quad (\text{解 1.5.2.3})$$

1.5.3 必要ベースシア係数

(1) 純ラーメンの必要ベースシア係数を下記の条件を用いて設定する。

(a) 梁端接合部崩壊型の全体崩壊機構が保証されている。

(b) R_g ($C_g=1.0$) を加速度応答スペクトルとみなすと、擬似速度応答スペクトルの一定領域の値 V は、

一種地盤 $V=1 \text{ m/s}$ (解 1.5.3.1)

二種地盤 $V=1.5 \text{ m/s}$ (解 1.5.3.2)

三種地盤 $V=2 \text{ m/s}$ (解 1.5.3.3)

となるが、ここでは、安全側に建物の一次周期に関係なく、 $V=1.5 \text{ m/s}$ に対応するエネルギー $0.5MV^2$ が上部構造に投入されるものとする。

(c) 建物全体の必要塑性エネルギー吸収量 E_{Preq} は、塑性履歴以外の減衰で消費されるエネルギー量を、弾性応答ベースシアに対する降伏ベースシアの比の 1 次式で近似する坂本らの数値実験式に準拠して評価する。

$$E_{Preq} = 0.5MV^2 \frac{C_{el} - C_{yl}}{C_{el}} \quad (\text{解 1.5.3.4})$$

建物の固有周期 T は概ね弾性応答せん断力係数一定領域にあるとして以下 $C_{el}=1.0$ とし、下式を適用する。

$$E_{Preq} = 0.5MV^2(1 - C_{yl}) \quad (\text{解 1.5.3.5})$$

(d) 各階の質量、階高は一樣であるとする。また応答は一次モードが卓越するとし、一次モード形に直線分布を仮定すると、応答中の水平力分布も直線分布となる。骨組が全体崩壊しているときの最下階の水平力を p_U 、骨組の累積塑性回転角を $\sum \Theta_p$ 、平均的な階高を h とすると、骨組の累積塑性仕事は、次式となる。

$$E_p = np_U \cdot nh \sum \Theta_p + (n-1)p_U \cdot (n-1)h \sum \Theta_p + L \cdot 2p_U \cdot 2h \sum \Theta_p + p_U \cdot h \sum \Theta_p \quad (\text{解 1.5.3.6})$$

$$= \frac{n(n+1)(2n+1)}{6} \cdot p_U \cdot h \sum \Theta_p \quad (\text{解 1.5.3.7})$$

$$= \frac{2n+1}{3} Q_{yl} \cdot h \sum \Theta_p \quad (\text{解 1.5.3.8})$$

$$\left(Q_{yl} = np_U + (n-1)p_U + L + 2p_U + p_U = \frac{n(n+1)}{2} p_U \right) \quad (\text{解 1.5.3.9})$$

したがって、設計式は、

$$\frac{2n+1}{3} Q_{yl} \cdot h (\sum \Theta_p)_{CR} > 0.5MV^2(1 - C_{yl}) \quad (\text{解 1.5.3.10})$$

$$C_{yl} > \frac{1.5V^2}{(2n+1)gh(\sum \Theta_p)_{CR} + 1.5V^2} \quad (C_{yl} = Q_{yl}/Mg) \quad (\text{解 1.5.3.11})$$

骨組の限界累積塑性変形角として下記の値を設定する。

$$\text{プレート崩壊型: 一方向の塑性回転能力} > \frac{1}{25} - \frac{1}{125} \approx \frac{1}{30} \quad (\text{解 1.5.3.12})$$

$$1 \text{ サイクルの紡錘形履歴として, } (\sum \Theta_p)_{CR} = 4/30, \quad h=3.5\text{m} \Rightarrow C_{ylreq} = \frac{0.73}{2n+1.73} \quad (\text{解 1.5.3.13})$$

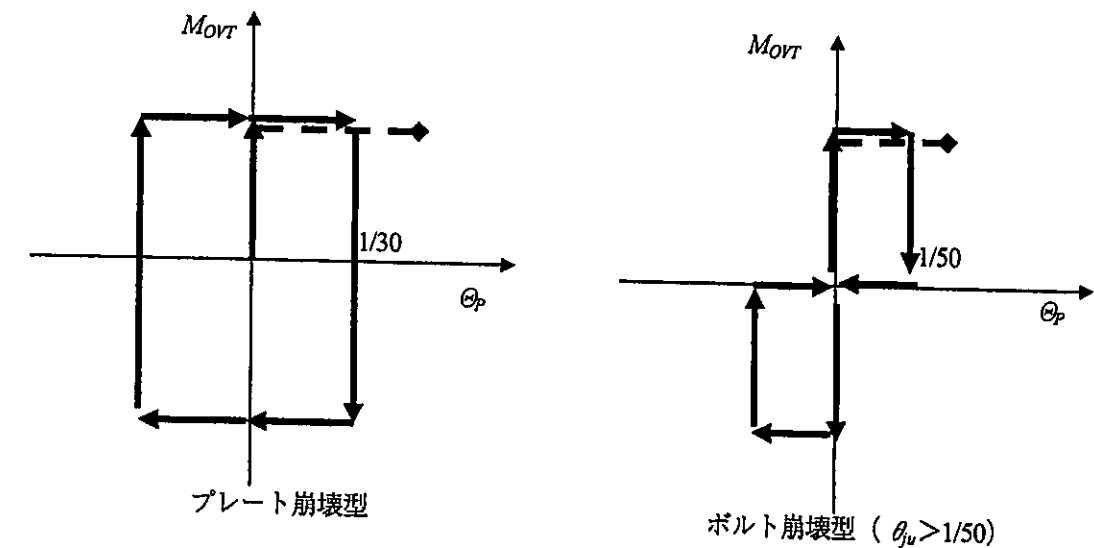
$$\text{ボルト崩壊型 } (\theta_{ju} \geq 1/50): \text{一方向の塑性回転能力} > \frac{1}{50} - \frac{1}{25 \cdot 50} \approx \frac{1}{50} \quad (\text{解 1.5.3.14})$$

$$1 \text{ サイクルのスリップ形履歴として } (\sum \Theta_p)_{CR} = 2/50, \quad h=3.5\text{m} \Rightarrow C_{ylreq} = \frac{2.46}{2n+3.46} \quad (\text{解 1.5.3.15})$$

解表 1.5.3 全体崩壊を前提とした必要ベースシア係数

	1	2	3	4	5
プレート崩壊型	0.20	0.13	0.09	0.08	0.06
ボルト崩壊型	0.45	0.33	0.26	0.21	0.18
$\theta_{ju} \geq 1/50$					

以上の計算例を丸め、0.25 を下回るものについては、0.25 としたものが本文の必要ベースシア係数である。またボルト崩壊型で回転能力が 1/50 未満のものについては、きわめて変形能力が乏しい骨組とみなし、適用範囲外（禁止）とする。また現行の設計では、仕口の保有耐力接合の条件を満足しない純ラーメンの最大の構造特性係数 D_s は 0.4 であるので、本文の提案値がそれを上回る場合については、括弧つきで 0.4 の値を示している。



