

6. 選定柱、梁、スプリットティに対する接合部剛性の検討

6-1 計算に使用した設計資料

スプリットティの剛性に関する設計は、Eurocode で用意されている。調べたところ、Eurocode3: Design of steel structures – Part 1-8: Design of joints (EN1993-1-8:2005)に設計法が用意されていたので、本資料では上記資料から、選定した柱、梁、スプリットティに対する接合部剛性を検討した。

6-2 接合部の初期剛性の算出方法

EN1993-1-8:2005 pp.92 に、以下の初期剛性の算出方法が記載されている。

EN1993-1-8:2005 6.3.1

- (4) Provided that the axial force N_{Ed} in the connected member does not exceed 5% of the design resistance $N_{pl,Rd}$ of its cross-section, the rotational stiffness S_j of a beam-to-column joint or beam splice, for a moment $M_{j,Ed}$ less than the design moment resistance $M_{j,Rd}$ of the joint, may be obtained with sufficient accuracy from:

$$S_j = \frac{Ez^2}{\mu \sum_i \frac{1}{k_i}} \quad \dots (6.27)$$

where:

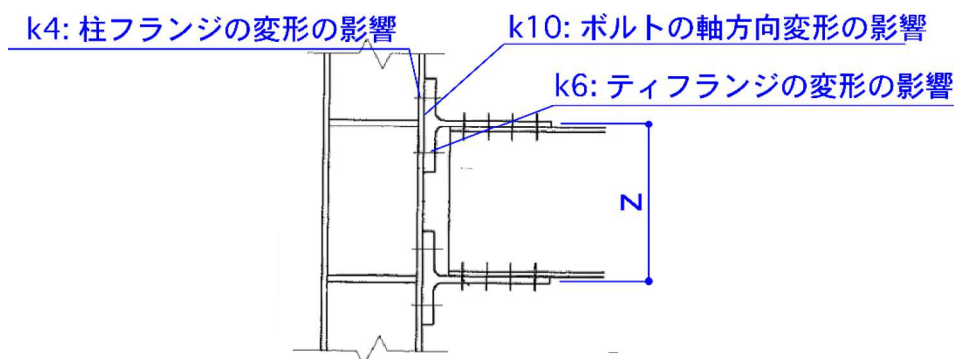
k_i is the stiffness coefficient for basic joint component i ;

z is the lever arm, see 6.2.7;

μ is the stiffness ratio $S_{j,ini}/S_j$, see 6.3.1(6).

NOTE: The initial rotational stiffness $S_{j,ini}$ of the joint is given by expression (6.27) with $\mu = 1,0$.

上記の (6.27) 式において、 $\mu = 1.0$ としたときの剛性を接合部の初期剛性とするとの記載があるので、本資料では $\mu = 1.0$ としたときの剛性を算出した。 z の lever arm は、ティウェブ間の中心間距離をとり、 k_i は以下に示す柱やティフランジ等の変形を考慮した剛性 k_4 , k_6 , k_{10} の 3 つを入力した。



k4 および k6 はほぼ同じ形式の式となっており、先ほどの(6.27)式に k4 または k6 を代入すれば、オーダーは接合部設計指針(4.22)式の初期剛性に対応する値となっている。

<i>Column flange in bending</i> (for a single bolt-row in tension)	$k_4 = \frac{0,9 \ell_{eff} t_{fc}^3}{m^3}$ <p>ℓ_{eff} is the smallest of the effective lengths (individually or as part of a bolt group) for this bolt-row given in Table 6.4 for an unstiffened column flange or Table 6.5 for a stiffened column flange;</p> <p>m is as defined in Figure 6.8.</p>
---	--

<i>Flange cleat in bending</i>	$k_6 = \frac{0,9 \ell_{eff} t_a^3}{m^3}$ <p>ℓ_{eff} is the effective length of the flange cleat from Figure 6.12;</p> <p>m is as defined in Figure 6.13.</p>
--------------------------------	---

計算に使用した m および ℓ_{eff} は、k4 の算出には Table6.5 および Figure6.8 から計算し、k10 の場合は Figure6.12 と Figure6.13 から計算した。実際の使用した値は、次章の計算詳細にて示した。

