

(12) 特許協力条約に基づいて公開された国際出願

(19) 世界知的所有権機関
国際事務局

(43) 国際公開日
2018年1月18日(18.01.2018)



(10) 国際公開番号

WO 2018/012495 A1

- (51) 国際特許分類:
E04B 1/24 (2006.01) *E04B 1/58* (2006.01)
E04B 1/30 (2006.01)
- (21) 国際出願番号: PCT/JP2017/025262
- (22) 国際出願日: 2017年7月11日(11.07.2017)
- (25) 国際出願の言語: 日本語
- (26) 国際公開の言語: 日本語
- (30) 優先権データ:
特願 2016-137010 2016年7月11日(11.07.2016) JP
- (71) 出願人: 新日鐵住金株式会社(NIPPON STEEL & SUMITOMO METAL CORPORATION) [JP/JP]; 〒1008071 東京都千代田区丸の内二丁目6番1号 Tokyo (JP).
- (72) 発明者: 鈴木 悠介 (SUZUKI Yuusuke); 〒1008071 東京都千代田区丸の内二丁目6番1号 新日鐵住金株式会社内 Tokyo (JP). 竹内 一郎(TAKEUCHI Ichiro); 〒1008071 東京都千代田区丸の内二丁目6番1号 新日鐵住金

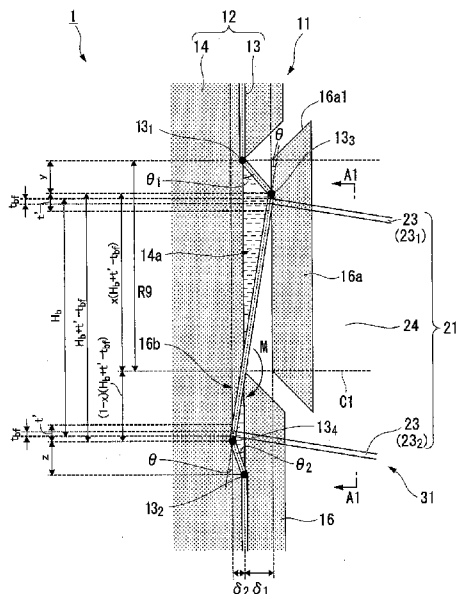
株式会社内 Tokyo (JP). 廣嶋 哲(HIROSHIMA Satoru); 〒1008071 東京都千代田区丸の内二丁目6番1号 新日鐵住金株式会社内 Tokyo (JP). 中塚 光一(NAKATSUKA Koichi); 〒1088502 東京都港区港南二丁目15番2号 株式会社大林組内 Tokyo (JP). 渡辺 哲巳(WATANABE Tetsumi); 〒1088502 東京都港区港南二丁目15番2号 株式会社大林組内 Tokyo (JP).

(74) 代理人: 棚井 澄雄, 外 (TANAI Sumio et al.); 〒1006620 東京都千代田区丸の内一丁目9番2号 Tokyo (JP).

(81) 指定国(表示のない限り、全ての種類の国内保護が可能): AE, AG, AL, AM, AO, AT, AU, AZ, BA, BB, BG, BH, BN, BR, BW, BY, BZ, CA, CH, CL, CN, CO, CR, CU, CZ, DE, DJ, DK, DM, DO, DZ, EC, EE, EG, ES, FI, GB, GD, GE, GH, GM, GT, HN, HR, HU, ID, IL, IN, IR, IS, JO, KE, KG, KH, KN, KP, KR, KW, KZ, LA, LC, LK, LR, LS, LU, LY, MA, MD, ME, MG, MK, MN, MW, MX, MY, MZ, NA, NG, NI, NO, NZ, OM, PA, PE, PG, PH, PL, PT,

(54) Title: BEAM-COLUMN CONNECTION STRUCTURE

(54) 発明の名称: 柱梁接合構造



(57) Abstract: Provided is a beam-column connection structure that is a non-diaphragm-shaped beam-column connection structure provided with a column of steel-reinforced concrete construction or steel construction and a beam of steel construction that is connected to the column, wherein the column includes a flanged column steel frame with a cross-shaped or H-shaped cross-section that comprises a web, a flange, and a full-strength connection section and a non-full-strength connection section which connect the web and flange together; and the full-strength connection section is formed at least in the area where tensile stress acts on the flange of the column steel frame when a bending moment acts on the beam.

(57) 要約: この柱梁接合構造は、鉄骨鉄筋コンクリート造又は鉄骨造の柱と、前記柱に接合された鉄骨造の梁とを備えるノンダイアフラム形式の柱梁接合構造であって、前記柱が、ウェブと、フランジと、これらウェブ及びフランジを互いに接合する全強接合部および非全強接合部とを有する、フランジ付き十字形断面又はH形断面の柱鉄骨を有し、少なくとも、前記梁に曲げモーメントが作用した際に前記柱鉄骨の前記フランジに引張応力が作用する範囲において、前記全強接合部が形成されている。

QA, RO, RS, RU, RW, SA, SC, SD, SE, SG, SK, SL,
SM, ST, SV, SY, TH, TJ, TM, TN, TR, TT, TZ, UA,
UG, US, UZ, VC, VN, ZA, ZM, ZW.

(84) 指定国(表示のない限り、全ての種類の広域保護が可能): ARIPO (BW, GH, GM, KE, LR, LS, MW, MZ, NA, RW, SD, SL, ST, SZ, TZ, UG, ZM, ZW), ユーラシア (AM, AZ, BY, KG, KZ, RU, TJ, TM), ヨーロッパ (AL, AT, BE, BG, CH, CY, CZ, DE, DK, EE, ES, FI, FR, GB, GR, HR, HU, IE, IS, IT, LT, LU, LV, MC, MK, MT, NL, NO, PL, PT, RO, RS, SE, SI, SK, SM, TR), OAPI (BF, BJ, CF, CG, CI, CM, GA, GN, GQ, GW, KM, ML, MR, NE, SN, TD, TG).

添付公開書類:

一 国際調査報告(条約第21条(3))

明 細 書

発明の名称： 柱梁接合構造

技術分野

[0001] 本発明は、柱梁接合構造に関する。

本願は、２０１６年７月１１日に日本に出願された特願２０１６－１３７０１０号に基づき優先権を主張し、その内容をここに援用する。

背景技術

[0002] 従来、鉄骨構造物の建物において柱梁接合構造が採用されている（例えば、特許文献１参照）。

特許文献１の柱梁接合構造は、ノンダイアフラム形式の鋼管柱、及びこの鋼管柱に直接接続された梁を備えている。鋼管柱は、梁が直接溶接される柱梁仕口部と、梁が接続されない非柱梁仕口部とから構成されている。柱梁仕口部の外径と非柱梁仕口部の外径とは、同径である。柱梁仕口部の肉厚は、非柱梁仕口部の肉厚よりも厚い。

柱梁接合構造をノンダイアフラム形式とすることで、柱梁接合構造を構成する部品点数が削減される。さらに、部品の加工数が低減されることで、柱梁接合構造の製造コストが抑えられる。

先行技術文献

特許文献

[0003] 特許文献１：日本国特開２０１０－２２９６６０号公報

発明の概要

発明が解決しようとする課題

[0004] ここで、特許文献１の鋼管柱に代えて、Ｈ形断面またはフランジ付き十字形断面等の柱鉄骨が用いられる場合がある。そして、例えば、柱鉄骨のフランジの板厚等が規格外の場合、柱鉄骨を、圧延ではなく、ウェブとフランジとを溶接して製造する。この場合、柱鉄骨のフランジに梁が溶接により接合される。

[0005] 梁に荷重が作用すると、柱梁接合構造に曲げモーメントが作用する。この曲げモーメントにより、柱鉄骨のフランジに、引っ張られる部分及び圧縮される部分が生じる。この際、柱鉄骨のウェブとフランジとが部分溶け込み溶接又は隅肉溶接で接合されていると、接合部にウェブとフランジとが接合されていない切欠き状の不溶着部が存在するため、梁に作用する荷重により、この不溶着部を起点として接合部の破断が生じる虞がある。

[0006] ウェブとフランジとの接合部に不溶着部が形成されないようにするために、ウェブとフランジとを全て完全溶け込み溶接により接合し、ウェブとフランジとを全強接合することが行われている。この全強接合により、接合部に亀裂が生じにくくなる。

しかしながら、完全溶け込み溶接によりウェブとフランジとを接合する場合、部分溶け込み溶接又は隅肉溶接によりウェブとフランジとを接合する場合に比べて製造コストが増加する。完全溶け込み溶接では、フランジにウェブを突き合せ溶接する部分に開先加工が必要になるとともに、開先加工により生じた空間を溶接で埋め戻しするために、溶接金属がより多く必要になるからである。また、完全溶け込み溶接では、溶接後に超音波探傷試験等を行い、不溶着部が形成されていないことを確認する必要があるからである。

このような、完全溶け込み溶接による製造コストの増加は、ノンダイアフラム形式とすることによる製造コストの低減を相殺してしまい、ノンダイアフラム形式とすることの利点を損なう虞がある。

[0007] 本発明は、上記事情に鑑みてなされたものであり、梁に荷重が作用した際の、柱鉄骨のウェブとフランジとの接合部の破断を抑制しつつ、製造コストの増加を抑制することが可能な柱梁接合構造の提供を目的とする。

課題を解決するための手段

[0008] 本発明は、上記課題を解決するために、以下を採用する。

(1) 本発明の一態様に係る柱梁接合構造は、鉄骨鉄筋コンクリート造又は鉄骨造の柱と、前記柱に接合された鉄骨造の梁とを備えるノンダイアフラム形式の柱梁接合構造であって、前記柱は、ウェブと、フランジと、これら

ウェブ及びフランジを互いに接合する全強接合部および非全強接合部とを有する、フランジ付き十字形断面又はH形断面の柱鉄骨を有し、少なくとも、前記梁に曲げモーメントが作用した際に前記柱鉄骨の前記フランジに引張応力が作用する範囲において、前記全強接合部が形成されている。

- [0009] (2) 上記(1)の態様において、前記全強接合部は、前記梁のせいを中心を範囲の中心とした、下記の式を用いて得られる $H_b + 2y$ の値以上の範囲において形成されていてもよい。ただし、 B_c ：前記柱鉄骨の前記フランジの幅(mm)、 t_{cf} ：前記柱鉄骨の前記フランジの板厚(mm)、 t_{cw} ：前記柱鉄骨の前記ウェブの板厚(mm)、 σ_{cfy} ：前記柱鉄骨の前記フランジの降伏強さ(N/mm²)、 σ_{cwy} ：前記柱鉄骨の前記ウェブの降伏強さ(N/mm²)、 H_b ：前記梁のせい(mm)、 F_c ：前記柱のコンクリートの圧縮強度(N/mm²)、 d ：前記柱鉄骨の前記フランジに対するコンクリートのかぶり厚さ(mm)とし、前記柱が鉄骨造の場合、 F_c および d はゼロとする。

[0010] [数1]

$$y = B_c \sqrt{\frac{\sigma_{cfy}}{\sigma_{cwy}}} \cdot \sqrt{\frac{t_{cf}/t_{cw}}{2(B_c/2t_{cf})}} \cdot \sqrt{\frac{1}{1 + 1.24d\sqrt{F_c}/(\sigma_{cwy}t_{cw})}}$$

発明の効果

- [0011] 上記(1)に記載の態様によれば、柱鉄骨のフランジに引張応力が作用する範囲に柱鉄骨のフランジとウェブとを接合する全強接合部が形成されるため、フランジとウェブの不溶着部がこの範囲に形成されない。柱鉄骨において、フランジに引張応力が作用する範囲は、不溶着部を起点としてフランジとウェブとの接合部の破断が生じやすいが、この範囲に不溶着部が形成されないため、梁に荷重が作用したときに接合部の破断が生じにくくなる。また、全強接合部が形成された範囲以外の範囲には、非全強接合部が形成される。したがって、柱鉄骨におけるフランジとウェブとの接合部の破断を抑制しつつ、製造コストの増加を抑制することができる。

[0012] 上記（２）に記載の態様によれば、梁に対して上方及び下方から作用した荷重により引っ張られる範囲（梁のせいを中心を範囲の中心とした $H_b + 2y$ の値の範囲）に全強接合部が形成される。また、全強接合部が形成された範囲以外の範囲には、非全強接合部が形成される。そのため、梁に対して上方及び下方から荷重が作用しても、柱鉄骨におけるフランジとウェブとの接合部の破断を抑制することができるとともに、製造コストの増加を抑制することができる。

図面の簡単な説明

[0013] [図1]本発明の第１実施形態に係る柱梁接合構造を示す斜視図であって、その一部を透過させた図である。

[図2]上記柱梁接合構造の柱を示す断面図である。

[図3]上記柱の柱鉄骨における非全強接合部を示す部分断面図である。

[図4]上記柱の柱鉄骨における他の非全強接合部を示す部分断面図である。

[図5]上記柱梁接合構造を示す断面図であって、全塑性耐力時の崩壊機構を説明するための図である。

[図6]図５のＡ１－Ａ１線より見た側面図であって、かぶりコンクリートのコーン状破壊を説明するための図である。

[図7]図５のＡ１－Ａ１線より見た側面図であって、コンクリートの支圧破壊を説明するための図である。

[図8]鋼材における実際の応力－ひずみ特性を説明するための図である。

[図9]モデル化した、鋼材の応力－ひずみ特性を説明するための図である。

[図10]上記柱鉄骨の側面図であって、全強接合部及び非全強接合部が形成される範囲を示す図である。

[図11]本発明の第２実施形態において、変数 y を予測した精度を検証するための図である。

[図12]本発明の第３実施形態において、柱梁接合構造の解析に用いた解析モデルを示す斜視図である。

[図13]上記解析モデルの要部を示す斜視図である。

[図14]図13のA方向より見た図である。

[図15]上記柱梁接合構造の有限要素解析において柱鉄骨及び梁の要素に用いた応力－ひずみ特性を示す図である。

[図16]上記柱梁接合構造の有限要素解析において溶接金属部の要素に用いた応力－ひずみ特性を示す図である。

[図17]上記柱梁接合構造の有限要素解析の結果から塑性ひずみを求めた結果の一例を示す図である。

[図18]梁の端部が0.02 (radian) 回転した状態における、梁のフランジ幅と塑性ひずみが分布している範囲との関係を示す図である。

[図19]梁の端部が0.03 (radian) 回転した状態における、梁のフランジ幅と塑性ひずみが分布している範囲との関係を示す図である。

[図20]梁の端部が0.04 (radian) 回転した状態における、梁のフランジ幅と塑性ひずみが分布している範囲との関係を示す図である。

発明を実施するための形態

[0014] 以下、本発明の各実施形態について図面を参照しながら詳細に説明する。

なお、本明細書及び図面において、実質的に同一の機能構成を有する構成要素については、同一の符号を付することにより重複説明を省略する。

[0015] (第1実施形態)

図1は、本発明の第1実施形態に係る柱梁接合構造1を示す斜視図である。なお、図1では、発明の理解を容易にするため、柱梁接合構造1の一部を透過させて表示している。図1に示すように、柱梁接合構造1は、鉄骨鉄筋コンクリート(SRC)造の柱11と、鉄骨造の梁21と、柱11と梁21とを接合する接合部31と、を備えている。そして、柱梁接合構造1は、柱11への梁21の接合に際してダイアフラム(スチフナ)を用いない形式、すなわちノンダイアフラム形式である。

