

第9章 本委員会の話題提供

9.1 高力ボルト摩擦接合継手の限界状態

本節では、高力ボルト摩擦接合継手の限界状態を整理・分類し、それらに対して現状ではどのような設計式が存在し、また検討されているか、国内外の既往の文献や最新の文献を含めその概要を説明する。

9.1.1 限界状態の分類

ここでは、どのような限界状態があるか表 9.1.1 のように分類し、それらの概要を説明する。表 9.1.1 に示すように、高力ボルト摩擦接合継手の限界状態を考えると、ここでは、作用する荷重方向が引張時、圧縮時、および引張・圧縮繰返し時の大きく3つの状態に分けて考える。以下には、その3つの荷重状態時の限界状態の種類を概説する。

表 9.1.1 高力ボルト摩擦接合継手の限界状態の分類

作用荷重方向	使用/終局限界	限界状態	備考
引張	使用限界	接合面のすべり	
		(鋼板の降伏) *	
	終局限界	ボルトのせん断破壊	
		鋼板のせん断破壊	端抜け, 中抜け (ブロックせん断), 外抜け破壊
		鋼板の引張破壊	
鋼板の支圧破壊			
圧縮	使用限界	接合面のすべり	
		(鋼板の降伏) *	
	終局限界	鋼板の座屈	
		ボルトのせん断破壊	
引張・圧縮繰返し	使用限界	接合面のすべり	すべり係数の変化
		(鋼板の降伏) *	
	終局限界	鋼板の座屈	
		極低サイクル疲労に伴う各種破壊 (鋼板のせん断, 引張破壊やボルトのせん断破壊)	単調載荷で生じる鋼板やボルトの破壊が早期 (耐荷重以下で) に生じる可能性がある

*鋼板の降伏は使用限界として扱わないこともあるため()書きとした

図 9.1.1 に高力ボルト摩擦接合継手に引張力が作用したときの荷重-変位関係の模式図 (鋼板の降伏より先にすべりが先行する場合の例) を示す。引張時の限界状態としては、大きく分けると2つある。

図 9.1.1 の第1ピークが生じているところで接合面のすべり (すべり先行型の場合), もしくは鋼板の降伏 (降伏先行型の場合) が生じるので、これらが使用限界として一つの限界状態となる。なお、表中で鋼板の降伏に関しては()書きとしているが、各分野で見解が異なり降伏を使用限界とみなさ

ない場合もあり，ここでは，このような書き方とした。

次に，このすべりや降伏が生じたのち，一度荷重は低下する場合や荷重がほぼ一定の場合もあるが，その後，ボルト軸部が鋼板のボルト孔にあたり，支圧状態となり，荷重が上昇し，鋼板の降伏が進展し，最終的には，第2ピークの点で荷重が最大値となる点がもう一つの限界状態（終局限界）となる。この第2ピークまで達すると，それ以後は荷重が減少し，鋼板もしくはボルトで破壊が生じ終局を迎える。第2ピーク時の限界状態は表中に示すようにいくつかの破壊モードが存在するが，これらの限界状態や破壊モードは次の9.1.2で説明する。

以上は引張力が作用したときの限界状態の概要を示したものであるが，鋼部材の継手には部材軸方向圧縮力や曲げによる圧縮力も作用するため，場合によっては圧縮力が作用したときの限界状態も考える必要がある。圧縮力が作用したときも，先に述べた引張力を受けたときとほぼ同じ挙動をするが，限界状態としては座屈も考慮する必要がある。

図9.1.2にその荷重-変位関係の模式図を示しているが，すべりや降伏前に座屈する場合（座屈先行型）や，すべりや降伏が生じたのちに座屈が発生する場合（すべり先行型や降伏先行型）も考えられる。ただし，接合部には部材が接合されており，その部材そのものの座屈もあるため，それらを含めて考える必要がある。また，圧縮力作用下では当然ながら最終的に鋼板の破断は生じないが，鋼板の支圧破壊やボルトのせん断破壊は生じる可能性がある。このような圧縮限界に関しては，研究事例が少ないものの9.1.3で既往の研究事例を交えて説明する。

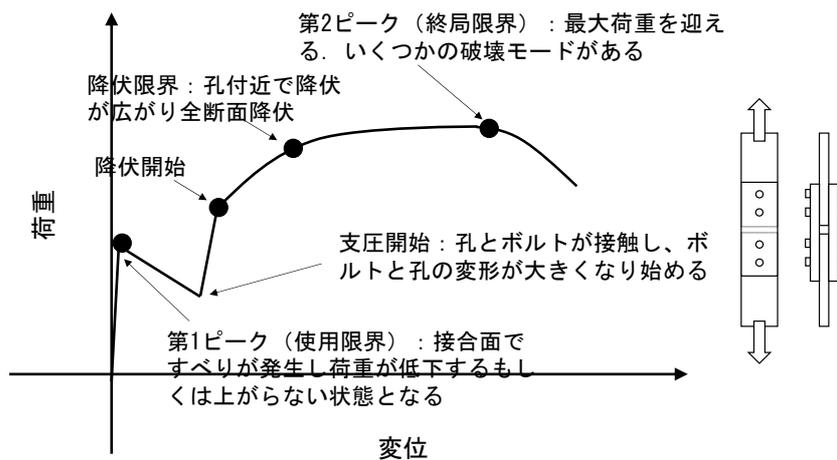


図 9. 1. 1 引張力を受ける継手の荷重-変位関係（すべり先行型の例）

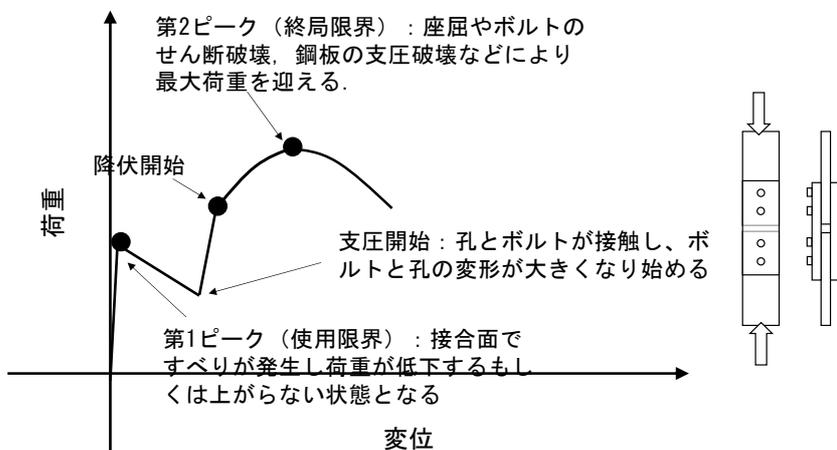


図 9. 1. 2 圧縮力を受ける継手の荷重-変位関係（すべり先行型の例）

以上までは引張もしくは圧縮の単調荷重時の限界状態であるが、地震などにより、繰返し圧縮および引張力が継手に作用した場合の限界状態も想定できる。限界状態の種類としては、表 9.1.1 にも示しているように、上に述べた引張力もしくは圧縮力が作用し時とほぼ同様のものが想定されるが、それ以外に考えられる限界状態としては極低サイクル疲労などが考えられる。また、繰返しすべりが発生することで、すべり面の状態が変化しすべり係数が変化することも考えられる。このような繰返し荷重作用下に関しても、圧縮同様に研究事例が少ないものの 9.1.4 で既往の研究成果の紹介も含め説明する。

9.1.2 引張力を受ける継手の限界状態

(1) すべり限界

高力ボルト摩擦接合継手は、接合面における摩擦抵抗力によって外力に抵抗するため、外力が摩擦抵抗力を上回った時、接合面ですべりが発生する。その荷重をすべり荷重もしくはすべり耐力として以下のような一般的な式(9.1.1)で定義される。この式より、すべり耐力 F_{slip} はすべり係数： μ 、ボルト本数： n 、摩擦面数： m 、ボルト軸力： N によって決まることがわかる。

$$F_{slip} = \mu \cdot m \cdot n \cdot N \quad (9.1.1)$$

摩擦面数 m は 1 面の場合や 2 面の場合の 2 種類のみが考えられるが、ボルト軸力 N は使用するボルト強度やボルト径によって導入される値が変わってくる。また、すべり係数は接合面処理によって大きく変化する。土木学会¹⁾では、以下のような表 9.1.2 ですべり係数の設計値が規定されている。

表 9.1.2 土木学会におけるすべり係数の設計値¹⁾

接合面の処理	すべり係数 μ	備 考
赤錆状態	0.55	粗面仕上げの後に、健全な赤錆を発生させたもの。
薬剤による発錆	0.45	化学薬品によって、健全な赤錆を発生させたもの。
粗面状態	0.25	ディスクグラインダーによって粗面とし、錆がないもの。
	0.35 (表面粗さ指定なし)	ショットブラストまたはグリッドブラストによって粗面とし、錆がないもの。なお、 R_a は算術平均粗さのことである。
	0.40 ($10 \mu\text{m} > R_a \geq 5 \mu\text{m}$)	
	0.45 ($R_a \geq 10 \mu\text{m}$)	
無機ジンクリッチペイント	0.40 (塗膜厚 $\leq 65 \mu\text{m}$)	標準塗膜厚 (母板+連結板の合計) を $150 \mu\text{m}$ とする。 塗料中の乾燥亜鉛含有量は 80% 以上を原則とする。
	0.50 (塗膜厚 $> 65 \mu\text{m}$)	
有機ジンクリッチペイント*	個別にすべり試験を行うなど、継手の性能を確認して決定する。	*鋼構造 (鋼橋) 設計標準の国際統合化ガイドライン [日本鋼構造協会, 2004] には、「すべり係数の短期的値」として具体的な値が提示されている。なお、長期的持続荷重によりすべりが有害な結果をもたらす構造物については、長期的実験から設計推奨値を求めると、国内基準における推奨値を適用すると良いと示されている。
溶融亜鉛めっき*		
金属溶射*		
機械的な粗面加工*		