Table 6.5: Effective lengths for a stiffened column flange

Bolt-row Location	Bolt-row considered individually		Bolt-row considered as part of a group of bolt-rows	
	Circular patterns $\ell_{eff,cp}$	Non-circular patterns $\ell_{eff,nc}$	Circular patterns $\ell_{eff,cp}$	Non-circular patterns $\ell_{eff,nc}$
Bolt-row adjacent to a stiffener	$2\pi m$	αm	$\pi m + p$	$0,5p + \alpha m - (2m + 0,625e)$
Other inner bolt-row	$2\pi m$	$4m + 1,25e$	$2p$	p
Other end bolt-row	The smaller of: $2\pi m$ $\pi m + 2e_1$	The smaller of: $4m + 1,25e$ $2m + 0,625e + e_1$	The smaller of: $\pi m + p$ $2e_1 + p$	The smaller of: $2m + 0,625e + 0,5p$ $e_1 + 0,5p$
End bolt-row adjacent to a stiffener	The smaller of: $2\pi m$ $\pi m + 2e_1$	$e_1 + \alpha m - (2m + 0,625e)$	not relevant	not relevant
For Mode 1:	$\ell_{eff,1} = \ell_{eff,nc}$ but $\ell_{eff,1} \leq \ell_{eff,cp}$		$\sum \ell_{eff,1} = \sum \ell_{eff,nc}$ but $\sum \ell_{eff,1} \leq \sum \ell_{eff,cp}$	
For Mode 2:	$\ell_{eff,2} = \ell_{eff,nc}$		$\sum \ell_{eff,2} = \sum \ell_{eff,nc}$	
α should be obtained from Figure 6.11. [AC2] e_1 is the distance from the centre of the fasteners in the end row to the adjacent stiffener of the column flange measured in the direction of the axis of the column profile (see row 1 and row 4 in Figure 6.9). [AC2]				

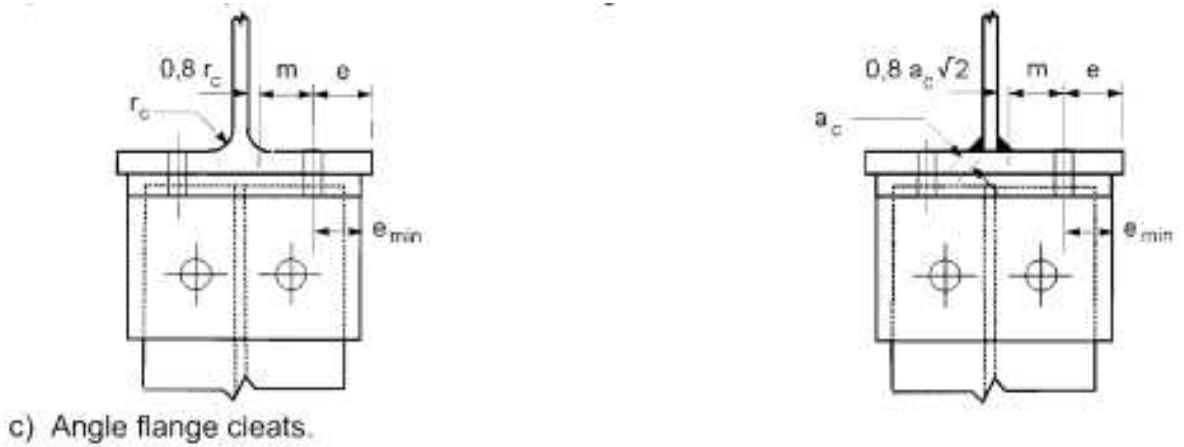


Figure 6.8: Definitions of e , e_{\min} , r_c and m

- (3) The dimensions e_{\min} and m for use in 6.2.4 should be determined from Figure 6.13.

