内容

[8 確認申請および適合性判定質疑に関する追加検討 8-2](#_Toc201569920)

[8.1 確認質疑4：基礎根入れ深さと基礎重量に関する説明 8-2](#_Toc201569921)

[8.2 適判質疑3：鉛直ブレースのとりつく3～4階両端ピン梁の追加検討 8-3](#_Toc201569922)

[8.2.1 梁の検討 8-3](#_Toc201569923)

[8.2.2 接合部の検討 8-3](#_Toc201569924)

[8.3 適判質疑4：柱継手の検討に関する所見 8-4](#_Toc201569925)

[8.4 適判質疑8：片側ピン接合梁の保有耐力横補剛の追加検討 8-4](#_Toc201569926)

# 確認申請および適合性判定質疑に関する追加検討

## 【確認質疑4】基礎根入れ深さと基礎重量に関する説明

付録C page67～68で入力した基礎重量の根拠は下表の計算結果の最大値を丸めたものである。下表はフーチング重量とフーチング上の土重量の合計値を算定したものであり、土重量算定にあたっては一貫計算で考慮される基礎梁体積分の土重量を控除した。本物件では支点の浮き上がりが生じないことから基礎重量は大きい方が安全側の検討となると考えて以下の計算結果の最大値296kNを丸めた300kNをすべてのフーチングの重量とした。

|  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
|  | **長辺[m]** | **短辺[m]** | **フーチング厚[m]** | **根入れ深さ[m]** | **基礎梁幅[m]** | **基礎重量[kN]** | **土重量[kN]** | **合計[kN]** |
| **F1** | 2.5 | 2.5 | 1 | 1.2 | 0.6 | 150 | 13 | 163 |
| **F1A** | 2.5 | 2.5 | 1 | 2.2 | 0.6 | 150 | 78 | 228 |
| **F1B** | 2.5 | 2.5 | 1 | 2.6 | 0.6 | 150 | 104 | 254 |
| **F1C** | 2.5 | 2.5 | 1 | 1.8 | 0.6 | 150 | 52 | 202 |
| **F2A** | 2.5 | 2.5 | 1.5 | 2.2 | 0.6 | 225 | 45 | 270 |
| **F2B** | 2.5 | 2.5 | 1.5 | 2.6 | 0.6 | 225 | 71 | 296 |

## 【適判質疑3】鉛直ブレースのとりつく両端ピン梁の追加検討

### 検討概要

本案件では、両端ピン梁の検討については長期のみの検討としており、短期の検討は行っていない。これは、剛床仮定を考慮して梁に生じる軸力は小さいと考えてのことであるが、本節ではこのことの確認検討をおこなう。ここでいう剛床仮定は、スラブの剛性を考慮したときに、梁に生じる軸力は小さいという意味であるが、これを確かめるために本節では、まずスラブ剛性・鉄骨梁剛性を考慮した計算モデルを説明する。次にその計算モデルを用いて梁に生じる軸力Nsを計算し、これによる応力が短期許容応力度以下であることを確認した。

### 鉄骨梁に生じる軸力Nsを計算するモデルの概要

下図にスラブと梁の剛性を考慮した計算モデルの概要を示す。本節では、ブレースの軸力からくる水平分力に対して、スラブの剛性K1およびK2、鉄骨梁の剛性K3が並列バネとなって抵抗するモデルを考え、K3を用いて計算される鉄骨梁に生じる軸力Nsを計算することとした。

スラブの合成については、K1はスラブのせん断抵抗から計算される剛性で、K2は鉄骨梁とスラブの合成梁として作用したときに、スラブに生じる軸剛性をである。K1はオレンジ色の領域でせん断抵抗すると考えたが、実際は連続してスラブを打っているので、周囲のスラブも抵抗することが予想されるが、本節では安全側としてオレンジ色の範囲で計算を行うこととした。

このようなK1～K3を考慮したブレース軸力の抵抗モデルを考えたときに、以下の2つの挙動が装うされる。①K1で抵抗する範囲は外周部の梁では小さくなるためK1は小さくなり、鉄骨梁に生じる軸力Nsは大きくなる②鉄骨梁の軸剛性K3は鉄骨梁の断面積が大きいほど、Nsは大きくなる。