また、道路橋示方書²⁾では無機ジンクリッチペイントを施した接合面の場合、0.45 という設計値が使われており、それ以外の接合面ではすべり係数 0.4 を確保することが規定されている。さらに、日本建築学会³⁾、AASHTO⁴⁾や Eurocode⁵⁾でも接合面の処理状態でクラス分けがされており、日本建築学会では 0.23~0.45、AASHTO では 0.3~0.5、Eurocode では 0.2~0.5 の範囲で規定されている。

なお、すべり耐力は、すべり降伏耐力比 β (次の項目で説明するためここでは省く)、ボルト列数、

肌隙，フィラープレート，拡大孔や長孔などによって変化すると考えられ，以下の表 9.1.3 に示すような補正係数（低減係数）が定められている⁶⁾．なお，肌隙やフィラーに関する補正は現状では考慮されていないが，建築学会³⁾では，肌隙に関してすべり耐力の減少を 10%程度まで認めるとすると 1mm まで許容できること，それ以上の場合はフィラープレートを用いることが記述されている．

表 9.1.3 すべり耐力の補正係数

	道路橋示方書 ²⁾	建築学会 ³⁾	AASHTO ⁴⁾	Eurocode ⁵⁾
ボルト列数	8 本以下 : 1.00 9 本 : 0.98 10 本 : 0.96 11 本 : 0.94 12 本 : 0.92	10 列以上の場合以下の低減係数 β を参考とすると記述有 $\beta=1(L<15d)$ $\beta=1.08-L/(200d)$ ($15d<L<65d$) $\beta=0.75(65d<L)$	-	-
拡大孔	-	0.85	0.85	0.85
長孔 (スロット孔)	-	-	短い : 0.85 長い(直角*) : 0.7 長い(平行*) : 0.6	短い(直角*) : 0.85 短い(平行*) : 0.76 長い(直角*) : 0.70 長い(平行*) : 0.63
肌隙	許容しない	1mm まで許容と記述有	-	-
フィラー	-	-	-	-

*直角とは長孔の長手方向と荷重方向が一致しない，平行は一致する

(2) 降伏限界

高力ボルト摩擦接合継手は鋼板で構成されているため，引張力が作用し荷重が大きくなると降伏が生じるが，この時の荷重が降伏荷重もしくは降伏耐力であり，この状態が降伏限界となる．この降伏耐力 F_y を計算する際，以下の式(9.1.2)が用いられる．この式の中で，引張荷重時は孔引きの純断面積 A_n を使用するが，摩擦抵抗力の影響も加味し，道路橋示方書²⁾では簡単に 1 割増しとして降伏耐力を算定する．一方，建築分野³⁾では式(9.1.3)a,b の計算式が用いられ，a 式では摩擦抵抗力の影響を考慮していることがわかる．b 式では総断面での降伏耐力を求めており，最終的には a, b 式とすべり耐力との比較を行い，最小値として継手の降伏耐力（使用限界）を定めている．また，鉄道標準⁷⁾ではこの摩擦抵抗の影響は考慮されておらず（式(9.1.2)で $\alpha=1.0$ ），さらに部材係数 γ_b として 1.05~1.1 の値で F_y を割った形の式となっている．なお，AASHTO や Eurocode では，継手の使用限界として鋼板の降伏に関する規定はなく，すべり耐力のみ考慮しているが，終局限界を検討する際，総断面降伏耐力を算定している．

$$F_y = \alpha \cdot A_n \cdot \sigma_y = \alpha \cdot (b-d) \cdot t \cdot \sigma_y \quad (9.1.2)^2$$

$$F_y = A_n \cdot \sigma_y + \frac{1}{3} \cdot \mu \cdot n \cdot m \cdot N \quad (9.1.3)a^3$$

$$F_y = A_g \cdot \sigma_y \quad (9.1.3)b^3$$

ここで， α : 補正係数（道路橋示方書では 1.1）， σ_y : 鋼板の降伏点， b : 板幅， d : 孔径， t : 板厚である．

次に、先に述べたすべりの発生前に降伏が生じる場合、もしくはすべり発生後に鋼板とボルトが支圧状態になったのちに鋼板に降伏が生じる場合もある。これらを計算上判定するために、以下の式(9.1.4)で示されるすべり/降伏耐力比 β という値が用いられる。この β とすべり係数変化率の関係性を示したのが図 9.1.3 である。なお、図 9.1.3 の縦軸は、すべり先行型 ($\beta=0.7$ より小さいもの) のすべり係数の平均値で無次元化したすべり係数変化率としている。また、図中のプロットは解析的な検討結果を示しており、板厚や板幅などを変化させ β を変化させた結果である。この図 9.1.3 より、すべり係数は β が 0.7 程度から減少しているのがわかる。このすべり係数変化率もしくはすべり係数と β との関係は、いくつかの式が提案されており、それらを式(9.1.5)~(9.1.6)で示す。建築分野³⁾でも、この β に相当する値として ζ が定義されており、すべり係数低下率 λ と ζ との関係が同様の関係性として以下の式(9.1.7)が提案されている。

$$\beta = \frac{F_{\text{slip}}}{F_y} \quad (9.1.4)$$

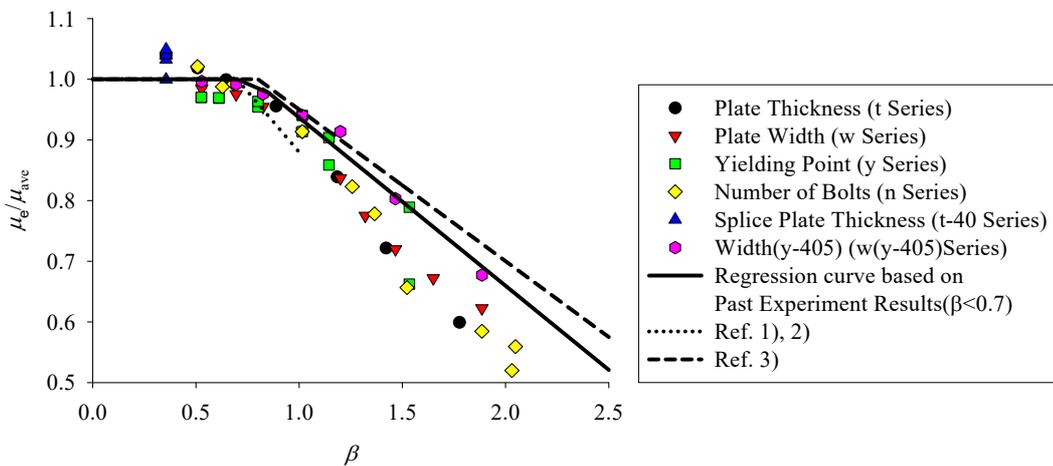


図 9.1.3 すべり係数変化率とすべり降伏耐力比 β との関係⁸⁾

$$\mu_e / \mu_{ave} = 1.00 \quad (\beta < 0.70) \quad (9.1.5)^9$$

$$\mu_e / \mu_{ave} = 1.28 - 0.4\beta \quad (0.70 \leq \beta < 1.0)$$

(文献 9)では $\mu_{ave}=0.5$ としている)

$$\left. \begin{aligned} \mu_e / \mu_{ave} &= 1.00 & (\beta < 0.70) \\ \mu_e / \mu_{ave} &= 1.02 - 0.054\beta & (0.70 \leq \beta < 0.85) \\ \mu_e / \mu_{ave} &= 1.21 - 0.277\beta & (\beta \geq 0.85) \end{aligned} \right\} (9.1.6)^8$$

$$\left. \begin{aligned} \lambda &= 1.0 & (\zeta < 0.8) \\ \lambda &= 1.2 - 0.25\zeta & (0.8 \leq \zeta \leq 2.8) \\ \lambda &= 0.5 & (2.8 < \zeta) \end{aligned} \right\} (9.1.7)^3$$

なお、図 9.1.3 より、 $\beta=0.7$ 付近以降はすべり係数が小さくなるのがわかる。引張力を受ける場合、ポアソン効果により板幅方向や板厚方向に鋼板が小さくなるため、特に降伏後はその影響が顕著となり、すべり係数が小さくなるのがわかっている。また、 $\beta=1.0$ で減少しない理由としては、すべ

り先行型の継手で $\beta=0.8$ 程度であっても、すべりが発生する前にボルト孔付近の局所的な降伏が生じ、それにより想定より小さい荷重ですべりが発生しているためである。これらのことから、降伏先行型では、鋼板に降伏が生じ、その後も変形が進むと想定より小さい荷重ですべりが生じる可能性がある。このことは、設計上すべらないようなボルト本数を設定していても、このすべり係数の低下を考慮せずにボルト配置した場合、地震などで部材が降伏すると、その後すべりが発生する可能性を示唆している。

(3) 終局限界

図 9.1.1 に示した終局限界（第 2 ピーク）となるときには、図 9.1.4 に示すような破壊モードが存在する。大きく分けると①鋼板の引張破壊、②鋼板のせん断破壊、③鋼板の支圧破壊、および④ボルトのせん断破壊がある。さらに②の鋼板のせん断破壊の中では、はしぬけ破断、なかぬけ破断（ブロックせん断）およびそとぬけ破断と 3 つの破壊モードが存在する。