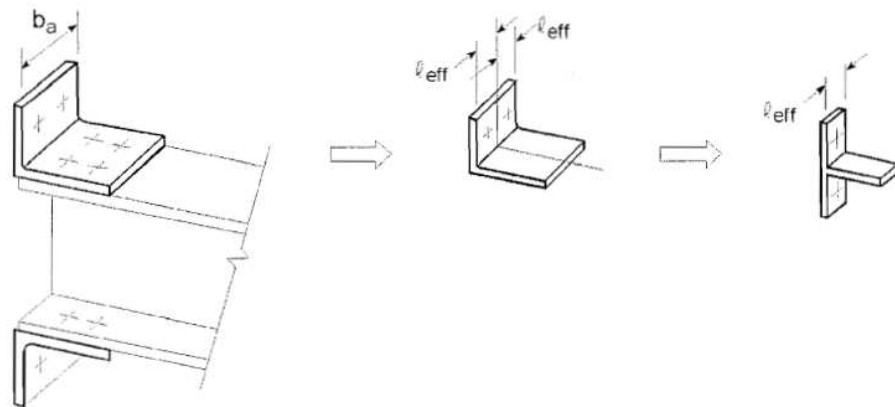
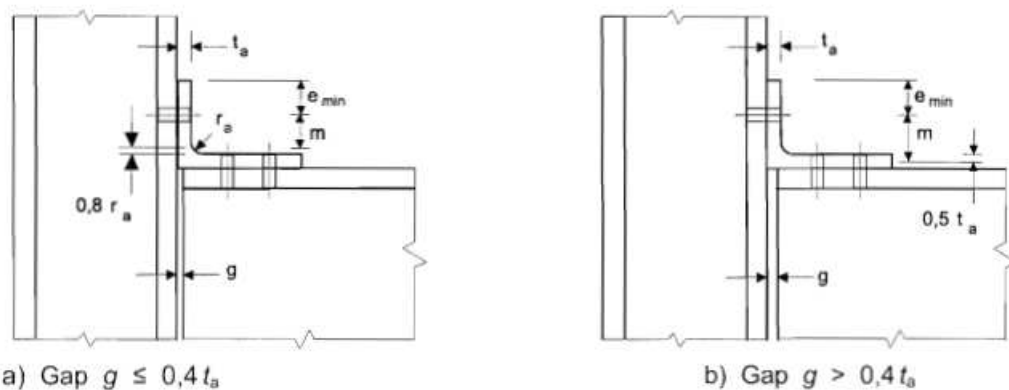


Figure 6.12: Effective length ℓ_{eff} of an angle flange cleat



Notes:

- The number of bolt-rows connecting the cleat to the column flange is limited to one;
- The number of bolt-rows connecting the cleat to the beam flange is not limited;
- The length b_a of the cleat may be different from both the width of the beam flange and the width of the column flange.

Figure 6.13: Dimensions e_{min} and m for a bolted angle cleat

K10 はボルトの軸変形を考慮した以下の値を入力した。

Component	Stiffness coefficient k_i
<i>Bolts in tension</i> (for a single bolt-row)	$k_{10} = 1,6 A_s / L_b$ <p style="text-align: right;">preloaded or non-preloaded</p> <p>L_b is the bolt elongation length, taken as equal to the grip length (total thickness of material and washers), plus half the sum of the height of the bolt head and the height of the nut.</p>

○初期剛性低下率 μ の評価

初期剛性低下率 μ は、 μ が最大となる $M_{j,Ed}/M_{j,Rd}=1.0$ 、かつ $\phi=3.1$ としたときの $\mu=3.52$ として設定した。

- (4) Provided that the axial force N_{Ed} in the connected member does not exceed 5% of the design resistance $N_{pl,Rd}$ of its cross-section, the rotational stiffness S_j of a beam-to-column joint or beam splice, for a moment $M_{j,Ed}$ less than the design moment resistance $M_{j,Rd}$ of the joint, may be obtained with sufficient accuracy from:

$$S_j = \frac{Ez^2}{\mu \sum_i \frac{1}{k_i}} \quad \dots (6.27)$$

where:

k_i is the stiffness coefficient for basic joint component i ;

z is the lever arm, see 6.2.7;

μ is the stiffness ratio $S_{j,ini}/S_j$, see 6.3.1(6).

NOTE: The initial rotational stiffness $S_{j,ini}$ of the joint is given by expression (6.27) with $\mu = 1.0$.

- (5) The rotational stiffness S_j of a column base, for a moment $M_{j,Ed}$ less than the design moment resistance $M_{j,Rd}$ of the joint, may be obtained with sufficient accuracy from 6.3.4.

- (6) The stiffness ratio μ should be determined from the following:

- if $M_{j,Ed} \leq 2/3 M_{j,Rd}$:

$$\mu = 1 \quad \dots (6.28a)$$

- if $2/3 M_{j,Rd} < M_{j,Ed} \leq M_{j,Rd}$:

$$\mu = (1,5 M_{j,Ed} / M_{j,Rd})^\psi \quad \dots (6.28b)$$

Table 6.8: Value of the coefficient ψ

Type of connection	ψ
Welded	2,7
Bolted end-plate	2,7
Bolted angle flange cleats	3,1
Base plate connections	2,7

