柱・梁接合部の破断危険度予測

PREDICTION OF THE VULNERABILITY OF PREMATURE RUPTURE OF BEAM-TO-COLUMN CONNECTION

—Welded flanges and bolted web type—

加藤 勉*
Ben KATO

In the previous article, a design criterion to prevent the premature rupture of beam-end flange of beam-to-column moment resisting connection, in which beam flanges and web are both welded to the column face, was presented. In this paper, the maximum moment resistance and the plastic rotation capacity of the beam-to-column moment resisting connection, in which beam flanges are welded to column through the continuity plates and web is connected to column face by bolts, are analysed and a criterion to prevent the occurrence of connection rupture until the beam develops its own plastic rotation capacity is presented.

Keywords : *beam-to-column connection, stress transfer, plastic rotation capacity*

柱・梁接合部、応力伝達、塑性回転能力

1. 序

構造設計においては構造物全体および構造要素の耐力、塑性変形能力に関して明確な要求性能が確立されていなければならない。これは柱・梁剛接合部（moment resisting connection）の設計についても例外でない。

文献1では梁端接合部の終局曲げ耐力は接合される梁固有の曲げ耐力以上でなければならないという前提に立って、梁フランジ、ウェブ共に柱に直接溶接される接合部について、この前提をみたすための条件式を提示した。これによって接合部の塑性回転能力を予測することが出来、従って設計で要求する塑性回転能力を発揮しうる接合部を決定することが出来るのである。

本論文で扱う梁フランジは溶接、ウェブはボルト接合の柱・梁接合部に対しても同じ原則を適用する。梁端においてフランジ、ウェブ共に溶接という同条件の場合は接合端におけるウェブからフランジへの応力移行問題として一般的に論ずることができるが梁ウェブが柱にボルト接合される場合はボルトの配置、数、径の組合せに自由度があるので個別的なアプローチを必要とする。ボルト接合部が柱面から離れた位置に設けられる場合（ブラケット方式）は本論文の適用範囲外とする。

2. 柱・梁接合部の保持すべき終局曲げモーメント

序で述べた如く、接合部の終局曲げ耐力、 jM_u 、は接合される梁の固有の曲げ耐力以上であることが必要条件である。式で書けば、

$$jM_u \geq S \cdot M_p \quad \dots\dots\dots (1)$$

S は局部座屈で決まる梁の最大曲げモーメントの全塑性モーメント、 M_p 、に対する比で、 $S \cdot M_p$ が梁固有の最大曲げ耐力である。 S の値および塑性率（塑性回転能力）、 η 、は文献2. に与えられるが、本論文で検証の対象となる実験はすべて鋼種 SN490 が用いられているので、この鋼種についてのみ再録する。

$$S^1 = 0.2868 \lambda_f^2 + 0.0588 \lambda_w^2 + 0.7730 \quad \dots\dots\dots (2)$$

但し、 $S^1 \geq Y_f$

(記号)

$$\lambda_f = \left(\frac{f \sigma_y}{E} \right)^{1/2} \cdot \frac{b}{t_f} : \text{フランジの一般化細長比}$$

$$\lambda_w = \left(\frac{w \sigma_y}{E} \right)^{1/2} \cdot \frac{d_e}{t_w} : \text{ウェブの一般化細長比、梁の場合 } d_e = d/2$$

$f \sigma_y$: フランジの降伏点、 $w \sigma_y$: ウェブの降伏点、 E : ヤング係数、 b : フランジ幅の半分、 d : ウェブせい、 t_f : フランジ厚さ、 t_w : ウェブ厚さ、 $Y_f = f \sigma_y / f \sigma_u$: フランジ材の降伏比、 $f \sigma_u$: フランジの引張強さ（図1参照）

これに対応する部材角表示の梁の塑性回転能力、 η 、は

* 東洋大学工学部 教授・工博

Prof., Toyo Univ., Faculty of Engrg., Dr. Eng.

$$\eta = \left(\frac{S-1}{2S^2} \right) \left[\frac{E}{E_{st}} (S-1)(2S+1) + 3(S+1) \left(\frac{\epsilon_p}{\epsilon_y} \right) \right] \dots\dots\dots (3)$$

(記号) E_{st} : 歪硬化係数、 ϵ_p : 歪硬化開始点の歪、 ϵ_y : 降伏歪
文献 1. に本章に関する詳細な記述がある。

3. 梁端接合部の終局曲げ耐力

3.1 終局曲げ耐力の仮定

図 1 に示すような柱・梁接合部の終局曲げ耐力、 jM_u 、として (4) 式を仮定する。

Fig 1. Beam-to-column connection

$$jM_u = fM_u + bM_u \dots\dots\dots (4)$$

(記号)