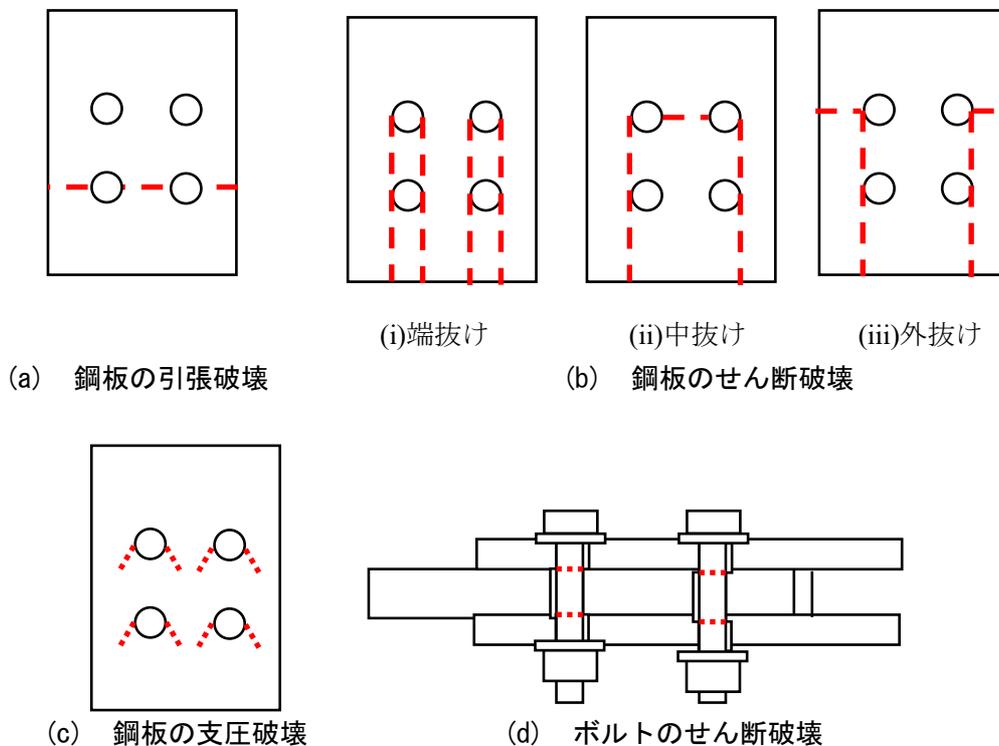


図-9.1.4 高力ボルト摩擦接合継手の破壊モード（赤点線が破断線）

道路橋示方書²⁾や鉄道標準⁷⁾では、③④に関する設計式や記述があるが、構造細目によって孔の位置の規定があるため、①②の限界状態を照査することは求められていない。一方、建築分野³⁾では③の支圧破壊以外、海外の基準^{4),5)}ではこれらすべての限界状態を求める照査式が提示されている。これらの設計式を以下に紹介する。なお、間違いが無いよう式中の記号は各基準のものをそのまま用いた。

<道路橋示方書・同解説（平成 29 年度版）²⁾>

$$\bullet \text{ ボルトのせん断: } V_{\text{fud}} = \zeta_1 \cdot \zeta_2 \cdot \Phi_{\text{MBs1}} \cdot \tau_{\text{uk}} \cdot A_s \cdot m \quad (9.1.8)$$

（ここで、 ζ_1 ：調査・解析係数、 ζ_2 ：部材・構造係数、 Φ_{MBs1} ：抵抗係数、 τ_{uk} ：摩擦接合用高力ボルトのせん断破断強度の特性値、 A_s ：ねじ部の有効断面積、 m ：接合面数）

・支圧に関しては次の記述のみあり：「限界状態 3 の制限値は、ねじ部有効径を直径とする断面積を用いて算出したせん断力の制限値及び支圧力の制限値のうち小さい方の値とする。この場合、ボルトの有効支圧面積はねじ部有効径と使用する鋼材の厚さとの積とする。」

<鉄道構造物等設計標準・同解説（平成 21 年度版）⁷⁾>

$$\cdot \text{ボルトのせん断: } P_{ju} = n \cdot m \cdot f_{bud} / \sqrt{3} \cdot A_e \quad (9.1.9)$$

(ここで、 n ：継手を構成するボルトの数または設計する断面の接合線の片側にあるボルトの数、 m ：ボルト軸部のせん断面の数、 f_{bud} ：ボルトの設計引張強度、 A_e ：ボルトの有効断面積)

$$\cdot \text{鋼板の引張破壊: } P_{ju} = f_{sud} \cdot A_n \quad (9.1.10)$$

(ここで、 f_{sud} ：継手を構成する鋼板（母材または添接板）の設計引張強度、 A_n ：継手を構成する鋼板（母材または添接板）の純断面積)

<日本建築学会・鋼構造接合部設計指針（第 4 版）³⁾>

$$\cdot \text{ボルトせん断: } P_{u1} = n \cdot q_{bu} \quad (9.1.11)$$

(ここで、 n ：ボルト本数、 q_{bu} ：高力ボルト 1 本あたりの最大せん断耐力)

$$\cdot \text{鋼板の引張: } P_{u2} = A_n \cdot F_u \quad (9.1.12)$$

(ここで、 A_n ：ボルト孔引き断面積、 F_u ：母材または添接板の引張強さ)

$$\cdot \text{鋼板のせん断: } P_{u3} = (A_{nt} + 0.5A_{ns})F_u \quad (9.1.13)$$

A_{ns} は以下のように算定する。

$$\text{なかぬけ, そとぬけ: } A_{ns} = 2 \{ (n_1 - 1)p + e_1 \} t \quad (9.1.14a)$$

$$\text{はしぬけ: } A_{ns} = 2n_2 \{ (n_1 - 1)p + e_1 \} t \quad (9.1.14b)$$

(ここで、 A_{nt} ：局所的なちぎれ破断のうち、なかぬけ破断またはそとぬけ破断を想定した場合の引張応力の作用する部分の有効断面積、 n_1 ：荷重載荷方向のボルト列数、 p ：ボルトピッチ、 e_1 ：縁端距離、 t ：母材または添接板の板厚、 n_2 ：荷重載荷直角方向のボルト行数)

<AASHTO・LRFD（9th Edition）⁴⁾>

$$\cdot \text{ボルトせん断: } R_n = 0.56A_b \cdot F_{ub} \cdot N_s \text{ (ねじ部含まない)} \quad (9.1.15a)$$

$$: R_n = 0.45A_b \cdot F_{ub} \cdot N_s \text{ (ねじ部含む)} \quad (9.1.15b)$$

(ここで、 A_b ：ボルトの呼び径に対する断面積、 F_{ub} ：ボルトの引張強度、 N_s ：1 つのボルトに対するせん断面の数)

$$\cdot \text{鋼板(ボルト)の支圧: } R_n = 2.4d \cdot t \cdot F_u \text{ (ボルト間隔, 縁端距離 } 2.0d \text{ 以上)} \quad (9.1.16a)$$

$$: R_n = 1.2L_c \cdot t \cdot F_u \text{ (ボルト間隔, 縁端距離 } 2.0d \text{ 以下)} \quad (9.1.16b)$$

(ここで、 d ：ボルトの呼び径、 t ：鋼板の板厚、 F_u ：鋼板の引張強度、 L_c ：支圧力作用方向のボルト孔間もしくはボルト孔と部材端との純間隔)

$$\cdot \text{鋼板のせん断: } R_t = \phi_{bs} \cdot R_p (0.58F_u \cdot A_{vn} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_m) \\ \leq \phi_{bs} \cdot R_p (0.58F_y \cdot A_{vg} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_m) \quad (9.1.17)$$

(ここで、 ϕ_{bs} ：ブロックせん断に対する抵抗係数、 R_p ：ボルト孔に対する低減係数、 F_u ：引張強度、 A_{vn} ：せん断応力に抵抗する面に沿う純断面積、 U_{bs} ：ブロックせん断破壊に対する低減係数、 A_m ：引張応力に抵抗する面に沿う純断面積、 F_y ：降伏強度、 A_{vg} ：せん断応力に抵抗する面に沿う総断面積)

$$\cdot \text{鋼板の引張: } P_t = \min \{ \phi_y \cdot F_y \cdot A_g, \phi_u \cdot F_u \cdot A_n \cdot R_p \cdot U \} \quad (9.1.18)$$

(ここで、 ϕ_y ：引張部材の降伏に対する抵抗係数、 F_y ：降伏強度、 A_g ：総断面積、 ϕ_u ：引張部材の破断に対する抵抗係数、 F_u ：引張強度、 A_n ：純断面積、 R_p ：ボルト孔に対する低減係数、 U ：せん断遅れ

に対する低減係数)

< Eurocode3⁵⁾ >

・ボルトせん断： $F_{v,Rd} = \alpha_v \cdot \beta_{LF} \cdot f_{ub} \cdot A / \gamma_{M2}$ (9.1.19)a

$$\beta_{LF} = 1 - (L_j - 15d) / 200d \quad (0.75 < \beta_{LF} < 1.0) \quad (9.1.19)b$$

(ここで、 α_v ：0.6 (強度クラス 4.6~8.8), 0.5 (強度クラス 4.8~10.9), f_{ub} ：ボルトの引張強度, A ：ボルトの総断面積, γ_{M2} ：ボルトの抵抗に対する部分安全係数, β_{LF} ：複数ボルトに対する低減係数, L_j ：継手両端のボルト孔間隔, d ：ボルト呼び径)

・鋼板(ボルト)の支圧： $F_{b,Rd} = k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$ (9.1.20)a

$$k_1 = \min\{2.8e_2/d_0 - 1.7, 1.4p_2/d_0 - 1.7, 2.5\} \quad (\text{端部のボルト}) \quad (9.1.20)b$$

$$\min\{1.4p_2/d_0 - 1.7, 2.5\} \quad (\text{端部以外のボルト}) \quad (9.1.20)c$$

$$\alpha_b = \min\{\alpha_d, f_{ub}/f_u, 1.0\} \quad (9.1.20)d$$

$$\alpha_d = e_1/3d_0 \quad (\text{端部のボルト}) \quad (9.1.20)e$$

$$= p_1/3d_0 - 1/4 \quad (\text{端部以外のボルト}) \quad (9.1.20)f$$

(ここで、 f_u ：鋼板の引張強度, t ：鋼板の板厚, e_1 ：荷重方向の縁端距離, e_2 ：荷重直角方向の縁端距離, p_1 ：荷重方向のボルト間隔, p_2 ：荷重直角方向のボルト間隔, d_0 ：ボルト孔径)

・鋼板のせん断： $V_{eff,1,Rd} = f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3})f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M2}$ (9.1.21)a

$$V_{eff,1,Rd} = 0.5f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3})f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M2} \quad (\text{偏心荷重あり}) \quad (9.1.21)b$$

(ここで、 f_y ：鋼板の降伏強度, A_{nt} ：引張を受ける純断面積, A_{nv} ：せん断を受ける純断面積)

