

新築物件において、高力ボルトと溶接とを併用することは稀なことで問題とする必要はまずありませんが、耐震補強においては大変重要な課題となってきます。というのは、非保有接合となって $F = 1.3$ としか見込めない接合部が、ちよろちよろと溶接するだけで、保有耐力接合となり、 $F = 2.2$ と評価できることにより、耐震性能を一挙に $2.2/1.3 = 1.69$ 倍することができるからです。当然、補強に要する費用にも大きな違いがでてくるわけで、非常に魅力的であり、ともすればこれを多用したくなる誘惑に駆られます。特に、学会規準において「溶接に先んじて高力ボルトを締め付けるのであれば、耐力を重ね合わせてよい」という記述は、耐震補強の場合における状況とぴったり合致しているのですからなおさらのことです。けれども、この誘惑については慎重に対処しなければなりません。というのは、この「重ね合わせてよい」ということの内容については、ほとんど述べられていないため、解釈と運用の双方についてきわめて曖昧な点が残されているからです。まず、「鋼構造接合部設計指針」における「2.3 高力ボルトと溶接の併用継手」には次のように記述されています。

(1) 降伏耐力

高力ボルト摩擦接合と隅肉溶接の併用継手の降伏耐力 P_y は、高力ボルトの締付けを溶接より先に行う場合には(2.37)式による。

$$P_y = n \cdot q_{by} + wq_y \cdot L_e \quad (2.37)$$

記号

- n : 高力ボルト本数
- q_{by} : 高力ボルト 1 本当たりのすべり耐力
- wq_y : 隅肉溶接継目の単位長さ当たりの降伏耐力
- L_e : 前面または側面隅肉溶接の有効長さ

(2) 最大耐力

高力ボルト摩擦接合と隅肉溶接の併用継手の最大耐力は、高力ボルトの締付けを溶接より先に行う場合には(2.38)式による。

$$P_u = n \cdot q_{by} + wq_u \cdot L_e \quad (2.38)$$

記号

- n : 高力ボルト本数
- q_{by} : 高力ボルト 1 本当たりのすべり耐力
- wq_u : 隅肉溶接継目の単位長さ当たりの最大耐力
- L_e : 前面または側面隅肉溶接の有効長さ

これに対し、同じく「鋼構造接合部設計指針」の2.1.2「板要素接合部の設計と耐力」の(2)高力ボルト摩擦接合部において、面内力を受ける高力ボルト摩擦接合部の降伏引張耐力 P_y 、最大引張耐力 P_u の算定式が記述されています。

(2) 高力ボルト摩擦接合部

1) 降伏耐力

$$P_y = \min\{P_{y1}, P_{y2}, P_{y3}\}$$

ただし、

$$P_{y1} = n \cdot q_{by}$$

$$P_{y2} = A_n \cdot F_y + n_r \cdot q_{by} / 3 \text{ (1面せん断の場合は } P_{y2} = A_n \cdot F_y \text{)}$$

$$P_{y3} = A_g \cdot F_y$$

記号

n : 板要素を接合している接合部片側の高力ボルト本数

n_r : 想定破断線上のボルト本数

q_{by} : 高力ボルト1本当たりのすべり耐力

F_y : 母材または添板の降伏強さ

A_n : ボルト孔欠損を差し引いた母材または添板(2枚の場合はその和)の正味断面積

$$A_n = A_g - A_h$$

A_g : 母材または添板(2枚の場合はその和)の全断面積

A_h : ボルト孔による欠損断面積。(以下省略)

2) 最大耐力

$$P_u = \min\{P_{u1}, P_{u2}, P_{u3}\}$$

ここで

$$P_{u1} = n \cdot q_{bu}$$

$$P_{u2} = A_n \cdot F_u$$

$$P_{u3} = (A_{nt} + 0.5A_{ns}) \cdot F_u$$

ただし、 P_{u3} はなかぬけ破断、そとぬけ破断、はしぬけ破断のうちの最小値とする。

記号

q_{bu} : 高力ボルト1本当たりの最大せん断力(以下省略)

F_u : 母材または添板の引張強さ

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り応力の作用する部分の有効断面積。はしぬけ破断の場合は0とする。

A_{ns} : 局所的なちぎれ破断を想定した場合のせん断力の作用する部分の有効断面積で、第1ボルト列の孔中心から縁端までの寸法に板厚を乗じた値の、なかぬけ破断およびそとぬけ破断にあつては2倍、はしぬけ破断にあつてはボルト行数の2倍とする

