

溶接接合部の破断を考慮した柱梁耐力比の検討†

服部駿太*, 高橋利恵**

Study on Column Overdesign Factor in Consideration of the Welded Joint Rupture†

Syunta Hattori* and Toshie Takahashi**

The safety factor for joints was investigated, which is at the welded joint of the steel structure in consideration of Column-Overdesign-Factor (COF). Considering the rupture of the welded joint in the steel structure, it is difficult to obtain the structural reliability containing brittle failure by general reliability analysis. In order to perform the reliability analysis including the welded joint rupture, these failure modes of the structure were classified to the mutually exclusive events by COF and the welded joint performance. The welded joint strength was predicted by Bayes' theorem, using the beam strength as a prior distribution and the experiment's results of welded joint strength. As a result, the ratio of failure probability with the welded joint rupture became about 3% of the total failure probability. When it compared to the layer collapse probability, the COF is higher, the ratio of failure probability including the weld joint rupture is increased.

Key words: Column-Overdesign-Factor, Welded Joint, Brittle Failure, System Reliability

1 はじめに

鋼構造建築物は、靱性のある材料を用いているため、部分的な損傷が起こった場合においても、その能力を十分に発揮できるとされている。大きな地震時にも、柱梁耐力比の設定が妥当であれば崩壊形が全体崩壊形になり、十分なエネルギー吸収ができると考えられている。しかし、構造物はさまざまな要因によって、梁に塑性ヒンジが生じ構造物が全体崩壊形になることが阻害される場合があり、部材耐力のばらつきの問題や、接合部の破壊形式の影響が考えられる。そのような構造物の設計においては、接合部の損傷は起こらないと考えられているが、地震被害報告において接合部の被害が少なくないこと、また接合部に損傷があった場合にはその影響が大きいことから、接合部の損傷を考慮した柱梁耐力比を検討することは意義があると考えられる。

本研究では、まず、信頼性解析を用いて、様々な崩壊形による柱梁耐力比の検討を行った。次に、接合部耐力を考慮した構造物の崩壊形の検討を行い、接合部の損傷を考慮した設計用柱梁耐力比の検討を行った。

2 柱梁耐力比

Fig. 1 に示す柱梁接合部の柱梁耐力比 COF は(1)式のよう

$$\text{COF} = \frac{M_{C1} + M_{C2}}{M_{B1} + M_{B2}} \quad (1)$$

ここに、 M_{Bi} は梁の曲げ耐力、 M_{Ci} は柱の曲げ耐力である。

設計においては、部材の耐力を公称値から求めるが、実際には部材の耐力はばらつきがあり、その平均値は公称値より大きくなる。鋼構造の部材の曲げ耐力は、正規分布に従うとし、梁部材では(2)式により求めることとする。

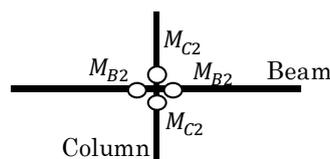


Fig. 1 Column Overdesign Factor COF

$$M_p = Z_p \cdot \sigma_y \quad (2)$$

材料の降伏強度と比較して、断面の寸法に関するばらつきは小さいと仮定し、塑性断面係数の平均値は設計用の値と等しいとする。ばらつきは降伏強度のばらつきと他の要因によるばらつきが存在すると考える。

$$\delta_{M_p} = \sqrt{\delta_{\sigma_y}^2 + \delta^2} \quad (3)$$

δ_{M_p} は梁耐力の変動係数、 δ_{σ_y} は降伏強度の変動係数、 δ は他の要因による変動係数とする。柱のばらつきは、降伏強度の変動係数、軸力による変動、その他断面寸法や設計あるいは施工上の誤差が存在するため、梁と同様の降伏強度の変動係数とその他の変動係数を考慮した値とした。ここに、鋼構造で用いる鋼材の種類により、平均値倍率(=平均値/公称値)および鋼材の変動係数を Table 1 に示す。

Table 1 Nominal Strength and Statistical Data

	$\sigma_y(\text{kN/cm}^2)$	平均倍率	c.o.v
BCP325	32.5	1.19	0.071
BCR295	29.5	1.25	0.058
SN400	23.5	1.34	0.084
SN490	32.5	1.17	0.063