以上のことから、次項で示すNsを求める計算では、以下の２つの条件のもと計算を行った：内部の梁と外周部の梁の２パターンを検討すること：対象の梁のなかでもっとも断面積が大きい梁を用いること

ダイアグラム

AI 生成コンテンツは誤りを含む可能性があります。

### 鉄骨梁に生じる軸力Nsの計算

Nsの計算結果を以下に示す。Nsの計算の際には、前項で示したように梁は対象の中でもっとも断面積が大きいG81MB(断面積336cm2)を用いた。また、ブレースの軸力は最も軸耐力が大きいV11(断面積101.2mm2, HBL440)の全断面ブレース耐力4453kNを、ブレース長12.2m、水平スパン10.5mで分力とした値である　N=4453÷12.2×10.5=3850kNとした。このNは保有時のブレース耐力でもあるので、本節での検討は、保有時のブレース軸力Nに対して、各梁が短期許容応力度以下であることを確認した検討となっている。

表：各両端ピン梁の断面積



以下の計算から、Nsは外周部の梁で最大となり、およそNs=940kNである。このNsが本案件で想定される最大の梁軸力として考え、次頁で検討する各梁の検定は、Ns=940kNと考えて計算した結果である。

計算結果：G81MBの場合の梁の軸力計算結果



### 各両端ピン大梁のNsに対する検討結果

前項で計算したNsに対する検討結果は以下である。Nsにより梁に生じる応力度と、長期許容応力度の足し合わせの応力が、短期で鉄骨梁に生じる存在応力の最大値と考え、検定比を｛(梁長期応力度)+(梁に生じる軸力)｝/(梁短期許容応力度)　で検討した。すべての梁断面について1以下になっていることから、ブレースの分力に対して鉄骨梁の安全を確認することできた。



### 接合部の検討

ブレースがとりつく梁の接合部の検討は本計算書4.7.4項に示した。当該検討のブレース軸力はブレース引張側有効断面率を考慮したものであるが、ここでの検討対象の梁（G89MB, G88MB, G81MB, G80MB）にとりつく鉛直ブレースはV0またはV1であり、これらのブレースは引張側有効断面率が1.0である。よって、当該の検討ではブレース全断面降伏時の軸力の水平成分に対して接合部に発生する応力が短期許容応力度以下であることを確認できており、これをもって安全性を確認した。

## 【適判質疑4】柱継手の第一種保有耐力接合に関する追加検討

### 検討概要

本節では、柱継手が第一種保有耐力接合であることを確認し、柱端部にヒンジが生じても、柱継手は破断しないことを確認した。個別計算書○章○○の検討では、Ds時の存在軸力および存在曲げモーメントに対して柱継手を設計していることから、第二種保有耐力接合の考え方で検討を行っている。

そこで本検討では柱継手の設計に対して、設計軸力はDs時の最大軸力をとった上で、設計曲げモーメントは軸力比0の時の全塑性モーメントが柱下端に生じるとして柱継手を検討することで、柱継手が第一種保有耐力接合となっているかを検討する。

検討は、柱下端の曲げモーメントに安全率αを乗じて検討した。また、柱継手の損傷を最大限抑えたいという考えから、継手のボルトおよびSPLは短期許容耐力以下となるようにした。

なお、本節で行った検討は柱フランジをボルト接合としている3階の柱継手を対象とした。2階の柱継手はフランジを完全溶け込み溶接しており、曲げに対しては第一種保有耐力接合を満足していると考え検討を省略した。

### 検討結果

○柱継手【3FL+1600, C1X・C1Y(H-600x430x16x28)の検討】の検討

i)基本事項

　　hj = 1800.0mm, h = 6000.0mm, y = 0.5, α = 1.2

　　△高力ボルト(F14T M22)：qby = 269.1kN(フランジウェブ共通)

