

明 細 書

発明の名称：

柱梁接合部の設計方法、柱梁接合部の製造方法及び柱梁接合部構造

技術分野

[0001] 本開示は、柱梁接合部の設計方法、柱梁接合部の製造方法及び柱梁接合部構造に関する。

背景技術

[0002] 特開 2 0 1 6 - 1 4 2 0 6 2 号公報（特許文献 1）には、鉄筋コンクリート柱と鉄骨梁とが接合された柱梁接合部構造が開示されている。特許文献 1 に記載された柱梁接合部構造では、鉄筋コンクリート柱に凹所が形成され、形成された凹所に鉄骨梁の端部が挿入配置されるとともに、コンクリートが充填されている。

[0003] 特許文献 1 に記載された柱梁接合部構造では、凹所に充填されたコンクリートへの鉄骨梁の端部の埋め込み長さを調節することで、鉄骨梁の固定度が調節されている。また、固定度が調節されることで、鉄骨梁の端部が鉄筋コンクリート柱に半剛接合されるとともに、鉄筋コンクリート柱と鉄骨梁との接合部、及び、鉄骨梁に作用する曲げモーメントが調節されている。また、固定度が調節されることで、鉄骨梁の端部がピン接合されている場合に比べて、梁中央のたわみが低減されている。すなわち、鉄筋コンクリート柱と鉄骨梁との接合部の回転剛性が、調節されている。以下、柱と梁との接合部を、「柱梁接合部」、又は単に「接合部」とも称する。

発明の概要

発明が解決しようとする課題

[0004] しかし、特許文献 1 では、柱梁接合部の耐力については、何も言及されていない。そのため、たわみや鉄骨梁の曲げモーメントの調整を目的として、柱梁接合部の回転剛性を確保したときに、耐力が不足する場合が生じると共に、特許文献 1 を実施できない恐れが生じる。

- [0005] また、特許文献1では、コンクリートへの鉄骨梁の端部の埋め込み長さがゼロに近づく場合であっても、固定度はゼロに近づかない。このため、特許文献1中で示されている実験や解析における、埋め込み長さの梁せいに対する比の範囲を超えて、特許文献1が実施される際に、固定度を過大評価あるいは過少評価する恐れがある。このため、それぞれの梁のたわみを過小評価、あるいは接合部に作用するモーメントを過小評価する懸念が生じる。
- [0006] 接合部に作用するモーメントは、梁の支持する荷重、梁のスパン、梁の曲げ剛性、及び接合部の回転剛性に依拠して計算される。しかし、作用するモーメントが接合部のモーメント耐力を上回る場合、接合部は塑性化して、固定度が計算値よりも低下し、梁のたわみが計算値よりも大きくなって、柱も損傷する懸念がある。このことは、特許文献1を実施した場合に、設計上の要求性能を満たさないケースが見落とされる可能性が存在することを意味する。
- [0007] また、固定度は、鉄骨梁の両端の接合部間の距離、すなわち、梁の長さによっても変化するが、特許文献1では、この接合部間の距離による影響が、考慮されていない。
- [0008] さらに、特許文献1では、埋め込み長さを調節して接合部の固定度が調節されているが、実際の設計においては、柱の径は、柱の必要性能によって決められると共に、柱の径によって、梁を埋め込むことのできる最大の長さが制約される。特に、複数の梁が、コンクリート柱に対して梁が交差するように2つ以上の方向から埋め込まれる際には、複数の梁は、梁同士が重ならないように配置される。
- [0009] また、コンクリートの充填性と所定のかぶり厚とを確保する必要がある。このため、梁においてコンクリートに埋め込むことのできる最大の長さは、著しく制約される。この場合、接合部の回転剛性とモーメント耐力とを確保するためには、埋め込まれる部分の梁の長さは、施工上採用可能な最大の長さとなる必要があるため、埋め込み長さを調整することができない可能性も生じる。

[0010] 以上から、特許文献1の接合構造には、実際には実施できないという可能性が含まれている。さらに、特許文献1には、柱梁接合部の回転剛性を精度良く評価し、接合部の回転剛性に応じて必要なモーメント耐力を付与するという観点で、改善の余地が含まれている。

[0011] 本開示は、上記事実を考慮し、柱と梁との接合部の回転剛性を確保しつつモーメント耐力を満足させることができる、柱梁接合部の設計方法、柱梁接合部の製造方法及び柱梁接合部構造を提供することを目的とする。

課題を解決するための手段

[0012] 本開示に係る柱梁接合部の設計方法は、コンクリートの柱と、長手方向の少なくとも一端部が柱のコンクリートの内部に半剛接合状態で埋め込まれて配置された鉄骨梁と、鉄骨梁に設けられ鉄骨梁の回転に抗する反力を生じさせる抵抗要素とを有する柱梁接合部の設計方法であって、柱梁接合部におけるコンクリートの内部の鉄骨梁の部分の単位回転角当たりの回転抵抗を回転剛性 S_j と定義し、鉄骨梁が支持する荷重と回転剛性 S_j とを用いて鉄骨梁から柱梁接合部に作用する必要モーメント耐力を計算し、計算された必要モーメント耐力が柱梁接合部の抗することのできる最大モーメント耐力を超えないように、鉄骨梁の両端部の間の距離と鉄骨梁の断面形状とのうち少なくとも一方を調整する。

[0013] また、本開示に係る他の柱梁接合部の設計方法は、コンクリートの柱と、長手方向の少なくとも一端部が柱のコンクリートの内部に半剛接合状態で埋め込まれて配置された鉄骨梁と、鉄骨梁に設けられ鉄骨梁の回転に抗する反力を生じさせる抵抗要素とを有する柱梁接合部の設計方法であって、柱梁接合部におけるコンクリートの内部の鉄骨梁の部分の単位回転角当たりの回転抵抗を回転剛性 S_j と定義し、鉄骨梁が支持する荷重と以下のプロセスAによって設定された回転剛性 S_j とを用いて鉄骨梁から柱梁接合部に作用する必要モーメント耐力を計算する。

<プロセスA>

抵抗要素の総数を n 、 i を1以上 n 以下の任意の自然数として、抵抗要素

を抵抗要素 i とし、抵抗要素 i の反力が、抵抗要素 i の剛性 k_i と変形量との積で表され、柱のコンクリートの内部の鉄骨梁の部分の回転中心を抵抗要素 i の反力と外力とが釣り合う点とし、抵抗要素 i の代表変位の作用線と回転中心との距離を $x_{d,i}$ とし、抵抗要素 i の反力の重心と回転中心との距離を $x_{l,i}$ とし、回転剛性 S_j を、以下の式 1 によって得られた値の評価に基づいて設定する。

[数1]

$$S_j = \sum_i (k_i \cdot x_{d,i} \cdot x_{l,i}) \quad \text{式1}$$

[0014] また、本開示に係る柱梁接合部の製造方法は、上記柱梁接合部の設計方法を用いて設計された抵抗要素が設けられた状態で、鉄骨梁の長手方向の少なくとも一端部を柱のコンクリートの内部に半剛接合状態で埋め込む。

[0015] また、本開示に係る柱梁接合部構造は、コンクリートの柱と、長手方向の少なくとも一端部が柱のコンクリートの内部に半剛接合状態で埋め込まれて配置された鉄骨梁と、鉄骨梁に設けられ、鉄骨梁の回転に抗する反力を生じさせる抵抗要素とを有し、柱梁接合部におけるコンクリートの内部の鉄骨梁の部分の単位回転角当たりの回転抵抗を回転剛性 S_j と定義し、抵抗要素の抗することのできる最大耐力によって生じるモーメントを柱梁接合部の抗することのできる最大モーメント耐力と定義したとき、鉄骨梁から柱梁接合部に作用する必要モーメント耐力として、鉄骨梁が支持する荷重と回転剛性 S_j とを用いて計算された必要モーメント耐力が最大モーメント耐力を超えないように、鉄骨梁の両端部の間の距離と鉄骨梁の断面形状とのうち少なくとも一方が調整されている。

[0016] また、本開示に係る他の柱梁接合部構造は、コンクリートの柱と、長手方向の少なくとも一端部が柱のコンクリートの内部に半剛接合状態で埋め込まれて配置された鉄骨梁と、鉄骨梁に設けられ鉄骨梁の回転に抗する反力を生

じさせる抵抗要素とを有し、柱梁接合部におけるコンクリートの内部の鉄骨梁の部分の単位回転角当たりの回転抵抗を回転剛性 S_j と定義したとき、鉄骨梁から柱梁接合部に作用する必要モーメント耐力として、鉄骨梁が支持する荷重と以下のプロセスBによって設定された回転剛性 S_j とを用いて必要モーメント耐力が設定されている。

<プロセスB>

抵抗要素の総数を n 、 i を1以上 n 以下の任意の自然数として、抵抗要素を抵抗要素 i とし、抵抗要素 i の反力が、抵抗要素 i の剛性 k_i と変形量との積で表され、柱のコンクリートの内部の鉄骨梁の部分の回転中心を抵抗要素 i の反力と外力とが釣り合う点とし、抵抗要素 i の代表変位の作用線と回転中心との距離を $x_{d,i}$ とし、抵抗要素 i の反力の重心と回転中心との距離を $x_{l,i}$ とし、回転剛性 S_j が、以下の式3を満たす値に設定されている。

[数2]

$$S_j = \sum_i (k_i \cdot x_{d,i} \cdot x_{l,i}) \quad \text{式3}$$

発明の効果

[0017] 本開示によれば、柱と梁との接合部の回転剛性を確保しつつモーメント耐力を満足させることができる、柱梁接合部の設計方法、柱梁接合部の製造方法及び柱梁接合部構造を提供することができる。

図面の簡単な説明

[0018] [図1]図1は、柱と梁との接合部のモデルを示す側面図である。

[図2]図2は、柱と梁との接合部のモデルを示す側面図であり、鉄骨梁の長さ方向の反曲点までの区間を示している。

[図3]図3は、柱と梁との接合部の回転剛性計算のためのモデルを示す側面図であり、鉄骨梁の柱コンクリートに埋め込まれた部分における柱のコンクリートと上下フランジとの界面の支圧抵抗による反力の応力分布を示している。

。

[図4]図4は、柱のコンクリートと上下フランジとの界面の支圧抵抗を模式的に示した斜視図であり、支圧抵抗による反力が線形の応力勾配となっている状態を示している。

[図5]図5は、柱のコンクリートと上下フランジとの界面の支圧抵抗を模式的に示した斜視図であり、支圧抵抗による反力が均一な応力となっている状態を示している。

[図6]図6は、柱と梁との接合部の回転剛性計算のためのモデルを示す側面図であり、フェースベアリングプレートと柱のコンクリートとの界面の支圧抵抗による反力、柱内スタッドの引き抜き抵抗による反力、スラブ内の鉄筋の抵抗による反力を示している。

[図7]図7は、鉄骨梁の柱コンクリートに埋め込まれた部分に付加部材として柱内スタッドを設置したときの、柱内スタッドの引き抜きによる柱のコンクリートのコーン状破壊を説明するための斜視図である。

[図8A]図8Aは、柱と梁との接合部の耐力計算のためのモデルを示す側面図であり、鉄骨梁の柱コンクリートに埋め込まれた部分における柱のコンクリートと上下フランジとの界面の上下方向の支圧抵抗による最大の反力が鉄骨梁に作用する状況を模式的に示した側面図である。

[図8B]図8Bは、柱と梁との接合部のモーメント耐力計算のためのモデルを示す側面図であり、鉄骨梁の柱コンクリートに埋め込まれた部分における柱のコンクリートと上下フランジとの界面に支圧抵抗による最大の反力が作用するときの、実際の応力分布とストレスブロックへの換算を説明するための側面図である。

[図9A]図9Aは、有効支圧面積と最大支圧応力分布面積とを説明するための説明図であり、投影面全体がコンクリート内にある場合を示している。

[図9B]図9Bは、有効支圧面積と最大支圧応力分布面積とを説明するための説明図であり、投影面の一部がコンクリートの外にある場合を示している。

[図10A]図10Aは、柱と梁との接合部のモーメント耐力計算のためのモデル

を示す側面図であり、鉄骨梁の柱コンクリートに埋め込まれた部分及びその周縁部に設けられた付加部材の水平方向の抵抗による最大の反力が鉄骨梁に作用する状況を模式的に示した側面図である。付加部材は、フェースベアリングプレート、柱内スタッド及びスラブ内の鉄筋である。

[図10B]図10Bは、柱と梁との接合部のモーメント耐力計算のためのモデルを示す側面図であり、フェースベアリングプレートと柱のコンクリートとの界面の有効支圧面積の最大の応力分布、柱内スタッドの引き抜き抵抗による最大の反力、及び、スラブ内の鉄筋の抵抗による最大の反力を説明するための側面図である。

[図11]図11は、フェースベアリングプレートと柱のコンクリートとの界面の有効支圧面積と最大支圧応力分布面積を説明するための説明図である。

[図12]図12は、接合部のモーメントー回転角の関係と、接合部の回転剛性及びモーメント耐力を説明するための図である。

[図13A]図13Aは、柱と梁との接合部の回転剛性計算のためのモデルを示す側面図であり、鉄骨梁の柱コンクリートに埋め込まれた部分と柱コンクリートとの界面の支圧抵抗による反力の応力分布を示す側面図である。

[図13B]図13Bは、柱と梁との接合部の耐力計算のためのモデルを示す側面図であり、柱鉄骨梁の柱コンクリートに埋め込まれた部分における柱のコンクリートと上下フランジとの界面の支圧抵抗による最大の反力が鉄骨梁に作用するときの支圧の有効領域、及び、実際の応力分布とストレスブロックへの換算を示す側面図である。

[図14]図14は、接合部の柱フェース位置でのモーメントー回転角関係を示すグラフであり、実験結果と本開示による計算結果が併記されている。

[図15]図15は、繰り返し作用する荷重に対する接合部の回転剛性の実験結果と本開示による計算結果とを比較して示すグラフである。

[図16]図16は、本開示による固定度 $\alpha_{r,ig}$ の計算結果を示す図である。

[図17]図17は、本開示によって計算された接合部の発生モーメント $M_{j,Ed}$ と接合部の耐力 $M_{j,Rd}$ の比率を示す図である。

発明を実施するための形態

- [0019] 図1及び図2を用いて本開示の実施形態に係る柱梁接合部構造について説明する。以下の図面の記載において、同一の部分及び類似の部分には、同一の符号又は類似の符号を付している。但し、図面における厚みと平面寸法との関係、各装置や各部材の厚みの比率等は現実のものとは異なる。したがって、具体的な厚みや寸法は以下の説明を参酌して判定すべきものである。また、図面相互間においても互いの寸法の関係や比率が異なる部分が含まれている。
- [0020] 図1及び図2に示されるように、本実施形態の柱梁接合部構造は、柱10と梁12との接合部14に適用されている。なお、建物の上下方向を矢印Z方向で示し、梁12が延在する方向の一方側かつ建物の水平方向の一方方向を矢印X方向で示す。矢印Z方向は、図1中の上下方向であり、矢印X方向は、図1中の左右方向である。
- [0021] 以下のXYZのそれぞれの方向の説明においては、互いに反対側に延びる一方方向及び他方向との間では、「正(+)」「負(-)」の符号が逆転する。なお、例えば、図1中の上下方向において、上側の+Z方向と下側の-Z方向とを区別することなく、単に上下方向を全体的に説明する際には、「Z方向」のように「正(+)」「負(-)」の記号を付すことなく説明する。
- [0022] 柱10は、建物の水平方向(XY平面に平行な面)に沿って切断した断面視で、略矩形状に形成されている。この柱10は、コンクリート32の内部に鉄筋16(図2参照)及び鉄骨18が配置されることで、鉄骨鉄筋コンクリート(SRC)造の柱として実現されている。なお、本開示は、鉄筋コンクリート(RC)造の柱と鉄骨梁との接合部にも適用することができる。
- [0023] また、本実施形態では、H形鋼が、鉄骨18として用いられている。H形鋼は、建物の水平方向に沿って切断した断面視で、断面H字状に形成されている。さらに、本実施形態では、図2に示されるように、建物の上下方向に延びる複数の鉄筋16が、主筋16Aとして設けられている。また、梁12の上方、下方及び側方で、複数の主筋16Aを取り囲んだ鉄筋16が、建物

の上下方向で複数段に亘って、帯筋 16 B として設けられている。

[0024] 本実施形態では、4つの梁 12 が、建物の上下方向の同じ位置で柱 10 に接合されている。例えば、4つの梁 12 は、建物の上方側から見て、柱 10 の回りに、互いに 90° の間隔をあけて配置されている。なお、4つの梁 12 の構成は、互いに同じであるため、以下の説明においては、4つの梁 12 のうち1つの梁 12 について、例示的に説明する。

[0025] 梁 12 は、鉄骨梁 20 と、鉄筋コンクリートのスラブ 22 と、を含んで構成された合成梁である。鉄骨梁 20 は、上下方向に切断した断面視で、断面 H 字状に形成されている。上下方向は、梁 12 の長手方向と直交する方向である。すなわち、鉄骨梁 20 は、Y Z 平面に平行な面で切断されている。スラブ 22 は、鉄骨梁 20 の上部において水平方向に広がり、かつ、当該鉄骨梁 20 と一体化されている。水平方向は、X Y 平面と平行である。なお、本開示は、スラブ 22 と一体化されていない梁（すなわち、鉄骨梁）にも適用することができる。

[0026] 図 1 及び図 2 に示されるように、鉄骨梁 20 は、建物の上下方向（すなわち、Z 方向）を厚み方向とする矩形板状の上フランジ 20 A と、上フランジ 20 A の下方側において当該上フランジ 20 A と平行に広がる下フランジ 20 B と、を備えている。また、鉄骨梁 20 は、ウェブ 20 C を備えている。ウェブ 20 C は、上フランジ 20 A の幅方向の中央部及び下フランジ 20 B の幅方向の中央部同士を建物の上下方向に繋いでいる。上フランジ 20 A 及び下フランジ 20 B における幅方向は、建物の水平方向の一方向であり、かつ、X 方向と直交する Y 方向である。ウェブ 20 C は、Y 方向を厚み方向とする矩形板状に形成されている。

[0027] 鉄骨梁 20 の長手方向の端部である梁端部 24 は、ボルト 34 等の締結部材及びフィンプレート 36 を介して、柱 10 の鉄骨 18 に接合されている。なお、「梁端部 24」とは、鉄骨梁 20 において柱 10 のコンクリート 32 に埋め込まれている部分のことを意味する。また、鉄骨梁 20 は、鉄骨梁 20 の梁端部 24 が、柱 10 のコンクリート 32 内に埋め込まれている。本実

施形態では、鉄骨梁 20 が、半剛接合状態で柱 10 に接合されている。

[0028] 鉄骨梁 20 は、梁端部 24 に、上フランジ端部 20Aa、下フランジ端部 20Ba 及びウェブ端部 20Ca をそれぞれ備えている。上フランジ端部 20Aa は、上フランジ 20A において柱 10 のコンクリート 32 に埋め込まれた領域を指す。下フランジ端部 20Ba は、下フランジ 20B において柱 10 のコンクリート 32 に埋め込まれた領域を指す。ウェブ端部 20Ca は、ウェブ 20C において柱 10 のコンクリート 32 に埋め込まれた領域を指す。

[0029] 上フランジ端部 20Aa は、図 1 中の +Z 方向側に位置する上フランジ 20A の外面 24A、及び、図 1 中の -Z 方向側に位置する上フランジ 20A の内面 24B のそれぞれにおいて、柱 10 のコンクリート 32 と接している。

[0030] また、下フランジ端部 20Ba は、図 1 中の +Z 方向側に位置する下フランジ 20B の内面 24C、及び、図 1 中の -Z 方向側に位置する下フランジ 20B の外面 24D のそれぞれにおいて、柱 10 のコンクリート 32 と接している。

[0031] また、ウェブ端部 20Ca は、図 7 に示すように、+Y 方向側のウェブ面、及び、-Y 方向側のウェブ面のそれぞれにおいて、柱 10 のコンクリート 32 と接している。

[0032] また、本実施形態の鉄骨梁 20 は、鉄骨梁 20 の上部を構成する上フランジ 20A に固定された、複数のスタッド 26 を備えている。複数のスタッド 26 は、上フランジ 20A から建物の上方側へ向けて突出しており、鉄骨梁 20 の長手方向に沿って、互いに間隔をあけて配置されている。なお、図 1 においては、梁端部 24 における 2 本のスタッド 26A のみが例示的に図示されている。梁端部 24 におけるスタッド 26A は、梁端部 24 が、後述する回転中心 24E を軸に回転する場合に、回転に対する「抵抗要素」として作用する付加部材である。