鋼材により、降伏強度の平均値と公称値の比は異なり、ばらつきも異なる。したがって、構造物すべての柱梁接合部の COF を等しいとすると、接合部によって平均値の比や

† 原稿受理 平成 27 年 2 月 27 日 Received February 27, 2015

* 工学研究科建築学専攻大学院生 (Department of Architecture)

** 建築学科 (Department of Architecture)

ばらつきは異なり、梁に塑性ヒンジができる確率も異なる。

一般的に、設計時の耐力で求められる柱梁耐力比は確定的に設定されているが、実際の柱梁耐力比は確率変数であり、柱ヒンジ発生確率で表される値である。本研究では、設計で設定した COF と、次式により求められる柱梁接合部の柱ヒンジ発生確率から求めた信頼性指標の比較を行い、COF の値の検証を行う。

$$Z_i = \sum M_C - \sum M_B \quad (4)$$

$$\beta_i = -\Phi^{-1}[P(Z_i \leq 0)] \quad (5)$$

3 解析対象モデル

Fig. 2 に示す鋼構造 4 階建てラーメン骨組を解析対象とする。ここでは Table 2 に示す梁を用いることとした。この梁に対して、COF 倍した柱の耐力を設定し、柱は断面の寸法は設定せず COF から求められた耐力を持つ部材とした。端部の柱は中央部の接合部で設定した COF で求められた柱を用いることから、COF は中央部の 2 倍となる。最上階は中央部に比べて 0.5 倍の COF を設定した。構造物の中心部の COF を同じとしたモデルで構造物全体の COF の分布を Fig. 3 に示す。

RG1	RG1	RG1	RG1	
4C1	4C1	4C1	4C1	4C1
4G1	4G1	4G1	4G1	
3C1	3C1	3C1	3C1	3C1
3G1	3G1	3G1	3G1	
2C1	2C1	2C1	2C1	2C1
2G1	2G1	2G1	2G1	
1C1	1C1	1C1	1C1	1C1

Fig. 2 Model Structure Elements

Table 2 Beam List

記号	寸 法						鋼 材		
RG1	H-	550	×	250	×	9	×	22	SN400
4G1	H-	600	×	250	×	12	×	22	SN400
3G1	H-	600	×	250	×	12	×	25	SN490
2G1	H-	600	×	300	×	12	×	28	SN490

COF	0.5*COF	0.5*COF	0.5*COF	COF
2*COF	COF	COF	COF	2*COF
2*COF	COF	COF	COF	2*COF
2*COF	COF	COF	COF	2*COF

Fig. 3 COF Distribution

ここで、3, 4 階の柱は BCR295, 1, 2 階の柱は BCP325 とした。設計地震力をかけた場合に全体崩壊形になる確率および各層の層崩壊形になる確率を求め、それらのモードによる和事象で構造物の破壊確率を求め、COF による影響に関する検討を行った。地震荷重の高さ方向の分布は A_i 分布とし、各層の地震力間の相関係数は 0.7, 設計用地震力を平均値とし、変動係数は 0.7 とした。対象とした破壊モードは、Fig. 4 に示す 5 つである。E_i は Fig. 4 に示す各破壊モードにより破壊する事象を表す。

$$P_f = P(E_1 \cup E_2 \cup E_3 \cup E_4 \cup E_5) \quad (6)$$

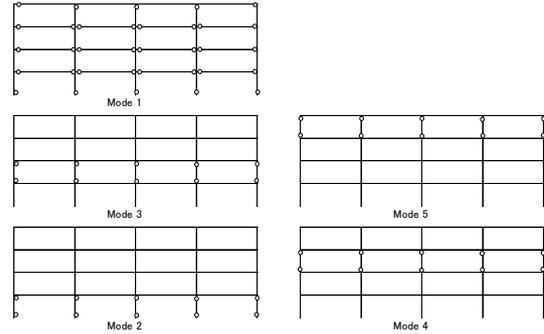


Fig. 4 Failure Modes of Model Structure

4 柱梁耐力比と柱ヒンジ発生確率

Fig. 2 の構造物を対象として、柱梁耐力比 COF を 1.0 ~ 1.5 として、柱梁接合部において柱ヒンジが発生する確率から信頼性指標 (5) 式を求め、比較を行った。ここに柱の変動係数は、BCR295 の降伏強度の変動係数 $\delta_{\sigma_y} = 0.058$, BCP325 の降伏強度の変動係数 $\delta_{\sigma_y} = 0.071$ であることから、 $\delta_{M_p} = 0.08, 0.10, 0.12$ の場合について検討を行った。梁の耐力の変動係数は、広い範囲で検討を行いたいため 0.0 ~ 0.20 とした。

