

4. 各種構造の設計

4.1 鉄骨構造

4.1.1 冷間成形角形鋼管柱を用いる場合の保有水平耐力算定方法

A-1

【よくある指摘事例】

BCP, BCR 材を用いる建物で全体崩壊形が保証されない場合、保有水平耐力算定時に柱耐力を低減していない事例がある。

【関係法令等】

平成 19 年国交省告示第 594 号第 4 第三号ロ (2)

2020 年技術基準 pp.366～369

【指摘の趣旨】

主として柱に使用される冷間成形角形鋼管は、製造過程で断面全体または断面の一部で塑性変形を受けているため、強度が高くなる一方で塑性変形性能が素材（原板）に比べて低下している。したがって、柱の塑性変形量に制限を課す意味で柱梁耐力比などに制限が課せられている。しかし、冷間成形角形鋼管の素材や製法が異なる製品が存在するため、製品ごとに設計上の扱いが異なるという複雑な体系となっている。具体的には、保有水平耐力算定に必要な地震時の柱の応力割増係数や耐力低減率などが柱の種類によって異なっている。

上記指摘事例のように冷間成形角形鋼管柱を用いる場合の保有水平耐力に関する指摘がよくあることから、ここでは、まず冷間成形角形鋼管の分類について解説したうえで、これを柱に使用する場合の保有水平耐力算定上の要点を示すことにする。

【解説】

1. 冷間成形角形鋼管の分類

1995 年頃まで、STKR 材（従来の一般構造用角形鋼管）や日本鋼構造協会規格の STKC 材が柱材として使用されていた。兵庫県南部地震が発生した 1995 年以降になると、靱性向上を目的として化学成分を改善した大臣認定品（BCR, BCP）が製造されるようになった。この経緯については文献 1, 2) を参照されたい。以下、製法による分類と鋼材種による分類に分けて各製品の特徴を解説する。

1.1 製法による分類

冷間成形角形鋼管を製法で分類すれば、ロール成形角形鋼管（BCR）とプレス成形角形鋼管（BCP）の 2 種類に大別され、BCP では 1 シームと 2 シームの 2 種類がある。図-1, 2 に冷間成形角形

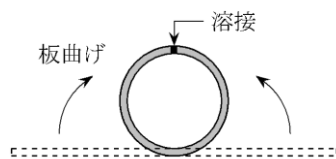
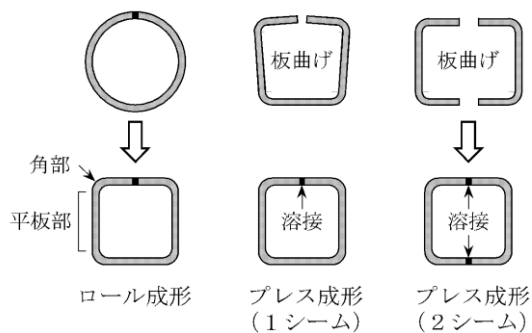


図-1 円形鋼管の製造



(a) BCR

(b) BCP

図-2 角形鋼管の製造

鋼管 BCR と BCP の製法の概要を示す。BCR は、鋼板を一旦円形に加工した後、角形にサイジングされる。したがって、BCR は角部だけでなく平板部も塑性加工を受けている。一方、プレス成形角形鋼管 (BCP) は鋼板をプレスして曲げ加工し、シーム部をサブマージアーク溶接して製造される。したがって、塑性加工を受けるのは角部だけであり、平板部は元の鋼板 (素材) と同じ性質を有している。

1.2 鋼材種による分類

BCR と BCP は SN 材をベースにした鋼板を用いて製造され、STKR 材は SS400 あるいは SM 材の鋼板から製造されている。BCR, BCP の機械的性質を素材の SN B 材および STKR と比較して表-1¹⁾ に示す。素材の強度区分に従って、大きくは 400N 級鋼と 490N 級鋼に分類される。BCR295 は素材が SN400B 級の鋼材であるため 400N 級鋼に含まれるが、降伏点が他の 400N 級鋼に比べて 295N/mm² と高く設定されている。これは、1.1 節で述べたように、製造過程で全断面が塑性加工を受けていて、角部だけでなく平板部も強度が高くなっていることを反映しているからである。

BCR と BCP の化学成分は SN400B または SN490B と同等であるが、冷間加工による時効硬化の影響を低減するために窒素の含有量に制限が設けられている¹⁾。また、BCP325T では鋼管角部に高い靱性を賦与するために、りん (P) と硫黄 (S) の制限値が素材 (SN490B) より厳しく設定されている¹⁾。その結果、シャルピー吸収エネルギーの下限値が 70J と大きい。

2. 柱梁耐力比

2.1 目標となる崩壊機構と柱および接合部パネルの全塑性モーメント

保有水平耐力算定の対象となる建物で、JIS 規格材である STKR 材が使用されることは今日ではほとんどない。したがって、以下では BCR 材と BCP 材に限定して解説する。

前述のように、角形鋼管は製造過程で断面の一部もしくは全体が塑性加工を受けていて、素材に比べて変形能力が幾分劣化しているため、柱の大きな塑性変形を伴う図-3 (a) のような部分崩壊機構を避けて図-3 (b), (c) の全体崩壊機構を設計の目標としている³⁾。図-3 (b) は梁端に塑性ヒンジが形成される場合の崩壊機構であるが、図-3 (c) のように一部の柱梁接合部

表-1 STKR, BCR, BCP の機械的性質比較

区分	JIS 規格	種類の 記号	降伏点または耐力 N/mm ² 下限/上限		引張強さ N/mm ² 下限/上限	降伏比	伸び			シャルピー 衝撃吸収 エネルギー J 下限(注)
			厚さ <12mm	厚さ ≥12mm		% 上限	% 下限			
400N 級鋼	G3136	SN400B	235/	235/355	400/510	80	18	22		27
	G3466	STKR400	245/		400/	—	23			—
	認定品	BCR295	295/	295/445	400/550	90	23	27		27
	認定品	BCP235	235/	235/355	400/510	80	18	22		27
490N 級鋼	G3136	SN490B	325/	325/445	490/610	80	17	21		27
	G3466	STKR490	325/		490/	—	23			—
	認定品	BCP325	325/	325/445	490/610	80	17	21		27
	認定品	BCP325T	—	325/445	490/610	80	17	21		70

注) シャルピー吸収エネルギーは 0°C の値。厚さ 12mm 超に適用し、3 個の試験片の平均値。

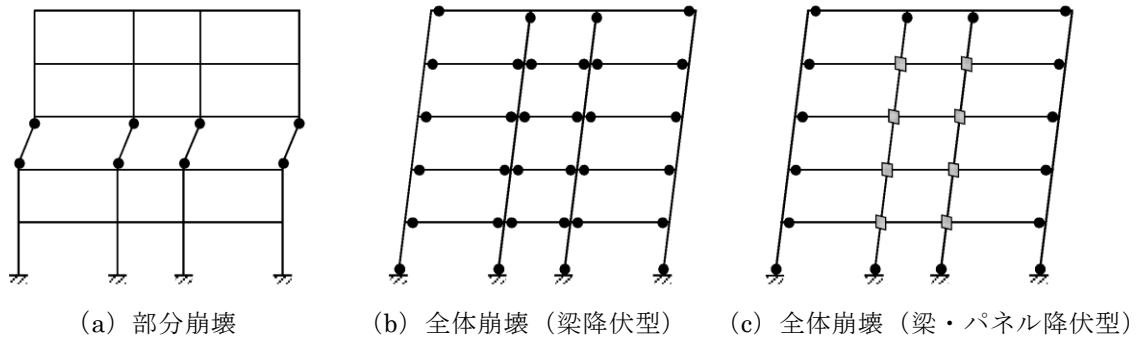


図-3 崩壊機構

パネルがせん断による塑性変形を生じる場合も全体崩壊機構が形成される。なお、図-3 (b), (c) のような全体崩壊機構においては、最下層柱脚側と最上層柱頭側の塑性ヒンジの形成は許容される。

図-3 (b), (c) のような全体崩壊機構を保証するためには、各床レベルで柱の曲げ耐力和が梁や接合部パネルの曲げ耐力和より大きいことが必要であり、(1) 式の条件が要求される^{2) 4)}。

$$\sum cM_{pn} \geq \sum \min\{1.5 {}_bM_p, 1.3 {}_pM_{pn}\} \quad (1)$$

記号

cM_{pn} : 各階の柱および梁の接合部において、柱の材端に生じる最大の曲げモーメント

${}_bM_p$: 各階の柱および梁の接合部において、梁の材端に生じる最大の曲げモーメント (筋かいが設置されていない場合は軸力が 0 のときの値を用いる。ただし、ウェブを考慮する)

${}_pM_{pn}$: 各階の柱および梁の接合部において、パネルの中心に生じる最大の曲げモーメント

上記 cM_{pn} と ${}_pM_{pn}$ の値は軸力を考慮した全塑性モーメントであり、それぞれ下式で算定する。

$$0 \leq |n| \leq 0.5 \quad : \quad cM_{pn} = \left(1 - \frac{4}{3}n^2\right) cM_p \quad (2a)$$

$$0.5 < |n| \leq 1 \quad : \quad cM_{pn} = \frac{4}{3}(1 - |n|) cM_p \quad (2b)$$

$$0 \leq |n| \leq 0.5 \quad : \quad {}_pM_{pn} = {}_pM_p = V_e \frac{\sigma_y}{\sqrt{3}} \quad (3a)$$

$$0.5 < |n| \leq 1 \quad : \quad {}_pM_{pn} = 2\sqrt{|n|(1 - |n|)} {}_pM_p \quad (3b)$$

(3) 式は文献 5) による。(2), (3) 式において、

$n = N/N_y$ (n : 軸力比, N : 軸力, N_y : 降伏軸力)

cM_p : 軸力が 0 のときの柱の全塑性モーメント

${}_pM_p$: 軸力が 0 のときのパネルの全塑性モーメント

V_e : パネルの有効体積 (段違いパネルの場合も含めて文献 5) に算定方法が記されている)

σ_y : 柱 (パネル) の降伏点 (F 値に相当)

(2), (3) 式による柱とパネルの全塑性モーメント (cM_{pn} , ${}_pM_{pn}$) と軸力比 n の関係を図-4 に示す。横軸の全塑性モーメントはどちらも軸力が 0 のときの値で無次元化されている。柱に比

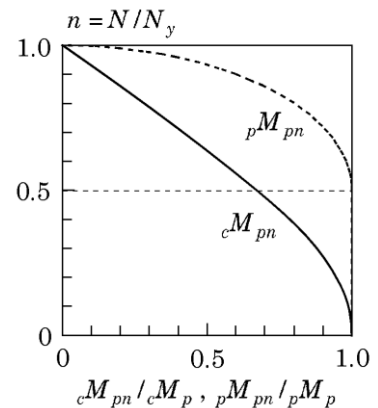


図-4 柱とパネルの全塑性モーメント

べると接合部パネルの全塑性モーメントのほうが軸力の影響は少ない。

2.2 崩壊機構の判定と柱の耐力低減率

図-5 (a) には i 床レベルにおける塑性ヒンジ形成状況の一例を示している。節点 A, B, E では梁端が塑性化しているが、節点 C では接合部パネルが塑性化し、節点 D では柱が塑性化している。このように一部の柱に塑性ヒンジが形成されても、 i 床レベルで (1) 式が満足され、さらに最下層柱脚側と最上層柱頭側を除いて全床レベルで (1) 式が満足されていれば、図-3 (b), (c) の全体崩壊機構が形成されると見なすことができ、通常の方法による保有水平耐力の算定を行う。

他方 (1) 式が満たされない場合、図-5 (a) の機構ではなく図-5 (b) のように柱に塑性ヒンジが形成される機構を想定し、柱の全塑性モーメントとして表-2 に示す柱耐力低減率を乗じた値を用いた保有水平耐力の算定と通常の方法による保有水平耐力の算定を行い、いずれも必要保有水平耐力を上回ることを確認する。

表-2 の柱耐力低減率が BCR と BCP で異なっているのは、両者の塑性変形能力の差を反映したものである。1.1 節の製法で記したように、角部だけ塑性加工を受けている BCP に比べると BCR のほうが断面全体にわたって塑性加工を受けているので、塑性変形能力に関しては BCP 材のほうが高いと見なされている。その結果、表-2 のように BCP より BCR のほうが柱耐力をより低減するように設定されている⁴⁾。

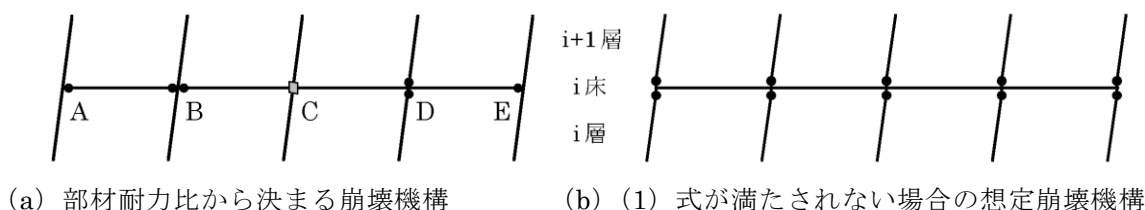


図-5 節点まわりの各部材の塑性化状況

表-2 柱耐力低減率

鋼種	柱梁接合部の構造方法	
	(a)	(b)
BCR	0.80	0.75
BCP	0.85	0.80

(注)

(a) 内ダイヤフラム形式（落とし込み形式の内ダイヤフラムを除く）

(b) 通しダイヤフラム形式または外ダイヤフラム形式

【補足事項】

柱に用いられる冷間成形角形鋼管には鋼種による分類と製法（図-1, 2 参照）による分類がある。SN 材をベースにした角形鋼管は製法によって BCR あるいは BCP に区別され、降伏点（表-1）や保有水平耐力算定上の扱い（表-2）が異なる。したがって、設計者は柱に使用する鋼種（BCR あるいは BCP）、さらには柱梁接合詳細をあらかじめ決定しておく必要がある。鋼種の決定要因の一つとして、使用する柱の外径や板厚の寸法範囲がある。外径や板厚に関する製造可能寸法の範囲を製造メーカーのカタログなどで確認しておくことが必要である。