$M_u = A_f \cdot h \cdot f \cdot \sigma_u$: 梁フランジの最大曲げモーメント

A_f : フランジ 1 個の断面積

h : H 形断面梁のフランジ板厚中心間距離

$bM_u = \sum n \cdot F \cdot j_i$: 高力ボルト群の最大曲げモーメント

F : 接合ボルト 1 本の最大強さで下記のうち小さい方の値

$F = 1.35 \sigma_u \cdot bA$: 接合板の支圧強さ

$F = \frac{f_u}{\sqrt{3}} \cdot sA$: 高力ボルトのせん断強さ

$bA = d \cdot t$: ボルト接触部の面積

d : ボルト軸径

t : ウェブ又はガセットプレートの板厚

σ_u : ウェブ又はガセットプレートの引張強さ

$\sigma_u \cdot bA$ はウェブ又はガセットプレートのいずれかが小さい方の値をとる。

sA : ボルトの軸断面積

f_u : 高力ボルトの引張強度

j_i : ボルト群重心から i 番目のボルト迄の距離

n : j_i 位置のボルト数

bM_u の算定式はすべてのボルトが終局耐力に達していると仮定したもので、ボルト応力は水平方向に作用すると単純に仮定する。支圧耐力式の係数 1.35 は建築学会、鋼構造限界状態設計規準、6 章、6.3 によった。高力ボルトのせん断耐力は後述の実験において測定されていないので、F10T のボルトの引張強度を $10t/cm^2$ とし、せん断強度を $\frac{10}{\sqrt{3}} t/cm^2$ とした。

材端接合部が終局耐力に達している状態であるから高力ボルトは当然滑りを起こしており、支圧およびボルトのせん断で抵抗している。ボルト接合部の面内剛性はウェブそのものの面内剛性より小さく、ボルト穴と軸径間のクリアランス等もあるので、その回転剛性は低下しており梁フランジとの変形適合は論じ難いが、終局においては両者の和に達するものとして (4) 式を仮定した。

3.2 仮定終局曲げ耐力の妥当性

予測式 (4) の妥当性を検証するために既発表の実験値と比較した。実験値は文献 3～6 に発表されたもので、夫々 R3、R4、R5、R6 と略称する。R3 では大阪大学、大阪工業大学担当の従来型接合部の結果を用いた。R6 ではボルト数、配置を変えている。R4～R6 ではスカラップ形状を変化させている。梁の鋼種はすべて SN490、使用

Table 1. Outline of test specimens

	proportion				mechanical properties(t/cm^2)								
	d/h	b/t _f	d/t _w	D/t	$f\sigma_y$	$w\sigma_y$	$f\sigma_u$	$w\sigma_u$	Y _f	Y _w	$\frac{w\sigma_y}{f\sigma_y}$	$\frac{w\sigma_u}{f\sigma_u}$	
R3	0.96	5.0	44.3	23.7	3.78	4.33	5.27	5.64	0.72	0.77	1.14	1.07	RH
R4	0.97	6.2	47.5	15.9	3.95	4.34	5.65	5.76	0.70	0.75	1.10	1.02	RH
R5	0.96	4.9	49.1	20.4	3.60	4.04	5.10	5.36	0.71	0.75	1.12	1.05	RH
R6	0.96	5.3	38.5	11.7	3.49	3.38	5.28	5.09	0.66	0.66	0.97	0.96	BH

RH: rolled section, BH: built up section

Fig 2. Details of bolted connection(in mm)

ボルトはF10Tで、試験体総数は20個である。

表1に梁の寸法、材料の強度特性を示す。

図2にボルト接合の詳細を示す。

夫々の試験体の(4)式による接合部終局曲げ耐力の計算値、 jM_u 、を表2に示す。ボルト1本の耐力、 F 、はすべて支圧で決まっている。

表3に実験で得た各接合部最大曲げモーメント、 eM_u 、その予測値、 jM_u 、に対する比、およびその他後章で述べる関連実験値を示す。

表3から $eM_u / jM_u \approx 1$ であり、接合部の終局曲げ耐力は(4)式に

よって十分予測できることを示している。ウェブのモーメント寄与率は柱面の幅厚比、 D/t 、にも影響される筈であるが、実験結果からは有意の影響は見られなかった(表1に D/t が記入されている。)これはボルト接合されたウェブの面内剛性が小さく、柱面の面外曲げ剛性の大小にあまり影響されなかったものと考えられる。又、スカラップ形状の影響も否定はできないが、接合部の全体挙動に大きな影響を与えていないようである。

