



充填接合構法を適用した鋼構造接合部の設計法に関する研究

石井, 大吾

(Degree)

博士 (工学)

(Date of Degree)

2009-03-25

(Date of Publication)

2011-11-10

(Resource Type)

doctoral thesis

(Report Number)

甲4606

(URL)

<https://hdl.handle.net/20.500.14094/D1004606>

※ 当コンテンツは神戸大学の学術成果です。無断複製・不正使用等を禁じます。著作権法で認められている範囲内で、適切にご利用ください。



博 士 論 文

充填接合構法を適用した鋼構造接合部の
設計法に関する研究

平成 21 年 1 月

神戸大学大学院自然科学研究科

石井 大吾

目次

	項
第1章 序論	
1. 1 研究の背景	1
1. 2 充填接合構法の概要	2
1. 3 既往の研究	6
1. 4 研究の目的	7
1. 5 論文の構成	7
参考文献	8
第2章 圧縮ストラットによる応力伝達	
2. 1 まえがき	12
2. 2 押抜きおよび引抜き実験	12
2. 2. 1 試験体	12
2. 2. 2 加力方法	15
2. 2. 3 実験結果	15
2. 3 圧縮ストラットに対する充填材の支圧耐力の評価	18
2. 3. 1 充填材の応力状態	18
2. 3. 2 Mohr-Coulomb の破壊条件の適用	20
2. 4 実験結果との比較	21
2. 4. 1 各パラメータの設定	21
2. 4. 2 降伏耐力の評価	22
2. 4. 3 既往の文献との比較	23
2. 5 簡易評価式の提案	23
2. 6 まとめ	25
参考文献	25
第3章 柱梁接合部	
3. 1 まえがき	27
3. 2 加力実験	28
3. 2. 1 試験体	28

3. 2. 2	加力方法	32
3. 2. 3	実験結果	32
3. 3	テコ作用に対する充填材の支圧耐力の評価	39
3. 3. 1	柱梁接合部の力の釣合い	39
3. 3. 2	充填材の応力状態	40
3. 3. 3	Mohr-Coulomb の破壊条件の適用	41
3. 3. 4	テコ作用による抵抗モーメント	42
3. 4	柱梁接合部の耐力評価	43
3. 4. 1	降伏耐力の評価	43
3. 4. 2	最大耐力の評価	45
3. 5	実験結果との比較	45
3. 5. 1	せん断力分布	45
3. 5. 2	降伏耐力および最大耐力	47
3. 6	まとめ	51
	参考文献	51

第4章 柱継手

4. 1	まえがき	53
4. 2	加力実験	54
4. 2. 1	試験体	54
4. 2. 2	加力方法	58
4. 2. 3	実験結果	58
4. 3	柱継手の耐力評価	67
4. 3. 1	柱継手の力の釣合い	67
4. 3. 2	降伏耐力の評価	69
4. 3. 3	最大耐力の評価	72
4. 4	実験結果との比較	73
4. 5	まとめ	77
	参考文献	77

第5章 杭頭接合部	
5. 1 まえがき	78
5. 2 加力実験	79
5. 2. 1 試験体	79
5. 2. 2 加力方法	82
5. 2. 3 実験結果	83
5. 3 杭頭接合部の耐力評価	88
5. 3. 1 杭頭接合部に対する耐力評価法の適用	88
5. 3. 2 降伏耐力の評価	90
5. 3. 3 最大耐力の評価	90
5. 4 実験結果との比較	91
5. 5 まとめ	94
参考文献	94
第6章 接合部の設計法	
6. 1 まえがき	95
6. 2 適用範囲	95
6. 2. 1 設計条件	95
6. 2. 2 使用材料	97
6. 3 柱梁接合部の設計	98
6. 3. 1 設計方針	98
6. 3. 2 降伏耐力の算定	100
6. 3. 3 最大耐力の算定	103
6. 4 柱継手の設計	105
6. 4. 1 設計方針	105
6. 4. 2 降伏耐力の算定	107
6. 4. 3 最大耐力の算定	110
6. 5 杭頭接合部の設計	113
6. 5. 1 設計方針	113
6. 5. 2 降伏耐力の算定	116
6. 5. 3 最大耐力の算定	118
6. 6 提案式による接合部耐力の評価精度	120

6. 7 まとめ	121
参考文献	121
第7章 結論	122
付録	
付録1 実建物での実施例	125
1. 1 まえがき	125
1. 2 構造設計概要	125
1. 3 施工状況	127
1. 4 まとめ	129
参考文献	129
付録2 解体実験	130
2. 1 まえがき	130
2. 2 リュース型柱梁接合部	130
2. 3 柱継手	132
2. 4 まとめ	134
参考文献	134
本論文に関する発表論文	135
謝辞	137

第1章 序論

1.1 研究の背景

一般的な鋼構造建物は、鉄骨加工工場で作られた柱および梁などの鉄骨ピースを建設現場に搬入し、それらを組み上げて建設されるため、建設現場でそれぞれの鉄骨ピースの接合作業が必ず発生する。鉄骨ピースの接合は図 1-1 に示す現場溶接または高力ボルト接合のいずれかが用いられ、建物の計画、設計および建設現場の施工条件を考慮して接合法が選択される。現状では、鉄骨ピースの輸送効率が高く、高力ボルト接合と比較して接合に必要な鋼材量が少ない現場溶接が適用されることが多い。

現場溶接による接合部において設計上要求される施工品質を確保するためには、「建築工事標準仕様書 JASS6 鉄骨工事」¹⁻¹⁾に規定される適切な作業を行う必要がある。ただし、欠陥の有無および溶接品質は溶接作業者の技能および熟練度によるところが大きく、その品質管理には管理項目が多く、超音波探傷法¹⁻²⁾などの煩雑な検査が必要である。

しかし、近年の社会的情勢として、少子高齢化に伴う労働人口の減少が問題となっており、建設業においては特に就業者の高齢化が進んでいる¹⁻³⁾。現在および今後の見込みにおいて、熟練した溶接作業者の不足が指摘されている¹⁻⁴⁾。

このような状況の中、確実に施工品質を確保するためには、現場での溶接作業を不要とし、接合作業に特殊な技能を必要としない無溶接構法を開発する必要がある。現状の技術を準用した場合、高力ボルト接合を全面的に採用する構法が考えられる。しかし、高力ボルト接合は、接合時に部材の両側から作業する必要がある。そのため、柱部材に使用されることが多い角形鋼管および円形鋼管などの閉断面部材には適用できず、建物設計上の自由度が大きく制限される。

そこで本研究では、接合作業に特殊な技能を必要とせず、かつ閉断面部材の接合も可能な無溶接構法として“充填接合構法”を提案する。

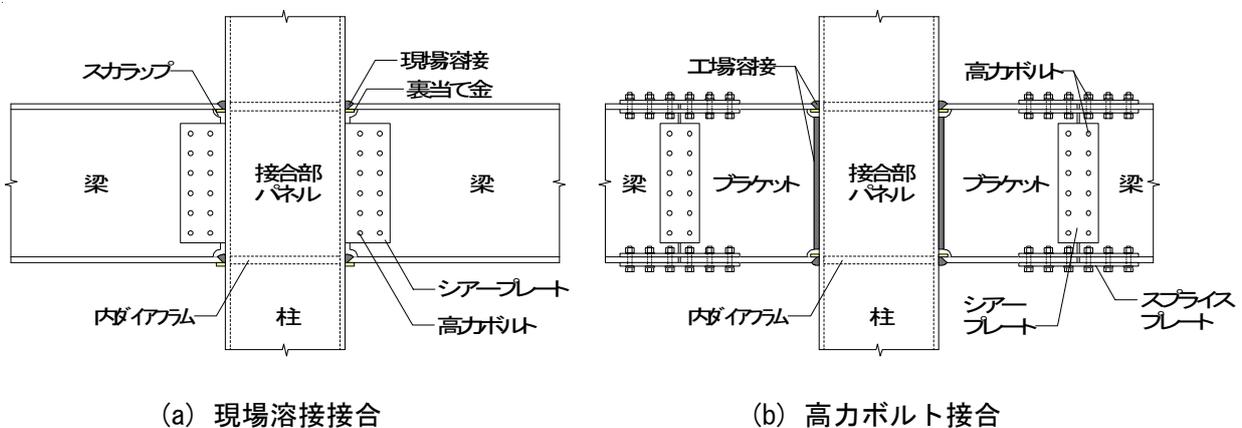


図 1-1 一般的な柱梁接合部

1. 2 充填接合構法の概要

充填接合構法を適用した柱梁接合部の概要および施工手順を図 1-2 に示す。また、実建物での実施例を付録 1 に示す。本構法では、下階の柱の上端に接合用鋼管を配置し、次に上階の柱の下端を接合用鋼管内に挿入し、最後に接合用鋼管と上下階の柱の隙間にモルタルまたはコンクリートを充填して接合を完了する。梁は接合用鋼管に外ダイアフラムを介して取り付けられたブラケットと高力ボルト接合する。接合作業は容易であり、鋼管柱のような閉断面材の接合が可能である。

さらに、本構法は近年開発された従来の鋼材の倍以上の強度を有する $800\sim 1000\text{ N/mm}^2$ 級の超高強度鋼材^{1-5),1-6)}の接合にも適用できる。このような超高強度鋼材に対しては、溶接品質の確保が特に難しく、高力ボルト接合した場合にはボルト本数が膨大になることが課題である。本構法を適用することで、超高強度鋼材を用いた高耐震建物の合理的設計が可能となる。

また、建物解体時においては、接合用鋼管内に充填したモルタルまたはコンクリートを除去することで、柱部材を無損傷で取り出すことが可能である。近年、地球環境問題への取り組みとして、建物の部材をリユースすることにより部材製造段階の CO_2 削減を図る試み^{1-7),1-8)}が提案されている。本構法を適用することで、このような部材のリユースに対応できる。本構法の解体性を検証するために実施した解体実験について付録 2 に示す。

本構法の接合部における応力伝達機構を図 1-3 に示す。接合部に作用したモーメントに対して、図 1-3(a)に示すテコ作用による水平力(テコ反力)と、柱外面と接合用鋼管内面に配置された機械的ずれ止め間に生じる圧縮ストラットにより抵抗し、剛接合を実現する。本構法は柱梁接合部、柱継手および杭頭接合部にそれぞれ適用する。接合詳細は適用箇所により異なるが、モルタルおよびコンクリートを介した応力伝達機構は共通である。柱梁接合部、柱継手および杭頭接合部のそれぞれについて詳細を以下に示す。

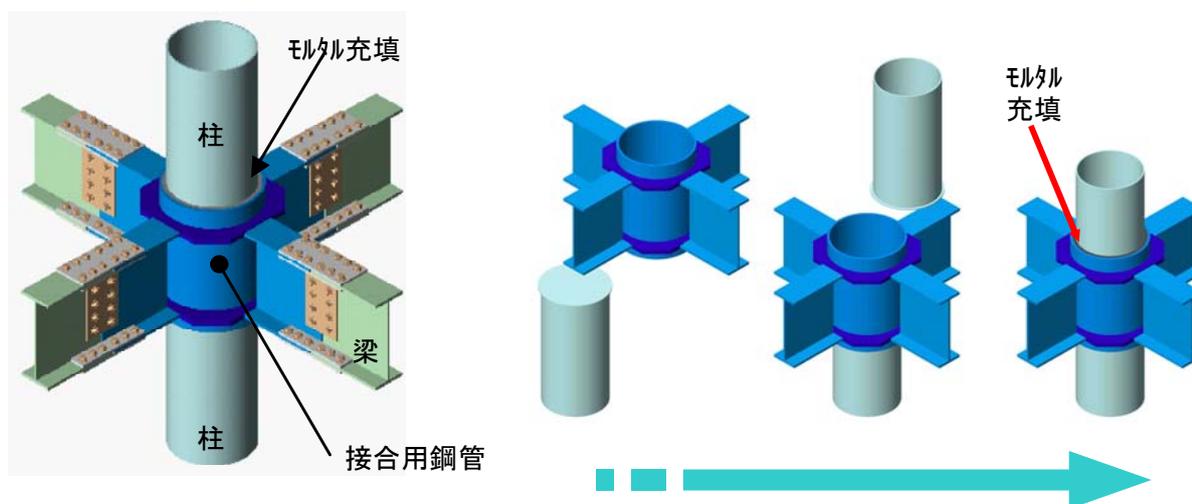


図 1-2 充填接合構法の概要と施工手順

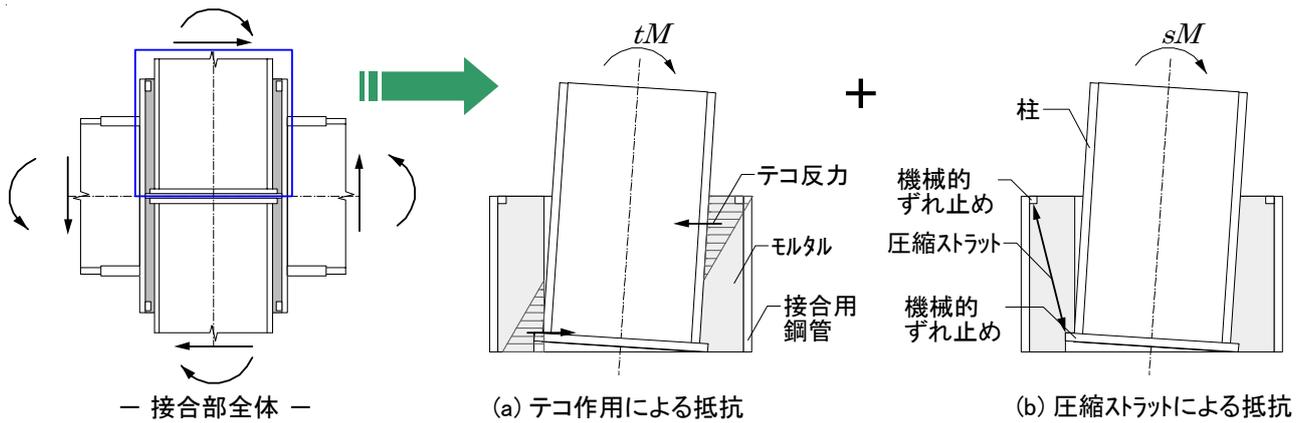


図 1-3 応力伝達機構

(1) 柱梁接合部

充填接合構法を適用した柱梁接合部の詳細を図 1-4 に示す。接合用鋼管には外ダイアフラムを介して梁ブラケットが取り付けられ、接合用鋼管の中央部には、柱を受けるための内ダイアフラムが取り付けられている。上下階の柱を接合用鋼管内に挿入し、柱と接合用鋼管の隙間にモルタルを充填して接合を完了する。柱と接合用鋼管の隙間は通常、20mm～50mm 程度である。なお、接合用鋼管の上下端部内面には機械的ずれ止めを取り付ける。また、柱端部にはエンドプレートを取り付け、エンドプレートの直径は柱外径よりも大きくすることで柱側の機械的ずれ止めとしての機能を兼用させる。これらの機械的ずれ止めにより柱の引き抜けを防止するとともに、接合部の固定度を向上させる。モルタルには流動性の高いプレミクストタイプの無収縮モルタルを使用する。モルタルの打設時には接合用鋼管下端に型枠を設置し、接合用鋼管の上端からモルタルを打設する。内ダイアフラムにはモルタル充填用の孔が設けられており、一度の打設で内ダイアフラムの下側にもモルタルが充填される。