[0016] 柱11は、上記のように鉄骨鉄筋コンクリート造であり、ウェブ14及びフランジ13を有する柱鉄骨12と、柱鉄骨12を囲う複数本の鉄筋15と、コンクリート16とを有している。柱鉄骨12、及び複数本の鉄筋15は

、コンクリート 1 6 の内部に埋設されている。なお、柱 1 1 は、鉄骨鉄筋コンクリート造に限られず、例えば、鉄筋 1 5 及びコンクリート 1 6 を備えない鉄骨造の柱であってもよい。

[0017] 図 2 は、柱梁接合構造 1 の柱鉄骨 1 2 を示す図であって、材長方向（長手方向）に垂直で且つ全強接合部 1 7 を通る断面で見た場合の断面図である。また、図 3 は、柱梁接合構造 1 の柱鉄骨 1 2 を示す図であって、材長方向に垂直で且つ非全強接合部 1 8 A を通る断面で見た場合の部分断面図である。また、図 4 は、柱梁接合構造 1 の柱鉄骨 1 2 を示す図であって、材長方向に垂直で且つ非全強接合部 1 8 B を通る断面で見た場合の部分断面図である。

[0018] 図 1 ～図 4 に示すように、フランジ付き十字形断面の柱鉄骨 1 2 は、ウェブ 1 4 の端部（ウェブ 1 4 の幅方向における端部）とフランジ 1 3 とを互いに溶接して接合することにより得られる。ウェブ 1 4 の端部とフランジ 1 3 とは、図 2 に示す完全溶け込み溶接により形成された全強接合部 1 7（全強接合されている部分）と、図 3 に示す部分溶け込み溶接により形成された非全強接合部 1 8 A（全強接合以外の方法で接合されている部分）と、図 4 に示す隅肉溶接により形成された非全強接合部 1 8 B（全強接合以外の方法で接合されている部分）とで接合されている。

なお、ウェブ 1 4 の端部とフランジ 1 3 とが、全強接合部 1 7 と非全強接合部 1 8 A とで接合されていてもよいし、全強接合部 1 7 と非全強接合部 1 8 B とで接合されていてもよい。すなわち、ウェブ 1 4 の端部とフランジ 1 3 とが、全強接合部 1 7 と、非全強接合部 1 8 A および非全強接合部 1 8 B のうちいずれか一方とで接合されていてもよい。

[0019] ここで、「完全溶け込み溶接」とは、溶接継手部に開先を設けて母材（本発明では柱鉄骨のウェブ）の全断面を完全に溶接し、溶接のど厚が母材の厚さ（板厚）以上となる全強接合部（母材の耐力を下回らない耐力の接合部）を形成することを意味する。また、「部分溶け込み溶接」とは、溶接継手部に部分的に開先を設け、母材断面の一部を溶接する溶接方法であり、異形隅肉溶接が一例として挙げられる。また、「隅肉溶接」とは、開先を設けずに

設置した互いに直交する柱鉄骨のウェブ及びフランジの隅部に、三角形状の断面を有する溶接金属を置くものである。

[0020] 部分溶け込み溶接及び隅肉溶接は、溶接継手の断面内に溶接不溶着部が存在することを許容する溶接方法である。また、日本建築学会編、「日本建築学会建築工事標準仕様書・同解説 J A S S 6 鉄骨工事」には、完全溶け込み溶接により形成された全強接合部には、内部欠陥がないことを超音波探傷試験等によって確認しなければならないことが記載されている。そのため、溶接仕様として突き合わせる母材との全断面が完全に溶接される場合でも、溶接後に超音波探傷試験等によって内部欠陥が無いことを確認することが望ましい。

[0021] すなわち、柱鉄骨 1 2 のフランジ 1 3 とウェブ 1 4 とが全強接合されている部分は、柱鉄骨 1 2 のフランジ 1 3 とウェブ 1 4 とが完全溶け込み溶接により接合されている全強接合部 1 7 である。一方で、柱鉄骨 1 2 のフランジ 1 3 とウェブ 1 4 とが全強接合以外の方法で接合されている部分は、柱鉄骨 1 2 のフランジ 1 3 とウェブ 1 4 とが部分溶け込み溶接（非全強接合）により接合されている非全強接合部 1 8 A、又は柱鉄骨 1 2 のフランジ 1 3 とウェブ 1 4 とが隅肉溶接（非全強接合）により接合されている非全強接合部 1 8 B である。

[0022] 図 3 に示す部分溶け込み溶接により形成された非全強接合部 1 8 A は、例えば S A W（サブマージアーク溶接：S u b m e r g e d A r c W e l d i n g）によりウェブ 1 4 の端部に形成されてかつ、ウェブ 1 4 及びフランジ 1 3 を互いに接合する溶接金属部 1 8 a 及び 1 8 b から構成されている。これら溶接金属部 1 8 a 及び 1 8 b は、ウェブ 1 4 をその厚さ方向（板厚方向）に挟むように形成されている。なお、上記のように非全強接合部 1 8 A は部分溶け込み溶接により形成されているため、溶接金属部 1 8 a と溶接金属部 1 8 b との間には、切欠き状の不溶着部 1 8 c が形成されている。

[0023] 図 4 に示す隅肉溶接により形成された非全強接合部 1 8 B は、非全強接合部 1 8 A と同様に、ウェブ 1 4 の端部に形成されてかつ、ウェブ 1 4 及びフ

ランジ 13 を互いに接合する溶接金属部 18 d 及び 18 e から構成されている。そして、上記のように非全強接合部 18 B は隅肉溶接により形成されているため、溶接金属部 18 d と溶接金属部 18 e との間には、切欠き状の不溶着部 18 f が形成されている。

なお、本明細書において、非全強接合部 18 A 及び非全強接合部 18 B を区別しないで呼ぶときには、非全強接合部 18 と総称する。

[0024] 一方、完全溶け込み溶接により形成された全強接合部 17 は、一对の溶接金属部が、これらの間に不溶着部が形成されることなく一体化している（図 2 参照）。

[0025] 柱梁接合構造 1 の柱鉄骨 12 では、ウェブ 14 と、梁 21 が接合されたフランジ 13 とは、柱鉄骨 12 の材長方向（長手方向）における所定の範囲で全強接合されるとともに、上記所定の範囲以外の範囲で全強接合以外の方法により接合されている。換言すれば、柱梁接合構造 1 の柱鉄骨 12 では、上記所定の範囲にフランジ 13 とウェブ 14 とを接合する全強接合部 17 が形成され、上記所定の範囲以外の範囲にフランジ 13 とウェブ 14 とを接合する非全強接合部 18 が形成されている（図 10 参照）。すなわち、柱鉄骨 12 では、その材長方向（長手方向）に沿って見た場合に、フランジ 13 とウェブ 14 とを接合する全強接合部 17 及び非全強接合部 18 が形成されており、これら全強接合部 17 及び非全強接合部 18 間には隙間が生じていない（全強接合部 17 及び非全強接合部 18 は連続している）。

なお、上記所定の範囲の詳細については、後述する。また、柱鉄骨 12 は、上述したフランジ付き十字形断面に限られず、ウェブ 14 の端部とフランジ 13 とが互いに溶接された H 形断面としてもよい。

[0026] 複数本の鉄筋 15 は、図 2 に示す柱鉄骨 12 の材長方向から見た場合、矩形の基準線上に配置されている。

コンクリート 16 は、材長方向に垂直な断面が正方形又は長方形である。

[0027] 図 1 に示すように、梁 21 は、H 形鋼製であり、ウェブ 24 と、このウェブ 24 の両端部に接合された一对のフランジ 23 とを有している。梁 21 は

、柱鉄骨 1 2 のフランジ 1 3 の外面に接合されてかつ、フランジ 1 3 に対して垂直に延びている。なお、梁 2 1 は鉄骨であり、例えば鋼板で構成されている。

[0028] 梁 2 1 のフランジ 2 3 は、接合部 3 1 において柱鉄骨 1 2 のフランジ 1 3 に溶接により接合されている。梁 2 1 のウェブ 2 4 は、柱鉄骨 1 2 のフランジ 1 3 に溶接又はシャーププレートを介した高力ボルト摩擦接合により接合されている。柱鉄骨 1 2 のフランジ 1 3 と梁 2 1 とが接合された接合部 3 1 (溶接部、及び、溶接部近傍の柱鉄骨 1 2 及び梁 2 1 を含む) は、コンクリート 1 6 により囲われている。すなわち、柱鉄骨 1 2 のコンクリート 1 6 に、梁 2 1 の一部が埋設されている。

[0029] なお、本明細書では、柱鉄骨 1 2 のウェブ 1 4 とフランジ 1 3 との接合について、溶接接合することを前提としたが、溶接接合に限られず、例えば、接着接合、圧接接合、またはアモルファス接合などを用いてもよい。すなわち、ウェブ 1 4 とフランジ 1 3 とを接合する全強接合部 1 7 が、接着接合、圧接接合、またはアモルファス接合などにより形成されていてもよい。同様に、ウェブ 1 4 とフランジ 1 3 とを接合する非全強接合部 1 8 が、接着接合、圧接接合、またはアモルファス接合などにより形成されていてもよい。

[0030] [1. 本発明で提案する崩壊機構]

次に、柱梁接合構造 1 の崩壊機構について説明する。本発明では、図 5 から図 7 に示す機構を仮定している。図 5 から図 7 は、梁 2 1 の上方から荷重が作用し (梁 2 1 の一对のフランジ 2 3 のうち、上側に位置するフランジ 2 3 に上方から荷重が作用し)、この荷重によって柱梁接合構造 1 に生じた曲げモーメントにより柱梁接合構造 1 が変形した後の状態を示している。なお、図 5 は、梁 2 1 のフランジ 2 3 に垂直な断面で見た場合の部分断面図であって、全塑性耐力時の崩壊機構を説明するための図である。また、図 6 は、図 5 の A 1 - A 1 より見た側面図であって、かぶりコンクリートのコーン状破壊を説明するための図である。また、図 7 は、図 5 の A 1 - A 1 線より見た側面図であって、コンクリートの支圧破壊を説明するための図である。

[0031] 図5に示すように、柱鉄骨12のフランジ13の上方に塑性ヒンジ13₁及び13₃、下方に塑性ヒンジ13₂及び13₄が形成されたとする。すなわち、梁21が接合されたフランジ13における梁21の一对のフランジ23が接続された部分に、一对の塑性ヒンジ13₁、13₃、13₂、13₄がそれぞれ形成されたとする。後述する塑性回転角度 θ_1 及び θ_2 が0 (radian)の状態から、図5から図7に示す塑性回転角度 θ_1 及び θ_2 が正の状態まで変形したとする。

梁21の引張側のフランジ23（この例では、梁21の一对のフランジ23のうち、上側に位置するフランジ23₁：以下、上側フランジ23₁とも称する）が柱鉄骨12のフランジ13を面外に引き抜く力に対しては、鉄骨である柱鉄骨12は、フランジ13の面外変形とウェブ14の局部降伏を生じる。これにより、柱鉄骨12のウェブ14に局部降伏14aが形成される。また、柱鉄骨12のフランジ13には、塑性ヒンジ13₁が形成される。

柱鉄骨12のフランジ13が面外に変形することによって、フランジ13の外側のかぶりコンクリート16aがコーン状破壊する。かぶりコンクリート16aの側面16a1を、図6中にハッチングを付して示している。

[0032] 図5に示すように、梁21の圧縮側のフランジ23（この例では、梁21の一对のフランジ23のうち、下側に位置するフランジ23₂：以下、下側フランジ23₂とも称する）が柱鉄骨12のフランジ13を面外に押し込む力に対しては、フランジ13が内側に面外変形してウェブ14の局部降伏が生じ、フランジ13の内側のコンクリート16が支圧破壊すると仮定している。すなわち、コンクリート16に、支圧破壊部16bが形成される。支圧破壊部16bを、図7中にハッチングを付して示している。また、柱鉄骨12のフランジ13には、塑性ヒンジ13₂が形成される。

一般にコンクリートの支圧耐力はコーン状破壊耐力よりも大きくなるので、接合部31の断面内の釣合条件を満たす中立軸C1は、梁せいH₀（梁のせい（成））（mm）の上下方向の中心よりも圧縮側のフランジ23₂側に位置する。

[0033] 本崩壊機構は、梁 2 1 の端部の曲げモーメントに対して接合部 3 1 が角度 θ (r a d i a n) 回転した状態を仮定している。ただし、角度 θ は微小な角度であり、 $\tan \theta = \theta$ 等と近似することができる。

本崩壊機構で用いる変数は、図中に示す x 、 y 、及び、 z (m m) である。変数 x は、梁 2 1 の端部の曲げモーメントに対する中立軸 C 1 の位置を決定する係数であり、0 以上 1 以下の任意の値を取り得る。具体的には、変数 x は、梁 2 1 の端部に曲げモーメントが作用したときの、梁 2 1 の引張側のフランジ 2 3₁ の外表面から中立軸 C 1 までの距離の梁せい H_b に対する比である。また、変数 y は、梁 2 1 の上側フランジ 2 3₁ の上方に位置する塑性ヒンジ 1 3₁ 及び塑性ヒンジ 1 3₃ 間の、柱鉄骨 1 2 の材長方向における長さである。また、変数 z は、梁 2 1 の下側フランジ 2 3₂ の下方に位置する塑性ヒンジ 1 3₂ 及び塑性ヒンジ 1 3₄ 間の、柱鉄骨 1 2 の材長方向における長さである。なお、変数 y 及び z は、任意の正数 (0 よりも大きい値) を取り得る。

これら変数 x 、 y 、及び z を用いて、柱鉄骨 1 2 のフランジ 1 3 と、梁 2 1 のフランジ 2 3₁ 及び 2 3₂ との交差部における面外変形量 δ_1 及び δ_2 (m m) は、下記の (1) 式及び (2) 式を用いて、下記の (3) 式及び (4) 式により表わすことができる。ここで、梁 2 1 のフランジ 2 3 の板厚を t_{bf} (m m) 、フランジ 1 3 及びフランジ 2 3 の交差部に仮定する剛域の幅を t' (m m) とする。

[0034] [数2]

$$t' = t_{bf} \quad \cdot \quad (1)$$

$$H = H_b + t' - t_{bf} \quad \cdot \quad (2)$$

$$\delta_1 = x\theta H \quad \cdot \quad (3)$$

$$\delta_2 = (1 - x)\theta H \quad \cdot \quad (4)$$

[0035] 柱鉄骨 1 2 のフランジ 1 3 の降伏ヒンジ線に生じる塑性回転角度 θ_1 及び θ_2 (r a d i a n) は、下記の (5) 式及び (6) 式によって表わすことがで

きる。

[0036] [数3]

$$\theta_1 = \frac{\delta_1}{y} = \frac{x\theta H}{y} \quad \cdot \quad (5)$$

$$\theta_2 = \frac{\delta_2}{z} = \frac{(1-x)\theta H}{z} \quad \cdot \quad (6)$$

[0037] [2. 崩壊曲げモーメント]

柱鉄骨 1 2 及び梁 2 1 のような、鋼材の実際の応力－ひずみ特性を、図 8 に示す。図 8 の横軸は鋼材のひずみを表し、縦軸は鋼材に作用する応力を表す。鋼材には、ひずみがゼロの状態から、ひずみが増加するのにしたがって応力が比例して増加する弾性領域 R 1 がある。弾性領域 R 1 よりもひずみが大きい範囲が、非弾性領域 R 2 である。非弾性領域 R 2 では、弾性領域 R 1 よりも応力の増加率が低下する。弾性領域 R 1 と非弾性領域 R 2 との境界となる応力が、降伏応力 σ_1 である。