解図 1.5.3 仮定した架構全体の塑性エネルギー吸収能力

純筋かい構造（柱梁仕口理想的ピン）の必要ベースシア係数を同一手法で求めておく。
 この場合は、全体崩壊形が必ずしも保証されていないので、第1層局所層崩壊機構とする。

$$E_p = np_U \cdot h \sum \Theta_p + (n-1)p_U \cdot h \sum \Theta_p + L \cdot 2p_U \cdot h \sum \Theta_p + p_U \cdot h \sum \Theta_p \quad (\text{解 1.5.3.16})$$

$$= \frac{n(n+1)}{2} \cdot p_U \cdot h \sum \Theta_p \quad (\text{解 1.5.3.17})$$

$$= Q_{y1} \cdot h \sum \Theta_p \quad (\text{解 1.5.3.18})$$

$$Q_{y1} \cdot h \left(\sum \Theta_p \right)_{CR} > 0.5MV^2(1 - C_{y1}) \quad (\text{解 1.5.3.19})$$

$$C_{y1} > \frac{V^2}{2gh \left(\sum \Theta_p \right)_{CR} + V^2} \quad (\text{解 1.5.3.20})$$

すなわち、第1層局所層崩壊機構の場合には、必要ベースシア係数は階数に依存しない。

保有耐力接合された引張筋かい材は、少なくとも0.015の塑性歪（降伏棚の分）をうけることができると仮定する。また筋かいの歪の倍が層間変形角と仮定すると、

$$\text{一方向の塑性回転能力} > 0.015 \times 2 = 1/33 \quad (\text{解 1.5.3.21})$$

$$1 \text{ サイクルのスリップ形履歴として } \left(\sum \Theta_p \right)_{CR} = 2/33, \quad h = 3.5m \Rightarrow C_{y1req} = 0.35$$

(解 1.5.3.22)

これは、現行の構造特性係数 D_s で引張筋かい材をFAランク部材と組み合わせた場合の値 ($\beta_u > 0.7$) と一致する。さて、文科省・屋体診断基準（耐震改修促進法に基づく認定診断基準）では、異なるじん性指標 (D_s の逆数) をもつ要素が混在する場合のじん性指標は、それぞれのじん性指標を耐力の寄与率で重みつけたものを仮定している。ここでも、下記の略算的評価を採用している。

$$C_{y1rew, mixed} = \frac{1}{\frac{1 - \beta_u}{C_{y1req, unbraced}} + \frac{\beta_u}{0.35}} \quad (\text{解 1.5.3.23})$$

1.6 使用限界状態設計における留意事項

- (1) 応力解析および変形計算は、原則として、1.5に定める応力解析用接合部回転剛性 K_j を用いて、柱と梁の仕口位置に線形回転バネを挿入して行う。

なお、線形回転バネの代替として接合部を部材置換した断面2次モーメントの低減域を梁の両端に設けて剛接骨組の解析をしてもよい。断面2次モーメントの低減率は下式による。なお梁材長は柱芯間をとり、梁端部には剛域は設けない。

$$I_{reduced} = K_j H_c / E \quad \text{または} \quad (1.6.1)$$

$$\frac{I_{reduced}}{I_b} = 6 \left(\frac{K_j}{M_{ju}} \right) \left(\frac{M_{ju}}{M_{bp}} \right) \theta_{bp} \left(\frac{H_c}{l_b} \right) \quad (1.6.2)$$

ここで、 $I_{reduced}$: 低減された梁の断面2次モーメント

I_b : 元の梁の断面2次モーメント、 E : 鋼のヤング係数

K_j : 梁端接合部の回転剛性

M_{ju} : 接合部の最大曲げ耐力、 M_{bp} : 梁の全塑性モーメント

l_b : 梁材の長さ、 H_c : 柱せい

θ_{bp} : 梁材が逆対称曲げを受けるときの全塑性モーメント時材端回転角

- (2) 予備設計や（柱の有効座屈長さを評価するための）柱に対する拘束の略算的評価には、下記に示す梁全長にわたる断面2次モーメントの低減を行うことができる。

$$I_{reduced} = I_b \frac{2\gamma}{1 + 2\gamma} \quad (1.6.3)$$

$$\text{ここで、} \quad \gamma = \left(\frac{K_j}{M_{ju}} \right) \left(\frac{M_{ju}}{M_{bp}} \right) \theta_{bp} \quad (1.6.4)$$

- (3) 1.5に定める短期許容曲げ耐力を断面検定に使用すれば、高力ボルト引張接合部の離間は考慮済みであるので、検討する必要はないが、高力ボルト摩擦接合部の滑りについて検討する。

- (4) 露出形柱脚部を用いる場合には、柱脚部に下記回転剛性 K_{base} の回転バネを挿入して応力解析・変形計算を行い、柱脚部の許容曲げ耐力は、アンカーボルトを主筋、ベースプレートを柱形とする鉄筋コンクリート柱断面の許容曲げ耐力とみなして検討する。

$$K_{base} = \frac{E n_t A_{ab} (d_t + d_c)^2}{2 l_{ab}} \quad (1.6.5)$$

ここで、 n_t : 引張側アンカーボルトの本数

A_{ab} : アンカーボルト 1 本あたりの断面積

l_{ab} : アンカーボルトの有効長さ (ベースプレート下面から定着板までの距離)

d_t : 柱断面図心から引張側アンカーボルトまでの距離

d_c : 柱断面図心から圧縮側柱フランジ外縁までの距離

- (5) 鉄筋コンクリートスラブまたはデッキプレートを用いた合成スラブと、これを支持する梁を相互にシヤコネクタで接合する場合、梁の断面 2 次モーメントを合成梁の断面 2 次モーメントで評価することができる。

(解説)

- (1) 応力解析および変形計算は、原則として、5. に定める応力解析用接合部回転剛性を用いて、柱と梁の仕口位置に線形回転バネを挿入して行う。応力解析用のプログラムに線形回転バネの挿入がサポートされていない場合は、下記のように、梁の両端で、柱心から柱せいの長さの部分に、断面 2 次モーメントを低減した部分を設けて解析してもよい。

断面 2 次モーメントの低減率は、次の略算式を用いることができる。

$$I_{reduced} = K_j H_c / E \quad \text{または} \quad (解 1.6.1)$$

$$\frac{I_{reduced}}{I_b} = 6 \left(\frac{K_j}{M_{ju}} \right) \left(\frac{M_{ju}}{M_{bp}} \right) \theta_{bp} \left(\frac{H_c}{l_b} \right) \quad (解 1.6.2)$$

ここで、 $I_{reduced}$: 低減された梁の断面 2 次モーメント

I_b : 元の梁の断面 2 次モーメント、 E : 鋼のヤング係数

K_j : 梁端接合部の回転剛性

M_{ju} : 接合部の最大曲げ耐力、 M_{bp} : 梁の全塑性モーメント

l_b : 梁材の長さ、 H_c : 柱せい

θ_{bp} : 梁材が逆対称曲げを受けるときの全塑性モーメント時材端回転角

例えば、 $\left(\frac{K_j}{M_{ju}} \right) = 125$, $\left(\frac{M_{ju}}{M_{bp}} \right) = 1.0$, $\theta_{bp} = \frac{1}{150}$, $\left(\frac{H_c}{l_b} \right) = \frac{1}{20}$ 程度の値を代入すると、

$\frac{I_{reduced}}{I_b} = 0.25$ となり、梁の両端に、柱せいの長さの領域の断面 2 次モーメントを約 1/4 に低減することになる。 H_c の部分の回転剛性を接合部の回転剛性に等しくおいて得られる $I_{reduced} = K_j H_c / E$ を、本設計マニュアルで用いる接合部パラメータが利用できるように変換したものである。