また、本構法の柱梁接合部を改良し、部材のリユースに対応するために解体性を向上させたリユース型柱梁接合部を図 1-5 に示す。本構法では、モルタルを充填する柱と接合用鋼管の隙間に、図 1-5 に示すような解体用プレートを予め挿入しておき、解体時にはこのプレートを引き抜くことにより充填モルタルに空隙を形成し、柱の解体を容易にしている。リユース型柱梁接合部では、接合用鋼管の高さを大きくし、柱の固定度を向上させることで、接合用鋼管内面および柱外面の機械的ずれ止めを省略している。なお、機械的ずれ止めをボルト止め等に取り付けた場合は、接合用鋼管の高さを小さくすることも可能である。

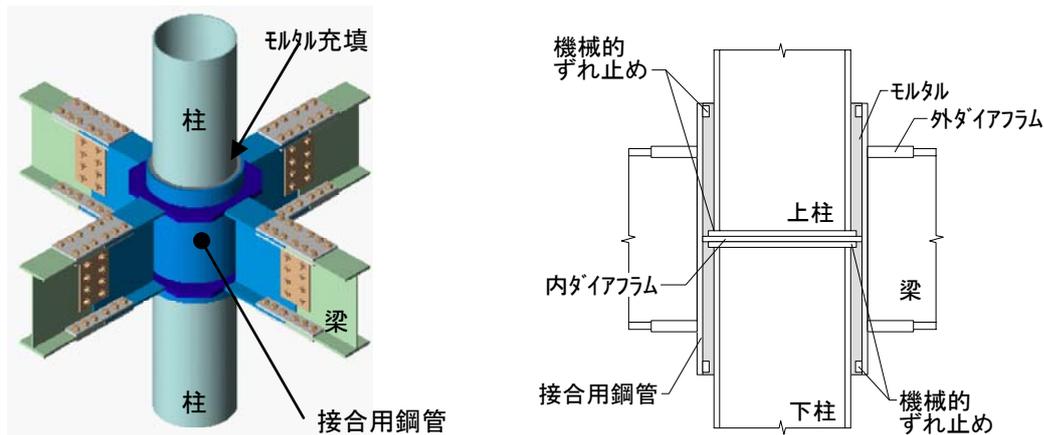


図 1-4 柱梁接合部の詳細

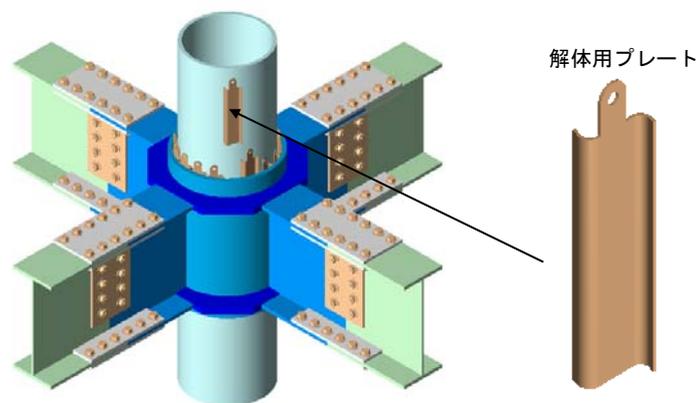


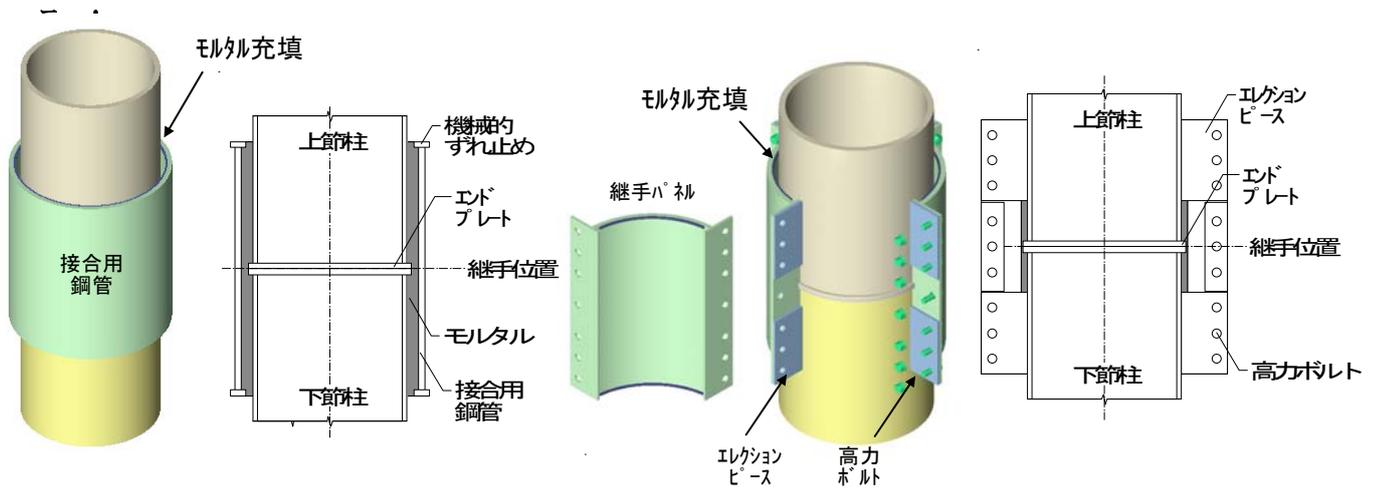
図 1-5 リユース型柱梁接合部

(2) 柱継手

充填接合構法を適用した柱継手を図 1-6 に示す。本構法の柱継手には、図 1-6(a)に示すモルタル充填による形式と、図 1-6(b)に示す柱の建方時に使用するエレクションピースを併用する形式の 2 種類がある。

モルタル充填による形式では、上下節の柱を、エンドプレートを通じてメタルタッチさせる。接合用鋼管を継手の所定の位置に配置し、柱と接合用鋼管の隙間にモルタルを充填して接合を完了する。なお、接合用鋼管の内面には機械的ずれ止めを取り付ける。また、柱のエンドプレートの直径は柱外径よりも大きくし、柱側の機械的ずれ止めとしての機能を兼用させる。

エレクションピースを併用する形式では、接合用鋼管を 1/4 に分割した継手パネルを継手に設置する。上下節の柱を、エンドプレートを通じてメタルタッチさせ、柱のエレクションピースに接合用鋼管を設置し、架構の建入れを行う。建入れが終了した後に高力ボルトを本締めし、エレクションピースを切断せずに本設として利用する。最後に、柱と接合用鋼管の隙間にモルタルを充填して接合を完了する。本形式はエレクションピースの突き出し分だけ継手の径が大きくなるが、モルタル充填による形式と比較して柱の位置決めおよび接合用鋼管(継手パネル)の設置などの施工性が優れている。



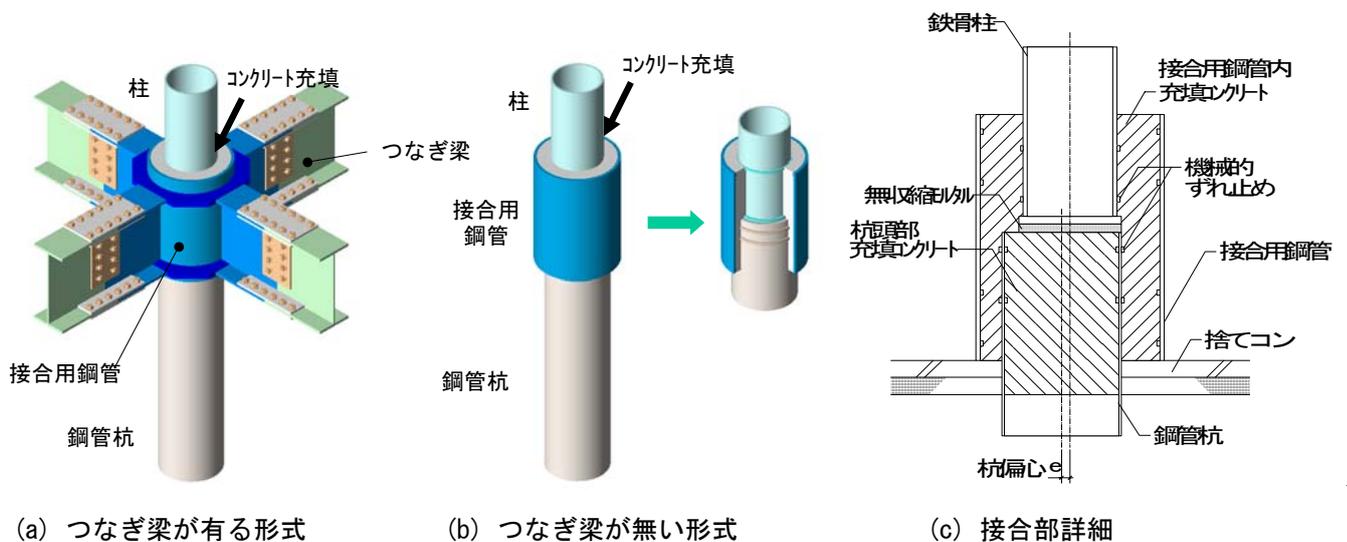
(a) モルタル充填による形式

(b) エレクションピースを併用する形式

図 1-6 柱継手の詳細

(3) 杭頭接合部

充填接合構法を適用した杭頭接合部を図 1-7 に示す。本構法の杭頭接合部は鋼管杭を対象とする。杭頭部に接合用鋼管を配置し、柱を挿入した後、接合用鋼管内部にコンクリートを充填して一体化する。杭頭内部にコンクリートを充填し、鉄骨柱の下部にはレベル調整用の無収縮モルタルを打設する。接合用鋼管内面と杭および柱の外表面には機械的ずれ止めを取り付けて柱軸力を伝達するとともに、接合部の固定度を向上させる。接合用鋼管の寸法は鋼管杭径と杭の施工誤差を考慮して設定し、施工時には接合用鋼管内径と鋼管杭外径のクリアランスと、杭上端のモルタルの厚さ調整により鋼管杭の施工誤差を吸収する。また、仕口形式には地盤が軟弱な場合を対象としたつなぎ梁が有る形式と、地盤が堅固な場合を対象としたつなぎ梁が無い形式の 2 種類がある。



(a) つなぎ梁が有る形式

(b) つなぎ梁が無い形式

(c) 接合部詳細

図 1-7 杭頭接合部の詳細

1. 3 既往の研究

本研究の充填接合構法に類似した構法がいくつか提案されている。これらの構法に関する既往の研究について述べる。

飯森ら^{1-9)~1-25)}は、図 1-8 に示すような杭頭部を鋼管で補強した杭の内部に 1 階鉄骨柱の柱脚部を埋込み、コンクリートを充填して接合する“1 柱 1 杭”の基礎構造を提案している。柱の埋込み長さを柱径の 1.5 倍程度とし、テコ作用による応力伝達を確保している。また、柱端部には機械的ずれ止めを兼用するエンドプレートを取り付け、杭頭部鋼管には 40mm 程度のピッチで、高さ 3mm 程度の突起付き鋼板を使用して、これらに発生する圧縮ストラットによる応力伝達を確保している。

飯森らの研究では、図 1-3(a)に示したコンクリートのテコ作用による支圧応力を水平方向ばねとして、図 1-3(b)に示した圧縮ストラットによる応力伝達を柱ベースプレート下端位置の回転ばねとしてモデル化し、杭頭接合部の荷重変形関係について解析している。ただし、コンクリートの応力状態について詳細に検討しておらず、テコ作用による応力伝達の評価では杭頭部鋼管の拘束効果を考慮していない。また、圧縮ストラットによる応力伝達は実験結果の回帰による評価に留まっており、理論的なメカニズムは明らかにされていない。

今野ら^{1-26)~1-30)}は、図 1-8 と同様の“1 柱 1 杭”の基礎構造を提案している。今野らの研究では、接合部での応力伝達機構について、テコ作用による水平方向の応力伝達と、柱ベースプレート底部における鉛直方向の応力伝達で評価している。テコ作用の耐力は周方向応力による杭頭部鋼管の降伏耐力で評価し、柱ベースプレート部の応力伝達の耐力は各種合成構造設計指針¹⁻²⁹⁾に示されたコンクリートの支圧耐力を用いて評価している。しかし、接合部の降伏耐力時に杭頭部鋼管が常に降伏するとは限らず、コンクリートの圧壊により接合部耐力が決定する場合は、今野らの提案式の適用対象外となる。

野澤ら^{1-31)~1-38)}は“1 柱 1 杭”の基礎構造の適用を拡大し、図 1-4 と同様の柱梁接合部を提案している。この柱梁接合部では、外ダイアフラムと梁ブラケットを有する接合用鋼管と柱の隙間にモルタルを充填して接合する。柱に位置固定用プレートを取り付け、その上に接合用鋼管を配置しており、接合用鋼管内を柱が貫通している。また、接合部内に埋込まれる範囲の柱外面には、機械的ずれ止めとして 6φ 程度の丸鋼を 50mm 程度のピッチで取り付けている。