[0033] また、本実施形態では、接合部補強筋 28 が、鉄骨梁 20 の長手方向に沿

って、かつ、スタッド 26 の上端部に沿って、かつ、Y 軸上で柱 10 の径に含まれるものについては柱 10 を X 方向に貫通するように設けられている。配置されている接合部補強筋 28 及びスタッド 26 のうち、梁端部 24 に位置する部分以外の接合部補強筋 28 の一部及びスタッド 26 B は、スラブ 22 の内部に埋設されている。なお、スラブ 22 内のスタッド 26 B は、鉄骨梁 20 とスラブ 22 とをつないでいる。接合部補強筋 28 は、梁端部 24 が回転中心 24 E を軸に回転する場合に、回転に対する「抵抗要素」として作用する付加部材である。

[0034] さらに、鉄骨梁 20 は、鉄骨梁 20 の長手方向を厚み方向とする矩形板状に形成された、フェースベアリングプレート 30 を備えている。本実施形態では、2つのフェースベアリングプレート 30 が、鉄骨梁 20 の長手方向の同じ位置において、ウェブ 20 C を挟んで +Y 方向側及び -Y 方向側に、それぞれ固定されている。

[0035] フェースベアリングプレート 30 の +Y 方向に沿って測った寸法は、フェースベアリングプレート 30 が、上フランジ 20 A、下フランジ 20 B 及びウェブ 20 C に囲まれた領域から、+Y 方向側又は -Y 方向側へ突出しない範囲内の寸法に設定されている。また、鉄骨梁 20 が柱 10 のコンクリート 32 に埋め込まれた状態では、X 方向においてフェースベアリングプレート 30 における柱 10 の軸心側とは反対側の面は、当該柱 10 の外面と略同一面となっている。柱 10 の軸心側は、図 1 における右側であり、柱 10 の軸心側と反対側は、柱 10 の外方側の面である。

[0036] 一方、柱 10 の軸心側に位置するフェースベアリングプレート 30 の内面 30 A は、柱 10 のコンクリート 32 と接している。

[0037] 図 1 に示すように、鉄骨梁 20 に -Z 方向の鉛直荷重が作用した場合、鉄骨梁 20 は、XZ 面内において、梁端部 24 の回転中心 24 E を中心に、鉄骨梁 20 を図 1 中で反時計回りに ϕ_j だけ回転し、鉄骨梁 20 は、図 1 中の破線で示す鉄骨梁 20 a の位置に変位する。

[0038] ここで、回転中心 24 E を通り Z 方向に平行な第 1 軸 24 F、及び、回転

中心 2 4 E を通り X 方向に平行な第 2 軸 2 4 G を、それぞれ設定する。また、梁端部 2 4 が回転中心 2 4 E を軸に回転したときの、フェースベアリングプレート 3 0 の内面 3 0 A のうち、第 2 軸 2 4 G を挟んで - Z 方向の部分を、フェースベアリングプレートの第 1 内面 3 0 A a と定義する。

[0039] 鉄骨梁 2 0 が鉄骨梁 2 0 a の位置に向かって回転した場合、柱 1 0 のコンクリート 3 2 から支圧による反力が作用するため、フェースベアリングプレート 3 0 の第 1 内面 3 0 A a によって、梁端部 2 4 の回転に対する回転抵抗が生じる。すなわち、フェースベアリングプレート 3 0 の第 1 内面 3 0 A a は、鉄骨梁 2 0 における柱 1 0 のコンクリート 3 2 の内部に配置された梁端部 2 4 が回転中心 2 4 E を軸に回転したとき、回転に対する「抵抗要素」として作用する付加部材である。

[0040] また、鉄骨梁 2 0 に - Z 方向の鉛直荷重が作用して鉄骨梁 2 0 a が回転中心 2 4 E を中心に回転したとき、柱 1 0 のコンクリート 3 2 から支圧による反力が作用する。このため、上フランジ端部 2 0 A a における上フランジ 2 0 A の外面 2 4 A 及び内面 2 4 B では、梁端部 2 4 の回転に対する回転抵抗が生じる。また、下フランジ端部 2 0 B a における下フランジ 2 0 B の内面 2 4 C 及び外面 2 4 D でも、梁端部 2 4 の回転に対する回転抵抗が生じる。

[0041] すなわち、上フランジ端部 2 0 A a の外面 2 4 A は、上フランジ端部外面抵抗要素 2 4 A a として、梁端部 2 4 の回転に抵抗する「抵抗要素」として働く。また、上フランジ端部 2 0 A a の内面 2 4 B は、上フランジ端部内面抵抗要素 2 4 B a として、梁端部 2 4 の回転に抵抗する「抵抗要素」として働く。

[0042] また、下フランジ端部 2 0 B a の内面 2 4 C は、下フランジ端部内面抵抗要素 2 4 C a として、梁端部 2 4 の回転に抵抗する「抵抗要素」として働く。また、下フランジ端部 2 0 B a の外面 2 4 D は、下フランジ端部外面抵抗要素 2 4 D a として、梁端部 2 4 の回転に抵抗する「抵抗要素」として働く。

[0043] より詳しくは、上フランジ端部 2 0 A a の外面 2 4 A のうち、第 1 軸 2 4

Fより+X方向側の部分が、上フランジ端部外面抵抗要素24Aaと設定されている。また、上フランジ端部20Aaの内面24Bのうち、第1軸24Fより-X方向側の部分が、上フランジ端部内面抵抗要素24Baと設定されている。

[0044] また、下フランジ端部20Baの内面24Cのうち、第1軸24Fより+X方向側の部分が、下フランジ端部内面抵抗要素24Caと設定されている。また、下フランジ端部20Baの外面24Dのうち、第1軸24Fより-X方向側の部分が、下フランジ端部外面抵抗要素24Daと設定されている。

[0045] 上フランジ端部外面抵抗要素24Aa、上フランジ端部内面抵抗要素24Ba、下フランジ端部内面抵抗要素24Ca、及び、下フランジ端部外面抵抗要素24Daは、鉄骨梁20における柱10のコンクリート32の内部に配置された梁端部24が回転中心24Eを軸に回転したときに、回転に抗する反力を生じさせる4つの「抵抗要素」である。

[0046] さらに、本実施形態では、鉄骨梁20が鉄骨梁20aの位置に回転すると、付加部材の一つであるスタッド26Aは、図1中で左側の-X方向に変位し、その変位量に応じて、柱10のコンクリート32から反力を受ける。すなわち、スタッド26Aは、鉄骨梁20における柱10のコンクリート32の内部に配置された梁端部24が回転中心24Eを軸に回転したときに、回転に抗する反力を生じさせる「抵抗要素」である。

[0047] また、本実施形態では、鉄骨梁20が鉄骨梁20aの位置に回転すると、付加部材の一つであるフェースベアリングプレート30の第1内面30Aaは、図1中で右側の+X方向側に変位する。変位した第1内面30Aaは、変位量に応じて、柱10のコンクリート32と、柱10を挟んで+X方向側の相対する接合部14とから、反力を受ける。すなわち、フェースベアリングプレート30の第1内面30Aaは、鉄骨梁20における柱10のコンクリート32の内部に配置された梁端部24が回転中心24Eを軸に回転したときに、回転に抗する反力を生じさせる「抵抗要素」である。

[0048] さらに、本実施形態では、鉄骨梁 20 が鉄骨梁 20 a の位置に回転すると、付加部材の一つである接合部補強筋 28 は、図 1 中で左側の -X 方向に伸ばされて変位する。変位した接合部補強筋 28 は、変位量に応じて、柱 10 のコンクリート 32 と、+X 方向に存在する反対側の接合部 14 の接合部補強筋 28 から反力（換言すると、引張力）を受ける。すなわち、接合部補強筋 28 は、鉄骨梁 20 における柱 10 のコンクリート 32 の内部に配置された梁端部 24 が回転中心 24 E を軸に回転したときに、回転に抗する反力を生じさせる「抵抗要素」である。

[0049] 以上のとおり、本実施形態では、上フランジ端部外面抵抗要素 24 A a、上フランジ端部内面抵抗要素 24 B a、下フランジ端部内面抵抗要素 24 C a、下フランジ端部外面抵抗要素 24 D a、スタッド 26 A、フェースベアリングプレート 30 の第 1 内面 30 A a、及び、接合部補強筋 28 の、7 個の「抵抗要素」が、設定されている。このため、本実施形態では、抵抗要素の総数「n」は、 $n = 7$ である。

[0050] ここで、「i」を、1 以上 n 以下の自然数と定義する。本実施形態の場合、抵抗要素 1 ($i = 1$) は、上フランジ端部外面抵抗要素 24 A a である。また、抵抗要素 2 ($i = 2$) は、上フランジ端部内面抵抗要素 24 B a である。また、抵抗要素 3 ($i = 3$) は、下フランジ端部内面抵抗要素 24 C a である。また、抵抗要素 4 ($i = 4$) は、下フランジ端部外面抵抗要素 24 D a である。また、抵抗要素 5 ($i = 5$) は、スタッド 26 A である。また、抵抗要素 6 ($i = 6$) は、フェースベアリングプレートの第 1 内面 30 A a である。また、抵抗要素 7 ($i = 7$) は、接合部補強筋 28 である。これらの抵抗要素を、総称して「抵抗要素 i」と呼ぶ。

[0051] また、本実施形態では、抵抗要素 i の反力は、抵抗要素 i の剛性 k_i と変形量との積で表されるものと定義する。また、柱 10 のコンクリート 32 の内部に配置された梁端部 24 の弾性回転中心 24 E a は、抵抗要素 i の反力を $i = 1 \sim 7$ についてその作用方向を考慮して累加した総和と、鉄骨梁 20 が支える -Z 方向の鉛直荷重によって接合部に作用するせん断力（すなわち、

外力) とが釣り合う点として、求めることができる。

[0052] また、梁に外力としてのX方向の軸力が作用する場合は、軸力と、抵抗要素 i の反力のX方向成分の総和とについても、力の釣り合いを満たすように、弾性回転中心 $24Ea$ を求めることができる。なお、「弾性回転中心 $24Ea$ 」とは、抵抗要素 i の反力と外力との釣り合いが成立している状態における回転中心 $24E$ を意味する。

[0053] また、本実施形態では、弾性回転中心 $24Ea$ は、以下の2種類の釣り合いが同時に実現される点として設定されている。

[0054] 具体的には、まず、弾性回転中心 $24Ea$ では、上フランジ端部外面抵抗要素 $24Aa$ 、上フランジ端部内面抵抗要素 $24Ba$ 、下フランジ端部内面抵抗要素 $24Ca$ 、及び、下フランジ端部外面抵抗要素 $24Da$ に対して、柱 10 のコンクリート 32 から作用する支圧によるZ方向の反力の総和が、鉄骨梁 20 に作用する-Z方向の鉛直荷重によって接合部に作用するせん断力と釣り合う。鉛直荷重は、外力である。

[0055] また、同時に、弾性回転中心 $24Ea$ では、スタッド $26A$ に対して、柱 10 のコンクリート 32 から作用する支圧によるX方向の反力と、接合部補強筋 28 の反力の和が、フェースベアリングプレート 30 の第1内面 $30Aa$ に対して、柱 10 のコンクリート 32 から作用する支圧によるX方向の反力と釣り合う。

[0056] また、抵抗要素 i の代表変位の作用点と弾性回転中心 $24Ea$ との距離を「 $x_{d,i}$ 」と設定する。距離 $x_{d,i}$ は、図1～図17中に例示されていないが、具体的な設定については、後で登場する図6及び式2.31において、詳しく説明する。

[0057] なお、「代表変位」については、後で説明する。また、「代表変位の作用点」としては、図示を省略するが、上フランジ端部外面抵抗要素 $24Aa$ 、上フランジ端部内面抵抗要素 $24Ba$ 、下フランジ端部内面抵抗要素 $24Ca$ 、下フランジ端部外面抵抗要素 $24Da$ のそれぞれのX方向の中央点が採用できる。

[0058] 例えば、図 1 中に例示された上フランジ端部外面抵抗要素 2 4 A a の X 方向における全体の長さが 2 0 0 m m である場合、上フランジ端部外面抵抗要素 2 4 A a の「代表変位の作用点」として、両端から X 方向に 1 0 0 m m 離れた中央点を採用できる。

[0059] また、抵抗要素 i の反力の重心と弾性回転中心 2 4 E a との距離を「 $x_{l,i}$ 」と設定する。そして、本実施形態では、接合部 1 4 の回転剛性は、以下の式 1 で計算される。

[数3]

$$S_j = \sum_i (k_i \cdot x_{d,i} \cdot x_{l,i}) \quad \text{式1}$$

[0060] ここで、距離 $x_{l,i}$ の設定における「反力の重心」とは、ある一定の長さ又は一定の面積を持つ領域 s に作用する分布荷重 w によって、回転中心に対して作用するモーメントと等価なモーメントを与える仮想の集中荷重 p の作用線を指す。ただし、仮想の集中荷重 p については、分布荷重 w を領域 s で積分した値と同じであると見做して、回転中心から作用線までの距離が設定される。例えば、抵抗要素 i としての接合部補強筋 2 8 については、図 1 に示す X Z 平面内で、X Y 平面と並行な平面のうちスラブ 2 2 の上面より Z 方向に d_r シフトした位置の平面との交差線が、反力の重心として設定できる。式 1 により、複数の抵抗要素を有する任意のディテールの接合部について、各抵抗要素の特性と接合部の回転剛性とを、一義的に対応付けることができる。なお、距離 $x_{l,i}$ については、後で、図 1 及び式 1、2 1 を用いて具体的に説明する。

[0061] 以上の手順により、接合部の回転剛性 S_j を接合部の各抵抗要素の特性から求めることができる。求めた接合部の回転剛性、梁の曲げ剛性、梁のスパン、梁の支持する荷重から、接合部に作用する曲げモーメントが一義的に決まる。この接合部に作用する曲げモーメントを接合部の必要モーメント耐力 M_j

, E_d とする。接合部が損傷しないためには、必要モーメント耐力 M_{j, E_d} が後述の接合部の保有する最大モーメント耐力 M_{j, R_d} を超えないようにする必要がある。ここで、梁の断面形状、接合部の各抵抗要素を調整することで、接合部の回転剛性 S_j を調整でき、接合部の回転剛性 S_j と梁のスパンを調整することで、接合部の必要モーメント耐力 M_{j, E_d} を調整することができる。

[0062] さらに、本実施形態では、抵抗要素 i の反力を、抵抗要素 i の負担しうる最大の反力 F_{i, R_d} と見做す。また、接合部14のモーメント耐力を「 M_{j, R_d} 」と表す。また、任意の回転中心24Eを仮定し、仮定した回転中心24Eと反力の作用点との距離を「 $x_{u, i}$ 」と設定する。また、回転中心24Eの位置であるX座標とY座標との2つを変数として、以下の式2を用いて「 M_{j, R_d} 」を計算する。

[0063] そして、接合部14のモーメント耐力が、以下の式2で計算された最大モーメント耐力 M_{j, R_d} の最小値と同じであるように設定されている。なお、式2の計算においては、回転中心24EのX座標及びY座標2つが変数として用いられることによって、耐力 M_{j, R_d} の値が、1個以上算出される。そして、最終的に、算出された最大モーメント耐力 M_{j, R_d} の値の中から最小値が選択される。このため、計算においては上記のとおり、回転中心24Eを任意に仮定できる。

[数4]

$$M_{j, R_d} = \sum_i F_{i, R_d} \cdot x_{u, i} \quad \text{式2}$$

[0064] 式2により、複数の抵抗要素を有する任意の詳細の接合部について、各抵抗要素の最大耐力と接合部の最大モーメント耐力とを、一義的に対応付けることができる。

[0065] なお、式2で最大モーメント耐力 M_{j, R_d} の値が最小となるときの位置における回転中心24Eを「終局回転中心24Eb」と定義する。すなわち、式

2の計算の過程において、回転中心24Eは、「弾性回転中心24Ea」の状態から「終局回転中心24Eb」の状態へと移行する。また、「終局回転中心24Eb」では、抵抗要素iの反力と外力との釣り合いが成立するとは限らない。

[0066] 以上説明した柱10と梁12との接合部14のように、鉄骨梁20が半剛接合状態で柱10に接合されている構成であって、抵抗要素を含む付加部材、梁12の断面寸法、及び、梁12の長さが適切に設定されていれば、梁端部24に適度な回転剛性と耐力を付与することができる。次に、柱梁接合部の設計方法について説明する。柱梁接合部は、柱10と梁12との接合部14である。

[0067] (接合部14の回転剛性の評価方法)

まず、接合部14の回転剛性を定量的に評価する方法について説明する。接合部14の回転剛性の評価に基づいて、鉄骨梁20の各部の寸法や付加部材等を設計できる。そして、設計された鉄骨梁20の各部の寸法や付加部材等を用いて接合部14が構成されることにより、接合部14の回転剛性を、所望の値に設定することができる。

[0068] ここで、接合部14の回転剛性 S_j (Nm/rad)を、接合部14における梁端部24の単位回転角 (rad)あたりの回転抵抗 (Nm)であると定義すると、回転剛性 S_j は、以下の式1.1で表される。なお、式1.1中の「 M_j 」は、梁端部24の回転抵抗 (Nm)である。また、式1.1中の「 ϕ_j 」は、梁端部24の回転角 (rad)である。

[数5]

$$S_j = \frac{M_j}{\phi_j} \quad \text{式1.1}$$

[0069] 図 1 に示すように、接合部 14 の変形状態は、鉄骨梁 20 の梁端部 24 の剛体回転と、鉄骨梁 20 の回転を拘束する（すなわち、回転に抗する）各抵抗要素の変形とで構成されるものと仮定すると、抵抗要素 i の変形量 δ_i (mm) は、以下の式 1. 2 で表される。

[数6]

$$\delta_i = x_{d,i} \cdot \phi_j \quad \text{式1. 2}$$

[0070] 式 1. 2 中の「 $x_{d,i}$ 」は、抵抗要素 i の代表変位の作用線から梁端部 24 の弾性回転中心までの距離 (mm)、すなわち、抵抗要素 i の代表変位の作用線と、鉄骨梁において柱のコンクリートの内部に配置された部分の前記弾性回転中心との距離である。ここで、代表変位は、抵抗要素の反力が 1 点に作用する場合は反力の作用点における変位を表す。また、抵抗要素の反力が線状や面状に応力として分布して作用する場合は、代表変位は、分布する反力をそれぞれ線積分又は面積分した値と等価となる一様な応力分布を仮定したときの、一様な応力分布の作用中心における仮想の変位を表す。

[0071] 抵抗要素 i の反力 F_i は、抵抗要素 i の変形量 δ_i と剛性 k_i (N/mm) との積で計算でき、以下の式 1. 3 で表される。

[数7]

$$F_i = k_i \cdot \delta_i \quad \text{式1. 3}$$

[0072] すべての抵抗要素における反力 F_i と、後述する抵抗要素 i の反力の重心から梁端部 24 の弾性回転中心までの距離 $x_{l,i}$ (mm) との積の和が、接合部の回転抵抗 M_j (Nmm) として求められ、以下の式 1. 4 で表される。距離 $x_{l,i}$ は、抵抗要素 i の反力の重心と、鉄骨梁において柱のコンクリートの内部に配置された部分の前記弾性回転中心との距離である。

[数8]

$$M_j = \sum_i (F_i \cdot x_{l,i}) \quad \text{式1.4}$$

[0073] また、式1.4に、式1.2及び式1.3を代入することによって、以下の式1.5を得る。

[数9]

$$M_j = \sum_i (k_i \cdot x_{d,i} \cdot x_{l,i}) \phi_j \quad \text{式1.5}$$

[0074] また、式1.5と式1.1との関係から、以下の式1.6（すなわち、式1）が成立する。

[数10]

$$S_j = \sum_i (k_i \cdot x_{d,i} \cdot x_{l,i}) \quad \text{式1.6}$$

[0075] 上記の方法で接合部14の回転剛性を求めるには、モデルにおける鉄骨梁20の梁端部24の剛体回転の弾性回転中心の位置を特定する必要がある。対象は弾性挙動であるので、任意の回転角に対して、接合部14の各抵抗要素は、線形の荷重変形関係を持つ可逆変形を生じると仮定する。そして、接合部14の内力 F_i の和と外力との釣り合い条件から、弾性回転中心を求めることができる。外力としては、梁軸力 N （ N ）及び梁せん断力 V （ N ）のうち少なくとも一方を適用できる。

[0076] 接合部14内の抵抗要素は、鉄骨梁20の梁端部24の回転に抗する反力を生じさせる要素である。具体的には、抵抗要素としては、前述したように、スラブ22や柱10のコンクリート32内に配置された接合部補強筋28

の引張抵抗、接合部 14 内（柱内）のスタッド 26 の引き抜き抵抗、鉄骨梁 20 の上フランジ 20 A の上下面及び下フランジ 20 B の上下面と柱 10 のコンクリート 32 との支圧抵抗、及び、フェースベアリングプレート 30 と柱 10 のコンクリート 32 との支圧抵抗が設定できる。

[0077] その他、鉄骨梁 20 のウェブ 20 C と柱 10 のフィンプレート 36 とを繋ぐボルト接合部の摩擦によるすべり抵抗、支圧によるボルト 34 のせん断変形抵抗、ボルト 34 が挿通されるボルト孔の局所変形抵抗、及び、フィンプレート 36 のせん断抵抗等も設定できる。本実施形態では、各抵抗要素について、弾性の荷重変形関係（弾性剛性）を仮定した。