Fig. 5 に柱耐力の変動係数 $\delta_{M_p} = 0.10$ の場合で、1 層柱頭における柱ヒンジ発生確率を COF=1.1, 1.3, 1.5 の場合について求めた結果を示す。梁の耐力の変動係数が大きいと柱ヒンジ発生確率が大きくなった。

梁耐力の変動係数が同じであれば、設計時に設定した柱梁耐力比が大きいほど柱ヒンジ発生確率は小さくなる。梁耐力の変動係数が $\delta_{M_p} = 0.10$ より小さい場合には柱ヒンジ発生率の信頼性指標は大きくなり、柱にヒンジが発生する確率が小さいことを表している。

各接合部において、同じ COF を設定して設計しても柱ヒンジ発生確率は同じにならない。部材耐力の変動係数に影響を受け、柱梁とも耐力の変動係数 $\delta_{M_p} = 0.10$ の場合には、COF=1.3 の時 1 階柱頭の柱ヒンジ発生確率は $\beta = 2$ 程度となった。

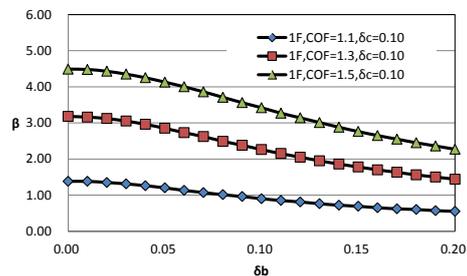


Fig. 5 The Reliability of Column

5 柱梁耐力比と構造物の破壊モード

Fig. 4 に示した 5 つの破壊モードの和事象で構造物の破壊確率を求め、柱梁耐力比の影響について検討を行った。今回、全体崩壊と各層の層崩壊のみ考慮しているため、構造物の破壊確率に与える影響について述べるにはモードが少ないと考えられるが、COF が異なる場合の各

層層崩壊の影響を知ることはできると考えられる。

Fig. 6に柱耐力の変動係数 $\delta_{Mp}=0.10$ 、梁耐力の変動係数 $\delta_{Mb}=0.08$ とした場合の構造物の破壊確率、全体崩壊形となり破壊する確率、各層の層崩壊になり破壊する確率を求めた。

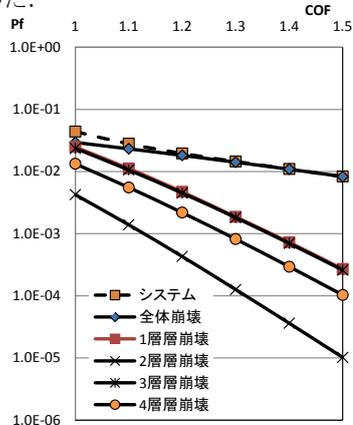


Fig. 6 The System Reliability and The Failure Probability of 5 Failure Modes (column: $\delta_{Mp}=0.10$ beam: $\delta_{Mb}=0.08$)

破線で示した構造物の破壊確率と、全体崩壊形となり破壊する確率は近い値となった。今回のモデルでは、梁耐力の確率分布をあたえ、COFによって求められる柱耐力の確率分布の平均値を変化させて検討を行ったため、Fig. 6に示すように柱梁耐力比が大きくなるに従い各層の層崩壊の確率は小さくなり、構造物の破壊確率に対する割合も小さくなった。既往の研究で必要COFの値を構造物の破壊確率に対する全体崩壊となって破壊する場合の破壊確率の割合が95%となる柱梁耐力比の値としている例にない、梁耐力の変動係数が0.08、柱耐力の変動係数が0.10で、5つの破壊モードで構造物の破壊を求めた場合には、必要COFの値はCOF=1.2~1.3の間の値となる。