野澤らの研究では、接合部の応力伝達機構をテコ作用による応力伝達と、柱とモルタルの摩擦による応力伝達で評価している。接合部の耐力は柱とモルタルの摩擦部のすべり耐力で評価しており、そのすべり耐力は機械的ずれ止めに対するコンクリートの付着試験の実験結果に基づき評価している。ただし、モデル化した応力伝達機構に基づく接合部耐力の評価結果と実験結果にばらつきが大きく、実験結果を回帰した補正係数を導入している。

本研究の充填接合構法および上記の類似構法のように、充填材(モルタルまたはコンクリート)を介

した応力伝達機構を有する接合部の場合、特有の破壊モードとして充填材の破壊(圧壊、付着破壊など)がある。しかし、既往の研究における充填材の耐力評価はいずれも実験的検討に留まっており、充填材の破壊時の応力について詳細に検討した例はない。これらの接合部を合理的に設計するためには、充填材の応力状態について柱および接合用鋼管の相互作用を考慮して検討し、充填材の破壊時の応力を詳細に検討する必要がある。

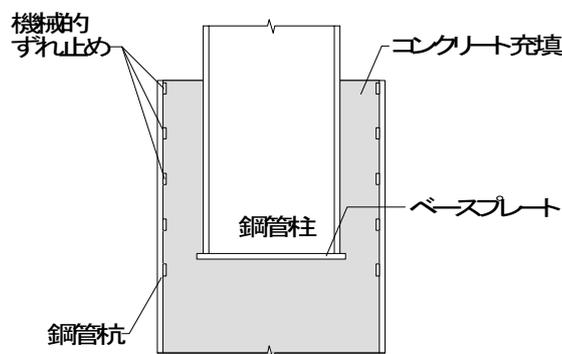


図 1-8 “1 柱 1 杭” 構法の概要

1. 4 研究の目的

本研究の目的は、充填接合構法を適用した鋼構造接合部を対象として、その弾塑性挙動について検討し、本構法特有の破壊モードである充填材(モルタルまたはコンクリート)の圧壊により決定する接合部耐力の評価式を構築し、接合部の設計法を確立することである。

接合部耐力の評価式を構築するため、図 1-3 に示したテコ作用および圧縮ストラットのそれぞれの応力伝達機構について実験的に検討する。次に、充填材の破壊時の応力状態を詳細に検討することで充填材の耐力を定量的に評価し、基本的な応力伝達機構の評価法を確立する。

また、柱梁接合部、柱継手および杭頭接合部を対象としてそれぞれ加力実験を行い、それらの弾塑性挙動について検討する。さらに、基本的な応力伝達機構の評価法に基づき、それぞれの接合部の降伏耐力および最大耐力の評価式を構築し、実験結果との比較からその妥当性を検証する。最後に、それらの検討結果をまとめ、充填接合構法として統一した設計法を提案する。

1. 5 論文の構成

本論文は 7 章から構成されている。

第 1 章は序論である。ここでは、研究の背景、本研究で提案する充填接合構法の概要、既往の研究に関する検討、研究の目的および論文の構成を述べる。

第 2 章では、機械的ずれ止めを介した圧縮ストラットによる応力伝達(図 1-3(b))について検討する。まず、機械的ずれ止めを有する部分モデル試験体を用いて押抜きおよび引抜き実験を行い、圧縮スト

ラットによる応力伝達の有効性を検証する。また、機械的ずれ止め近傍の充填材の応力状態をモデル化し、Mohr-Coulomb の破壊条件を適用して、圧縮ストラットの耐力を決定する充填材の支圧耐力の評価式を提案する。

第3章ではテコ作用による応力伝達(図 1-3(a))について検討する。柱梁接合部の加力実験を行い、その弾塑性挙動について検討するとともに、テコ作用による応力伝達の有効性を検証する。また、テコ作用に対する充填材の応力状態をモデル化し、Mohr-Coulomb の破壊条件を適用して、テコ作用の耐力を決定する充填材の支圧耐力の評価式を提案する。さらに、第2章で提案した圧縮ストラットによる応力伝達の評価と併せて、充填材の圧壊により決定する柱梁接合部の降伏耐力および最大耐力の評価式を構築し、実験結果との比較からその妥当性を検証する。

第4章では柱継手を対象として加力実験を行い、その弾塑性挙動について検討し、本構法の適用性を検証する。次に、継手に作用する力の釣合い状態をモデル化し、第3章で提案した基本的な応力伝達機構の評価法を適用して、充填材の圧壊により決定する継手の降伏耐力および最大耐力の評価式を構築する。また、提案式による評価結果と実験結果を比較し、その妥当性を検証する。

第5章では杭頭接合部を対象として加力実験を行い、その弾塑性挙動について検討し、本構法の適用性を検証する。次に、第3章で提案した基本的な応力伝達機構の評価法の適用性について検討し、充填材の圧壊により決定する杭頭接合部の降伏耐力および最大耐力の評価式を構築する。また、提案式による評価結果と実験結果を比較し、その妥当性を検証する。

第6章では第2章から第5章までの検討結果をまとめ、本構法を適用した柱梁接合部、柱継手および杭頭接合部の設計法を示す。

第7章は結論であり、本研究の成果を総括する。

参考文献

- 1-1) 日本建築学会：建築工事標準仕様書 JASS6 鉄骨工事,2007
- 1-2) 日本建築学会：鋼構造建築溶接部の超音波探傷検査規準・同解説,2008
- 1-3) 日本建設業団体連合会：建設業ハンドブック 2008,2008
- 1-4) 経済産業省：2006 年版ものづくり白書(ものづくり基盤技術振興基本法第8条に基づく年次報告),2006.06
- 1-5) 国土交通省，“高強度鋼等の革新的構造材料を用いた新構造建築物の性能評価手法の開発”，<http://www.mlit.go.jp/tec/gijutu/kaihatu/pdf/06.pdf>, (accessed 2008-12-09)
- 1-6) 川畑友弥,有持和茂,橋田知幸,沼田俊之,甲津功夫,多田元英,桑原進,多賀謙蔵：1000N 級鋼(950N/mm² 鋼)の建築構造物への適用性について その 1 鋼材特性の把握, 日本建築学会大会学

術講演梗概集,A-1,pp.97～98,2005.09

- 1-7) 日本建築学会：社会ニーズの変化と構造－良好な社会ストックとしての構造性能評価手法の確立に向けて－,2006年度日本建築学会大会(関東)地球環境部門パネルディスカッション資料,2006.09
- 1-8) 坂本真一,寺田岳彦,藤城春雄,鈴木道哉,石井大吾,真瀬伸治,田村和夫：トリプルスケルトン構造システムによる空間可変な長寿命鉄骨建築,清水建設研究報告,第78号,pp.21～28,2003.10
- 1-9) 飯森輝好,加藤勉,森田耕次,町田重美,石橋輝樹,井出隆也,岡松真之,長岡弘明：線路上空利用建物1柱-1杭基礎構造の接合部に関する研究 その1) 試験計画,日本建築学会大会学術講演梗概集,C,pp.1525-1526,1989.09
- 1-10) 蓮田常雄,加藤勉,森田耕次,佐藤聖三,高田啓一,計良光一郎,鈴木操：線路上空利用建物1柱-1杭基礎構造の接合部に関する研究 その2) 試験結果,日本建築学会大会学術講演梗概集,C,pp.1527～1528,1989.09
- 1-11) 高田啓一,加藤勉,森田耕次,石橋輝樹,川端規之,鈴木操：線路上空利用建物1柱-1杭基礎構造の接合部に関する研究 その3) 試験結果,日本建築学会大会学術講演梗概集,C,pp.1529～1530,1989.09
- 1-12) 飯森輝好,加藤勉,森田耕次,町田重美,石橋輝樹,高田啓一,川端規之：線路上空利用建物1柱-1杭基礎構造の接合部に関する研究 その4) 軸力載荷及び柱降伏先行試験,日本建築学会大会学術講演梗概集,C,pp.1209～1210,1990.09
- 1-13) 高田啓一,加藤勉,森田耕次,国広仁,蓮田常雄：線路上空利用建物1柱-1杭基礎構造の接合部に関する研究 その5) 弾性域における強度と変形,日本建築学会大会学術講演梗概集,C,pp.1211～1212,1990.09
- 1-14) 蓮田常雄,加藤勉,森田耕次,高田啓一,鈴木操：線路上空利用建物1柱-1杭基礎構造の接合部に関する研究 その6) 弾性域における強度と変形(計算値と実験値の比較),日本建築学会大会学術講演梗概集,C,pp.1213～1214,1990.09
- 1-15) 高田啓一,加藤勉,高梨晃一,石橋輝樹,浜田伸一：線路上空利用建物1柱-1杭基礎構造の接合部に関する研究 その7) 弾塑性域における強度と変形,日本建築学会大会学術講演梗概集,C,pp.1935～1936,1992.08
- 1-16) 浜田伸一,加藤勉,高梨晃一,蓮田常雄,高田啓一：線路上空利用建物1柱-1杭基礎構造の接合部に関する研究 その8) スケルトン曲線の略算法,日本建築学会大会学術講演梗概集,C,pp.1937～1938,1992.08
- 1-17) 宍戸唯一,加藤勉,森田耕次,石橋輝樹,大隈哲夫：線路上空利用建物1柱-1杭基礎構造の接合部に関する研究 その9) 円形鋼管柱を用いた載荷試験,日本建築学会大会学術講演梗概集,C,pp.1647～1648,1993.07

- 1-18) 高田啓一,加藤勉,森田耕次,蓮田常雄,榎信昭：線路上空利用建物 1 柱-1 杭基礎構造の接合部に関する研究 その 10) 弾塑性域における強度と変形(計算値と実験値の比較),日本建築学会大会学術講演梗概集,C,pp.1649～1650,1993.07
- 1-19) 高田啓一,加藤勉,森田耕次,石橋輝樹,蓮田常雄,宍戸唯一：線路上空利用建物 1 柱-1 杭基礎構造の接合部に関する研究 その 11) 鉄骨柱-RC 壁杭接合部の弱軸方向載荷試験,日本建築学会大会学術講演梗概集,C,pp.1201～1202,1994.09
- 1-20) 高田啓一,加藤勉,森田耕次,石橋輝樹,蓮田常雄,宍戸唯一：線路上空利用建物 1 柱-1 杭基礎構造の接合部に関する研究 その 12) 鉄骨柱-RC 壁杭接合部の強軸方向載荷試験,日本建築学会大会学術講演梗概集,C-1,pp.667～668,1995.07
- 1-21) 宍戸唯一,加藤勉,森田耕次,石橋輝樹,蓮田常雄,高田啓一：線路上空利用建物 1 柱-1 杭基礎構造の接合部に関する研究 その 13) 鉄骨柱-RC 壁杭接合部の弱軸方向付着試験,日本建築学会大会学術講演梗概集,C-1,pp.669～670,1995.07
- 1-22) 宍戸唯一,加藤勉,森田耕次,石橋輝樹,蓮田常雄,高田啓一：線路上空利用建物 1 柱-1 杭基礎構造の接合部に関する研究 その 14) 鋼板補強付着試験,日本建築学会大会学術講演梗概集,C-1,pp.389～390,1996.07
- 1-23) 石橋輝樹,加藤勉,森田耕次,蓮田常雄,高田啓一,宍戸唯一：線路上空利用建物 1 柱-1 杭基礎構造の接合部に関する研究 その 15) 鉄骨柱-RC 壁杭接合部の載荷試験,日本建築学会大会学術講演梗概集,C-1,pp.485～486,1997.09
- 1-24) 宍戸唯一,加藤勉,森田耕次,石橋輝樹,蓮田常雄,高田啓一：線路上空利用建物 1 柱-1 杭基礎構造の接合部に関する研究 その 16) 鉄骨柱-RC 壁杭接合部の耐力評価,日本建築学会大会学術講演梗概集,C-1,pp.487～488,1997.09
- 1-25) 高田啓一,他：内面突起付鋼管のコンクリート付着特性,日本鉄鋼境界第 121 回春季講演大会,1991
- 1-26) 今野和近,今本泰久,沖晃司,中村信行,宮尾俊明,林隆治,山本豊弘,青木仁：鋼管柱と鋼管コンクリート杭の一体化構造に関する研究 その 1 工法概要と柱-杭接合部の実験計画,日本建築学会大会学術講演梗概集,C-1,pp.813～814,2002.08
- 1-27) 今本泰久,中村信行,今野和近,宮尾俊明,沖晃司:鋼管柱と鋼管コンクリート杭の一体化構造に関する研究 その 2 柱-杭接合部の実験結果,日本建築学会大会学術講演梗概集,C-1,pp.815～816,2002.08
- 1-28) 沖晃司,今野和近,今本泰久,中村信行,宮尾俊明:鋼管柱と鋼管コンクリート杭の一体化構造に関する研究 その 3 柱-杭接合部の実験結果,日本建築学会大会学術講演梗概集,C-1,pp.817～818,2002.08
- 1-29) 林隆治,田中昌史,中村信行,宮尾俊明,山本豊弘:鋼管柱と鋼管コンクリート杭の一体化構造に関する

- る研究 その 4 杭-上部構造一体解析法, 日本建築学会大会学術講演梗概集,C-1,pp.819～820,2002.08
- 1-30) 田中昌史,吉永光男,嶋谷欣巳,中野秀夫,林隆治,澤田実: 鋼管柱と鋼管コンクリート杭の一体化構造に関する研究 その 5 杭及び柱杭接合部の施工, 日本建築学会大会学術講演梗概集,C-1,pp.821～822,2002.08
- 1-31) 野澤伸一郎,木下雅敬,築嶋大輔,石橋忠良: コンクリート充填鋼管ソケット接合部の耐力評価,土木学会論文集 No606/V-41,pp.31-42,1998.11
- 1-32) 野澤伸一郎,木下雅敬,築嶋大輔,石橋忠良: ずれ止めを用いたコンクリート充填鋼管ソケット接合部の耐力評価, 土木学会論文集 No634/V-45,pp.71-89,1999.11
- 1-33) 岡野素之,大内一,田中浩一: リブ付き鋼管による重ね継手の応力伝達性能,第3回合成構造の活用に関するシンポジウム講演論文集,pp.185-190,1995.11
- 1-34) 星川努,大迫勝彦,林篤,山田正人: コンクリート充填鋼管ソケット式柱梁接合部に関する研究 その 1 T型試験体による載荷試験,日本建築学会大会学術講演梗概集,C-1,pp.1193～1194,2003.07
- 1-35) 林篤,大迫勝彦, 星川努,山田正人: コンクリート充填鋼管ソケット式柱梁接合部に関する研究 その 2 十字型試験体による載荷試験,日本建築学会大会学術講演梗概集,C-1,pp.1195～1196,2003.07
- 1-36) 吉田宏一,吉田一,大迫勝彦, 鈴木勇,林篤: コンクリート充填鋼管ソケット式柱梁接合部に関する研究 その 3 柱形状および充填材強度の影響,日本建築学会大会学術講演梗概集,C-1,pp.1079～1080,2006.07
- 1-37) 林篤,吉田宏一,大迫勝彦,吉田一,鈴木勇: コンクリート充填鋼管ソケット式柱梁接合部に関する研究 その 4 終局耐力算定式,日本建築学会大会学術講演梗概集,C-1,pp.1081～1082,2006.07
- 1-38) 鈴木勇,吉田一,大迫勝彦,吉田宏一, 林篤: コンクリート充填鋼管ソケット式柱梁接合部に関する研究 その 5 外ダイアフラムの影響,日本建築学会大会学術講演梗概集,C-1,pp.1083～1084,2006.07