△柱材の情報

　　H-600.0×430.0×16.0×28.0, r=0.0

　　断面積　　A=32780.0 mm2

　　ウェブのみの断面積　　Aw=8704.0 mm2

　　断面二次モーメント　　Ix=2.19E9 mm4

　　断面係数　　Zex=7300000.0 mm3

　　塑性断面係数　　Zpx=8130000.0 mm3

　　柱材種：SM490

△ウェブボルト接合部の情報

　　2-PL9.0x380.0(SM490, 6.0×2.0, p=60.0mm, g=60.0mm)

　　nw = 12.0本

　　Zw = 289.0cm3

　　Aw = 68.4cm2

△フランジ接合部の情報

　　外板:PL-19.0x430.0 (HBL440), 内板：PL-19.0x190.0 (HBL440)

　　Asn = 99.2cm2

　　ボルト：3×6(nf=18.0本)

ii)フランジ接合部・ウェブ接合部の許容耐力の算定

△フランジ接合部の許容耐力の算定

　　フランジ接合部の許容曲げモーメント　jMfy = min{2496.0kNm, 2771.0kNm} = 2496.0kNm

　　フランジ接合部の許容軸力　jNfy = min{8728.0kN, 9688.0kN} = 8728.0kN

△ウェブボルトの許容曲げモーメントの算定に関する諸元

　　ym = 30.0mm,　　xm = 150.0mm,　　Σri2 = 136800.0mm

△ウェブ添板の許容耐力の算定

　　ウェブ添板の許容曲げモーメント　jMsy = 94.02kNm

　　ウェブ添板の許容軸力　jNsy = 2223.0kN

<次ページに続く>

終局時の柱の曲げモーメント、せん断力、軸力を用いて、上記のフランジ接合部およびウェブ接合部の検定結果を示す。

検定は以下の検定1～4を行った。

検定1：鋼構造接合部設計指針(3.24)式のフランジ接合部の曲げと軸力に対する検定

検定2：鋼構造接合部設計指針(3.28)式のウェブボルトの曲げ、せん断、軸力に対する検定

検定3：鋼構造接合部設計指針(3.29)式のウェブ添板の曲げと軸力に対する検定

検定4：鋼構造接合部設計指針(3.30)式のウェブ添板のせん断に対する検定

ここに、検定に使用した諸元は以下である。

加力方向：

ds\_xl：Ds算定時X方向正, ds\_xr：Ds算定時X方向負, ds\_yl：Ds算定時Y方向正, ds\_yr：Ds算定時Y方向負

cML：柱の全降伏曲げモーメント

Mj：柱継手の設計用曲げモーメント

Mjf：フランジ接合部が負担する曲げモーメント

Mjw：ウェブ接合部が負担する曲げモーメント

Njf：フランジ接合部が負担する軸力

Njw：ウェブ接合部が負担する軸力

iii)終局時の柱曲げモーメント、せん断力、軸力に対する検定結果

△検討ケース一覧

|  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| 検討ケース | 符号 | 通り | 軸 | 階 | 加力方向 | cML[kNm] | Mj[kNm] | Q[kN] | N[kN] |
| 1 | c1y | y5 | x2 | 3f | ds\_yl | 2642 | 1268 | 333 | 2263 |

△検定結果

|  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| 検討ケース | 符号 | 通り | 軸 | 階 | 加力方向 | Mjf[kNm] | Mjw[kNm] | Njf[kN] | Njw[kN] | 検定1 | 検定2 | 検定3 | 検定4 | 最大検定比 |
| 1 | c1y | y5 | x2 | 3f | ds\_yl | 1212 | 57 | 1662 | 601 | 0.68 | 0.41 | 0.87 | 0.39 | 0.87 |

<検討終わり>

○柱継手【3FL+1600, C2X・C2Y・C4Y(柱H-600x430x16x28)の検討】の検討

i)基本事項

　　hj = 1800.0mm, h = 6000.0mm, y = 0.5, α = 1.2

　　△高力ボルト(F14T M22)：qby = 269.1kN(フランジウェブ共通)