6 柱梁溶接部の耐力

設計時、柱梁仕口は保有耐力接合とする。

$$Mu \geq \alpha Mp \quad (7)$$

ここにMuは柱梁仕口の曲げ耐力、Mpは梁の全塑性モーメント、 α は設計用倍率である。

柱梁仕口は工場において作成される場合は、梁端部溶接による事が多く、原則として梁フランジは突き合わせ溶接、ウェブは両面すみ肉溶接である。

阪神淡路大震災調査報告において、損傷があった柱梁仕口の溶接種類のデータから、1970年以前の梁端部溶接にはすみ肉溶接が比較的多く用いられていたと示されている。溶接部に損傷が見られたものでは、すみ肉溶接の脚長が小さいもの、溶け込み状況が不十分なものなどがあり、必ずしも原則通りの仕口ができていないとは限らない。部材は高い精度で製造されるが、溶接部は同様の精度で作成されるとは限らないため、溶接部耐力は部材より多くの不確実性が存在すると考えられる。さらに、実在する構造物個々の溶接部の耐力を調べることは不可能であることから、溶接

部耐力についてBayes確率を用いて推定を行った。

確率変数の確率分布を推定するにあたり、推定による誤差をできるだけ少なくするには、一般的に大量のデータが必要である。しかし、データの量が不十分な場合、既知の情報に新たなデータを加えることで確率分布を更新することができるBayes確率が有用である。事前確率と実験データを考慮した事後分布は、次式のように求められる。

$$f''(\theta) = \frac{P(\epsilon|\theta)f'(\theta)}{\int_{-\infty}^{\infty} P(\epsilon|\theta)f'(\theta)d\theta} \quad (8)$$

θ : 確率分布の母数, ϵ : 実験の観測データ

$P(\epsilon|\theta)$: 母数を θ と仮定した場合に ϵ という実験結果が得られる条件付き確率

$f'(\theta)$: 母数について θ となる事前確率

実験結果 ϵ が得られる前の母数に関する分布

$f''(\theta)$: 母数について θ となる事後分布

実験結果 ϵ によって更新された母数に関する分布

母集団Xが既知の分散を持つ正規母集団に従う場合、正規事前分布を仮定することが数学的に便利である。事前分布 $f'(\mu)$ を正規分布 $N(\mu', \sigma')$ とする。これに尤度関数 $L()$ を用いると μ の事後分布は次式ようになる。

$$f''(\mu) = kL(\mu)f'(\mu) = kN_{\mu}\left(\bar{x}, \frac{\sigma}{\sqrt{n}}\right)N_{\mu}(\mu', \sigma') \quad (9)$$

$$k = \left[\int_{-\infty}^{\infty} \left(\prod_{i=1}^n f_X(x_i|\theta) dx \right) f'(\theta) d\theta \right]^{-1} \quad (10)$$

この事後分布は2つの正規密度関数の積であるから、 $f''(\mu)$ もまた正規分布となり、平均値 μ'' のBayes推定量は、事前平均値 μ' と標本平均 \bar{x} について、それぞれの分散の逆数を重みとする重みつき平均を求めることによって得られる。

$$\mu'' = \frac{\bar{x}(\sigma')^2 + \mu'(\sigma^2/n)}{(\sigma')^2 + (\sigma^2/n)} \quad (11)$$

柱梁仕口の溶接耐力を推定するため、鋼材の統計値を事前分布とし、文献から得られた実験データを用いた。溶接部引張強さは梁の引張強さと同じであるとして、事前分布は鋼材の引張強さ σ_u とした。文献1より得られた鋼材 SN490B の統計データを Table 3 に示す。実験データ²⁾の溶接部耐力を公称値により求めた梁耐力との比で求めた平均値倍率を実験データとした。(11)式より溶接部

Table 3 Statistics of Strength(SN490B)

SN490B	$\bar{\sigma}_y(N/mm^2)$	STD	c.o.v.	$\bar{\sigma}_u/\bar{\sigma}_y$
	380.00	23.80	0.063	
	$\bar{\sigma}_u(N/mm^2)$	STD	c.o.v.	
534.00	13.80	0.026		

STD:Standard Deviation c.o.v.:coefficient of variation

Table 4 Statistics used in Bayes Probability

SN490	Welded Joint Resistance	
	mean	c.o.v.
Prior Dis.	1.64Mp	0.026
Test data LO	1.24Mp	0.120
Posterior Dis.	1.39Mp	0.120