第2章 圧縮ストラットによる応力伝達

2. 1 まえがき

第2章では、充填接合構法の接合部における応力伝達機構のうち、図2-1(b)に示す接合部内の機械的ずれ止め間に形成される圧縮ストラットによる応力伝達について検討する。

圧縮ストラットを形成する機械的ずれ止めの効果については、コンクリート充填鋼管(CFT)構造を対象とした既往の研究^{2-1)~2-6)}において検討されており、コンクリートの支圧耐力に基づく評価式が提案されている。これらの研究では、各種合成構造設計指針²⁻⁷⁾に示されたコンクリートの支圧強度の評価式を準用し、鋼管の拘束効果については実験結果を回帰した係数を用いた評価を試みている。しかし、充填接合構法における二重鋼管形式の接合部は適用対象外であり、この場合の評価方法を新たに構築する必要がある。また、鋼管の拘束効果については実験式の段階に留まっており、理論的なメカニズムについては未解明である。

そこで本章では、充填接合構法の接合部における圧縮ストラットによる応力伝達を評価するため、機械的ずれ止めを有する部分モデル試験体を用いて押抜きおよび引抜き実験を行い、圧縮ストラットによる応力伝達の有効性を検証する。また、機械的ずれ止め近傍の充填材の応力状態をモデル化し、圧縮ストラットの耐力を決定する充填材(モルタルまたはコンクリート)の支圧耐力の評価を試みる。

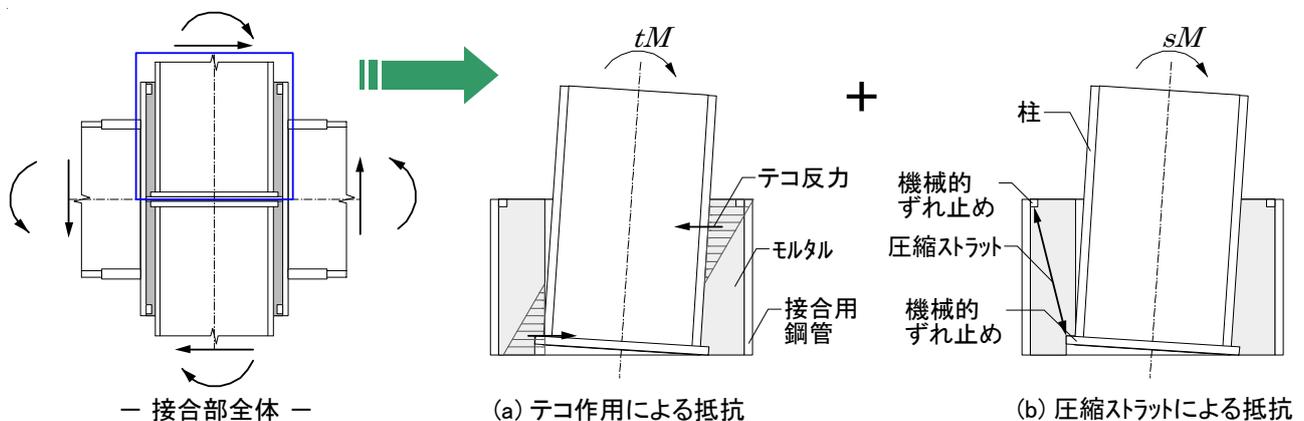


図2-1 充填接合構法の接合部における応力伝達機構

2. 2 押抜きおよび引抜き実験

2. 2. 1 試験体

試験体は、SシリーズおよびDシリーズの2つからなる。Sシリーズは外鋼管のみの単鋼管形式の試験体であり、機械的ずれ止め(以下、支圧材)と充填コンクリートの基本的な応力伝達および外鋼管側の支圧材の効果について検討する。Dシリーズは充填接合構法の接合部をモデル化した二重鋼管形式の試

験体であり、外鋼管内面と内鋼管外面の支圧材間に形成される圧縮ストラットとしての応力伝達について検討する。試験体の一覧を表 2-1 に、試験体の形状・寸法を図 2-2 に示す。また、使用鋼材の機械的性質を表 2-2 に、コンクリートの圧縮強度を表 2-3 に示す。

S シリーズの試験体は 4 体である。全試験体とも鋼管には外径 355.6mm の円形鋼管(STK400)を使用した。支圧材には FB-6×6(SS400)を使用し、鋼管の内側に片側(図 2-2 参照)を隅肉溶接により取り付けた。鋼管内には呼び強度 30N/mm² の普通コンクリート(Fc-30-18-13-N)を充填した。S シリーズで着目したパラメータは、鋼管の板厚(6.4mm,11.1mm)と支圧材の本数(1,2,3 本)の 2 種類である。

D シリーズの試験体は 9 体である。外鋼管は円形鋼管○-355.6×11.1(STK400)で共通とした。支圧材には FB-6×6(SS400)を使用し、外鋼管の内側および内鋼管の外側に片側(図 2-2 参照)を隅肉溶接により取り付けた。二重鋼管部には呼び強度 30N/mm² の普通コンクリート(Fc-30-18-13-N)を充填した。D シリーズで着目したパラメータは、内鋼管の形状・寸法、内鋼管の埋込み長さ(内鋼管外径の 0.5 倍から 1.0 倍)、内鋼管の偏心量および載荷方向(押抜き,引抜き)の 4 種類である。内鋼管には円形鋼管○-267.4×9.3(STK400)および○-190.7×5.3(STK400)の 2 種類を使用した。内鋼管を偏心させた試験体では、外鋼管径内において最大限まで偏心させた。

表 2-1 試験体一覧

Sシリーズ	鋼管			支圧材		加力方向								
	外径 D [mm]	板厚 t [mm]	径厚比 D/t	幅 w [mm]	本数 N [本]									
S-A3	355.6	6.4	55.6	6.0	3	押抜き								
S-B1		11.1	32.0		1									
S-B2					2									
S-B3					3									
Dシリーズ	外鋼管			内鋼管				支圧材		加力方向				
	外径 D [mm]	板厚 t [mm]	径厚比 D/t	外径 D [mm]	板厚 t [mm]	径厚比 D/t	埋込み長さ [mm]	偏心量 [mm]	幅 w [mm]		本数 N [本]			
D-P1	355.6	11.1	32.0	267.4	9.3	28.8	267.4	0.0	6.0	1	押抜き			
D-P2							178.3							
D-P3							133.7							
D-P4							267.4	27.0						
D-P5							267.4	0.0		2				
D-P6							267.4							
D-P7							178.3							
D-P8							190.7	5.3		36.0		190.7	1	引抜き
D-P9												190.7		

表 2-2 使用鋼材の機械的性質

部位	鋼種	降伏強さ [N/mm ²]	引張強さ [N/mm ²]	伸び [%]
S-A3鋼管	STK400	420	493	20.3
S-B鋼管, D外鋼管		408	482	20.7
D-P1~7内鋼管		365	436	25.7
D-P8, 9内鋼管		405	498	23.6

表 2-3 コンクリートの圧縮強度

試験体	材齢 [日]	圧縮強度 [N/mm ²]
D-P1, 2, 3, 5	29	34.5
S-B1, 2, 3, A3, D-P4	34	35.2
D-P8, 9	38	34.4
D-P6, 7	42	34.9
平均	-	34.8

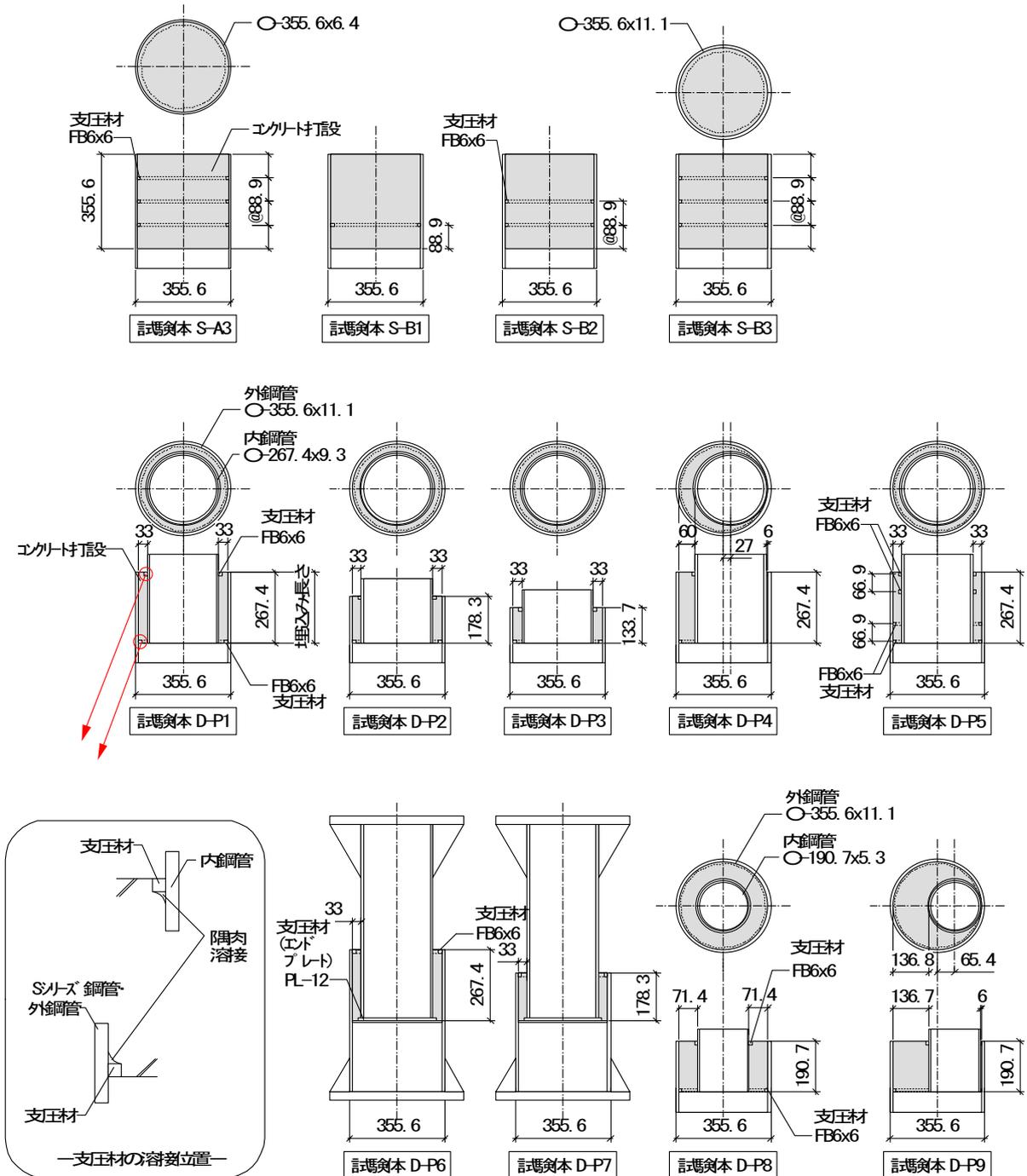


図 2-2 試験体の形状・寸法

2. 2. 2 加力方法

実験は静的単調加力とし、荷重の低下が確認できるまで加力を行った。加力方法を図 2-3 に示す。押抜き加力を行う試験体は、試験体の下端部を水平および回転方向に対して拘束せずに加力装置に設置し、加力用鋼板を介して試験体上端部を加力した。また、引抜き加力を行う試験体(D-P6、D-P7)は、上下端部を加力装置に固定し、加力を行った。

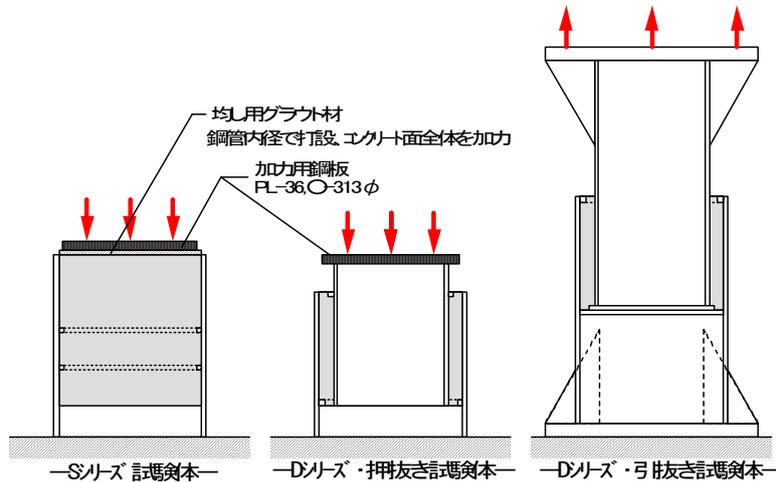


図 2-3 加力方法

2. 2. 3 実験結果

図 2-4 に各試験体の荷重と加力点変位の関係を示す。また、表 2-4 に各試験体の実験結果を示す。ここで、降伏耐力 P_y は接線剛性が初期剛性の 1/3 に低下した時点の荷重を示す。この降伏耐力は、塑性化が局部的で除荷後に概ね残留変形が生じない荷重を想定しており、設計上の短期許容耐力または使用限界状態に対応する。