[0078] 本実施形態では、上記のうち、スラブ 22 内や柱 10 のコンクリート 32 内に配置されたそれぞれの接合部補強筋 28 の引張抵抗、接合部 14 内（柱内）のスタッド 26 の引き抜き抵抗、鉄骨梁 20 の上フランジ 20 A の上下面と柱 10 のコンクリート 32 との支圧抵抗、下フランジ 20 B の上下面と柱 10 のコンクリート 32 との支圧抵抗、及び、フェースベアリングプレート 30 と柱 10 のコンクリート 32 との支圧抵抗を、主要な抵抗要素として設定した。以下、各抵抗要素の弾性剛性についてそれぞれ説明する。

[0079] （接合部補強筋 28 の弾性剛性）

スラブ 22 内やコンクリート 32 内に配置された接合部補強筋 28 の引張抵抗についての弾性剛性、すなわち、接合部補強筋 28 の弾性剛性 k_r (N/mm) は、接合部補強筋 28 の伸び u_r (mm)、引張力 T_r (N)、及び、後述する k_{slip} を用いて、以下の式 1.7 で表現できる。なお、図 1 中には、接合部補強筋 28 の伸び u_r が例示されている。

[数11]

$$k_r = \frac{T_r}{u_r} \cdot k_{slip} \quad \text{式1.7}$$

[0080] また、スラブ 2 2 の有効幅内の接合部補強筋 2 8 の全断面積を a_r (mm^2)、接合部補強筋 2 8 のヤング係数を E_r 、伸び u_r に対応する鉄筋の応力度を σ_r (N/mm^2)、ひずみを ε_r とそれぞれ設定すると、さらに以下の式 1. 8 及び式 1. 9 が成り立つ。

[数12]

$$T_r = a_r \cdot \sigma_r \quad \text{式1. 8}$$

[数13]

$$\sigma_r = E_r \cdot \varepsilon_r \quad \text{式1. 9}$$

[0081] ここで、接合部補強筋 2 8 の有効幅内では、ひずみ ε_r 及び伸び u_r は、幅方向の位置によらず一定であると仮定されている。このため、接合部補強筋 2 8 の有効長さ h_r についても同様に、スラブ 2 2 幅方向の位置によらず一定の長さを定義する。この定義によって、伸び u_r 及びひずみ ε_r は、以下の式 1. 10 で対応づけられる。

[数14]

$$\varepsilon_r = \frac{u_r}{\alpha \cdot h_r} \quad \text{式1. 10}$$

[0082] 式 1. 10 において、柱 1 0 の芯を中心とした有効長さ h_r の範囲では、接合部補強筋 2 8 のひずみが一定である、と仮定されている。式 1. 10 中の「 α 」は、両側のモーメントに応じた接合部長さの補正係数である。

[0083] 補正係数 α の値は、公知文献 1 「EN1994-1-1:2004 Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures Part 1-1: General rules and

rules for buildings」の「Appendix A.2」に基づき、設定される。例えば、両側に対称の負曲げモーメント ($M_{j, Ed1} = M_{j, Ed2}$) が作用する場合、補正係数 α の値は、0.5 である。また、片側のモーメントがゼロの場合 ($M_{j, Ed1} > M_{j, Ed2} = 0$)、補正係数 α の値は、3.6 である。また、補正係数 α の下限値として、0.5 を採用すると共に、上限値として 3.6 を採用する。そして、両側のモーメント ($M_{j, Ed1} > M_{j, Ed2}$) の比に応じて、以下の式 1.11 ~ 式 1.15 で、計算が行われる。

[0084] (i) $M_{j, Ed1}$ に対する補正係数 α

[数15]

$$\alpha = \frac{1 + \beta}{2} + K_{\beta} \quad \text{式1.11}$$

[数16]

$$K_{\beta} = \beta(4.3\beta^2 - 8.9\beta + 7.2) \quad \text{式1.12}$$

[数17]

$$\beta = \left| 1 - M_{j, Ed2} / M_{j, Ed1} \right| \leq 2 \quad \text{式1.13}$$

[0085] (ii) $M_{j, Ed2}$ に対する補正係数 α

[数18]

$$\alpha = \frac{1 - \beta}{2} \quad \text{式1. 14}$$

[数19]

$$\beta = \left| 1 - M_{j,Ed1} / M_{j,Ed2} \right| \leq 2 \quad \text{式1. 15}$$

ここで、モーメントは、負曲げの方向（すなわち、梁が上に凸になる方向）を正としている。

[0086] 図2に示されるように、接合部補強筋28のひずみの履歴において、接合部14を挟む両側の鉄骨梁20とスラブ22とをつなぐスタッド26のうち、最も柱10に近いもの同士の距離を有効長さ h_r と等しいものと設定する。また、接合部14を挟む両側は、ほぼ対称の負曲げモーメントが作用していることから、補正係数 α を0.5と設定する。結果、平面保持の仮定（Navier Hypothesis）のもとで計算した接合部補強筋28のひずみ $\varepsilon_{r,calc}$ と、接合部14のモーメントー回転角関係が弾性挙動を示す範囲での実験のひずみとが、概ね一致することが確認された。この結果に基づき、有効長さ h_r は、鉄骨梁20とスラブ22とをつなぐスタッド26のうち、最も柱に近いもの同士の距離として設定できる。

[0087] 以上から、式1.7に式1.8～式1.10を代入して、弾性剛性 k_r は、以下の式1.16で計算できる。

[数20]

$$k_r = \frac{E_r \cdot a_r}{\alpha \cdot h_r} \cdot k_{slip} \quad \text{式1. 16}$$

[0088] 式1. 16中の「 k_{slip} 」は、スタッド26の変形を考慮した接合部補強筋28の剛性の低減係数（ $0 \leq k_{slip} \leq 1$ ）であり、スタッド26の変形によるスラブ22と鉄骨梁20の相対ずれが大きいほど、小さい値となる。低減係数 k_{slip} は、公知文献1「EN1994-1-1:2004 Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures Part 1-1: General rules and rules for buildings」の「Appendix A.2」に基づき、以下の式1. 17～式1. 20で計算できる。

[数21]

$$k_{slip} = \frac{1}{1 + \frac{E_r \cdot a_r}{\alpha \cdot h_r \cdot K_{sc}}} \quad \text{式1. 17}$$

[数22]

$$K_{sc} = \frac{N \cdot k_{sc}}{\nu - \left(\frac{\nu - 1}{1 + \xi} \right) \frac{h_s}{d_s}} \quad \text{式1. 18}$$

[数23]

$$\nu = \sqrt{\frac{(1+\xi)N \cdot k_{sc} \cdot l_h \cdot d_s^2}{E_a I_a}} \quad \text{式1. 19}$$

[数24]

$$\xi = \frac{E_a I_a}{d_s^2 \cdot E_r \cdot a_r} \quad \text{式1. 20}$$

[0089] ここで、式1. 17～式1. 20中において、「 l_h 」は、接合部14から鉄骨梁20の長さ方向の反曲点までの区間（負曲げ区間）の長さである。また、「 N 」は、 l_h 内のスラブ22のコンクリート32aに含まれるスタッド26（シアコネクタ）の数である。また、「 k_{sc} 」は、スタッド26ひとつあたりのせん断剛性（ N/mm ）である。

[0090] また、「 h_s 」は補強筋の引張力と釣り合う圧縮力（後述のフェースベアリングプレート30と柱10のコンクリート32間の支圧による圧縮力）の作用中心から接合部補強筋28までの距離（ mm ）である。また、「 d_s 」は、接合部補強筋28から鉄骨梁20の断面の重心までの距離（ mm ）である。また、「 I_a 」は、鉄骨梁20の断面二次モーメント（ mm^4 ）である。また、「 E_a 」は、鉄骨梁20のヤング係数（ N/mm^2 ）である。

[0091] また、接合部補強筋28の変位を計算するための距離 $x_{d,i}$ 、すなわち、抵抗要素 i の代表変位の作用線と、鉄骨梁において柱のコンクリートの内部に配置された部分の前記弾性回転中心との距離は、以下の式1. 21で表される。また、反力によるモーメント抵抗を計算するための腕の長さ、すなわち、抵抗要素 i の反力の重心と、鉄骨梁において柱のコンクリートの内部に配置された部分の前記弾性回転中心との距離 $x_{l,i}$ は、同様に、以下の式1. 2

1で表される。

[数25]

$$x_{d,i} = x_{l,i} = x_r = x_n - d_r \quad \text{式1. 21}$$

[0092] ここで、図1に示されるように、式1. 21中の「 x_n 」は、接合部14の弾性回転中心とスラブ22の表面（すなわち、図1中のスラブ22の上面）との間の距離における、鉛直方向の軸（Z軸）と平行な成分（mm）である。また、式1. 21中の「 d_r 」は、接合部補強筋28の断面の中心（また、複層配筋の場合は、それらの重心）からスラブ22の表面までの距離における、鉛直方向の軸（Z軸）と平行な成分（mm）である。なお、式1. 21から分かるように、本実施形態では、距離 $x_{d,i}$ と距離 $x_{l,i}$ とは等しい。

[0093] （柱内スタッドのせん断に対する弾性剛性）

接合部14内（柱内）のスタッド26の引き抜き抵抗についての弾性剛性、すなわち、柱内スタッドのせん断に対する弾性剛性 k_{st} （N/mm）は、スタッド26の引き抜き抵抗 T_{st} （N）と、スタッド26のずれ u_{st} （mm）とに基づいて求めることができる。スタッド26の引き抜き抵抗 T_{st} は、下記の式1. 22により表されると共に、スタッド26のずれ u_{st} は、下記の式1. 23により表される。

[数26]

$$T_{st} = \phi_{st} \cdot 9.8 \cdot 10^3 \cdot n_{st} \cdot u_{st} \quad \text{式1. 22}$$

[数27]

$$u_{st} = (x_n - D_s) \phi_j \quad \text{式1. 23}$$

[0094] ここで、式1. 22中の「 T_{st} 」は、スタッド26の引き抜き抵抗（N）を表す（図1参照）。また、式1. 22中の「 ϕ_{st} 」は、スタッド26の径（頭付スタッドの場合は軸部の径（mm））を表す（図1参照）。また、式

1. 22中の「 n_{st} 」は、スタッド26の本数を表す（図1参照）。また、式1. 22中の「 u_{st} 」は、スタッド26のずれ（mm）を表す（図1参照）。また、式1. 23中の「 D_s 」は、デッキを含むスラブ22の全厚（mm）を表す（図1参照）。

[0095] スタッド26のせん断剛性に係る式1. 22は、公知文献2「井上一郎：頭付きスタッドの現状と展望，コンクリート工学，Vol. 34，No. 4，1996.4」で、井上らが示した実験式である。スタッド26のせん断剛性は、スタッド26の径に比例する形で与えられている。式1. 22中の係数の「9. 8」は、「N/mm²」の次元を有する。

[0096] なお、式1. 18及び式1. 19に用いるせん断剛性 k_{sc} として、公知文献1「EN1994-1-1:2004 Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures Part 1-1: General rules and rules for buildings」の「Appendix A.3」に記載の値（ $\phi 19$ スタッドに対し100kN/mm）を用いてもよい。

[0097] 式1. 22から、柱10内のスタッド26のせん断による弾性剛性 k_{st} （N/mm）は、以下の式1. 24で表される。

[数28]

$$k_{st} = \frac{T_{st}}{u_{st}} = \phi_{st} \cdot 9.8 \cdot 10^3 \cdot n_{st} \quad \text{式1. 24}$$

[0098] また、柱10内のスタッド26の変位を計算するための値、すなわち、抵抗要素の代表変位の作用線と、鉄骨梁において柱のコンクリートの内部に配置された部分の前記弾性回転中心との距離 $x_{d,i}$ は、以下の式1. 25で表される。また、柱10内のスタッド26の反力によるモーメント抵抗を計算するための腕の長さ、すなわち、抵抗要素の反力の重心と、鉄骨梁において柱のコンクリートの内部に配置された前記弾性回転中心との距離 $x_{l,i}$ は、同様に以下の式1. 25で表される。

[数29]

$$x_{d,i} = x_{l,i} = x_{st} = x_n - D_s \quad \text{式1. 25}$$

[0099] (梁フランジ面とコンクリートの支圧による弾性剛性)

次に、鉄骨梁20の上フランジ20Aの上下面と柱10のコンクリート32との支圧抵抗についての弾性剛性、及び、下フランジ20Bの上下面と柱10のコンクリート32との支圧抵抗についての弾性剛性に関して説明する。すなわち、梁フランジ面とコンクリートの支圧による弾性剛性に関して説明する。

[0100] まず、鋼板とコンクリートとが一樣な支圧応力下にあるときの、支圧面の反力と支圧面の圧縮方向の変位とについて、定式化を行う。

[0101] 公知文献3「EN1993-1-8:2005 Eurocode 3: Design of steel structures Part 1-8: Design of joints, BSI, 2010」では、鋼板とコンクリートが一樣な支圧応力下にあるときの、鋼板表面とコンクリートとの間の支圧による弾性剛性 k_c (N/mm) が、以下の式2. 1で与えられている。

[数30]

$$k_c = \frac{E_c \sqrt{b_{eff} l_{eff}}}{\alpha_c \sqrt{b_{eff} / l_{eff}}} = \frac{E_c \cdot l_{eff}}{\alpha_c} \quad \text{式 2.1}$$

[0102] ここで、式2. 1中の「 b_{eff} 」は、有効支圧領域の幅 (mm) である。また、式2. 1中の「 l_{eff} 」は、弾性回転中心から有効支圧領域の縁端までの距離 (有効支圧領域の長さ (mm)) である。また、式2. 1中の「 $b_{eff} \times l_{eff}$ 」は、コンクリート32の有効支圧面積 (mm²) を表わす (図5参照)。また、式2. 1中の「 E_c 」は、コンクリートのヤング係数 (N/mm²) である。

[0103] 式2. 1中の「 α_c 」は、例えば、公知文献4『Lambe T.W., Whitman R.V.: Soil Mechanics, MIT, John Wiley & Sons, Inc., New York, 1969』ではポワソン比に依存する値である。また、「 α_c 」は、例えば、公知文献5『Ma

rtin Steenhuis他: Concrete in compression and base plate in bending, HERON Vol. 53, No. 1/2, 2008』では、以下の式 2. 2 の値として開示される。また、「 α_c 」は、例えば、鋼材とコンクリートとの間のモルタルの充填性による剛性低減率 1. 5 を考慮して、以下の式 2. 3 で算出される値を採用できる。

[数31]

$$0.85\sqrt{l_{eff}/b_{eff}} \quad \text{式 2.2}$$

[数32]

$$0.85\sqrt{l_{eff}/b_{eff}} \times 1.5 = 1.275\sqrt{l_{eff}/b_{eff}} \quad \text{式 2.3}$$

[0104] 式 2. 3 を、一般的なフックの式： $P = k \delta$ の形に変形すると、以下の式 2. 4 が成立する。

[数33]

$$P_{cl} = k_c \cdot \delta_c = E_c \frac{\delta_c}{\alpha_c \cdot b_{eff}} \cdot b_{eff} \cdot l_{eff} \quad \text{式 2.4}$$

[0105] ここで、式 2. 4 中の「 P_{cl} 」は、支圧による反力の合計（有効支圧領域における反力を有効支圧面積で積分した値（N））である。また、式 2. 4 中の「 δ_c 」は、支圧界面の圧縮方向の変位（mm）である。有効支圧面積の一般的な平均支圧応力を σ_c （N/mm²）と設定すると、式 2. 4 は、次の式 2. 5 の形にさらに変形できる。

[数34]

$$\sigma_c = \frac{P_{cl}}{b_{eff} l_{eff}} = E_c \cdot \frac{\delta_c}{\alpha_c \cdot b_{eff}} \quad \text{式 2.5}$$

[0106] 支圧を受けるコンクリート 3 2 の半空間において、変位 δ_c に対し、コンクリート 3 2 の実際のひずみは、コンクリート 3 2 の支圧面から無限遠でゼロとなる。これに対し、これと等価な有効深さ $D_{c, eff}$ （mm）の範囲で一定の

ひずみが作用するものと仮定する。そして、以下の式 2. 6 で、コンクリート 3 2 のひずみ $\varepsilon_{c, eff}$ と変位 δ_c とを対応付ける。

[数35]

$$\varepsilon_{c, eff} = \frac{\delta_c}{D_{c, eff}} \quad \text{式 2.6}$$

[0107] すると、式 2. 5 と式 2. 6 から、有効深さ $D_{c, eff}$ は、ひずみの大きさに依存しない以下の式 2. 7 で定義できる。

[数36]

$$D_{c, eff} = \alpha_c \cdot b_{eff} \quad \text{式 2.7}$$

[0108] さて、接合部 1 4 内の柱 1 0 のコンクリート 3 2 に埋め込まれた鉄骨梁 2 0 (梁端部 2 4) とコンクリート 3 2 との支圧については、梁端部 2 4 の弾性回転中心からの距離が遠いほど、支圧による沈み込み (支圧界面の変位) が大きくなる。このため、前述の公知文献 3 「EN1993-1-8:2005 Eurocode 3: Design of steel structures Part 1-8: Design of joints, BSI, 2010」の式を、そのまま用いることはできない。ここでは、図 3 及び図 4 のように支圧面が線形の応力勾配を持つ場合について、式 2. 1 を利用した剛性の計算方法が導出される。

[0109] 支圧界面が図 3 及び図 4 に示す変位分布を持つとき、支圧面が受ける反力の合計 P_{c2} (N) は、以下の式 2. 8 で計算できる。なお、図 3 中の「 $P_{c2, t}$ 」は、上フランジ側の反力の合計であり、以下の式 2. 8 中の「 P_{c2} 」を「 $P_{c2, t}$ 」に置き換えて計算できる。また、図 3 中の「 $P_{c2, b}$ 」は、下フランジ側の反力の合計であり、同様に以下の式 2. 8 中の「 P_{c2} 」を「 $P_{c2, b}$ 」に置き換えて計算できる。

[数37]

$$P_{c2} = \int_0^{l_{eff}} \sigma_c(y) \cdot b_{eff} \cdot dy \quad \text{式 2.8}$$

[0110] 式 2. 8 中の「 $\sigma_c(y)$ 」は、支圧面におけるコンクリートの単位面積当

たりの反力分布 (N/mm^2) である。

[0111] また、図4から、以下の式2.9～式2.11が成り立つと仮定する。

[数38]

$$\sigma_c(y) = E_c \cdot \varepsilon_c(y) \quad \text{式 2.9}$$

[数39]

$$\varepsilon_c(y) = \frac{\delta_c(y)}{\alpha_c \cdot b_{eff}} \quad \text{式 2.10}$$

[数40]

$$\delta_c(y) = \phi_j \cdot y \quad \text{式 2.11}$$

[0112] ここで、式2.9～式2.11中の「 $\varepsilon_c(y)$ 」は、支圧面におけるコンクリートのひずみ分布である。また、式2.9及び式2.10中の「 $\delta_c(y)$ 」は、支圧面の圧縮方向の変位分布 (mm) である。

[0113] 式2.9～式2.11を式2.8に代入すると、以下の式2.12が成り立つ。

[数41]

$$P_{c2} = E_c \cdot \frac{\phi_j}{\alpha_c} \int_0^{l_{eff}} y dy = \frac{1}{2} \cdot E_c \cdot \frac{l_{eff} \cdot \phi_j}{\alpha_c \cdot b_{eff}} \cdot l_{eff} \cdot b_{eff} \quad \text{式 2.12}$$

[0114] 式2.12による反力が式2.4による反力と等価であると仮定すると、以下の式2.13が成り立つ。

[数42]

$$\delta_c = \frac{l_{eff}}{2} \cdot \phi_j = \delta_{cP,eff} \quad \text{式 2.13}$$

[0115] 式2.13中の「 $\delta_{cP,eff}$ 」は、支圧面におけるコンクリートの代表変位 (mm) である。

[0116] 従って、支圧面が線形の応力勾配を持つ場合に対しても、式2.13で計

算した変位を用いて、一様な支圧状態における式 2. 4 を適用して、反力を求めることができる。

[0117] 次に、支圧面が線形の応力勾配を持つ場合の支圧反力によるモーメント（回転抵抗） M_{c2} （Nmm）は、以下の式 2. 14 で計算できる。

[数43]

$$M_{c2} = \int_0^{l_{eff}} \sigma_c(y) \cdot b_{eff} \cdot y dy = E_c \frac{l_{eff} \cdot \phi_j}{\alpha_c \cdot b_{eff}} \cdot \frac{l_{eff}^2}{3} \cdot b_{eff} = P_{c2} \cdot \frac{2l_{eff}}{3} \quad \text{式 2.14}$$