(2) 項に示したのは、さらに梁全体の断面 2 次モーメントを低減する近似評価であり、予備設計段階で全体挙動を概略的に把握する場合や、柱の有効曲げ座屈長さをアラインメント・チャートから読む際の梁剛度の略算の評価に適している。

単一の曲げ材の弾性柔性マトリクスは、

$$\begin{Bmatrix} \theta_1 \\ \theta_2 \end{Bmatrix} = \frac{l_b}{6EI_b} \begin{bmatrix} 2 & -1 \\ -1 & 2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} M_1 \\ M_2 \end{Bmatrix} \quad (解 1.6.3)$$

両端に回転バネを有する曲げ材の弾性柔性マトリクスは、

$$\begin{Bmatrix} \theta_1 \\ \theta_2 \end{Bmatrix} = \frac{l_b}{6EI_b} \begin{bmatrix} 2 + (1/\gamma) & -1 \\ -1 & 2 + (1/\gamma) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} M_1 \\ M_2 \end{Bmatrix} \quad \text{ここで、} 1/\gamma = \frac{6EI_b}{l_b \cdot K_j} \quad (解 1.6.4)$$

これは、次のように変形できるので、

$$\begin{Bmatrix} \theta_1 \\ \theta_2 \end{Bmatrix} = \frac{l_b}{6EI_b \left(\frac{2\gamma}{1+2\gamma} \right)} \begin{bmatrix} 2 & -\frac{2\gamma}{1+2\gamma} \\ -\frac{2\gamma}{1+2\gamma} & 2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} M_1 \\ M_2 \end{Bmatrix} \quad (解 1.6.5)$$

$I_{reduced} = \frac{2\gamma}{1+2\gamma} I_b$ とすると、対角要素を優先して下記のように近似することになる。

$$\begin{Bmatrix} \theta_1 \\ \theta_2 \end{Bmatrix} = \frac{l_b}{6EI_{reduced}} \begin{bmatrix} 2 & -1 \\ -1 & 2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} M_1 \\ M_2 \end{Bmatrix} \quad (解 1.6.6)$$

さて、 $\gamma = K_j l_b / 6EI_b$ を、本設計マニュアルで用いる接合部パラメータが利用できるように変換すると、

$$\gamma = \left(\frac{K_j}{M_{ju}} \right) \left(\frac{M_{ju}}{M_{bp}} \right) \theta_{bp} \quad (解 1.6.7)$$

ここで、 $\frac{M_{bp} l_b}{6EI_b} = \theta_p$ は逆対称曲げを受ける梁の全塑性モーメント時材端回転角である。

例えば、 $\left(\frac{K_j}{M_{ju}} \right) = 125$, $\left(\frac{M_{ju}}{M_{bp}} \right) = 1.0$, $\frac{M_{bp} l_b}{6EI_b} = \frac{1}{150}$ とすると、 $\gamma = \frac{5}{6}$ となり、

$$I_{reduced} = \frac{2\gamma}{1+2\gamma} I_b = \frac{5}{8} I_b = 0.625 I_b \quad (解 1.6.8)$$

となり、この半剛接合部を使用する場合は、おおむね剛接合部における梁の断面2次モーメントを0.6倍することに匹敵する。

(3) 高力ボルトの最大引張耐力に対する離間耐力の比率を評価すると、

$$\frac{0.9N_o}{A_{fe}\sigma_{fu}} \cong \frac{0.9 \cdot 0.75 \cdot 0.75 \cdot A_f \sigma_{fy}}{0.75 A_f \sigma_{fu}} = 0.9 \cdot 0.9 \cdot 0.75 = 0.6075 > 0.6 \quad (\text{解1.6.9})$$

となり、ボルト降伏型に対して設定した短期許容曲げ耐力 $0.6M_{fu}$ の係数を上回っているため、離間は起こらないと考えてよい。

一方、最大せん断耐力に対するすべり耐力の比率を評価すると、

$$\frac{0.45mN_o}{0.60mA_f\sigma_{fu}} \cong \frac{0.45 \cdot 0.75 \cdot 0.75 \cdot A_f \sigma_{fy}}{0.6 A_f \sigma_{fu}} = 0.45 \cdot 0.75 \cdot 0.75 \cdot 0.9 / 0.6 = 0.38 < 0.6 \quad (\text{解1.6.10})$$

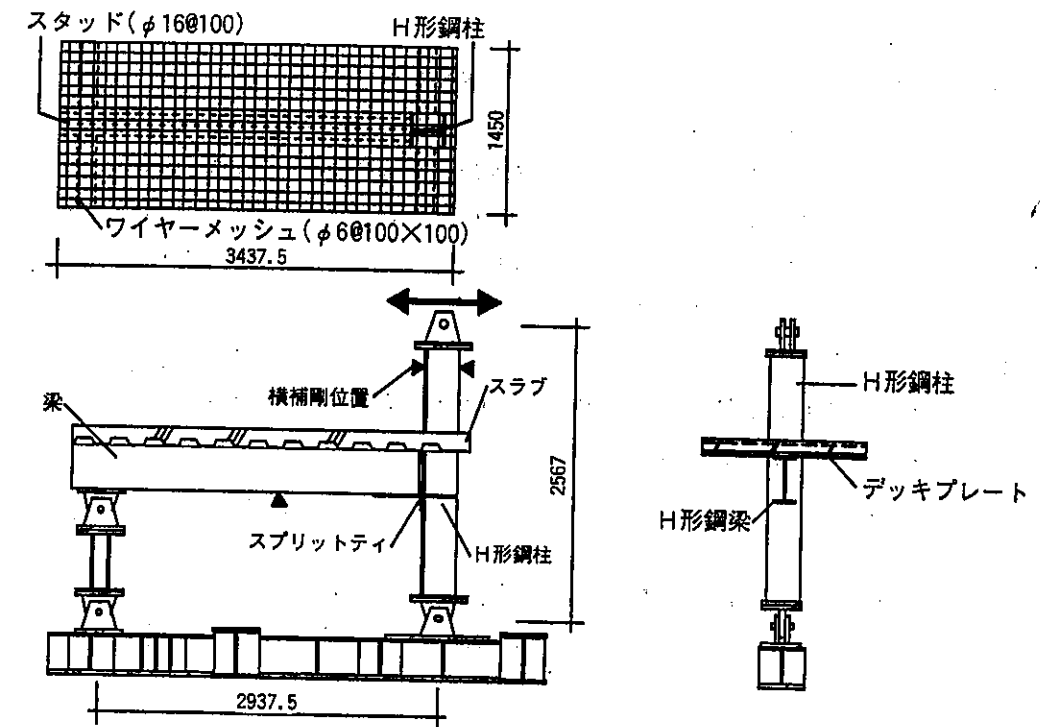
となる。ウェブ接合部分の高力ボルトの最大せん断耐力は十分確保することとしているが、これは短期の荷重に対する高力ボルトの滑り防止を担保しないので、別途の検討が必要である。

(4) 露出形式柱脚部を使用する場合は、柱脚部に回転パネを挿入して応力解析を行う。回転剛性は日本建築学会の鋼構造限界状態設計指針・解説に提案されている式を採用した。