【参考文献】

- 1) 森田耕次監修, (社) 日本鉄鋼連盟建築専門委員会／建設用鋼材研究会編集: 新しい建築構造用鋼材 2.4, 鋼構造出版, 2008
- 2) (独) 建築研究所監修: 2018年版 冷間成形角形鋼管設計・施工マニュアル, 序章 2
- 3) 文献 2), 2.2.4
- 4) 国土交通省国土技術政策総合研究所他監修: 2020年版建築物の構造関係技術基準解説書, 6.3.4 鉄骨造のルート 3 の計算
- 5) 日本建築学会: 鋼構造接合部設計指針, 5章, 2012

【よくある指摘事例】

保有耐力接合の検討が不十分な事例がある。

【関係法令等】

昭和 55 年建設省告示第 1792 号第 3 第三号イ (2)

昭和 55 年建設省告示第 1791 号第 2 第七号イ

2020 年技術基準 pp.625～629

【指摘の趣旨】

建物が所要の地震エネルギー吸収能力を保持するためには、梁に十分な塑性変形能力が要求される。そのために柱梁接合部（柱梁仕口）は、保有耐力接合の条件を満足しなければならない。柱が角形鋼管のような中空断面に H 形断面梁が剛接合される場合（例えば図-1）、鋼管壁の面外変形の影響で梁ウェブ接合部の耐力はウェブ断面が保有する値より小さくなる。保有耐力接合の条件はこのことを考慮して検定する必要がある。

適合性判定においては、角形鋼管柱・H 形断面梁接合部の曲げ耐力に関するウェブの効果に対する指摘が多い。これは、保有耐力接合の条件に直接影響する問題であり、接合部のウェブ耐力の評価方法が一貫していないことに起因している。以下、S 接合部指針¹⁾に従ってその評価方法を解説する。

【解説】

1. 保有耐力接合条件

梁端溶接接合部の早期の脆性破断を防止して梁の塑性変形能力を確保するためには、梁端接合部の最大曲げ耐力は梁の曲げ耐力より大きく、梁端の塑性化が十分進展する必要がある。これを保証するのが保有耐力接合の条件であり、梁端接合部における保有耐力接合とは次式が満足される接合条件を意味する。

$${}_jM_u \geq \alpha \cdot {}_bM_p \quad (1)$$

ここで、 ${}_jM_u$ ：梁端接合部の最大曲げ耐力、 ${}_bM_p$ ：梁全断面の全塑性モーメント、 α ：接合部係数であり、 α は次の値とする²⁾。

・ 400N/mm² 級鋼： $\alpha = 1.30$ ， 490N/mm² 級鋼： $\alpha = 1.20$

角形鋼管柱・H 形断面梁接合部の場合、梁ウェブの曲げ耐力は鋼管の面外変形の影響を受けるので、これを考慮して ${}_jM_u$ を算定する必要がある。以下その概略と算定例を示す。

2. 梁端接合部の最大曲げ耐力

図-2 に梁ウェブが接合する鋼管壁の崩壊機構を示す。鋼管壁の面外曲げ降伏と梁ウェブ上下縁端のヒンジ場とが複合した崩壊機構モデルから、梁ウェブ接合部の塑性崩壊荷重が得られる。

図-2 の崩壊機構では、梁フランジの応力が引張強さに達した時点で梁ウェブ断面の大部分はそれほど大きな歪に達しないので、梁ウェブに作用する応力は高々降伏応力程度と考えて、終局時の梁端応力分布を図-2 (c) のように想定する。図-2 (c) において、

F_{fu} ：梁フランジの引張強さ， F_{wy} ：梁ウェブの降伏応力（どちらも公称値）

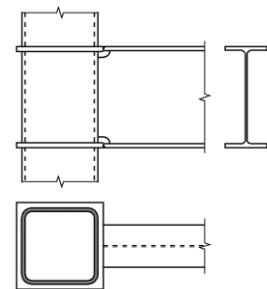


図-1 柱梁接合部の例

図-2 (c) から、接合部の最大曲げ耐力は次式から算定される。

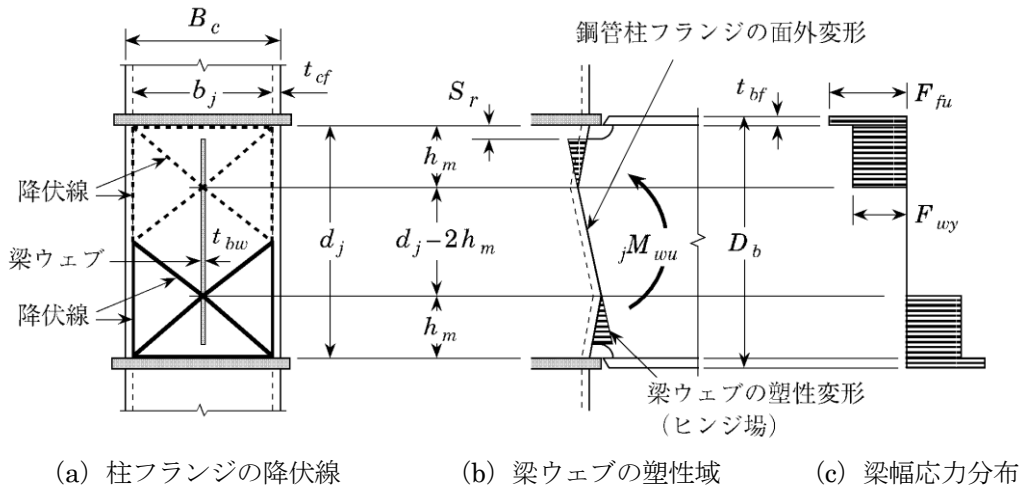


図-2 梁ウェブ接合部の崩壊機構

$${}_jM_u = {}_jM_{fu} + {}_jM_{wu} \quad (2)$$

$${}_jM_{fu} = A_f \cdot d_b \cdot F_{fu} : \text{梁フランジ接合部の最大曲げ耐力} \quad (3)$$

$${}_jM_{wu} = m \cdot Z_{wpe} \cdot F_{wy} : \text{梁ウェブ接合部の最大曲げ耐力} \quad (4)$$

ここで、 A_f : 梁の片側フランジ断面積、 d_b : 梁のフランジ中心間距離、 Z_{wpe} : 梁ウェブ有効断面の塑性断面形数（断面欠損を考慮；下式）である。

$$Z_{wpe} = \frac{1}{4} (D_b - 2t_{bf} - 2S_r)^2 t_{bw} \quad (5)$$

式中の記号は図-2 参照。

(4) 式における係数 m は図-2 の崩壊機構を反映したもので、 ${}_jM_{wu}$ を最小化するという条件下で得られる梁ウェブ上下縁端のヒンジ場の深さ h_m に対して次式のように与えられる。

$$m = 4 \frac{t_{cf}}{d_j} \sqrt{\frac{b_j \cdot F_{cy}}{t_{bw} \cdot F_{wy}}} \quad \text{ただし} \quad m \leq 1 \quad (6)$$

上式で、 F_{cy} : 柱の降伏応力。その他の記号は図-2 参照。

以下、梁と柱の断面が次に示す場合の接合部最大曲げ耐力の算定例を示す

梁 : H-600×200×11×17 , 柱 : □-450×450×16

ただし、柱は BCR295 ($F_y = 295\text{N/mm}^2$) とし、梁については引張強さが 400N/mm^2 級と 490N/mm^2 級の 2 種類を考える。表-1 に計算結果をまとめる。スカラップの寸法 S_r は 35mm の場合とノンスカラップ ($S_r = 0$) の場合を示している。表-1 の α^* は、接合部の最大曲げ耐力と梁材の曲げ耐力（全塑性モーメント）の比 ${}_jM_u / bM_p$ を表す。400N 級の梁では S_r の値にかかわらず α^* は接合部係数 α の必要値 1.3 以上となって保有耐力接合の条件を満足している。490N 級の梁に対しては、スカラップ形式の場合 $\alpha^* = 1.19 (< 1.20)$ で、保有耐力接合の条件を満足していないが、ノンスカラップ形式では α^* は 1.2 以上で保有耐力接合の条件が満足されている。どちらの鋼種に対しても、スカラップ形式よりノンスカラップ形式のほうが α^* 値は大きくなる。

参考までに、ウェブの曲げ耐力を無視した場合のフランジだけの最大曲げ耐力と梁の全塑性

モーメントの比 jM_u/bM_p を表-1 の最下段に示す. この例では, フランジの曲げ耐力のみでは, すなわちウェブ曲げ耐力の寄与を考慮しなければ, 400N 級および 490N 級のどちらの場合も保有耐力接合の条件を満足していない.

表-1 接合部と梁材の曲げ耐力比

梁 F_u	400 N/mm ²		490 N/mm ²	
bM_p [kN·m]	682		943	
S_r [mm]	35	0	35	0
$jM_{fu} = A_f \cdot d_b \cdot F_{fu}$ [kN·m]	793		971	
m	0.795		0.676	
Z_{wpe} [cm ³]	677	881	677	881
$jM_{wu} = m \cdot Z_{wpe} \cdot F_{wy}$ [kN·m]	126	165	149	194
$jM_u = jM_{fu} + jM_{wu}$ [kN·m]	919	957	1120	1165
$\alpha^* = jM_u / bM_p$	1.35	1.40	1.19	1.24
jM_{fu} / bM_p	1.16		1.03	

3. 梁端の短期許容曲げ耐力

梁端の短期許容曲げ耐力は, ウェブを無視した値とするか, あるいはウェブを考慮する場合には図-3 の応力分布を想定した次式による.

$$jM_y = jZ_e \cdot F_{fy} \quad (7)$$

$$jZ_e = \frac{2}{D_b} \left\{ I_e - \frac{1}{12} t_{bw} (d_w - 2h_m)^3 \right\} \quad (8)$$

$$h_m = \frac{b_j}{\sqrt{\frac{b_j t_{bw} F_{wy}}{t_{cf}^2 F_{cy}} - 4}} \quad (9)$$

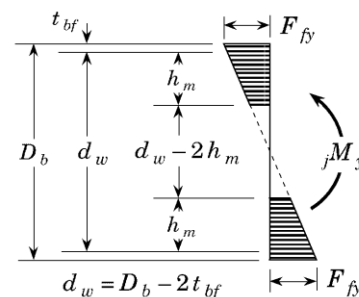


図-3 梁端弾性応力分布

(7) 式は, 図-2 における梁ウェブの有効な領域を弾性域にも拡張適用したもので, その妥当性は実験結果や数値解析結果との対比から検証されている¹⁾.

4. まとめ

柱が角形鋼管で梁が細幅の H 形鋼である仕口部においては梁ウェブのモーメント伝達効率が低いために (1) 式を満足しない場合がある. しかし, この場合多少の塑性変形能力を有することが実験的に確かめられている²⁾. したがって, 接合部係数 α が 1.0 以上 1.30 (1.20) 未満であればルート 3 では保有耐力接合の範囲内とみなし, 柱および梁の部材群としての種別を C 相当としてよい²⁾. ただし, 保有水平耐力の算定ではモーメント伝達効率を考慮してウェブの寄与を無視する等の安全側の曲げ耐力設定を前提とする. $jM_u < bM_p$ の場合には D ランクが適用され, 梁端曲げ耐力としては jM_u を適用すればよい.

他方, ルート 2 では部材種別を FA とすることを基本としているため, ルート 2 における昭和 55 年建設省告示第 1791 号第 2 第七号, およびこれを引用するルート 1-2 における平

成 19 年国交省告示第 593 号第一号ロ (6) の適用にあたっては (1) 式を満足する必要がある。

以上、柱が角形鋼管の仕口部曲げ耐力について解説したが、その他、梁ウェブを高力ボルト摩擦接合とする場合や柱が円形鋼管の場合の検討方法が S 接合部指針¹⁾ に記されている。

【補足事項】

告示 (平成 12 年建設省告示第 1464 号) に、「通しダイヤフラムと梁フランジの溶接部にあっては、梁フランジは通しダイヤフラムを構成する鋼板の厚みの内部で溶接しなければならない。」と規定されており、ダイヤフラムと梁フランジの食い違いがないようにしなければならない。H 形鋼の精度、溶接におけるダイヤフラムの傘折れなどの施工誤差を考慮すると、ダイヤフラムの板厚は梁フランジ厚の 2 サイズアップとすることが望ましい。

梁フランジの軸方向応力は直接ダイヤフラムに伝達されるが、梁ウェブの曲げモーメントに対応した軸方向応力は柱フランジの曲げ抵抗により、主としてダイヤフラムに伝達され、残りは柱フランジから柱ウェブに伝達される。したがって、ダイヤフラムは梁フランジの軸方向応力と梁ウェブの曲げモーメントに対応した力も伝達しなければならない。柱フランジを介して伝達されるウェブのモーメントは柱の幅厚比の影響を大きく受ける。各種のケースを考えた場合、ダイヤフラムの板厚はほぼ梁フランジ厚の 2 サイズアップ程度となる³⁾。

上記の理由から、通しダイヤフラムの板厚は梁フランジ厚の 2 サイズアップ程度が採用されている。

【参考文献】

- 1) 日本建築学会：鋼構造接合部設計指針 2012, 4.2.1 柱梁接合部の耐力
- 2) 国土交通省国土技術政策総合研究所他監修：2020 年版建築物の構造関係技術基準解説書, 付録 1-2.4 (3) 柱・はり仕口・継手部の強度確保について (保有耐力接合)
- 3) 独立行政法人建築研究所：2018 年版 冷間成形角形鋼管設計・施工マニュアル, 3.1 柱はり接合部, pp.87~89

【よくある指摘事例】

圧縮側筋かいの耐力を期待する場合、保有水平耐力の設定方法に関する説明が不十分な事例がある。

【関係法令等】

平成 19 年国交省告示第 594 号第 4 第一号，第二号
2020 年技術基準 pp.368～369

【指摘の趣旨】

耐震部材として用いられる筋かいの座屈後の挙動は細長比の影響を受ける（図-1；無次元化軸力（ N/N_y ）と軸歪の関係）。座屈後挙動の特徴的な点は、座屈して材中央が塑性化すると耐力が低下することであり、特に中間的な細長比（BC ランク）の場合、耐力低下は急激である。また、繰返し軸力に対して履歴ループの面積は徐々に減少していく。このような筋かいが設置された骨組の D_s 値は、筋かいの細長比や水平耐力分担率によって異なる値をとるように規定されている¹⁾。上記のような荷重変形挙動を呈する筋かい付骨組の保有水平耐力は、圧縮筋かいの耐力および軸力-軸方向変形関係をどのようにモデル化するかに依存していて、指摘もほとんどがこの問題に関係している。以下、圧縮側筋かいの耐力を考慮する場合の保有水平耐力の評価方法を解説する。