耐力の事後分布の平均値を求め、実験値と同様の変動係数を持つとした場合の溶接部の耐力を Table 4 に示す。これより、柱、梁、溶接接合部の耐力の平均及びばらつきは、COF が 1.2, 1.3 の場合では、それぞれ Fig. 7, 8 のような関係となった。

この図は正規分布として書いてあるが、平均値及びばらつきの比較を示したもので、分布の形、密度関数の高さは意味を持たない。この平均値の関係から柱の COF が大きく設定されている場合には溶接接合部の破断が先行する場合もあると考えられる。

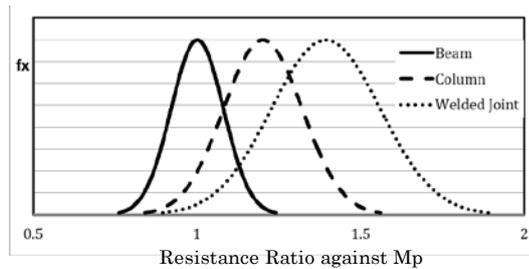


Fig.7 Comparison of Columns, Beams and Welded Joints Resistance(COF=1.2)

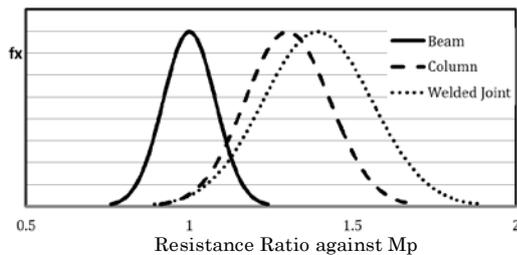


Fig.8 Comparison of Columns, Beams and Welded Joints Resistance(COF=1.3)

7 溶接部の破断を含む構造物の信頼性

溶接部破断など脆性的破断を含む構造物の破壊確率を求め、構造物全体の破壊確率に占める割合を求めた。ここでは、柱梁耐力比および溶接部耐力の関係を用い

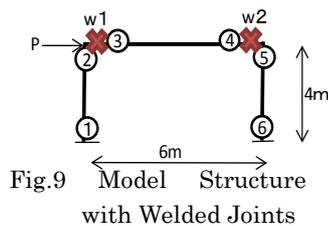


Fig.9 Model Structure with Welded Joints

て節点における破断を排反事象に分類し、崩壊形を限定することで構造物の破壊確率を求め、溶接部破断を含む確率を求めた。Fig. 9 に示す構造物をモデルとして節点 1, 節点 2 で柱または梁の曲げ耐力と溶接部破断耐力の 3 つを比較することにより、最も小さい耐力を持つ柱または梁、溶接部の破断を分類し、節点 1 と節点 2 の組み合わせで 9 つの排反事象に分けた。溶接部の破断を含む破断モードに至る確率は、 β -unzipping 法により崩壊形に至るまで順次応力解析を行い節点の破断を追跡し、破断事象の積事象で確率を求めた。

以上の結果から、荷重の変動係数 $\delta_p=0.7$ の場合につ

いて、部材の曲げ耐力に関する相関係数を $\rho=0.7$ として構造物の破壊確率を求めた。COF=1.2 の場合 Table5 に結果を示す。COF=1.3 の場合 Table6 に結果を示す。溶接部破断を含む確率は COF=1.2 および 1.3 の時、それぞれ構造物の破壊確率の 2.80%, 3.0% となった。層崩壊する確率の割合は、それぞれ 1.4%, 0.17% となった。

Table 5 Failure Probability with Welded Joints Rupture Classified by Exclusive Events (COF=1.2, $\rho=0.7$)