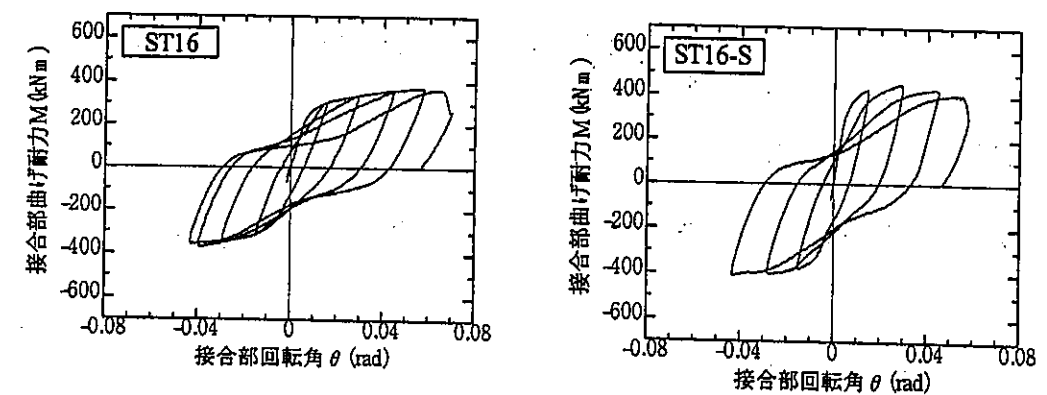
(5) 半剛接合部の力学性状は剛接合と同様に床スラブの影響を受ける。接合部の回転剛性に着目すると合成梁の断面2次モーメント I_c は ϕI_b と表せることになる。 I_b は梁のみの断面2次モーメントであり、 ϕ は断面2次モーメントの増大率である。平面保持を仮定して算定すると、この増大率 ϕ は正曲げで2.0程度、負曲げで1.2程度となる。ただし、増大率 ϕ は接合部形状や床スラブの配筋の影響を受けるためその大きさは変動し、また、梁部材全体として考える場合には梁の長さ方向について正曲げ領域と負曲げ領域の分布は一樣でないため、増大率 ϕ を決定づけることは難しいが、本マニュアルでは正曲げにおける ϕ を2.0、負曲げの ϕ を鉄筋を無視して1.0と仮定して、両者の平均値1.5を増大率として本マニュアルでは略算の設計において用いてよいこととしている。

解図1.6.1～2および解表1.6.1は床スラブを有するスプリットティを用いた半剛接合部に関する実大曲げ実験の概要および結果である。試験体はスプリットティのティフランジ厚を16mm、25mm、32mmとし、スラブの有無を実験変数とした計6体である。試験体形状および加力概要を解図1.6.1に示した。スラブにはデッキプレート(D-50-300-120-180-1.2)を用いている。デッキプレート厚を除いたスラブ厚は100mmであり、梁にスタッドコネクタ($\phi 16 @ 100$)を設けることで完全合成梁としている。柱とスプリットティの接合には4-M24 (F10T)、梁とスプリットティの接合には10-M22 (F10T)の高力ボルトを使用した。解図1.6.2にはM- θ 関係の例を示した。ティフランジ厚16mmを用いたスラブなしの試験体ST-16とスラブ付き試験体ST-16Sである。履歴曲線には床スラブによる合成効果が明瞭にあらわれている。

解表1.6.1はスラブ付きの試験体とスラブなしの試験体の各指標の比率を示したものである。前述の回転剛性についてみると正曲げで1.95程度であり負曲げで1.60程度である。これらの結果から本マニュアルで採用した床スラブによる断面2次モーメントの増大率1.5は安全側の評価であり、略算の設計においては十分実用上問題ないと考えられる。



解図1.6.1 試験体形状と加力概要



解図1.6.2 M- θ 関係

解表1.6.1 スラブ付き試験体とスラブなし試験体の各指標の比率

板厚	K		My		Mmax		θ_y		θ_{max}		η		η_s	
	+	-	+	-	+	-	+	-	+	-	+	-	+	-
16mm	1.94	1.57	1.29	1.11	1.17	1.11	0.71	0.91	0.38	0.80	0.44	0.37	0.45	0.44
25mm	1.97	1.66	1.23	1.03	1.10	1.06	0.67	0.87	0.40	0.80	0.32	0.34	0.15	0.50
32mm	1.96	1.63	1.21	1.02	1.16	1.07	0.64	0.86	0.50	0.82	0.48	0.51	0.23	0.48

K:初期剛性 My:降伏曲げ耐力 Mmax:最大曲げ耐力 θ_y :降伏時接合部回転角 θ_{max} :最大荷重時接合部回転角 η :累積塑性変形倍率 η_s :塑性変形倍率

参考文献

- 1) 中村大樹, 増田浩志 スプリットティを用いた半剛接合部に関する研究 ―合成スラブによる接合部挙動への影響― 日本建築学会2002年度大会 学術講演梗概集 p641-642

1.7 終局限界状態設計における留意事項

- (1) プレート崩壊型接合部を用いて全体崩壊形純ラーメン架構を設計する場合、偏心や高さ方向の剛性の不均衡がない場合には、耐震1次設計を行えば耐震2次設計における保有水平耐力の検討は自動的に満足する。ただし、損傷に対する耐震等級と倒壊に対する耐震等級を同じくする場合である。
- (2) ボルト崩壊型接合部（ただし回転能力 1/50 以上）を用いて3階建て以上の全体崩壊形純ラーメン架構を設計する場合、偏心や高さ方向の剛性の不均衡がない場合には、耐震1次設計を行えば耐震2次設計における保有水平耐力の検討は自動的に満足する。ただし、損傷に対する耐震等級と倒壊に対する耐震等級を同じくする場合である。
- (3) 上記(1)(2)において全体崩壊形を保証するために、最上階柱頭節点と最下階柱脚節点を除く節点で、下記の条件を満足させる。（柱部材耐力の余裕度の設定）

$$\sum_{上下} M_{cp} \geq 1.5 \sum_{左右} M_{ju} \quad (\text{柱のフランジ・ウェブプレートもしくは柱スキンプレートで接合部の最大耐力が限界付けられる場合}) \quad (1.7.1)$$

なお、このように接合部周辺の柱が、局部的に損傷を受ける可能性がある場合は、復旧が困難になるので推奨しない。

$$\sum_{上下} M_{cp} \geq \sum_{左右} M_{ju} \quad (\text{柱のフランジ・ウェブプレートもしくは柱スキンプレートが崩壊せず、柱がFA・FBランク部材の場合、または直交方向に柱以外の耐震要素} (\beta_u > 0.3) \text{が存在する場合}) \quad (1.7.2)$$

$$\sum_{上下} M_{cp} \geq 1.2 \sum_{左右} M_{ju} \quad (\text{上記以外の場合}) \quad (1.7.3)$$

- (4) 梁との比較において、接合部崩壊型となる条件（本マニュアルの適用範囲）は下記とする。

$$M_{bp} \geq M_{ju} \quad (1.7.4)$$

上記以外の、非保有耐力接合となる場合、

すなわち、（接合係数） $\times M_{bp} > M_{ju} > M_{bp}$ の場合には、

接合部が保有耐力接合であると仮定して、部材およびその材料の変形性能に基づき要求される2次設計用地震力と、本マニュアルに示す2次設計用地震力との、大きい方の地震力を採用することを条件として、本設計マニュアルを適用することができる。

- (5) 地震以外の荷重に対して架構の終局耐力を評価する場合（暴風時、積雪時に対する限界耐力計算など）、プレート崩壊型接合部の終局曲げ耐力は、耐震設計における保有水平耐力算定用の $0.8M_{ju}$ に替えて、 $0.7M_{ju}$ を用いる。