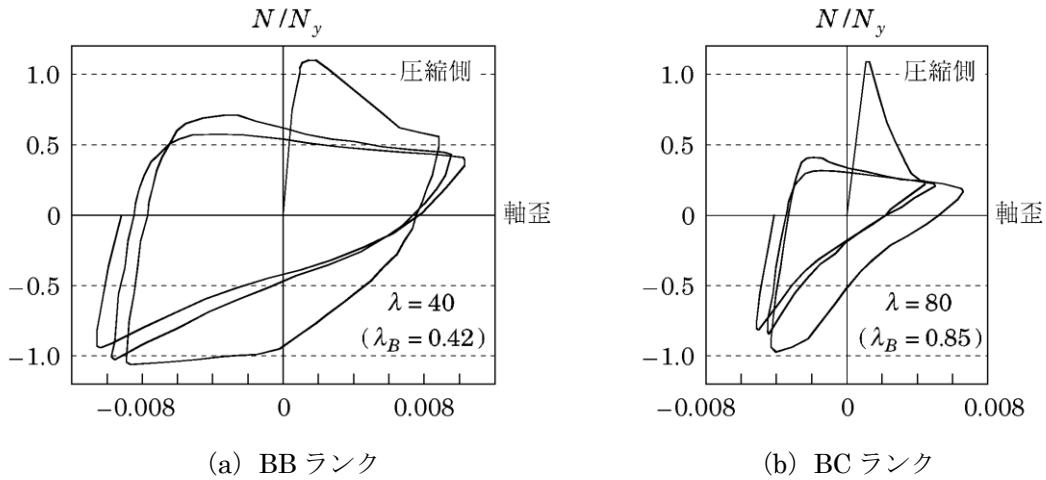


図-1 繰返し軸力を受ける正方形断面筋かいの履歴挙動²⁾

【解説】

1. 筋かい材の軸力-軸方向変形関係

図-1 に示すように、筋かい材の座屈後の耐力低下は急激であるが、変形の進行に伴って低下量は小さくなり、ある一定値に漸近するかのよう挙動を呈する（図-2）。この一定と見なせる値を座屈後安定耐力 N_u と呼ぶ³⁾。その他、図-2 において、 N_y は降伏軸力、 N_c は座屈耐力⁴⁾である。筋かい付きラーメンでは、圧縮筋かいの耐力として N_u を用いるかあるいは N_c を用いる

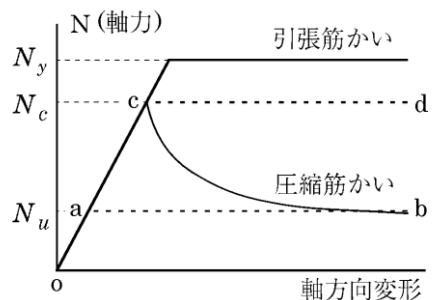


図-2 筋かいの軸力-軸方向変形関係

かによって保有水平耐力の算定方法が異なる。

2. 筋かい材の座屈後安定耐力

座屈後安定耐力 N_u は次式で算定する³⁾。

$$N_u = N_y = F_y \cdot BA \quad \lambda_B \leq 0.15 \quad (1a)$$

$$N_u = \frac{1}{11\lambda_B - 0.65} N_y \quad 0.15 < \lambda_B \leq 0.3 \quad (1b)$$

$$N_u = \frac{1}{6\lambda_B + 0.85} N_y \quad 0.3 < \lambda_B \quad (1c)$$

記号：

F_y ：筋かい材の降伏応力（基準強度）， BA ：筋かい材の断面積， λ_B ：筋かい材の一般化有効細長比

$$\lambda_B = \frac{k_B \cdot l_B}{i_B} \sqrt{\frac{F_y}{\pi^2 E}} \quad (2)$$

k_B ：有効長さ係数， l_B ：筋かい材の節点間長さ， i_B ：筋かい材の最小断面二次半径
有効長さ係数 k_B の値は，筋かいが骨組に剛に接合されている場合は $k_B = 0.55$ ，筋かいと骨組がガセットプレートなどで軽微な接合となっている場合は $k_B = 0.75$ とする³⁾。

(1) 式で与えられる座屈後安定耐力 N_u と一般化細長比 λ_B の関係を実験値（軸歪 1.0%時）とともに図-3 に示す。図中には短期許容圧縮耐力 N_c と S 限界指針³⁾ による曲げ座屈限界耐力の両者も参考までに示し，細長比で決まる筋かいの種別の範囲も記載している。

3. 筋かい付きラーメンの保有水平耐力

骨組中の筋かいが座屈あるいは引張降伏するときの層間変位角は，筋かいの傾き，降伏歪，柱の伸縮による骨組の曲げ変形などに左右されるが，骨組に崩壊機構が形成されて崩壊荷重に達するほどの変形領域では，圧縮筋かいの軸力はほぼ座屈後安定耐力に達していると考えてよい。

筋かい付きラーメンの層せん断力 (Q) - 層間変位 (Δ) 関係の典型的な一例を図-4 に示す。

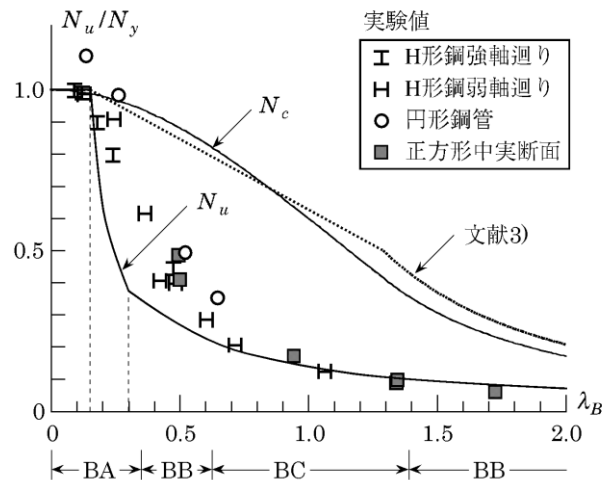


図-3 座屈後安定耐力

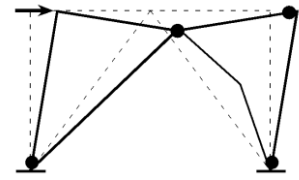
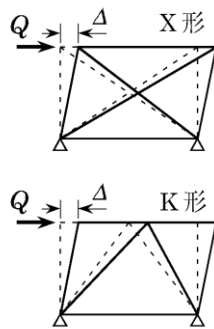
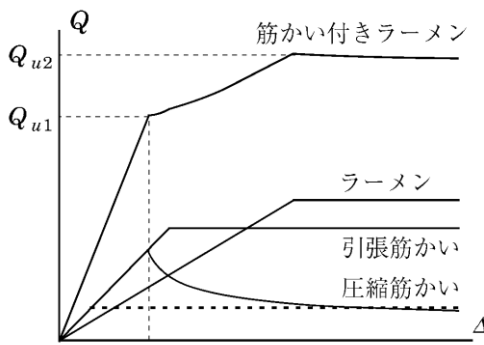


図-4 筋かい付きラーメンの層せん断力 (Q) - 層間変位 (Δ) 関係 図-5 K形筋かい架構の崩壊機構

(1) 式によれば、 $\lambda_B > 0.15$ の細長比の筋かい材では、必ず図-4のように座屈後に耐力が低下する。この図における水平の太点線は、圧縮筋かいの座屈後安定耐力レベルを表す。この図で Q_{u1} は、圧縮筋かいの軸力が短期許容圧縮耐力 N_c に達したときの層せん断力、 Q_{u2} は、圧縮筋かいの軸力-軸方向変形関係を図-2の oab として増分解析結果から定めた保有水平耐力である。図-4では $Q_{u1} < Q_{u2}$ の場合を例示しているが、 Q_{u1} と Q_{u2} の大きさは、筋かい材の細長比と分担率によっては逆転する場合もある。

図-4に示すような X 形筋かい付きラーメンの水平耐力は、ラーメンと筋かいの各水平耐力の和で与えられる。他方、K 形筋かい付骨組では、圧縮筋かいが座屈してその耐力が低下すると、引張筋かいと圧縮筋かいの軸力差の鉛直成分が梁に鉛直荷重として作用する。この鉛直荷重の大きさによって、図-5に示すような崩壊機構となる場合がある。これは圧縮筋かいの軸力-軸方向変形関係を図-2の oab として増分解析を実行すれば自動的に結果に反映される。ただし、K 形筋かい架構の崩壊機構が図-5の場合、引張筋かいは降伏軸力に達していないので、増分解析の結果から軸力を求めて保有水平耐力に占める筋かい部分の水平耐力の比 β_u を算定する必要がある。

4. まとめ

- ・ 圧縮筋かいの軸方向耐力を座屈後安定耐力 N_u とし、軸力-軸方向変形関係として図-2の oab を採用する場合、保有水平耐力は増分解析結果による (図-4の Q_{u2}) 。
- ・ 圧縮筋かいの軸方向耐力を座屈耐力 N_c とする場合は、軸力-軸方向変形関係として図-2の ocd を採用し、必要保有水平力算定時の β_u は N_c に達した時点とする。なお、ラーメン部材の崩壊形は確認する必要がある。保有水平耐力は圧縮筋かいの軸力が N_c に達したときの層せん断力 (図-4の Q_{u1}) とする。

【補足事項】

S 造連層ブレース架構などでは、基礎が引き抜きにより浮き上がることや、圧縮側が沈んだりする回転型の崩壊形式となることがある。この破壊形式を無視することで、建築物の保有水平耐力を過大に評価する危険側の算定となることがあるので、注意が必要である⁵⁾。

【参考文献】

- 1) 国土交通省国土技術政策総合研究所他監修：2020年版建築物の構造関係技術基準解説書，
6.3.4 (2) 鉄骨造の構造特性係数 D_s の算出
- 2) 若林 実，野中泰二郎，中村 武，森野捷輔，吉田 望：繰返し軸方向力を受ける部材の挙動に関する実験（その1），京都大学防災研究所年報，第16号B，pp.113～125，1973. 4.
- 3) 日本建築学会：鋼構造限界状態設計指針・同解説 pp.133～148，2010
- 4) 文献1)，9.2 平成13年国交省告示第1024号 第2の表2 圧縮材の座屈の材料強度
- 5) 文献1)，p.347

【よくある指摘事例】

- ・筋かいが接合される鉄骨梁の付加軸力に対する検討が不十分な事例がある。
- ・ブレース交点の梁の構面外座屈の検討が不十分な事例がある。

【関係法令等】

平成 19 年国交省告示第 594 号第 1 第一号，第二号
2020 年技術基準 pp.375～376，pp.620～625

【指摘の趣旨】

ここでは，図-1 に示す K 形筋かいと図-2 に示す X 形筋かいを対象として解説する．このような筋かいが設置されている構面の梁に作用する軸力評価の問題，特に K 形筋かいの梁側接合部における横補剛の問題，保有耐力接合の確認の問題など，指摘は多岐にわたっている．鉄骨筋かい接合部の設計に関しては 2020 年技術基準¹⁾ 及び S 接合部指針²⁾ に詳細に記載されているので，ここでは，適合性判定において指摘が多い事項について記述しておく．

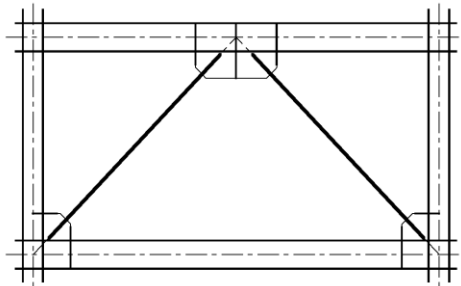


図-1 K 形筋かい

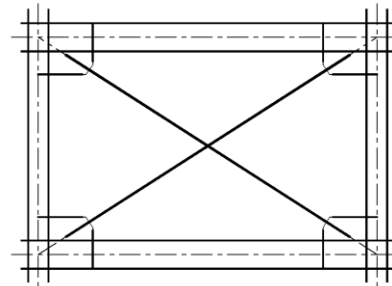


図-2 X 形筋かい

【解説】

1. 問題の要点

剛床仮定を適用した応力解析の結果では，梁の軸方向変形は 0 であるから，梁に軸力は作用しないことになる．しかし，図-1，図-2 に示す筋かい構面の梁には筋かいからの付加軸力が作用する．この軸力の評価に剛床仮定をはずしてまで計算する必要はなく，簡単な釣合条件から安全側の軸力算定方法を提示する．この軸力を考慮して梁部材や柱梁接合部を設計することが必要である．柱への付加軸力は応力計算の過程で自動的に考慮されるので，配慮する必要はない．

特に，図-1 の K 形筋かいの交点である梁側接合部（図-4 参照）では，梁の横座屈や筋かいの構面外座屈（図-5 参照）を防止するためにも横座屈補剛が必要となる．

保有耐力接合の条件は，筋かいとガセットプレートだけでなく，ガセットプレートと骨組本体（柱や梁）との接合部にも適用されなければならない．

2. 筋かいが接合される鉄骨梁の付加軸力

筋かいからの梁の付加軸力は，釣合条件から図-3 のように考えることができる．これらの軸力は，上下層の筋かいの効果や同一層の隣接構面の軸力負担などを無視しているので，過大評価の値となっている．図-3 において， N_t は引張筋かいの軸力， N_c は圧縮筋かいの軸力， θ は筋かいの傾斜角である．K 形筋かいの場合では引張，圧縮筋かいの軸力の水平成分の平均値，X 形

筋かいでは引張筋かいの水平成分を圧縮力として付加する．ただし，X 形筋かいの場合， $N_t \geq N_c$ としている．

N_t と N_c の値は設計条件によって異なる．短期設計の場合はそれぞれ存在応力を用い，保有水平耐力算定の場合には，それぞれの終局耐力を適用する．

なお，図-4 に示すように，大梁が床スラブと頭付スタッドで結合されている場合には，梁の軸力がスタッドを介して床スラブに伝わる．しかし，接合部の近傍で梁の軸力は図-3 の値に近いので，床スラブによる軸力負担は無視すべきである．