少々長くなりましたが、次のことを注意しておきます。まず降伏耐力は、許容応力度設計における許容応力度に、最大耐力は保有耐力設計、あるいは耐震補強において用いるものであることです。前者には q_{by} 、 F_y など、添え字として y を用い、後者については q_{bu} 、 F_u と u が使われます。こうした観点からみると、(2.38)は最大耐力を規定するものですが、 $P_u = n \cdot q_{by} + w q_u \cdot L_e$ とその第1項の添え字が y となっていることに注意しなければなりません。これは、隅肉溶接の方が高力ボルトより剛性が高いのに対し、変形能力は多少おちることにより、全体の力学的性状が溶接部によって支配されるためと説明されていますが、もしかすると溶接の際の熱の影響を考慮のことかとも推察されるものです。なお、高力ボルトのすべり（降伏）耐力 q_{by} は、最大耐力 q_{bu} の40%程度となります。次に高力ボルト摩擦接合の降伏耐力、最大耐力のいずれも3種の値のうちの最小値をとることになっていますが、次の点に注意が必要です。

- (1) 1面せん断の場合には、降伏耐力における添え字3の耐力は意味がなく、添え字1,2の耐力のうちの小さい方となること
- (2) 添え字1,2における耐力の力学的意味は、降伏、最大耐力とも、どちらも同じであるが、添え字3の耐力は、降伏時、最大耐力時ではまったく異なった意味をもつことです。すなわち、添え字1の耐力は、高力ボルトそのものの耐力で、 q_{by} 、 q_{bu} の違い、添え字2は、欠損断面部の引張耐力で、 F_y 、 F_u の違いです。これに対し添え字3の耐力は、降伏耐力算定時には欠損部のない母材の降伏耐力、最大耐力算定時は高力ボルトがすべて支圧状態に入ったのちのちぎり破断に対応するものであって、力学的意味が全く異なります。降伏耐力算定時にはなぜちぎり破壊に対する算定式がないかということ、高力ボルトがすべて支圧状態に入る直前を限界値としているからで、そもそもちぎり作用が存在しないからです。では、降伏耐力算定式の添え字3は何を意味するのでしょうか。これは、添え字2の第2項に関連します。添え字2の耐力は、ボルト孔による欠損断面部の降伏耐力を算定するものですが、高力ボルトによる材間圧縮力は、ボルト径の2~3倍の範囲に分布しますから、欠損断面において想定される降伏線より前の部分において摩擦による力の伝達がすでになされていることとなります。偏心のない2面せん断におけるこの効果は、すべり耐力 q_{by} の30~40%になることが理論的、実験的に確かめられていることから、 $1/3 q_{by}$ として導入されたもので、この分だけ欠損断面における降伏耐力を大きく評価することができます。けれどもこの項を加えると、欠損のない断面の降伏耐力 $A_g \cdot F_y$ より大きな耐力となることがあり、過大評価のきらいがあるため、ストッパーとして $P_{y3} = A_g \cdot F_y$ の項が設けられているのです。なお、偏心のある1面せん断においては、変形によって離間する可能性があり、また最大耐力時には板のほそりによる導入軸力の低下があるので、この項は入れられておりません。かようなわけで1面せん断の場合には、 P_{y3} は意味を失うこととなります。

さて、本論に戻ることとしましょう。耐震補強ではもっぱら最大耐力が問題となりますから、以下この範囲だけに絞り、降伏耐力は扱わないことにします。前掲の指針の条文を

眺めていきますと、高力ボルトと溶接の併用を具体的に表現した式は

$$P_u = n \cdot q_{by} + w q_u \cdot L_e \quad (1)$$

であって、

$$P_u = \min\{P_{u1}, P_{u2}, P_{u3}\} + w q_u \cdot L_e \quad (2)$$

ではないことに注目してください。そして上記(1)、(2)式を比較しますと、(1)式は、(2)式における P_{u1} についてだけ規定しているだけに過ぎないことがわかります。 P_{u2} , P_{u3} との組み合わせはどのようになるのか、これについては一切、記述されておりません。ここから溶接による補強についての混乱が始ります。その最たるものが、「既存鉄骨造建築物の耐震改修施工マニュアル(改訂版)」(編集:建設省住宅局建築指導課・(社)日本鋼構造協会・(財)日本建築防災協会・2000年10月31日発行:発行者:社団法人日本鋼構造協会) p.111 における記述で、①筋かい軸部で破断する場合、②筋かい材の接合ボルトで破断する場合、③ボルトのはしあき部分で破断する場合の耐力算定式が記されたのち、次のように記述されます。