（解説）

(3)(4)

解表 1.7.1 接合部保有耐力の上限値の評価

	プレート崩壊型	ボルト崩壊型
保有耐力算定用曲げ耐力（公称値）	$0.8M_{ju}$	$0.9M_{ju}$
公称引張強度と実勢平均値のバイアス	$\times 1.14$	$\times 1.1$
統計的変動を考慮した割増	$\times 1.1$	$\times 1.0$
採用上限値	M_{ju}	M_{ju}

部材側の保有耐力 M_{bp} 、 M_{cp} は公称降伏応力度に基づくので（実勢平均値を下回っている）、平面骨組の全体崩壊機構、接合部崩壊型を保証する限りにおいては、 M_{ju} と M_{bp} 、 M_{cp} との直接比較でよい。

しかし、立体骨組の挙動を考えると、柱部材を水平2方向の耐震要素として兼用している場合には、柱部材の塑性化が発生し、全体崩壊機構を保証できない場合がある。具体的には、地震動の入力強さに方向性があり、それが偶然に斜め方向に入力された場合である。この場合は平面骨組の崩壊機構保証に比べて $\sqrt{2}$ 倍の余裕度の割増が必要であるが、柱側部材耐力の公称値にたいする余裕度にある程度（1.2程度）期待して、割増係数 1.2 を付加することにしている。この場合、プレート崩壊型では公称曲げ保有耐力に 1.5 倍の係数をかけたものに対して、柱部材耐力を確保することに相当する。

なお柱が FA ランク部材の場合、または直交方向に柱以外の耐震要素 ($\beta_u > 0.3$) が存在する場合では、この割増係数は適用しない。なお、柱フランジ・ウェブ、柱スキンの板要素が局部的に崩壊する場合、柱自体の耐力を損なう可能性があるため、柱の耐力に十分な余裕を持たせることとし、1.5 倍の割増係数を設定した。このように柱が接合部周辺で局部的な損傷を受ける可能性がある場合には、復旧作業が容易でなくなるという観点からも好ましくなく、柱側板要素の適切な補強を施すことが推奨される。

具体的には、片側ティスタブの B_2 を算定する場合に、ティフランジの局所板曲げ崩壊となるように柱側の板厚を確保する。柱側板要素の板厚が足りない場合は、増厚ないし添板補強を行う。溶接で一体化しない場合は、添板と柱板要素のそれぞれの局所曲げ耐力を単純累加して、ティフランジの局所曲げ耐力以上となるように添板の板厚を確保する。

1.8 品質管理および製作施工

製作施工の品質管理は、日本建築学会「建築工事標準仕様書鉄骨工事」JASS 6(1996)および同「鉄骨工事技術指針・工場製作編、現場施工編(1996)」による。

(解説)

接合金物を使用する際の注意事項として、以下の点が揚げられる。

- ①接合金物の柱・梁材との接触面の摩擦面処理
- ②接合金物と被接合部材(柱・梁)との密着度
- ③ボルト孔クリアランスの集積による接合金物の取付精度(金物間寸法等)の確保

①については、所定の摩擦係数を確保できる処理を施す。

②については、接合金物と被接合部材の密着性確保に留意した高力ボルト締付け順序で行う。また、接合金物と被接合部材の肌好きが1mmを超える場合は、適切な厚さのフィラープレートを挿入する。

③については、上下の接合金物を柱に先付けする場合、各部材のボルトクリアランスの集積により、接合金物間隔が、梁実寸法より、過大・過小になる危険性があるので、製作時に、当該梁寸法公差を考慮の上、取り付ける必要がある。

特に、本マニュアルで扱うスプリットティー接合やトップシートアングル接合では、金物と梁は一面摩擦接合になるため、梁部材は外法一定H形鋼のような高い寸法精度の材料の使用が好ましい。

付 標準仕様

付1. 設計例の概要

スプリットティ形式およびトップシートアングル形式についての梁端接合部の設計例を以下に示す。設計の基本は接合部係数 α （接合部の最大耐力／梁材の全塑性モーメント）が1.0に対応するものである。対象としている梁材はJIS-Hの細幅系のH形鋼と中幅系のH形鋼であり、鋼種はSN400である。スプリットティ部材はH形鋼から切り出して製作するものとし、使用ボルトはF10T・M24～M30を用いる。表中の必要柱板厚とは、接合部の耐力が柱材の面外曲げ耐力でなく、接合金物の耐力で定まるために必要となる柱材の板厚であり、柱材の板厚がこれより小さい場合は、柱の面外曲げに対して接合金物が取り付く位置にプレートを追加するなどの補強を行うことが原則である。

【スプリットティ形式の梁端接合部の設計例】

付図1に示すスプリットティ形式の梁端接合部を設計する。

柱はH-350×350×12×19（SN400）、梁はH-400×200×8×13（SN400）とし、スプリットティはH-900×250×16×22（SN490）から切り出すものとする。スプリットティと柱フランジの接合にはM24（F10T）を4本、梁フランジとの接合にはM22（F10T）を10本使用する。

短期荷重時作用応力は、曲げモーメント $M_j=160\text{kN}\cdot\text{m}$ 、せん断力 $Q_j=50\text{kN}$ とする。ただし、せん断力に対する設計は省略する。

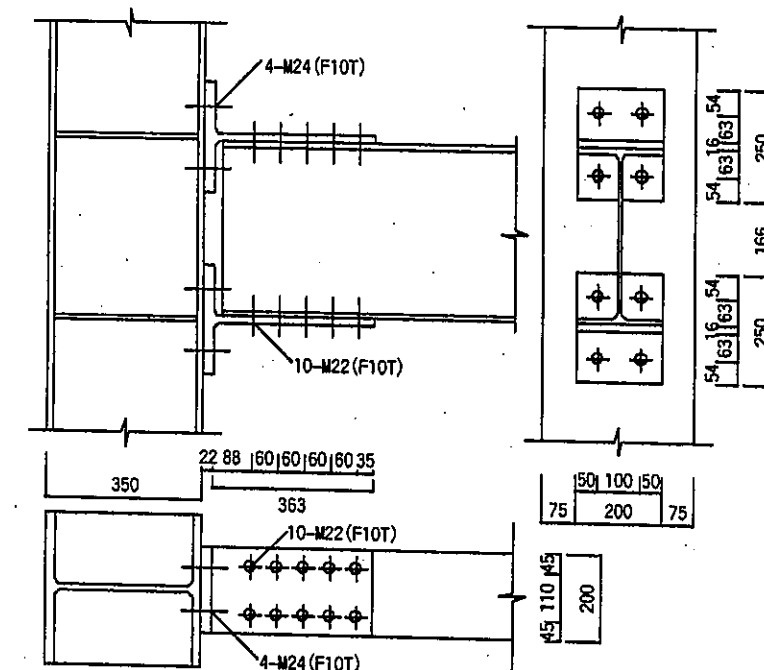
- ・梁の断面係数 $Z=1170\times 10^3\text{mm}^3$
- ・梁の塑性断面係数 $Z_p=1310\times 10^3\text{mm}^3$
- ・高力ボルトの耐力 M22： $q_{by}=92.3\text{kN}$ ， $q_{bu}=228\text{kN}$
M24： $q_{by}=107\text{kN}$ ， $q_{bu}=271\text{kN}$