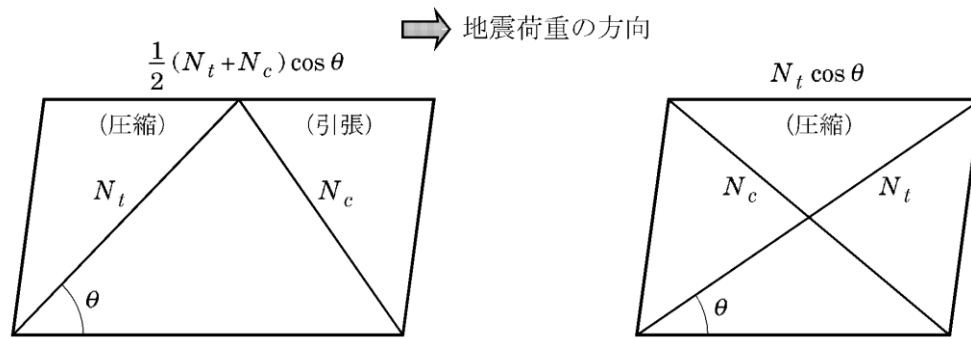


図-3 筋かいによる梁の付加軸力

3. K 型ブレース交点の横補剛（構面外座屈防止）

溝形鋼を用いた K 形筋かい交点の接合部の例を図-4 に示す．図-5 に示すような接合部における大梁の横座屈防止策として，図-4 に示すような横座屈補剛材（小梁ないし孫梁等）の設置が必要である．

図-4 におけるセンタースチフナやサイドスチフナはガセットプレートの構面外剛性を高める機能を果たす．また，これらは，筋かい接合部におけるガセットプレートのせん断座屈や筋かいの構面外座屈を防止するうえで有効である．

端部で柱とピン接合（ウェブのみを高力ボルト接合）されている梁（図-6 (a)）の場合，梁中央の K 形筋かい交点に塑性ヒンジが形成されると，図-6 (b) に示すように梁が変形して引張側筋かいが有効に機能しなくなる．したがって，崩壊メカニズム時の応力状態に対しても K 形筋かいが接合される梁は弾性を保つように許容応力度の検討を行う．この場合，横座屈を生じないことを確認する必要があるが，少なくとも K 形筋かい交点の接合部における横座屈補剛材の設置が必要である．

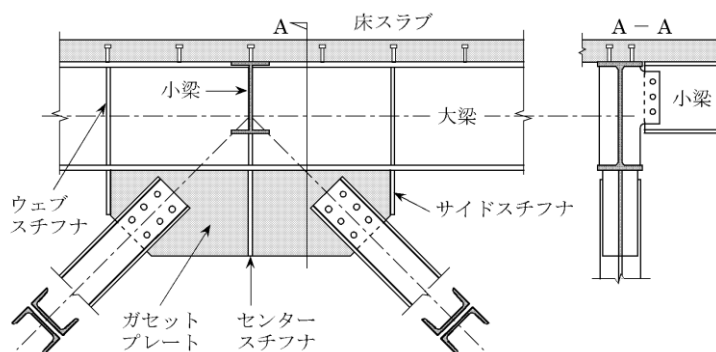


図-4 K 筋かい接合部



図-5 梁の横座屈

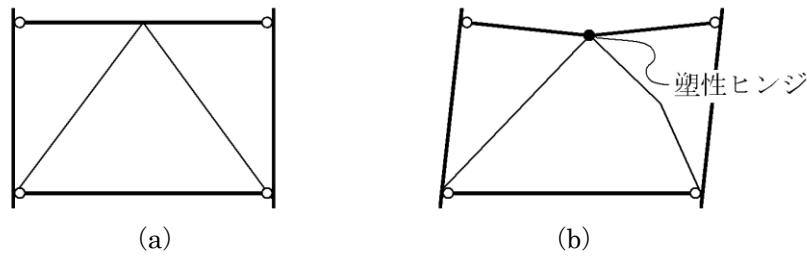


図-6 両端ピン接合の梁

また、図-6 (a) における梁端ピン接合部には、長期鉛直荷重による応力に加えて、図-3 に示した筋かいによる梁の付加軸力も同時に作用する。これらの適切な組合せ応力に対して、ピン接合部に十分な耐力を保有させておくことが必要である。

4. 保有耐力接合の確認

4.1 筋かいの保有耐力接合条件

2020年技術基準では、保有耐力接合の条件は次式で与えられる¹⁾。

$$A_j \cdot \sigma_u \geq \alpha \cdot A_g \cdot F \quad (1)$$

記号 A_j : 接合部の破断形式に応じた接合部の有効断面積

σ_u : 接合部の破断形式に応じた接合部の破断応力度

A_g : 筋かい材の全断面積

F : 筋かい材の基準強度

α : 安全率 (接合部係数 ; 炭素鋼で 1.2, ステンレス鋼で 1.5)

上記 α の値 (炭素鋼で 1.2, ステンレス鋼で 1.5) は、筋かい材にある程度の塑性変形を期待し、かつ接合部の設計が現実的に可能となるように設定されている¹⁾。

なお、ここで対象としたのは通常の鉄骨筋かいであるが、座屈拘束ブレースのような制振ブレースの場合、接合部は弾性に留めることが設計クライテリアとなるので、接合部設計に用いられる安全率 (接合部係数 ; (1) 式の α 値) にはより大きな値が設定されている²⁾。

4.2 接合部設計の注意事項

高力ボルトや溶接を用いた筋かい接合部の様々な破断形式に対して、(1)式による保有耐力接合の検討事項については 2020年技術基準¹⁾及び S 接合部指針²⁾に詳しいのでここでは省略するが、ここでは接合部に関する他の注意事項をいくつか記しておく。

はじめに、H形鋼を用いた X 形筋かいの交叉部 (図-7) をとりあげる。この筋かい交叉部のウェブ (◆の領域) は引張と圧縮の組合せ応力を受け、降伏点は F 値の 6 割程度に低下している。また、片側の筋かいフランジを一方のフランジに溶接するためにウェブにスカラップが設けられ、断面欠損が生じている。これらの接合部耐力の低下因子をカバーして保有耐力接合条件を満たすためには、図-7 に示す補強プレートの設置が必要となる。

次に、図-8 は、図-7 と同様に H 断面の筋かいの場合で、柱梁側接合部のブラケットフランジを折り曲げて軸組部材フランジと直角に接合する形式の接合部を表す。ブラケットフランジが図-8 (a) のように折り曲げられている場合、引張が作用すると、補強がなければ図-8 (b) のような破壊形式となり、所要の接合部耐力が発揮されない可能性が高い³⁾。筋かいのフランジ軸力を円滑にブラケットウェブに伝達して図-8 (b) のような破壊を避けるためには、折曲部に

図-8 (c) に示す補強スチフナの設置が不可欠である²⁾.

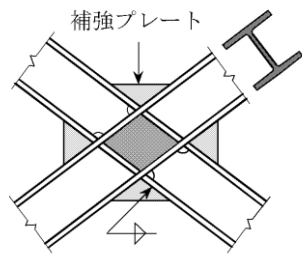


図-7 X形筋かい交叉部

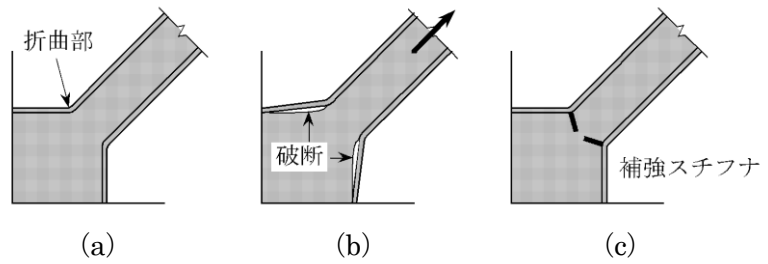


図-8 ブラケット形式のH断面筋かい接合部

【参考文献】

- 1) 国土交通省国土技術政策総合研究所他監修：2020年版建築物の構造関係技術基準解説書，付録 1-2.4 (2) 筋かい端部及び接合部の強度確保について（保有耐力接合）
- 2) 日本建築学会：鋼構造接合部設計指針，6章 ブレース接合部，2012
- 3) 田中淳夫，榎本憲正：H形鋼を用いた軸組筋かい材端接合部の力学的性状，日本建築学会構造系論文報告集，第404号，pp.51～63，1989.10

【よくある指摘事例】

完全合成梁，不完全合成梁の剛性評価に係る説明が不十分な事例がある。

【関係法令等】

平成 19 年国交省告示第 594 号第 1 第一号，第二号

【指摘の趣旨】

合成梁とは鉄筋コンクリートスラブ（以下 RC スラブ）と鉄骨梁を頭付きスタッド（以下単にスタッドと呼ぶ）で結合した梁を指す（図-1）。RC スラブと鉄骨梁の合成効果によって，合成梁の曲げ耐力や剛性は鉄骨梁に比べて増大するが，増大率はスラブ厚さやスタッド本数によって決まる。

適合性判定においては，合成梁のスタッド本数の算定根拠や合成梁の曲げ剛性の評価方法に関する指摘事例がある。ここでは，スタッド本数の算定の考え方やスタッド本数と合成梁の曲げ剛性の関係について解説する。

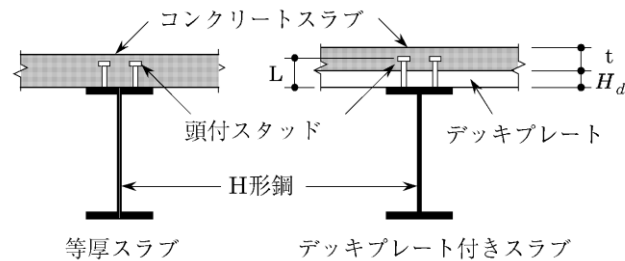


図-1 合成梁断面

【解説】

1. 合成梁の曲げモーメント分布とスタッドのせん断力分布

合成梁に作用する曲げモーメントの方向によって RC スラブが圧縮側になる場合と引張側になる場合があり，RC スラブが圧縮側の場合を正曲げ，引張側を負曲げという。鉛直荷重のみを支持する両端ピン支持の小梁は全域で正曲げを受ける（図-2 (a)）が，地震荷重時の大梁には正曲げ域と負曲げ域が混在する（図-2 (b)）。

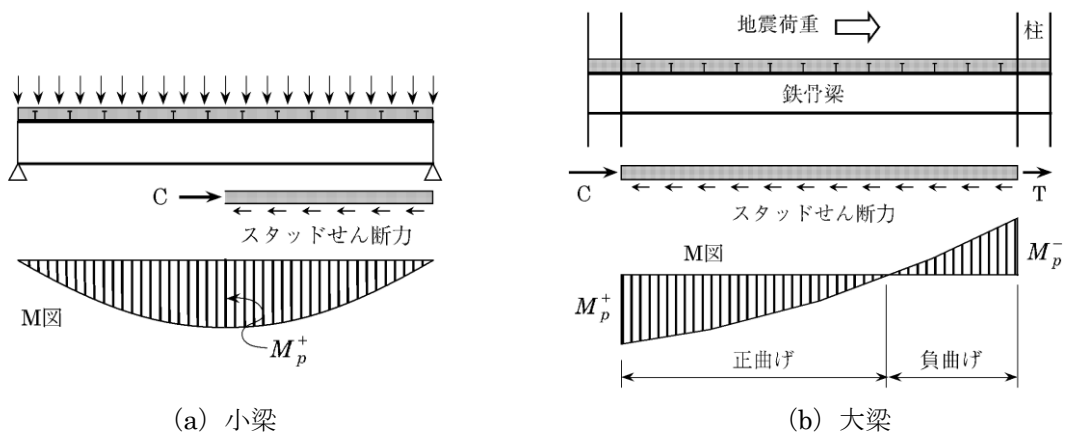


図-2 合成梁の曲げモーメント分布とスタッドのせん断力分布

図-2 (a), (b) に示す曲げモーメント分布の相違に対応してスタッド本数算定の考え方が小梁と大梁では多少異なる。ただし、どちらも合成梁に塑性ヒンジが生じた終局状態を基準にしてスタッド本数が算定される。必要なスタッド本数は、スラブに作用する軸力(図-2の C や T) とスタッドに作用するせん断力との釣合条件から算定される。この場合、スラブに作用する軸力、およびスタッドのせん断耐力の算定方法が必要になる。

2. スタッド本数の算定

2.1 スタッドのせん断耐力

押抜き試験から得られたスタッドのせん断力-ずれ関係の一例を図-3に示す。(1)式で与えられるスタッドのせん断耐力 q_s は、押抜き試験結果の最大値 q_s から得られた実験式である¹⁾。

$$q_s = 0.5_{sc} a \sqrt{F_c \cdot E_c} \quad (1)$$

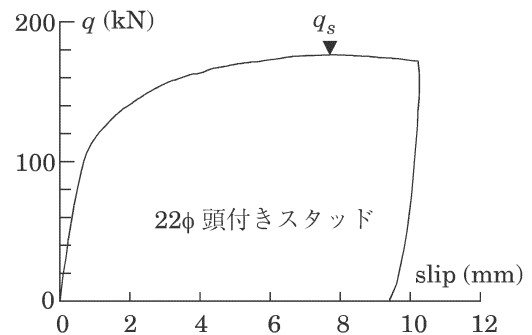


図-3 スタッドのせん断力-ずれ関係
(押抜き試験結果の例)

ただし、 $\sqrt{F_c \cdot E_c} \leq 900 \text{N/mm}^2$

$_{sc} a$: スタッドの軸部断面積

F_c : スラブコンクリートの設計基準強度

E_c : スラブコンクリートのヤング係数

(1)式は、等厚スラブに適用される耐力式である。鉄骨梁に対してデッキプレートの溝が直交しかつデッキプレートが連続している場合、これを貫通して溶接される頭付きスタッド 1 本当りのせん断耐力は次式による¹⁾。

$$q_s = \left(\frac{0.85}{\sqrt{n_d}} \right) \left(\frac{b_d}{H_d} \right) \left(\frac{L}{H_d} - 1 \right) (0.5_{sc} a \sqrt{F_c \cdot E_c}) \quad (2)$$