△柱材の情報

　　H-600.0×430.0×16.0×28.0, r=0.0

　　断面積　　A=32780.0 mm2

　　ウェブのみの断面積　　Aw=8704.0 mm2

　　断面二次モーメント　　Ix=2.19E9 mm4

　　断面係数　　Zex=7300000.0 mm3

　　塑性断面係数　　Zpx=8130000.0 mm3

　　柱材種：SM490

△ウェブボルト接合部の情報

　　2-PL12.0x380.0(SM490, 6.0×2.0, p=60.0mm, g=60.0mm)

　　nw = 12.0本

　　Zw = 386.0cm3

　　Aw = 91.2cm2

△フランジ接合部の情報

　　外板:PL-19.0x430.0 (HBL440), 内板：PL-19.0x190.0 (HBL440)

　　Asn = 99.2cm2

　　ボルト：3×6(nf=18.0本)

ii)フランジ接合部・ウェブ接合部の許容耐力の算定

△フランジ接合部の許容耐力の算定

　　フランジ接合部の許容曲げモーメント　jMfy = min{2496.0kNm, 2771.0kNm} = 2496.0kNm

　　フランジ接合部の許容軸力　jNfy = min{8728.0kN, 9688.0kN} = 8728.0kN

△ウェブボルトの許容曲げモーメントの算定に関する諸元

　　ym = 30.0mm,　　xm = 150.0mm,　　Σri2 = 136800.0mm

△ウェブ添板の許容耐力の算定

　　ウェブ添板の許容曲げモーメント　jMsy = 125.4kNm

　　ウェブ添板の許容軸力　jNsy = 2964.0kN

<次ページに続く>

終局時の柱の曲げモーメント、せん断力、軸力を用いて、上記のフランジ接合部およびウェブ接合部の検定結果を示す。

検定は以下の検定1～4を行った。

検定1：鋼構造接合部設計指針(3.24)式のフランジ接合部の曲げと軸力に対する検定

検定2：鋼構造接合部設計指針(3.28)式のウェブボルトの曲げ、せん断、軸力に対する検定

検定3：鋼構造接合部設計指針(3.29)式のウェブ添板の曲げと軸力に対する検定

検定4：鋼構造接合部設計指針(3.30)式のウェブ添板のせん断に対する検定

ここに、検定に使用した諸元は以下である。

加力方向：

ds\_xl：Ds算定時X方向正, ds\_xr：Ds算定時X方向負, ds\_yl：Ds算定時Y方向正, ds\_yr：Ds算定時Y方向負

cML：柱の全降伏曲げモーメント

Mj：柱継手の設計用曲げモーメント

Mjf：フランジ接合部が負担する曲げモーメント

Mjw：ウェブ接合部が負担する曲げモーメント

Njf：フランジ接合部が負担する軸力

Njw：ウェブ接合部が負担する軸力

iii)終局時の柱曲げモーメント、せん断力、軸力に対する検定結果

△検討ケース一覧

|  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| 検討ケース | 符号 | 通り | 軸 | 階 | 加力方向 | cML[kNm] | Mj[kNm] | Q[kN] | N[kN] |
| 1 | c4y | y3 | x19 | 3f | ds\_yl | 2642 | 1268 | 596 | 4166 |

△検定結果

|  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| 検討ケース | 符号 | 通り | 軸 | 階 | 加力方向 | Mjf[kNm] | Mjw[kNm] | Njf[kN] | Njw[kN] | 検定1 | 検定2 | 検定3 | 検定4 | 最大検定比 |
| 1 | c4y | y3 | x19 | 3f | ds\_yl | 1212 | 57 | 3060 | 1106 | 0.84 | 0.57 | 0.82 | 0.52 | 0.84 |

<検討終わり>

○柱継手【3FL+1600, C3X・C3Y(H-400x400x13x21)の検討】の検討

i)基本事項

　　hj = 1800.0mm, h = 6000.0mm, y = 0.5, α = 1.2

　　△高力ボルト(F14T M22)：qby = 269.1kN(フランジウェブ共通)