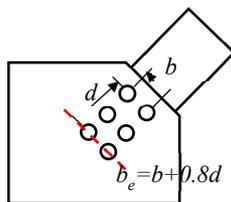
・鋼板の引張： $N_{t,Rd} = \min\{N_{pl,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0}, N_{u,Rd} = 0.9A_{net} \cdot f_u / \gamma_{M2}\}$ (9.1.22)

(ここで、 A ：鋼板の総断面積, γ_{M0} ：断面積の抵抗に対する部分係数, A_{net} ：鋼板の純断面積)

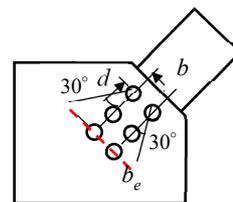
(4) ガセットプレート

鋼構造物のボルト接合部には、①桁同士を接合するような部材を平行に接合する場合と、②トラス部材同士を接合するような部材同士に角度がついているものを接合する場合の2つがある。①の接合部では、上述したような考え方で設計が考えられているが、②の接合ではガセットプレートという鋼板を介してボルト接合されるため、ガセットプレート特有の設計の考え方があるためそれも紹介する。なお、日本建築学会の接合部設計指針³⁾でもブレース接合部(ガセットプレートを含む)の設計については、継手の設計法と別で記載がある。

特徴的な考えとしては、板幅を計算する際に、有効幅という考えを用いることである。有効幅の概念を以下の図9.1.5に示す。ガセットプレートは桁の接合部に比べ角度をつけて部材を接合することから板幅を広く設ける。その場合、どこまでが継手強度に影響する範囲となる板幅なのか設計式で定義されている。以下に各基準で定められている有効幅の考え方を示す。また、この有効幅を検討した



(a) 鉄道標準および本四基準



(b) 建築学会および AASHTO

図 9.1.5 有効幅 b_e (赤点線) の考え方

研究として、文献 11)がある。この研究では載荷実験および FE 解析を実施し、それにより、ガセットプレートの降伏耐力の算定には $b_e=b+1.0d$ とすること、破断耐力に関しては下記の式で算定することが良いという結論を示している。

・鉄道標準⁷⁾および本四基準¹⁰⁾

$$b_e=b+0.8d \quad (\text{記号は図 9.1.5 (a) 参照}) \quad (9.1.23)$$

・日本建築学会・鋼構造接合部設計指針 (第 4 版)³⁾および AASHTO⁴⁾

$$b_e=b+2d \cdot \tan 30^\circ \quad (\text{記号は図 9.1.5 (b) 参照}) \quad (9.1.24)$$

9.1.3 圧縮力を受ける継手の限界状態

(1) すべり限界

圧縮力を受ける高力ボルト摩擦接合継手の力学的挙動を検討した研究は少ないが、表 9.1.4 に示すように、引張に比べ、すべり係数が 1.1 倍程度高くなる傾向があることが文献 12)で実験的に検討されている。また、文献 13)では、この実験的な検討を再現した FE 解析を実施しており、引張と同じ摩擦係数に設定した圧縮の解析モデルでも 1.08 倍程度のすべり係数となることが報告されており、これらの結果よりすべり係数が大きくなることが実証されている。すべり係数は載荷直前のボルト軸力により算定されるが、このすべり係数が大きくなる原因としては、鋼板に圧縮力が作用すると、ポアソン効果により板厚方向もしくは板幅方向に鋼板が大きくなることで、引張時よりボルト軸力の減少が小さくなり、すべり荷重が大きくなると考えられている。したがって、継手のすべり係数は引張側で決まる値を採用すれば安全側とも言える。また、文献 13)では、多列継手の場合に関する検討を実施しており、引張力を受ける場合、多列となるとすべり係数の低減が考慮されていたが、圧縮力を受ける場合、すべり係数がほとんど低下しないことが解析的に示されている。

表 9.1.4 圧縮力と引張力を受ける継手のすべり係数の比率^{12), 13)}

検討方法	引張時すべり係数	圧縮時すべり係数	比率
実験的検討 ¹²⁾	0.436	0.477	1.09
解析的検討 ¹³⁾	0.436	0.469	1.08

(2) 降伏限界

圧縮力を受ける高力ボルト摩擦接合継手の降伏耐力の算定は、以下の式(9.1.25)で示される。

$$F_{cy}=A_g \cdot \sigma_y \quad (9.1.25)$$

引張力を受ける場合と違い、継手の全断面積 A_g を掛け合わせ降伏耐力が算定されることに注意が必要である。

また、引張力を受ける場合と同様に、式(9.1.25)を用いた降伏耐力ですべり降伏耐力比 β_c を算定すると、図 9.1.6 に示すように、引張力を受ける継手と同様に、 β_c が 0.7~1.0 付近からすべり係数が低下する挙動を取ることが解析的に示されている。このため、 β が大きい降伏先行型の継手であっても、引張力を受ける場合と同様のすべり係数の低減効果を考えればよいこととなる。

(3) 座屈限界

圧縮力を受ける継手の場合、上述したすべりや降伏が生じる前後で座屈が生じる可能性がある。継手の座屈は①連結板での局部座屈、もしくは②継手全体での全体座屈が考えられるが、これらに関する検討はほとんど行われていない。特に②に関しては、継手は母板と連結板とが重なっているため、母板に比べ継手全体の板厚は大きく、継手全体が座屈する前に、母板側（部材側）で座屈する可能性が高い。①に関しては、文献13)では、連結板が座屈する条件式を解析的に示しているが、解析のみでの検討であることや限定的な条件であるため、今後より詳細な検討が行われることが望まれる。

また、ガセットプレートで接合されている場合、ガセットプレートの座屈が考えられる。これに関しては、道路橋示方書³⁾では、ガセットプレートの座屈を考慮した板厚の設計式や長さの制限値（離れ量 l ）、座屈設計ガイドライン¹⁴⁾にも式(9.1.26)が示されている。また、鉄道標準⁷⁾でも道路橋示方書²⁾とほぼ同じガセットプレートの板厚の算定式が記載されている。さらに、AASHTO⁴⁾では以下の式(9.1.27)a~eでガセットプレートの座屈強度を照査することが規定されている。なお、これらの設計式は比較的大型の橋梁で、2面添接形式が想定されている。しかし、プレートガーダー橋などの横構などが接合されている1面添接形式のガセットプレートに関してはこれらの適用性の検討はこれまでされていない。

$$\frac{l'}{t} \leq \sqrt{\frac{\pi^2 E}{12 \sigma_y}} \quad (9.1.26)^{14)}$$

$$P_r = \phi_{cg} \cdot P_n \quad (9.1.27)^{a4)}$$

ここで、 $P_o/P_n \leq 2.25$ のとき、
$$P_n = \left[0.658 \frac{P_o}{P_c} \right] P_o \quad (9.1.27)^{b4)}$$

それ以外の場合、
$$P_n = 0.877 P_c \quad (9.1.27)^{c4)}$$

また、
$$P_c = \frac{3.29 E}{\left(\frac{L_{mid}}{t_g} \right)} A_g \quad (9.1.27)^{d4)}$$

$$P_o = A_g \cdot F_y \quad (9.1.27)^{e4)}$$

L_{mid} ：、 t_g ：ガセットプレートの板厚、 A_g ：有効幅を考慮した総断面積（引張と同じ式(9.1.24)で算定）、 F_y ：ガセットプレートの降伏点

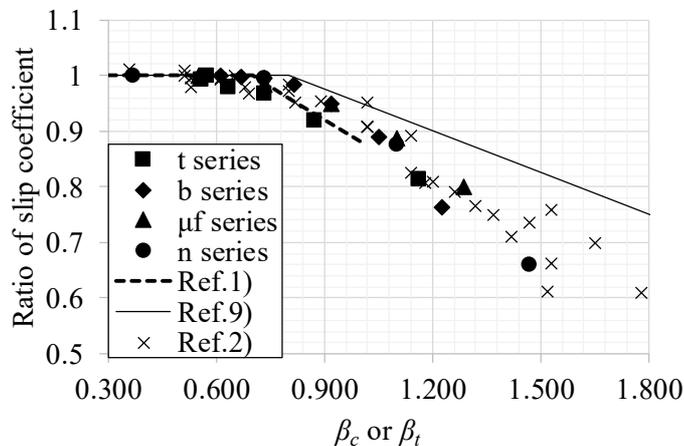


図 9.1.6 すべり係数とすべり降伏耐力比 β_c との関係¹³⁾

(4) 終局限界

圧縮力を受ける継手の終局限界としては、引張の場合と違い、①座屈が考えられ、また、②ボルトのせん断破壊や③鋼板の支圧破壊が考えられる。ただし、①に関しては上述したようにすべりや降伏前後に連結板の局部座屈が考えられるが、継手全体の座屈が生じる前に部材や板としての座屈が生じると考えられるため継手全体での座屈はほとんど起こらないと考えられる。また、②や③に関しては、引張と同様の考え方で検討できると考えられる。

最後にガセットプレートを紹介して接合する場合は、すべりや降伏前後に座屈が生じ終局状態となる可能性はあると考えられる。ガセットプレートの座屈に関しては、上述した座屈限界とほぼ同様のことが言えるが、一面摩擦の場合など未だ説明されていないことも多く、今後これらの詳細な説明が今後期待される。

9.1.4 引張・圧縮の繰返し荷重を受ける継手の限界状態

引張および圧縮の繰返し荷重が作用した継手の力学的挙動を検討した事例はいくつか存在する^{15)~17)}が、それらの検討で説明された挙動としては、繰返しすべりが発生することで、すべり係数やボルト軸力が大きく変化することである。また、すべり面の処理状態や載荷速度によって、その変化の傾