非弾性領域 R 2 では、最大応力 σ_2 において応力が最大値となる。最大応力 σ_2 に対応するひずみよりもひずみが大きくなると、応力は最大応力 σ_2 よりも低下する。鋼材は、ひずみ ε_1 において破断する。

[0038] これに対して、本実施形態では、極限解析の手法を用いて理論解を求めるにあたり、柱鉄骨 1 2 及び梁 2 1 の応力－ひずみ特性として、図 9 に線 L 1 で示す剛塑性関係となるモデルを仮定している。図 9 の横軸は鋼材のひずみを表し、縦軸は鋼材に作用する応力を表す。

このモデルでは、ひずみがゼロのままで応力が増加する。応力が降伏応力 σ_1 となったときに、鋼材が降伏する。鋼材が降伏した後は、応力が変わらずにひずみが増加する。なお、このモデルでは、ひずみ硬化を考慮していない。

[0039] 次に、崩壊曲げモーメントの詳細について説明する。

柱鉄骨 1 2 のフランジ 1 3 の降伏ヒンジ線の単位長さあたりの降伏モーメ

ント M^0 (N)、及び柱鉄骨12のウェブ14に生ずる不連続線の単位長さあたりの降伏軸力 N_c^0 (N/mm)は、それぞれ下記の(7)式及び(8)式で与えられる。

ここで、柱鉄骨12のフランジ13の板厚を t_{cf} (mm)、柱鉄骨12のウェブ14の板厚を t_{cw} (mm)、柱鉄骨12のフランジ13の降伏強さを σ_{cfy} (N/mm²)、柱鉄骨12のウェブ14の降伏強さを σ_{cwy} (N/mm²)とする。

[0040] [数4]

$$M^0 = \frac{\sigma_{cfy} t_{cf}^2}{4} \quad \cdot \quad (7)$$

$$N_c^0 = \sigma_{cwy} t_{cw} \quad \cdot \quad (8)$$

[0041] 柱鉄骨12のフランジ13の面外変形による内部仕事 W_{cf} は、各降伏ヒンジ線の塑性回転による仕事の和として、下記の(9)式で与えられる。また、柱鉄骨12のウェブ14の局部降伏による内部仕事 W_{cw} は、各々の不連続線上で生じる塑性流れによる仕事の和として、下記の(10)式で与えられる。

梁21の引張側のフランジ23₁周りのかぶりコンクリート16aに生じるコーン状破壊による内部仕事 W_{RC1} は、下記の(11)式で与えられる。梁21の圧縮側のフランジ23₂周りに生じる内部のコンクリート16の支圧破壊による内部仕事 W_{RC2} は、下記の(12)式で与えられる。

ここで、柱鉄骨12のフランジ13の幅を B_c (mm)、柱鉄骨12のフランジ13に対するコンクリート16のかぶり厚さを d (mm) (図2参照)、コンクリート16の圧縮強度(設計基準強度)を F_c (N/mm²)、コンクリート16の支圧効果係数を λ (—) (本実施形態では1.5とする)とする。なお、コンクリート16の圧縮強度 F_c は、JIS A1108に記載の「コンクリートの圧縮強度試験方法」により得ることができる。

[0042] [数5]

$$W_{cf} = 2M^0 B_c \left\{ 1 + \frac{xH}{y} + \frac{(1-x)H}{z} \right\} \theta \quad \cdot \cdot (9)$$

$$W_{cw} = \frac{1}{2} N_c^0 H [x(y + xH) + (1-x)\{z + (1-x)H\}] \theta \quad \cdot \cdot (10)$$

$$W_{RC1} = xH \{2d(B_c + y + xH) + \pi d^2\} \cdot 0.31 \sqrt{F_c} \theta \quad \cdot \cdot (11)$$

$$W_{RC2} = \frac{B_c \{z + (1-x)H\}}{2} \lambda F_c (1-x) H \theta \quad \cdot \cdot (12)$$

[0043] 仮想仕事の原理より、接合部 3 1 についての崩壊曲げモーメント M (Nm) は下記の (13) 式で与えられる。すなわち、内部仕事 W_{cf} と、内部仕事 W_{cw} と、内部仕事 W_{RC1} と、内部仕事 W_{RC2} との和が、接合部 3 1 の崩壊曲げモーメント M と、梁 2 1 の端部の曲げモーメントに対する接合部 3 1 の回転角度 θ との積に等しいという下記の (13) 式による第一方程式が導かれる。

崩壊曲げモーメント M の最小値である全塑性曲げモーメント M_p (Nm) は、下記の (14) 式を連立して解くことで求められ、下記の (15) 式から (18) 式によって与えられる。

下記の (14) 式は、崩壊曲げモーメント M を変数 x 、 y 、及び z で偏微分した値がそれぞれゼロに等しいことを表す方程式である。下記の (16) 式から (18) 式により、変数 x 、 y 、及び z が求められる。

なお、全塑性曲げモーメント M_p は、図 9 において鋼材が降伏したときの曲げモーメントを表し、接合部 3 1 の全塑性耐力に相当する。基本的に、変数 y は変数 z よりも大きい。これは、上述のようにコンクリートの支圧耐力はコーン状破壊耐力よりも大きくなるためである。コンクリート 16 の圧縮強度 F_c がゼロである場合 (柱 1 1 が鉄筋 15 及びコンクリート 16 を備えない鉄骨造の柱の場合) には、変数 y と変数 z とが等しくなる。

[0044]

[数6]

$$M\theta = W_{cf} + W_{cw} + W_{RC1} + W_{RC2} \quad \cdot \quad (13)$$

$$\frac{\partial M}{\partial x} = 0, \quad \frac{\partial M}{\partial y} = 0, \quad \frac{\partial M}{\partial z} = 0 \quad \cdot \quad (14)$$

$${}_jM_p = 2M^0B_c \left\{ 1 + \frac{xH}{y} + \frac{(1-x)H}{z} \right\} + \frac{1}{2}N_c^0H[x(y+xH) + (1-x)\{z + (1-x)H\}] \\ + xH\{2d(B_c + y + xH) + \pi d^2\} \cdot 0.31\sqrt{F_c} + \frac{B_c\{z + (1-x)H\}}{2}\lambda F_c(1-x)H \quad \cdot \quad (15)$$

$$x = \frac{\frac{N_c^0H}{2}(-y+z+2H) - 0.31\sqrt{F_c}dH(2y+2B_c+\pi d) + \frac{B_cH\lambda F_c}{2}(z+2H) - 2M^0B_cH(\frac{1}{y} - \frac{1}{z})}{2N_c^0H^2 + 4 \cdot 0.31\sqrt{F_c}dH^2 + B_cH^2\lambda F_c} \quad \cdot \quad (16)$$

$$y = \sqrt{\frac{2M^0B_c}{2d \cdot 0.31\sqrt{F_c} + \frac{N_c^0}{2}}} \quad \cdot \quad (17)$$

$$z = \sqrt{\frac{2M^0B_c}{\frac{B_c\lambda F_c}{2} + \frac{N_c^0}{2}}} \quad \cdot \quad (18)$$

[0045] 上記の(17)式に、上記の(7)式及び(8)式により与えられる降伏モーメント M^0 、単位長さあたりの降伏軸力 N_c^0 を代入して整理すると、下記の(19)式が得られる。

なお、柱11が鉄筋15及びコンクリート16を備えない鉄骨造の柱の場合には、下記の(19)式において、コンクリート16の圧縮強度 F_c 、及びコンクリート16のかぶり厚さ d をゼロとして計算すればよい。

[0046] [数7]

$$y = B_c \sqrt{\frac{\sigma_{cfy}}{\sigma_{cwy}}} \cdot \sqrt{\frac{t_{cf}/t_{cw}}{2(B_c/2t_{cf})}} \cdot \sqrt{\frac{1}{1 + 1.24d\sqrt{F_c}/(\sigma_{cwy}t_{cw})}} \quad \cdot \quad (19)$$

[0047] 上述のように、塑性ヒンジにより示した梁21よりも上方の変数 y の範囲

、梁 2 1 のせいの範囲、及び、梁 2 1 よりも下方の変数 z の範囲にそれぞれ対応する柱鉄骨 1 2 のフランジ 1 3 のみが、引っ張られたり圧縮されたりする。基本的に、変数 y は変数 z よりも大きい。梁 2 1 のせいの中心 P 1 から上方に $(H_b/2 + y)$ の式により得られる値の範囲、及び、中心 P 1 から下方に $(H_b/2 + z)$ の式により得られる値の範囲よりも、中心 P 1 を範囲の中心とした $(H_b + 2y)$ の式により得られる値の範囲の方が広い。このため、梁 2 1 に上方及び下方から荷重が作用しても、梁 2 1 のせいの中心 P 1 (図 1 0 参照) を範囲の中心とした $(H_b + 2y)$ の式により得られる値の範囲の柱鉄骨 1 2 のフランジ 1 3 のみが、梁 2 1 により引っ張られることが分かる。

[0048] このため、図 1 0 に示すように、柱鉄骨 1 2 の材長方向において、柱鉄骨 1 2 のフランジ 1 3 が梁 2 1 により引っ張られる範囲を含む範囲 R 6 において、柱鉄骨 1 2 のフランジ 1 3 とウェブ 1 4 とを全強接合部 1 7 により接合する。一方、柱鉄骨 1 2 の材長方向において範囲 R 6 以外の範囲 R 7、すなわち全強接合部 1 7 で接合されていない範囲 R 7 は、非全強接合部 1 8 で接合する。なお、図 1 0 において、柱 1 1 の鉄筋 1 5、及びコンクリート 1 6 を透過して示している。

ここで、範囲 R 6 は、梁 2 1 のせいの中心 P 1 を範囲の中心とした $(H_b + 2W)$ の式により得られる値の範囲である。そして、 W は、上記の (1 9) 式による y 以上である。

[0049] 本実施形態の柱梁接合構造 1 の設計方法では、柱鉄骨 1 2 において、ウェブ 1 4 と、梁 2 1 が接合されたフランジ 1 3 とを全強接合する範囲を、梁 2 1 のせいの中心 P 1 を範囲の中心とした $(H_b + 2W)$ の式により得られる値の範囲に設定する。また、柱鉄骨 1 2 において、上記の範囲以外の範囲 (ウェブ 1 4 と、梁 2 1 が接合されたフランジ 1 3 とを全強接合しない範囲) を、非全強接合するように (全強接合以外で接合するように) 設定する。

すなわち、柱梁接合構造 1 では、材長方向に沿って見た場合に、少なくとも、梁 2 1 のせいの中心 P 1 (図 1 0 参照) を範囲の中心とした $(H_b + 2y)$

）の式により得られる値の範囲に全強接合部 17 が形成され、上記の範囲以外の範囲に非全強接合部 18 が形成される。なお、製造コストをより低減する観点からは、梁 21 のせいの中心 P1（図 10 参照）を範囲の中心とした $(H_b + 2y)$ の式により得られる値の範囲に全強接合部 17 が形成され、上記の範囲以外の範囲に非全強接合部 18 が形成されていることが好ましい。この場合、ウェブ 14 とフランジ 13 を全強接合により接合する範囲を、梁の上方及び下方から作用する荷重によりフランジ 13 が引っ張られる範囲のみとすることができるため、ウェブ 14 とフランジ 13 との接合部の破断を抑制しつつ、製造コストの増加をさらに抑制できる。

[0050] 上述のように、変数 W は、上記の (19) 式による変数 y 以上の値である。変数 W は、変数 y よりも例えば 50 (mm) 以上長くしてもよい。また、 $(H_b + 2W)$ の式により得られる値は、例えば、 $(H_b + 2y)$ の式により得られる値の 1.1 倍以上 1.2 倍以下としても良い。

また、アーク溶接の開始時には、アーク溶接に用いられるシールド内に外気が入ることがある。このため、アーク溶接の火花が安定しにくく、アーク溶接を開始した部分の耐力が安定しないので、アーク溶接の開始時には助走区間を設けることが好ましい。

また、全強接合部 17 を形成した範囲 R6 には、ウェブ 14 の端部等に予め開先加工が施されていることが好ましい。さらに、この範囲 R6 に対して超音波探傷試験等を行い、ウェブ 14 とフランジ 13 との不溶着部が形成されていないことを確認することが好ましい。

[0051] 以上に説明したように、本実施形態の柱梁接合構造 1 及び柱梁接合構造 1 の設計方法によれば、梁 21 に上方及び下方から荷重が作用しても、梁 21 のせいの中心を範囲の中心とした $(H_b + 2y)$ の式により得られる値の範囲内の柱鉄骨 12 のフランジ 13 のみが、梁 21 により引っ張られる。そのため、柱鉄骨 12 の材長方向において、少なくとも、柱鉄骨 12 のフランジ 13 が引っ張られる範囲のフランジ 13 とウェブ 14 とを全強接合することで、この範囲の柱鉄骨 12 にウェブ 14 とフランジ 13 との不溶着部が形成さ

れない。そして、残りの範囲における柱鉄骨 1 2 のウェブ 1 4 とフランジ 1 3 とは、非全強接合する。

これにより、梁 2 1 に荷重が作用して曲げモーメントが生じた際に、柱鉄骨 1 2 において、ウェブ 1 4 とフランジ 1 3 とを接合する溶接部の破断を抑制することができる。また、ウェブ 1 4 とフランジ 1 3 とを全て全強接合する場合と比較して、製造コストを低減することができる。

したがって、柱鉄骨 1 2 のウェブ 1 4 とフランジ 1 3 とを必要な範囲において全強接合して全強接合する範囲を狭くすることで、ウェブ 1 4 とフランジ 1 3 とを接合する溶接部の破断を抑制しつつ、柱梁接合構造 1 の製造コストの増加を抑えることができる。

[0052] なお、柱鉄骨 1 2 のフランジ 1 3 に引張応力が作用する範囲でフランジ 1 3 とウェブ 1 4 とを全強接合し、フランジ 1 3 とウェブ 1 4 とが全強接合されていない範囲は、フランジ 1 3 とウェブ 1 4 とを全強接合以外の方法で接合してもよい。柱鉄骨 1 2 のフランジ 1 3 に引張応力が作用して柱鉄骨 1 2 のウェブ 1 4 に局部降伏が生じている範囲は、図 5 に示す範囲 R 9 となる。すなわち、柱鉄骨 1 2 の材長方向において、塑性ヒンジ 1 3₁ から中立軸 C 1 までの範囲である。

柱鉄骨 1 2 のフランジ 1 3 に引張応力が作用している範囲内で柱鉄骨 1 2 のフランジ 1 3 とウェブ 1 4 とが全強接合されているため、この範囲 R 9 内の柱鉄骨 1 2 にウェブ 1 4 とフランジ 1 3 との不溶着部が形成されない。フランジ 1 3 に引張応力が作用している範囲 R 9 内は、不溶着部を起点として溶接部の破断が生じやすいが、この範囲 R 9 内に不溶着部が形成されないため、梁 2 1 に荷重が作用したときに柱鉄骨 1 2 におけるウェブ 1 4 とフランジ 1 3 との溶接部の破断が生じにくくなる。

したがって、必要な範囲に全強接合するとともに全強接合する範囲を狭くすることで、柱梁接合構造 1 の製造コストを抑えることができる。

[0053] (第 2 実施形態)