△柱材の情報

　　H-400.0×400.0×13.0×21.0, r=22.0

　　断面積　　A=21870.0 mm2

　　ウェブのみの断面積　　Aw=4654.0 mm2

　　断面二次モーメント　　Ix=6.66E8 mm4

　　断面係数　　Zex=3330000.0 mm3

　　塑性断面係数　　Zpx=3660000.0 mm3

　　柱材種：SM490

△ウェブボルト接合部の情報

　　2-PL9.0x260.0(SM490, 4.0×2.0, p=60.0mm, g=60.0mm)

　　nw = 8.0本

　　Zw = 142.0cm3

　　Aw = 46.8cm2

△フランジ接合部の情報

　　外板:PL-19.0x400.0 (HBL440), 内板：PL-19.0x170.0 (HBL440)

　　Asn = 104.0cm2

　　ボルト：4×4(nf=16.0本)

ii)フランジ接合部・ウェブ接合部の許容耐力の算定

△フランジ接合部の許容耐力の算定

　　フランジ接合部の許容曲げモーメント　jMfy = min{1736.0kNm, 1632.0kNm} = 1632.0kNm

　　フランジ接合部の許容軸力　jNfy = min{9163.0kN, 8611.0kN} = 8611.0kN

△ウェブボルトの許容曲げモーメントの算定に関する諸元

　　ym = 30.0mm,　　xm = 90.0mm,　　Σri2 = 43200.0mm

△ウェブ添板の許容耐力の算定

　　ウェブ添板の許容曲げモーメント　jMsy = 46.26kNm

　　ウェブ添板の許容軸力　jNsy = 1521.0kN

<次ページに続く>

終局時の柱の曲げモーメント、せん断力、軸力を用いて、上記のフランジ接合部およびウェブ接合部の検定結果を示す。

検定は以下の検定1～4を行った。

検定1：鋼構造接合部設計指針(3.24)式のフランジ接合部の曲げと軸力に対する検定

検定2：鋼構造接合部設計指針(3.28)式のウェブボルトの曲げ、せん断、軸力に対する検定

検定3：鋼構造接合部設計指針(3.29)式のウェブ添板の曲げと軸力に対する検定

検定4：鋼構造接合部設計指針(3.30)式のウェブ添板のせん断に対する検定

ここに、検定に使用した諸元は以下である。

加力方向：

ds\_xl：Ds算定時X方向正, ds\_xr：Ds算定時X方向負, ds\_yl：Ds算定時Y方向正, ds\_yr：Ds算定時Y方向負

cML：柱の全降伏曲げモーメント

Mj：柱継手の設計用曲げモーメント

Mjf：フランジ接合部が負担する曲げモーメント

Mjw：ウェブ接合部が負担する曲げモーメント

Njf：フランジ接合部が負担する軸力

Njw：ウェブ接合部が負担する軸力

iii)終局時の柱曲げモーメント、せん断力、軸力に対する検定結果

△検討ケース一覧

|  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| 検討ケース | 符号 | 通り | 軸 | 階 | 加力方向 | cML[kNm] | Mj[kNm] | Q[kN] | N[kN] |
| 1 | c3y | y5 | x1 | 3f | ds\_yr | 1190 | 571 | -232 | 3126 |

△検定結果

|  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| 検討ケース | 符号 | 通り | 軸 | 階 | 加力方向 | Mjf[kNm] | Mjw[kNm] | Njf[kN] | Njw[kN] | 検定1 | 検定2 | 検定3 | 検定4 | 最大検定比 |
| 1 | c3y | y5 | x1 | 3f | ds\_yr | 552 | 19 | 2461 | 665 | 0.62 | 0.36 | 0.86 | -0.40 | 0.86 |

<検討終わり>

○柱継手【3FL+800, C4X(H-600x430x16x28)の検討】の検討

i)基本事項

　　hj = 1800.0mm, h = 6000.0mm, y = 0.5, α = 1.2

　　△高力ボルト(F14T M22)：qby = 269.1kN(フランジウェブ共通)