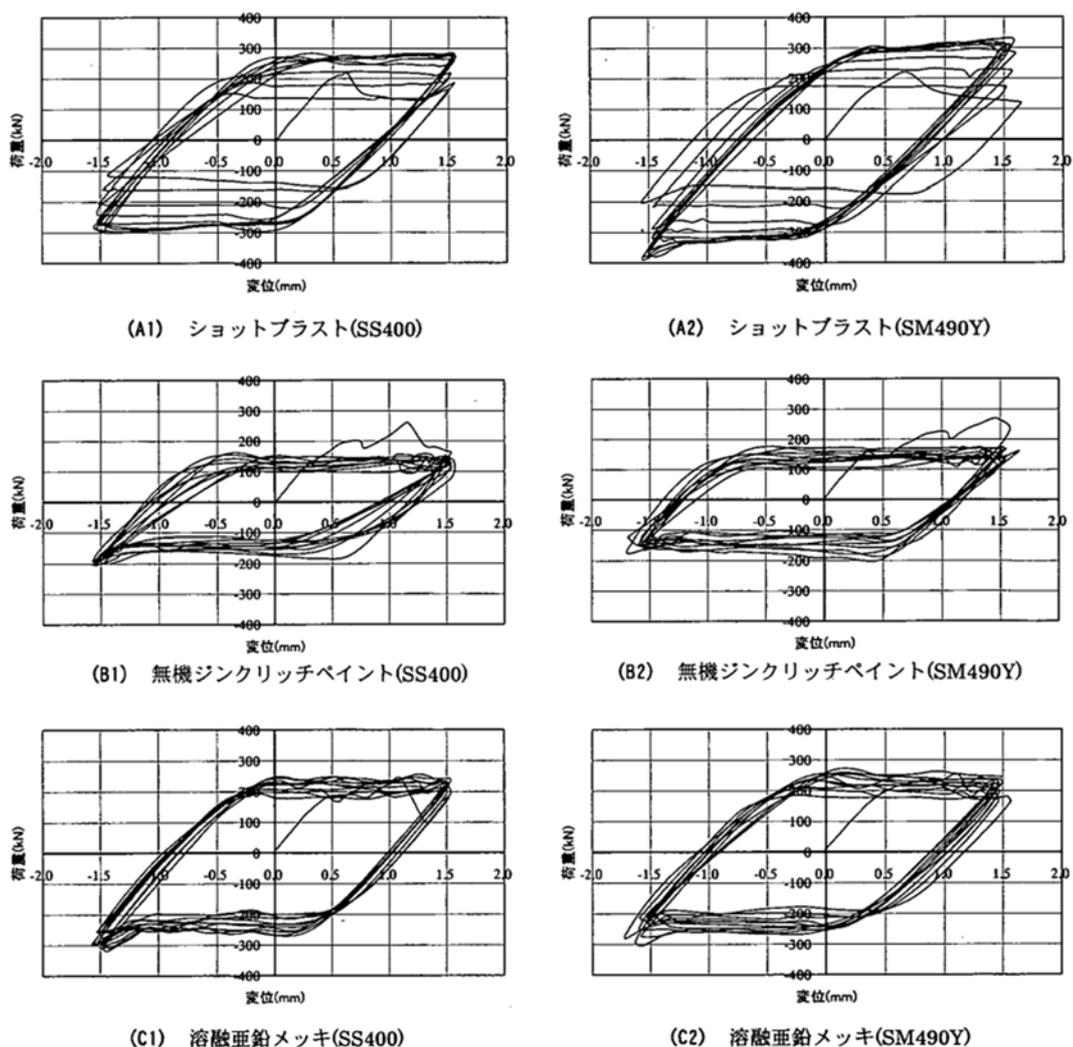


図 9.1.7 繰返し荷重を受ける継手のすべり荷重の変化¹⁷⁾

向が違うことがわかっている。それらの一例として文献 17)で行われた荷重実験の荷重-変位関係を図 9.1.7 に示す。この結果より、近年、鋼橋でよく使われている無機ジンクリッチペイントを有する接合面では、一度すべりが生じるとすべり荷重が大きく低下する一方でショットブラストや亜鉛メッキではすべり荷重が上昇していることがわかる。このことから、地震などの大きな外力が作用し継手で一度すべりが生じると、継手の設計上のすべり耐力値が変化し、無機ジンクリッチペイント面ではすべり耐力が低下する可能性がある。

上述した繰返しによる検討は、そのほとんどがボルトと鋼板が支圧状態に至る前での繰返しであり、より大変位における限界状態を検討した例はほとんどないが、文献 18)で行われたアーチ橋横構の部材も含めたガセットプレート接合部で、終局まで検討されたものがある。ここでは、接合面のすべりや降伏が生じているが、最終的には部材座屈やガセットプレートの座屈が生じ終局となっており、接合部を含めた部材の終局状態の解明を検討した貴重な研究成果である。また、文献 19)でも接合部を含めたせん断パネルの終局挙動を検討しており、いくつかの接合方法を検討しているが、フランジ・ウェブともに摩擦接合とした場合では、図 9.1.8 に示すように、最終的にウェブ接合部のボルト孔を縫うような極低サイクル疲労破壊によるき裂が生じ終局となった。このように、繰返し荷重により生じ得る接合部の終局状態としては、座屈以外に極低サイクル疲労も生じる可能性を検討する必要がある。

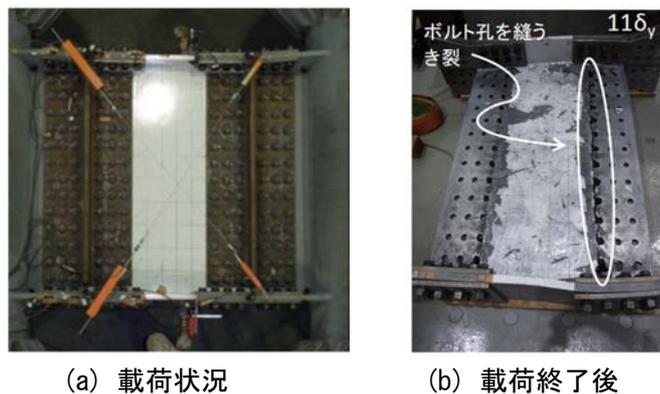


図 9.1.8 せん断パネルを接合した高力ボルト摩擦接合部の破壊状況¹⁹⁾

9.2 鋼構造物の溶接部における低サイクル疲労評価の現状

低サイクル疲労は、塑性ひずみが数回～数十回程度繰り返し発生することによって鋼構造物中にき裂が発生、進展し破壊に至る現象である。主に地震時のように塑性変形が繰り返される場合には低サイクル疲労によるき裂が発生する可能性がある。過去の地震においても低サイクル疲労が原因と考えられるき裂が発見されている²⁰⁾。地震時に低サイクル疲労によるき裂が大きく進展すると、鋼構造物の耐荷性能が大きく低減し、脆性的な破壊を招く可能性があることから、低サイクル疲労に関する照査方法を確立することは喫緊の課題であると考えられる。

低サイクル疲労では、き裂が発生までに費やされる寿命に比べて、き裂進展段階での寿命が長い。そのため、前者のき裂発生寿命と後者のき裂進展寿命を分離して議論されることが多い。これまでに、き裂発生寿命および進展寿命について、材料レベルや溶接継手単体での評価が行われており、その結果を用いて部材レベルや構造物レベルでの低サイクル疲労の評価が行われている。以降では、低サイクル疲労に関する研究の現状について示す。

9.2.1 材料・溶接継手レベルでの検討

(1) き裂発生寿命の評価

低サイクル疲労き裂はひずみ集中部である溶接部から発生することが多い。そこで、低サイクル疲労に関する基礎的な研究として、突合せ溶接試験体に対して繰返し曲げ変形を与え、鋼素材、熱影響部、溶接金属のそれぞれから発生する低サイクル疲労き裂の発生寿命の評価が行われている。図9.2.1に試験方法を示す。き裂発生箇所の局所的なひずみの振幅を画像解析により計測し、き裂長約0.5mmのき裂が発生したときの繰返し回数との関係が整理されている。その結果、図9.2.2に示すように、き裂発生箇所の局部ひずみの振幅とき裂発生回数には対数軸上でほぼ線形の関係があることが明らかにされている²¹⁾。

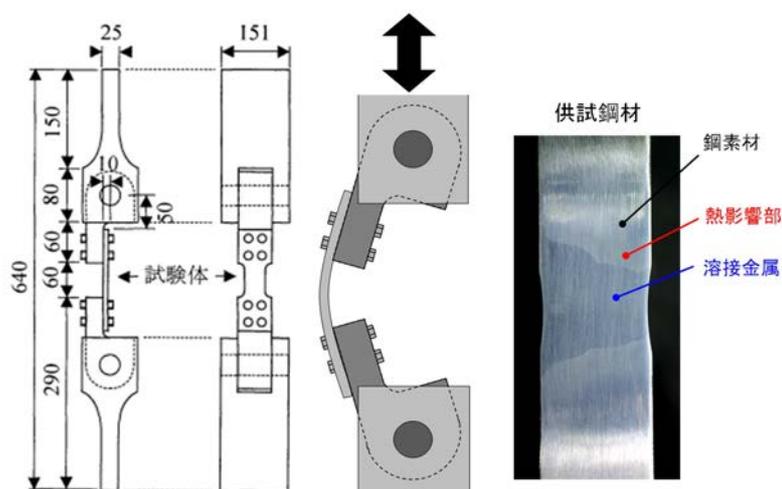


図 9.2.1 突合せ溶接継手の低サイクル疲労試験（単位：mm）

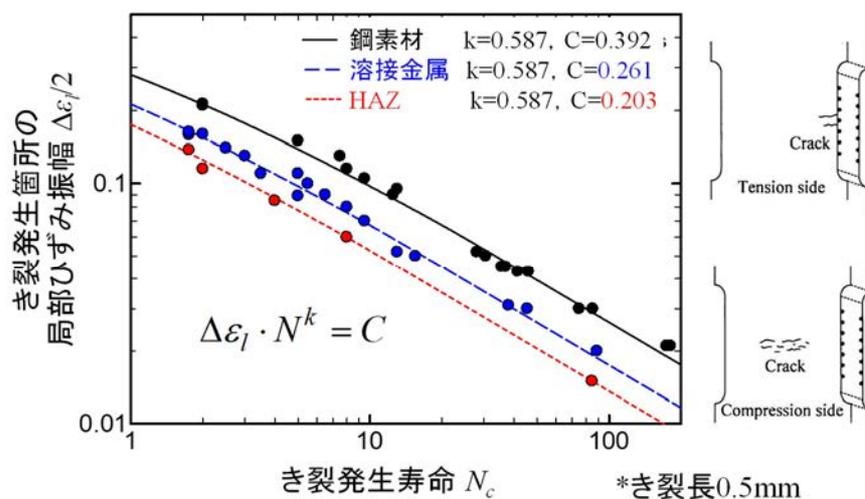


図 9.2.2 鋼素材，熱影響部，溶接金属の低サイクル疲労強度曲線

また，より一般的な溶接継手として，T 字溶接継手を対象に，溶接部に繰返し塑性ひずみを与える低サイクル疲労試験を行い，き裂発生寿命の評価を行っている²²⁾．図 9.2.3 に試験状況を示す．この研究では，FEM 解析を用いて，き裂発生箇所である溶接止端のひずみ振幅を求め，実験から得られたき裂発生寿命を整理している．その結果，図 9.2.4 に示すように，上記の突合せ溶接の低サイクル疲労試験から得られた低サイクル疲労強度曲線と同じ曲線を用いてき裂発生寿命が評価できることが示されている．これらのことから，継手の種類によらず，低サイクル疲労き裂の起点となる溶接止端のひずみ振幅を用いることで，き裂発生寿命が評価できることが示された．