ただし、 $\sqrt{F_c \cdot E_c} \leq 900 \text{N/mm}^2$

記号 (図-1 参照)

b_d : デッキプレートの溝の平均幅

H_d : デッキプレートの全せい

L : 頭付きスタッドの溶接後の長さ

n_d : 1本の溝の中のスタッド本数。ただし3本を超えるときは3本として計算する。

その他、(2)式の適用に際しての細則に関しては文献1)を参照。

図-3に示すように、せん断力に対するスタッドの塑性変形能力は高い。これによる応力の再配分を考慮して、図-2 (a), (b) の終局状態におけるスタッドのせん断力は一様分布と仮定することができる。この結果、スタッド本数の算定が著しく単純化される。

2.2 小梁

ここでは両端が単純支持されている図-2 (a) の小梁の場合について解説する。この図で M_p^+ は正曲げ側の全塑性モーメントを表す。 M_p^+ に達した断面の全塑性応力分布の一例を図-4に示す。この図は中立軸が鉄骨梁ウェブ内にある場合を示しているが、この他に中立軸の位置としては上フランジ内、あるいはRCスラブ内の場合がある。

図-4で C は床スラブの有効圧縮耐力算定用の有効幅 B_e 内のRCスラブに作用する圧縮力であり、(3)式による²⁾。

$$C = \min\{0.85F_c \cdot A_c, {}_sN_y\} \quad (3)$$

ここで、 ${}_sN_y$ は鉄骨梁の降伏軸力（短期許容軸耐力）である。合成梁に作用する軸力が 0 と見なせる場合、RC スラブに作用する圧縮力 C は、その耐力 $0.85F_c \cdot A_c$ あるいは ${}_sN_y$ を超えることはできない。有効幅 B_e の算出は文献 2) による。

前述のように、図-2 (a) のスタッドに作用するせん断力は部材軸方向に一様分布を仮定する。この場合、半スパンに必要なスタッド本数 n_r 、および小梁のスパン全長にわたって必要な本数 n_f は次式から得られる。

$$n_r = \frac{C}{q_s}, \quad n_f = 2n_r \quad (4)$$

2.3 大梁

図-2 (b) において、 M_p^+ は正曲げ側の全塑性モーメント、 M_p^- は負曲げ側の全塑性モーメントを表す。この図に示す応力状態に対して全スタッドが一様にせん断耐力に達している状態を想定すると、スラブ両端の軸力和とスタッドのせん断耐力の総和との釣合条件から、必要なスタッド本数は次式で表される。

$$n_r = \frac{C + T}{q_s} \quad (5)$$

ここで、 $T = \alpha_r \sigma_y$ であり、 T は有効幅内の引張に有効な全鉄筋の降伏軸力を表す。この場合、完全合成梁に必要なスタッド本数は $n_f = n_r$ であり、この本数を合成梁全長にわたって配置すればよい。

スパンが長い、あるいは中間荷重が大きい大梁の場合には、図-5 に示すように、終局状態で中間に最大曲げモーメント（正曲げ耐力）が生じることがある。この場合、長さ l_{BC} の区間 BC に対して (5) 式が適用できる。残りの区間 AB に対しても区間 BC と同じピッチでスタッドを配置しておけばよい。すなわち、全スパンで必要なスタッド本数 n_f は次式で与えられる²⁾。

$$n_f = \frac{l}{l_{BC}} n_r \quad (6)$$

3. 曲げ剛性増大率

3.1 完全合成梁

合成梁の様々な曲げモーメント分布に対して (4) ~ (6) 式のいずれかで算定される必要本数以上のスタッドを配置したものを完全合成梁という。完全合成梁の断面二次モーメント I は平面保持が成立するものとして算定できる³⁾。

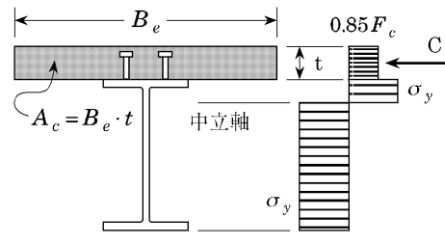


図-4 合成梁の全塑性応力分布の一例

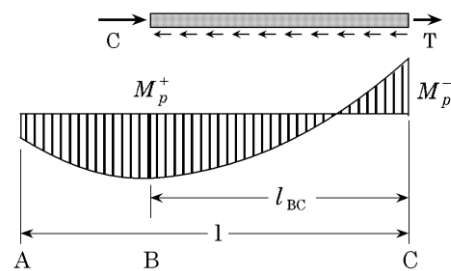


図-5 曲げモーメント分布

合成梁の曲げ剛性増大率の算定例を図-6に示す。縦軸は cI と鉄骨梁の断面二次モーメント sI の比、横軸は H 形断面の鉄骨梁せいである。図中、●印は有効幅 B_e が 2.0m の場合、○印は $B_e = 1.0m$ の場合を表す。それぞれ 3 個ずつのデータがプロットされているが、これらは同一せいの外法一定 H 形鋼において、断面二次モーメント sI が最小値、最大値、中間値の 3 断面を対象として算定した結果を表している。

実務設計においては、剛性増大率として両側スラブの場合 2.0、片側スラブの場合 1.5 という値が慣用的に用いられている。図-6によれば、鉄骨梁せいが大きくなると、上記慣用値は剛性増大率を過大評価する可能性があることに注意を要する。

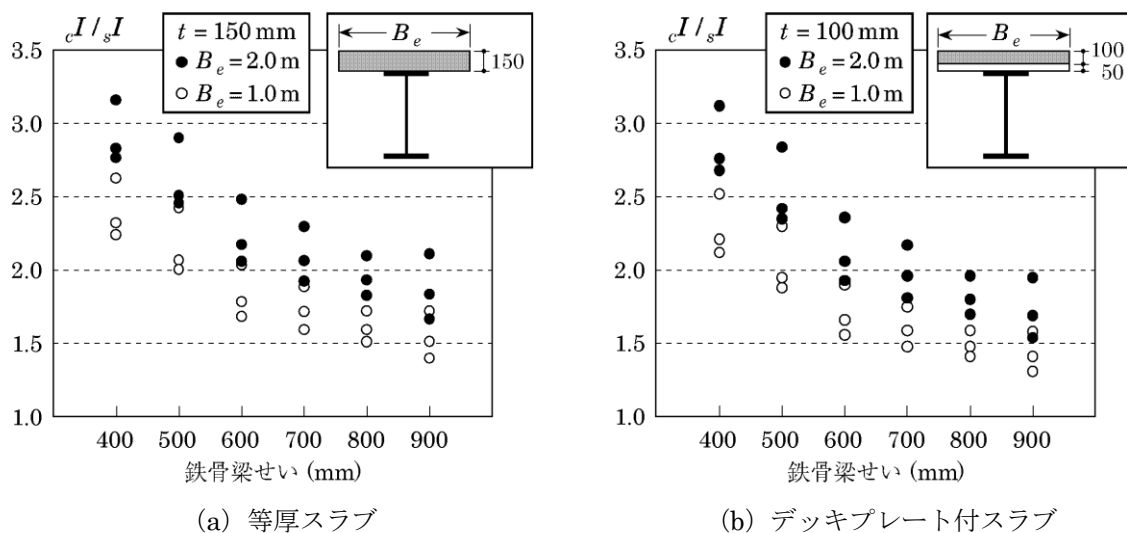


図-6 完全合成梁の曲げ剛性増大率

3.2 不完全合成梁

完全合成梁に必要とされるスタッド本数 n_f 以下の場合を不完全合成梁という。不完全合成梁のスタッド本数を n_p とすると、 n_p は次式を満たさなければならない²⁾。

$$n_p \geq 0.5n_f \quad (7)$$

不完全合成梁の断面二次モーメント eI は (8) 式で与えられる⁴⁾。

$$eI = sI + \sqrt{\frac{n_p}{n_f}} (cI - sI) \quad (8)$$

ただし、 $n_p > n_f$ のときは計算上 $n_p = n_f$ とする。

例えば $n_p = 0.5n_f$ で $cI/sI = 2.0$ の場合、 $eI = 0.85cI$ となる。すなわち、スタッド本数を半減しても剛性増大率の減少は比較的少ない。

【補足事項】

合成梁のスタッド本数は、(3) 式によってコンクリートスラブに作用する圧縮力（場合によっては鉄筋の引張力も）を求めれば、(4) ~ (6) 式のいずれかによって簡単に算定できる。

合成梁の曲げ剛性が鉄骨梁に比べて増大する比率（剛性増大率）は、スタッド本数が確定すれば算定することができる。完全合成梁では平面保持状態の断面二次モーメントを用いることができ、不完全合成梁の場合には (8) 式によって算定される。なお、実務設計で慣用的に用いられ

ている剛性増大率（片側スラブ 1.5, 両側スラブ 2.0）は、鉄骨梁せいが大きくなると過大評価となる可能性があることに注意を要する。

地震荷重などの水平荷重に対して、大梁では正曲げと負曲げが混在する（図-2（b））ので、合成梁の曲げ剛性には正・負の平均値を用いられていて、剛性増大率の慣用値として片側スラブ 1.2, 両側スラブ 1.5 を採用する場合もある。

【参考文献】

- 1) 日本建築学会：各種合成構造設計指針・同解説 第1編合成梁構造設計指針・解説，6章，2010
- 2) 文献1)，5章
- 3) 文献1)，4章
- 4) 文献1)，7章

【よくある指摘事例】

保有耐力横補剛の検討において、横補剛材の強度及び剛性の検討が不十分な事例がある。

【関係法令等】

平成 19 年国交省告示第 594 号第 1 第一号，第二号

平成 19 年国交省告示第 593 号第一号ロ（6）

昭和 55 年建設省告示第 1791 号第 2

平成 19 年国交省告示第 594 第 4

2020 年技術基準 pp.630～633

【指摘の趣旨】

S 造の設計において、ルート 1-1 以外の設計ルートでは、「構造耐力上支障のある急激な耐力の低下が生ずるおそれのない」ことを確かめる必要がある（平成 19 年国交省告示第 593 号第一号ロ（6）、昭和 55 年建設省告示第 1791 号第 2、平成 19 年国交省告示第 594 第 4）。すなわち梁の場合は、横座屈を防止して十分な塑性変形能力を有するように保有耐力横補剛とすることが要求される。

一方で、適合性判定においては、梁の横補剛に関する指摘が多い。内容は横補剛設計の記述が不十分なものに対する指摘が大部分である。横補剛設計のポイントは横座屈止めである補剛材（通常は小梁）の配置と補剛性能（強度と剛性）の確保、および梁と補剛材との接合部設計であり、以下では、この算定方法や設計方法について解説する。

【解説】

1. H 形断面梁の横座屈

曲げを受ける H 形断面梁の圧縮側フランジは、直交方向の移動が拘束されていなければ横方向（材軸と直交方向）にはらみ出す。これが横座屈である（図-1 参照）。棒の曲げ座屈との違いは、部材のねじり抵抗も関与することである。また、曲げモーメントの材軸方向の変化に伴ってフランジの圧縮軸力も変化するので、横座屈耐力には曲げモーメント分布が大きく影響する。

なお、「横」とは材軸と直交方向という意味である。横座屈は、H 形断面のような開断面部材に生じる現象であり、鋼管のようにねじり剛性が高い閉断面部材では発生しない。

適合性判定においては、梁の横補剛に関する指摘が多い。内容は横補剛設計の記述が不十分なものに対する指摘が大部分である。横補剛設計のポイントは横座屈止めである補剛材（通常は小梁）の配置と補剛性能（強度と剛性）の確保、

および梁と補剛材との接合部設計であり、以下では、この算定方法や設計方法について解説する。

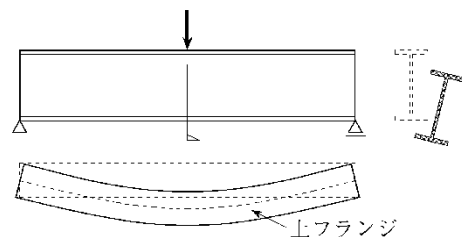


図-1 H 形断面梁の横座屈

2. 補剛間隔

S 塑性指針¹⁾では、塑性変形能力を保持するのに必要な横補剛間隔 l_b が次式で与えられている。

・400N 級鋼の梁

$$-1.0 \leq \kappa \leq -0.5 \quad \frac{l_b \cdot h}{A_f} \leq 250 \quad \text{かつ} \quad \frac{l_b}{i_y} \leq 65 \quad (1a)$$

$$-0.5 < \kappa \leq 1.0 \quad \frac{l_b \cdot h}{A_f} \leq 375 \quad \text{かつ} \quad \frac{l_b}{i_y} \leq 95 \quad (1b)$$

・490N 級鋼の梁

$$-1.0 \leq \kappa \leq -0.5 \quad \frac{l_b \cdot h}{A_f} \leq 200 \quad \text{かつ} \quad \frac{l_b}{i_y} \leq 50 \quad (2a)$$

$$-0.5 < \kappa \leq 1.0 \quad \frac{l_b \cdot h}{A_f} \leq 300 \quad \text{かつ} \quad \frac{l_b}{i_y} \leq 75 \quad (2b)$$

上式中、 κ は補剛区間内の曲げモーメント分布を表す係数であり（図-2 参照）、複曲率の場合（図-2 (b)）を正とする。その他、 A_f ：圧縮側フランジ断面積、 h ：梁せい、 i_y ：梁の弱軸まわりの断面二次半径。