[0118] また、支圧面に一様な応力分布を仮定した場合のモーメント（回転抵抗） M_{c1} （Nmm）は、以下の式 2. 15 で計算できる。

[数44]

$$M_{c1} = \int_0^{l_{eff}} \sigma_c \cdot b_{eff} \cdot y dy = E_c \cdot \frac{\delta_c}{\alpha_c \cdot b_{eff}} \cdot b_{eff} \cdot \frac{l_{eff}^2}{2} \quad \text{式 2.15}$$

[0119] 式 2. 14 によるモーメントが式 2. 15 によるモーメントと等価であると仮定すると、以下の式 2. 16 が成り立つ。

[数45]

$$\delta_c = \frac{2l_{eff}}{3} \cdot \phi_j = \delta_{cM,eff} \quad \text{式 2.16}$$

[0120] 式 2. 16 中の「 $\delta_{cM, eff}$ 」は、モーメント計算用の距離における支圧面の圧縮方向の変位（mm）である。

[0121] 従って、支圧面が線形の応力勾配を持つ場合に対しても、式 2. 16 で計算した変位を用いて、一様な支圧状態における式 2. 15 を適用することができる。以上から、支圧面の剛性 k_c は、式 2. 12 及び式 2. 13 から、結局、式 2. 1 と同じである以下の式 2. 17 で評価できる。

[数46]

$$k_c = \frac{P_{c2}}{\delta_{cP,eff}} = \frac{E_c \cdot l_{eff}}{\alpha_c} \quad \text{式 2.17}$$

[0122] なお、有効支圧領域の幅 b_{eff} は、板曲げによって支圧面の縁端ほど支圧による反力が減衰することを考慮して設定する。また、柱 10 の内部に埋め込まれた鉄骨梁 20（梁端部 24）のフランジについては、上下フランジ 20A、20B 間にコンクリート 32 が充填されている場合は、上下フランジ 20A、20B の板曲げがコンクリート 32 によって拘束されているものと仮定することによって、上下フランジ 20A、20B 全幅を有効と考える。

[0123] また、柱 10 の内部に埋め込まれた鉄骨梁 20（梁端部 24）の上下フランジ 20A、20B とコンクリート 32 との支圧による代表変位を計算するための値、すなわち、抵抗要素 i の代表変位の作用線と、鉄骨梁において柱のコンクリートの内部に配置された部分の前記弾性回転中心との距離 $x_{d,i}$ は、式 2.13 及び式 2.14 から、弾性回転中心から有効支圧領域の縁端までの距離 l_{eff} を用いて以下の式 2.18 で表される。

[0124] また、モーメント抵抗を計算するための腕の長さ、すなわち、抵抗要素の反力の重心と、鉄骨梁において柱のコンクリートの内部に配置された部分の前記弾性回転中心との距離 $x_{l,i}$ は、式 2.13 及び式 2.14 から、弾性回転中心から有効支圧領域の縁端までの距離 l_{eff} を用いて以下の式 2.19 で表される。

[数47]

$$x_{d,i} = x_{d,c} = \frac{l_{eff}}{2} \quad \text{式 2.18}$$

[数48]

$$x_{l,i} = x_{l,c} = \frac{2}{3} l_{eff} \quad \text{式 2.19}$$

[0125] 図3の場合、上フランジ20Aの上フランジ端部外面抵抗要素24Aaの有効支圧領域の長さは、「 $l_{eff, t}$ 」で例示されている。また、上フランジ20Aの上フランジ端部内面抵抗要素24Baの有効支圧領域の長さは、「 $l_{eff, b}$ 」で例示されている。また、下フランジ20Bの下フランジ端部内面抵抗要素24Caの有効支圧領域の長さは、「 $l_{eff, t}$ 」で例示されている。また、下フランジ20Bの下フランジ端部外面抵抗要素24Daの有効支圧領域の長さは、「 $l_{eff, b}$ 」で例示されている。また、有効支圧領域の幅は、いずれも b_{eff} で例示されている。

[0126] (フェースベアリングプレートとコンクリートの支圧による弾性剛性)

次に、フェースベアリングプレート30と柱10のコンクリート32との支圧抵抗に関する弾性剛性について説明する。

[0127] フェースベアリングプレート30については、支圧面の周辺の拘束条件が、適切に考慮される必要がある。ここでは、ウェブ20Cによるフェースベアリングプレート30の面外変形拘束は無視される。前述の公知文献3「EN1993-1-8:2005 Eurocode 3: Design of steel structures Part 1-8: Design of joints, BSI, 2010」を参考に、図6に示す通り、下フランジ20Bの軸線上に作用する圧縮力が、フェースベアリングプレート30の有効支圧領域を介してコンクリート32に伝達されるものと仮定する。

[0128] また、有効支圧領域の長さ l_{eff} 及び幅 b_{eff} は、鉄骨梁20の下フランジ20Bの幅 B_f (mm)、ウェブ20Cの厚み t_w (mm)、フェースベアリングプレート30の板厚 t_{fb} (mm)、局所支圧に対するコンクリート32の圧縮耐力 f_{jd} (N/mm²)、及び、フェースベアリングプレート30の降伏応力 f_y (N/mm²)を用いて、以下の式2.20及び式2.21で計算される。

[数49]

$$b_{eff} = B_f - t_w \quad \text{式 2.20}$$

[数50]

$$l_{eff} = t_{fb} \sqrt{\frac{f_y}{3\gamma_{M0} \cdot f_{jd}}} \quad \text{式 2.21}$$

[0129] 式2. 21中の「 γ_{M0} 」は、鋼材の強度のばらつきを考慮した低減係数である。低減係数 γ_{M0} の値は、ここでは、「1. 0」と設定される。

[0130] 前述の公知文献4「Lambe T.W., Whitman R.V.: Soil Mechanics, MIT, John Wiley & Sons, Inc., New York, 1969」によると、式2. 21は、片持梁の最大曲げモーメントが弾性限曲げモーメントに達するときの梁長さを逆算したものである。また、Tスタブのコンクリートとの支圧面を有する鋼板の曲げが考慮され、Tスタブが片持梁としてコンクリートの支圧強度と等しい等分布荷重を受けるモデルが仮定されている。すなわち、式2. 21は、支圧強度の計算に用いる有効支圧領域の長さを表している。

[0131] 一方で、前述の公知文献4「Lambe T.W., Whitman R.V.: Soil Mechanics, MIT, John Wiley & Sons, Inc., New York, 1969」においては、支圧面の剛性計算に用いる有効支圧領域の寸法について、鋼板の曲げ変形（正弦波形）を考慮した正味の支圧領域の長さ C_{fl} （mm）は、以下の式2. 23で表される。また、長さ C_{fl} と等価な一様な支圧変形状態に換算された有効支圧領域の長さ C_r （mm）= l_{eff} は、以下の式2. 22で表される。また、支圧変形に対するひずみを定義する有効深さ h_{eq} （mm）は、以下の式2. 24で表される。

[数51]

$$C_r = C_{fl} \cdot \frac{2}{\pi} \quad \text{式 2.22}$$

[数52]

$$C_{fl} = t \sqrt{\frac{(\pi/2)^4}{12} \cdot \xi \cdot \frac{E}{E_c}} \quad \text{式 2.23}$$

[数53]

$$h_{eq} = \xi \cdot C_{fl} = \alpha_c \cdot \alpha_{rig} = \alpha_c \cdot b_{eff} \quad \text{式 2.24}$$

[0132] ここで、式2. 23及び式2. 24中の「 ξ 」は、有効深さ h_{eq} の長さ C_{fl} に対する比である。さらに、式2. 24中の「 α_c 」は、前述の公知文献3「EN1993-1-8:2005 Eurocode 3: Design of steel structures Part 1-8: Design of joints, BSI, 2010」、及び前述の公知文献5「Martin Steenhuis他: Concrete in compression and base plate in bending, HERON Vol. 53, No. 1/2, 2008」を参考に、係数を α と設定して、以下の式2. 25で表される。

[数54]

$$\alpha_c = \alpha \cdot \sqrt{C_r / b_{eff}} \quad \text{式 2.25}$$

[0133] よって、式2. 24は、以下の式2. 26で表される。

[数55]

$$\xi = \frac{\alpha \sqrt{C_r \cdot b_{eff}}}{C_{fl}} \quad \text{式 2.26}$$

[0134] そして、式2. 22に式2. 23及び式2. 26を代入すると、以下の式2. 27が成り立つ。

[数56]

$$C_r = t^{6/7} \cdot \left(\frac{\alpha}{12} \cdot \frac{E}{E_c} \right)^{2/7} \cdot b_{eff}^{1/7} = l_{eff} \quad \text{式 2.27}$$

[0135] 一方で、前述の公知文献3「EN1993-1-8:2005 Eurocode 3: Design of steel structures Part 1-8: Design of joints, BSI, 2010」では、式2.21は、強度計算及び剛性計算の双方に用いてもよいとされている。これは、前述の公知文献4「Lambe T.W., Whitman R.V.: Soil Mechanics, MIT, John Wiley & Sons, Inc., New York, 1969」において、式2.21の値と式2.27の値とが、ほぼ同じとなるためである。

[0136] 以上から、式2.1及び式2.4と同様に、フェースベアリングプレート30とコンクリート32との支圧面の剛性 $k_{c,fb}$ (N/mm) 及び反力 $P_{c,fb}$ (N) は、以下の式2.28、式2.29及び式2.30で計算できる。

[数57]

$$k_{c,fb} = \frac{E_c \sqrt{b_{eff} \cdot C_r}}{\alpha} = \frac{E_c \sqrt{b_{eff} \cdot C_r}}{\alpha_c \sqrt{b_{eff} / C_r}} = \frac{E_c \cdot C_r}{\alpha_c} \quad \text{式 2.28}$$

[数58]

$$P_{c,fb} = k_{c,fb} \cdot \delta_{c,fb} \quad \text{式 2.29}$$

なお、式2.29中の「 $\delta_{c,fb}$ 」は、フェースベアリングプレート30の変位を意味する。

[数59]

$$\delta_{c,fb} = x_{c,fb} \cdot \phi_j \quad \text{式 2.30}$$

なお、式2.30中の「 $x_{c,fb}$ 」は、フェースベアリングプレート30とコンクリート32との距離を意味する。

[0137] また、フェースベアリングプレート30とコンクリート32との支圧力による代表変位を計算するための値、すなわち、抵抗要素*i*の代表変位の作用線と、鉄骨梁において柱のコンクリートの内部に配置された部分の前記弾性回転中心との距離 $x_{d,i}$ は、図6から、スラブ22の厚み D_s (mm)、鉄骨梁20の高さ H (mm)、鉄骨梁20の下フランジ20Bの厚み t_f (mm)、及び、スラブ22の上面から弾性回転中心までのZ方向に沿って測った距

離 x_n (mm) を用いて、以下の式 2.31 で表される。

- [0138] また、モーメント抵抗を計算するための腕の長さ、すなわち、抵抗要素の反力の重心と、鉄骨梁において柱のコンクリートの内部に配置された部分の前記弾性回転中心との距離 $x_{l,i}$ も、同様に、20Bの厚み沿って測った距離以下の式 2.31 で表される。

[数60]

$$x_{d,i} = x_{l,i} = x_{c,fb} = D_s + H - x_n - t_f - \frac{C_r}{2} \quad \text{式 2.31}$$

- [0139] 以上の説明では、柱10と梁12との接合部14の変形状態が、鉄骨部分である鉄骨梁20の梁端部24の剛体回転でモデル化され、モーメント抵抗を生じる、鋼とコンクリートとの支圧部に関する弾性剛性（すなわち、回転剛性）の計算方法が記された。

- [0140] （接合部14の耐力の評価方法）

次に、接合部14の耐力を評価することにより、柱梁接合部を設計する場合について説明する。接合部14の耐力 $M_{j,Rd}$ は、抵抗要素 i から梁端部24の回転中心までの距離 $x_{u,i}$ (mm) と、抵抗要素 i の最大反力 $F_{i,Rd}$ (N) の積の和として、次式で求められる。また、本実施形態では、抵抗要素 i から梁端部24の回転中心までの距離 $x_{u,i}$ は、抵抗要素 i の反力の重心から梁端部24の回転中心までの距離 $x_{u,i}$ である。なお、柱10と梁12との接合部14の終局状態は、鉄骨梁20の梁端部24の剛体回転により、鉄骨梁20の梁端部24の回転を拘束する各抵抗要素の反力がすべて最大耐力に達していると仮定されている。

[数61]

$$M_{j,Rd} = \sum_i F_{i,Rd} \cdot x_{u,i} \quad \text{式3.1}$$

- [0141] 式3.1では、接合部14内の各抵抗要素が完全剛塑性の荷重変形関係を

有するものと設定されている。また、全ての抵抗要素が塑性流れを生じる状態（すなわち、メカニズム）であると仮定されている。この仮定によって求められるモーメント抵抗によって、真の崩壊荷重よりも大きい値が、上界として得られる。このため、任意の回転中心に対して、式 3. 1 を用いてモーメント抵抗が求められる計算が実行される。また、その計算の中で、崩壊荷重を最小化する回転中心が、終局回転中心として求められる。終局回転中心が求められた時のモーメント抵抗が、接合部 14 のモーメント耐力（すなわち、接合部 14 の最大モーメント耐力 $M_{j, Rd}$ ）として設定される。

[0142] 接合部 14 内の抵抗要素としては、スラブ 22 内に配置された接合部補強筋 28 の引張抵抗、接合部 14 内のスタッド 26 の引き抜き抵抗、フェースベアリングプレート 30 と柱 10 のコンクリート 32 との支圧抵抗、鉄骨梁 20 の上フランジ 20A と柱 10 のコンクリート 32 との支圧抵抗、及び、下フランジ 20B と柱 10 のコンクリート 32 との支圧抵抗を設定できる。

[0143] その他、抵抗要素としては、鉄骨梁 20 のウェブ 20C と柱 10 のフィンプレート 36 とを繋ぐボルト接合部の摩擦によるすべり抵抗、支圧によるボルト 34 のせん断変形抵抗、ボルト孔の局所変形抵抗、及び、フィンプレート 36 のせん断抵抗を設定できる。

[0144] 各抵抗要素について、塑性流れを生じる反力としての耐力 $F_{i, Rd}$ が必要であるが、上述の各抵抗要素のうち、ここでは、相対的に耐力が大きくモーメント抵抗の計算上無視できないものとして、スラブ 22 内に配置された接合部補強筋 28 の引張抵抗、接合部 14 内のスタッド 26 の引き抜き抵抗、フェースベアリングプレート 30 と柱 10 のコンクリート 32 との支圧抵抗、鉄骨梁 20 の上フランジ 20A と柱 10 のコンクリート 32 との支圧抵抗、及び、下フランジ 20B と柱 10 のコンクリート 32 との支圧抵抗を考慮した各々の耐力について説明する。なお、他の抵抗要素についても適切に考慮してモーメント抵抗を求めてもよい。

[0145] （接合部補強筋の耐力）

図 10A に示すように、反力 $F_{i, Rd}$ に対応する、スラブ 22 内に配置され

た接合部補強筋 2 8 の引張抵抗についての耐力、すなわち接合部補強筋 2 8 の耐力 $F_{r, Rd}$ (N) は、スラブ 2 2 有効幅内の接合部補強筋 2 8 の総断面積 a_r (mm²) と降伏応力 $f_{r, y}$ (N/mm²) とを用いて、以下の式 3. 2 で表現できる。

[数62]

$$F_{r, Rd} = a_r \cdot f_{r, y} \quad \text{式3. 2}$$

[0146] または、降伏応力 $f_{r, y}$ の代わりに、引張強さ $f_{r, u}$ が用いられてもよい。

[0147] また、接合部補強筋 2 8 の反力によるモーメント抵抗を計算するための腕の長さ、すなわち、鉄骨梁において柱のコンクリートの内部に配置された部分の回転中心と反力の作用線との距離 $x_{u, i}$ は、以下の式 3. 3 で表される。なお、距離 $x_{u, i}$ は、抵抗要素 i の反力の重心から梁端部 2 4 の回転中心までの距離である。

[数63]

$$x_{u, i} = x_{u, r} = x_{u, n} - d_r \quad \text{式3. 3}$$

[0148] 式 3. 3 中の「 $x_{u, n}$ 」は、接合部 1 4 の回転中心とスラブ 2 2 の表面との間の距離の、鉛直方向の軸 (Z 軸) と平行な成分 (mm) である。また、式 3. 3 中の「 d_r 」は、接合部補強筋 2 8 の断面の中心 (接合部補強筋 2 8 が複層配筋である場合は、複層配筋の重心) からスラブ 2 2 の表面までの距離の、鉛直方向の軸 (Z 軸) と平行な成分 (mm) である。

[0149] (柱内のスタッドのせん断耐力)

次に、図 10 A に示すように、反力 $F_{i, Rd}$ に対応する、接合部 1 4 内 (柱内) のスタッド 2 6 の引き抜き抵抗についてのせん断耐力、すなわち、柱内のスタッド 2 6 の最大耐力 $F_{st, Rd}$ (N) を説明する。最大耐力 $F_{st, Rd}$ (N) については、公知文献 6 「日本建築学会：各種合成構造設計指針・同解説, 第2版, 2010.11」の「第4編4.2節4.2」に記載されている頭付きアンカーボ

ルトのせん断耐力の算定式が援用される。

[0150] 最大耐力 $F_{st, Rd}$ としては、スタッド 26 のせん断強度により決まる耐力 T_{st1} 、コンクリート 32 の支圧強度により決まる耐力 T_{st2} 、スタッド 26 の前面の柱 10 のコンクリート 32 のコーン状破壊により決まる耐力 T_{st3} のうちの、いずれか小さい値が採用される。

[0151] (i) スタッドのせん断強度により決まるせん断耐力

耐力 T_{st1} (N) は、スタッド 26 の本数 n_{st} と、スタッド 26 一本あたりのせん断耐力 q_{a1} (N) とを用いて、以下の式 3. 4 で与えられる。

[数64]

$$T_{st1} = n_{st} \cdot q_{a1} = n_{st} \cdot \phi_1 \cdot {}_s\sigma_{qa} \cdot {}_{sc}a \quad \text{式3. 4}$$

[0152] 式 3. 4 中の「 ϕ_1 」は、低減係数である。低減係数 ϕ_1 の値は、ここでは、「1. 0」と設定される。式 3. 4 中の「 ${}_s\sigma_{qa}$ 」は、スタッド 26 のせん断強度 (N/mm²) である。せん断強度 ${}_s\sigma_{qa}$ の値としては、材料試験の 0. 2 % 降伏耐力の $1/3^{1/2}$ の値が用いられる。式 3. 4 中の「 ${}_{sc}a$ 」は、スタッド 26 の軸部の断面積 (mm²) である。

[0153] (ii) コンクリートの支圧強度により決まるせん断耐力

耐力 T_{st2} (N) は、スタッド 26 の本数 n_{st} と、スタッド 26 一本あたりのコンクリート 32 との支圧耐力 q_{a2} (N) とを用いて、以下の式 3. 5 で与えられる。

[数65]

$$T_{st2} = n_{st} \cdot q_{a2} = n_{st} \cdot \phi_2 \cdot 0.5 \sqrt{f_{cd} \cdot E_c} \cdot {}_{xc}a \quad \text{式3. 5}$$

[0154] 式 3. 5 中の「 ϕ_2 」は、コンクリート耐力の低減係数であり、低減係数 ϕ_2 の値は、ここでは、「1. 0」と設定される。式 3. 5 中の「 f_{cd} 」は、柱 10 のコンクリート 32 の圧縮強度 (N/mm²) である。また、式 3. 5 中の「 E_c 」は、コンクリートのヤング係数 (N/mm²) である。圧縮強度 f_{cd} の値及びヤング係数 E_c の値としては、ともに、材料試験の値が用いられる。

。

[0155] (i i i) 柱コンクリートのコーン状破壊により決まるせん断耐力

耐力 T_{st3} (N) は、コーン状破壊の耐力 q_{a3} (N) を用いて、以下の式 3. 6 で与えられる。

[数66]

$$T_{st3} = q_{a3} = \phi_2 \cdot c \cdot \sigma_t \cdot A_{qc} \quad \text{式3. 6}$$

[0156] 式 3. 6 中の「 $c \cdot \sigma_t$ 」は、コーン状破壊に対するコンクリート 3 2 の引張強度 (N/mm²) である。引張強度 $c \cdot \sigma_t$ の設定では、公知文献 6 「日本建築学会：各種合成構造設計指針・同解説，第2版，2010.11」に与えられる以下の式 3. 7 が用いられる。

[数67]

$$c \cdot \sigma_t = 0.31 \sqrt{f_{cd}} \quad \text{式3. 7}$$

[0157] 式 3. 6 中の「 A_{qc} 」は、コーン状破壊面の有効投影面積 (mm²) であり、以下の式 3. 8 で求められる。

[数68]

$$A_{qc} = \min \{0.5\pi c^2 \cdot n_r, 0.5\pi c^2 + sc(n_r - 1)\} \quad \text{式3. 8}$$