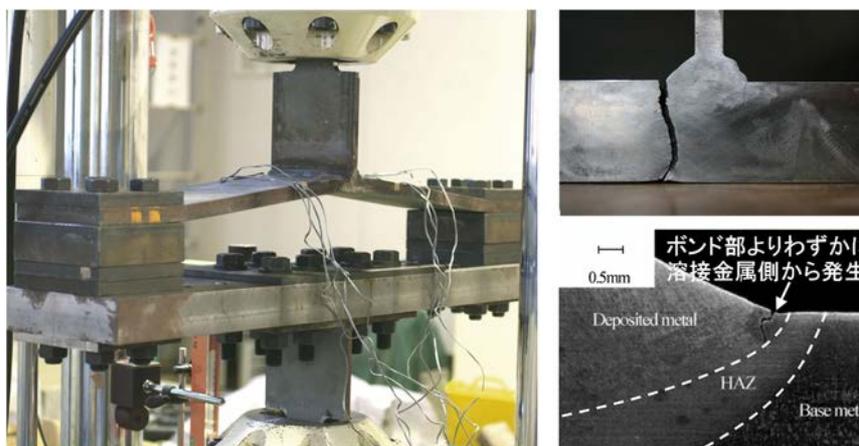


図 9.2.3 T 字溶接継手の低サイクル疲労試験

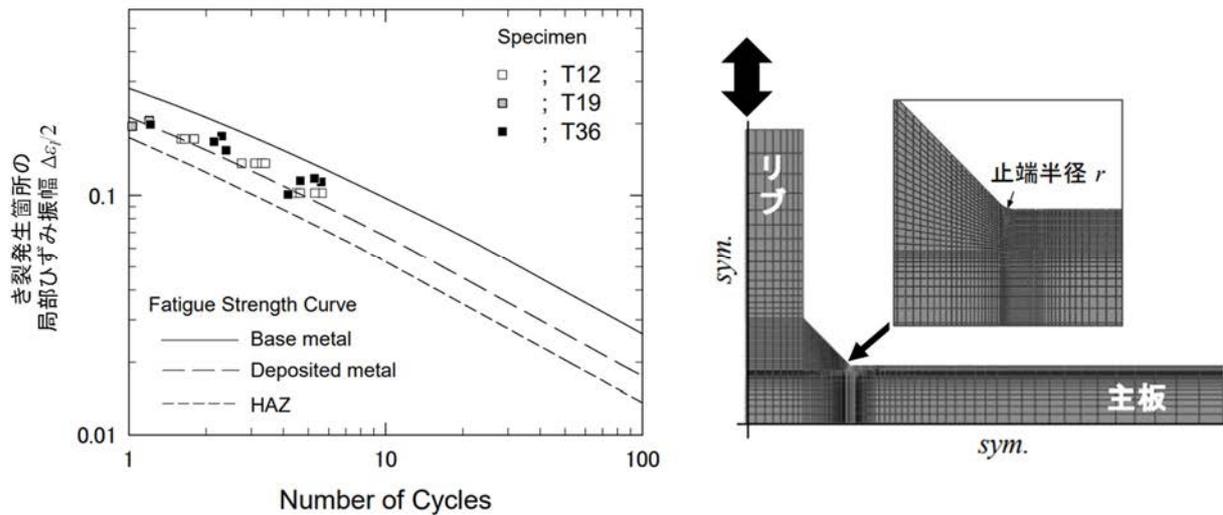


図 9.2.4 T 字溶接継手から得られた低サイクル疲労強度曲線

(2) き裂進展寿命の評価

材料レベルのき裂進展寿命の評価として、図 9.2.5 に示すコンパクトテンション試験片を用いて、低サイクル疲労き裂の進展則に関する検討が行われている²³⁾。試験片に設けたノッチに繰返し塑性変形を与え、与えた強制変位の大きさおよび繰返し回数と、試験体から計測したき裂長の関係が整理されている。また、母材の材質や、き裂が溶接金属内を進展するように試験体を製作した場合についても実験が行われている。同時に、図 9.2.6 に示すように、有限要素解析によりき裂進展試験を再現し、き裂の進展を支配するパラメータを検討している。その結果、き裂先端を囲む経路において得られる、変位、応力、ひずみおよびそれらの差分から求められる破壊力学パラメータである繰返し J 積分により、図 9.2.7 に示すように 1 サイクルあたりのき裂進展量を整理できることを示している。

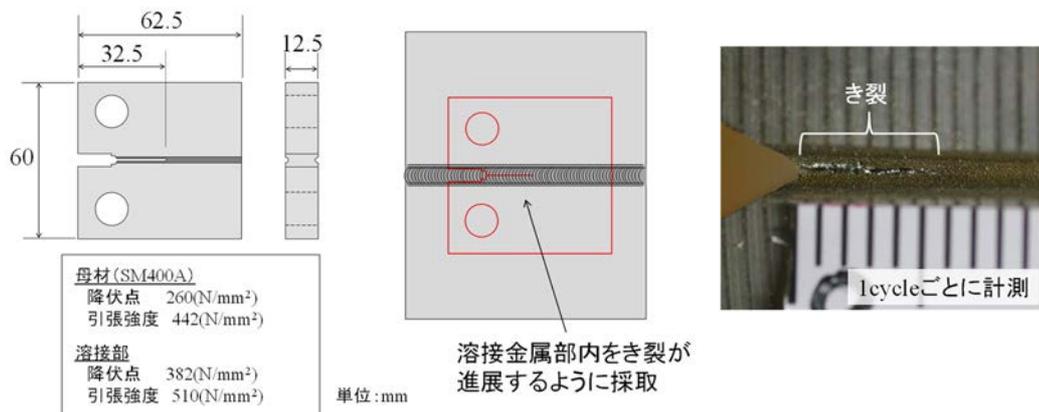


図 9.2.5 コンパクトテンション試験片

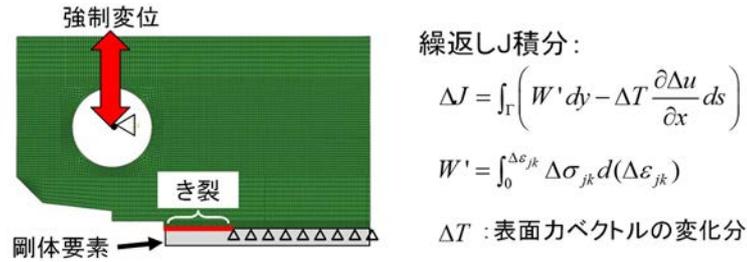


図 9.2.6 繰返し J 積分を求めるための解析モデル

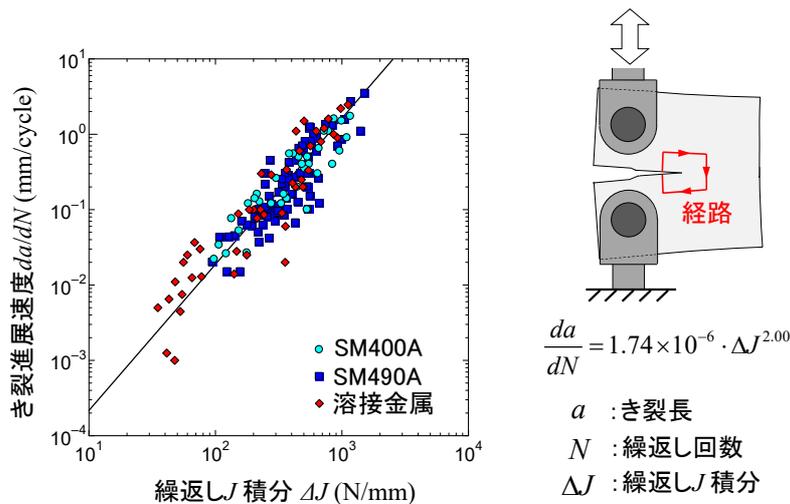


図 9.2.7 き裂進展速度と繰返し J 積分の関係

9.2.2 部材への適用性の検討

(1) 鋼製橋脚基部溶接部への適用

これまでに、鋼製橋脚に対して正負交番繰返し载荷実験が行われており、橋脚基部のベースプレート溶接部、三角リブ溶接部から低サイクル疲労き裂が発生している。これらの既往の実験を対象に、前項の材料、溶接継手レベルの低サイクル疲労試験から得た低サイクル疲労強度曲線を適用し、き裂発生寿命を評価している²⁴⁾。図 9.2.8 に示すように、鋼製橋脚の解析モデルを作成し、き裂の発生起点となる溶接止端では止端半径もモデル化されている。同様な解析により得られたき裂発生箇所のひずみ振幅と、前項で提案されている低サイクル疲労の強度曲線から推定されるき裂発生寿命の関係を図 9.2.9 に直線で示している。また、プロットは実験においてき裂が発生したときの繰返し数をプロットした場合の結果である。同図より、き裂発生寿命の推定結果は、実験においてき裂が発見されたときの繰返し数を精度よく推定できている。