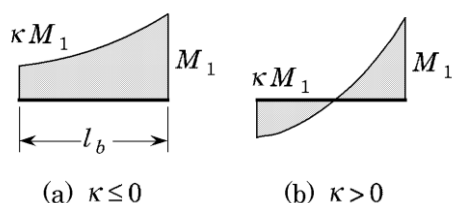


図-2 モーメント比 κ

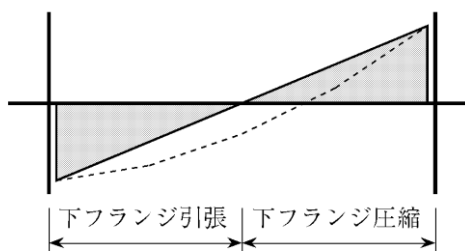


図-3 梁の曲げモーメント分布

(1) 式や (2) 式の横補剛間隔 l_b は降伏曲げモーメントを超える塑性化領域に適用されるものであり、弾性域に対しては 2020 年技術基準²⁾ 及び S 基準³⁾ の許容曲げ応力度を考慮して決定すればよい。ただし、塑性化領域の決定に際しては曲げモーメント分布を α 倍することとしている²⁾。ここで、400N 級鋼の梁では $\alpha = 1.2$ 、490N 級鋼の梁では $\alpha = 1.1$ である。なお、2020 年技術基準²⁾ では、安全側をとって (1a) 式あるいは (2a) 式による補剛間隔のみが記述されている。また、梁全長にわたって均等間隔で横補剛を設ける場合には次式による補剛材配置も可能としている。

$$400\text{N 級鋼の梁} \quad \lambda_y = \frac{l}{i_y} \leq 170 + 20n \quad (3a)$$

$$490\text{N 級鋼の梁} \quad \lambda_y = \frac{l}{i_y} \leq 130 + 20n \quad (3b)$$

ここで、 λ_y ：梁の弱軸まわりの細長比、 l ：梁の長さ (mm)、 n ：横補剛の箇所数。 l は柱間の内法長さ (梁の実長) であるが、節点間距離としてもよい。

梁の両端が全塑性モーメントに達している図-3 の梁を考える。長期荷重による応力が支配的な場合を除いて、その影響（図-3 の点線）は無視して直線分布の曲げモーメントを想定しても、下側フランジの圧縮域を長く評価することになるため安全側である。

図-4 に示すように、上フランジが頭付きスタッドでコンクリートスラブと結合されている場

合、上フランジの横移動は拘束されている。また、デッキプレート合成床板で焼抜き栓溶接されている場合も上フランジの横移動は拘束されていると見なすことができる。このような場合には、横座屈補剛は下側フランジが圧縮となる領域を対象として考えればよい。

3. 補剛材の必要性能

横補剛材としての性能としてはその強度と剛性に条件が課せられる。2020年技術基準²⁾には、以下に示すS塑性指針¹⁾の規定が記されている。

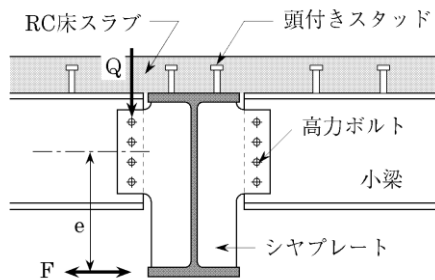


図-4 小梁端接合部で伝達すべきせん断力 Q と横補剛力 F

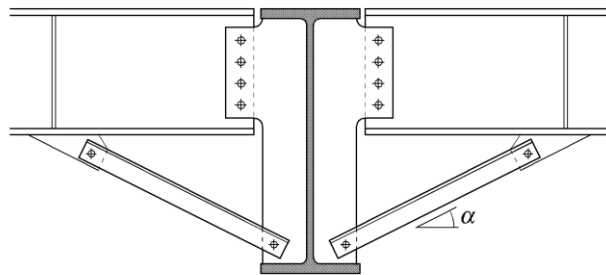


図-5 方杖材を用いた横補剛の例

- ・必要強度 F (想定される横補剛力)

$$F = 0.02C, \quad C = \frac{\sigma_y \cdot A}{2} : \text{梁の降伏軸力の } 1/2 \quad (4)$$

(注1) 保有水平耐力算定時に材料強度を 1.1 倍している場合には、(4) 式の σ_y にその値を用いる。

- ・必要剛性 K (補剛力方向の補剛材剛性)

$$K \geq 5.0 \frac{C}{l_b} \quad l_b : \text{横補剛間隔} \quad (5)$$

小梁端部の高力ボルト摩擦接合部は、長期荷重によるせん断力 Q と横補剛力によるモーメント $F_e/2$ (小梁が片側しか存在しない場合は F_e とする) の組合せ荷重に対してすべり耐力以下となるように短期許容応力度設計する⁴⁾。大梁と小梁のせいの差が大きく、上記荷重に対して高力ボルト接合部の設計が困難な場合には、例えば図-5 のような方杖を設置することで解決できる。この場合、高力ボルト接合部に作用するせん断力は次式による。

$$Q + \frac{F}{2} \tan \alpha \quad (\text{小梁が片側しか存在しない場合 : } Q + F \tan \alpha) \quad (6)$$

(5) 式の必要剛性に関しては、図-4 の場合には図-6 に示すようなモデルで検討すればよい。高力ボルト接合部は通常ピン接合と見なされるが、ボルトのすべりが発生するまでは剛接合と見なすことができる。図-6 において、

$$\theta = \frac{F_e}{\Sigma 3EI/l} \quad (7)$$

である。ここで、 Σ は左右の小梁の EI/l 値の和を表す。 $F=K\delta$ すなわち $K=F/\delta$ であるから、補剛材の剛性が次式で得られる。

$$K = \frac{\sum 3EI/l}{e^2} \quad (8)$$

図-5 の場合には図-7 のようなモデルを用いて補剛材の剛性を検討する。

図-4 のように小梁上に床スラブが打設されている場合には、補剛力 F は床スラブによって支持・伝達される。他方、体育館や倉庫の屋根のように、床スラブが無い場合には、図-8 に示すように、補剛力 F が屋根面で伝達されるように水平ブレースを配置する必要がある。図-8

(a) の場合、○印の箇所で中央の水平ブレースと小梁 b2 を接合する必要はないが、接合した場合には小梁 b2 を横補剛材として利用することができる。

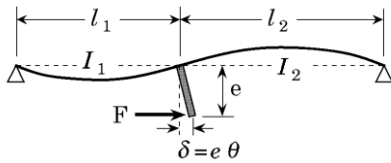


図-6 図-4 の剛性算定モデル

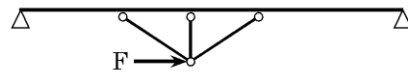
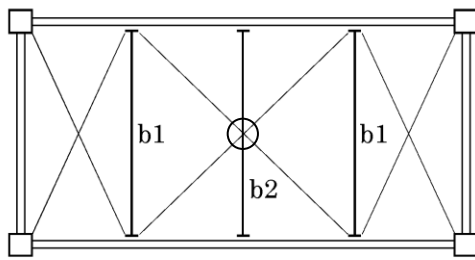
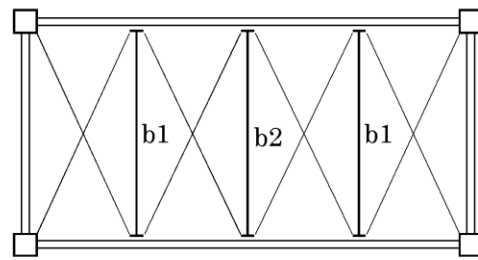


図-7 図-5 の剛性算定モデル



(a) b1のみ横補剛材



(b) b1, b2ともに横補剛材

図-8 床スラブがない場合の横補剛材と水平ブレースの配置

4. 小梁（補剛材）端部高力ボルト接合部設計の補足

前章で、補剛力に対する小梁端の高力ボルト接合部（図-4）の設計について記した。ここでは、長期鉛直荷重（固定・積載荷重）に対する設計の考え方を補足する。

鉛直荷重に対する小梁の設計では、設計スパンは小梁を支持する大梁の心々間距離をとるのが一般的である。この場合の曲げモーメント分布には、図-9の線 a-a で表される。一方で高力ボルト接合部をピン接合とみなせば、小梁の曲げモーメント分布は図-9の線 b-b に対応する。この場合の小梁端（大梁芯）の曲げモーメントは $Q \cdot e_1$ であり、これは大梁のねじれモーメントで支持される必要がある。しかし、H 形断面の大梁ではねじり剛性が小さく、小梁端部はピン、すなわち線 a-a の分布と考えるのが妥当である。このとき、高力ボルト接合部には下記のモーメントが作用することになる。

$$M = Q \cdot e_1 \quad (9)$$

以下、図-9 に示すように、小梁・大梁ともに合成梁とみなされる場合を対象とする。高力ボルト接合位置における小梁の曲げ抵抗機構を図-9 に示すように想定する。このとき、各ボルトにはせん断力による q_Q 、および (9) 式で与えられる曲げによる q_p が図-10 のように作用し、これらは次式で表される。

$$q_Q = \frac{Q}{n}, \quad q_P = \frac{P}{n}, \quad P = \frac{Q \cdot e_1}{e_2} \quad (10)$$

上式で、 n はボルト本数、 e_2 は偶力 P の腕の長さ（図-9 参照）である。小梁天端から RC 床スラブの中心までの距離は一般に 75mm 以上となるので、 e_2 は控えめに見て次式で与える。

$$e_2 = \frac{n+1}{2}p + 75 \quad (\text{mm}) \quad (11)$$

図-10 における q_Q と q_P の合力 q_R は次式で表される。

$$\frac{q_R}{q_Q} = \sqrt{1 + \left(\frac{q_P}{q_Q}\right)^2} = \sqrt{1 + \left(\frac{e_1}{e_2}\right)^2} \quad (12)$$

梁フランジ幅が 300mm の場合を対象とし、 $e_1=200\text{mm}$ としてボルト本数 n と q_R/q_Q の関係を図示すると図-11 のようになる。ボルトピッチ p は 70mm と 80mm の場合を図示している。 q_R は q_Q に比べてわずかに大きいだけであり、S 接合部指針⁵⁾に記載のように、(9) 式によるモーメントを無視して設計しても差し支えないといえる。

小梁が合成梁ではない場合、(9) 式のモーメントを考慮して小梁端ボルト接合部を設計することになる。ただしこの場合、鉛直荷重は小さく、(9) 式における Q が小さくなる。

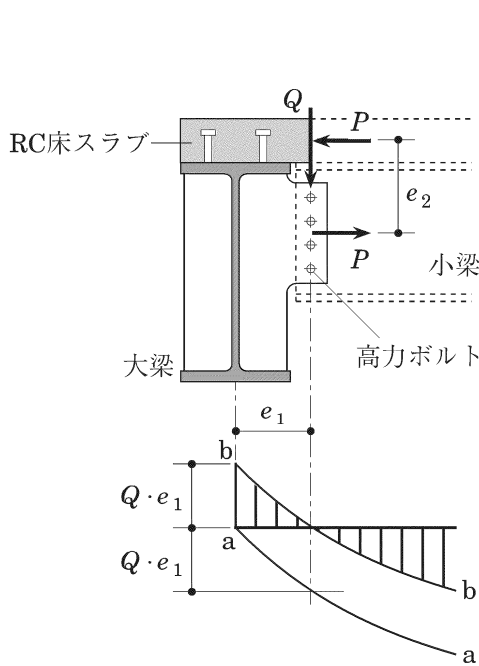


図-9 小梁の曲げモーメント分布

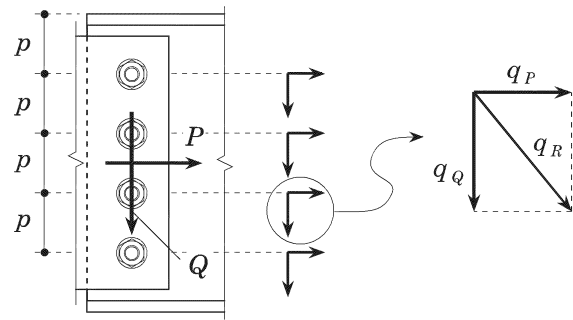


図-10 ボルトの作用せん断力

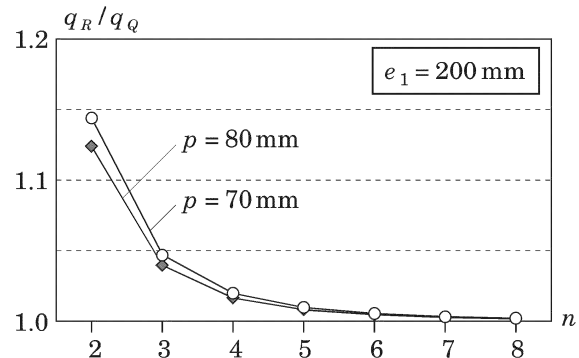


図-11 ボルトの作用せん断力

5. まとめ

横補剛間隔、補剛材の強度と剛性に関する諸条件を満たす梁は保有耐力横補剛されているという。この場合、梁の曲げ耐力は全塑性モーメントとすることができる。S 造の設計ルート 1-2 およびルート 2 では無条件に保有耐力横補剛としなければならない。一方ルート 3 の場合、保有耐力横補剛の条件が満足されない場合は、塑性変形能力に乏しい構造ランク D として D_s 値を

決定する必要がある。また横座屈発生時をメカニズムとして保有水平耐力を決定する。

長期荷重時の補剛材（小梁）接合部では、大梁芯の距離に対して曲げモーメントが作用することになるが、小梁・大梁ともに合成梁であればこのモーメントの影響は無視できる。

【参考文献】

- 1) 日本建築学会：鋼構造塑性設計指針 5.2 横座屈補剛，5.3 指定規定…変形能力，2019
- 2) 国土交通省国土技術政策総合研究所他監修：2020年版建築物の構造関係技術基準解説書，付録 1-2.4 (4) はりの横補剛による変形能力の確保について（保有耐力横補剛）
- 3) 日本建築学会：鋼構造設計規準—許容応力度設計法—5章，2019
- 4) 日本建築学会：鋼構造接合部設計指針 2.1.2，2012
- 5) 文献4)，3.4 小梁端部の設計

【よくある指摘事例】

露出柱脚のアンカーボルトがせん断力を負担する場合の当該せん断力の伝達方法，および回転剛性に関する説明が不十分な事例がある。

【関係法令等】

平成 19 年国交省告示第 594 号第 1 第一号イ，ロ
2020 年技術基準 pp.633～643

【指摘の趣旨】

柱脚に作用するせん断力がベースプレート下面の摩擦力を超える場合，あるいは柱脚に引張力が作用する場合には，アンカーボルトにせん断力が作用することになる．適合性判定では，この場合の柱脚のせん断力の伝達方法，および露出柱脚の回転剛性に関する説明が不十分な事例がある。