△柱材の情報

　　H-600.0×430.0×16.0×28.0, r=0.0

　　断面積　　A=32780.0 mm2

　　ウェブのみの断面積　　Aw=8704.0 mm2

　　断面二次モーメント　　Ix=2.19E9 mm4

　　断面係数　　Zex=7300000.0 mm3

　　塑性断面係数　　Zpx=8130000.0 mm3

　　柱材種：SM490

△ウェブボルト接合部の情報

　　2-PL9.0x380.0(SM490, 6.0×2.0, p=60.0mm, g=60.0mm)

　　nw = 12.0本

　　Zw = 289.0cm3

　　Aw = 68.4cm2

△フランジ接合部の情報

　　外板:PL-19.0x430.0 (HBL440), 内板：PL-19.0x190.0 (HBL440)

　　Asn = 99.2cm2

　　ボルト：3×6(nf=18.0本)

ii)フランジ接合部・ウェブ接合部の許容耐力の算定

△フランジ接合部の許容耐力の算定

　　フランジ接合部の許容曲げモーメント　jMfy = min{2496.0kNm, 2771.0kNm} = 2496.0kNm

　　フランジ接合部の許容軸力　jNfy = min{8728.0kN, 9688.0kN} = 8728.0kN

△ウェブボルトの許容曲げモーメントの算定に関する諸元

　　ym = 30.0mm,　　xm = 150.0mm,　　Σri2 = 136800.0mm

△ウェブ添板の許容耐力の算定

　　ウェブ添板の許容曲げモーメント　jMsy = 94.02kNm

　　ウェブ添板の許容軸力　jNsy = 2223.0kN

<次ページに続く>

終局時の柱の曲げモーメント、せん断力、軸力を用いて、上記のフランジ接合部およびウェブ接合部の検定結果を示す。

検定は以下の検定1～4を行った。

検定1：鋼構造接合部設計指針(3.24)式のフランジ接合部の曲げと軸力に対する検定

検定2：鋼構造接合部設計指針(3.28)式のウェブボルトの曲げ、せん断、軸力に対する検定

検定3：鋼構造接合部設計指針(3.29)式のウェブ添板の曲げと軸力に対する検定

検定4：鋼構造接合部設計指針(3.30)式のウェブ添板のせん断に対する検定

ここに、検定に使用した諸元は以下である。

加力方向：

ds\_xl：Ds算定時X方向正, ds\_xr：Ds算定時X方向負, ds\_yl：Ds算定時Y方向正, ds\_yr：Ds算定時Y方向負

cML：柱の全降伏曲げモーメント

Mj：柱継手の設計用曲げモーメント

Mjf：フランジ接合部が負担する曲げモーメント

Mjw：ウェブ接合部が負担する曲げモーメント

Njf：フランジ接合部が負担する軸力

Njw：ウェブ接合部が負担する軸力

iii)終局時の柱曲げモーメント、せん断力、軸力に対する検定結果

△検討ケース一覧

|  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| 検討ケース | 符号 | 通り | 軸 | 階 | 加力方向 | cML[kNm] | Mj[kNm] | Q[kN] | N[kN] |
| 1 | c4x | x13 | y7 | 3f | ds\_xr | 2642 | 1268 | -611 | 2719 |

△検定結果

|  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| 検討ケース | 符号 | 通り | 軸 | 階 | 加力方向 | Mjf[kNm] | Mjw[kNm] | Njf[kN] | Njw[kN] | 検定1 | 検定2 | 検定3 | 検定4 | 最大検定比 |
| 1 | c4x | x13 | y7 | 3f | ds\_xr | 1212 | 57 | 1997 | 722 | 0.71 | 0.27 | 0.93 | -0.71 | 0.93 |

<検討終わり>

○柱継手【3FL+800, C5X,C5Y(H-500x430x16x28)の検討】の検討

i)基本事項

　　hj = 1800.0mm, h = 6000.0mm, y = 0.5, α = 1.2

　　△高力ボルト(F14T M22)：qby = 269.1kN(フランジウェブ共通)