支圧材本数をパラメータとした試験体 S-B1～3 を比較する。各試験体の降伏耐力は、支圧材本数にほぼ比例した。降伏耐力以降、試験体 S-B1 は、最大耐力に近い荷重に到達するとほぼ同一荷重で変形が進行し、加力を終了した。試験体 S-B2 は、最大耐力に近い荷重に到達した後、若干の荷重が低下し、再び荷重の増加を伴いながら変形が進行して最大耐力に到達した。試験体 S-B3 は、試験体 S-B1 および S-B2 よりも小さい変形で最大耐力に達し、最大耐力以降の荷重低下が顕著である。D シリーズで支圧材本数をパラメータとした試験体 D-P1 と D-P5 の比較においても同様の傾向が見られる。

内鋼管の埋込み長さをパラメータとした試験体 D-P1～3 を比較する。内鋼管の埋込み長さによらず、降伏耐力は同程度であった。試験体 D-P1 と D-P2 は、最大耐力までほぼ同様の挙動を示したが、試験体 D-P3 は小さい変形で最大耐力に達した。最大耐力以降の荷重低下は、埋込み長さが短くなるほど顕著である。

内鋼管の偏心をパラメータとした試験体 D-P1 と D-P4 を比較する。両者は加力終了までほぼ同様の

挙動を示し、内鋼管の偏心による影響は見られない。同じパラメータの試験体 D-P8 と D-P9 の比較においても偏心の影響は見られない。

引抜き加力を行った試験体 D-P6 および D-P7 は、押抜き加力で試験体形状が対応する試験体 D-P1 および D-P2 と降伏耐力付近までは概ね同様の挙動を示したが、内鋼管とエンドプレートの溶接部の破断により最大耐力が決定した。

加力終了後の試験体を観察すると、S シリーズの試験体では、コンクリートが支圧材により支圧破壊しており、鋼管には支圧材位置で半径方向外側への残留変形が観察された。D シリーズの試験体では、コンクリートが内鋼管の支圧材により支圧破壊し、内鋼管がコンクリート内に貫入していた(写真 2-1)。また、内鋼管には支圧材位置で半径方向内側への残留変形が観察された。一方、外鋼管側支圧材近傍のコンクリートには顕著な損傷はなく、外鋼管に残留変形は観察されなかった。

いずれの試験体においても、降伏耐力時に鋼管の顕著な変形は観察されなかったことから、各試験体の降伏耐力は、コンクリートの支圧破壊により決定したものと考えられる。以下、実験で得られた降伏耐力を用いて、鋼管内充填コンクリートの支圧耐力の評価を試みる。

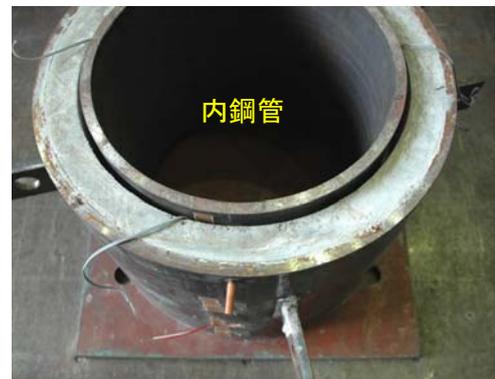
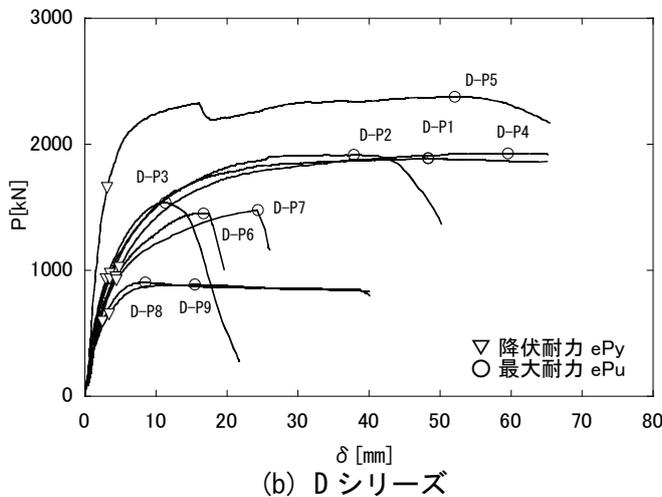
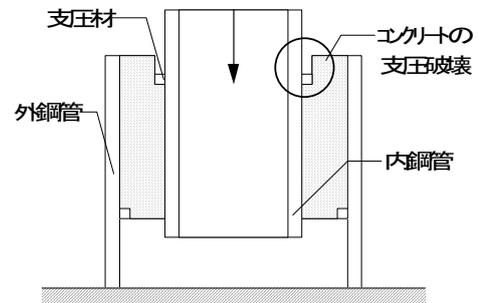
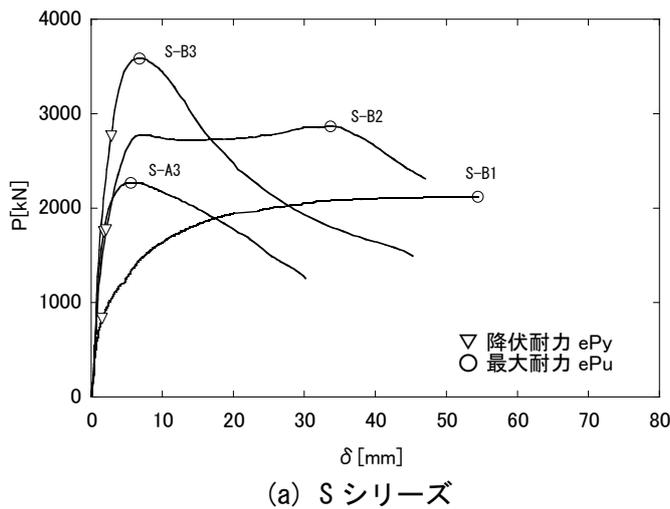


写真 2-1 コンクリートの破壊状況

図 2-4 荷重と加力点変位の関係

表 2-4 実験結果一覧

試験体	実験値					
	初期剛性	降伏耐力 eP_y	最大耐力 eP_u	降伏耐力時 の変位	最大耐力時 の変位	$\beta = eP_y / N \cdot A_r \cdot c \sigma_B$
	[kN/mm]	[kN]	[kN]	[mm]	[mm]	
S-A3	1655	1745	2271	1.8	5.5	2.63
S-B1	810	832	2120	1.5	71.6	3.88
S-B2	1470	1768	2867	2.1	33.7	4.12
S-B3	1793	2764	3588	2.8	6.8	4.29
D-P1	447	932	1889	3.5	48.3	5.85
D-P2	429	972	1916	3.5	37.8	6.10
D-P3	544	932	1540	3.0	11.3	5.85
D-P4	337	1019	1928	3.5	59.5	6.40
D-P5	817	1651	2377	4.8	52.1	5.18
D-P6	285	947	1455	3.1	16.7	5.95
D-P7	265	921	1478	4.3	24.3	5.78
D-P8	404	592	905	4.4	8.5	5.18
D-P9	288	649	886	2.5	15.5	5.69

実験で得られた降伏耐力から、次式によりコンクリートの強度上昇率 β を求めた。なお、D シリーズの試験体については、コンクリートの破壊が発生した内鋼管側の支圧材の寸法を用いている。

$$\beta = eP_y / N \cdot A_r \cdot c \sigma_B$$

ここで、 eP_y : 試験体の降伏耐力

N : 支圧材の本数

A_r : 支圧材の見付面積

$c \sigma_B$: コンクリートの圧縮強度

各試験体の強度上昇率 β と鋼管の径厚比 D/t の関係を図 2-5 に示す。径厚比についても D シリーズの試験体では内鋼管の寸法を用いている。 β は平均 5.0 程度で、鋼管の径厚比の減少に伴い β が増加する傾向が見られ、鋼管の拘束効果による影響が確認できる。D シリーズ試験体に比べて S シリーズ試験体の方が β はやや低めの値を示す。また、同一の径厚比において β に顕著な差はなく、支圧材の本数、内鋼管の埋込み長さ、内鋼管の偏心および加力方向の各パラメータが β に及ぼす影響は小さい。

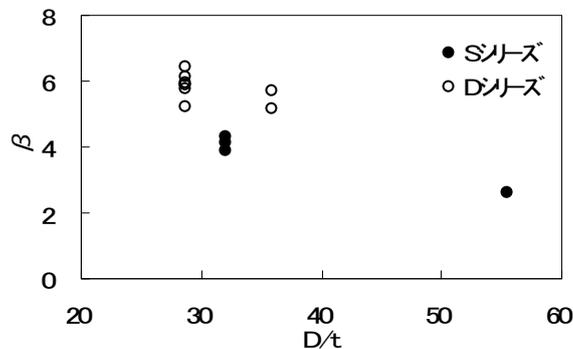


図 2-5 コンクリートの強度上昇率と鋼管径厚比の関係

2. 3 圧縮ストラットに対する充填材の支圧耐力の評価

2. 3. 1 充填材の応力状態

圧縮ストラットに対するコンクリートの支圧耐力を評価するにあたり、支圧材近傍のコンクリートの応力状態をモデル化する。

外鋼管側支圧材近傍のコンクリートの作用応力を図 2-6 に示すように仮定する。円筒座標(r, θ, z)を用いて鋼管の中心軸に z 軸を一致させ、 z 軸から支圧材までの距離を a 、外鋼管内側までの距離を b 、外鋼管の外側までの距離を c とする。鉛直荷重はすべて支圧材を介して伝達され、支圧材が複数本ある場合は、平均的に荷重が分担されるものとする、鉛直方向の作用応力 p は次式により表される。

$$p = \frac{P}{N \cdot A_r} \quad (2-1)$$

ここで、 P : 鉛直荷重 N : 支圧材の本数

$A_r = \pi(b^2 - a^2)$: 支圧材の見付面積

支圧材がコンクリートの外周端部のみを支持する幾何学的条件により、支圧材近傍のコンクリートには半径(r)方向、円周(θ)方向にも応力が発生することが弾性論に基づく既往の研究^{2-8),2-9)}で示されている。ここでは、支圧材の支持条件により発生する半径方向応力 σ_r と円周方向応力 σ_θ を、図 2-6 に示す内圧 q_1 により発生する応力としてモデル化する。内圧 q_1 を鉛直方向の作用応力 p に側圧係数 α を乗じて次式で表す。

$$q_1 = \alpha \cdot p \quad (2-2)$$

また、鋼管による拘束応力を外圧 q_2 とする。 $r=b$ におけるコンクリートの応力は、圧縮を正とすると、弾性理論に基づき次式で表される。

$$\begin{aligned} \sigma_z &= p \\ \sigma_r &= q_2 \end{aligned} \quad (2-3)$$

$$\sigma_\theta = \frac{-1}{b^2 - a^2} [2a^2 \cdot q_1 - (a^2 + b^2)q_2]$$

次にコンクリートの圧壊領域として、支圧材幅から角度 θ の直線で囲んだ高さ L_0 の領域を取り出す。角度 θ は、次節で示す Mohr-Coulomb の破壊条件を適用した場合のせん断破面の角度であり、コンクリートの内部摩擦角 ϕ と $2\theta = \pi/2 + \phi$ の関係が成立する。取り出した L_0 の領域について、他領域からの影響を無視してコンクリートの半径方向の変形 u_c と鋼管の半径方向の変形 u_s を適合させることにより、鉛直作用応力 p と鋼管による拘束応力 q_2 との関係を導く。(2-2)式および(2-3)式より、 $r=b$ の位置におけるコンクリートの半径方向の変形 u_c は、次式により求められる。

$$\begin{aligned}
u_c &= b \cdot \varepsilon_\theta = \frac{b}{E_c} [\sigma_\theta - \nu_c (\sigma_z + \sigma_r)] \\
&= \frac{b}{E_c} \left[- \left\{ \frac{2a^2}{b^2 - a^2} \cdot \alpha + \nu_c \right\} \cdot p + \left\{ \frac{b^2 + a^2}{b^2 - a^2} - \nu_c \right\} \cdot q_2 \right] \quad (2-4)
\end{aligned}$$

ここで、 E_c : コンクリートのヤング係数
 ν_c : コンクリートのポアソン比

一方、内圧 q_2 を受ける鋼管の応力成分および鋼管の半径方向の変形 u_s は、円周方向応力成分のみを考慮して次式により求められる。

$$\sigma_\theta = -\frac{b}{c-b} \cdot q_2 \quad (2-5)$$

$$u_s = -\frac{b}{E_s} \cdot \frac{b}{c-b} \cdot q_2 \quad (2-6)$$

ここで、 E_s : 鋼管のヤング係数

(2-4)式と(2-6)式を用いて変形の適合条件 $u_c = u_s$ を満足させると、次式が得られる。

$$q_2 = \frac{A}{B+C} \cdot p \quad (2-7)$$

$$\text{ここで、 } A = \frac{2a^2}{b^2 - a^2} \cdot \alpha + \nu_c, \quad B = \frac{b^2 + a^2}{b^2 - a^2} - \nu_c$$

$$C = \frac{E_c}{E_s} \cdot \frac{b}{c-b}$$

Dシリーズの内鋼管側支圧材近傍のコンクリートについては図2-7に示す作用応力状態を仮定する。ただし、 z 軸から内鋼管の内側までの距離を a 、内鋼管の外側までの距離を b 、支圧材の外側までの距離を c とする。鉛直作用応力 p と鋼管の拘束応力 q_2 の関係について、次式が得られる。

$$q_2 = \frac{A}{B+C} \cdot p \quad (2-8)$$

$$\text{ここで、 } A = \frac{c^2 + b^2}{c^2 - b^2} \cdot \alpha - \nu_c, \quad B = \frac{2b^2}{c^2 - b^2} + \nu_c$$