$P[(M_2 \geq M_3) \cap (M_{w1} \geq M_3) \cap (M_3 \geq M_4) \cap (M_{w2} \geq M_4)] = 0.823502$	$P[(M_2 \geq M_3) \cap (M_{w1} \geq M_3) \cap (M_4 > M_5) \cap (M_{w2} > M_5)] = 0.066642$	$P[(M_2 \geq M_3) \cap (M_{w1} \geq M_3) \cap (M_4 > M_{w2}) \cap (M_5 \geq M_{w2})] = 0.012793$
PF1= 0.065259	PF2= 0.005653	PF3= 0.000917
$P[(M_2 > M_3) \cap (M_{w1} > M_3) \cap (M_3 \geq M_4) \cap (M_{w2} \geq M_4)] = 0.066642$	$P[(M_2 > M_3) \cap (M_{w1} > M_3) \cap (M_4 > M_5) \cap (M_{w2} > M_5)] = 0.01223$	$P[(M_2 > M_3) \cap (M_{w1} > M_3) \cap (M_4 > M_{w2}) \cap (M_5 \geq M_{w2})] = 0.002323$
PF4= 0.005653	PF5= 0.001138	PF6= 0.000186
$P[(M_2 > M_{w1}) \cap (M_2 \geq M_{w1}) \cap (M_3 \geq M_4) \cap (M_{w2} \geq M_4)] = 0.012793$	$P[(M_2 > M_{w1}) \cap (M_2 \geq M_{w1}) \cap (M_4 > M_5) \cap (M_{w2} > M_5)] = 0.002323$	$P[(M_2 > M_{w1}) \cap (M_2 \geq M_{w1}) \cap (M_4 > M_{w2}) \cap (M_5 \geq M_{w2})] = 0.000441$
PF7= 0.000917	PF8= 0.000186	PF9= 0.000032

Table 6 Failure Probability with Welded Joints Rupture Classified by Exclusive Events (COF=1.3, $\rho=0.7$)

$P[(M_2 \geq M_3) \cap (M_{w1} \geq M_3) \cap (M_3 \geq M_4) \cap (M_{w2} \geq M_4)] = 0.921692$	$P[(M_2 \geq M_3) \cap (M_{w1} \geq M_3) \cap (M_4 > M_5) \cap (M_{w2} > M_5)] = 0.021757$	$P[(M_2 \geq M_3) \cap (M_{w1} \geq M_3) \cap (M_4 > M_{w2}) \cap (M_5 \geq M_{w2})] = 0.015433$
PF1= 0.05713	PF2= 0.001486	PF3= 0.000861
$P[(M_2 > M_3) \cap (M_{w1} > M_3) \cap (M_3 \geq M_4) \cap (M_{w2} \geq M_4)] = 0.021757$	$P[(M_2 > M_3) \cap (M_{w1} > M_3) \cap (M_4 > M_5) \cap (M_{w2} > M_5)] = 0.001398$	$P[(M_2 > M_3) \cap (M_{w1} > M_3) \cap (M_4 > M_{w2}) \cap (M_5 \geq M_{w2})] = 0.000878$
PF4= 0.001486	PF5= 0.000108	PF6= 0.0000561
$P[(M_2 > M_{w1}) \cap (M_2 \geq M_{w1}) \cap (M_3 \geq M_4) \cap (M_{w2} \geq M_4)] = 0.015433$	$P[(M_2 > M_{w1}) \cap (M_2 \geq M_{w1}) \cap (M_4 > M_5) \cap (M_{w2} > M_5)] = 0.000878$	$P[(M_2 > M_{w1}) \cap (M_2 \geq M_{w1}) \cap (M_4 > M_{w2}) \cap (M_5 \geq M_{w2})] = 0.000558$
PF7= 0.000861	PF8= 0.0000561	PF9= 0.0000297

8 まとめ

部材耐力の変動係数を変化させ、柱ヒンジ発生確率を求めたところ、柱耐力、梁耐力の変動係数がそれぞれ 0.10, 0.08 の場合には COF=1.3 の時、1 階柱頭の柱ヒンジ発生確率は $\beta=2$ 程度となった。

鋼構造における溶接接合部の破断を含む構造物の信頼性解析を行うため、柱梁接合部における耐力の大小から構造物の破壊モードを排反事象に分類し構造物の破壊確率を求めた。溶接部の破断を含む破壊モードが起こる確率は全体の破壊確率の 3% 程度となった。COF が大きい場合には、層崩壊が起こる確率に比べて溶接部の破断を含む破壊の割合が大きくなった。

参考文献

- 1) 日本建築学会鋼構造運営委員会” 建築構造用鋼材特性の現況とその活用”, 日本建築学会大会 PD, (2013) p. 3
- 2) 吹田啓一郎, 田中剛, 佐藤篤司, 真鍋義貴, 津嘉田敬章, 蘇鐘鈺, 日本建築学会論文報告集, 76, 664, (2011)