△柱材の情報

　　H-500.0×430.0×16.0×28.0, r=0.0

　　断面積　　A=31180.0 mm2

　　ウェブのみの断面積　　Aw=7104.0 mm2

　　断面二次モーメント　　Ix=1.46E9 mm4

　　断面係数　　Zex=5840000.0 mm3

　　塑性断面係数　　Zpx=6520000.0 mm3

　　柱材種：SM490

△ウェブボルト接合部の情報

　　2-PL12.0x380.0(SM490, 6.0×2.0, p=60.0mm, g=60.0mm)

　　nw = 12.0本

　　Zw = 386.0cm3

　　Aw = 91.2cm2

△フランジ接合部の情報

　　外板:PL-19.0x430.0 (HBL440), 内板：PL-19.0x190.0 (HBL440)

　　Asn = 99.2cm2

　　ボルト：3×6(nf=18.0本)

ii)フランジ接合部・ウェブ接合部の許容耐力の算定

△フランジ接合部の許容耐力の算定

　　フランジ接合部の許容曲げモーメント　jMfy = min{2060.0kNm, 2286.0kNm} = 2060.0kNm

　　フランジ接合部の許容軸力　jNfy = min{8728.0kN, 9688.0kN} = 8728.0kN

△ウェブボルトの許容曲げモーメントの算定に関する諸元

　　ym = 30.0mm,　　xm = 150.0mm,　　Σri2 = 136800.0mm

△ウェブ添板の許容耐力の算定

　　ウェブ添板の許容曲げモーメント　jMsy = 125.4kNm

　　ウェブ添板の許容軸力　jNsy = 2964.0kN

<次ページに続く>

終局時の柱の曲げモーメント、せん断力、軸力を用いて、上記のフランジ接合部およびウェブ接合部の検定結果を示す。

検定は以下の検定1～4を行った。

検定1：鋼構造接合部設計指針(3.24)式のフランジ接合部の曲げと軸力に対する検定

検定2：鋼構造接合部設計指針(3.28)式のウェブボルトの曲げ、せん断、軸力に対する検定

検定3：鋼構造接合部設計指針(3.29)式のウェブ添板の曲げと軸力に対する検定

検定4：鋼構造接合部設計指針(3.30)式のウェブ添板のせん断に対する検定

ここに、検定に使用した諸元は以下である。

加力方向：

ds\_xl：Ds算定時X方向正, ds\_xr：Ds算定時X方向負, ds\_yl：Ds算定時Y方向正, ds\_yr：Ds算定時Y方向負

cML：柱の全降伏曲げモーメント

Mj：柱継手の設計用曲げモーメント

Mjf：フランジ接合部が負担する曲げモーメント

Mjw：ウェブ接合部が負担する曲げモーメント

Njf：フランジ接合部が負担する軸力

Njw：ウェブ接合部が負担する軸力

iii)終局時の柱曲げモーメント、せん断力、軸力に対する検定結果

△検討ケース一覧

|  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| 検討ケース | 符号 | 通り | 軸 | 階 | 加力方向 | cML[kNm] | Mj[kNm] | Q[kN] | N[kN] |
| 1 | c5y | y2 | x19 | 3f | ds\_yr | 2119 | 1017 | -504 | 4500 |

△検定結果

|  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| 検討ケース | 符号 | 通り | 軸 | 階 | 加力方向 | Mjf[kNm] | Mjw[kNm] | Njf[kN] | Njw[kN] | 検定1 | 検定2 | 検定3 | 検定4 | 最大検定比 |
| 1 | c5y | y2 | x19 | 3f | ds\_yr | 979 | 38 | 3475 | 1025 | 0.87 | 0.35 | 0.65 | -0.44 | 0.87 |