ここでは，アンカーボルトにせん断力を負担させる柱脚の設計例と露出柱脚の回転剛性について解説する。

【解説】

1. アンカーボルトにせん断力を負担させる柱脚

アンカーボルトにせん断力を負担させる場合，アンカーボルト孔のクリアランスは 5mm まで許容されているので，ベースプレートの水平移動が拘束されていなければこの柱脚に接続している柱や筋違の応力が大きく変動する可能性がある。

図-1 に示すように，ボルト孔クリアランスにもモルタルが充填される既製品柱脚では，ベースプレートの移動は拘束される．しかし，ボルト孔クリアランスにモルタルが充填されていない場合，図-2 のように座金プレートをベースプレートに隅肉溶接してその移動を拘束し，せん断力の伝達をはかる必要がある¹⁾。

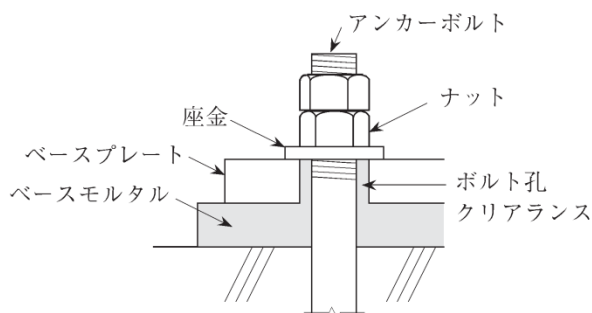


図-1 モルタル充填されたボルト孔

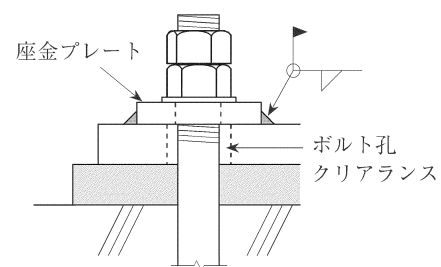


図-2 座金プレートをベースプレートに溶接

2. 露出柱脚における問題の要点

露出型柱脚は，その回転剛性の大きさが固定に近いものからピンに近いものまで様々であるが，基本的には半剛接合と見なされる部位である．回転剛性はアンカーボルトの径や配置，ベースプレートの板厚など，接合詳細の影響を受ける．また，特に 1 階柱の曲げモーメント分布や層間変形も柱脚の回転剛性に左右されることになる。

この問題に関する指摘事項は、柱脚固定度（回転剛性）を考慮した安全性の検討、回転剛性の算出根拠に関連している。回転剛性の算定式は 2020 年技術基準²⁾ や S 接合部指針¹⁾ その他³⁾ に示されている。これらの算定式は文献 4) の提示式を踏襲したものであり、ここではその算定式の考え方の背景を述べ、適用に際して配慮すべき事項を記す。

2.1 露出柱脚の回転剛性

露出型柱脚において、ピン柱脚というのは実際上実現が困難である。例えば図-3 に示す H 断面柱の柱脚においても、ベースプレート下面の反力分布は右側の図に示すようになり、必ず何らかの曲げ抵抗機構が働く。ただし、図-3 に示すようなアンカーボルト配置の場合、柱脚に生じる曲げモーメントは小さいので、ピン柱脚と見なしても差し支えない。この場合、柱脚の回転に伴ってアンカーボルトに軸方向変形が生じるので、伸び能力の高いものを用いるなど、ボルトが破断しないための配慮が必要である。

通常は図-4 に示すように 4 本以上のアンカーボルトが使用され、柱脚は半剛接合と見なされる。骨組応力解析では、ベースプレート下面位置に回転バネを導入した柱脚モデル（図-4）を用いることになる。

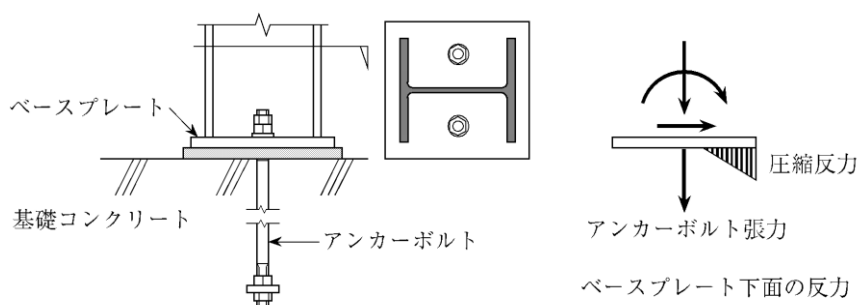


図-3 軽微な露出型柱脚の例

図-4 に示す露出型柱脚の回転剛性 K_{BS} は次式で算定する。

$$K_{BS} = \frac{E \cdot n_t \cdot A_b (d_t + d_c)^2}{2l_e} \quad (1)$$

上式で、

E : アンカーボルトのヤング係数

n_t : 引張側アンカーボルトの本数

A_b : アンカーボルト軸部の断面積

d_t : 柱断面図心より引張側アンカーボルト群図心までの距離

d_c : 柱断面図心より圧縮側の柱フランジ外縁までの距離（図-4 参照）

l_e : アンカーボルトの有効長さ（図-5 参照）

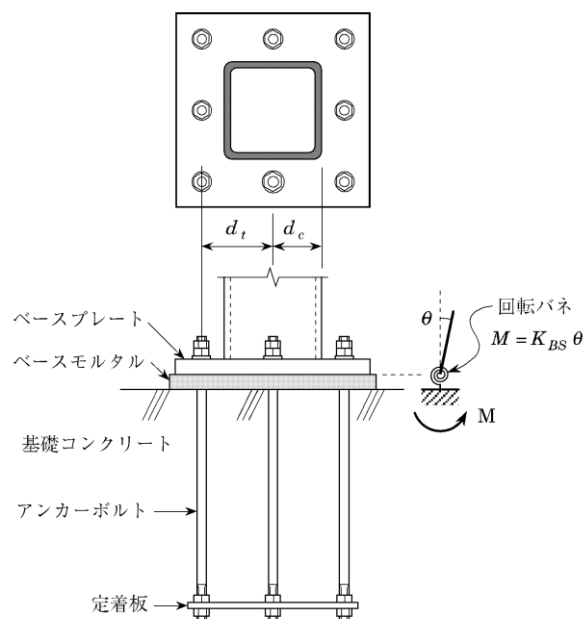


図-4 露出型柱脚の構成と柱脚モデル

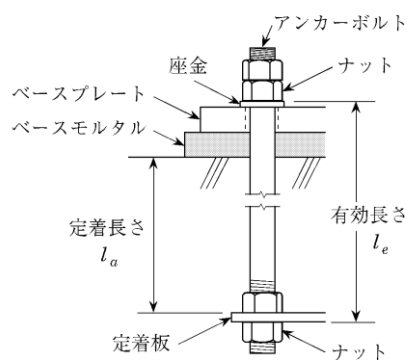


図-5 アンカーボルトの長さ

2.2 露出柱脚の設計上の注意事項

2020年技術基準²⁾によれば、露出型柱脚の設計で考慮すべき事項として以下の2点が挙げられている。

- ① 柱脚に発生する曲げモーメントを適切に評価した設計
- ② 崩壊メカニズム時における柱脚の安定した塑性変形能力の確保

①に関しては、柱脚の固定度（回転剛性）を（1）式で算定し、これを反映した骨組解析結果を用いて対処できる。②に関しては、伸び能力の高いアンカーボルトの使用、アンカーボルトの抜け出しや基礎コンクリートのコーン状破壊の防止などの対策が必要となる。露出型柱脚の詳細な設計方法や設計例については2020年技術基準²⁾及び文献3)に記載されている。

その他、大臣認定あるいは技術証明を取得した既製品柱脚の回転剛性については、メーカー指定の算定式やカタログ値を適用することができる。

アンカーボルトの基礎コンクリートへの定着長さ l_a は $20d_b$ (d_b : アンカーボルト径) 以上とする。ただし、アンカーボルトの抜け出しやコンクリートの破壊が生じないことを確認できれば、この限りではない。

露出型柱脚の回転剛性 K_{BS} は、アンカーボルトねじ部の局所的変形、ベースプレートの面外曲げ変形、コンクリートの圧縮変形などの影響を受ける。(1)式は実験結果を勘案し、理論式を0.5倍して得られたものである。

【参考文献】

- 1) 日本建築学会：鋼構造接合部設計指針 7.2, 2012
- 2) 国土交通省国土技術政策総合研究所他監修：2020年版建築物の構造関係技術基準解説書、付録 1-2.6 (2) 露出型柱脚
- 3) 日本鋼構造協会：建築構造用アンカーボルトを用いた露出柱脚設計施工指針・同解説, 2011.9
- 4) 秋山 宏：鉄骨柱脚の耐震設計, 技法堂出版, 1985

4.1.8 根巻型柱脚をもつ柱の剛性評価

【よくある指摘事例】

根巻型柱脚をもつ柱の剛性評価が不明確な事例がある。

【関係法令等】

平成 19 年国交省告示第 594 号第 1 第一号イ，ロ
2020 年技術基準 pp.643～644

【指摘の趣旨】

図-1 に根巻型柱脚の典型例を示す。このような根巻型柱脚をもつ柱の脚部の固定度を含む剛性は、根巻高さや鉄筋コンクリート部分の剛性・耐力に依存している。この問題に関する主な指摘は、根巻高さや柱の固定点（柱の剛性評価）に関する根拠を問うものが多い。必要な根巻高さや根巻型柱脚を有する柱の剛性評価については 2020 年技術基準¹⁾ 及び S 接合部指針²⁾ に提示されているので、ここではその考え方を解説する。

【解説】

1. 根巻型柱脚における力の伝達

鉄骨柱の応力のうち、圧縮軸力はベースプレートを介して基礎に直接伝達されるが、せん断力と曲げモーメントは根巻鉄筋コンクリートに伝達されるように設計する。曲げモーメント分布を図-1 の右側に示す。せん断力は根巻頂部での支圧力として伝達される。この支圧力は頂部に集中して作用し、この合力を Q_r とすると、次式で表される。記号は図-1 参照。

$$Q_r = \frac{l}{rl} Q = \frac{M_r}{rl} \quad (1)$$

根巻鉄筋コンクリートはせん断破壊しないことが前提である。根巻高さ h 、ひいては rl が小さいと根巻鉄筋コンクリートのせん断力 Q_r が大きくなり、せん断破壊の可能性が大きくなるので、根巻高さには $h \geq 2.5d$ という制限が設けられている^{1) 2)}。

2. 設計のポイントと柱の剛性

設計上の主な留意点は下記のとおりである^{1) 2)}。

- ・根巻部分の高さは柱幅の 2.5 倍以上とする ($h \geq 2.5d$)。
- ・根巻鉄筋コンクリートの主筋は 4 本以上とする。
- ・帯筋は鉄筋コンクリート柱に準じて配置する。主筋頂部の帯筋は 2 段以上配置することとし、その間隔は 30～50mm 程度とする。

以上の条件を満たし、根巻鉄筋コンクリートが曲げ降伏する場合には、根巻型柱脚部を含む柱の初期剛性は、根巻高さが $2.5d$ 程度以上あれば、根巻鉄筋コンクリート部を無視し、鉄骨柱のベースプレート下面位置を固定点とする固定柱脚として評価できる。実際には、根巻部の剛性は鉄骨柱と鉄筋コンクリート部の剛性の和になるので、実験結果によれば、初期剛性は上記の剛性をやや上まわる²⁾。

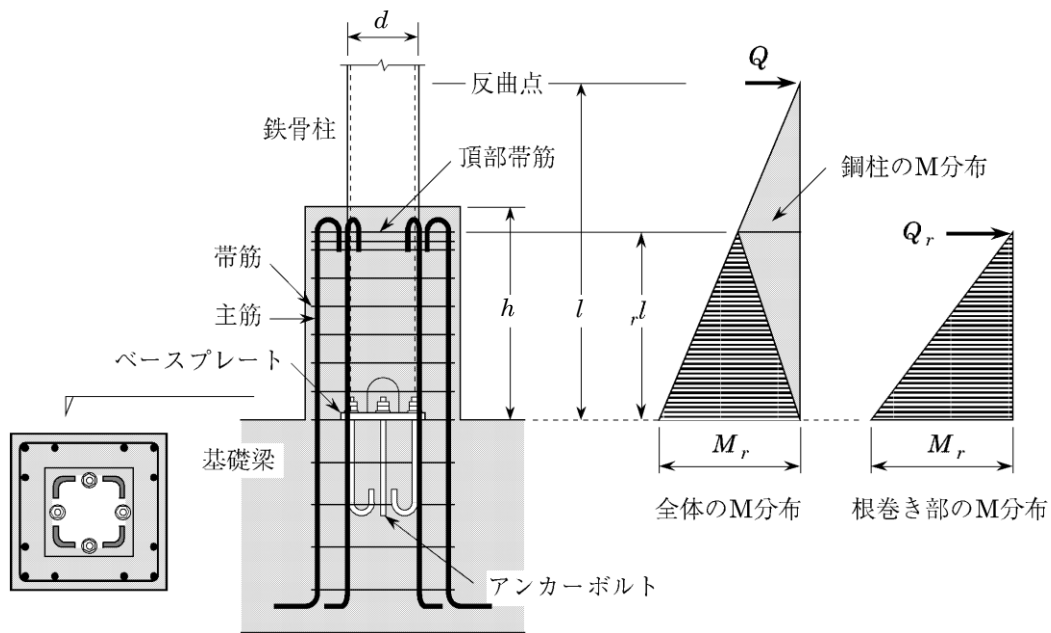


図-1 根巻型柱脚

意匠上の都合から、根巻部が図-2のように非常に長い場合がある。また、図-3のように、腰壁が設置される場合がある。図-2は、例えば根巻高さが $2.5d$ を大きく超える場合、図-3は腰壁が剛強な鉄筋コンクリート造の場合であり、このような場合には実状を反映したモデルを設定して解析・設計を実施する必要がある。

その他、根巻型柱脚は露出型柱脚のベースプレート、アンカーボルトなどで構成される基礎への定着部に比べて一般的に軽微である。したがって鉛直ブレースを根巻型柱脚に接続する場合には、この点に十分注意してブレース応力の基礎への伝達を確認することが必要である。