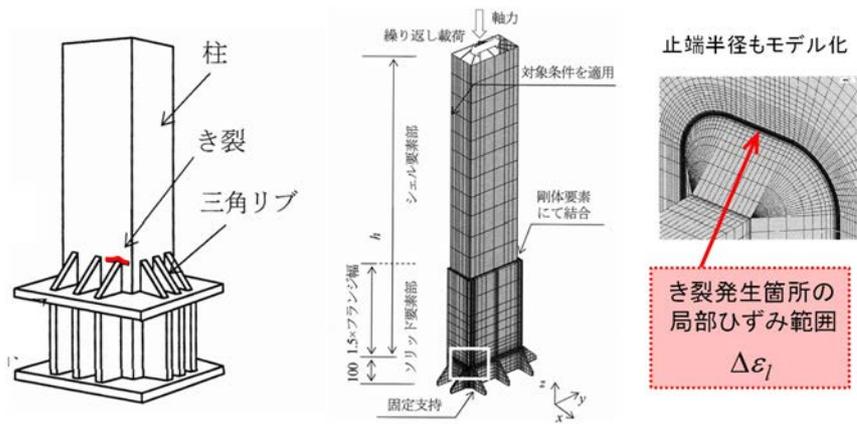


図 9.2.8 鋼製橋脚の解析モデル

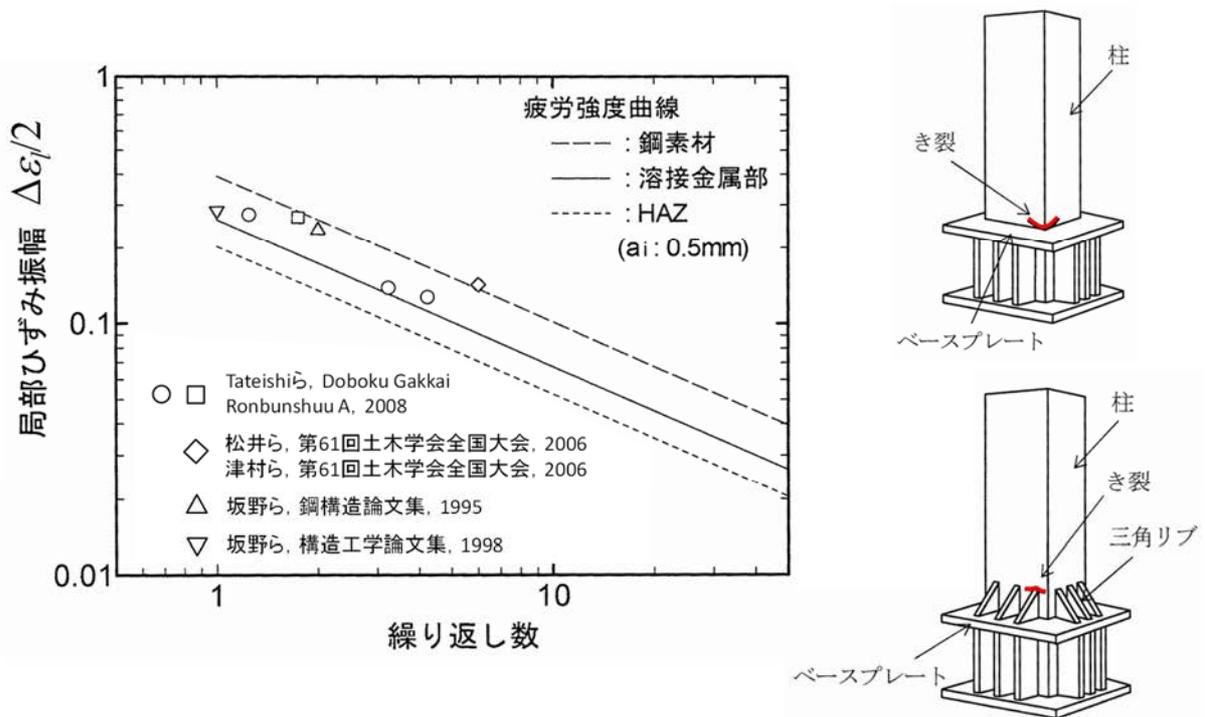


図 9.2.9 鋼製橋脚の解析モデル

(2) せん断パネルダンパー溶接部への適用

さらに、制振部材であるせん断パネルダンパーのスカラップから発生した低サイクル疲労き裂に対して、材料、継手レベルの低サイクル疲労強度曲線を用いたき裂発生寿命の評価および、き裂の進展量の評価が行われている。せん断パネルダンパーは、ウェブパネルに低降伏天点鋼を用いて製作された部材であり、地震時に積極的に塑性変形することによりエネルギーを吸収する部材である。しかし、大きな塑性変形が繰返し発生することから、既往の研究ではウェブパネル角部に設けたスカラップから低サイクル疲労き裂が発生、進展した。図 9.2.10 に示すように、鋼管集成橋脚およびそれらの中に設置されたせん断パネルダンパーを解析でモデル化し、き裂発生箇所であるスカラップ回し溶接部のひずみ振幅を求めた。ひずみ振幅と、前項の低サイクル疲労強度曲線から、き裂発生寿命を推定した。

さらに本検討では、その後のき裂の進展についても検討を行っている。スカラップ回し溶接部に長さ1mmの初期き裂を導入し、そのき裂先端を囲む経路の繰返しJ積分を求めることで、き裂の進展量を推定し、実験結果との比較が行われている。その結果、実験において、長さ数ミリのき裂が発見された繰返し数において、き裂長の指定結果は2.4mmであり、およそき裂長を推定できている²⁵⁾。

これらのことから、材料、継手レベルで構築した低サイクル疲労き裂発生寿命に関する強度曲線およびき裂進展則を部材レベルの低サイクル疲労の評価に適用できることが明らかになっている。

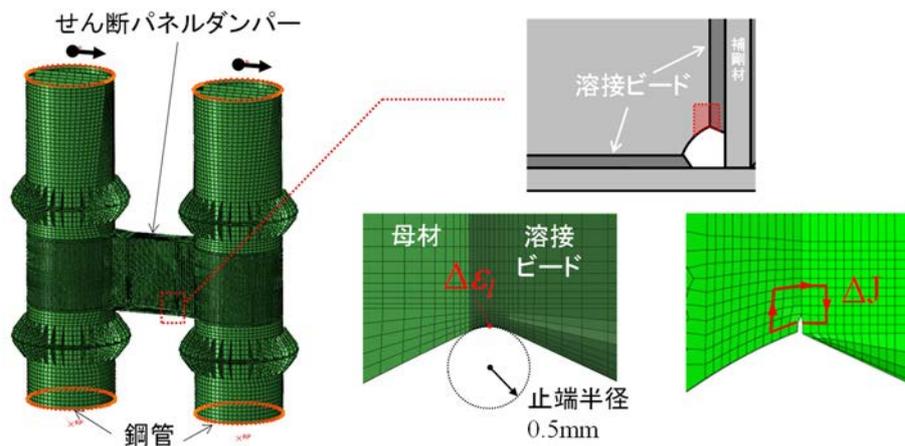


図 9.2.10 鋼製橋脚の解析モデル

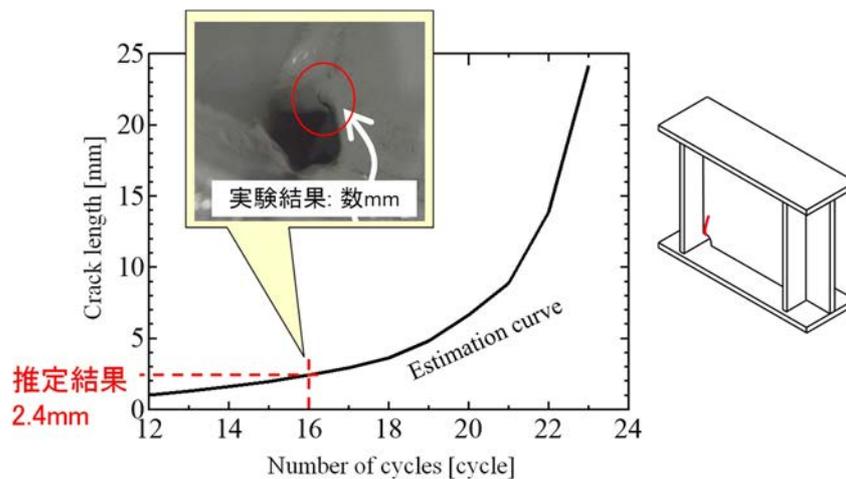


図 9.2.10 鋼製橋脚の解析モデル

9.2.3 低サイクル疲労発生寿命の簡易推定

前項において、材料、継手レベルで構築した低サイクル疲労強度の評価方法を用いて、部材レベルの低サイクル疲労を評価できることを示した。一方で、実際の構造物において、溶接部の極めて局所的な領域のひずみ振幅を求めるには多大な労力および計算コストを要するため、実務的でない。そこで、溶接部の低サイクル疲労寿命を簡易に推定する方法が検討されている。具体的には、対象とする部材の溶接部周辺における公称ひずみ振幅と溶接部における局部ひずみ振幅の関係をあらかじめ構築しておく。さらに、図 9.2.2 で示した局部ひずみ振幅とき裂発生寿命の関係を用いることで、公称ひ

ずみ振幅とき裂発生寿命の関係式を構築することができる。公称ひずみ振幅は、骨組解析等の比較的容易な解析から求めることができるため、き裂発生寿命を容易に推定することが可能となる。