次に、本発明の第 2 実施形態について図 1 1 を参照しながら説明する。な

お、上述した構成要素と同一の構成要素については、同一の符号を付すことにより、以下での重複説明を省略する。

本実施形態では、上記第1実施形態のように極限解析の手法を用いて理論解を求めるとともに、使用頻度の高い柱梁接合構造1の厚さ等の諸元に限定すること等により、全強接合する範囲を容易に求められるようにしている。

[0054] 具体的には、以下の(i)から(iii)の限定、及び(iv)の仮定をしている。

(i) 柱鉄骨12のフランジ13の降伏強さ σ_{cfy} と柱鉄骨12のウェブ14の降伏強さ σ_{cwy} とが等しい。

(ii) 柱鉄骨12のフランジ13の板厚 t_{cf} の2倍に対する柱鉄骨12のフランジ13の幅 B_c の比が3.0以上である。

(iii) 柱鉄骨12のウェブ14の板厚 t_{cw} に対する柱鉄骨12のフランジ13の板厚 t_{cf} の比が3.33以下である。

(iv) かぶりコンクリートの影響を無視する(F_c をゼロとする)。

[0055] なお、柱梁接合構造1の、使用頻度の高い諸元に対してはかぶりコンクリートの影響は10%程度であることが分かっている。

(i)の限定及び(iv)の仮定を用いて上記の(19)式を変形することで、下記の(20)式が得られる。

すなわち、変数 y は、柱鉄骨12のフランジ13の幅 B_c 、柱鉄骨12のウェブ14の板厚 t_{cw} に対する柱鉄骨12のフランジ13の板厚 t_{cf} の比、及び、柱鉄骨12のフランジ13の板厚 t_{cf} の2倍に対する柱鉄骨12のフランジ13の幅 B_c の比で表されることが分かる。

[0056] [数8]

$$y = B_c \cdot \sqrt{\frac{t_{cf}}{2 \frac{t_{cw}}{B_c}}} \quad \cdot \quad (20)$$

[0057] 柱鉄骨 1 2 のウェブ 1 4 の板厚 t_{cw} に対する柱鉄骨 1 2 のフランジ 1 3 の板厚 t_{cf} の比については、(i i i) の限定における上限値の 3.33 を上記の (2 0) 式に代入する。柱鉄骨 1 2 のフランジ 1 3 の板厚 t_{cf} の 2 倍に対する柱鉄骨 1 2 のフランジ 1 3 の幅 B_c の比については、(i i) の限定における下限値の 3.0 を上記の (2 0) 式に代入する。これらにより、下記の (2 1) 式が得られる。

下記の (2 0) 式において、(i i) の限定である $(B_c / (2 t_{cf}))$ の式により得られる値の下限値の 3.0、及び、(i i i) の限定である (t_{cf} / t_{cw}) の式により得られる値の上限値の 3.33 を下記の (2 0) 式に代入することで、(i i) 及び (i i i) の限定における変数 y の最大値が約 0.75 B_c と求まる。

[0058] [数9]

$$y = B_c \cdot \sqrt{\frac{3.33}{2 \cdot 3.0}} \approx 0.75 B_c \quad \cdot \quad (21)$$

[0059] すなわち、本実施形態における上述の全強接合部 1 7 の範囲 R 6 は、梁 2 1 のせいの中心 P 1 を範囲の中心とした $(H_b + 2W)$ の式により得られる値の範囲とした。ただし、 W は、上記の (2 1) 式による y 以上である。

[0060] なお、柱鉄骨 1 2 のフランジ 1 3 の板厚 t_{cf} の 2 倍に対する柱鉄骨 1 2 のフランジ 1 3 の幅 B_c の比を 2.0 以上とし、柱鉄骨 1 2 のウェブ 1 4 の板厚 t_{cw} に対する柱鉄骨 1 2 のフランジ 1 3 の板厚 t_{cf} の比を 4.0 以下とした場合には、変数 y の値は 1.0 B_c となる。柱鉄骨 1 2 のフランジ 1 3 の板厚 t_{cf} の 2 倍に対する柱鉄骨 1 2 のフランジ 1 3 の幅 B_c の比を 5.0 以上とし、柱鉄骨 1 2 のウェブ 1 4 の板厚 t_{cw} に対する柱鉄骨 1 2 のフランジ 1 3 の板厚 t_{cf} の比を 2.5 以下とした場合には、変数 y の値は 0.5 B_c となる。

[0061] 以上に説明したように、本実施形態の柱梁接合構造 1 によれば、使用頻度の高い板厚等の諸元において、柱鉄骨 1 2 のウェブ 1 4 とフランジ 1 3 とを

全強接合する範囲が、柱鉄骨 1 2 のフランジ 1 3 の幅 B_c 及び梁 2 1 のせい H_b だけで決まる。このため、柱鉄骨 1 2 のウェブ 1 4 とフランジ 1 3 とを全強接合する範囲を容易に求めることができる。

なお、本実施形態で変数 y を $0.75 B_c$ とした評価の精度を検証した図 1 1 については、第 3 実施形態において説明を行う。

[0062] (第 3 実施形態)

次に、本発明の第 3 実施形態について図 1 2 から図 2 0 を参照しながら説明する。なお、上述した構成要素と同一の構成要素については、同一の符号を付すことにより、以下での重複説明を省略する。

上記第 1 実施形態及び第 2 実施形態では、極限解析の手法を用いて理論解を求め、柱 1 1 と梁 2 1 との接合部 3 1 における全塑性曲げモーメント M_p の柱 1 1 のウェブ 1 4 の塑性化範囲に基づいて、全強接合部 1 7 の範囲を設定した。ただし、接合部 3 1 が降伏した後には鋼材のひずみ硬化によって塑性化範囲は拡大する場合がある。

これに対して、本実施形態では、接合部 3 1 が大きく変形して接合部 3 1 の塑性化範囲が拡大した場合においても上述の全強接合部 1 7 の範囲が十分であるための条件を検討する。本実施形態では、変数 y に相当する塑性ひずみが分布している範囲を有限要素解析により求めた。

[0063] 有限要素解析に用いた解析モデルを、図 1 2 から図 1 4 に示す。図 1 2 の解析モデルは、柱梁接合構造 1 を表す 1 / 4 モデルである。この 1 / 4 モデルでは、第一の面 S 1 及び第二の面 S 2 を解析条件の対称面とした。

図 1 2 の解析モデルは、柱梁接合構造 1 の柱 1 1 が鉄骨造であって H 形断面の柱鉄骨 1 2 である場合を示している。

[0064] 有限要素解析の条件を以下に示す。

(1) 解析モデルの要素は、8 節点ソリッド要素とした。

(1 1) 梁 2 1 の端部が柱鉄骨 1 2 に溶接された部分の溶接金属部の余盛り高さは、梁 2 1 のフランジ 2 3 の板厚の 1 / 4 とした。ただし、梁 2 1 のフランジ 2 3 の板厚が 40 mm 以上の場合は、余盛り高さを 10 mm とした。

(ⅠⅠⅠ) 柱鉄骨 12 のウェブ 14 とフランジ 13 との溶接金属部は、脚長及び余盛り高さを共に 10 mm とした。

[0065] (ⅠⅤ) 柱鉄骨 12 及び梁 21 の材料特性には、建築構造用圧延鋼材である S N 490 の引張試験結果をモデル化した応力-ひずみ特性を用いた。図 15 に柱鉄骨 12 及び梁 21 の要素に用いた応力-ひずみ特性を示す。図 15 の横軸はひずみを表し、縦軸は応力を表す。図 15 において、一点鎖線 L 6 は、引張試験結果の平均応力-平均ひずみを表す線である。また、実線 L 7 は、引張試験結果の平均応力-平均ひずみをモデル化した線である。また、点線 L 8 は、モデル化した平均応力-平均ひずみを、真応力-真ひずみに変換した線である。なお、有限要素解析には、点線 L 8 が表す平均応力-平均ひずみ特性を用いた。

[0066] (Ⅴ) 各溶接金属部の材料特性には、Y G W 18 ワイヤの引張試験結果をモデル化した応力-ひずみ特性を用いた。図 16 に溶接金属部の要素に用いた応力-ひずみ特性を示す。図 16 の横軸はひずみを表し、縦軸は応力を表す。図 16 において、一点鎖線 L 11 は、引張試験結果の平均応力-平均ひずみを表す線である。また、実線 L 12 は、引張試験結果の平均応力-平均ひずみをモデル化した線である。また、点線 L 13 は、モデル化した平均応力-平均ひずみを、真応力-真ひずみに変換した線である。なお、有限要素解析には、点線 L 13 が表す平均応力-平均ひずみ特性を用いた。

(ⅤⅠ) 柱鉄骨 12 及び梁 21 の降伏強さを 380 MPa、引張強さを 519 MPa とした。

(ⅤⅠⅠ) 溶接金属部の降伏強さを 526 MPa、引張強さを 606 MPa とした。

(ⅤⅠⅠⅠ) 梁 21 の、柱鉄骨 12 とは反対の端に荷重 F (図 12 参照) を作用させて、鉛直方向の一方向強制変位を与える荷重条件とした。

[0067] 解析モデルの解析変数の比の一覧を、表 1 に示す。柱鉄骨 12 及び梁 21 の寸法の諸元は、各比率が使用頻度の高い、表 1 に示す値の組み合わせとなるように設定した。

すなわち、以下のように比の値を決めた。

(a) 柱鉄骨 1 2 のフランジ 1 3 における板厚 t_{cf} に対する幅 B_c の比が、3.0 以上 8.0 以下である。

(b) 柱鉄骨 1 2 のウェブ 1 4 における板厚 t_{cw} に対する幅の比（幅厚比）が、柱鉄骨 1 2 がフランジ付き十字形断面の場合に 12.0 以上である。なお、柱鉄骨 1 2 が H 形断面の場合には、この比は 24.0 以上である。

(c) 柱鉄骨 1 2 におけるフランジ 1 3 の幅 B_c に対するせい H_c の比が、1.7 以上 3.5 以下である。

(d) 柱鉄骨 1 2 のせい H_c に対する梁 2 1 のせい H_b の比が、0.7 以上 1.5 以下である。

(e) 柱鉄骨 1 2 のフランジ 1 3 の幅 B_c に対する梁 2 1 のフランジ 2 3 の幅 B_b の比が、0.5 以上 1.0 以下である。

(f) 柱鉄骨 1 2 のウェブ 1 4 の板厚 t_{cw} に対する梁 2 1 のウェブ 2 4 の板厚 t_{bw} の比が、0.5 以上 1.0 以下である。

[0068] [表1]

柱鉄骨の 板厚に 対する 幅の比		柱鉄骨に おけるフ ランジの幅 に対する せいの比	柱鉄骨の ウェブの板 厚に対す る梁のウェ ブの板厚 の比	柱鉄骨の フランジの 幅に対す る梁のフラ ンジの幅 の比	柱鉄骨の せいに対 する梁の せいの比
フランジ	ウェブ				
		H_c/B_c	t_{bw}/t_{cw}	B_b/B_c	H_b/H_c
3.0	12.0	1.7	0.5	0.5	0.7
8.0	32.0	3.5	1.0	1.0	1.5

[0069] 具体的には、以下のように寸法を決めた。

(g) 柱鉄骨 1 2 のせい H_c は、600 mm の固定値とした。

(h) 柱鉄骨 1 2 におけるフランジ 1 3 の幅 B_c に対するせい H_c の比の変数

により、柱鉄骨 1 2 におけるフランジ 1 3 の幅 B_c を決めた。

(i) 柱鉄骨 1 2 のウェブ 1 4 における板厚 t_{cw} に対する幅の比、及び、柱鉄骨 1 2 のフランジ 1 3 における板厚 t_{cf} に対する幅 B_c の比の変数により、ウェブ 1 4 の板厚 t_{cw} 及びフランジ 1 3 の板厚 t_{cf} を決めた。

(j) 柱鉄骨 1 2 のせい H_c に対する梁 2 1 のせい H_b の比、及び、柱鉄骨 1 2 のウェブ 1 4 の板厚 t_{cw} に対する梁 2 1 のウェブ 2 4 の板厚 t_{bw} の比の変数により、梁 2 1 のせい H_b 及び梁 2 1 のフランジ 2 3 の幅 B_b を決めた。

[0070] (k) 柱鉄骨 1 2 のフランジ 1 3 の幅 B_c に対する梁 2 1 のフランジ 2 3 の幅 B_b の比の変数により、梁 2 1 のウェブ 2 4 の板厚 t_{bw} を決めた。

(l) 梁 2 1 のフランジ 2 3 の板厚 t_{bf} は、接合部 3 1 の局所耐力に対して梁 2 1 の曲げ耐力が 1.2 倍以上となるように決めた。このとき、梁 2 1 のフランジ 2 3 における板厚 t_{bf} に対する幅 B_b の比が F D ランクとなる場合には、F D ランクと F C ランクの境界値となるように、梁 2 1 のフランジ 2 3 の板厚 t_{bf} を厚くした。また、梁 2 1 のフランジ 2 3 の板厚 t_{bf} が梁 2 1 のウェブ 2 4 の板厚 t_{bw} よりも薄くなる場合には、梁 2 1 のフランジ 2 3 の板厚 t_{bf} を梁 2 1 のウェブ 2 4 の板厚 t_{bw} と等しくした。

(m) 柱鉄骨 1 2 におけるウェブ 1 4 の板厚 t_{cw} に対するフランジ 1 3 の板厚 t_{cf} の比が 3.33 を超える場合は、その解析ケースを除外した。除外した解析ケースは、使用頻度が低いケースである。

[0071] これらの手順によって決めた柱鉄骨 1 2 及び梁 2 1 の寸法の諸元の一覧を、表 2 及び表 3 において解析ケース 1 から解析ケース 56 として示す。

なお、表 2 及び表 3 において、柱鉄骨 1 2 のウェブ 1 4 における板厚 t_{cw} に対する幅の比が 12.0 の解析ケース番号は、柱鉄骨 1 2 がフランジ付き十字形断面の場合である。また、柱鉄骨 1 2 のウェブ 1 4 における板厚 t_{cw} に対する幅の比が 32.0 の解析ケース番号は、柱鉄骨 1 2 が H 形断面の場合である。

[0072]

[表2]