上記の①②③による $A_j \cdot \sigma_u$ が $1.2A_g \cdot F$ より小さい場合は、補強が必要である。すみ肉溶接で補強する場合、次式の $A_j \cdot \sigma_u$ を上記の $A_j \cdot \sigma_u$ に加算してよい。

$$A_j \cdot \sigma_u = \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot {}_1A_5 \cdot {}_a\sigma_u$$

$${}_1A_5 = \sum 0.7S \cdot l_e$$

${}_a\sigma_u$: プレース材とガセットプレートの破断応力度の小さい方の値 (N/mm²)

S: すみ肉溶接のサイズ (cm)

l_e : すみ肉溶接の有効長さ

この記述は、まさに (2)式そのままです。接合部設計指針における(2.38)式は、ファスナーとしての高力ボルトと溶接とは、力学的には同等のものであり、したがってこれらの耐力を重ね合わせてよいという原則をいっているに過ぎず、実際の設計では、高力ボルト接合における破壊モードの違いに応じた重ね合わせ、すなわち(2)式として捉えないと使い物にならぬことを認めたものとして、妥当な措置といえることができます。けれども、致命的な手抜きがあります。それは、上記の記述に素直に従うと、有効長さ l_e に対応するすみ肉耐力を算定すれば、その耐力値を破壊モードの如何にかかわらず一律に加算してよいとしか読めないからです。すなわち、どこでもいい、すみ肉溶接を追加すればとにかく耐力が上がり、軸部破断、ボルト破断、端あき破断のいずれにも利くというまるで魔法の万能薬であるかのようなことになっているわけで、このような脳天気な話はありません。実際、後に示しますが、軸部破断には有効に効くが、はしあき破断には利かないという例、あるいは

はこの逆となる例を容易に指摘することができます。またこの「既存鉄骨造建築物の耐震改修施工マニュアル（改訂版）」においてはもうひとつ問題があります。すなわち、②の接合部ボルト破断耐力に溶接耐力をそのまま加算してよいということにしています。式で書くと、② = $n \cdot q_{bu} + wq_u \cdot L_e$ であって、これは接合部設計指針の算定式 $P_u = n \cdot q_{by} + wq_u \cdot L_e$ と食い違えます。おそらくここで問題としている条項の執筆者は、溶接が追加されることによって、耐力が上昇するのは当然のことという意識だけが先走って、具体例を想定して検討してみることをせず、また他の基準との整合性をとることなど失念していたのではないかと推察されます。もし、気が付いていれば、 L_e についての説明も「すみ肉溶接の有効長さ」という一般的なものでなく、「破壊モードに寄与するすみ肉溶接の有効長さ」とでも書いて注意を促したでしょうし、さらに丁寧にその評価法についても具体的に示していたかも知れませんが、まことに困ったことです。とって愚痴ってばかりいても何も解決しませんから、高力ボルト接合部を溶接により補強するとしたとき、破壊モードの違いに応ずる算定法を検討してみることにしましょう。

まず、最初の破壊モードは、接合部ファスナーの破断強度に関してです。この場合は、補強溶接のすべての耐力が有効となりますから、その総和を既存の高力ボルトの破断耐力に加算すればよいこととなります。しかし、溶接に伴う熱を受ける既存の高力ボルトの最大耐力をどう評価すべきかが問題となります。山形鋼の側線に沿ってすみ肉溶接を施すこととしましょう。ボルト孔中心からのヘリあきは 3cm 前後です。ボルトの径を 20Φ とすると、ナットの径は、その 1.6 倍、32mm ですから、 $3.0 \cdot 1.6\text{cm} = 1.4\text{cm}$ 離れたところを溶接線が通過していくこととなります。これにより一体どのくらいの熱量を受け、温度がどのくらい上昇することになるかはさっぱりわかりませんが、かなり近接した距離にあることから、熱による影響を無視するわけにはいかないでしょう。ではどの程度の影響を受けることになるのでしょうか。何の根拠もありませんが、力学的性質に影響しないといわれている 250°C を超えることはあっても、 400°C を超えることはないのではないかと思います。そうだとすると、熔融亜鉛高力ボルトのデータが参考になるかもしれません。いわゆる亜鉛の「どぶ;漬け」メッキは約 420°C 前後の浴温を受けることにより引っ張り強度が約 20% 低下することから、F10T の材質を使いながら、設計では F8T とみなして扱うことが規定されています。この値は、すべり耐力を採用している接合部設計指針では、最大耐力の約 40%、「既存鉄骨造建築物の耐震改修施工マニュアル（改訂版）」では、最大耐力そのままの 100% としているのに対して、中間値の 80% ということとなります。妥協案の一種のようなものですが、一応もつともらしい理屈もつく値でもあります。したがって次式をファスナー破断モードに対する耐力算定式としてはいかがでしょうか。