6-3 初期剛性 K の検討結果

6.3.1. 初期剛性 K の計算値

下表は、2 章で選定したそれぞれの柱について、接合部の剛性値を計算した結果である。表中の赤および青の表示は、4 章にて検討した耐力の検討結果を示しており、青で示した部分は梁に対して接合部の耐力が上回る設計ができている柱梁の組み合わせを示し、赤で示した部分は今回用いたスプリットティでは梁の耐力を接合部の耐力が上回る設計ができていない組み合わせを示している。

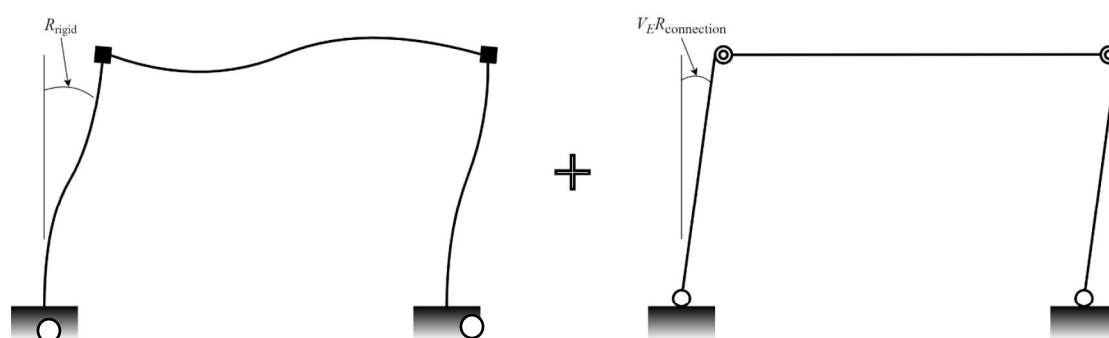
($\times 10^5 \text{kNm/rad}$)

	柱剛	H-300x300	H-390x300	H-440x300	H-488x300
H-396x199	0.71	0.18	0.21	0.27	0.27
H-400x200	0.73	0.18	0.21	0.27	0.27
H-446x199	0.89	0.22	0.26	0.34	0.34
H-450x200	0.91	0.23	0.26	0.34	0.34
H-496x199	1.09	0.27	0.32	0.41	0.41
H-500x200	1.11	0.28	0.32	0.41	0.42
H-596x199	1.57	0.39	0.46	0.59	0.59
H-600x200	1.59	0.40	0.46	0.60	0.6

6.3.2. K/bMy の計算結果

もしある架構において、接合部に生じているモーメントがわかっている場合、下図に示すように剛接合として計算した架構解析から得られた柱の層間変形角と、接合部に生じているモーメントから計算された柱の層間変形角のたしあわせで、半剛接合部を有する架構の柱の層間変形角を計算することが可能である場合があるかもしれない。

ここでは上記の仮定が成り立つ場合の架構の目安として、 K/bMy を計算することとした。この値は、梁が降伏モーメント bMy に到達したときに、半剛接合部により柱の層間変形角がどの程度生じうるかを計算した値となっている。



下表は2章で採用した柱、梁、スプリットティの組み合わせにおいて K/bMy の計算結果を示したものであり、青色・赤色の表記は、前項で示した K の計算結果一覧と同じである。たとえば柱が H-300x300、梁が H-450x200 の場合において、 K/bMy の値は 237 となっている。これは、半剛接合部の変形により、剛接合架構で計算したときの層間変形角に $1/237$ の層間変形角が付加されることを示している。ただしこの考え方は前述したように、剛接合として計算した架構解析から得られた柱の層間変形角と、接合部に生じているモーメントから計算された柱の層間変形角のたしあわせで、半剛接合部を有する架構の柱の層間変形角を計算することが可能である場合が前提条件となっている。実際の架構では、柱脚の影響や、ブレースの影響などにより、 K/bMy から計算される半剛接合部の柱の変形角の足し合わせで予測できない場合があるものと思われる。

K/bMy の一覧

	柱剛	H-300x300	H-390x300	H-440x300	H-488x300
H-396x199	311	77.6	90.2	116.0	116.0
H-400x200	268	67.1	77.9	101.0	101.0
H-446x199	310	77.3	89.9	116.0	116.0
H-450x200	269	67.2	78.1	101.0	101.0
H-496x199	289	72.1	83.8	108.0	108.0
H-500x200	258	64.5	75.0	96.8	96.8
H-596x199	304	75.9	88.2	114.0	114.0
H-600x200	273	68.2	79.3	102.0	102.0