解析 ケース 番号	柱鉄骨				梁				解析変数			
	せい	フランジの幅 B_o mm	ウェブの板厚 t_{ow} mm	フランジの板厚 t_{of} mm	せい H_b mm	フランジの幅 B_b mm	ウェブの板厚 t_{ow} mm	フランジの板厚 t_{of} mm	柱鉄骨におけるフランジの幅に対するせい比 H_o/B_o	柱鉄骨のウェブ厚に対する梁のウェブの板厚の比 t_{bw}/t_{ow}	柱鉄骨のフランジの幅に対する梁のフランジの幅の比 B_b/B_o	柱鉄骨のせいに対する梁のせい比 H_b/H_o
	H_o mm	B_o mm	t_{ow} mm	t_{of} mm	H_b mm	B_b mm	t_{ow} mm	t_{of} mm	フランジ	ウェブ		
1	600	353	20.1	58.8	900	353	20.1	20.1	3.0	12.0		
2	600	353	23.2	22.1	900	353	23.2	23.2	8.0	12.0		
3	600	353	8.7	22.1	900	353	8.7	13.4	8.0	32.0		
4	600	171	22.6	28.6	900	171	22.6	22.6	3.0	12.0	1.0	
5	600	171	24.1	10.7	900	171	24.1	24.1	8.0	12.0		
6	600	171	8.5	28.6	900	171	8.5	8.5	3.0	32.0		
7	600	171	9.0	10.7	900	171	9.0	9.0	8.0	32.0		
8	600	353	20.1	58.8	900	353	10.0	22.4	3.0	12.0		
9	600	353	23.2	22.1	900	353	11.6	13.4	8.0	12.0		
10	600	353	8.7	22.1	900	353	4.3	13.4	8.0	32.0		
11	600	171	22.6	28.6	900	171	11.3	26.5	3.0	12.0		
12	600	171	24.1	10.7	900	171	12.1	20.3	8.0	12.0		
13	600	171	8.5	28.6	900	171	4.2	12.1	3.0	32.0		
14	600	171	9.0	10.7	900	171	4.5	8.2	8.0	32.0		
15	600	353	20.1	58.8	900	176	20.1	34.8	3.0	12.0		
16	600	353	23.2	22.1	900	176	23.2	23.2	8.0	12.0		
17	600	353	8.7	22.1	900	176	8.7	8.7	8.0	32.0		
18	600	171	22.6	28.6	900	86	22.6	25.8	3.0	12.0		
19	600	171	24.1	10.7	900	86	24.1	24.1	8.0	12.0		
20	600	171	8.5	28.6	900	86	8.5	13.7	3.0	32.0		
21	600	171	9.0	10.7	900	86	9.0	9.0	8.0	32.0		
22	600	353	20.1	58.8	900	176	10.0	47.5	3.0	12.0		
23	600	353	23.2	22.1	900	176	11.6	27.5	8.0	12.0		
24	600	353	8.7	22.1	900	176	4.3	12.7	8.0	32.0		
25	600	171	22.6	28.6	900	86	11.3	59.3	3.0	12.0		
26	600	171	24.1	10.7	900	86	12.1	45.3	8.0	12.0		
27	600	171	8.5	28.6	900	86	4.2	25.2	3.0	32.0		
28	600	171	9.0	10.7	900	86	4.5	16.9	8.0	32.0		

[表3]

解析 ケース 番号	柱鉄骨				梁				解析変数			
	せい	フランジの幅	ウェブの板厚	フランジの板厚	せい	フランジの幅	ウェブの板厚	フランジの板厚	柱鉄骨のフランジの幅に対する板厚の比	柱鉄骨のウェブの厚に対する梁のウェブの板厚の比	柱鉄骨のフランジの幅に対する梁のウェブの板厚の比	柱鉄骨のせいに対する梁のせい比
	H_o mm	B_o mm	t_{ew} mm	t_{ef} mm	H_b mm	B_b mm	t_{bw} mm	t_{bf} mm	H_o/B_o	t_{bw}/t_{ef}	B_b/B_o	H_b/H_o
29	600	353	20.1	58.8	420	353	20.1	20.1	1.7	1.0	1.0	0.7
30	600	353	23.2	22.1	420	353	23.2	23.2	1.7	1.0	1.0	0.7
31	600	353	8.7	22.1	420	353	8.7	13.4	1.7	1.0	1.0	0.7
32	600	171	22.6	28.6	420	171	22.6	22.6	3.5	1.0	1.0	0.7
33	600	171	24.1	10.7	420	171	24.1	8.0	3.5	1.0	1.0	0.7
34	600	171	8.5	28.6	420	171	8.5	8.5	3.5	1.0	1.0	0.7
35	600	171	9.0	10.7	420	171	9.0	9.0	3.5	1.0	1.0	0.7
36	600	353	20.1	58.8	420	353	10.0	21.9	1.7	0.5	1.0	0.7
37	600	353	23.2	22.1	420	353	11.6	13.4	1.7	0.5	1.0	0.7
38	600	353	8.7	22.1	420	353	4.3	13.4	1.7	0.5	1.0	0.7
39	600	171	22.6	28.6	420	171	11.3	19.4	3.5	0.5	1.0	0.7
40	600	171	24.1	10.7	420	171	12.1	12.1	3.5	0.5	1.0	0.7
41	600	171	8.5	28.6	420	171	4.2	9.9	3.5	0.5	1.0	0.7
42	600	171	9.0	10.7	420	171	4.5	6.5	3.5	0.5	1.0	0.7
43	600	353	20.1	58.8	420	176	20.1	43.3	1.7	1.0	0.5	0.7
44	600	353	23.2	22.1	420	176	23.2	23.2	1.7	1.0	0.5	0.7
45	600	353	8.7	22.1	420	176	8.7	8.7	1.7	1.0	0.5	0.7
46	600	171	22.6	28.6	420	86	22.6	30.3	3.5	1.0	0.5	0.7
47	600	171	24.1	10.7	420	86	24.1	24.1	3.5	1.0	0.5	0.7
48	600	171	8.5	28.6	420	86	8.5	15.7	3.5	1.0	0.5	0.7
49	600	171	9.0	10.7	420	86	9.0	9.0	3.5	1.0	0.5	0.7
50	600	353	20.1	58.8	420	176	10.0	48.3	1.7	1.0	0.5	0.7
51	600	353	23.2	22.1	420	176	11.6	20.6	1.7	1.0	0.5	0.7
52	600	353	8.7	22.1	420	176	4.3	10.7	1.7	1.0	0.5	0.7
53	600	171	22.6	28.6	420	86	11.3	44.5	3.5	1.0	0.5	0.7
54	600	171	24.1	10.7	420	86	12.1	26.8	3.5	1.0	0.5	0.7
55	600	171	8.5	28.6	420	86	4.2	20.9	3.5	1.0	0.5	0.7
56	600	171	9.0	10.7	420	86	4.5	10.9	3.5	1.0	0.5	0.7

[0073] 表2及び表3に示した合計56の解析ケースの有限要素解析を実施した。

各解析ケースにおいて、図 1 3 及び図 1 4 に示す溶接金属部 1 9 の溶接止端部 1 9 a の相当塑性ひずみを柱鉄骨 1 2 の材長方向にわたり求めた。

図 1 7 に、塑性ひずみを求めた結果の一例を解析ケース 2（梁 2 1 のせい H_b は 9 0 0 m m）の場合で示す。図 1 7 の横軸は相当塑性ひずみを表し、縦軸は梁 2 1 のせいの中心に対する位置を表す。なお、位置は上方を正とする。

また、図 1 7 において、正方形のプロットにより表される線 L 1 6 は、柱梁接合構造 1 の接合部 3 1 の降伏が始まったときの状態を示す。一方、菱形のプロットにより表される線 L 1 7 は、梁 2 1 の端部が 0. 0 2 r a d i a n（約 1. 1 5°）回転したときの状態を示す。

[0074] ここで、接合部 3 1 の降伏が始まったときとは、接合部 3 1 の初期の回転角一曲げモーメントの傾きに対して、傾きが 1 / 3 まで低下したときの状態と定義する。梁 2 1 の端部が 0. 0 2（r a d i a n）回転した状態は、地震が起きたときに建築物に生じる最大の変位を意味する。

[0075] 線 L 1 6 及び線 L 1 7 のいずれにおいても、溶接止端部 1 9 a の相当塑性ひずみ、すなわち柱鉄骨 1 2 のウェブ 1 4 の塑性ひずみは、梁 2 1 のフランジ 2 3 の位置を中心に分布していることが分かった。

接合部 3 1 の降伏が始まったときには、梁 2 1 のせいの外側に約 1 0 5 m m の範囲 X まで塑性ひずみが分布していることが分かった。一方で、梁 2 1 の端部が 0. 0 2（r a d i a n）回転した状態では、梁 2 1 のせいの外側に約 1 5 0（m m）の範囲 X まで塑性ひずみが分布していることが分かった。

[0076] 梁 2 1 の端部が 0. 0 2（r a d i a n）回転した状態における各解析ケースで、塑性ひずみが分布している範囲 X を求めた結果を図 1 8 に示す。図 1 8 の横軸は柱鉄骨 1 2 のフランジ 1 3 の幅 B_c を表し、縦軸は塑性ひずみが分布している範囲 X を表す。

塑性ひずみが分布している範囲 X は、柱鉄骨 1 2 のフランジ 1 3 における幅 B_c の 1. 1 倍以下の範囲であることが分かった。

このため、本実施形態における上述の全強接合部 17 の範囲 R 6 は、梁 21 のせいの中心 P 1 を範囲の中心とした $(H_b + 2W)$ の式により得られる値の範囲とした。ただし、 W は $1.1B_c$ 以上である。すなわち、柱梁接合構造 1 の解析モデルにおいて、梁 21 のせいの中心 P 1 を範囲の中心とした $(H_b + 2W)$ の式により得られる値の範囲の溶接金属部 19 を全強接合部 17 とし、全強接合部 17 以外の溶接金属部 19 を非全強接合部 18 とする。

[0077] 以上に説明したように、本実施形態の柱梁接合構造 1 によれば、柱鉄骨 12 がフランジ付き十字形断面又は H 形断面であって使用頻度の高い厚さ等の諸元において、柱鉄骨 12 の材長方向に対して梁 21 のせいの中心を範囲の中心とした $(H_b + 2.2B_c)$ の式により得られる値の範囲以下の範囲の柱鉄骨 12 に塑性ひずみが分布する。柱鉄骨 12 における塑性ひずみが分布する範囲のフランジ 13 とウェブ 14 とを全強接合することで、この範囲内の柱鉄骨 12 にウェブ 14 とフランジ 13 との不溶着部が形成されない。残りの範囲における柱鉄骨 12 のウェブ 14 とフランジ 13 とは、非全強接合で接合する。このため、梁 21 に荷重が作用した際に、柱鉄骨 12 においてウェブ 14 とフランジ 13 とを接合する溶接部の破断が生じにくくなる。

また、柱鉄骨 12 においてウェブ 14 とフランジ 13 とを全強接合する範囲が、柱鉄骨 12 のフランジ 13 の幅 B_c 及び梁 21 のせい H_b だけで決まる。したがって、柱鉄骨 12 のウェブ 14 とフランジ 13 とを全強接合する範囲を容易に求めることができる。

[0078] なお、梁 21 の端部が 0.03 (rad) 回転した状態における、各解析ケースで塑性ひずみが分布している範囲 X を求めた結果を図 19 に示す。また、梁 21 の端部が 0.04 (rad) 回転した状態における、各解析ケースで塑性ひずみが分布している範囲 X を求めた結果を図 20 に示す。

0.03 (rad) 回転した状態、及び、 0.04 (rad) 回転した状態において、塑性ひずみが分布している範囲 X は、共に柱鉄骨 12 のフランジ 13 における幅 B_c の 1.2 倍以下の範囲であることが分かつ

た。

すなわち、梁 2 1 の端部が回転した角度が大きくなっても、塑性ひずみが分布している範囲 X は幅 B_c の 1.2 倍以下の範囲で飽和すると考えられる。この場合、梁 2 1 のせい H_b の中心を範囲の中心とした少なくとも $(H_b + 2.4 B_c)$ の式により得られる値の範囲で全強接合することで、充分大きな地震に対しても耐えられることが分かった。

[0079] ここで、上記第 2 実施形態の図 1 1 について説明する。表 2 及び表 3 に示した解析ケースのうち、第 2 実施形態に該当する 5 6 の解析ケースについて、塑性ひずみが分布している範囲 X を求めた。

塑性ひずみが分布している範囲 X は、柱鉄骨 1 2 のフランジ 1 3 における幅 B_c の 0.75 倍以下の範囲であることが分かった。有限要素解析結果の降伏耐力時点の塑性化範囲を、もれなく安全側に評価できていることが分かった。

[0080] 以上、本発明の各実施形態を説明したが、これらの実施形態は、例として提示したものであり、本発明の範囲がこれらの実施形態のみに限定されるものではない。これら実施形態は、その他の様々な形態で実施されることが可能であり、発明の要旨を逸脱しない範囲で、種々の省略、置き換え、変更を行うことができる。これら実施形態やその変形は、発明の範囲や要旨に含まれると同様に、請求の範囲に記載された発明とその均等の範囲に含まれる。

符号の説明

[0081] 1 : 柱梁接合構造
1 1 : 柱
1 2 : 柱鉄骨
1 3、2 3 : フランジ
1 3₁、1 3₂、1 3₃、1 3₄ : 塑性ヒンジ
1 4、2 4 : ウェブ
1 7 : 全強接合部
1 8 : 非全強接合部

21 : 梁

請求の範囲

[請求項1] 鉄骨鉄筋コンクリート造又は鉄骨造の柱と、前記柱に接合された鉄骨造の梁とを備えるノンダイアフラム形式の柱梁接合構造であって、
前記柱は、ウェブと、フランジと、これらウェブ及びフランジを互いに接合する全強接合部および非全強接合部とを有する、フランジ付き十字形断面又はH形断面の柱鉄骨を有し、
少なくとも、前記梁に曲げモーメントが作用した際に前記柱鉄骨の前記フランジに引張応力が作用する範囲において、前記全強接合部が形成されている
ことを特徴とする柱梁接合構造。

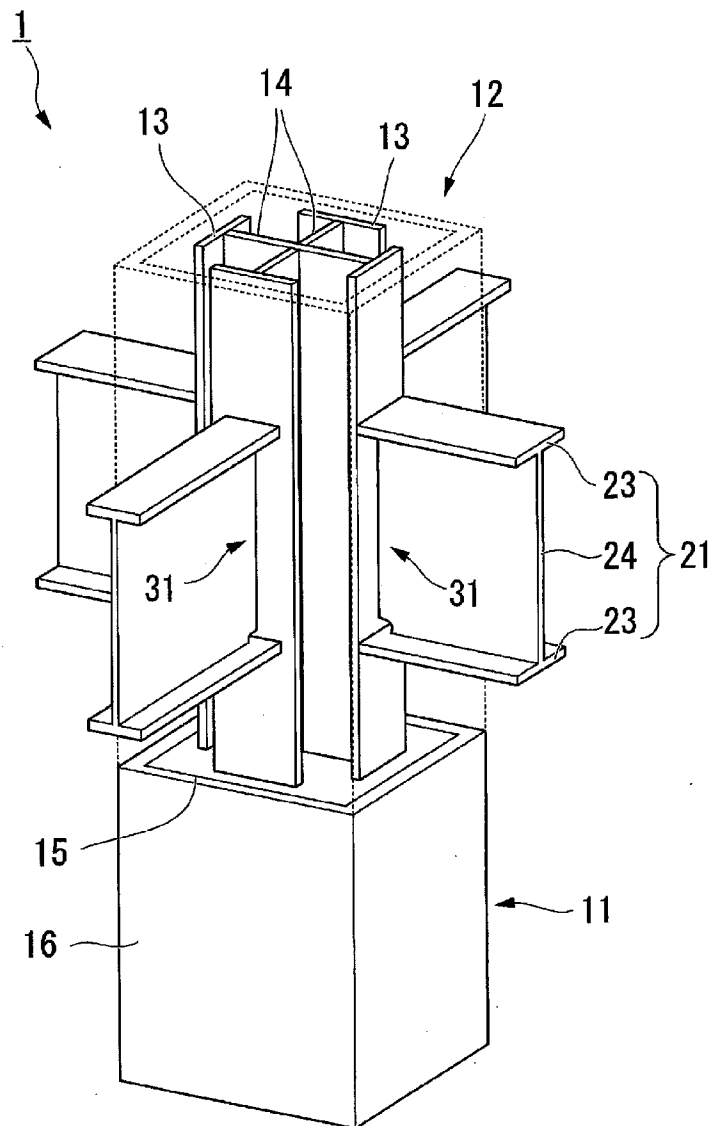
[請求項2] 前記全強接合部は、前記梁のせい（mm）の中心を範囲の中心とした、下記の式を用いて得られる $H_b + 2y$ の値以上の範囲において形成されている
ことを特徴とする請求項1に記載の柱梁接合構造。