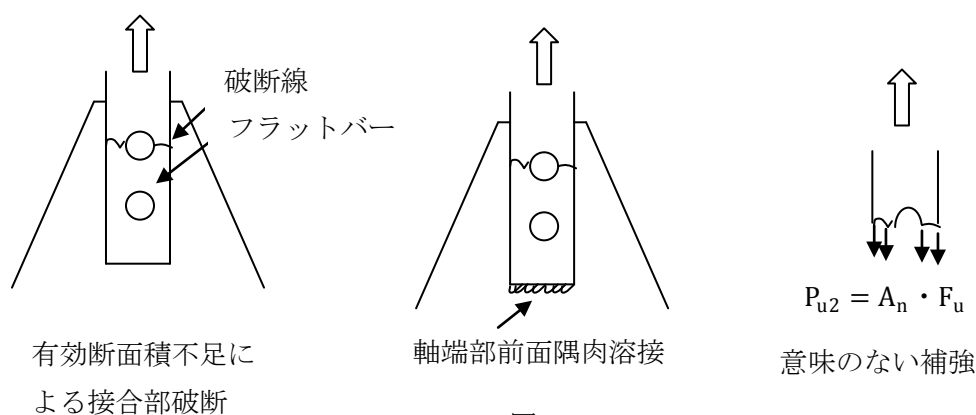
$$P_{u1} = 0.8n \cdot q_{bu} + \sum wq_u \cdot L_e$$

\uparrow
 既存高力ボルト耐力

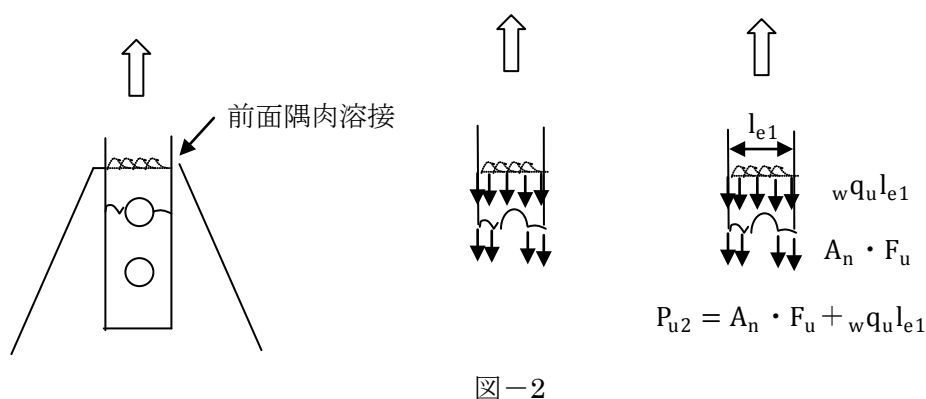
\uparrow
 補強溶接耐力

次の破壊モードは、もっとも問題となりやすいボルト孔と突出部による欠損断面を差し引かれ断面における引張破断モードについてです。まず突出部の断面積控除が関係しないフラットバーが母材である場合から考えましょう。

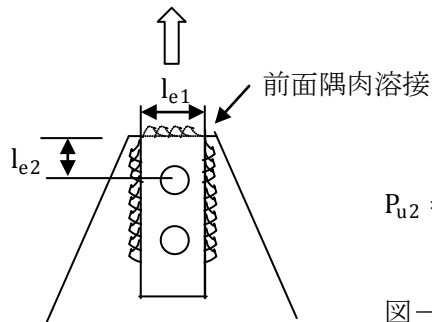
図-1は、断面欠損部破断モードに対して、フラットバー端部に前面溶接することによって補強すると想定した場合です。補強効果があるか否かは、同図右端のように、破断後の部分を切り出してみれば一目瞭然です。いまの場合は何の役にもたっておらず、的外れの補強であることがわかります。



では、図-2のように前面すみ肉溶接をガセットプレートの端部側に移したらどうなるでしょうか。破断後の部分を切り出してみればやはり明らかで、今度は立派に補強の役を果たしていることになります。