4. M_p からの耐力上昇率、 S'

文献1に述べた如く局部座屈で決まる梁断面の最大曲げ耐力の全塑性モーメント、 M_p 、からの上昇率、 S 、は(2)式で与えられるが、この値は多数の研究者の実験結果を統計的に処理し、実用を意識してやや保守的に査定したものであること、および、これらの実験は材端無拘束の状態で行われたものであるが、柱・梁接合部の場合は梁端フランジは柱ダイアフラムに溶接されて固定縁となるので座屈波は材端からやや離れた所から起こるであろうこと、の2つの理由から柱・梁接合部近傍の応力上昇率、 S' 、は(2)式の S より大きい可能性があるので、実験結果を用いて検討する。

即ち、材端における実際の応力上昇率 $S' = eM_u / M_p$ 、を計算し、その(2)式の S に対する比、 S'/S 、を表3に示した。表に見る如く S'/S は多少ばらつきが大きい。試験体の中には梁が十分局部座屈耐力を発揮する前に材端破断に至ったものも含まれていることがその原因と考えられるが、当面 $S'/S \leq 1$ となったもの(一印)を除外して残りの実験値の平均をとると1.06となるので、査定値としてこの値を用いる。

$$S' = 1.06S \quad \dots\dots\dots (5)$$

5. 塑性回転能力

表3には塑性回転能力の実測値 η_{ex} 、とその理論値、 η (3式)、に対する比も示してある。これは次章で述べる判定式の妥当性の検証に用いる。

6. 材端破断先行防止のための条件式

Table 2. Predicted joint maximum moment(in tf·m)

	F(tf)	bM_u	rM_u	jM_u
R3	20.77	27.42	189.26	216.68
R4	15.40	16.63	44.94	61.57
R5	17.65	30.71	201.51	232.22
R6. A	18.14	11.61	96.51	108.12
R6. B~D2	18.14	10.88	96.51	108.12
R6. D3	18.14	7.62	96.51	104.13
R6. D4	18.14	5.08	96.51	101.59

Table 3. Test results

R3. $S=1.183, \eta=7.59$					
	eM_u (t·m)	$\frac{eM_u}{jM_u}$	$\frac{S'}{S}$	η_{ex}	$\frac{\eta_{ex}}{\eta}$
1	224.52	1.036	1.067	6.59	0.868
2	215.18	0.993	1.079	5.01	0.660
3	215.58	0.995	1.074	5.59	0.737
4	227.69	1.051	—	—	—
5	221.93	1.024	1.057	7.46	0.983
6	212.90	0.983	1.016	5.75	0.758
7	224.32	1.035	1.057	7.71	1.016
8	233.16	1.076	1.085	7.20	0.949
av.			1.062		0.853
R4. $S=1.160, \eta=5.43$					
9	62.70	1.018	1.101	6.00	1.105
10	62.07	1.008	1.091	6.69	1.232
av.			1.096		1.168
R5. $S=1.172, \eta=6.87$					
11	244.40	1.052	1.118	6.88	1.001
12	224.76	0.968	1.028	6.98	1.016
av.			1.073		1.009
R6. $S=1.218, \eta=7.63$					
A.13	106.17	0.982	1.02	3.50	0.459
B.14	104.21	0.970	—	—	—
C.15	106.76	0.994	1.026	3.85	0.505
D.16	106.56	0.992	1.024	3.40	0.446
E.17	110.29	1.027	1.059	3.85	0.505
D ₂ .18	110.29	1.027	1.059	4.31	0.565
D ₃ .19	109.50	1.051	1.053	4.18	0.548
D ₄ .20	104.60	1.029	—	—	—

以上で(1)式における jM_u および S' の実態が判ったので(4)、(5)式を(1)式に導入して、梁がその固有の曲げ耐力を発揮する以前に材端破断を起こさない為の条件式を誘導する。

(4)、(5)式を(1)式に入れると、

$$M_u + M_w > 1.06 S M_p \quad \dots\dots\dots (6)$$

(記号)

$$M_p = A_f \cdot h \cdot f_y + \frac{1}{4} A_w \cdot d \cdot f_y : H \text{ 形断面の全塑性モーメント}$$

$$A_w = d \cdot t_w : \text{ウェブの断面積}$$

(6) 式を断面寸法、材料の機械的性質を用いて表すと

$$M_u > A_f \cdot h \cdot f_u \left[1.06 S Y_f \left[1 + \frac{1}{4} k \left(\frac{d}{n} \right) \left(\frac{w \sigma_y}{f \sigma_y} \right) \right] - 1 \right], \quad k = A_w / A_f$$

表1に見る如く d/h の値はサイズによらずほぼ一定値で平均値は

0.963 である。又圧延 H 形鋼では $\frac{w \sigma_y}{f \sigma_y}$ も大きな変動は無く平均値は

1.12 となっている。これに対し溶接集成 H 形鋼では、フランジとウェブの降伏点は独立で許容範囲内でランダムに変動し得る。R 6 では 0.97 と小さい値となっているが 1 例にすぎないので当面圧延 H