ただし、 B_c ：前記柱鉄骨の前記フランジの幅（mm）、 t_{cf} ：前記柱鉄骨の前記フランジの板厚（mm）、 t_{cw} ：前記柱鉄骨の前記ウェブの板厚（mm）、 σ_{cfy} ：前記柱鉄骨の前記フランジの降伏強さ（N/mm²）、 σ_{cwy} ：前記柱鉄骨の前記ウェブの降伏強さ（N/mm²）、 H_b ：前記梁のせい（mm）、 F_c ：前記柱のコンクリートの圧縮強度（N/mm²）、 d ：前記柱鉄骨の前記フランジに対するコンクリートのかぶり厚さ（mm）とし、前記柱が鉄骨造の場合、 F_c および d はゼロとする。

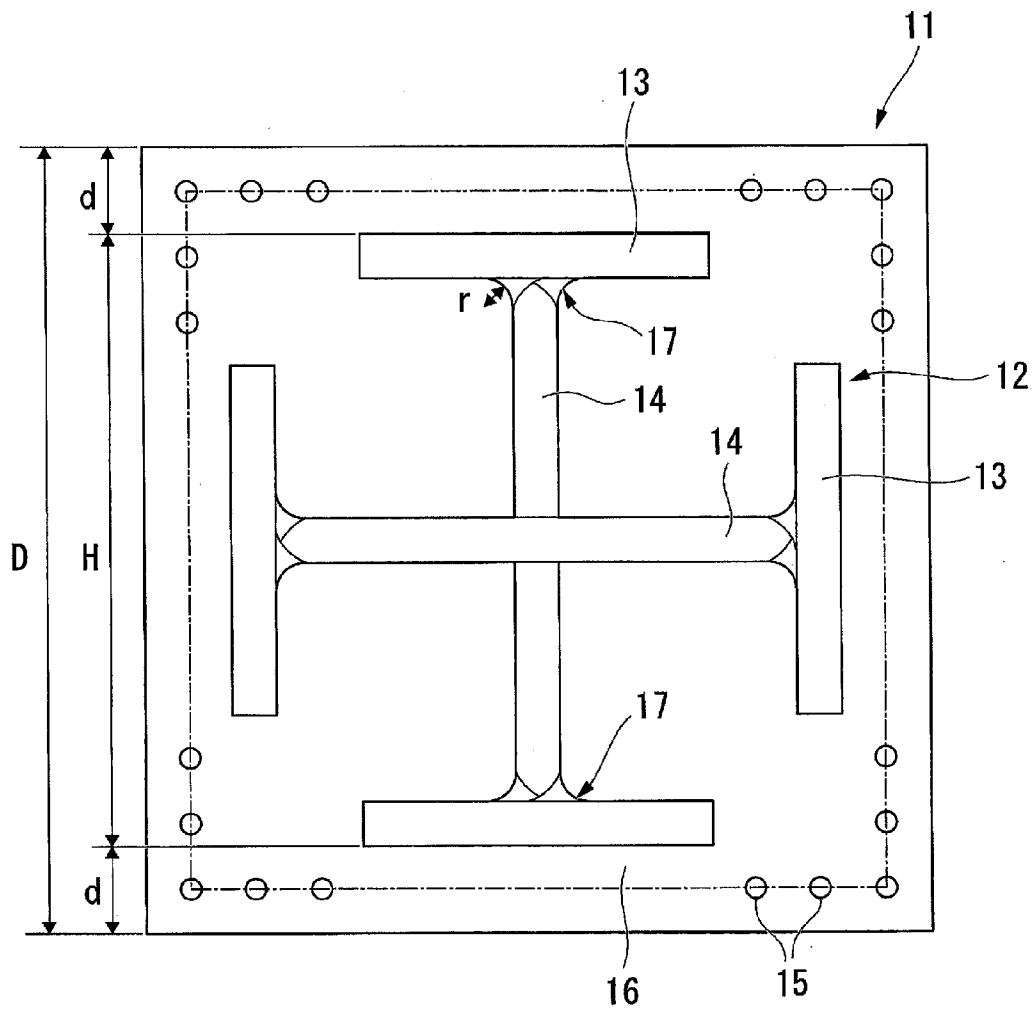
[数1]

$$y = B_c \sqrt{\frac{\sigma_{cfy}}{\sigma_{cwy}}} \cdot \sqrt{\frac{t_{cf}/t_{cw}}{2(B_c/2t_{cf})}} \cdot \sqrt{\frac{1}{1 + 1.24d\sqrt{F_c}/(\sigma_{cwy}t_{cw})}}$$

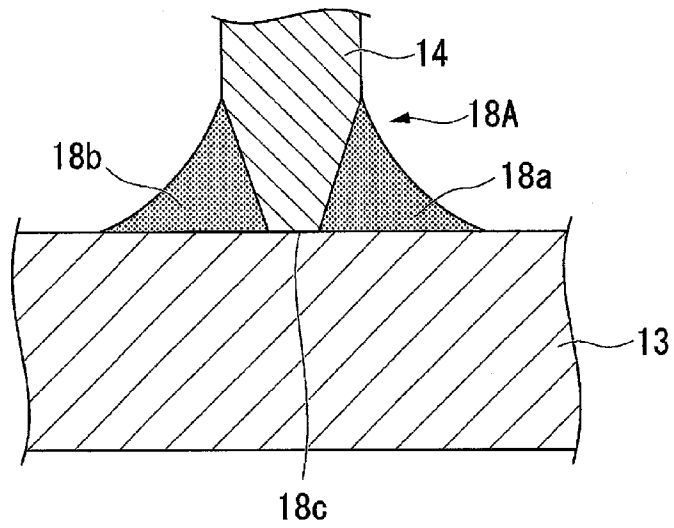
[図1]



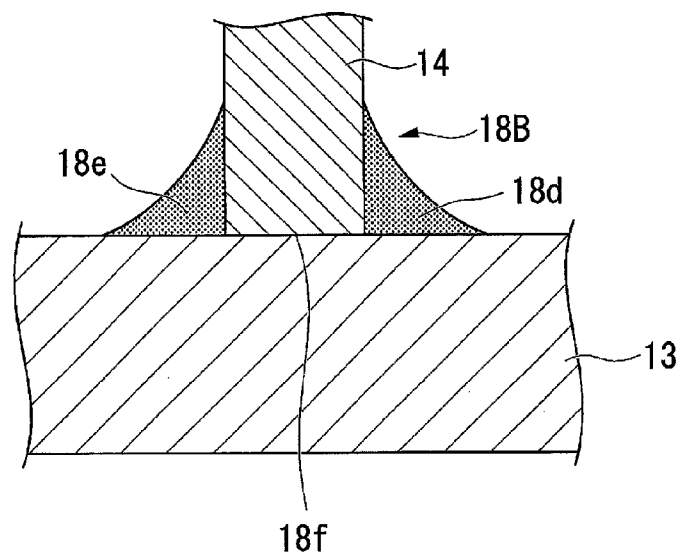
[図2]



[図3]



[図4]



[図5]

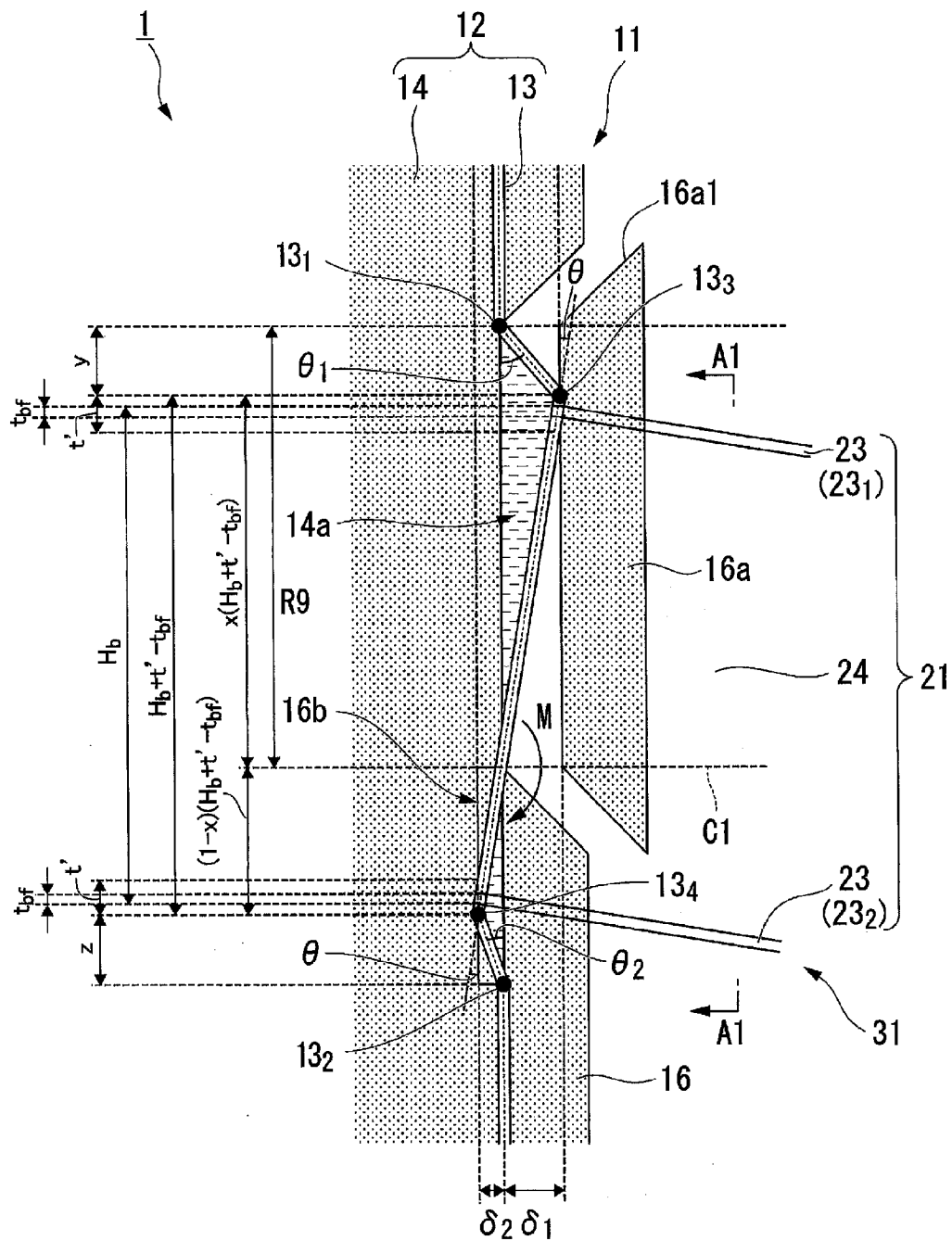
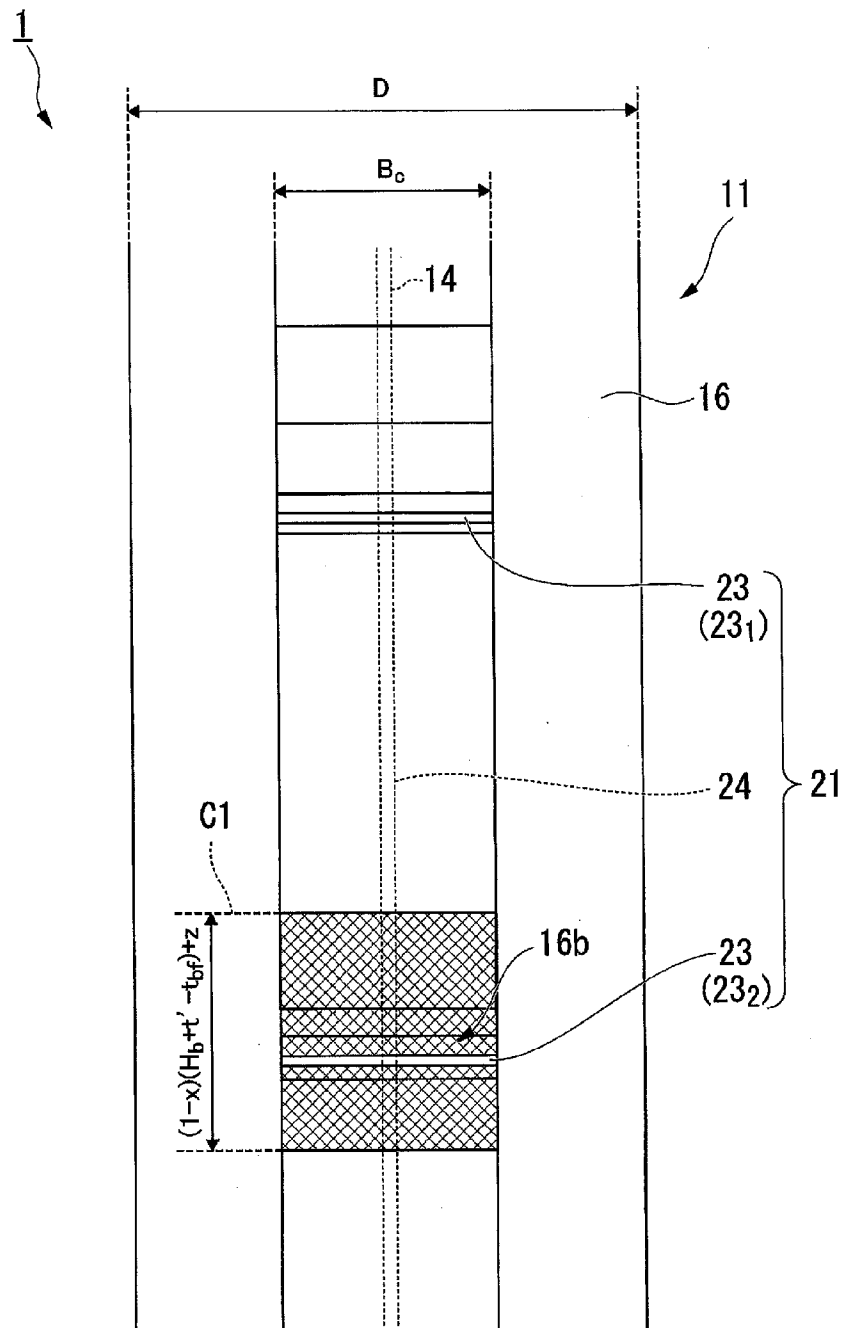
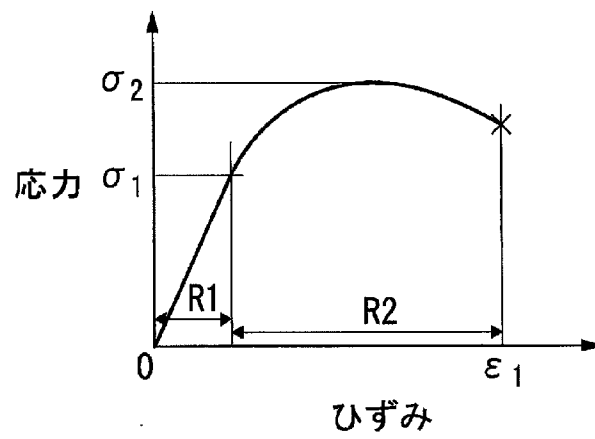


Fig. 1 is a schematic cross-sectional view of a semiconductor device. The device has a central core 14 with a width B_c , surrounded by a cross-hatched region 16. The total width is D . A vertical dimension $x(H_b+t_t'-t_{bf})+y$ is shown on the left. The cross-hatched region 16 is divided into two parts: 16a (16a1) and 23 (231). The bottom part of the device is labeled 24 and 23 (232). The entire structure is labeled 11.