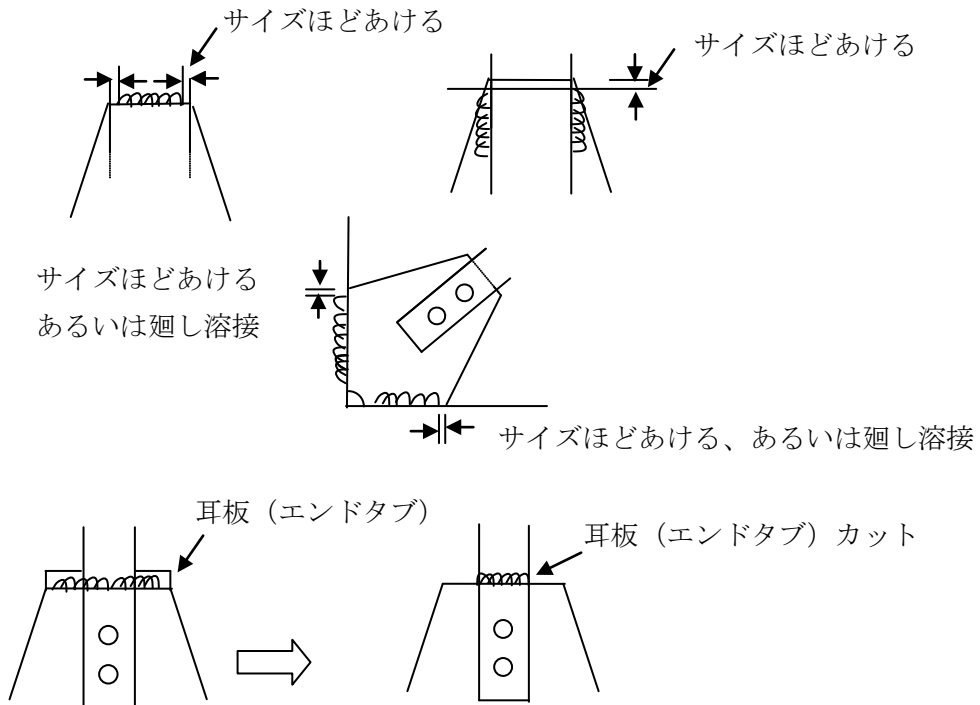
以上からもうお分かりでしょう。すなわち、想定破断面より前方にある溶接耐力が有効であって、側面隅肉溶接とも併用するとすれば、図-3に従って耐力を算定すればよいことになります。



$$P_{u2} = A_n \cdot F_u + wq_u l_{e1} + \sum wq_u l_{e2}$$

図-3

なお、計算にあたって、すみ肉溶接のサイズは、薄い方の板厚を越えてはいけないことにくれぐれも注意してください。所要補強量を確保することに頭が一杯になり、このことを忘れて架空のサイズを設定してしまうことがよくあるからです。また、溶接施工においては、図-4に示すように、材の端部と溶接の端部とが重ならないよう、かならずずらすことを指示しておくことを忘れないでください。材の端部、溶接の始端、終端はともに応力が集中する個所であり、また溶接欠陥が生じやすいところですので、これらを1点に集中させてはいけません。ガセットプレートの溶接についても同様の配慮が必要です。なお、ガセットプレートが、耳板（エンドタブ）を取り付けることができるようになっている場合は、エンドタブを介しての丁寧な工事とした方がより確実ではないかと考えられます。



山形鋼の場合は、ボルト本数と突出部、図-4 余面積との関係が問題となります。例えばボルト数が2本であったなら、突出部の0.7（70%）が控除されますが、3本になれば

0.5(50%)となるように有効断面積が大きく変化します。応力方向における接合部の長さはボルトのピッチを P とすれば、 $l_1 = (n - 1)P$ とボルト本数に正比例します。したがってボルト本数によって有効断面積が支配されているようにみえますが、実は接合部長さによって支配されているとすれば、溶接により接合部長さを延長させることを狙った対策を考えることができるはずで、このような観点からみますと、図-5(b)の側面隅肉溶接は役立たずで、同図(c)の前面すみ肉溶接がふさわしいことがわかります。端あきは大体 3~4cm, ピッチは 5~7cm というところでしょうから、ガセット端と山形鋼端部との双方を前面すみ肉溶接したとすれば、1ピッチの 6cm 程度接合部の長さを延長した効果を期待することができるでしょう。すなわち、実際のボルト本数は n 本ですが、これを、 $n + 1$ 本と読み替えて突出部の控除面積を算定するのです。