(1) 鋼製橋脚基部溶接部

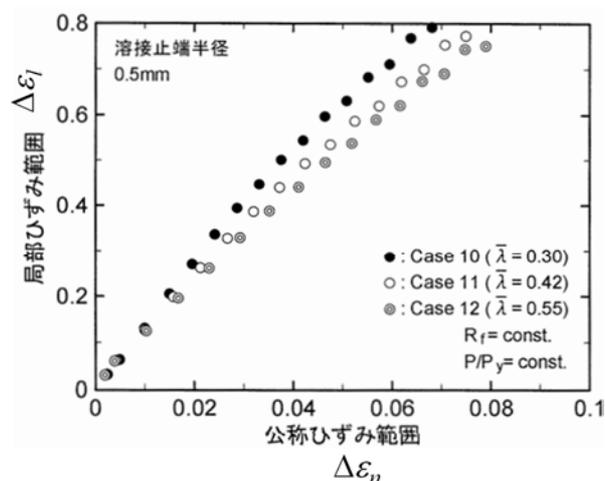
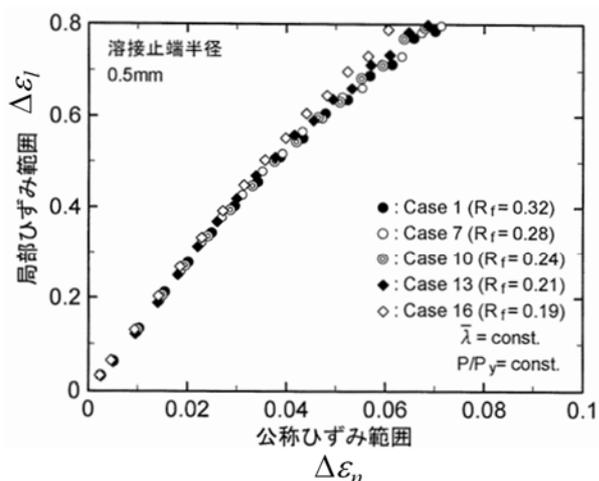
これまでに、鋼製橋脚の寸法をパラメータとして、橋脚基部の有効破壊長領域における公称ひずみ範囲と、基部溶接止端の局部ひずみ範囲の関係が検討されている²⁴⁾。図 9.2.11 は幅厚比パラメータおよび細長比パラメータを検討した結果であり、幅厚比パラメータに比べ幅厚比パラメータが支配的であることが分かる。このことから、細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ を用いて、公称ひずみ範囲 $\Delta\varepsilon_n$ と局部ひずみ範囲 $\Delta\varepsilon_l$ の関係式として次式が提案されている。

$$\Delta\varepsilon_l = B \cdot \Delta\varepsilon_n^{0.859} \quad (9.2.1)$$

ここに、

$$B = \alpha \cdot \bar{\lambda}^{-\beta} \quad (9.2.2)$$

着目位置	止端半径 (mm)	$B = \alpha \cdot \bar{\lambda}^{-\beta}$	
		α	β
ベースプレート 溶接部	0.2	6.71	-0.488
	0.5	3.79	-0.488
	1	2.88	-0.488
	2	2.04	-0.488
三角リブ 溶接部	0.2	7.91	-0.526
	0.5	4.47	-0.526
	1	3.39	-0.526
	2	2.40	-0.526



(a) 幅厚比パラメータの影響（細長比一定）

(b) 細長比パラメータの影響（幅厚比一定）

図 9.2.11 三角リブ溶接部止端の局部ひずみ範囲と公称ひずみ範囲の関係

さらに，材料レベルの低サイクル疲労強度曲線を用いることにより，公称ひずみ基準の低サイクル疲労強度曲線が次式の通り提案されている．

$$\Delta\varepsilon_n \cdot N^{0.684} = 0.235 \cdot (\alpha \cdot \bar{\lambda}^\beta)^{-1.16} \quad (9.2.3)$$

ここに， N ：き裂発生寿命．

(2) せん断パネルダンパースカラップ回し溶接部

せん断パネルダンパーについて，せん断パネルダンパーの寸法をパラメータとし，せん断パネルの全体的なせん断変形（平均せん断ひずみ範囲）とスカラップの回し溶接部の関係が検討することでき裂発生寿命を簡易に推定する方法が検討されている．幅厚比パラメータおよび板厚を変化させて平均せん断ひずみ範囲と局部ひずみ範囲の関係を検討した結果，板厚が支配的となることが明らかとなっているこのことから，板厚を変数とした，スカラップ回し溶接部の局部ひずみ範囲 $\Delta\varepsilon_l$ と平均せん断ひずみ範囲 $\Delta\bar{\gamma}$ の関係式として，次式が提案されている．

$$\Delta\varepsilon_l = 1.4774 \cdot (\Delta\bar{\gamma} - 2\bar{\gamma}_y)^\beta \quad (9.2.4)$$

ここに，

$$\beta = -0.004490 \cdot t_w + 0.6539 \quad (9.2.5)$$

$$\bar{\gamma}_y = \frac{1}{G} \cdot \frac{\sigma_y}{\sqrt{3}} \quad (9.2.6)$$

t_w : き裂発生寿命，
 G : せん断弾性係数，
 σ_y : 降伏応力．

さらに，材料レベルの低サイクル疲労強度曲線を用いることにより，平均せん断ひずみ基準の低サイクル疲労強度曲線が次式の通り求められる．

$$1.4774 \cdot (\Delta\bar{\gamma} - 2\bar{\gamma}_y)^\beta \cdot N^{0.587} = 0.261 \quad (9.2.7)$$

9.2.4 結言

これまでの研究から，材料，継手レベルで構築した疲労強度曲線，き裂進展則を部材中の溶接継手に適用して，低サイクル疲労の評価が可能であることが分かった．また，あらかじめ，骨組解析等の比較的簡易な解析から得られる公称ひずみ範囲と，き裂発生箇所ひずみ範囲の関係を構築しておくことで，比較的容易に低サイクル疲労の発生寿命を推定できる．一方で，発生寿命によって部材の低サイクル疲労寿命を決定すると過度に安全側の評価となる可能性がある．許容しうる限界のき裂長を定め，その進展寿命を考慮した照査方法を確立することが今後の課題である．

参考文献

- 1) 土木学会：2022年制定鋼・合成構造標準示方書，設計編，2022.
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅱ鋼橋・鋼部材編，2017.
- 3) 日本建築学会：鋼構造接合部設計指針，2021.
- 4) AASHTO: AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, Ninth Edition, 2020.
- 5) European Committee for Standardization (CEN): Eurocode 3: Design of Steel Structures - Part 1-8: Design of Joints, EN1993-1-8, 2005.
- 6) 土木学会：高力ボルト摩擦接合継手設計・施工・維持管理指針(案)，2006.
- 7) 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説，鋼・合成構造物編，2009.
- 8) 山口隆司，森猛，橋本国太郎：高力ボルト摩擦接合継手のすべり強度/降伏強度比とすべり係数に関する検討，土木学会，構造工学論文集，Vol.51A，pp.1737-1748，2005.
- 9) 秋山寿行，西村宣男，亀井義典，池端文哉：高力ボルト摩擦接合引張継手の限界状態の区分，鋼構造年次論文報告集，日本鋼構造協会，第3巻，pp.289-296，1995.
- 10) 本州四国連絡橋公団：トラス格点部格点構造設計指針（案），1976.
- 11) 山口隆司，吉田晋佑，橋本国太郎，杉浦邦征：高力ボルト摩擦接合された2面添接形式鋼トラス橋ガセットプレートの終局挙動および有効幅算定法に関する2，3の考察，日本鋼構造協会，鋼構造論文集，Vol.18，No.71，pp.27-42，2011.
- 12) 久保全弘：圧縮力を受ける高力ボルト摩擦継手のすべり挙動と耐力，鋼構造論文集，第21巻84号，pp.47-56，2014.
- 13) 橋本国太郎：圧縮力を受ける高力ボルト摩擦接合継手の限界状態に関する解析的検討，構造工学論文集，Vol.66A，pp.475-485，2020.
- 14) 土木学会：座屈設計ガイドライン改訂第2版[2005年改訂版]，鋼構造シリーズ12，2005.
- 15) 久米健一，吹田啓一郎：高力ボルト摩擦接合部の繰り返し載荷実験を反映した履歴モデルによる検討，日本建築学会構造系論文集，76巻667号，pp.1713-1720，2011.
- 16) 辻岡静雄：過大応力を受ける高力ボルト摩擦接合部の力学挙動，日本建築学会構造系論文集，518号，pp.103-109，1999.
- 17) 石原靖弘，小林剛，皆田理，西村宣男：地震被害を受けた高力ボルト摩擦接合継手の特性調査と繰り返しすべり実験，土木学会論文集，745巻65号，pp.53-64，2003.
- 18) 山田忠信，野中哲也，馬越一也，吉山純平，鈴木森晶，嶋口儀之：既設上路式鋼アーチ橋のブレース材の終局強度およびガセットプレート補強方法に関する検討，構造工学論文集，Vol.68A，pp.69-81，2022.
- 19) 篠原聖二，杉山裕樹，金治英貞，橋本国太郎，杉浦邦征：鋼管集成橋脚における実大せん断パネルの損傷過程と終局モードの実験的評価，土木学会論文集A1，Vol.71，No.3，pp.402-415，2015.
- 20) 土木学会鋼構造委員会，長周期・長時間地震動下における鋼構造物の力学挙動に関する調査研究小委員会 報告書，2017.
- 21) 舘石和雄，判治剛：画像計測を用いた試験システムによる突合わせ溶接継手の低サイクル疲労強度の検討，土木学会論文集，No.752，I-66，pp.277-287，2004.
- 22) 判治剛，舘石和雄，南邦明，鬼頭和也：局所的なひずみを基準とした溶接継手の極低サイクル疲労強度評価，土木学会論文集A，Vol.62，No.1，pp.101-109，2006.
- 23) 判治剛，寺尾名央，舘石和雄，清水優：繰り返し大ひずみ下の鋼材の疲労き裂進展速度式と溶接継手のき裂進展予測への適用，鋼構造論文集，第23巻，第89号，pp.85-95，2016.
- 24) 判治剛，舘石和雄：鋼製橋脚基部を対象とした低サイクル疲労強度曲線の提案，鋼構造論文集，

第 16 卷, No.64 号, pp.21-30, 2009.

- 25) 清水優, 舘石和雄, 判治剛, 杉山裕樹, 曾我恭匡, 足立陸, 野田拓史: 鋼管集成橋脚に設けられたせん断パネルダンパー溶接部の低サイクル疲労評価手法, 鋼構造論文集, 第 24 卷, 第 96 号, pp.17-29, 2017.