(1) 最大曲げ耐力の検討

1) 梁の有効断面における最大曲げ耐力

$$Z_{pe}=1310\times 10^3-2\times 24\times 13\times (400-13)=1069\times 10^3\text{mm}^3$$

$$M_{bu}=Z_{pe}\cdot \sigma_{pbu}=1069\times 10^3\times 400\times 10^{-6}=427\text{kN}\cdot\text{m}$$



付図1 梁端接合部詳細

2) スプリットティ引張接合部

a) ティフランジ接合部の最大耐力

$$M_T = w \cdot t_f^2 \cdot \sigma_{bu} / 4 = 0.2 \times 22^2 \times 490 / 4 \times 10^3 = 11.9 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$l_1 = 54 \text{ mm}, l_2 = 63 - 18 / 2 = 54 \text{ mm}, l = 108 \text{ mm}$$

$$B_1 = A_{te} \cdot \sigma_{tu} = 353 \times 1.0 = 353 \text{ kN}$$

$$\sigma_{fu} \cdot t_f^2 = 490 \times 22^2 \times 10^{-3} = 237 \text{ kN}, \sigma_{su} \cdot t_s^2 = 400 \times 19^2 \times 10^{-3} = 144 \text{ kN} \text{ より}$$

$$B_2 = 2.5 \min (\sigma_{fu} \cdot t_f^2, \sigma_{su} \cdot t_s^2) = 360 \text{ kN}$$

$$T_{u1} = B_0 = n_f \cdot \min (B_1, B_2) = 706 \text{ kN}$$

$$T_{u2} = (M_T + B_0 \cdot l) / l = (11900 + 706 \times 54) / 108 = 463 \text{ kN}$$

$$T_{u3} = 2M_T / l_2 = 2 \times 11900 / 54 = 441 \text{ kN}$$

$T_u = \min (T_{u1}, T_{u2}, T_{u3})$ から $T_u = T_{u3}$ となり, プレート崩壊である.

トラス機構の検討より

$$\begin{aligned} T_{truss} &= w \cdot t_f \cdot \sigma_{fy} / \sqrt{1 + (25l_2/H)^2} \\ &= 200 \times 22 \times 325 / 1000 / \sqrt{1 + (25 \times 54/400)^2} \\ &= 406 \text{ kN} \end{aligned}$$

このとき $T_u = \max (T_{u3}, T_{truss}) = 441 \text{ kN}$ となり,

T_u は T_{truss} ではなく T_{u3} で定まる.

以上より,

$$M_{ju1} = 2 \times 441 \times (400 + 16) / 1000 = 367 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

b) ティウェブ接合部の耐力

$$P_{w1} = n_w \cdot m \cdot 0.6 \sigma_{tu} \cdot A_t = 10 \times 1 \times 0.6 \times 1.0 \times 314 = 1884 \text{ kN}$$

$$A_{ew} \cdot \sigma_{pwu} = 16 \times (200 - 2 \times 24) \times 490 \times 10^{-3} = 1192 \text{ kN}$$

$$A_{eb} \cdot \sigma_{pbu} = 1089 \times 103 / 200 \times 400 \times 10^{-3} = 2187 \text{ kN}$$

$$P_{w2} = \min (A_{ew} \cdot \sigma_{pwu}, A_{eb} \cdot \sigma_{pbu}) = 1192 \text{ kN}$$

$$e_{1w} \cdot t_w \cdot \sigma_{pwu} = 35 \times 16 \times 490 \times 10^{-3} = 274 \text{ kN}$$

$$e_{1b} \cdot t_b \cdot \sigma_{pbu} = 70 \times 13 \times 400 \times 10^{-3} = 364 \text{ kN}$$

$$P_{w3} = n_w \cdot \min (e_{1w} \cdot t_w \cdot \sigma_{pwu}, e_{1b} \cdot t_b \cdot \sigma_{pbu}) = 10 \times 274 = 2740 \text{ kN}$$

$$T_w = \min (P_{w1}, P_{w2}, P_{w3}) = 1192 \text{ kN}$$

$$M_{ju2} = T_w \cdot d_t = 1192 \times (400 + 16) \times 10^{-3} = 496 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{a), b) より } M_{ju} = \min (M_{ju1}, M_{ju2}) = 367 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

1) と 2) の最大曲げ耐力を比較し, 梁端接合部の最大曲げ耐力は $367 \text{ kN} \cdot \text{m}$ となる.

接合部係数 $\alpha = 1.0$ として検討すると,

$$M_{ju} = 367 \text{ kN} \cdot \text{m} > \alpha \cdot M_{bp} = 1.0 \times 1330 \times 103 \times 235 \times 10^{-6} = 313 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{OK}$$

(2) 短期許容曲げ耐力の検討

1) 梁およびティウェブの有効断面における応力の検討

$$\begin{aligned} \cdot \text{梁の有効断面係数 } Z_e &= 1170 \times 103 - 2 \times 24 \times 13 \times (400 - 13) \\ &= 929 \times 10^3 \text{ mm}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \cdot \text{梁の曲げ応力 } \sigma_{bt} &= M_j / Z_e \\ &= 160 \times 10^6 / 929 \times 10^3 \\ &= 172 \text{ N/mm}^2 < 235 \text{ N/mm}^2 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \cdot \text{ティウェブの応力 } \sigma_{tt} &= M_j / (d_t \cdot A_e) \\ &= 160 \times 10^6 / \{ (400 + 16) \times (200 - 2 \times 24) \times 16 \} \\ &= 158 \text{ N/mm}^2 < 325 \text{ N/mm}^2 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

2) スプリットティ引張接合部

a) ティフランジ接合部の耐力

$$M_{jy1} = 0.5 M_{ju1} = 184 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

b) ティウェブ接合部の耐力

$$M_{jy2} = n_w \cdot q_{by} \cdot d_t = 10 \times 92.3 \times (400 + 16) \times 10^{-3} = 384 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

a), b) より

$$M_{jy} = \min (M_{jy1}, M_{jy2}) = 184 \text{ kN} \cdot \text{m} > 160 \text{ kN} \cdot \text{m} = M_j \quad \text{OK}$$

剛性は、1-27を参考にすると、プレート崩壊型なので、すべて長期荷重に対しては165Mjy、短期荷重に対しては125Mjyとなる。

スプリットティ設計例 $\alpha=1.0$ 機構3

細幅系列

No.	梁		ST (mm)				高力ボルト		必要柱板厚 (mm)	接合部耐力 (kNm)				
	梁サイズ	My (kNm)	Mp (kNm)	切り出し材	tf	tw	lt	w	lt	I ₁	I ₂	引張接合	摩擦接合	Mjy/Mjy
1	H-300×150×6.5 ×9 (SN400B)	113	127	H-900×250×16× 19 (SN490B)	19	16	250	150	44	64	64	4-M24	8-M20	1.55
2	H-350×175×7× 11 (SN400B)	181	203	H-900×250×16× 19 (SN490B)	19	16	250	175	54	54	54	4-M24	8-M20	1.13
3	H-400×200×8× 13 (SN400B)	275	308	H-900×250×16× 22 (SN490B)	22	16	250	200	49	59	59	4-M24	10-M20	1.06
4	H-450×200×9× 14 (SN400B)	343	388	H-900×250×16× 22 (SN490B)	22	16	250	200	54	54	54	4-M24	12-M20	1.15
5	H-500×200×10 ×16 (SN400B)	439	501	H-900×300×16× 24 (SN490B)	24	16	300	200	79	54	54	4-M24	12-M22	1.23
6	H-600×200×11 ×17 (SN400B)	598	682	H-900×300×16× 25 (SN490B)	25	16	300	200	79	54	54	4-M27	12-M22	1.10