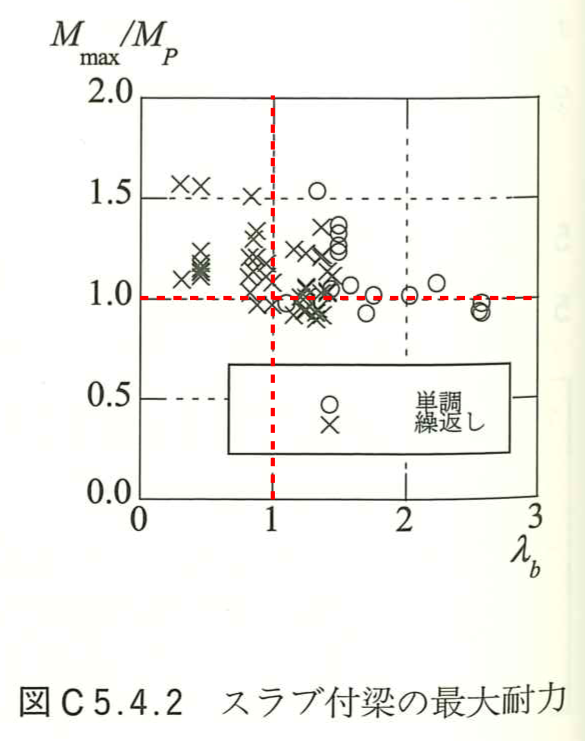
<検討終わり>

## 【適判質疑8】片端ピン片端剛接合梁の保有耐力横補剛の追加検討

本節では、片端ピン片端剛の梁を対象に、保有耐力横補剛の確認検討を行った。検討は2017年版の塑性設計指針のスラブ付き梁の検討により確認することとした。

検討は2種類行った。1つ目の検討は、片端ピン片端剛の梁を対象に、スタッド本数を確認して完全合成梁となっているかどうかを確認した。

2つ目の検討は、設計した下フランジ補剛間隔で横座屈細長比λbが1以下かつ弱軸方向細長比λyが100以下であるかどうかを検討するものである。これは、下図の塑性設計指針の抜粋図にあるように、λb<1であれば梁は全塑性モーメントMp以上を発揮すると見て取れるためである。また、同文献では細長比が極めて大きい梁については、十分な塑性変形能力が確保できないおそれがあるとしているため、λyが過大でないことを確認する検討としてλy<100を確認した。



以上の検討を通して、λb<1かつλy<100である横座屈補剛を行った条件で完全合成梁の検討を行うことにより、梁が保有耐力横補剛の条件を満足すると考えた。

### 完全合成梁の検討

片側ピン片側剛となる箇所がある梁G1, G1A, G3A, G788を対象に、「各種合成構造設計指針」を基として完全合成梁の検討を行った。下表にその結果を示す。想定する曲げモーメント分布は正曲げと負曲げの2区間を想定し、それぞれの区間で必要となるスタッド本数nr+, nr-の合計より梁全体のスタッド本数が多いことを確認した。





### 横座屈細長比λbおよび弱軸方向細長比λyの検討

剛接合梁G1, G1A, G3A, G788を対象に、横座屈細長比λb<1.0かつλy<100の検討を行った。以下にその結果を示す。

○G1の検討

H-900×300×16×28(SS400)

補剛区間 Lb = 5100.0mm

梁の弾性横座屈モーメント Me = 8323.0kNm

梁の全塑性モーメント Mp = 2420.5kNm

横座屈細長比 λb = 0.54 < 1.0...OK

弱軸方向細長比 λy = 79.44 < 100...OK

○G1Aの検討

H-900×300×16×28(SM490)

補剛区間 Lb = 5100.0mm

梁の弾性横座屈モーメント Me = 8323.0kNm

梁の全塑性モーメント Mp = 3347.5kNm

横座屈細長比 λb = 0.63 < 1.0...OK

弱軸方向細長比 λy = 79.44 < 100...OK

○G3Aの検討

H-800×300×14×26(SS400)

補剛区間 Lb = 3500.0mm

梁の弾性横座屈モーメント Me = 13810.0kNm

梁の全塑性モーメント Mp = 1905.85kNm

横座屈細長比 λb = 0.37 < 1.0...OK

弱軸方向細長比 λy = 52.55 < 100...OK

○G788の検討

H-788×299×12.5×28(SS400)

補剛区間 Lb = 5250.0mm

梁の弾性横座屈モーメント Me = 6924.0kNm

梁の全塑性モーメント Mp = 1915.25kNm

横座屈細長比 λb = 0.53 < 1.0...OK

弱軸方向細長比 λy = 75.98 < 100...OK