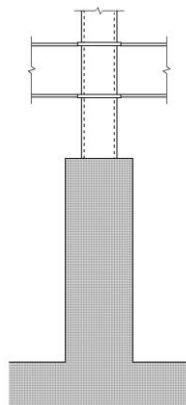


図-2 根巻部が長い柱



図-3 腰壁付根巻型柱脚

【参考文献】

- 1) 国土交通省国土技術政策総合研究所他監修：2020年版建築物の構造関係技術基準解説書，付録 1-2.6 (3) 根巻型柱脚
- 2) 日本建築学会：鋼構造接合部設計指針，7.3 根巻き柱脚の設計，2012

【よくある指摘事例】

組立柱やトラス梁のモデル化方法や D_s の設定方法が不適切な事例がある。

【関係法令等】

平成 19 年国交省告示第 594 号第 1 第一号，第二号

【指摘の趣旨】

現行法の設計では，1 次設計で許容応力度設計を行い，2 次設計で終局強度設計（保有水平耐力の確認）を行うことになっている。その際，建物の靱性（エネルギー吸収能力）に応じた D_s 値を用い，必要保有水平耐力を設定する。 D_s 値は建築基準法施行令第 82 条の 3 第二号の規定に基づき算出するが，鉄骨造建物の場合は使用する部材の形状に対して部材種別が定められている。しかし柱や梁がトラスの場合はその部材種別が明確となっていない。鉄骨造の組立柱やトラス梁を採用した時のモデル化方法や D_s の設定方法について解説する。

【解説】

1. トラス梁のモデル化と D_s の設定方法

トラス梁のモデル化や D_s の設定方法など設計の考え方が，文献 1)，文献 2) に紹介されている。ここではその内容も含んで考え方を示す。

トラス梁には図-1 に示す床梁形式と，図-2 のようにトラスが層を構成するトラス架構がある。

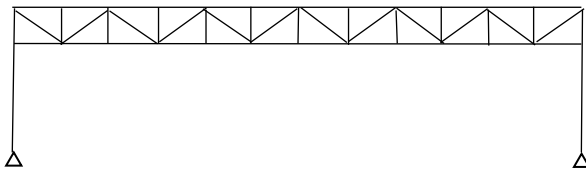


図-1 床梁形式のトラス梁

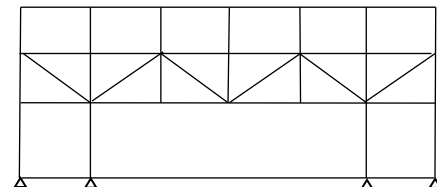


図-2 トラス架構

1.1 床梁形式のトラス梁

(1) トラス梁を FD 部材とする場合

保有耐力と変形性能³⁾ や，S 座屈指針⁴⁾ には，斜材を W 形に配したワーレントラスや N 形に配したプラットトラスを対象として，トラス梁の終局耐力や変形性能の考え方が詳しく記載されている。しかしながら，これらの文献を基にして部材種別を独自に設定することは現状の設計では一般的ではない。

そのため図-3 に示すようにトラス梁の曲げ剛性やせん断剛性が等価となるように線材置換した解析モデルを用いて，トラス梁の部材種別を安全側に FD と評価して，層の D_s は 0.4 以上とする。塑性ヒンジは柱に確実に発生させて終局状態においてトラス梁の構成部材が短期許容応力度以内とする¹⁾。トラス梁に塑性ヒンジを発生させる設計とする場合は，トラス部材に座屈が起こるときの最大荷重を弾性解析から求めて，これを架構の保有水平耐力とする設計方法もある。

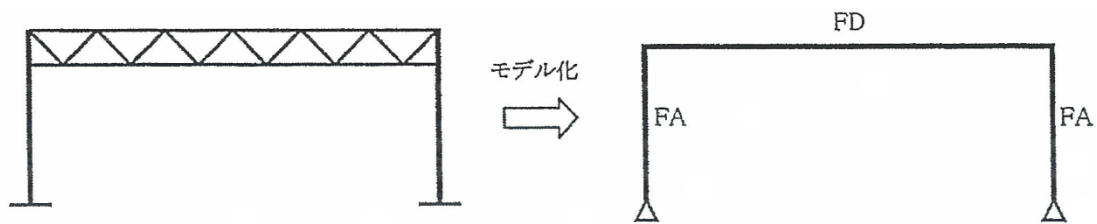


図-3 トラス梁の線材置換モデル

(2) トラス梁にヒンジを確実に発生させない場合

一方、トラス梁は終局応力状態まで短期許容応力度以内とする場合に、塑性ヒンジが発生する柱の部材ランクで D_s を設定する考え方もある。この場合のトラス梁は、短期余裕度 1.5 程度とするなど十分な安全性を確保する必要がある。そのため線材置換だけでなくトラス形状で各部材の発生応力を正しく評価することや、(1)式のように、接点位置で柱、梁の曲げ終局耐力比を比較し、柱に確実にヒンジを生じさせる設計とすることが必要である。

$${}_bM_u \geq \alpha {}_cM_u \quad , \quad \alpha \geq 1.2 \quad (1)$$

${}_bM_u$: 梁の曲げ終局耐力 , ${}_cM_u$: 柱の曲げ終局耐力

多層ラーメン架構においても、上記のように終局状態にトラス梁が弾性を保つことが確かめられている場合、かつ柱、梁の終局曲げ耐力比を検討し、梁にヒンジが発生しないことが確かめられている場合には、柱の部材種別から層の D_s を決定することも可能である。ただし、この場合は外力分布の変動、解析方法による応力の変動など、複雑な変動要因を考え、トラス梁が降伏しないよう、格段の余裕を持つことが必要である。なお、このような判断は法的には「特別な調査または研究」に該当する扱いとなる。

(3) D_s の評価例

鉛直ブレースに大半の水平力を負担させ、長期部材としてトラス梁を計画する場合の D_s の扱いの例を示す。まず初めにトラス梁の変形性能を保証しない設計方針とする場合、柱及びはり部材群としての種別を FD と考える。例えばブレースの種別が BB ($\beta_u > 0.7$) の場合、層の D_s は 0.5 となる。保有水平耐力時のトラス梁には安全性を担保する観点から長期応力に保有水平耐力時の応力を加えた値に対してトラス梁を短期許容応力度設計とすることが望ましい。

次に柱にヒンジを保証する設計方針の場合、FA 部材の柱では BB ($\beta_u > 0.7$) との組合せから層の D_s は 0.35 となる。この場合は (2) に示すように梁の安全性を確保するとともに、柱ヒンジを確実に発生させる柱梁耐力比も確保する。

(4) 計算ルート 2 の場合

次に保有水平耐力計算ではなく、計算ルート 2 を適用することについて考察する。

鉄骨造のルート 2 は局部座屈を制限し (幅厚比 FA)、韌性に富んだ部材を用い、保有耐力接合や保有耐力横補剛を満足させることで、骨組に十分な塑性変形能力を確保する設計法である。

これに対してトラス梁は、部材全体としては梁部材となり、曲げ変形する部材として設計されるが、各構成部材は主として軸力に抵抗する部材となっている。そのためトラス梁の上下弦材に梁の幅厚比規定を単純に当てはめて部材種別を判定することは適切とはいえない。

したがって、トラス梁を使用してルート 2 を適用する場合は、特別な調査または研究結果に基づいて設計を行うか、上述の保有水平耐力計算における参考事例に準じて、終局状態においてトラス梁の構成

部材が短期許容応力度以内となることを検証するなどの方法が考えられる。

1.2 トラス架構

図-4に示すように1つの層全体がトラス架構となっている場合は、トラス形状をそのままモデル化する方法が適切であると考えられる。

上下弦材の軸変形を考慮するため、トラス梁のある床面は非剛床の条件で解析し、上下弦材は軸力を考慮して断面設計を行う。

トラス構成部材の部材種別については、縦材は柱、斜材はブレースと見なせばよいが、上下弦材は主に軸力を受ける部材であることを考慮し、柱材の幅厚比による部材種別を設定する。

そのうえで荷重増分解析において、トラス構成部材の塑性化の順序と程度とを確認し、部材塑性率が過大とならない時点を保有水平耐力とする。

その際、保有水平耐力時にトラス架構部分が鉛直支持能力を保持できるようなヒンジ発生状態とすることに留意する必要がある。

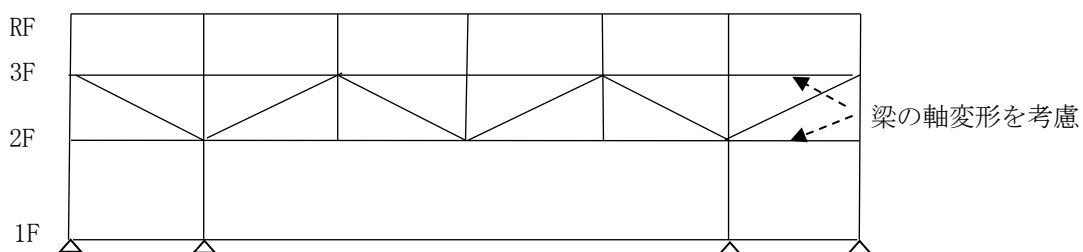


図-4 鉄骨トラス架構をそのままモデル化する場合

2. 組立柱を有する建物の D_s の設定方法

ここでは、図-5及び図-6に示す天井クレーンを有する建物の D_s 値の設定方法について検討する。このような建物の柱は下部をH形鋼の組立柱、上部を単材のH形鋼とするのが一般的である。

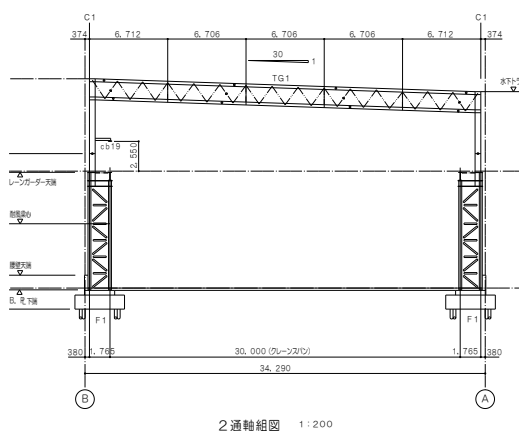


図-5 天井クレーンを有する建物

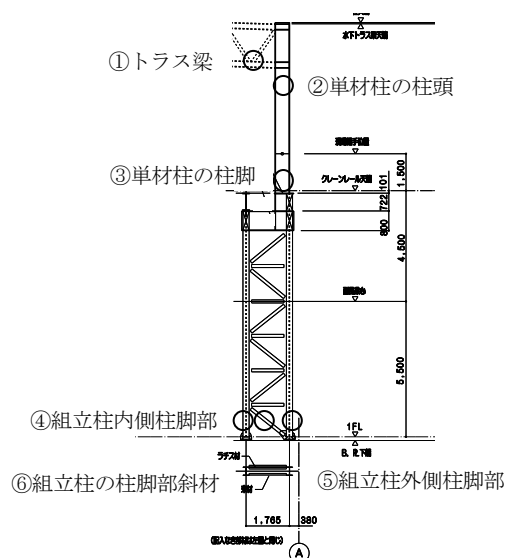


図-6 組立柱詳細図

(1) ヒンジ位置の設定

図-6に示す通り、本建物の塑性ヒンジ位置として①トラス梁、②単材柱の柱頭、③単材柱の柱脚、④組立柱内側柱脚部、⑤組立柱外側柱脚部、⑥組立柱の柱脚部斜材の6か所が候補になる。

(2) 組立柱の部材種別

組立柱の D_s 値の考え方は、トラス梁の場合よりもさらに明確ではないため、個々の設計において安全側に判断していくことが必要である。現状では、組立柱のエネルギー吸収能力について D_s 値を適切に評価する研究はなく、FD部材と評価することが妥当である。

また、現行の設計方法からも、下部組立柱のH形鋼はFAランクであったとしても、圧縮座屈でその耐力が決定するような場合は靱性のない部材として扱い、柱の部材種別をFDと考えた方が安全側である。

一方桁行方向は組立柱を構成するそれぞれの柱材の部材種別を採用する。

(3) メカニズムと層の D_s 値

現在では基礎固定の条件でメカニズムを確認し層の D_s 値を求める必要がある。本建物の場合は、図-7と図-8の2通りのメカニズムが想定されるが、どちらの場合でも柱に塑性ヒンジが生じるため層の D_s 値はFD部材である柱の部材種別に従うことになる。

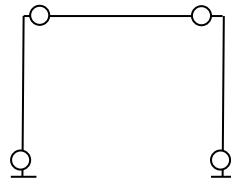


図-7 メカニズム A

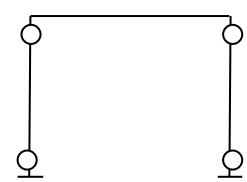


図-8 メカニズム B

このことから組立柱脚部の圧縮降伏の場合 D_s 値は0.4となる。また、組立柱の柱脚部斜材の圧縮降伏を許容した場合には斜材をブレースとみなすと D_s 値は0.4~0.5となる。

4. その他の注意事項

- (1) トラス梁に塑性ヒンジを発生させない場合（弾性状態）、終局時応力に対してトラス梁を短期許容応力度設計する。その際は十分な安全率 α を考慮する。
- (2) トラス梁に塑性ヒンジを発生させる場合、保有耐力と変形性能³⁾にトラス梁にも充腹材に匹敵する弾塑性挙動を与えるための設計方針が記載されているので参考にするとよい。
- (3) 組立柱は圧縮座屈でその耐力が決定するため、H形鋼はFBランク以上の部材が望ましく、FDランク部材は用いるべきではない（なお斜材はBAランクが望ましい）。また、上部単材のH形鋼もFBランク以上の部材とすることが望ましい。
- (4) 柱脚アンカーボルトの設計に関する D_s 値の割り増しやRC基礎梁に塑性ヒンジが発生する場合の D_s の設定方法も考慮して、層の D_s 値を最終決定する。

【参考文献】

- 1) 日本建築センター：ビルディングレター，2010. 11
- 2) 日本建築士事務所協会連合会：2015年 構造設計Q&A集，5.6.2，2015
- 3) 日本建築学会：建築耐震設計における保有耐力と変形性能（1990），鋼構造3.3トラス梁の耐力と構造ランク，1990
- 4) 日本建築学会：鋼構造座屈設計指針，7.5平面トラス部材の終局耐力と変形能力，2018