中幅系列

No.	梁		ST (mm)				高力ボルト		必要柱板厚 (mm)	接合部耐力 (kNm)				
	梁サイズ	My (kNm)	Mp (kNm)	切り出し材	tf	tw	lt	w	lt	I ₁	I ₂	引張接合	摩擦接合	Mjy/Mjy
1	H-294×200×8× 12 (SN400B)	178	198	H-900×250×16× 19 (SN490B)	19	16	250	200	54	54	54	2-M24	10-M20	1.21
2	H-340×250×9× 14 (SN400B)	294	324	H-900×250×16× 22 (SN490B)	22	16	250	250	49	59	59	4-M24	10-M22	1.05
3	H-390×300×10 ×16 (SN400B)	456	503	H-900×250×16× 22 (SN490B)	22	16	250	300	54	54	54	4-M24	10-M22	0.77
4	H-440×300×11 ×18 (SN400B)	585	649	H-900×300×16× 24 (SN490B)	24	16	300	300	74	59	59	4-M24	12-M22	0.82
5	H-488×300×11 ×18 (SN400B)	663	736	H-900×300×16× 24 (SN490B)	24	16	300	300	79	54	54	4-M24	12-M22	0.80
6	H-588×300×12 ×20 (SN400B)	914	1022	H-900×300×16× 28 (SN490B)	28	16	300	300	69	64	64	4-M27	14-M22	0.81
7	H-700×300×13 ×24 (SN400B)	1325	1490	H-900×300×16× 28 (SN490B)	28	16	300	300	79	54	54	4-M27	16-M22	0.76
8	H-800×300×14 ×26 (SN400B)	1683	1904	H-900×300×16× 32 (SN490B)	32	16	300	300	84	69	69	4-M27	18-M22	0.77
9	H-900×300×16 ×28 (SN400B)	2113	2421	H-900×300×16× 32 (SN490B)	32	16	300	300	74	59	59	4-M27	18-M22	0.69

※1 : Mjy, Mjuは計算の上、小数点以下を四捨五入している。そのため必ずしもMjy=0.5Mjuとはならない

トップシートアングル設計例 $\alpha=1.0$ 機構3

細幅系列

No.	梁		トップ・シートアングル (mm)				高力ボルト		サイズ	ダブルウェーブアングル (mm)				
	梁サイズ	My (kNm)	Mp (kNm)	切り出し材	tf	tw	lt	w	lt	I ₁	I ₂	引張接合	摩擦接合	高力ボルト
1	H-300×150×6.5 ×9 (SN400B)	113	127	L-300×90×11× 16 (SN490B)	18	100	150	31.0	51.0	18	100	2-M24	4-M24	2-M24
2	H-350×175×7× 11 (SN400B)	181	203	L-300×90×11× 16 (SN490B)	18	100	175	31.0	51.0	18	100	2-M24	4-M24	3-M24
3	H-400×200×8× 13 (SN400B)	275	308	L-400×100×12× 18 (SN490B)	21	150	200	76.0	56.0	21	150	2-M24	4-M24	3-M24
4	H-450×200×9× 14 (SN400B)	343	388	L-400×100×12× 18 (SN490B)	21	150	200	76.0	56.0	21	150	2-M24	4-M24	4-M24
5	H-500×200×10 ×16 (SN400B)	439	501	L-550×150×12× 21 (SN490B)	21	150	200	81.0	51.0	21	150	2-M24	4-M24	4-M24
6	H-600×200×11 ×17 (SN400B)	598	682	L-550×150×12× 21 (SN490B)	21	150	200	81.0	51.0	21	150	2-M24	4-M24	5-M24

中幅系列

No.	梁		トップ・シートアングル (mm)				高力ボルト		サイズ	ダブルウェーブアングル (mm)				
	梁サイズ	My (kNm)	Mp (kNm)	切り出し材	tf	tw	lt	w	lt	I ₁	I ₂	引張接合	摩擦接合	高力ボルト
1	H-294×200×8× 12 (SN400B)	178	198	L-550×150×12× 21 (SN490B)	21	150	200	76.0	56.0	21	150	2-M24	4-M24	2-M24
2	H-340×250×9× 14 (SN400B)	294	324	L-550×150×12× 21 (SN490B)	21	150	250	81.0	51.0	21	150	4-M24	4-M24	3-M24
3	H-390×300×10 ×16 (SN400B)	456	503	L-550×150×12× 21 (SN490B)	21	150	300	81.0	51.0	21	150	4-M24	4-M24	4-M24
4	H-440×300×11 ×18 (SN400B)	585	649	L-550×150×12× 21 (SN490B)	21	150	300	81.0	51.0	21	150	4-M24	4-M24	4-M24
5	H-488×300×11 ×18 (SN400B)	663	736	L-550×150×12× 21 (SN490B)	21	150	300	81.0	51.0	21	150	4-M24	4-M24	4-M24
6	H-588×300×12 ×20 (SN400B)	914	1022	L-550×150×12× 21 (SN490B)	21	150	300	81.0	51.0	21	150	4-M24	4-M24	5-M24
7	H-700×300×13 ×24 (SN400B)	1325	1490	L-550×150×12× 21 (SN490B)	21	150	300	81.0	51.0	21	150	4-M24	4-M24	6-M24
8	H-800×300×14 ×26 (SN400B)	1683	1904	L-550×150×12× 21 (SN490B)	21	150	300	81.0	51.0	21	150	4-M24	4-M24	7-M24
9	H-900×300×16 ×28 (SN400B)	2113	2421	L-550×150×12× 21 (SN490B)	21	150	300	81.0	51.0	21	150	4-M24	4-M24	8-M24

No.	必要柱 板厚 (mm)	接合部耐力 (kNm)				
		M _{ju} ^{※1}	M _{iy} ^{※1}	Wアングル	M _{ju} /M _p	M _s /M _y
1	14.6	68	137	T3	0.60	1.06
2	15.8	104	207	T3	0.57	0.77
3	16.2	157	315	T3	0.57	0.58
4	16.2	203	405	T3	0.59	0.52
5	16.7	244	488	T3	0.56	0.45
6	16.7	344	687	truss	0.58	0.41

No.	必要柱 板厚 (mm)	接合部耐力 (kNm)				
		M _{ju} ^{※1}	M _{iy} ^{※1}	Wアングル	M _{ju} /M _p	M _s /M _y
1	16.2	104	209	T3	0.59	0.66
2	13.2	174	348	T3	0.59	0.46
3	14.5	221	442	T3	0.49	0.35
4	14.5	276	552	T3	0.47	0.32
5	14.5	303	606	T3	0.46	0.32
6	14.5	405	809	truss	0.44	0.29
7	14.5	612	1223	truss	0.46	0.23
8	14.5	849	1698	truss	0.50	0.19
9	14.5	1134	2268	truss	0.54	0.17

※1 : M_{iy}, M_{ju}は計算の上、小数点以下を四捨五入している。そのため必ずしも M_{iy}=0.5M_{ju}とはならない

付2. 補修・リユースに適したボルト崩壊型エンドプレートの設計例

前節では、スプリットティ形式およびトップシート・アングル形式について、プレート崩壊型（機構3）梁端接合部の設計例が示されている。エンドプレート形式の場合にも、プレート崩壊型を指向することができるが、エンドプレートは梁部材と溶接によって一体化されているため、エンドプレートが損傷を受けた場合の補修作業が比較的困難になる。