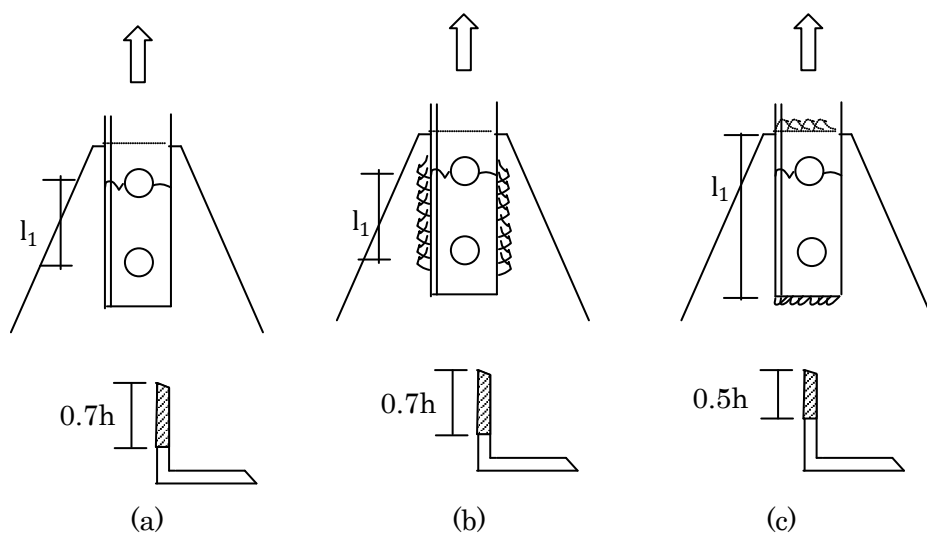


図-5

以上をまとめますと、断面欠損部破断モードに対する補強は、図-6(a)を標準とし、これでも耐力が不足する場合には、同図(b)の側面すみ肉溶接を追加するということになり、これが限界となります。

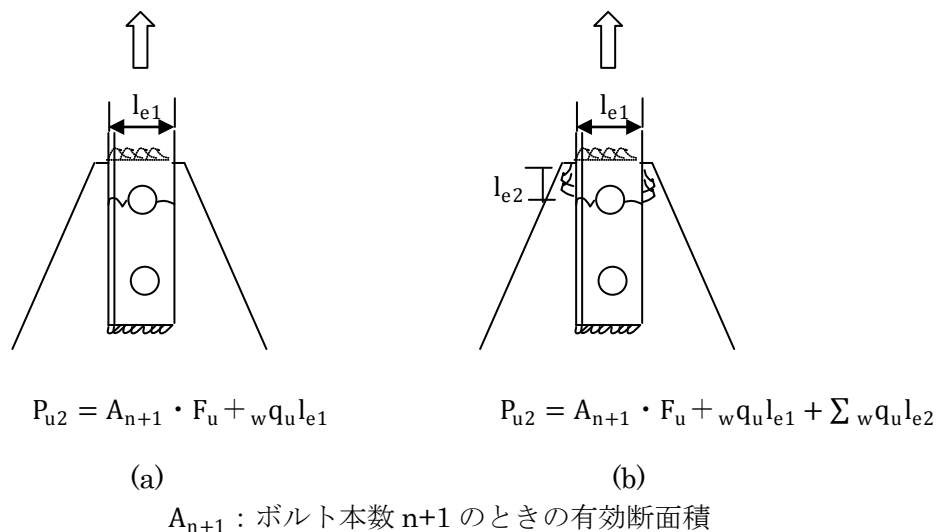


図-6

次の破壊モードはいわゆるちぎれ破壊モードで、はしぬけ、中ぬけ、外ぬけの3種あります。ここでは端ぬけ破断を対象として考えていくこととします。図-7の左の図はガセット端部を前面すみ肉溶接したとした場合の端ぬけ破断の様子を示したものです。この図は、同図右の欠損断面部破壊モードの場合と極めて類似していることがお分かりでしょう。異なるのは破断線の違いだけで、ガセット端部における前面すみ肉溶接は、端ぬけ破断モードに対しても有効であることがわかります。

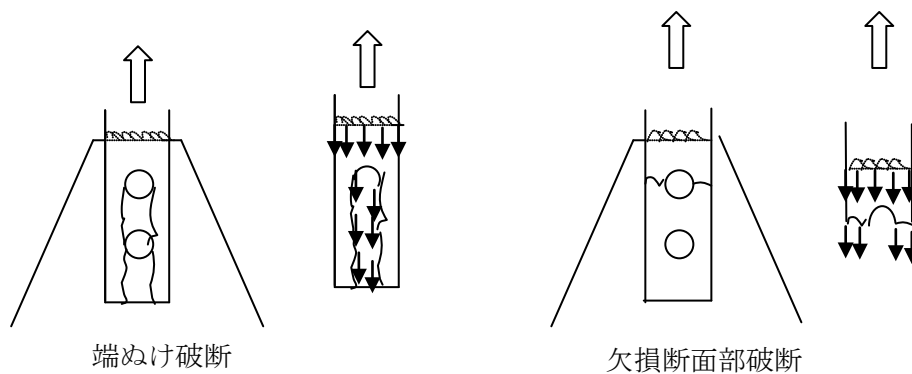


図-7

これだけではありません。図-8に示すように側面すみ肉溶接も有効で、結局無効な区間は、筋かい材端部における前面隅肉溶接における端ぬけることになる板幅の分だけということになります。