$$C = \frac{E_c}{E_s} \cdot \frac{a}{b-a}$$

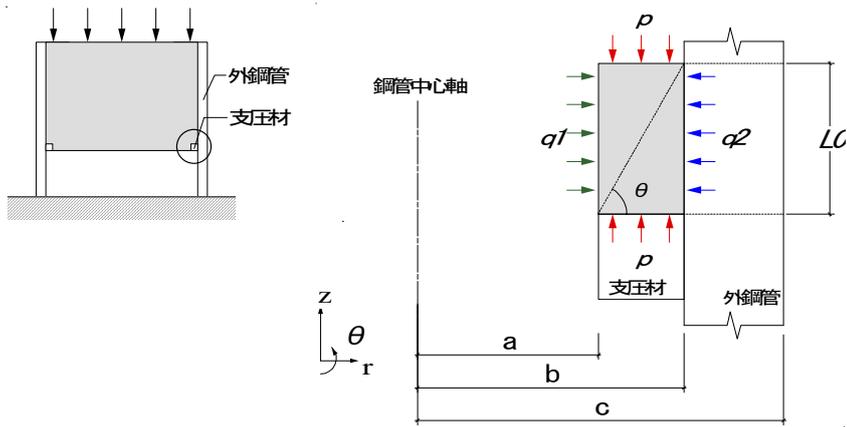


図 2-6 外鋼管側支圧材近傍コンクリートの応力状態のモデル化

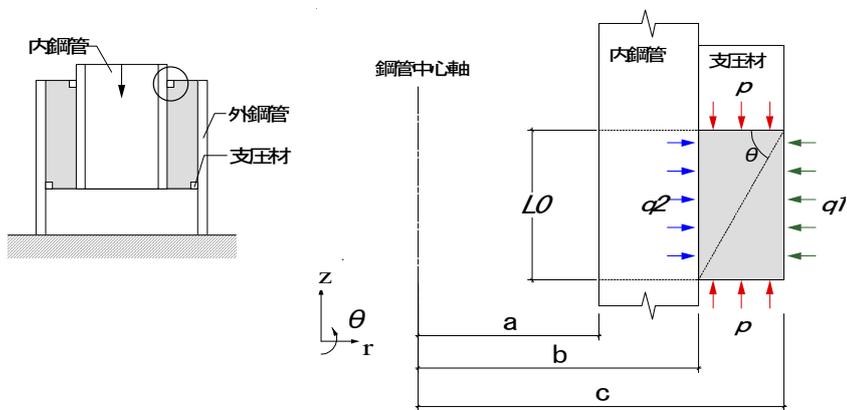


図 2-7 内鋼管側支圧材近傍コンクリートの応力状態のモデル化

2. 3. 2 Mohr-Coulomb の破壊条件の適用

前節で得られた支圧材近傍のコンクリート応力状態に対して、次式で表される Mohr-Coulomb の破壊条件を適用する。

$$\tau_n = \tau_0 + \sigma_n \tan \phi \quad (2-9)$$

ここで、 τ_n : 破壊時せん断応力

τ_0 : コンクリートの付着力(図 2-8 参照)

σ_n : 破壊時垂直応力

ϕ : コンクリートの内部摩擦角(図 2-8 参照)

(2-9)式の破壊条件を作用応力 p 、 q_2 およびコンクリートの圧縮強度 $c \sigma_B$ を用いて表すと、次式が得られる。

$$p = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} q_2 + c \sigma_B \quad (2-10)$$

(2-10)式の破壊条件を満たす時の鉛直荷重 P_a は、(2-1)式および(2-7)式または(2-8)式から、次式により求められる。

$$P_a = \frac{N \cdot A_r \cdot c \cdot \sigma_B}{1 - \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \cdot \frac{A}{B + C}} \quad (2-11)$$

ただし A, B および C は、外鋼管側の場合は(2-7)式により、
内鋼管側の場合には(2-8)式による。

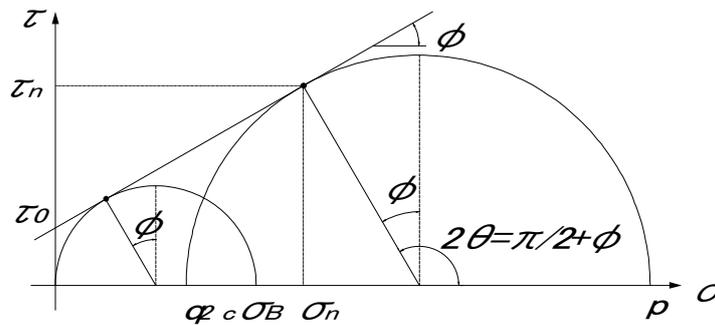


図 2-8 Mohr-Coulomb の破壊条件

2. 4 実験結果との比較

2. 4. 1 各パラメータの設定

(2-11)式に用いる各種材料物性値には、以下の値を用いる。

$$c \cdot \sigma_B = 34.8 \text{ N/mm}^2$$

$$\nu_c = 0.2$$

$$\phi = 45^\circ$$

$$E_c = 3.35 \times 10^4 \times (F_c / 60)^{1/3} \text{ N/mm}^2$$

$$E_s = 205000 \text{ N/mm}^2$$

$$\nu_s = 0.3$$

コンクリートの圧縮強度は素材試験結果の平均値とし、ポアソン比は 0.2 とする。ヤング係数は鉄筋コンクリート構造設計規準²⁻¹⁰⁾の方法を用いて圧縮強度から算定した。また、コンクリートの 3 軸応力状態における内部摩擦角 ϕ は、既往の研究^{2-11)~2-13)}では $30^\circ \sim 55^\circ$ とされているが、本研究では 45° で一定とした。鋼管のヤング係数は 205000 N/mm^2 とし、ポアソン比は 0.3 とした。

ここで、(2-2)式で示される側圧係数 α について検討する。試験体の降伏耐力 $e P_y$ を用いて(2-11)式から逆算して側圧係数の実験値 $e \alpha$ を求めた。 $e \alpha$ と鋼管の径厚比 D/t の対応を図 2-9 に示す。 $e \alpha$ は S シリーズの方が D シリーズより低く、各シリーズ内においては D/t によらずほぼ一定である。そこで本研究では、外鋼管の場合には $\alpha = 0.135$ 、内鋼管の場合には $\alpha = 0.155$ とする。

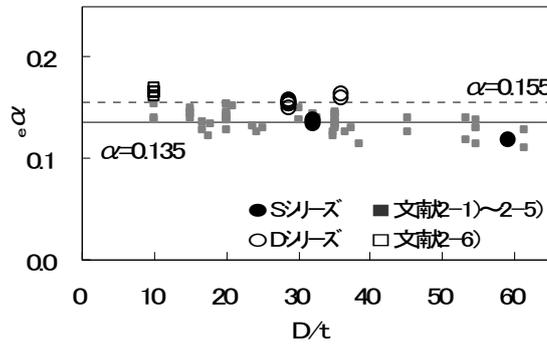


図 2-9 側圧係数と鋼管径厚比の関係

2. 4. 2 降伏耐力の評価

実験で得られた試験体の降伏耐力をコンクリートの支圧耐力により評価する。D シリーズ試験体の降伏耐力は、外鋼管側と内鋼管側でそれぞれ計算される耐力のうち小さい方の値とした。計算の結果、全て内鋼管側で耐力が決定しており、実験における破壊性状と一致している。試験体の降伏耐力の実験値 eP_y と(2-11)式から求めた支圧耐力 P_a の対応を図 2-10 に示す。 eP_y と P_a の比の平均は 1.03、変動係数は 0.08 であり、良い精度で対応している。支圧耐力の強度上昇率 β (支圧耐力と圧縮強度の比)の実験値は、表 2-4 に示した通り 2.63~6.40 であり、本実験の範囲では(2-11)式は支圧耐力の強度上昇を適切に評価している。ただし、S-A3 および D-P5 については計算値が実験値をやや過大評価している。そこで軸方向応力が最大となる加力方向最下段の支圧材近傍の鋼管部(図 2-6,2-7 の L_0 の範囲)について、鋼管の応力状態を検証する。試験体に荷重 P_a が作用した時の鋼管の周方向応力度 σ_θ と軸方向応力度 σ_z および von Mises の相当応力 σ_{eq} は、次式で求められる。

$$\sigma_\theta = -\frac{E_s}{E_c} \cdot \frac{AC}{B+C} \cdot \frac{P_a}{N \cdot A_r}$$

$$\sigma_z = \frac{P_a}{A_s} \cdot \frac{N-1}{N} \quad (2-12)$$

$$\sigma_{eq} = \sqrt{\sigma_\theta^2 - \sigma_\theta \cdot \sigma_z + \sigma_z^2}$$

ここで、 A_s : 鋼管の断面積

(2-12)式から求めた各試験体の降伏耐力 eP_y 時における鋼管応力度 σ_θ および σ_z の値を図 2-11 に示す。図 2-11 において縦軸および横軸は鋼管の降伏強さ $s\sigma_y$ で無次元化して示し、von Mises の降伏曲線を併せて示す。試験体 S-A3 および D-P5 については降伏曲線を超過しており、鋼管の拘束応力 q_2 が上限値に到達したことが、計算値が実験値を過大評価した原因と考えられる。

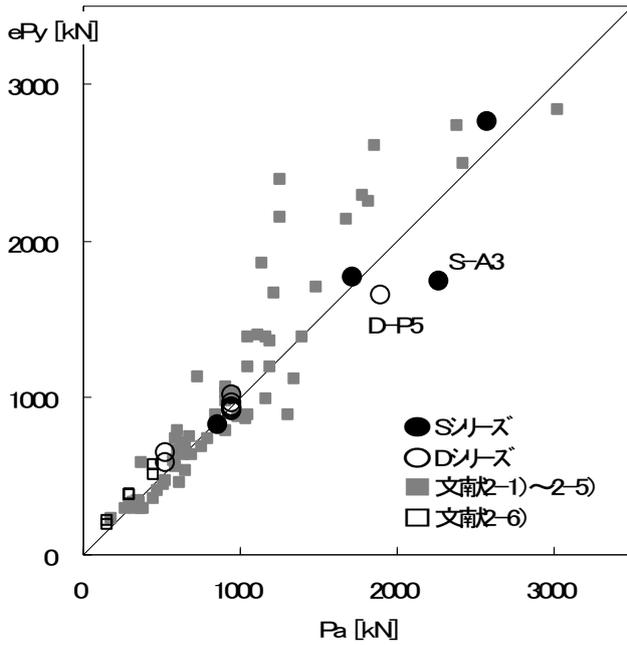


図 2-10 支圧耐力の計算値と実験値の対応

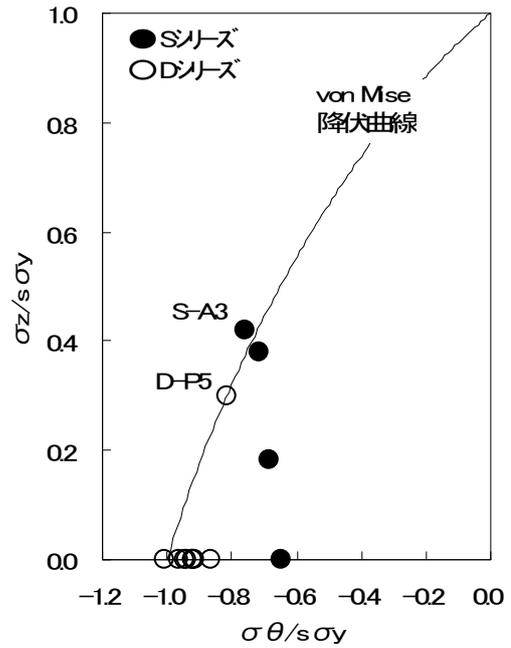


図 2-11 降伏耐力時の鋼管応力

2. 4. 3 既往の文献との比較

既往の文献で得られている実験結果について同様の評価を行う。文献 2-1)~2-5)では S シリーズ試験体と同様の外鋼管形式の試験体を用い、文献 2-6)では外側に支圧材を有する鋼管をコンクリート内に埋設した内鋼管形式の試験体を用いた実験を行っている。それぞれの形式に合わせて本研究で提案した評価方法により降伏耐力を算定した。図 2-9 および図 2-10 に既往の実験結果を併せて示す。図 2-9 に示すように、外鋼管形式および内鋼管形式のそれぞれで設定した側圧係数 α は、既往の実験結果とも概ね良い対応を示している。また、図 2-10 に示すように、既往の実験結果を併せた場合、 eP_y と P_a の比の平均は 1.09、変動係数は 0.20 と概ね良い対応を示しており、(2-11)式により降伏耐力を評価することができる。

2. 5 簡易評価式の提案

(2-11)式に示した圧縮ストラットに対するコンクリートの支圧耐力評価式の簡易表現を試みる。(2-11)式を次式のように変形し、各試験体について変数 X を求めた。

$$P_a = N \cdot A_r \cdot c \cdot \sigma_B \cdot (1 + X) \quad (2-13)$$

$$\text{ここで、} \quad X = \frac{1}{\frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \cdot \frac{B + C}{A} - 1}$$

変数 X と鋼管の径厚比 D/t の対応を図 2-12 に示す。図 2-12 には、次の近似式を併せて示す。

$$X = 11.2(D/t)^{-0.40} \quad (2-14)$$

(2-13)式および(2-14)式から、圧縮ストラットに対するコンクリートの支圧耐力の簡易評価式として、次式が得られる。

$$P_a = N \cdot A_r \cdot c \cdot \sigma_B \cdot \{1 + 11.2(D/t)^{-0.40}\} \quad (2-15)$$

実験結果の降伏耐力を(2-15)式により評価した結果を図 2-13 に示す。 eP_y と P_a の比の平均は 1.09、変動係数は 0.24 であり、外鋼管側、内鋼管側ともに同一の式で評価可能であり、実用的な耐力評価式である。図 2-12 および図 2-13 において、文献 2-6)の実験結果との対応が悪いが、これは文献 2-6)の試験体のみ支圧材幅が鋼管板厚よりも大きいためであり、この場合(2-15)式の評価精度は低下する。また、(2-15)式の適用範囲は、本研究で確認した $10 \leq D/t \leq 65$ 程度とする。

ただし、4.2 節で述べたように鋼管の降伏が先行する場合は、計算値が実験値を過大評価する。鋼管の応力状態を略算的に検証するには、(2-5)式で示される周方向応力 σ_θ について、 q_2 の代わりに(2-2)式で示される q_1 を用いると、次式が得られる。

$$\sigma_\theta = -\alpha \cdot (D/t - 2) \cdot \frac{P_a}{N \cdot A_r} \quad (2-16)$$