[0158] 式 3. 8 中の「 c 」は、柱 1 0 のコンクリート 3 2 表面から最も奥にあるスタッド 2 6 の軸芯から、柱 1 0 のコンクリート 3 2 表面までの距離 (mm) である (図 7 参照)。また、式 3. 8 中の「 s 」は、同一深さの列にあるスタッド 2 6 の間隔 (mm) である (図 7 参照)。また、式 3. 8 中の「 n_r 」は、同一深さの列にあるスタッド 2 6 の本数である (図 7 参照)。

[0159] また、柱 1 0 内のスタッド 2 6 の反力によるモーメント抵抗を計算するための腕の長さ、すなわち、鉄骨梁において柱のコンクリートの内部に配置さ

れた部分の回転中心と反力の作用線との距離 $x_{u,i}$ は、以下の式 3. 9 で表される。

[数69]

$$x_{u,i} = x_{u,st} = x_{u,n} - D_s \quad \text{式3. 9}$$

[0160] (梁フランジ面とコンクリートの支圧耐力)

次に、鉄骨梁 20 の上フランジ 20 A 及び下フランジ 20 B と柱 10 のコンクリート 32 との支圧抵抗についての支圧耐力、すなわち、梁フランジ面とコンクリートの支圧耐力 $F_{c,Rd}$ (N) について説明する。前述の公知文献 3 「EN1993-1-8:2005 Eurocode 3: Design of steel structures Part 1-8: Design of joints, BSI, 2010」では、ベースプレートとコンクリートとが一樣な支圧状態下にあるとき、支圧耐力 $F_{c,Rd}$ は、以下の式 3. 10 で与えられる。

[数70]

$$F_{c,Rd} = f_{jd} \cdot b_{eff} \cdot \beta \cdot l_{eff} \quad \text{式3. 10}$$

[0161] ここで、式 3. 10 中の「 b_{eff} 」は、コンクリートの有効支圧領域の幅 (mm) を表わす。また、式 3. 10 中の「 l_{eff} 」は、コンクリートの有効支圧領域の長さ (mm) を表わす。幅 b_{eff} は、弾性剛性の計算剛性の場合と同様、鉄骨梁 20 の上下フランジ 20 A、20 B と柱 10 のコンクリート 32 との支圧面においては、コンクリート 32 による上下フランジ 20 A、20 B の面外変形の拘束が考慮され、上下フランジ 20 A、20 B の全幅が採用される。

[0162] また、長さ l_{eff} は、前述の公知文献 3 「EN1993-1-8:2005 Eurocode 3: Design of steel structures Part 1-8: Design of joints, BSI, 2010」では、一樣な支圧変形が仮定されているため、全支圧面の長さが用いられる ($\beta = 1$)。

[0163] 一方、図 8 A のような回転変形の場合は、応力勾配がある状態に対して、応力が一様な状態であるストレスブロックが仮定される。このため、低減係数 β を用いて、図 8 A 及び図 8 B に示すように、長さ l_{eff} は、実際の応力分布と等価な支圧面に換算される。一方、低減係数 β は、例えば、公知文献 7 「EN1992-1-1:2004 Eurocode2: Design of concrete structures Part 1-1: General rules and rules for buildings」では、コンクリート 3 2 の圧縮強度 f_{cd} に応じた以下の式 3. 1 1 で定められる。

[数71]

$$\beta = 0.8 - (f_{cd} - 50)/400 \leq 0.8 \quad \text{式3. 11}$$

[0164] また、公知文献 8 「日本建築学会：鉄筋コンクリート柱・鉄骨梁混合構造の設計と施工，第1版，2001.1」には、低減係数 β は 0. 6 ～ 0. 8 5 の範囲であると記載されている。

[0165] さらに、式 3. 1 0 中の「 f_{jd} 」は、局所支圧に対するコンクリート 3 2 の圧縮耐力であり、以下の式 3. 1 2 で定義される。

[数72]

$$f_{jd} = \beta_j \cdot f_{cd} \cdot \lambda_c \quad \text{式3. 12}$$

[0166] ここで、式 3. 1 2 中の「 λ_c 」は、局所支圧に対する耐力割増係数である。耐力割増係数 λ_c は、前述の公知文献 7 「EN1992-1-1:2004 Eurocode2: Design of concrete structures Part 1-1: General rules and rules for buildings」や公知文献 8 「日本建築学会：鉄筋コンクリート柱・鉄骨梁混合構造の設計と施工，第1版，2001.1」に従い、求められる。例えば、公知文献 7 によると、以下の式 3. 1 3 で計算できる。

[数73]

$$\lambda_c = \sqrt{A_{c1}/A_{c0}} \leq 3 \quad \text{式3. 13}$$

[0167] ここで、式3. 12中の「 A_{c0} 」は、局所の有効支圧面積（ mm^2 ）である。また、式3. 12中の「 A_{c1} 」は、最大支圧応力分布面積（ mm^2 ）である。半空間においては、有効支圧面積 A_{c0} の相似形、かつ、面中心の法線が一致するような投影面が仮定される（図9 A及び図9 B参照）。投影面においてコンクリート32のエッジから外側の部分が存在する場合は、外側の部分を減じたものを、最大支圧応力分布面積 A_{c1} と設定する（例えば図9 Bのモデル参照）。

[0168] 式3. 12中の「 β_j 」は、支圧面の材料による低減係数である。低減係数 β_j の値は、ここでは、「1. 0」と設定される。なお、敷きモルタル等が用いられる場合は、低減係数 β_j の値は、例えば「2/3」等と設定できる。

[0169] また、ストレスブロックによるモーメント抵抗を計算するための腕の長さとしての距離 $x_{u,i}$ は、図8 A及び図8 Bのモデルから、回転中心から支圧応力による合力の作用線までの距離 l_{eff} を用いて、以下の式3. 14で表される。

[数74]

$$x_{u,i} = x_{u,c} = l_{eff} \left(1 - \frac{\beta}{2} \right) \quad \text{式3. 14}$$

[0170] 図8 A及び図8 Bにおいては、上フランジ20 Aの上フランジ端部外面抵抗要素24 A aの有効支圧領域の長さは、「 $l_{eff,t}$ 」で例示されている。また、下フランジ20 Bの下フランジ端部外面抵抗要素24 D aの有効支圧領域の長さは「 $l_{eff,b}$ 」で例示されている。また、上フランジ端部外面抵抗要素24 A aの有効支圧領域の幅、及び、下フランジ端部外面抵抗要素24 D

aの有効支圧領域の幅は、いずれも「 b_{eff} 」で例示されている。

[0171] 初期剛性に対しては、柱10のコンクリート32のうち、上下フランジ20A、20B内方のコンクリート32とその外側のコンクリート32との一体性が保たれ、上下フランジ20A、20Bの内側も支圧抵抗を有する。

[0172] しかし、終局耐力時においては、上フランジ20Aの上フランジ端部内面抵抗要素24Baと、下フランジ20Bの下フランジ端部内面抵抗要素24Caとは、終局耐力の導出に考慮しないことと設定される。

[0173] これは、終局耐力時は、鉄骨梁20を包絡する矩形部分とこの矩形部分の外側との間のねじれによってコンクリート32が破壊され、柱10の上下フランジ20A、20B内方のコンクリート32との間の一体性を保つことができないとの考えに基づく。矩形部分の外側は、上下フランジ20A、20Bの幅方向端部である。また、上下フランジ20A、20Bの内側は抵抗要素として効かなくなるとの考えに基づく。

[0174] 図8A及び図8Bにおいて、距離 $x_{u,i}$ に対応する長さは、上フランジ20Aの上フランジ端部外面抵抗要素24Aaについては「 $x_{u,ct}$ 」で例示されている。また、下フランジ20Bの下フランジ端部外面抵抗要素24Daについては、距離 $x_{u,i}$ に対応する長さは、「 $x_{u,cb}$ 」で例示されている。

[0175] 同様に、図8A及び図8Bにおいて、反力 $F_{i,Rd}$ に対応する耐力は、上フランジ20Aの上フランジ端部外面抵抗要素24Aaについては「支圧耐力 $F_{ct,Rd}$ 」で例示された。また、下フランジ20Bの下フランジ端部外面抵抗要素24Daの支圧耐力については「 $F_{cb,Rd}$ 」で例示されている。

[0176] (フェースベアリングプレートと柱のコンクリートの支圧耐力)

次に、反力 $F_{i,Rd}$ に対応する、フェースベアリングプレート30と柱10のコンクリート32との支圧抵抗についての支圧耐力 $F_{c,fb,Rd}$ (N)を説明する。支圧耐力 $F_{c,fb,Rd}$ は、梁フランジ面とコンクリートの支圧耐力の場合と同様、前述の公知文献3「EN1993-1-8:2005 Eurocode 3: Design of steel structures Part 1-8: Design of joints, BSI, 2010」の以下の式3.15を用いて設定される。また、図10A及び図10Bに示すように、フェ

ースベアリングプレート 30 とコンクリート 32 とが一樣な支圧状態下にあると仮定されている。

[数75]

$$F_{c,fb,Rd} = f_{jd} \cdot b_{eff} \cdot l_{eff} \quad \text{式3. 15}$$

[0177] ここで、式 3. 15 中の「 b_{eff} 」は、コンクリート 32 の有効支圧面の幅 (mm) である。また、式 3. 15 中の「 l_{eff} 」は、コンクリート 32 の有効支圧面の長さ (mm) である。幅 b_{eff} の設定では、弾性剛性の計算剛性と同様、上下フランジ 20A、20B と柱 10 のコンクリート 32 との支圧面においては、コンクリート 32 による上下フランジ 20A、20B の面外変形の拘束が考慮され、上下フランジ 20A、20B の全幅が採用される。

[0178] 長さ l_{eff} は、前述の公知文献 3 「EN1993-1-8:2005 Eurocode 3: Design of steel structures Part 1-8: Design of joints, BSI, 2010」、及び、前述の公知文献 5 「Martin Steenhuis 他: Concrete in compression and base plate in bending, HERON Vol. 53, No. 1/2, 2008」の以下の式 3. 16 を用いて設定できる。

[数76]

$$l_{eff} = t_{fb} \sqrt{\frac{f_y}{3\gamma_{M0} \cdot f_{jd}}} \quad \text{式3. 16}$$

[0179] ここで、式 3. 16 中の「 t_{fb} 」は、フェースベアリングプレート 30 の板厚 (mm) である。また、式 3. 16 中の「 f_{jd} 」は、局所支圧に対するコンクリート 32 の圧縮耐力 (N/mm^2) である。圧縮耐力 f_{jd} は、式 3. 12、式 3. 13 によって説明されたものと同様である。また、式 3. 16 中の「 f_y 」は、フェースベアリングプレート 30 の降伏応力 (N/mm^2)

である。

[0180] また、式 3. 16 中の「 γ_{M0} 」は、鋼材の強度のばらつきを考慮するための低減係数であり、低減係数 γ_{M0} の値は、ここでは、「1. 0」と設定されている。式 3. 13 中で説明した有効支圧面積 A_{c0} (mm^2) 及び最大支圧応力分布面積 A_{c1} (mm^2) について、図 11 に示す投影面が仮定される。また、低減係数 β_j の値は、「1. 0」と設定される。

[0181] また、ストレスブロックによるモーメント抵抗を計算するための腕の長さとしての距離 $x_{u,i}$ は、図 10A 及び図 10B のモデルから、回転中心から支圧応力による合力の作用線までの距離 l_{eff} を用いて、以下の式 3. 17 で表される。

[数77]

$$x_{u,i} = x_{u,c,fb} = D_s + H - x_{u,n} - t_f - \frac{l_{eff}}{2} \quad \text{式3. 17}$$

[0182] 以上の説明では、接合部 14 の終局状態におけるモーメント耐力を、各抵抗要素の最大耐力の累加によって、上界から予測する方法が記された。この方法に基づいて鉄骨梁 20 の各部の寸法や、抵抗要素の数量（有無、ある場合は数量も）、位置を設定することで、柱 10 と梁 12 との接合部 14 のモーメント耐力を、所望のモーメント耐力に設定することができる。すなわち、必要モーメント耐力 $M_{j,Ed}$ 以上となるように調整することができる。

[0183] （実施例 1）

（計算結果と実験結果の比較）

本開示の柱梁接合部の効果を確認するため、本開示図 1 及び図 2 に示す実施形態の柱梁接合部について、梁に鉛直方向下向きの $-Z$ 方向に荷重を作用させて、接合部の回転角とモーメントとの関係を取得した。そして、式 1 ～ 式 3. 17 を用いて接合部の回転剛性及びモーメント耐力を計算した結果と実験結果とを比較した。

[0184] 接合部 14 における鉄骨梁 20 の梁端部 24 のモーメントと回転角との関

係は、式 1 ～ 式 3. 17 の手順に則り、初期の回転剛性 $S_{j, ini}$ (Nmm/rad) 及び最大モーメント耐力 $M_{j, Rd}$ (Nmm) を求めることで、バイリニアモデルで定義できる。ここでは、最大モーメント耐力 $M_{j, Rd}$ の $2/3$ 倍を弾性限と設定した。設定された弾性限を超えるモーメントが作用した場合は、初期の回転剛性 $S_{j, ini}$ よりも回転剛性が低下するものと規定した。

[0185] また、最大モーメント耐力 $M_{j, Rd}$ (Nmm) が成立するときの割線剛性 S_j (Nmm/rad) は、 $S_{j, ini}$ を剛性低減率 η (> 1) で除した値で定めたトリリニアモデルで定義されるものとした (図 12 参照)。トリリニアモデルが適用される場合は、回転剛性 $S_{j, ini}$ を弾性回転剛性として接合部の作用モーメントが計算される。また、最大モーメント耐力 $M_{j, Rd}$ の $2/3$ 倍以下のモーメントが作用した場合は、そのまま実施できるものとした。

[0186] そして、回転剛性 $S_{j, ini}$ を弾性回転剛性として接合部の作用モーメントを計算し、最大モーメント耐力 $M_{j, Rd}$ の $2/3$ 倍を超えるモーメントが作用した場合は、新たに割線剛性 S_j を弾回転剛性として接合部の作用モーメントを計算した。計算された作用モーメントが最大モーメント耐力 $M_{j, Rd}$ 以下であれば、実施可能、すなわち、本開示の請求の範囲内であると判断した。また、計算された作用モーメントが最大モーメント耐力 $M_{j, Rd}$ を超えた場合は、実施不可能、すなわち、本開示の請求の範囲外であると判断した。なお、回転剛性 $S_{j, ini}$ 及び最大モーメント耐力 $M_{j, Rd}$ 、 η は、以下の式 4. 1、式 4. 2 及び式 4. 3 によって設定される。

[数78]

$$S_j = S_{j, ini} = \sum_i (k_i \cdot x_{d,i} \cdot x_{l,i}) \quad \text{式 4. 1}$$

$$\left(M_{j, Ed} \leq \frac{2}{3} M_{j, Rd} \text{ のとき} \right)$$

[数79]

$$M_{j,Rd} = \sum_i (F_{i,Rd} \cdot x_{u,i}) \quad \text{式4.2}$$

[数80]

$$S_j = S_{j,ini} / \eta \quad \text{式4.3}$$

$$\left(M_{j,Ed} > \frac{2}{3} M_{j,Rd} \text{ のとき} \right)$$

[0187] 図12に記載の変形性能 ϕ_{cd} は、各抵抗要素が変形量の限界に達するときの回転角 $\phi_{cd,i}$ のうちの最小値(rad)である。終局回転中心から各抵抗要素までの距離 $x_{u,i}$ と回転角 ϕ_j との積が各抵抗要素の変形量の限界 $\delta_{u,i}$ (mm)と等しい場合において、回転角 ϕ_j について解くと、最小値の回転角 $\phi_{cd,i}$ は、 $\phi_{cd,i} = \delta_{u,i} / x_{u,i}$ によって求めることができる。

[0188] (接合部補強筋の弾性剛性と耐力)

実施例1では、接合部補強筋28を $i = 1$ 番目の抵抗要素と設定した場合、弾性剛性 k_r (N/mm)、弾性時の力の釣り合いを満たす弾性回転中心から鉄筋までの距離(腕の長さ) $x_r (= x_{d,1}, x_{l,1} \text{ (mm)})$ 、終局耐力時の回転中心から鉄筋までの距離(腕の長さ) $x_{u,r} (= x_{u,1} \text{ (mm)})$ 、及び、耐力 $F_{r,Rd}$ (N)は、以下の式4.4～式4.11を用いて求めた。

[0189] 式中の各パラメータの定義は、式1～式3.17で説明したものと同一である。また、下記の表1は、鉄筋の剛性及び耐力計算に用いる各パラメータを示す。実施例1における実験では、表1に示す条件($E_r, a_r, h_r, \alpha, N, k_{sc}, h_s, d_s, l_h, E_a, l_a, \xi, d_r, f_{r,y}, x_n, x_{u,n}$)を用いて、式4.4～式4.11の「 $k_r, k_{slip}, K_{sc}, \nu, \xi, x_{d,1}, F_{r,Rd}, x_{u,1}$ 」が計算された。

[数81]

$$k_1 = k_r = \frac{E_r \cdot a_r}{\alpha \cdot h_r} \cdot k_{slip} \quad \text{式4. 4}$$

[数82]

$$k_{slip} = \frac{1}{1 + \frac{E_r \cdot a_r}{\alpha \cdot h_r \cdot K_{sc}}} \quad \text{式4. 5}$$

[数83]

$$K_{sc} = \frac{N \cdot k_{sc}}{\nu - \left(\frac{\nu - 1}{1 + \xi} \right) \frac{h_s}{d_s}} \quad \text{式4. 6}$$

[数84]

$$\nu = \sqrt{\frac{(1 + \xi) N \cdot k_{sc} \cdot l_h \cdot d_s^2}{E_a I_a}} \quad \text{式4. 7}$$

[数85]

$$\xi = \frac{E_a I_a}{d_s^2 \cdot E_r \cdot a_r} \quad \text{式4. 8}$$

[数86]

$$x_{d,1} = x_{l,1} = x_r = x_n - d_r \quad \text{式4. 9}$$

[数87]

$$F_{l,Rd} = F_{r,Rd} = a_r \cdot f_{r,y} \quad \text{式4. 10}$$

[数88]

$$x_{u,1} = x_{u,r} = x_{u,n} - d_r \quad \text{式4. 11}$$

[0190] (柱内のスタッドのせん断に対する弾性剛性と耐力)

実施例1では、柱10内のスタッド26を $i = 2$ 番目の抵抗要素と設定した場合、せん断による弾性剛性 k_{st} (N/mm)、弾性時の力の釣り合いを満たす終局回転中心からスタッドの根元までの距離 (すなわち、腕の長さ) x_{st} ($= x_{d,2}, x_{l,2}$ (mm))、終局耐力時の回転中心から鉄筋までの距離 (すなわち、腕の長さ) $x_{u,st}$ ($= x_{u,2}$ (mm))、及び、耐力 $F_{st,Rd}$ (N) は、以下の式4. 12～式4. 20を用いて求めることができる。

[0191] 式中の各パラメータの定義は、式1～式3. 17で説明したものと同一である。また、表2は、柱内スタッドの剛性及び耐力計算に用いる各パラメータを示す。実施例1における実験では、表2に示す条件 ($\phi_{st}, n_{st}, x_n, D_s, \phi_{1,s}, \sigma_{qa}, s_c a, \phi_2, f_{cd}, E_c, c, s, n_r$) を用いて、式4. 12～式4. 20の「 $k_2, x_{d,2}, F_{2,Rd}, x_{u,2}, T_{st1}, T_{st2}, T_s$

[数89]

$$k_2 = k_{st} = \phi_{st} \cdot 9.8 \cdot 10^3 \cdot n_{st} \quad \text{式4. 12}$$

[数90]

$$x_{d,2} = x_{l,2} = x_{st} = x_n - D_s \quad \text{式4. 13}$$

[数91]

$$F_{2,Rd} = F_{st,Rd} = \min(T_{st1}, T_{st2}, T_{st3}) \quad \text{式4. 14}$$

[数92]

$$x_{u,2} = x_{u,st} = x_{u,n} - D_s \quad \text{式4. 15}$$

[数93]

$$T_{st1} = n_{st} \cdot q_{a1} = n_{st} \cdot \phi_1 \cdot \sigma_{qa} \cdot a \quad \text{式4. 16}$$

[数94]

$$T_{st2} = n_{st} \cdot q_{a2} = n_{st} \cdot \phi_2 \cdot 0.5 \sqrt{f_{cd} \cdot E_c} \cdot a \quad \text{式4. 17}$$

[数95]

$$T_{st3} = q_{a3} = \phi_2 \cdot \sigma_t \cdot A_{qc} \quad \text{式4. 18}$$

[数96]

$$\sigma_t = 0.31 \sqrt{f_{cd}} \quad \text{式4. 19}$$

[数97]

$$A_{qc} = \min \{0.5\pi c^2 \cdot n_r, 0.5\pi c^2 + sc(n_r - 1)\} \quad \text{式4.20}$$

[0192] (梁本体のフランジ面とコンクリートの支圧に対する弾性剛性と耐力)