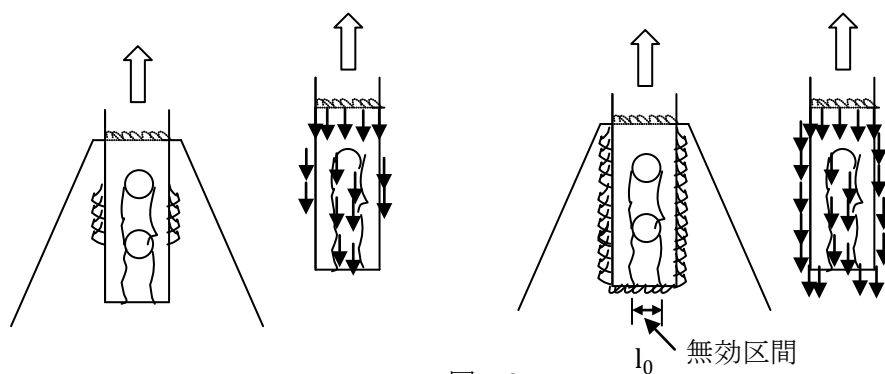


図-8

すなわち、端ぬけ破断に対しては、応力方向の後端における端ぬけ幅を除き、全ての溶接が有効となるわけで、

$$P_{u3} = (A_{nt} + 0.5A_{ns}) \cdot F_u + wq_u \left\{ \left(\sum l_{e1} \right) - l_0 \right\} + \sum wq_u l_{e2}$$

ということになります。

以上はブレース材側についてでした。ではガセットプレート側についてはどうなるでしょうか。図-9は、図-1、2と同様の手法に従って、ガセットプレートの破断線を想定して切り離し、力の作用状況を見てみたものです。

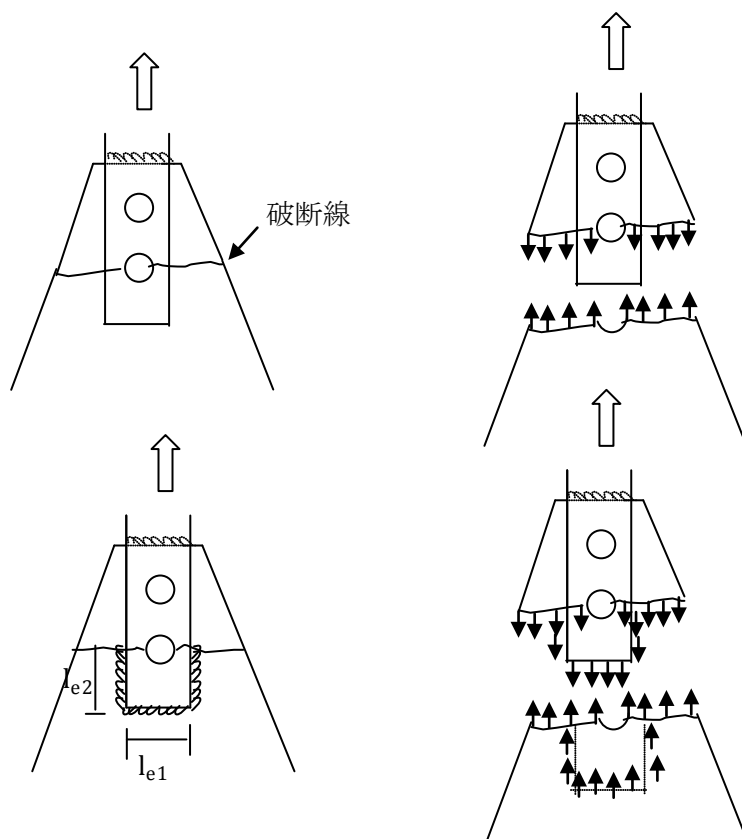


図-9

すると、ブレース材の場合は、応力方向先頭のボルトより前方の溶接部分が有効となったのに対し、ガセットプレートの場合はその正反対で、応力方向に対し最後尾のボルト以降の前面、側面すみ肉溶接が有効となることがわかります。すなわち、式のかたちとしては、先にしめした $P_{u2} = A_n \cdot F_u + wq_u l_{e1} + \sum wq_u l_{e2}$ と同一の構成をとることになります。問題は A_n をどう評価するかです。というのはガセットプレートの有効断面については、図-10(a)に示すように先頭のボルトから開角 30° の範囲に制限するという慣習がありますが、溶接補強によって、この開角のスタート点は当然移動するはずで、有効断面を広げることによる補強効果が見込まれるからです。これについては決め手は何もありません。どだい 30° という角度もヤマカンで決定されたようなものですから、いわゆる工学的判断というもので、賛意を得られるような妥当な値として決定するよりほかありません。ここでは図-10(b),(c)のようにしたらいかがと提案しておくことにします。(b)は前面隅肉溶接だけで側面隅肉溶接がない場合、(c)は前面隅肉溶接+側面隅肉溶接とした場合です。