そこで、エンドプレート形式については、フラッシュ形エンドプレートの損傷を防止したボルト崩壊型（機構1）の設計例を標準仕様として表に示している。前節と同様、設計の基本は接合部係数 α （接合部の最大耐力／梁材の全塑性モーメント）が約1.0に対応するものである。対象としている梁材は JIS-H の細幅系の H 形鋼と中幅系の H 形鋼（F=235 N/mm²となる鋼種）であり、エンドプレートについては SN400B、C 材の鋼板から製作するものとしている。

本マニュアルでは、ボルト崩壊型とする場合には、回転能力 1/50 以上を確保することを要求しているので、使用する高力ボルトの伸び能力に留意する必要がある。ここでは使用ボルトは F10T-M20～M24 を用いるが、ボルト軸部の径をねじ部の有効径と等しくした有効径ボルト（日本工業規格で規定されている）ないし全ねじボルトを仮定して、回転能力 1/50 を確保するために必要な可伸部長さを与えている。

また表中の必要柱板厚とは、接合部の耐力が柱材の面外曲げ耐力でなく、接合金物の耐力で定まるために必要となる柱材の板厚であり、柱材の板厚がこれより小さい場合は、柱の面外曲げに対して接合金物を取り付く位置にプレートを付加するなどの補強を行うことが原則である。

設計例（表の使用例）

梁部材：H-500×200×10×16（SN400B）、柱フランジ厚さ：19（SS400）

次ページの表より エンドプレート厚さ 28、高力ボルト 6M-24

必要柱板厚 27.4 必要ボルト可伸部長さ 84

柱フランジ厚さ 19<27.4 なので垂直補強板（厚さ t）による補強を考える。

$$REQ t = \sqrt{27.4^2 - 19^2} = 19.7 \rightarrow \text{Use 垂直補強板 PL-20 SS400}$$

高力ボルト塑性化部分長さ 柱 19+補強 20+エンドプレート 28+ナット 0.5×24+座金 2×6

$$= 91 > 84 \text{ OK ただし軸部有効径指定}$$

$$\text{回転能力 } \theta_{uj} = (1/50) \times (91/84) = 1/46$$

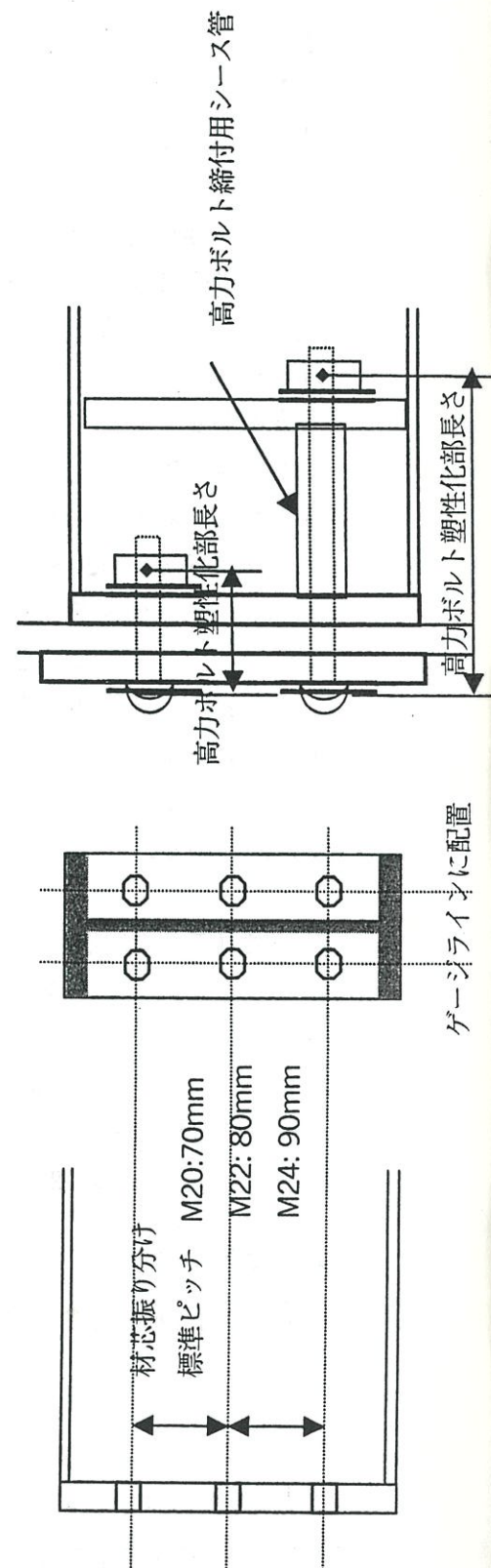
このとき表より、接合部最大耐力は 510kNm、短期許容曲げ耐力は 305 kNm

表の剛性 640000 kN/m を修正、640000×84/91=590000kN/m→応力解析に使用

フラッシュ型エンドプレート設計例 ボルト崩壊型・ $\alpha=1$ ・回転能力 1/50

梁・柱鋼材のF値: 235 N/mm² エンドプレート鋼材: SN400B, SN400C 高力ボルト: F10T、S10T、軸部有効径ボルトまたは金ねじボルト

梁断面	高力ボルト	エンドプレート板厚 最小標準値(mm)	梁全塑性 M_p (kNm)	耐力比 α	接合部最大 M_p (kNm)	短期許容 $0.6M_p$ (kNm)	$k/50 \theta_p$ (kNm/rad)	柱側最小板厚 (mm)	ボルト塑性化部 最小長さ(mm)
H- 396 x 199 x 7 x 11	6 M- 20	25.0	305	0.95	290	175	365,000	22.8	67
H- 400 x 200 x 8 x 13	6 M- 20	25.0	315	0.95	295	180	370,000	22.8	67
H- 446 x 199 x 8 x 12	6 M- 20	25.0	340	0.95	325	195	405,000	22.8	74
H- 450 x 200 x 9 x 14	6 M- 22	25.4	395	1.00	395	235	495,000	25.4	76
H- 496 x 199 x 9 x 14	6 M- 22	25.4	450	1.00	450	270	560,000	25.4	82
H- 500 x 200 x 10 x 16	6 M- 24	28.0	510	1.00	510	305	640,000	27.4	84
H- 506 x 201 x 11 x 19	6 M- 24	28.0	595	0.90	535	320	670,000	27.4	85
H- 600 x 200 x 11 x 17	6 M- 24	28.0	700	0.90	630	380	790,000	27.4	99
H- 488 x 300 x 11 x 18	10 M- 22	25.4	760	1.00	760	455	950,000	25.4	93
H- 606 x 201 x 12 x 20	10 M- 20	25.0	805	0.90	725	435	905,000	22.8	107
H- 582 x 300 x 12 x 17	10 M- 22	25.4	930	0.95	885	530	1,105,000	25.4	106
H- 588 x 300 x 12 x 20	10 M- 24	28.0	1,055	1.00	1,055	635	1,320,000	27.4	110
H- 700 x 300 x 13 x 24	14 M- 22	25.4	1,520	1.00	1,520	910	1,900,000	25.4	134
H- 800 x 300 x 14 x 26	14 M- 24	28.0	1,935	1.00	1,935	1,160	2,420,000	27.4	153



ゲージライナーに配置