図13A及び図13Bに示すように、実施例1では、初期剛性に対しては、上下フランジ20A、20Bの内外面の全4か所（すなわち、 $i = 3, 4, 5, 6$ ）で支圧抵抗が生じると仮定した。また、最大耐力に対しては、上下フランジ20A、20Bの外面のみの全2か所（すなわち、 $i = 3, 6$ ）で支圧抵抗が生じると仮定した。

[0193] これは、初期剛性に対しては、上下フランジ20A、20B内方のコンクリート32とその外側のコンクリート32との一体性が保たれ、上下フランジ20A、20Bの内側も支圧抵抗を有するとの考えに基づく。しかし、終局状態においては、鉄骨梁20を包絡する矩形部分とその外側（すなわち、上下フランジ20A、20B幅方向端部）の間のねじれによってコンクリート32が破壊し、上下フランジ20A、20Bの内側は抵抗要素として効かなくなるものとの考えに基づく。

[0194] 上下フランジ20A、20B面とコンクリート32との支圧の弾性剛性 k 。
(N/mm)、弾性時の抵抗要素 i の支圧変位の代表点から回転中心までの距離 $x_{d, c, i}$ (mm)、弾性時の力の釣り合いを満たす回転中心から支圧力の重心までの距離（すなわち、腕の長さ） $x_{l, c, i}$ (mm)、終局耐力時の回転中心から支圧力の重心までの距離（すなわち、腕の長さ） $x_{u, c, i}$ (mm)、及び、耐力 $F_{c, i, Rd}$ (N)は、以下の式4.21～式4.35を用いて設定できる。抵抗要素 i は、上下フランジ20A、20Bの内外面からなる全4か所である（すなわち、 $i = 3, 4, 5, 6$ ）。

[0195] また、表3は、鉄骨梁の柱コンクリートに埋め込まれた部分と柱コンクリートとの界面の支圧抵抗による剛性及び耐力計算に用いる各パラメータを示す。式4.21～式4.35中の各パラメータとして、表3に示す値が用いられた。

[表3]

Parameter for flange bearing																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																						
梁フランジと柱コンクリートとの圧縮抵抗要素に関する諸元																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																						
i	$k_{c,i}$	[N/mm]	31.80	E_c	[N/mm ²]	38916	$\alpha_{c,i}$	[-]	0.62	$b_{eff,i}$	[mm]	200	B_f	[mm]	200																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																							

[数98]

$$k_{c,i} = \frac{E_c \sqrt{b_{eff,i} \cdot l_{eff,el,i}}}{\alpha_{c,i} \sqrt{b_{eff,i} / l_{eff,el,i}}} = \frac{E_c \cdot l_{eff,el,i}}{\alpha_{c,i}} \quad (i=3, 4, 5, 6) \quad \text{式4. 21}$$

[数99]

$$\alpha_{c,i} = 0.85 \sqrt{l_{eff,el,i} / b_{eff,i}} \quad (i=3, 4, 5, 6) \quad \text{式4. 22}$$

[数100]

$$l_{eff,el,i} = L_{em} - y_n \quad (i=3, 5) \quad \text{式4. 23}$$

[数101]

$$l_{eff,el,i} = y_n - t_{fb} \quad (i=4) \quad \text{式4. 24}$$

[数102]

$$l_{eff,el,i} = y_n \quad (i=6) \quad \text{式4. 25}$$

[数103]

$$b_{eff,i} = B_f \quad (i=3, 6) \quad \text{式4. 26}$$

[数104]

$$b_{eff,i} = B_f - t_w \quad (i=4, 5) \quad \text{式4. 27}$$

[数105]

$$x_{d,c,i} = \frac{l_{eff,el,i}}{2} \quad (i=3, 4, 5, 6) \quad \text{式4. 28}$$

[数106]

$$x_{l,c,i} = \frac{2}{3} l_{eff,el,i} \quad (i=3, 4, 5, 6) \quad \text{式4. 29}$$

[数107]

$$F_{c,i,Rd} = f_{jd} \cdot b_{eff,i} \cdot \beta \cdot l_{eff,u,i} \quad (i=3, 4, 5, 6) \quad \text{式4. 30}$$

[数108]

$$f_{jd} = \beta_j \cdot f_{cd} \cdot \lambda_c \quad \text{式4. 31}$$

[数109]

$$\lambda_c = \sqrt{A_{c1}/A_{c0}} \leq 3 \quad \text{式4. 32}$$

[数110]

$$x_{u,c,i} = l_{eff,u,i} \left(1 - \frac{\beta}{2} \right) \quad (i=3, 4, 5, 6) \quad \text{式4. 33}$$

[数111]

$$l_{eff,u,i} = L_{em} - y_{u,n} \quad (i=3) \quad \text{式4. 34}$$

[数112]

$$l_{eff,u,i} = y_{u,n} \quad (i=6) \quad \text{式4. 35}$$

[0196] ここで、式4. 21～式4. 35中において、「 B_f 」は、鉄骨梁20の上
下フランジ20A、20Bの幅(mm)である。また、「 t_w 」は、鉄骨梁2
0のウェブ20Cの板厚(mm)である。また、「 t_{fb} 」は、フェースベアリ

ングプレート 30 の板厚 (mm) である。また、「 L_{em} 」は、鉄骨梁 20 の柱 10 のコンクリート 32 への埋め込み長さ (mm) である。

[0197] また、式 4. 21 ~ 式 4. 35 中の「 y_n 」は、柱 10 のコンクリート 32 外面（フェースベアリングプレート 30 側）から弾性時の力の釣り合いを満たす弾性回転中心までの x 軸と平行な方向における水平距離 (mm) である。また、「 $y_{u,n}$ 」は、柱 10 のコンクリート 32 の外面から終局回転中心までの水平距離 (mm) である。柱 10 のコンクリート 32 の外面は、フェースベアリングプレート 30 側の面である。

[0198] (フェースベアリングプレートとコンクリートの支圧に対する弾性剛性と耐力)

実施例 1 では、ウェブ 20C によるフェースベアリングプレート 30 の面外変形拘束は無視した。また、下フランジ 20B の軸線上に作用する圧縮力が、フェースベアリングプレート 30 の有効支圧領域を介して面内で一様な支圧力としてコンクリート 32 に伝達されるものと設定した。また、フェースベアリングプレート 30 とコンクリート 32 の支圧を、 $i = 7$ 番目の抵抗要素と設定した。

[0199] また、弾性剛性 $k_{c,fb}$ (N/mm)、弾性時の支圧領域の代表変位の作用線から弾性回転中心までの距離 $x_{d,c,fb}$ ($= x_{d,7}$ (mm))、弾性時の力の釣り合いを満たす弾性回転中心から支圧力の重心までの距離（すなわち、腕の長さ） $x_{l,c,fb}$ ($= x_{l,7}$ (mm))、終局耐力時の回転中心から支圧力の重心までの距離（すなわち、腕の長さ） $x_{u,c,fb}$ (mm)、及び、耐力 $F_{c,fb,Rd}$ (N) は、以下の式 4. 36 ~ 式 4. 43 を用いて設定した。

[0200] 式中の各パラメータの定義は式 1 ~ 式 3. 17 で説明したものと同一である。また、表 4 は、フェースベアリングプレートとコンクリートとの支圧による剛性及び耐力計算に用いる各パラメータを示す。実施例 1 における実験は、表 4 に示す条件 (E_c , B_f , t_w , t_{fb} , f_y , γ_{M0} , β_j , $f_{cd,fb}$, A_{c0} , A_{c1}) を用いて、式 4. 36 ~ 式 4. 43 から「 $k_{c,fb}$, $x_{d,c,fb}$, $x_{l,c,fb}$, $F_{c,fb,Rd}$ 」を計算した。

[表4]

(i=7)Face plate bearing												
i	Parameter for face plate bearing											
梁に設けられたフェースベアリングプレートと柱コンクリートとの支圧抵抗要素に関する諸元												
7	$k_{c,fb}$	[N/mm]	11.71	E_c	[N/mm ²]	0	$b_{eff,fb}$	[mm]	191	B_f	[mm]	200
										t_w	[mm]	9
										t_{fb}	[mm]	16
										f_y	[N/mm ²]	347
	$x_{d,c,fb}$	[mm]	165.6	$\alpha_{c,fb}$	[-]	0.24	$l_{eff,fb}$	[mm]	15	γ_{M0}	[-]	1
	$x'_{l,c,fb}$	[mm]	158.1									
	$F_{c,fb,Rd}$	[kN]	375									
$F_{c,fb,Rd}$	[kN]	375	$f_{i,d}$	[N/mm ²]	130	β_f	[-]	0	A_{c0}	[mm ²]	2883	
						$f_{ed,fb}$	[N/mm ²]	0		A_{c1}	[mm ²]	11530
						λ_c	[-]	2.00				

[数113]

$$k_{c,fb} = \frac{E_c \sqrt{b_{eff,fb} \cdot l_{eff,fb}}}{\alpha_c \sqrt{b_{eff,fb} / l_{eff,fb}}} = \frac{E_c \cdot l_{eff,fb}}{\alpha_{c,fb}} \quad \text{式4. 36}$$

[数114]

$$\alpha_{c,fb} = 0.85 \sqrt{l_{eff,fb} / b_{eff,fb}} \quad \text{式4. 37}$$

[数115]

$$b_{eff,fb} = B_f - t_w \quad \text{式4. 38}$$

[数116]

$$l_{eff,fb} = t_{fb} \sqrt{\frac{f_y}{3\gamma_{M0} \cdot f_{jd,fb}}} \quad \text{式4. 39}$$

[数117]

$$x_{d,c,fb} = x_{d,7} = D_s + H - x_n - t_f - l_{eff,fb} \quad \text{式4. 40}$$

[数118]

$$x_{l,c,fb} = x_{l,7} = D_s + H - x_n - t_f - \frac{l_{eff,fb}}{2} \quad \text{式4. 41}$$

[数119]

$$F_{c,fb,Rd} = f_{jd,fb} \cdot b_{eff,fb} \cdot l_{eff,fb} \quad \text{式4. 42}$$

[数120]

$$x_{u,c,fb} = D_s + H - x_{u,n} - t_f - \frac{l_{eff,fb}}{2} \quad \text{式4.43}$$

[0201] (実験と評価モデルの弾性剛性と耐力の比較)

実施例1では、弾性剛性については、鉛直方向及び水平方向の外力と内力のつり合い条件から、梁端部24の弾性回転中心の位置を示す「 x_n 」、「 y_n 」を求め、式4.1を用いて初期の回転剛性 $S_{j,ini}$ を求めた。

[0202] また、終局モーメント耐力については、全抵抗要素の単純累加強度と上界定理とから、最大モーメント耐力 $M_{j,Rd}$ を最小とする終局回転中心の位置を表す「 $x_{u,n}$ 」、「 $y_{u,n}$ 」を求めた。剛性低減率 η は、実験の非線形化後の剛性とよく対応するのは3.0程度であったので、ここでは、剛性低減率 η の値を「3.0」と設定した。

[0203] 実験結果と評価モデルによるトリリニアを比較して図14に示す。図14における縦軸は、接合部のモーメントであると共に、横軸は、接合部の回転角である。また、図14中の実線は、実験結果の履歴を表すと共に、点線は、評価モデルによるトリリニアを表す。実験の接合部14のモーメントは、柱10のコンクリート32のフェース位置で定義した。柱10のコンクリート32のフェース位置は、図1においてX軸方向と直交する柱10のコンクリート32の側表面のうち、X軸と反対側の表面である。

[0204] 図14を見ると、実験と評価モデルはよく一致していることがわかる。

[0205] 弾性範囲での繰り返し载荷に対する除荷サイクルの回転剛性と評価モデルとの比較を、図15に示す。図15における縦軸は、除荷サイクルにおける接合部の回転剛性であると共に、横軸は、サイクル数（すなわち、繰り返し回数）である。また、図15中のプロット点は、実験結果を表すと共に、点線は、評価モデルを表す。評価モデルの回転剛性は、実験下限値を概ね評価できている。以上の比較結果における具体的な数値を、表5に示す。

[0206] 表5は、接合部の回転剛性及びモーメント耐力の実験結果と本開示による

計算結果とを示す。実験の平均値に対し、終局モーメント耐力は、93%の評価精度である。また、回転剛性は、76～77%の評価精度である。モーメント耐力については、過大評価しない、安全側の計算結果である。

[0207] また、回転剛性については、2割程度の評価誤差は接合部に作用するモーメントの評価誤差にはほぼ影響しない。このため、本開示における評価モデルは、実用上問題がない精度を有しているといえる。

[表5]

		接合部の回転剛性	接合部の 最大耐力	2/3 $M_{j,Rd}$ にお ける割線剛性	$M_{j,Rd}$ における 割線剛性	剛性低減率
		$S_{j,ini}$ [kNm/rad]	$M_{j,Rd}$ [kNm]	S_j [kNm/rad]	$S_{j,ini}/\eta$ [kNm/rad]	η
						[-]
実験結果	1	446096	904	338760	55226	6.1
	2	455718	822	555850	130283	4.3
	Average	450907	863	447305	92754	4.8
評価モデル	計算	342876	803	342876	114292	3.0
	精度	76%	93%	77%	123%	-

- [0208] 以上より、本開示の柱梁接合部の設計方法によるトリリニアモデルは、弾性剛性及び最大モーメント耐力ともに、本実験結果と、よく対応した。従って、本開示に記載の計算方法を用いて、接合部の回転剛性 S_j 及び最大モーメント耐力 M_{j, R_d} を精度よく評価できることが確認できた。
- [0209] これにより、前記鉄骨梁が支持する荷重及び前記鉄骨梁における前記柱のコンクリートの内部に配置された部分の回転剛性 S_j によって前記鉄骨梁から前記柱に作用するモーメントの推定値と、前記柱と梁との接合部が抗することのできる最大モーメント耐力とを、精度よく比較することができる。結果、本開示の柱梁接合部においては、柱と梁との接合部に顕著な不可逆変形（すなわち、塑性化）を生じることを防ぎ、前記鉄骨梁のたわみの安定性と前記柱の健全性を確保することが可能となる。
- [0210] （実施例2）
- また、実施例2においても、柱梁接合部の設計を行い、接合部の回転剛性とモーメント耐力とを評価した。接合部の回転剛性とモーメント耐力との評価は、上記実施例1で説明した接合部の回転剛性とモーメント耐力の評価方法に基づいて行った。本開示の条件を満たす本開示例を、実施例として示す。実施例は、本開示の評価方法に従って計算した回転剛性 S_j と鉄骨梁が支持する荷重から推定した、接合部に作用するモーメント（必要モーメント耐力） M_{j, E_d} が、接合部の最大モーメント耐力（保有モーメント耐力） M_{j, R_d} を超えない例である。
- [0211] また、本開示の条件を満たさない例本開示を、比較例としてそれぞれ示す。比較例は、本開示の評価方法に従って計算した回転剛性 S_j と鉄骨梁が支持する荷重から推定した、接合部に作用するモーメント M_{j, E_d} が、接合部の最大モーメント耐力 M_{j, R_d} 以上になる例である。
- [0212] 設計の条件は、表6に示す材料、表7に示す荷重条件、鉄骨梁の両端部の間の距離（すなわち、梁長さ）、及び、当該鉄骨梁が荷重を負担する支配幅である。設計の結果を表8、表9、表10及び表11に示す。表8～表11に示すように、No. 1～No. 101の101個の試料が設計された。な

お、表 8 中では、No. 1～No. 48 の 48 個の試料の設計条件が示されると共に、表 9 中では、No. 49～No. 101 の 53 個の試料の設計条件が示されている。また、表 10 中では、No. 1～No. 48 の 48 個の試料の設計結果が示されると共に、表 11 中では、No. 49～No. 101 の 53 個の試料の設計結果が示されている。

[0213] なお、本実施例 2 では、接合部の最大（保有）モーメント耐力と必要モーメント耐力との比較を行った場合において、接合部の弾性回転剛性を仮定したときの接合部に発生するモーメントを接合部が保有するモーメント耐力で除した値 ($M_{j,Ed}/M_{j,Rd}$) が、1.00 超になった場合を比較例として設定した。

[0214] [表6]

鉄骨		コンクリート	
ヤング係数	降伏応力	ヤング係数	圧縮強度
Ea	f_y	Ec	f_{cd}
[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
210000	355	39000	60

[0215] [表7]

固定積載荷重	変動荷重	梁長さ	支配幅
[kN/m ²]	[kN/m ²]	[m]	[m]
1.0	3.0	12.0	10.0

[0216]

[表8]

No.	設計条件													
	床スラブ	鉄骨梁の寸法					鉄骨梁の支持する荷重		埋め込み部分の寸法		柱内部のスタック			フェースベアリングプレート
	床スラブの厚さ	断面の高さ	フランジの幅	ウェブの板厚	フランジの板厚	断面2次モーメント	構造体の自重	積載荷重	鉄骨梁の柱コンクリートへの埋め込み長さ	埋め込み長さ比	径	柱のコンクリート表面から最も近いスタックの軸芯から柱のコンクリート表面までの距離	本数	板厚
	D_s	H	B_f	t_w	t_f	I_a	S_w	w	L_{em}	L_{em}/H	ϕ_{st}	c	n_r	t_{fb}
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm ⁴]	[kN/m ²]	[kN/m]	[mm]	[-]	[mm]	[mm]	[本]	[mm]
1	150	700	200	9	12	830000000	4.1	40	100	0.14	Nothing	Nothing	Nothing	Nothing
2	150	700	200	9	12	830000000	4.1	40	150	0.21	Nothing	Nothing	Nothing	Nothing
3	150	700	200	9	12	830000000	4.1	40	200	0.29	Nothing	Nothing	Nothing	Nothing
4	150	700	200	9	12	830000000	4.1	40	250	0.36	Nothing	Nothing	Nothing	Nothing
5	150	700	200	9	12	830000000	4.1	40	300	0.43	Nothing	Nothing	Nothing	Nothing
6	150	700	200	9	12	830000000	4.1	40	350	0.50	Nothing	Nothing	Nothing	Nothing
7	150	700	200	9	12	830000000	4.1	40	400	0.57	Nothing	Nothing	Nothing	Nothing
8	150	700	200	9	12	830000000	4.1	40	450	0.64	Nothing	Nothing	Nothing	Nothing
9	150	700	200	9	12	830000000	4.1	40	500	0.71	Nothing	Nothing	Nothing	Nothing
10	150	700	200	9	12	830000000	4.1	40	550	0.79	Nothing	Nothing	Nothing	Nothing
11	150	700	200	9	12	830000000	4.1	40	600	0.86	Nothing	Nothing	Nothing	Nothing
12	150	700	200	9	12	830000000	4.1	40	650	0.93	Nothing	Nothing	Nothing	Nothing
13	150	700	200	9	12	830000000	4.1	40	700	1.00	Nothing	Nothing	Nothing	Nothing
14	150	700	200	9	12	830000000	4.1	40	100	0.14	19	150	2	12
15	150	700	200	9	12	830000000	4.1	40	150	0.21	19	150	2	12
16	150	700	200	9	12	830000000	4.1	40	200	0.29	19	150	2	12
17	150	700	200	9	12	830000000	4.1	40	250	0.36	19	150	2	12
18	150	700	200	9	12	830000000	4.1	40	300	0.43	19	150	2	12
19	150	700	200	9	12	830000000	4.1	40	350	0.50	19	150	2	12
20	150	700	200	9	12	830000000	4.1	40	400	0.57	19	150	2	12
21	150	700	200	9	12	830000000	4.1	40	450	0.64	19	150	2	12
22	150	700	200	9	12	830000000	4.1	40	500	0.71	19	150	2	12
23	150	700	200	9	12	830000000	4.1	40	550	0.79	19	150	2	12
24	150	700	200	9	12	830000000	4.1	40	600	0.86	19	150	2	12
25	150	700	200	9	12	830000000	4.1	40	650	0.93	19	150	2	12
26	150	700	200	9	12	830000000	4.1	40	700	1.00	19	150	2	12
27	150	600	200	9	12	570000000	4.1	40	100	0.17	Nothing	Nothing	Nothing	Nothing
28	150	600	200	9	12	570000000	4.1	40	150	0.25	Nothing	Nothing	Nothing	Nothing
29	150	600	200	9	12	570000000	4.1	40	200	0.33	Nothing	Nothing	Nothing	Nothing
30	150	600	200	9	12	570000000	4.1	40	250	0.42	Nothing	Nothing	Nothing	Nothing
31	150	600	200	9	12	570000000	4.1	40	300	0.50	Nothing	Nothing	Nothing	Nothing
32	150	600	200	9	12	570000000	4.1	40	350	0.58	Nothing	Nothing	Nothing	Nothing
33	150	600	200	9	12	570000000	4.1	40	400	0.67	Nothing	Nothing	Nothing	Nothing
34	150	600	200	9	12	570000000	4.1	40	450	0.75	Nothing	Nothing	Nothing	Nothing
35	150	600	200	9	12	570000000	4.1	40	500	0.83	Nothing	Nothing	Nothing	Nothing
36	150	600	200	9	12	570000000	4.1	40	550	0.92	Nothing	Nothing	Nothing	Nothing
37	150	600	200	9	12	570000000	4.1	40	600	1.00	Nothing	Nothing	Nothing	Nothing
38	150	600	200	9	12	570000000	4.1	40	100	0.17	19	150	2	12
39	150	600	200	9	12	570000000	4.1	40	150	0.25	19	150	2	12
40	150	600	200	9	12	570000000	4.1	40	200	0.33	19	150	2	12
41	150	600	200	9	12	570000000	4.1	40	250	0.42	19	150	2	12
42	150	600	200	9	12	570000000	4.1	40	300	0.50	19	150	2	12
43	150	600	200	9	12	570000000	4.1	40	350	0.58	19	150	2	12
44	150	600	200	9	12	570000000	4.1	40	400	0.67	19	150	2	12
45	150	600	200	9	12	570000000	4.1	40	450	0.75	19	150	2	12
46	150	600	200	9	12	570000000	4.1	40	500	0.83	19	150	2	12
47	150	600	200	9	12	570000000	4.1	40	550	0.92	19	150	2	12
48	150	600	200	9	12	570000000	4.1	40	600	1.00	19	150	2	12