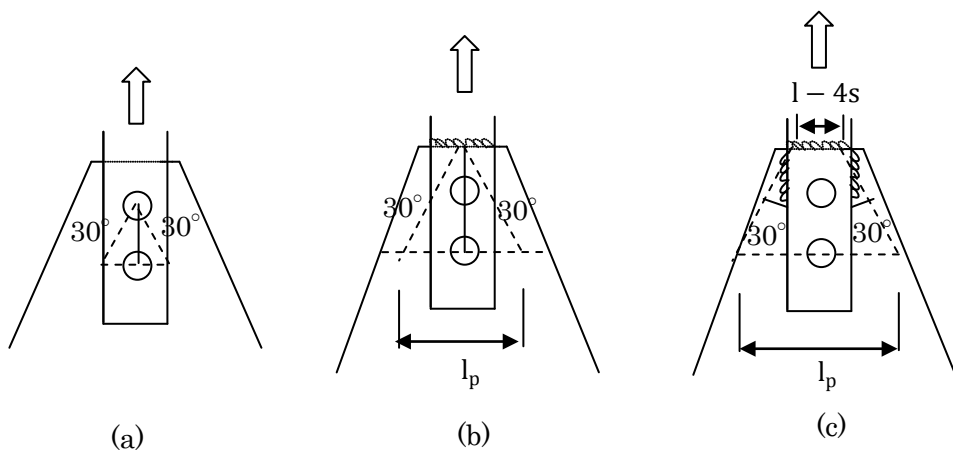


図-10

これらに応じて図-11のように、有効溶接長さも変わります。

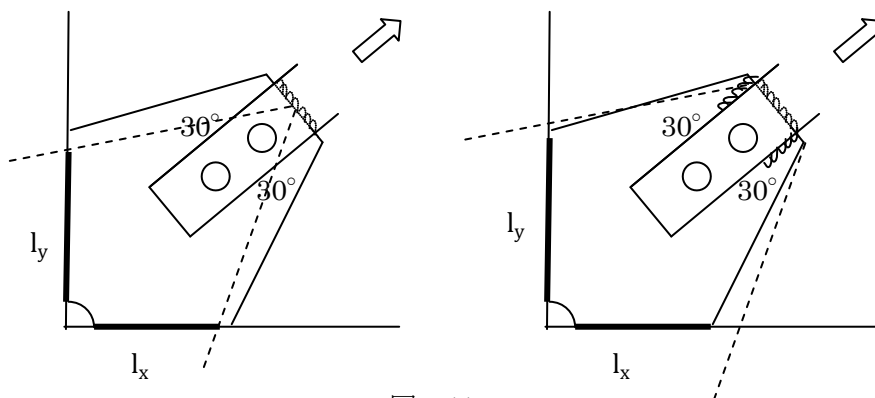


図-11

最後はガセットプレートの端あき破断耐力ですが、これも図-12 に示すように、ブレース材におけるそれとまったく同一のメカニズムになっていることから、同一の計算に従えばよいことになります。ブレースとガセットプレートとは作用・反作用の関係にありますから、これは当然のことでありました。

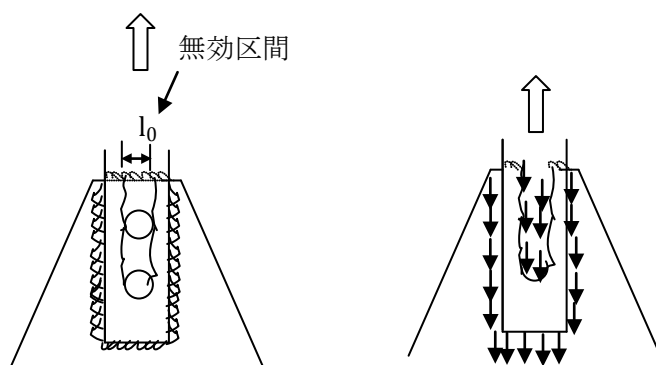


図-12

以上をまとめますと、応力方向の最前面、ガセットプレート端部における前面隅肉溶接が最も重要な役割を果たすことがわかりました。したがって図-6(a)に示したように、応力方向の最前面と最後面に前面隅肉溶接を施すこととして計算を行い、不足分を側面すみ肉溶接により補うという設計方針により補強設計を進めればよいのではないかと考えます。へりあきよりも端あきの方が一般的には大きいですから、こうすることによって、高力ボルトに対する熱の影響も最小限に抑えられることもメリットでしょう。