ここで、 外鋼管の場合、 $\alpha = 0.135$

内鋼管の場合、 $\alpha = 0.155$

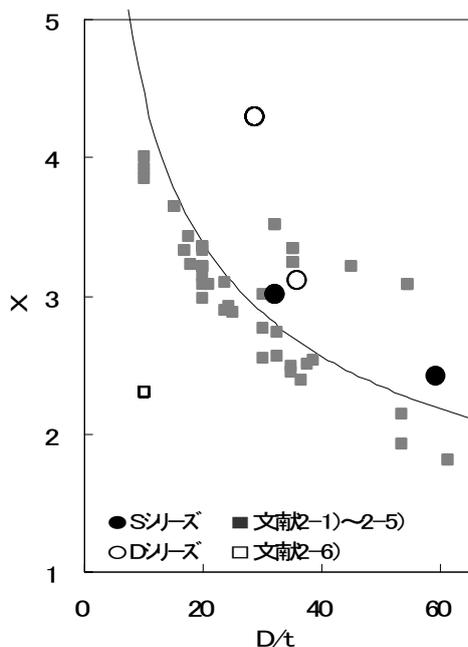


図 2-12 変数 X と鋼管径厚比の関係

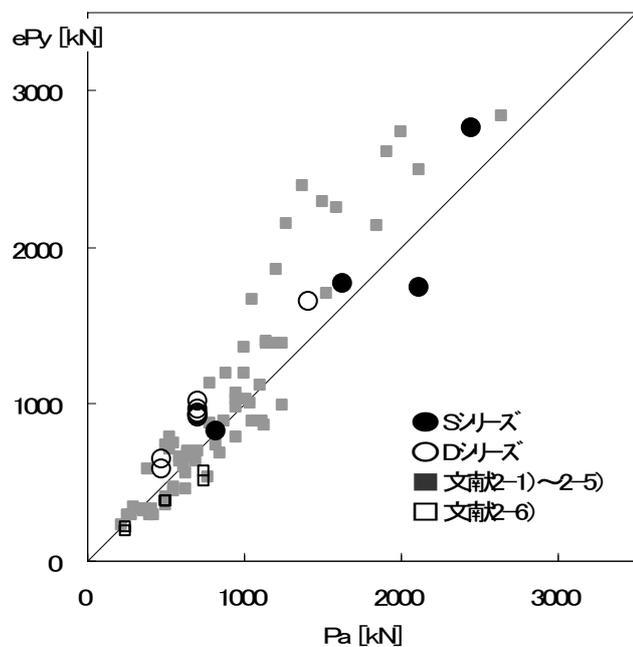


図 2-13 簡易式による支圧耐力の計算値と実験値の対応

(2-16)式による σ_{θ} を(2-12)式に代入して相当応力 σ_{eq} を算定し、 $\sigma_{eq} > \sigma_y$ (σ_y : 鋼管の降伏強さ) となる場合は、(2-15)式の適用範囲外とする。なお、本研究の範囲では常に $q_1 > q_2$ であり、(2-16)式は鋼管の降伏の判定に対して安全側の評価を与える。

2. 6 まとめ

充填接合構法の接合部における圧縮ストラットによる応力伝達を評価するため、機械的ずれ止めを有する部分モデル試験体を用いて押抜きおよび引抜き実験を行い、圧縮ストラットによる応力伝達の有効性を検証した。また、機械的ずれ止め近傍の充填材の応力状態をモデル化し、圧縮ストラットの耐力を決定するコンクリートの支圧耐力について検討した。その結果、以下の知見が得られた。

- (1) 圧縮ストラットに対するコンクリートの支圧耐力は、機械的ずれ止めの本数にほぼ比例し、鋼管の径厚比 D/t に依存する。加力方向、二重鋼管相互の偏心、鋼管の埋込み長さの影響は少ない。
- (2) 弾性論に基づきコンクリートと鋼管の応力状態を推定し、Mohr-Coulomb の破壊条件を適用して支圧耐力の評価式を提案した。圧縮ストラットに対するコンクリートの支圧強度は(2-11)式により精度良く評価できる。また、その時の鋼管の応力状態は、(2-12)式により検討できる。
- (3) 鋼管の径厚比 D/t を用いて圧縮ストラットに対するコンクリートの支圧耐力の簡易評価式を提案した。(2-15)式によりコンクリートの支圧耐力を実用的に評価できる。

参考文献

- 2-1) 多賀野公甫,脇田孝彦,栄藤修,原田宏一,益尾潔,平井義行: 裏あてリングを用いたコンクリート充填遠心力鋼管柱の押抜きせん断実験 -その 1~2-,日本建築学会大会学術講演梗概集,C-1,pp.819~822,1995.08
- 2-2) 宮尾俊明,中村信行,石村博,杉山武彦: 裏あてリング付コンクリート充填鋼管柱の押し抜き試験 -その 1~2-,日本建築学会大会学術講演梗概集,C-1,pp.969~972,1996.09
- 2-3) 宮尾俊明,中村信行,杉山武彦: 裏あてリング付コンクリート充填鋼管柱の付着耐力評価,日本建築学会技術報告集,第 4 号,pp.51~,1997.03
- 2-4) 高木潤一,中村信行,廣田実,宮尾俊明,猪砂利次,杉山武彦: 内面に溶接ビードを設けたコンクリート充填鋼管柱の付着性状に関する実験的研究,日本建築学会大会学術講演梗概集,C-1,pp.889~890,1997.09
- 2-5) 高木潤一,中村信行,宮尾俊明,猪砂利次,杉山武彦,難波隆行: 鋼管内面にリング状の機械的すべり止めを有するコンクリート充填円形鋼管柱の付着耐力評価,日本建築学会大会学術講演梗概

集,C-1,pp.1131~1132,1999.09

- 2-6) 高野公寿, 柳悦孝, 廣瀬智治, 増田敏聡, 鈴木正明, 外山征, 脇屋泰士: 鋼管杭の杭頭結合構造に関する研究(その2) コンクリート支圧耐力評価試験, 日本建築学会学術講演梗概集, 2006.09
- 2-7) 日本建築学会: 各種合成構造設計指針・同解説,1985
- 2-8) 佐治泰次,松藤泰典: モルタルの迂り破壊に関する研究(その1)円柱試験体上下面周辺部分圧縮, 日本建築学会論文報告集,第198号,pp.1-5,1972.08
- 2-9) 柴原正雄,尾田十八: 軸対称変形をする有限円筒問題,日本機械学会論文集,第1部, pp.388-402, 1967.05
- 2-10) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説,1999
- 2-11) 佐治泰次,松藤泰典: モルタルの迂り破壊に関する研究(その2)円柱試験体上下面周辺部分圧縮, 日本建築学会論文報告集,第199号,pp.1-5,1972.09
- 2-12) 藤田吉夫,石丸麟太郎,花井重孝, 末永保美: Plain Concrete の内部摩擦角と引張強度についての一考察,日本建築学会構造系論文集,第494号,pp.7-14,1997.04
- 2-13) 吉田幸夫,畑中重光,水野英二: Drucker-Prager 型構成則を用いた円柱コンファインドコンクリート供試体の圧縮破壊 FEM 解析,日本建築学会構造系論文集,第587号,pp.155-162,2005.01

第3章 柱梁接合部

3.1 まえがき

第3章では、充填接合構法を適用した標準型柱梁接合部およびリユース型柱梁接合部(図3-1)を対象として、本構法の応力伝達機構のうちテコ作用による応力伝達について検討し、第2章に示した圧縮ストラットによる応力伝達の評価と併せて、基本的な応力伝達機構の評価法を確立する。

本章で検討するテコ作用による応力伝達については、鋼構造接合部設計指針³⁻¹⁾に示されている埋込み柱脚の応力伝達機構が応用できる。ただし、本接合部ではモルタルの圧壊により決定する耐力に対して接合用鋼管の拘束による影響が大きく、この拘束効果を適切に評価する必要がある。

鋼管の拘束効果に関しては、コンクリート充填鋼管構造設計施工指針³⁻²⁾およびコンクリート充填鋼管(CFT)造技術基準³⁻³⁾に鋼管の拘束効果を考慮したコンクリート強度の評価式が示されている。しかし、これらの評価式は充填コンクリートが圧縮軸力と鋼管からの拘束圧を受ける場合を対象としており、応力状態が異なる本接合部には適用できない。また、本接合部のような応力状態に対するコンクリートまたはモルタルの強度について検討した研究例はなく、新たな評価法を提案する必要がある。

そこで本章では、標準型およびリユース型柱梁接合部を対象として、十字形部分架構試験体を用いて加力実験を行い、その弾塑性挙動について検討するとともに、テコ作用による応力伝達の有効性を検証する。次に、テコ作用に対するモルタルの破壊時の応力状態をモデル化し、Mohr-Coulombの破壊条件を適用して、テコ作用の耐力を決定するモルタルの支圧耐力を評価する。さらに、第2章に示した圧縮ストラットによる応力伝達の評価と併せて、モルタルの圧壊により決定する柱梁接合部の降伏耐力および最大耐力の評価式を提案し、実験結果との比較からその妥当性を検証する。

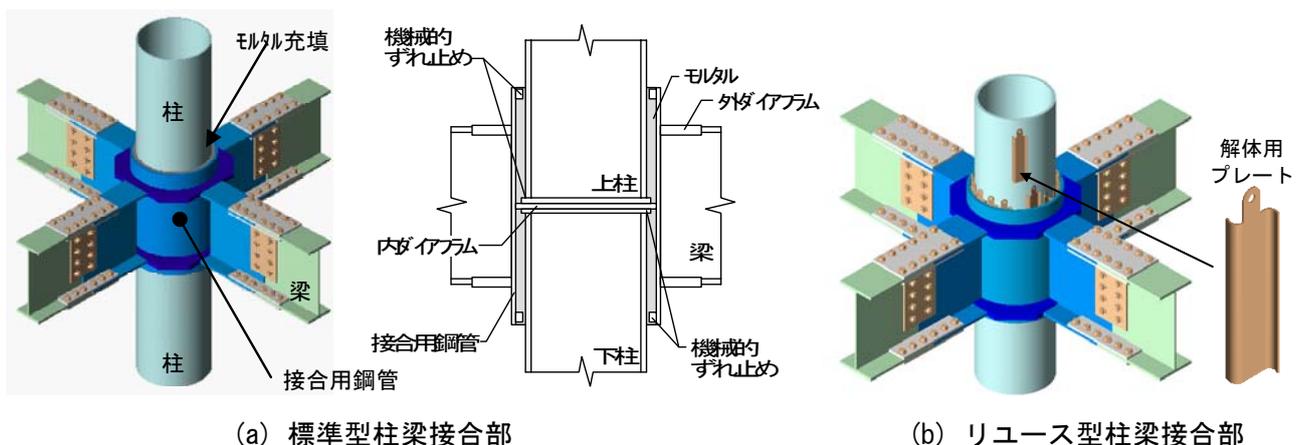


図3-1 充填接合構法による柱梁接合部

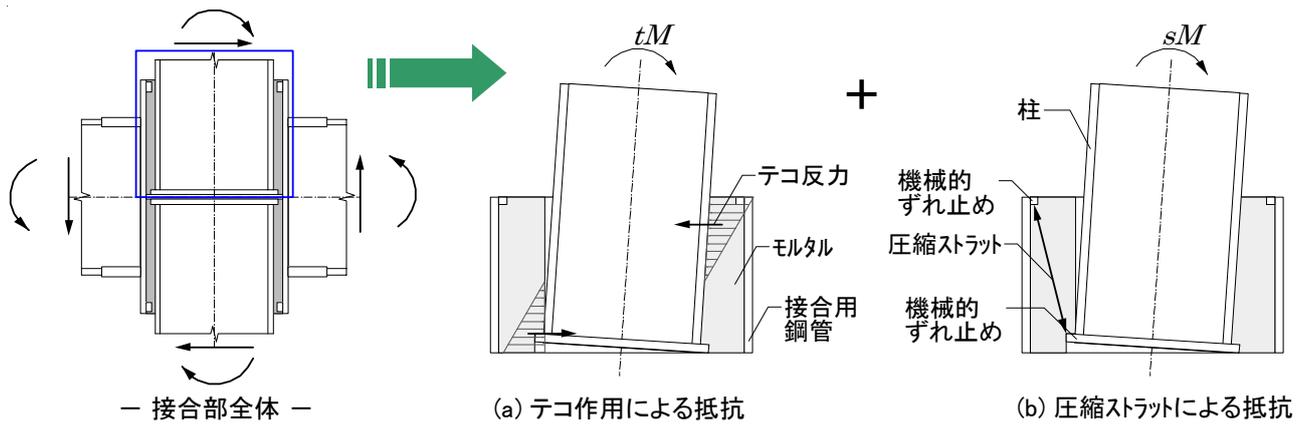


図 3-2 応力伝達機構

3. 2 加力実験

3. 2. 1 試験体

標準型柱梁接合部およびリユース型柱梁接合部のそれぞれについて、十字形部分架構試験体を用いて加力実験を行った。標準型柱梁接合部実験では、接合用鋼管の高さと鋼種をパラメータとし、テコ作用による応力伝達機構に及ぼす影響を検討する。なお、試験体は超高強度鋼 HSA700(府省連携プロジェクト³⁻⁴⁾における開発鋼。降伏強さ 700N/mm^2 以上)を用いて製作し、超高強度鋼を用いた架構に対する本構法の適用性を併せて検討する。リユース型柱梁接合部実験では、リユース型の接合部詳細を有する試験体と標準型の試験体の弾塑性挙動を比較し、リユース型柱梁接合部の構造性能について検討する。

(1) 標準型柱梁接合部実験

標準型柱梁接合部をモデル化した 2/3 スケールの十字形部分架構試験体を用いて加力実験を行った。試験体の形状・寸法を図 3-3 に、実験パラメータと試験体の対応を表 3-1 に示す。実験パラメータは、接合用鋼管の高さと鋼種であり、試験体は全部で 3 体用意した。試験体 HRP-1 では、接合用鋼管の高さを 600mm、鋼種を HSA700 とし、梁を先行降伏させる設計とした。試験体 HRP-2 では、接合用鋼管の高さを 400mm、鋼種を HSA700 とし、モルタル部を先行破壊させる設計とした。試験体 HRP-3 では、接合用鋼管の高さを 400mm、鋼種を STKN490 とし、接合用鋼管の降伏強さがモルタル部の耐力に及ぼす影響を検討した。

接合用鋼管の断面寸法は共通で $\text{O}-500 \times 16$ (径厚比 31.3)とした。また、外ダイアフラムには PL-28(SN490)を用い、コンクリート充填鋼管構造設計施工指針³⁻²⁾に基づき梁の全塑性耐力に対して 1.3 倍の安全率を考慮して降伏させないように設計した。接合用鋼管中央位置の内ダイアフラムには PL-19(SN490)を用いた。接合部の応力伝達機構である圧縮ストラットを形成する機械的ずれ止めとして、接合用鋼管上下端内面には FB-8x25(SS400)を両面隅肉溶接して取り付け、柱端部には柱外径より両側に