[0217]

[表9]

No.	設計条件														
	床スラブ		鉄骨梁の寸法				鉄骨梁の支持する荷重		埋め込み部分の寸法			柱内部のスタッド			フェースス アラインダ プレート
	床スラ ブの厚 さ	断面の高 さ	フランジ の幅	ウェブの 板厚	フランジの 板厚	断面2次 モーメント	構造体の自 重	積載荷重	鉄骨梁の柱 コンクリー トへの埋め込 み長さ	埋め込み長 さ	径	柱のコンク リート表面 から最も奥 にあるス タッドの軸 芯から柱の コンクリー ト表面までの 距離	本数	板厚	
	D_s	H	B_f	t_w	t_f	I_a	S_w	w	L_{em}	L_{em}/H	ϕ_{st}	c	n_r	t_{fb}	
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm ⁴]	[kN/m ²]	[kN/m]	[mm]	[-]	[mm]	[mm]	[本]	[mm]	
49	150	500	200	9	12	370000000	4.1	40	100	0.20	Nothing	Nothing	Nothing	Nothing	
50	150	500	200	9	12	370000000	4.1	40	150	0.30	Nothing	Nothing	Nothing	Nothing	
51	150	500	200	9	12	370000000	4.1	40	200	0.40	Nothing	Nothing	Nothing	Nothing	
52	150	500	200	9	12	370000000	4.1	40	250	0.50	Nothing	Nothing	Nothing	Nothing	
53	150	500	200	9	12	370000000	4.1	40	300	0.60	Nothing	Nothing	Nothing	Nothing	
54	150	500	200	9	12	370000000	4.1	40	350	0.70	Nothing	Nothing	Nothing	Nothing	
55	150	500	200	9	12	370000000	4.1	40	400	0.80	Nothing	Nothing	Nothing	Nothing	
56	150	500	200	9	12	370000000	4.1	40	450	0.90	Nothing	Nothing	Nothing	Nothing	
57	150	500	200	9	12	370000000	4.1	40	500	1.00	Nothing	Nothing	Nothing	Nothing	
58	150	500	200	9	12	370000000	4.1	40	550	1.10	Nothing	Nothing	Nothing	Nothing	
59	150	500	200	9	12	370000000	4.1	40	600	1.20	Nothing	Nothing	Nothing	Nothing	
60	150	500	200	9	12	370000000	4.1	40	650	1.30	Nothing	Nothing	Nothing	Nothing	
61	150	500	200	9	12	370000000	4.1	40	700	1.40	Nothing	Nothing	Nothing	Nothing	
62	150	500	200	9	12	370000000	4.1	40	100	0.20	19	150	2	12	
63	150	500	200	9	12	370000000	4.1	40	150	0.30	19	150	2	12	
64	150	500	200	9	12	370000000	4.1	40	200	0.40	19	150	2	12	
65	150	500	200	9	12	370000000	4.1	40	250	0.50	19	150	2	12	
66	150	500	200	9	12	370000000	4.1	40	300	0.60	19	150	2	12	
67	150	500	200	9	12	370000000	4.1	40	350	0.70	19	150	2	12	
68	150	500	200	9	12	370000000	4.1	40	400	0.80	19	150	2	12	
69	150	500	200	9	12	370000000	4.1	40	450	0.90	19	150	2	12	
70	150	500	200	9	12	370000000	4.1	40	500	1.00	19	150	2	12	
71	150	500	200	9	12	370000000	4.1	40	550	1.10	19	150	2	12	
72	150	500	200	9	12	370000000	4.1	40	600	1.20	19	150	2	12	
73	150	500	200	9	12	370000000	4.1	40	650	1.30	19	150	2	12	
74	150	500	200	9	12	370000000	4.1	40	700	1.40	19	150	2	12	
75	150	800	250	12	22	2.14E+09	4.2	40	100	0.13	Nothing	Nothing	Nothing	Nothing	
76	150	800	250	12	22	2.14E+09	4.2	40	150	0.19	Nothing	Nothing	Nothing	Nothing	
77	150	800	250	12	22	2.14E+09	4.2	40	200	0.25	Nothing	Nothing	Nothing	Nothing	
78	150	800	250	12	22	2.14E+09	4.2	40	250	0.31	Nothing	Nothing	Nothing	Nothing	
79	150	800	250	12	22	2.14E+09	4.2	40	300	0.38	Nothing	Nothing	Nothing	Nothing	
80	150	800	250	12	22	2.14E+09	4.2	40	350	0.44	Nothing	Nothing	Nothing	Nothing	
81	150	800	250	12	22	2.14E+09	4.2	40	400	0.50	Nothing	Nothing	Nothing	Nothing	
82	150	800	250	12	22	2.14E+09	4.2	40	450	0.56	Nothing	Nothing	Nothing	Nothing	
83	150	800	250	12	22	2.14E+09	4.2	40	500	0.63	Nothing	Nothing	Nothing	Nothing	
84	150	800	250	12	22	2.14E+09	4.2	40	550	0.69	Nothing	Nothing	Nothing	Nothing	
85	150	800	250	12	22	2.14E+09	4.2	40	600	0.75	Nothing	Nothing	Nothing	Nothing	
86	150	800	250	12	22	2.14E+09	4.2	40	650	0.81	Nothing	Nothing	Nothing	Nothing	
87	150	800	250	12	22	2.14E+09	4.2	40	700	0.88	Nothing	Nothing	Nothing	Nothing	
88	150	800	250	12	22	2.14E+09	4.2	40	750	0.94	Nothing	Nothing	Nothing	Nothing	
89	150	800	250	12	22	2.14E+09	4.2	40	100	0.13	19	150	2	12	
90	150	800	250	12	22	2.14E+09	4.2	40	150	0.19	19	150	2	12	
91	150	800	250	12	22	2.14E+09	4.2	40	200	0.25	19	150	2	12	
92	150	800	250	12	22	2.14E+09	4.2	40	250	0.31	19	150	2	12	
93	150	800	250	12	22	2.14E+09	4.2	40	300	0.38	19	150	2	12	
94	150	800	250	12	22	2.14E+09	4.2	40	350	0.44	19	150	2	12	
95	150	800	250	12	22	2.14E+09	4.2	40	400	0.50	19	150	2	12	
96	150	800	250	12	22	2.14E+09	4.2	40	450	0.56	19	150	2	12	
97	150	800	250	12	22	2.14E+09	4.2	40	500	0.63	19	150	2	12	
98	150	800	250	12	22	2.14E+09	4.2	40	550	0.69	19	150	2	12	
99	150	800	250	12	22	2.14E+09	4.2	40	600	0.75	19	150	2	12	
100	150	800	250	12	22	2.14E+09	4.2	40	650	0.81	19	150	2	12	
101	150	800	250	12	22	2.14E+09	4.2	40	700	0.88	19	150	2	12	

[0218]

[表10]

No.	設計結果 接合部の評価モデル								区分
	最大耐力	剛性低減率	固定度	回転剛性	鉄骨梁の支持する荷重から計算される剛接合の作用モーメント	鉄骨梁の支持する荷重と回転剛性から計算される接合部の作用モーメント	$M_{j,Ed}/M_{j,Rd}$	実施可否	
	$M_{j,Rd}$	η	α_{rig}	S_j	$M_{j,Ed, rigid}$	$M_{j,Ed by S_j}$		Compatibility	
	[kNm]	[-]	[-]	[kNm/rad]	[kNm]	[kNm]	[-]		
1	92	3	0.12	5927	720	86	0.94	OK	実施例
2	207	3	0.28	16954	720	202	0.98	OK	実施例
3	367	3	0.45	35569	720	324	0.88	OK	実施例
4	574	3	0.59	63034	720	426	0.74	OK	実施例
5	827	3	0.70	100475	720	502	0.61	OK	実施例
6	1125	1	0.91	446799	720	656	0.58	OK	実施例
7	1470	1	0.94	628172	720	673	0.46	OK	実施例
8	1860	1	0.95	848487	720	685	0.37	OK	実施例
9	2296	1	0.96	1110542	720	693	0.30	OK	実施例
10	2779	1	0.97	1416961	720	699	0.25	OK	実施例
11	3307	1	0.98	1770594	720	703	0.21	OK	実施例
12	3881	1	0.98	2174241	720	706	0.18	OK	実施例
13	4501	1	0.98	2630750	720	708	0.16	OK	実施例
14	259	3	0.56	55683	720	404	1.56	Not Okay	比較例
15	374	3	0.60	66700	720	435	1.17	Not Okay	比較例
16	534	3	0.66	85365	720	477	0.89	OK	実施例
17	741	3	0.72	112916	720	520	0.70	OK	実施例
18	994	1	0.91	451442	720	657	0.66	OK	実施例
19	1292	1	0.93	597270	720	671	0.52	OK	実施例
20	1637	1	0.95	779195	720	682	0.42	OK	実施例
21	2027	1	0.96	1000303	720	690	0.34	OK	実施例
22	2463	1	0.97	1263039	720	696	0.28	OK	実施例
23	2946	1	0.97	1570320	720	701	0.24	OK	実施例
24	3474	1	0.98	1924922	720	704	0.20	OK	実施例
25	4048	1	0.98	2329648	720	707	0.17	OK	実施例
26	4668	1	0.98	2787351	720	709	0.15	OK	実施例
27	92	3	0.16	5898	720	119	1.29	Not Okay	比較例
28	207	3	0.36	16922	720	260	1.26	Not Okay	比較例
29	367	3	0.54	35531	720	391	1.06	Not Okay	比較例
30	574	3	0.68	62986	720	488	0.85	OK	実施例
31	827	3	0.77	100413	720	555	0.67	OK	実施例
32	1125	1	0.94	446561	720	675	0.60	OK	実施例
33	1470	1	0.95	627879	720	687	0.47	OK	実施例
34	1860	1	0.97	848219	720	695	0.37	OK	実施例
35	2296	1	0.97	1110137	720	701	0.31	OK	実施例
36	2779	1	0.98	1416500	720	705	0.25	OK	実施例
37	3307	1	0.98	1770081	720	708	0.21	OK	実施例
38	234	3	0.58	42061	720	421	1.79	Not Okay	比較例
39	349	3	0.64	53092	720	460	1.32	Not Okay	比較例
40	510	3	0.71	71745	720	508	1.00	OK	実施例
41	717	3	0.77	99270	720	553	0.77	OK	実施例
42	969	3	0.82	136796	720	591	0.61	OK	実施例
43	1268	1	0.95	556034	720	683	0.54	OK	実施例
44	1612	1	0.96	737896	720	692	0.43	OK	実施例
45	2003	1	0.97	958630	720	698	0.35	OK	実施例
46	2439	1	0.98	1221108	720	703	0.29	OK	実施例
47	2921	1	0.98	1528107	720	706	0.24	OK	実施例
48	3449	1	0.98	1882399	720	709	0.21	OK	実施例

[0219] [表11]

No.	設計結果								区分
	接合部の評価モデル								
	最大耐力	剛性低減率	固定度	回転剛性	鉄骨梁の支持する荷重から計算される剛接合の接合部の作用モーメント	鉄骨梁の支持する荷重と回転剛性から計算される接合部の作用モーメント	$M_{j,Ed}/M_{j,Rd}$	実施可否	
	$M_{j,Rd}$	η	α_{rig}	S_j	$M_{j,Ed,rigid}$	$M_{j,Ed,by S_j}$		Compatibility	
	[kNm]	[-]	[-]	[kNm/rad]	[kNm]	[kNm]	[-]		
49	92	3	0.23	5881	720	167	1.82	Not Okay	比較例
50	207	3	0.47	16902	720	335	1.62	Not Okay	比較例
51	367	3	0.65	35504	720	465	1.27	Not Okay	比較例
52	574	3	0.76	62951	720	550	0.96	OK	実施例
53	827	3	0.84	100368	720	603	0.73	OK	実施例
54	1125	1	0.96	446392	720	690	0.61	OK	実施例
55	1470	1	0.97	627728	720	698	0.48	OK	実施例
56	1860	1	0.98	847988	720	704	0.38	OK	実施例
57	2296	1	0.98	1109883	720	708	0.31	OK	実施例
58	2779	1	0.99	1416234	720	710	0.26	OK	実施例
59	3307	1	0.99	1769826	720	712	0.22	OK	実施例
60	3881	1	0.99	2173471	720	714	0.18	OK	実施例
61	4501	1	0.99	2630033	720	715	0.16	OK	実施例
62	210	3	0.61	30645	720	441	2.10	Not Okay	比較例
63	325	3	0.68	41680	720	491	1.51	Not Okay	比較例
64	485	3	0.76	60317	720	545	1.12	Not Okay	比較例
65	692	3	0.82	87815	720	590	0.85	OK	実施例
66	945	3	0.87	125297	720	623	0.66	OK	実施例
67	1243	1	0.96	521422	720	694	0.56	OK	実施例
68	1588	1	0.97	703118	720	701	0.44	OK	実施例
69	1978	1	0.98	923673	720	705	0.36	OK	実施例
70	2414	1	0.98	1185957	720	708	0.29	OK	実施例
71	2897	1	0.99	1492751	720	711	0.25	OK	実施例
72	3999	1	0.99	2251004	720	714	0.18	OK	実施例
73	4619	1	0.99	2708203	720	715	0.15	OK	実施例
74	115	3	0.06	6774	720	41	0.36	OK	実施例
75	258	3	0.15	19089	720	105	0.40	OK	実施例
76	459	3	0.26	39903	720	189	0.41	OK	実施例
77	718	1	0.65	211844	720	470	0.66	OK	実施例
78	1033	1	0.75	337433	720	540	0.52	OK	実施例
79	1407	1	0.82	499965	720	588	0.42	OK	実施例
80	1837	1	0.86	702708	720	621	0.34	OK	実施例
81	2325	1	0.89	948971	720	644	0.28	OK	実施例
82	2870	1	0.92	1241667	720	660	0.23	OK	実施例
83	3473	1	0.93	1584075	720	672	0.19	OK	実施例
84	4134	1	0.95	1979047	720	681	0.16	OK	実施例
85	4851	1	0.96	2429762	720	688	0.14	OK	実施例
86	5626	1	0.96	2939524	720	693	0.12	OK	実施例
87	6459	1	0.97	3511088	720	698	0.11	OK	実施例
88	304	3	0.39	71717	720	281	0.92	OK	実施例
89	447	3	0.43	83974	720	308	0.69	OK	実施例
90	648	3	0.48	104823	720	348	0.54	OK	実施例
91	907	1	0.78	406879	720	564	0.62	OK	実施例
92	1222	1	0.83	532904	720	595	0.49	OK	実施例
93	1596	1	0.86	695976	720	620	0.39	OK	実施例
94	2026	1	0.89	899417	720	640	0.32	OK	実施例
95	2514	1	0.91	1146508	720	656	0.26	OK	実施例
96	3060	1	0.93	1440134	720	668	0.22	OK	実施例
97	3662	1	0.94	1783647	720	677	0.18	OK	実施例
98	4323	1	0.95	2179819	720	685	0.16	OK	実施例
99	5040	1	0.96	2631874	720	691	0.14	OK	実施例
100	5815	1	0.97	3142967	720	695	0.12	OK	実施例
101	6648	1	0.97	3716327	720	699	0.11	OK	実施例

- [0220] 表 7 中の固定積載荷重 (S_{DL}) は、構造体の自重 S_w を除き、梁に常時作用する荷重である。また、変動荷重 (L_L) は、構造体の自重 S_w 及び固定積載荷重を除き建物の共用期間中に作用すると考えられる最大の荷重である。また、固定積載荷重、変動荷重、構造体の自重の和と支配幅との積を、等分布の積載荷重 w (表 8 及び表 9 参照) と設定する。
- [0221] また、表 8 及び表 9 中の「 L_{em} 」は、柱コンクリートに対する梁の埋め込み長さである。また、「 D_s 」は、床スラブの厚さを表す。また、「 H 、 B_f 、 t_w 、 t_f 」は、それぞれ、鉄骨梁の断面の高さ、フランジの幅、ウェブの板厚、フランジの板厚を表す。また、「 I_a 」は、鉄骨梁の断面 2 次モーメントを表す。また、「 t_{fb} 」は、フェースベアリングプレートの板厚を表す。
- [0222] 表 6 及び表 7 に示す設計条件は、不変と設定した。また、鉄骨梁の断面寸法 (H 、 B_f 、 t_w 、 t_f)、柱コンクリートに対する梁の埋め込み長さ L_{em} 、及び、付加部材 (すなわち、柱内スタッドとフェースベアリングプレート) の有無を、パラメータとして、本開示で提案する接合部の設計方法を用いて、接合部の回転剛性 S_j 、接合部の最大モーメント耐力 $M_{j,Rd}$ 、及び、接合部に発生するモーメント $M_{j,Ed}$ を計算した。また、埋め込み長さ L_{em} は、柱の径及び柱の鉄骨によって制限される最大の埋め込み可能寸法と設定した。
- [0223] また、付加部材を設けるケースについては、スタッドの径 ϕ_{st} は、19 mm に設定した。また、鉄骨梁の長さ方向における柱の表面からスタッドの軸芯までの埋め込み深さ c は、150 mm に設定した。また、スタッドの本数は 2 本であり、2 本のスタッドは、Y 軸方向に 1 列で配置された。また、2 本のスタッドの間隔は、100 mm で統一した。また、フェースベアリングプレートの板厚 t_{fb} は、12 mm で統一した。接合部補強筋は、無しと設定した。
- [0224] 図 16 は、表 8、表 9、表 10 及び表 11 に示した設計の結果について、データ点がプロットされたグラフである。図 16 中では、横軸に埋め込み長さ比 L_{em}/H (=埋め込み長さ÷梁せい) が、また、縦軸に固定度 α_{rig} (=各設計例において接合部に発生するモーメント÷接合部が剛接合の場合の接

合部に発生するモーメント)が、それぞれ設定されている。

- [0225] また、図17は、表8、表9、表10及び表11に示した設計の結果について、データ点をプロットされたグラフである。図17中では、横軸に埋め込み長さ比 L_{em}/H (=埋め込み長さ÷梁せい)が、また、縦軸に曲げモーメント比 (=各設計例において接合部に発生するモーメント $M_{j,Ed}$ ÷ 各設計例において接合部が有する最大モーメント耐力 $M_{j,Rd}$) が、それぞれ設定されている。
- [0226] 図17中の本開示の実施例においては、曲げモーメント比 $M_{j,Ed}/M_{j,Rd}$ が1.00以下の場合、接合部の回転剛性によって発生する接合部のモーメント $M_{j,Ed}$ に対して、接合部の最大モーメント耐力 $M_{j,Rd}$ が上回っており、設計要件が満たされていることが示されている。なお、曲げモーメント比 $M_{j,Ed}/M_{j,Rd}$ が1.00以下の場合とは、鉄骨梁が支持する荷重と回転剛性 S_j とを用いて計算された接合部のモーメント $M_{j,Ed}$ が、接合部が抗することのできる最大モーメント耐力 $M_{j,Rd}$ を超えない状態を意味する。
- [0227] 一方、比較例において、曲げモーメント比が1.00を超える場合は、接合部の回転剛性によって発生する接合部のモーメントに対して、接合部のモーメント耐力が不十分であり、設計要件が満たされていないことを示している。
- [0228] また、図17に示すように、特に、埋め込み長さ比 L_{em}/H が0.6以下の場合、比較例のように接合部のモーメント耐力が不十分であり、付加部材、梁のスパン、断面形状等の調整が実施されないと、モーメント耐力が足りない場合が生じる可能性が高くなる。このため、本実施形態に係る柱梁接合部の設計方法を用いて、曲げモーメント比 $M_{j,Ed}/M_{j,Rd}$ が1.00以下に設定されることによって、接合部のモーメント $M_{j,Ed}$ に対して接合部の最大モーメント耐力 $M_{j,Rd}$ が上回り、比較例の発生を抑え、実施例のように設計要件を満たすことが可能になる。
- [0229] 更に、図17中で、埋め込み長さ比 L_{em}/H が0.5以下の領域では、接合部のモーメント耐力が不十分である比較例の発生確率が一層高くなる。こ