形鋼の値 $\left(\frac{d}{n} \right) \left(\frac{w \sigma_y}{f \sigma_y} \right) = 0.963 \times 1.12 = 1.078$ を用いることにすると上式は、

$$M_u > A_f \cdot h \cdot f_u [1.06 S Y_f (1 + 0.27k) - 1] \quad \dots\dots\dots (7)$$

となる。(7) 式が梁固有の最大曲げモーメント、塑性回転能力を発揮し得るか否かの判定規準となる。

念の為記号の説明を再記する。

$M_u = \Sigma n \cdot F \cdot j_i$: 高力ボルト群の最大曲げモーメント(3.1 参照)

A_f : フランジ 1 個の断面積、 A_w : ウェブの断面積、 $k = A_w / A_f$

h : H 形断面のフランジ板厚中心間距離、

$f \sigma_u$: フランジ材の引張強度、 S : (2) 式の与える応力上昇率、

$Y_f = f \sigma_y / f \sigma_u$: フランジ材の降伏比、

(7) 式の妥当性を検証するために (7) 式を

$$1 > \frac{f M_u}{b M_u} [1.06 S Y_f (1 + 0.27k) - 1] \quad \dots\dots\dots (7)'$$

の形に変形し、右辺を安全指標 (safety index) と呼ぶことにし、試験体各グループの安全指標と実測塑性回転能力の (3) 式の理論値に対する比、 η_{ex} / η 、を対応させると表 4 のようになる。

η_{ex} は各グループの平均値をとった。R 6 中 B から D₂ 迄は同一形状の試験体なのでその平均をとり、他は個別の値をとった。各グループ中、R 4 と R 5 が (7)' 式に適合しており、 η_{ex} / η も 1 を上回っている。

両者の関係を図示すると図 3 のようになり、安全指標の増大と共に接合部の回転能力が梁固有の回転能力から低下してゆくことが判る。

Table 4. Safety index vs. rotation relation

	R3	R4	R5	R6(A)	R6(B~D ₂)	R6(D ₃)
index	1.11	0.94	0.99	1.56	1.67	2.38
η_{ex} / η	0.85	1.17	1.01	0.46	0.50	0.55

Fig 3. η_{ex} / η vs. safety index relation

7. 結

- 1) 梁固有の塑性回転能力を発揮する前に接合部破断を起こさせないためには (7) 式を満足する必要がある。
- 2) 幅厚比の大きい梁断面を用いれば S の値が小さくなり、(7) 式を満足させ易くなるが、 S が小さくなるので (2) 式に示すように梁自身の塑性回転能力が小さくなる。従って設計の順序としては、最初に設計上要求される梁の塑性回転能力に応じて (2)、(3) 式より梁の断面形を設定し (幅厚比制限)、その S を用いて (7) 式を満足するようにボルト配置を決めることになる。
- 3) ボルト径、ボルト本数を変化させた実験データは少ないので、判定式の信頼性を高めるには、この種の資料の蓄積が望まれる。
- 4) フランジ、ウェブ共に溶接の場合 (文献 1) と同様、判定式 (7) を適用するに当たっては予め使用する鋼材の正確な機械的性質を知っておく必要がある。降伏比として JIS 規定の上限値を用いると極めて保守的な設計を強いられることになる。

引用文献

1. 加藤勉、柱・梁接合部の破断危険度予測、日本建築学会、構造系論文集、P.155~160、2000年1月
2. 加藤勉、中尾雅躬、局部座屈に支配されるH形断面鋼部材の耐力と変形能力、日本建築学会構造系論文集、第458号、P.127~136、1994年4月
3. 通しダイアフラム形式で角形鋼管柱に接合されるH形鋼梁の塑性変形能力に関する実大実験報告書、3.4(大阪大学、大坂工業大学担当)、P.102~127、日本建築学会近畿支部鉄骨構造部会、1997年7月
4. 澤本佳和 他、角形鋼管柱・梁接合部における梁端ディテールに関する実験的研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、P.375~376、1998年9月
5. 宇佐美徹 他、スカラップとウェブ接合形式が梁の塑性変形能力に及ぼす影響について、日本建築学会大会学術講演梗概集、P.353~354、1998年9月
6. 寺岡勝 他、混合接合形式の角形鋼管柱・H形鋼梁接合部における力学的挙動(その1、2)、日本建築学会大会学術講演梗概集、P.1473~1476、1994年9月

(1999年7月10日原稿受理、1999年10月1日採用決定)