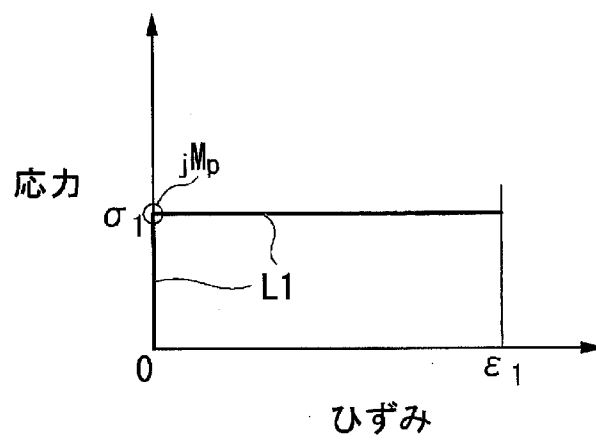
[図7]



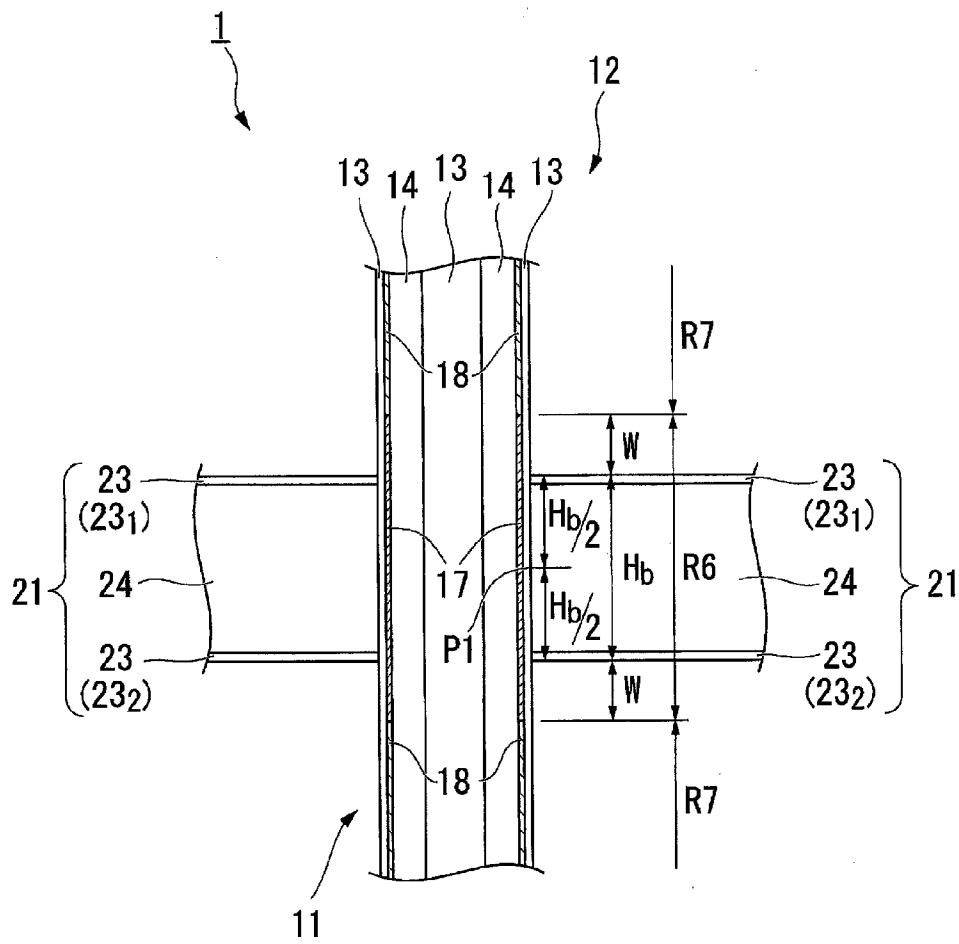
[図8]



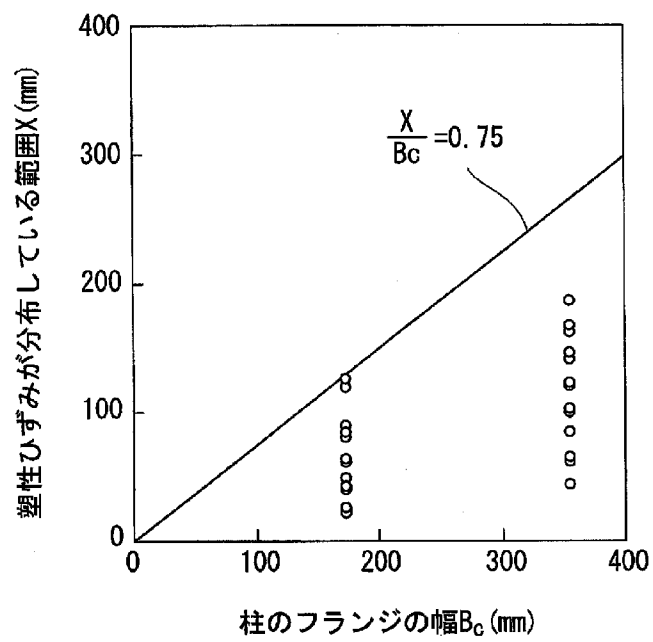
[図9]



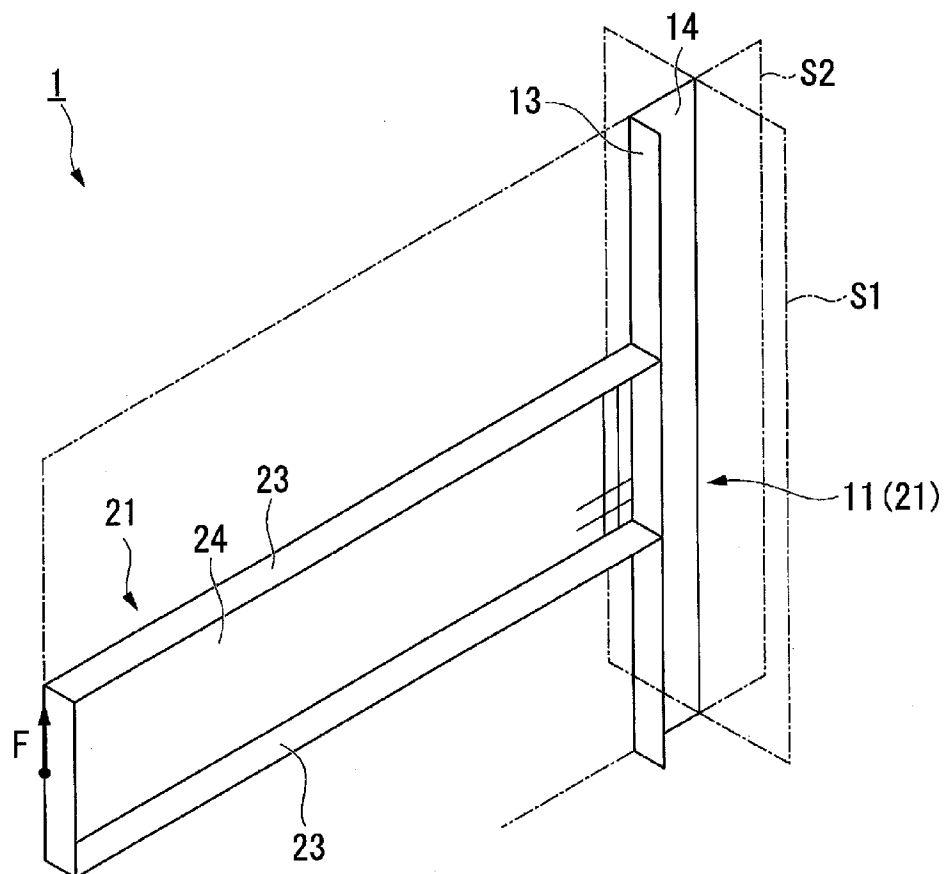
[図10]



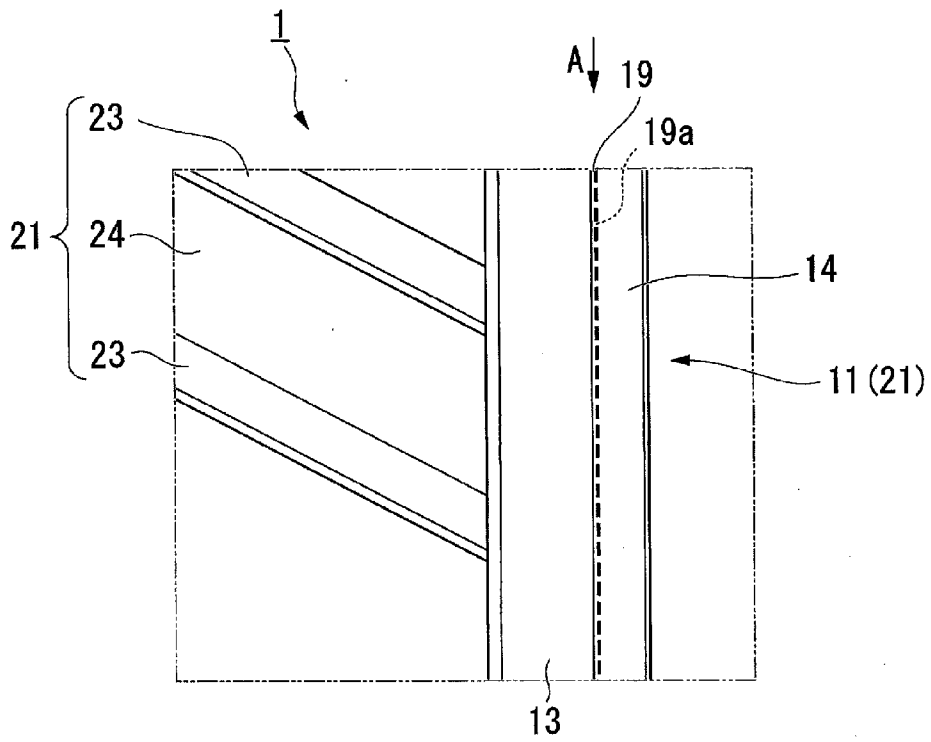
[図11]



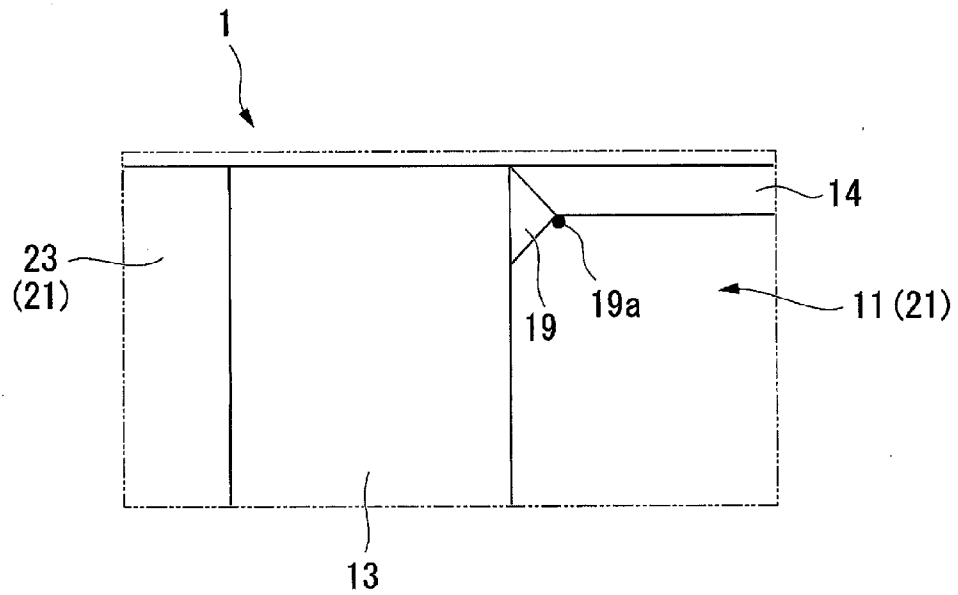
[図12]



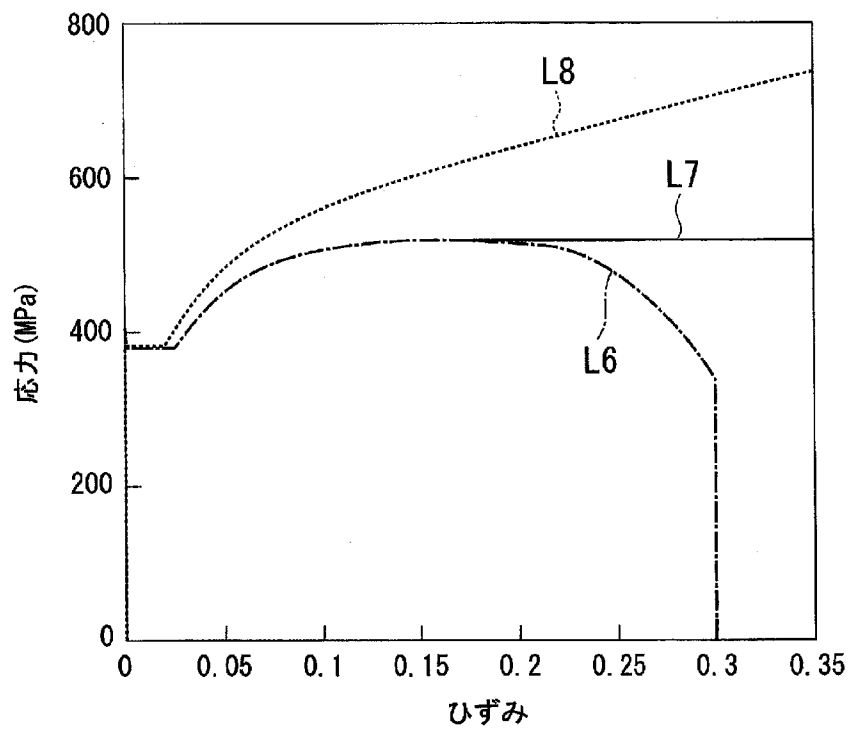
[図13]