のため、本実施形態は、埋め込み長さ比 L_{em}/H が0.5以下の領域において、より有利である。

[0230] 表8、表9、表10、表11及び図17に示すように、付加部材を有することなく、鉄骨梁が柱コンクリートに埋め込まれるだけの接合部は、梁の断面の高さが500mm（梁長さ12mの約 $1/24$ ）以下の場合、埋め込み長さ比 L_{em}/H が0.4以下であると、接合部のモーメント耐力が不足し、柱梁接合部として採用することができない（No. 49、50、51）。

[0231] また、表8、表9、表10、表11中のNo. 27、28、29及び図17に示すように、付加部材を有することなく、鉄骨梁が柱コンクリートに埋め込まれるだけの接合部は、梁の断面の高さが600mm以下の場合、埋め込み長さ比 L_{em}/H が0.33以下であると、接合部のモーメント耐力が不足し、柱梁接合部として採用することができない。梁の断面の高さ600mmは、梁の長さ12mの約 $1/20$ である。ただし、埋め込み長さ比 L_{em}/H が0.33のNo. 29が比較例であるのに対し、鉄骨梁断面及び埋め込み長さが同じで、付加部材が設けられたNo. 40は、付加部材を調整することより接合部のモーメント耐力が必要値を満たすこととなった。No. 40の付加部材は、柱内スタッドとフェースベアリングプレートである。このため、No. 40は、柱梁接合部として採用することが可能であり、本開示の実施例である。

[0232] また、図16及び図17から、固定度 α_{rig} 及び曲げモーメント比は、埋め込み長さ比 L_{em}/H だけでなく、梁の断面形状やスタッドの有無によって変化することがわかる。すなわち、埋め込み長さ比 L_{em}/H が同じであると共に荷重の条件が同じ場合でも、梁の断面形状やスタッド等の付加部材の有無によって、接合部のモーメント耐力が本開示の条件を満たす場合と満たさない場合とが生じる。

[0233] 前記実施形態では、抵抗要素の総数 n が $n=7$ である例が示されたが、総数 n の値については、付加部材等の数を調整して抵抗要素の数を増減させるなどして、適宜に設定することができる。例えば、前記実施形態において説

明した柱梁接合部において、付加部材である鉄筋、スタッド及びフェースベアリングプレートを省略した場合には、抵抗要素の総数は、 $n = 4$ となる。この場合、柱のコンクリートの内部に配置された鉄骨梁の梁端部の弾性回転中心を、抵抗要素 i の反力を $i = 1 \sim 4$ について累加した総和と鉄骨梁に作用する $-Z$ 方向の鉛直荷重とが釣り合う点として、求めることができる。

[0234] また、前記実施形態では、接合部の回転剛性とモーメント耐力とが、主に鉄骨梁の付加部材により調整されていた。しかし、鉄骨梁の両端部の間の距離（すなわち、梁長さ）の調整のみや、鉄骨梁における長手方向の梁端部の断面形状の調整のみによって、接合部の回転剛性とモーメント耐力とが調整されてもよい。

[0235] さらに、抵抗要素として設ける付加部材については、付加部材の配置、形状、寸法及び個数のうちの少なくとも1つが調整される。例えば、鉄筋及びスタッドのそれぞれの配置、形状、寸法、あるいは本数等を調整したり、フェースベアリングプレートの位置、形状、寸法、あるいは枚数を調整したりできる。付加部材の有無や量によって、必要モーメント耐力及び最大モーメント耐力は変化し、調整される。

[0236] また、上記のとおり、本開示の柱梁接合部の設計方法を用いて設計された抵抗要素が設けられた状態で、鉄骨梁の長手方向の少なくとも一端部を柱のコンクリートの内部に半剛接合状態で埋め込むことによって、本開示に係る柱梁接合部の製造方法を実現できる。以上、本開示の一実施形態について説明したが、本開示は、上記に限定されるものでなく、その主旨を逸脱しない範囲内において上記以外にも種々変形して実施することが可能であることは勿論である。

[0237] 10 柱
12 梁
16 鉄筋
18 鉄骨
20A 上フランジ（抵抗要素）

- 20B 下フランジ（抵抗要素）
- 26 スタッド（抵抗要素）
- 28 接合部補強筋（抵抗要素）
- 30 フェースベアリングプレート（抵抗要素）
- 32 コンクリート
- 32a スラブコンクリート
- 34 ボルト（抵抗要素）
- 36 フィンプレート（抵抗要素）

[0238] 《付記》

本明細書からは、以下の態様が概念化される。

[0239] すなわち、態様1は、

コンクリートの柱と、長手方向の少なくとも一端部が前記柱のコンクリートの内部に半剛接合状態で埋め込まれて配置された鉄骨梁と、前記鉄骨梁に設けられ前記鉄骨梁の回転に抗する反力を生じさせる抵抗要素とを有する柱梁接合部の設計方法であって、

前記柱梁接合部における前記コンクリートの内部の前記鉄骨梁の部分の単位回転角当たりの回転抵抗を回転剛性 S_j と定義し、

前記鉄骨梁が支持する荷重と前記回転剛性 S_j とを用いて前記鉄骨梁から前記柱梁接合部に作用する必要モーメント耐力を計算し、

計算された前記必要モーメント耐力が前記柱梁接合部の抗することのできる最大モーメント耐力を超えないように、前記鉄骨梁の両端部の間の距離と前記鉄骨梁の断面形状とのうち少なくとも一方を調整する、

柱梁接合部の設計方法。

[0240] 態様2は、

コンクリートの柱と、長手方向の少なくとも一端部が前記柱のコンクリートの内部に半剛接合状態で埋め込まれて配置された鉄骨梁と、前記鉄骨梁に設けられ前記鉄骨梁の回転に抗する反力を生じさせる抵抗要素とを有する柱梁接合部の設計方法であって、

前記柱梁接合部における前記コンクリートの内部の前記鉄骨梁の部分の単位回転角当たりの回転抵抗を回転剛性 S_j と定義し、

前記鉄骨梁が支持する荷重と以下のプロセス A によって設定された前記回転剛性 S_j とを用いて前記鉄骨梁から前記柱梁接合部に作用する必要モーメント耐力を計算する、

柱梁接合部の設計方法。

<プロセス A>

前記抵抗要素の総数を n 、 i を 1 以上 n 以下の任意の自然数として、前記抵抗要素を抵抗要素 i とし、

前記抵抗要素 i の前記反力が、前記抵抗要素 i の剛性 k_i と変形量との積で表され、

前記柱のコンクリートの内部の前記鉄骨梁の部分の回転中心を前記抵抗要素 i の前記反力と外力とが釣り合う点とし、

前記抵抗要素 i の代表変位の作用線と前記回転中心との距離を $x_{d,i}$ とし、

前記抵抗要素 i の前記反力の重心と前記回転中心との距離を $x_{l,i}$ とし、

前記回転剛性 S_j を、以下の式 1 によって得られた値の評価に基づいて設定する

[数121]

$$S_j = \sum_i (k_i \cdot x_{d,i} \cdot x_{l,i}) \quad \text{式1}$$

[0241] 態様 3 は、

前記必要モーメント耐力が前記柱梁接合部の抗することのできる最大モーメント耐力を超えないように、前記鉄骨梁の両端部の間の距離と前記鉄骨梁の断面形状とのうち少なくとも一方を調整する、

態様 2 に記載の柱梁接合部の設計方法。

[0242] 態様 4 は、

前記抵抗要素は、前記コンクリートの内部の前記鉄骨梁の部分及び当該部分の周縁部に設けられた付加部材を含み、

前記付加部材の配置、形状及び寸法のうち少なくとも1つを調整することによって前記柱梁接合部の前記必要モーメント耐力または前記最大モーメント耐力を設定する、

態様1又は態様3に記載の柱梁接合部の設計方法。

[0243] 態様5は、

前記コンクリートの内部の前記鉄骨梁の部分の抵抗要素*i*の負担しうる最大の反力を $F_{i,Rd}$ とし、

前記柱梁接合部の最大モーメント耐力を $M_{j,Rd}$ とし、

前記鉄骨梁の回転中心と前記反力の作用線との距離を $x_{u,i}$ とし、

前記回転中心の位置を変数として、以下の式2を用いて計算された $M_{j,Rd}$ の最小値を前記最大モーメント耐力に設定する、

態様1、態様3～態様4のいずれかに記載の柱梁接合部の設計方法。

[数122]

$$M_{j,Rd} = \sum_i F_{i,Rd} \cdot x_{u,i} \quad \text{式2}$$

[0244] 態様6は、

前記鉄骨梁の一端部の前記柱のコンクリートへの埋め込み長さを前記鉄骨梁の梁せいで除した埋め込み長さ比が、0.6以下である、

態様1～態様5のいずれか一項に記載の柱梁接合部の設計方法。

[0245] 態様7は、

態様1～態様6のいずれか一項に記載の柱梁接合部の設計方法を用いて設計された前記抵抗要素が設けられた状態で、前記鉄骨梁の長手方向の少なくとも一端部を前記柱のコンクリートの内部に半剛接合状態で埋め込む、
柱梁接合部の製造方法。

- [0246] 態様8は、
コンクリートの柱と、
長手方向の少なくとも一端部が前記柱のコンクリートの内部に半剛接合状態で埋め込まれて配置された鉄骨梁と、
前記鉄骨梁に設けられ、前記鉄骨梁の回転に抗する反力を生じさせる抵抗要素とを有し、
柱梁接合部における前記コンクリートの内部の前記鉄骨梁の部分の単位回転角当たりの回転抵抗を回転剛性 S_j と定義し、前記抵抗要素の抗することのできる最大耐力によって生じるモーメントを前記柱梁接合部の抗することのできる最大モーメント耐力と定義したとき、
前記鉄骨梁から前記柱梁接合部に作用する必要モーメント耐力として、前記鉄骨梁が支持する荷重と前記回転剛性 S_j とを用いて計算された前記必要モーメント耐力が前記最大モーメント耐力を超えないように、前記鉄骨梁の両端部の間の距離と前記鉄骨梁の断面形状とのうち少なくとも一方が調整されている、
柱梁接合部構造。
- [0247] 態様9は、
コンクリートの柱と、
長手方向の少なくとも一端部が前記柱のコンクリートの内部に半剛接合状態で埋め込まれて配置された鉄骨梁と、
前記鉄骨梁に設けられ前記鉄骨梁の回転に抗する反力を生じさせる抵抗要素とを有し、
柱梁接合部における前記コンクリートの内部の前記鉄骨梁の部分の単位回転角当たりの回転抵抗を回転剛性 S_j と定義したとき、前記鉄骨梁から前記柱梁接合部に作用する必要モーメント耐力として、前記鉄骨梁が支持する荷重と以下のプロセスBによって設定された前記回転剛性 S_j とを用いて前記必要モーメント耐力が設定されている、
柱梁接合部構造。

<プロセス B>

前記抵抗要素の総数を n 、 i を 1 以上 n 以下の任意の自然数として、前記抵抗要素を抵抗要素 i とし、

前記抵抗要素 i の前記反力が、前記抵抗要素 i の剛性 k_i と変形量との積で表され、

前記柱のコンクリートの内部の前記鉄骨梁の部分の回転中心を前記抵抗要素 i の前記反力と外力とが釣り合う点とし、

前記抵抗要素 i の代表変位の作用線と前記回転中心との距離を $x_{d,i}$ とし、

前記抵抗要素 i の前記反力の重心と前記回転中心との距離を $x_{l,i}$ とし、

前記回転剛性 S_j が、以下の式 3 を満たす値に設定されている

[数123]

$$S_j = \sum_i (k_i \cdot x_{d,i} \cdot x_{l,i}) \quad \text{式3}$$

[0248] 態様 10 は、

前記必要モーメント耐力が前記柱梁接合部の抗することのできる最大モーメント耐力を超えないように、前記鉄骨梁の両端部の間の距離と前記鉄骨梁の断面形状とのうち少なくとも一方が調整されている、

態様 9 に記載の柱梁接合部構造。

[0249] 態様 11 は、

前記必要モーメント耐力が前記柱梁接合部の抗することのできる最大モーメント耐力を超えないように、前記鉄骨梁の両端部の間の距離と前記鉄骨梁の断面形状とのうち少なくとも一方が調整されている、

態様 8 又は態様 10 に記載の柱梁接合部構造。

[0250] 態様 12 は、

前記抵抗要素は、前記コンクリートの内部の前記鉄骨梁の部分及び当該部分の周縁部に設けられた付加部材を含み、

前記付加部材の配置、形状及び寸法のうち少なくとも1つが調整されることによって前記柱梁接合部の前記必要モーメント耐力または前記最大モーメント耐力が設定されている、

態様8、態様10～態様11のいずれかに記載の柱梁接合部構造。

[数124]

$$M_{j,Rd} = \sum_i F_{i,Rd} \cdot x_{u,i} \quad \text{式4}$$

[0251] 態様13は、

前記鉄骨梁の一端部の前記柱のコンクリートへの埋め込み長さを、前記鉄骨梁の梁せいで除した埋め込み長さ比が、0.6以下である、

態様8～態様12のいずれかに記載の柱梁接合部構造。

[0252] 《他の態様》

また、本明細書からは、以下の他の態様が概念化される。

[0253] すなわち、他の態様1は、

コンクリートの柱と、長手方向の少なくとも一端部が前記柱のコンクリート内に配置された鉄骨梁とを有する柱梁接合部構造であって、

前記鉄骨梁において前記柱のコンクリートの内部に配置された部分の単位回転角当たりの回転抵抗を回転剛性 S_j としたときに、前記鉄骨梁が支持する荷重及び前記鉄骨梁における前記柱のコンクリートの内部に配置された部分の回転剛性 S_j によって前記鉄骨梁から前記柱に作用する力を推定し、前記鉄骨梁は、前記鉄骨梁から前記柱に作用する力が、前記柱のコンクリートが抗することのできる最大耐力を超えないように、前記鉄骨梁における前記柱のコンクリートの内部に配置された部分の回転に抗する反力を生じさせる抵抗要素を有していて、

前記抵抗要素の前記反力は、少なくとも、前記鉄骨梁の両端部の間の距離及び／又は前記鉄骨梁の断面形状を調整することにより調整されている柱梁

接合部構造。

[0254] 他の態様 2 は、

前記抵抗要素は、前記鉄骨梁における前記柱のコンクリートの内部に配置された部分及びその周縁部に設けられた付加部材を含み、前記付加部材の配置、形状、寸法のうちの少なくとも 1 つを調整することにより前記抵抗要素の前記反力が調整されている、他の態様 1 に記載の柱梁接合部構造。

[0255] 他の態様 3 は、

前記抵抗要素の総数を n 、 i を 1 以上 n 以下の任意の自然数として、前記鉄骨梁に設けられた前記抵抗要素を抵抗要素 i としたときに、

前記抵抗要素 i の反力が、前記抵抗要素 i の剛性 k_i と変形量との積で表されるものとし、

前記柱のコンクリートの内部に配置された部分の弾性回転中心を前記抵抗要素 i の反力と外力が釣り合う点とし、

前記抵抗要素 i の代表変位の作用線と、前記鉄骨梁において前記柱のコンクリートの内部に配置された部分の前記弾性回転中心との距離を $x_{d,i}$ とし、

前記抵抗要素 i の反力の重心と、前記鉄骨梁において前記柱のコンクリートの内部に配置された部分の前記弾性回転中心との距離を $x_{l,i}$ とし、

以下の式 1 を満たす値に前記回転剛性 S_j が設定されている他の態様 1 又は他の態様 2 に記載の柱梁接合部構造。

[数125]

$$S_j = \sum_i (k_i \cdot x_{d,i} \cdot x_{l,i}) \quad \text{式1}$$

[0256] 他の態様 4 は、

前記鉄骨梁において前記柱のコンクリートの内部に配置された部分の前記抵抗要素 i の反力を該抵抗要素 i の負担しうる最大の反力を $F_{i,Rd}$ とし、

前記接合部の耐力を $M_{j,Rd}$ とし、

前記鉄骨梁において前記柱のコンクリートの内部に配置された部分の回転中心と前記反力の作用線との距離を $x_{u,i}$ とし、

前記回転中心の位置を変数として、以下の式 2 を用いて $M_{j,Rd}$ を計算し、前記接合部の耐力が以下の式 2 で計算された $M_{j,Rd}$ の最小値に設定されている他の態様 1 乃至他の態様 3 のいずれかに記載の柱梁接合部構造。

[数126]

$$M_{j,Rd} = \sum_i F_{i,Rd} \cdot x_{u,i} \quad \text{式2}$$

[0257] 他の態様 5 は、

コンクリートの柱と、長手方向の少なくとも一端部が前記柱のコンクリート内に配置された鉄骨梁とを有する柱梁接合部の設計方法であって、

前記鉄骨梁において前記柱のコンクリートの内部に配置された部分の単位回転角当たりの回転抵抗を回転剛性 S_j としたときに、前記鉄骨梁が支持する荷重及び前記鉄骨梁における前記柱のコンクリートの内部に配置された部分の回転剛性 S_j によって前記鉄骨梁から前記柱に作用する力を推定し、前記鉄骨梁は、前記鉄骨梁から前記柱に作用する力が前記柱のコンクリートが抗することのできる最大耐力を超えないように、前記鉄骨梁における前記柱のコンクリートの内部に配置された部分の回転に抗する反力を生じさせる抵抗要素を設け、

前記抵抗要素の前記反力を、少なくとも、前記鉄骨梁の前記両端部の間の距離及び／又は前記鉄骨梁の断面形状を調整することにより調整する柱梁接合部の設計方法。

[0258] 他の態様 6 は、

前記抵抗要素は、前記鉄骨梁における前記柱のコンクリートの内部に配置された部分及びその周縁部に設けられた付加部材を含み、前記付加部材の配置、形状、寸法のうちの少なくとも 1 つを調整することにより前記抵抗要素

の前記反力を調整する他の態様5に記載の柱梁接合部の設計方法。

- [0259] 他の態様7は、前記抵抗要素の総数を n 、 i を1以上 n 以下の任意の自然数として、前記鉄骨梁に設けた前記抵抗要素を抵抗要素 i としたときに、
- 前記抵抗要素 i の反力が、前記抵抗要素 i の剛性 k_i と変形量との積で表されるものとし、
- 前記柱のコンクリートの内部に配置された部分の弾性回転中心を前記抵抗要素 i の反力と外力が釣り合う点とし、
- 前記抵抗要素 i の代表変位の作用線と、前記鉄骨梁において前記柱のコンクリートの内部に配置された部分の弾性回転中心との距離を $x_{d,i}$ とし、
- 前記抵抗要素 i の反力の重心と、前記鉄骨梁において前記柱のコンクリートの内部に配置された部分の弾性回転中心との距離を $x_{l,i}$ とし、以下の式3によって得られた値によって前記接合部の回転剛性を評価する他の態様5又は他の態様6に記載の柱梁接合部の設計方法。

[数127]

$$S_j = \sum_i (k_i \cdot x_{d,i} \cdot x_{l,i}) \quad \text{式3}$$

- [0260] 他の態様8は、
- 前記鉄骨梁において前記柱のコンクリートの内部に配置された部分の前記抵抗要素 i の反力を前記抵抗要素 i の負担しうる最大の反力 $F_{i,Rd}$ とし、
- 前記接合部の耐力を $M_{j,Rd}$ とし、
- 前記鉄骨梁において前記柱のコンクリートの内部に配置された部分の回転中心と前記反力の作用線との距離を $x_{u,i}$ とし、
- 前記回転中心の位置を変数として、以下の式4を用いて $M_{j,Rd}$ を計算し、前記接合部の耐力が以下の式4で計算された $M_{j,Rd}$ の最小値とされる他の態様5乃至他の態様7のいずれかに記載の柱梁接合部の設計方法。

[数128]

$$M_{j,Rd} = \sum_i F_{i,Rd} \cdot x_{u,i} \quad \text{式4}$$

[0261] 上記の他の態様においては、以下の作用効果を奏する。

[0262] 他の態様に係る柱梁接合部構造及び柱梁接合部の設計方法によれば、鉄骨梁が支持する荷重及び鉄骨梁における柱のコンクリートの内部に配置された部分の回転剛性 S_j によって鉄骨梁から柱に作用するモーメントの推定値が、柱と梁との接合部が抗することのできる最大モーメント耐力を超えない。これにより、柱と梁との接合部が顕著な不可逆変形（塑性化）を生じることがを防ぎ、鉄骨梁のたわみの安定性と前記柱の健全性を確保して、必要性能を満足させることができる。

[0263] 2019年6月3日に出願した日本国特許出願2019-103652号の開示は、その全体が参照により本明細書に取り込まれる。

[0264] また、本明細書に記載されたすべての文献、特許出願及び技術規格は、個々の文献、特許出願及び技術規格が参照により取り込まれることが具体的かつ個々に記された場合と同程度に、本明細書中に参照により取り込まれる。