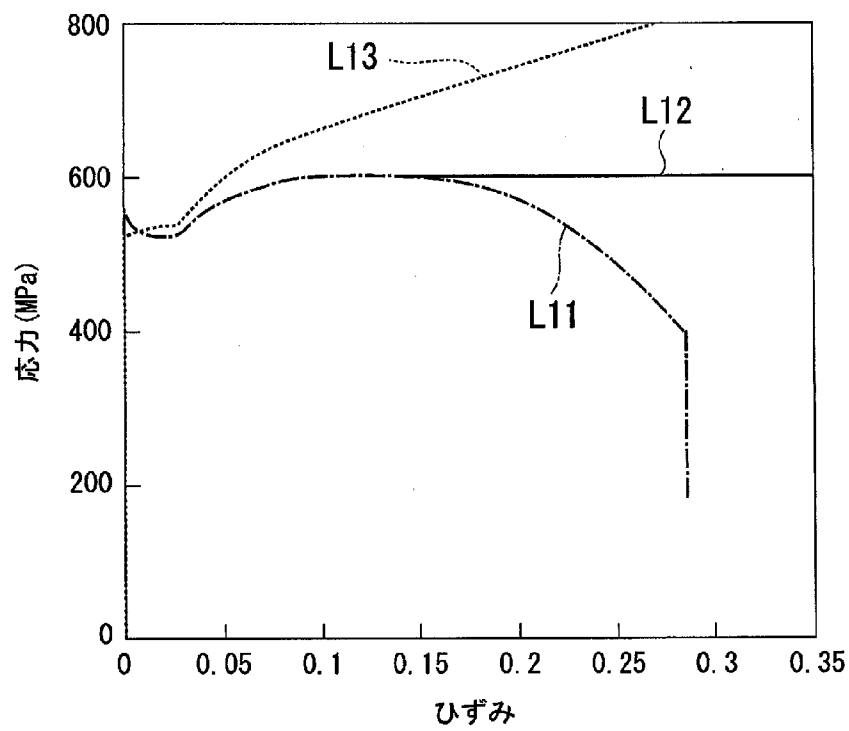
[図14]



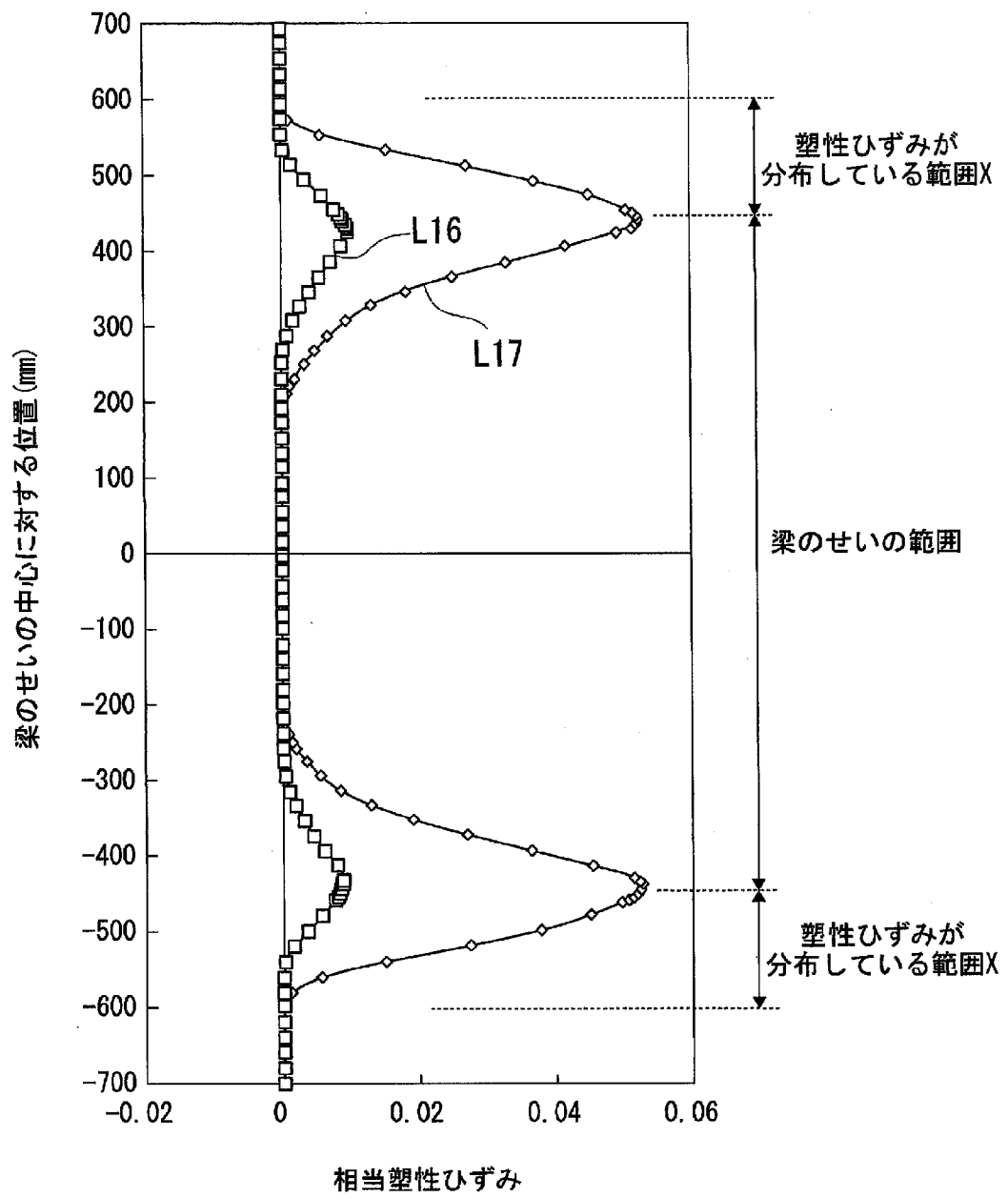
[図15]



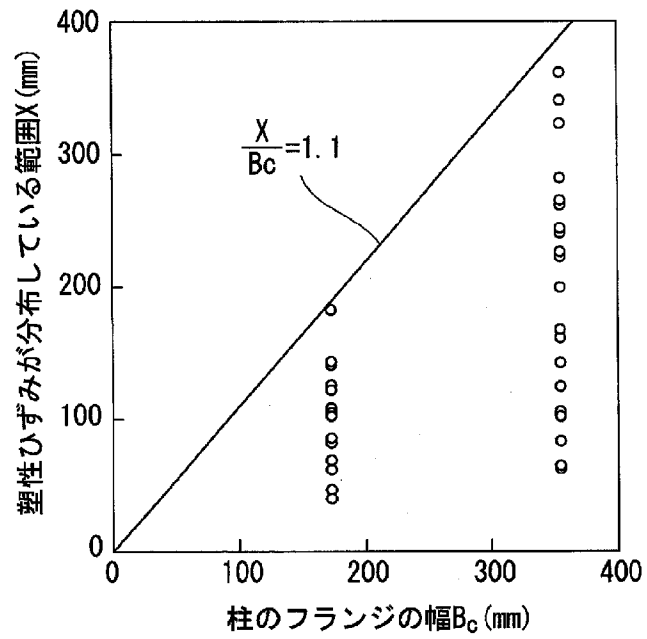
[図16]



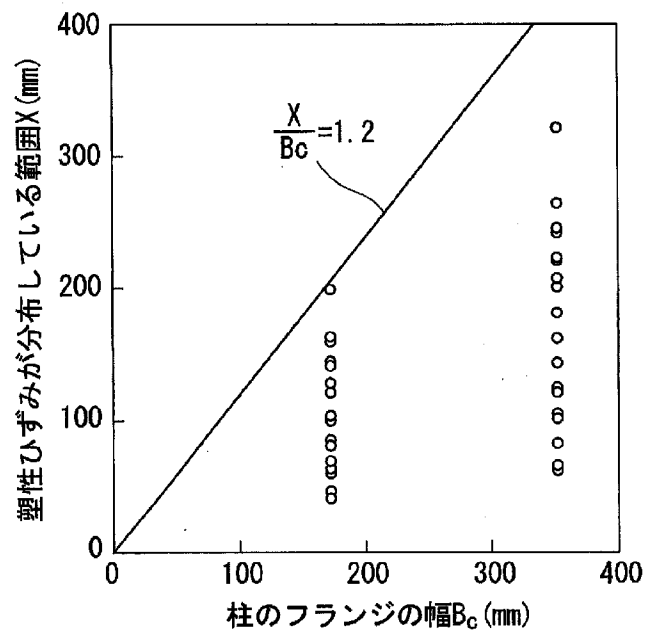
[図17]



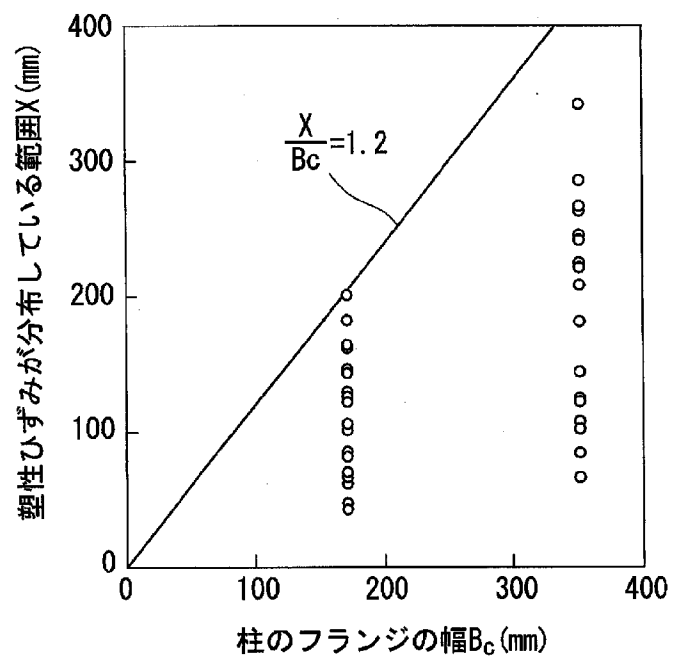
[図18]



[図19]



[図20]



INTERNATIONAL SEARCH REPORT

International application No.

PCT/JP2017/025262

A. CLASSIFICATION OF SUBJECT MATTER

E04B1/24(2006.01)i, E04B1/30(2006.01)i, E04B1/58(2006.01)i

According to International Patent Classification (IPC) or to both national classification and IPC

B. FIELDS SEARCHED

Minimum documentation searched (classification system followed by classification symbols)

E04B1/24, E04B1/30, E04B1/58, E04C3/32, B21C37/00

Documentation searched other than minimum documentation to the extent that such documents are included in the fields searched

Jitsuyo Shinan Koho	1922-1996	Jitsuyo Shinan Toroku Koho	1996-2017
Kokai Jitsuyo Shinan Koho	1971-2017	Toroku Jitsuyo Shinan Koho	1994-2017

Electronic data base consulted during the international search (name of data base and, where practicable, search terms used)

C. DOCUMENTS CONSIDERED TO BE RELEVANT

Category*	Citation of document, with indication, where appropriate, of the relevant passages	Relevant to claim No.
A	JP 2003-290918 A (Kabushiki Kaisha Katsura Steel), 14 October 2003 (14.10.2003), paragraph [0031]; fig. 1 (Family: none)	1-2
A	JP 2015-190296 A (Nippon Steel & Sumitomo Metal Corp.), 02 November 2015 (02.11.2015), fig. 3 (Family: none)	1-2
A	JP 2002-4425 A (Sumitomo Metal Industries, Ltd.), 09 January 2002 (09.01.2002), fig. 1 (Family: none)	1-2

☒ Further documents are listed in the continuation of Box C.

☐ See patent family annex.

* Special categories of cited documents:

"A" document defining the general state of the art which is not considered to be of particular relevance

"E" earlier application or patent but published on or after the international filing date

"L" document which may throw doubts on priority claim(s) or which is cited to establish the publication date of another citation or other special reason (as specified)

"O" document referring to an oral disclosure, use, exhibition or other means

"P" document published prior to the international filing date but later than the priority date claimed

"T" later document published after the international filing date or priority date and not in conflict with the application but cited to understand the principle or theory underlying the invention

"X" document of particular relevance; the claimed invention cannot be considered novel or cannot be considered to involve an inventive step when the document is taken alone

"Y" document of particular relevance; the claimed invention cannot be considered to involve an inventive step when the document is combined with one or more other such documents, such combination being obvious to a person skilled in the art

"&" document member of the same patent family

Date of the actual completion of the international search
14 September 2017 (14.09.17)

Date of mailing of the international search report
03 October 2017 (03.10.17)

Name and mailing address of the ISA/
Japan Patent Office
3-4-3, Kasumigaseki, Chiyoda-ku,
Tokyo 100-8915, Japan

Authorized officer

Telephone No.

INTERNATIONAL SEARCH REPORT

International application No.

PCT/JP2017/025262

C (Continuation). DOCUMENTS CONSIDERED TO BE RELEVANT

Category*	Citation of document, with indication, where appropriate, of the relevant passages	Relevant to claim No.
A	US 4696137 A (ARBED S.A.), 29 September 1987 (29.09.1987), fig. 4 & EP 189785 A2 & LU 85753 A1 & CA 1273811 A & AT 68228 T	1-2

A. 発明の属する分野の分類（国際特許分類（IPC））

Int.Cl. E04B1/24(2006.01)i, E04B1/30(2006.01)i, E04B1/58(2006.01)i

B. 調査を行った分野

調査を行った最小限資料（国際特許分類（IPC））

Int.Cl. E04B1/24, E04B1/30, E04B1/58, E04C3/32, B21C37/00

最小限資料以外の資料で調査を行った分野に含まれるもの

日本国実用新案公報	1922-1996年
日本国公開実用新案公報	1971-2017年
日本国実用新案登録公報	1996-2017年
日本国登録実用新案公報	1994-2017年

国際調査で使用した電子データベース（データベースの名称、調査に使用した用語）

C. 関連すると認められる文献

引用文献の カテゴリー*	引用文献名 及び一部の箇所が関連するときは、その関連する箇所の表示	関連する 請求項の番号
A	JP 2003-290918 A（株式会社桂スチール）2003.10.14, 段落[0031]、図1（ファミリーなし）	1-2
A	JP 2015-190296 A（新日鐵住金株式会社）2015.11.02, 図3（ファミリーなし）	1-2
A	JP 2002-4425 A（住友金属工業株式会社）2002.01.09, 図1（ファミリーなし）	1-2

C欄の続きにも文献が列挙されている。

パテントファミリーに関する別紙を参照。

* 引用文献のカテゴリー

「A」特に関連のある文献ではなく、一般的技術水準を示すもの
「E」国際出願日前の出願または特許であるが、国際出願日以後に公表されたもの
「L」優先権主張に疑義を提起する文献又は他の文献の発行日若しくは他の特別な理由を確立するために引用する文献（理由を付す）
「O」口頭による開示、使用、展示等に言及する文献
「P」国際出願日前で、かつ優先権の主張の基礎となる出願

の日の後に公表された文献

「T」国際出願日又は優先日後に公表された文献であって出願と矛盾するものではなく、発明の原理又は理論の理解のために引用するもの
「X」特に関連のある文献であって、当該文献のみで発明の新規性又は進歩性がないと考えられるもの
「Y」特に関連のある文献であって、当該文献と他の1以上の文献との、当業者にとって自明である組合せによって進歩性がないと考えられるもの
「&」同一パテントファミリー文献

国際調査を完了した日

14.09.2017

国際調査報告の発送日

03.10.2017

国際調査機関の名称及びあて先

日本国特許庁（ISA/J P）

郵便番号100-8915

東京都千代田区霞が関三丁目4番3号

特許庁審査官（権限のある職員）

津熊 哲朗

2E

5559

電話番号 03-3581-1101 内線 3245

C (続き) . 関連すると認められる文献		
引用文献の カテゴリー*	引用文献名 及び一部の箇所が関連するときは、その関連する箇所の表示	関連する 請求項の番号
A	US 4696137 A (ARBED S.A.) 1987.09.29, 図 4 & EP 189785 A2 & LU 85753 A1 & CA 1273811 A & AT 68228 T	1-2