表 3-2 使用鋼材の機械的性質およびモルタルの圧縮強度

部位	試験体	鋼種	降伏強さ [N/mm ²]	引張強さ [N/mm ²]	伸び [%]	ヤング係数 [N/mm ²]	試験体	材齢 [日]	圧縮強度 [N/mm ²]
梁フランジ	共通	HSA700	788	836	12.5	195399	HRP-1	28	87.6
梁ウェブ	共通	HSA700	826	841	11.2	210613	HRP-2	3	48.9
柱	共通	HSA700	787	864	29.6	185924	HRP-3	7	67.5
接合用鋼管	HRP-1,2	HSA700	780	858	29.8	182460			
	HRP-3	STKN490	412	554	32.1	205528			
ダイヤフラム	共通	SN490	357	542	28.9	201422			

(2) リユース型柱梁接合部実験

リユース型柱梁接合部をモデル化した 2/3 スケールの十字形部分架構試験体を用いて加力実験を行った。試験体の形状・寸法を図 3-4 に、実験パラメータと試験体の対応を表 3-3 に示す。実験パラメータは接合詳細と接合用鋼管の高さであり、試験体は全部で 3 体用意した。試験体 RRP-J1 は比較用の標準型柱梁接合部であり、接合用鋼管の高さを 600mm とし、機械的ずれ止めとして FB-9x16(SS400)を接合用鋼管上下端内面に両面隅肉溶接して取り付けた。試験体 RRP-S1 および試験体 RRP-S2 はリユース型であり、図 3-4 に示す形状の解体用プレートを柱と接合用鋼管の隙間に挿入して組立て、機械的ずれ止めを省略した。試験体 RRP-S1 は接合用鋼管の高さを試験体 RRP-J1 と同じ 600mm とした。試験体 RRP-S2 は接合用鋼管の高さを 800mm とした。

梁および柱の形状・寸法は共通であり、梁には H-400x200x9x12(SN490)を用い、柱には○-400x16(径厚比 25.0、STKN490)を用いた。柱端部には柱外径より両側に 9mm ずつ大きいエンドプレート PL-12(SN490)を隅肉溶接により取り付けた。接合用鋼管の断面寸法は共通で○-500x16(径厚比 31.3、STKN490)とした。また、外ダイヤフラムには PL-28(STKN490)を用い、接合用鋼管中央位置の内ダイヤフラムには PL-19(SN490)を用いた。モルタルには流動性の高いプレミクスタタイプの無収縮モルタルを用いた。使用鋼材の機械的性質およびモルタルの圧縮強度を表 3-4 に示す。

表 3-3 試験体一覧

形式	No.	梁		柱		接合用鋼管			接合部詳細		先行破壊部位
		鋼種	断面	鋼種	断面	鋼種	断面	高さ	解体用プレート	機械的ずれ止め	
標準型	RRP-J1	SN490	H-400 x200 x9x12	STKN490	○-400 x16 (25.0)	STKN490	○-500 x16 (31.3)	600	なし	あり	梁
リユース型	RRP-S1								あり	なし	
	RRP-S2										

()内は径厚比を示す。

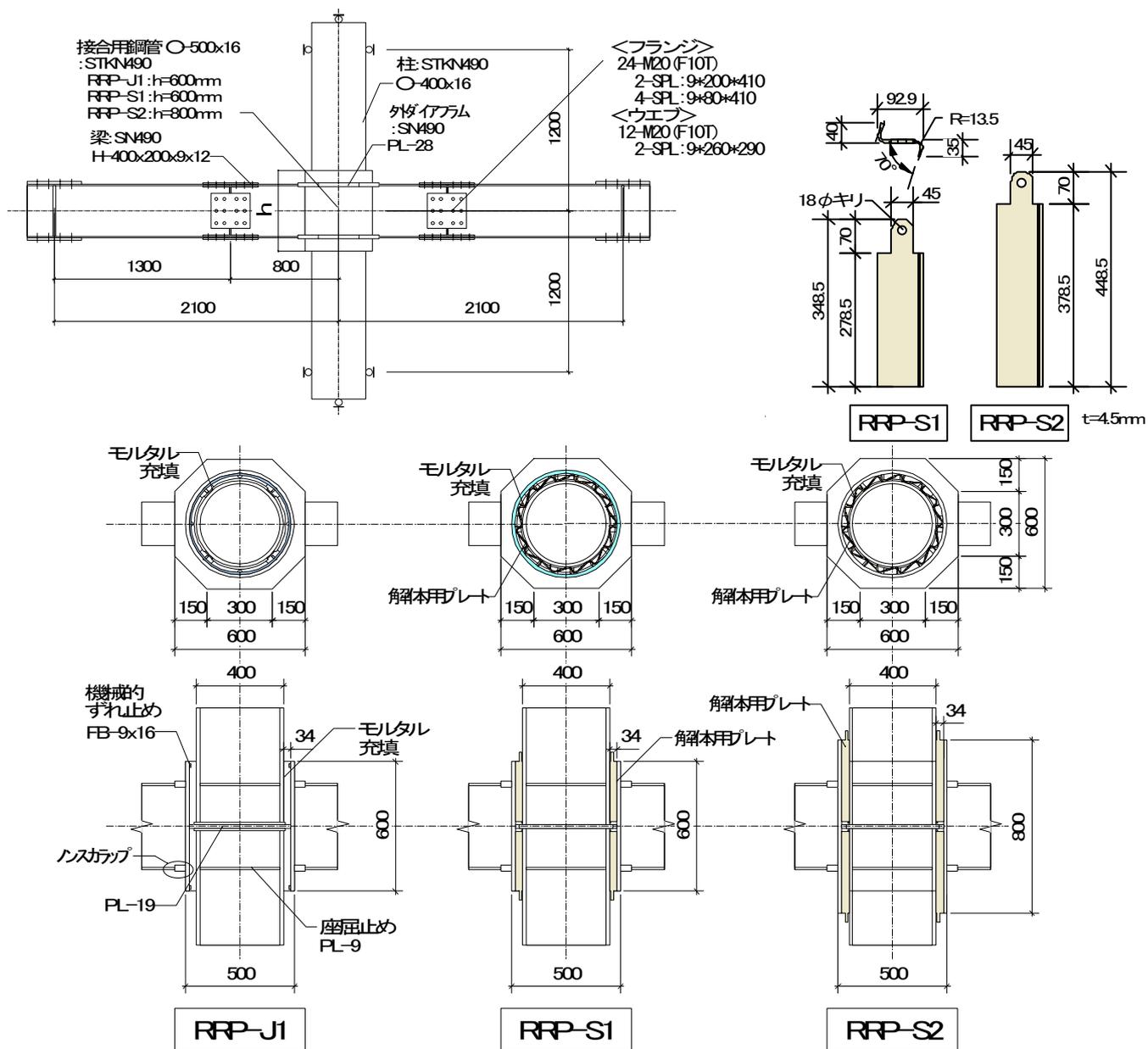


図 3-4 試験体の形状・寸法：リユース型柱梁接合部

表 3-4 使用鋼材の機械的性質およびモルタルの圧縮強度

部位	鋼種	降伏強さ [N/mm ²]	引張強さ [N/mm ²]	伸び [%]
梁フランジ	SN490	383	532	26.3
梁ウェブ	SN490	408	541	25.7
柱	STKN490	389	541	45.9
接合用鋼管	STKN490	370	534	45.6
ダイアラム	SN490	378	536	34.2
解体用プレート	SS400	325	412	32.4

試験体	材齢 [日]	圧縮強度 [N/mm ²]
RRP-J1	23	72.3
RRP-S1	17	55.9
RRP-S2	32	78.1

3. 2. 2 加力方法

加力装置を図 3-5 に示す。加力は静的加力であり、柱の上下端部を単純支持し、梁の両端部に逆対称のせん断力を与えた。標準型柱梁接合部の実験では、層間変形角 $\pm 1/400$ で弾性挙動を確認した後、層間変形角 $1/100$ 、 $2/100$ 、 $3/100$ 、 $4/100$ でそれぞれ2サイクルずつ正負交番の漸増繰返し载荷を行い、荷重低下に至らない場合は一方向に $6/100$ まで加力して実験を終了した。リユース型柱梁接合部の実験では、層間変形角 $1/120$ (梁理論により求めた梁全塑性耐力時の変形角の計算値)で1回、層間変形角 $1/60$ 、 $1/30$ で2回、 $1/20$ で1回、それぞれ正負交番の漸増繰返し载荷を行い、荷重低下に至らない場合は一方向に $1/15$ まで加力して実験を終了した。なお、両実験とも柱の抜け出しに対して安全側の評価となるように、柱軸力なしで実験を行った。

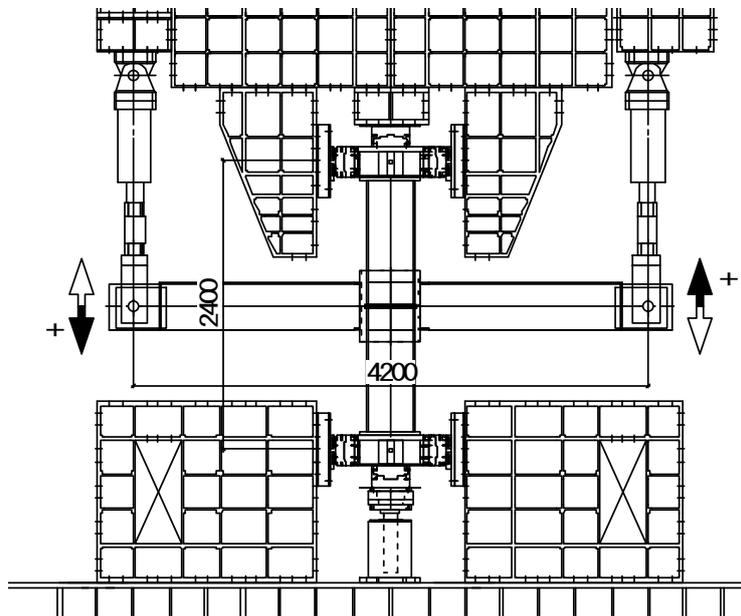


図 3-5 加力装置

3. 2. 3 実験結果

(1) 標準型柱梁接合部実験

標準型柱梁接合部実験の柱せん断力と層間変形角の関係を図 3-6 に示す。図中には、降伏耐力(Δ)および最大耐力(\circ)の実験値を併せて示す。ここで降伏耐力は、接線剛性が初期剛性の $1/3$ に低下した時点の荷重とした。また、梁の全塑性耐力の計算値と、試験体と同一の柱梁に対して通しダイアフラム形式の従来構法を適用した場合の初期剛性の計算値を図中に併せて示す。

試験体 HRP-1 では、層間変形角 $1/100$ において引張側の柱とモルタルが僅かに離間し、圧縮側のモルタル表面に微細なひび割れが発生した。層間変形角 $2/100$ 、 $3/100$ では、表面のひび割れが進展したものの、モルタルに顕著な損傷は観察されなかった。層間変形角 $4/100$ で梁フランジに局部座屈が発生し、

同サイクル負側で梁フランジと外ダイアフラムの完全溶込み溶接部が破断した(写真 3-1)。終局状態においてもモルタルの損傷は表面のひび割れ程度であった。荷重変形関係には若干のスリップ性状が見られるものの、概ね紡錘形の復元力特性を示している。

試験体 HRP-2 および HRP-3 は、ほぼ同一の破壊過程であった。層間変形角 1/100 において柱とモルタルが離間し、モルタル表面に微細なひび割れが発生した。層間変形角 2/100 ではモルタル表面の局所的な圧壊が観察され、層間変形角 3/100 ではモルタル表面の圧壊が進行し、接合用鋼管下側のモルタルが剥落した。層間変形角 4/100 以降は、モルタルの圧壊、剥落および柱の抜け出しが顕著となり、層間変形角 6/100 まで加力して実験を終了した。終局状態では、接合用鋼管上側のモルタルは層状に破壊し(写真 3-2)、接合用鋼管下側のモルタルは表面から 40mm 程度剥落した(写真 3-3)。降伏耐力以降、荷重変形関係にはモルタルの圧壊に伴うスリップ性状が顕著に現れている。

試験体各部の歪履歴を図 3-7 に示す。また、歪ゲージの貼付位置を図 3-8 に示す。試験体 HRP-1 の梁端部の歪履歴を見ると、 $\pm 12000 \mu$ 程度の歪履歴を受けた後、梁フランジの破断に至ったことが分かる。また、外ダイアフラムの最大歪は 3000μ 程度で、やや塑性化している。柱と接合用鋼管は弾性範囲であり、降伏していない。試験体 HRP-2 および HRP-3 は、梁、柱、接合用鋼管および外ダイアフラムともに弾性範囲であり、降伏していない。

接合用鋼管と柱軸心位置における相対変位(柱の抜け出し)と柱せん断力の関係を図 3-9 に示す。図中には降伏耐力の実験値を併せて示す。また、柱の抜け出し変位の計測位置を図 3-10 に示す。モルタルの損傷が軽微であった試験体 HRP-1 では、ほとんど柱の抜け出しが発生していない。モルタルの損傷が顕著であった試験体 HRP-2 および HRP-3 では、降伏耐力を超えると柱の抜け出しが増大することが分かる。

実験パラメータの影響について検討する。梁の溶接部破断までモルタルがほぼ無損傷であった試験体 HRP-1 は、他の 2 体と比較して柱の埋込み長さが大きく、モルタルの圧縮強度が高い。試験体 HRP-1 のようにモルタルを先行破壊させない設計とすれば、梁を先行降伏させることができる。柱の埋込み長さが同一の試験体 HRP-2 と試験体 HRP-3 を比較すると、モルタルの圧縮強度が高い HRP-3 の方が HRP-2 より降伏耐力および最大耐力ともに 1 割程度高い。両試験体とも加力中に接合用鋼管が降伏しなかったため、実験パラメータである接合用鋼管の降伏強さの影響は見られない。また、各試験体の初期剛性は、実験パラメータによらず同一の柱梁に通しダイアフラム形式の従来構法を適用した場合の計算値により評価できる。

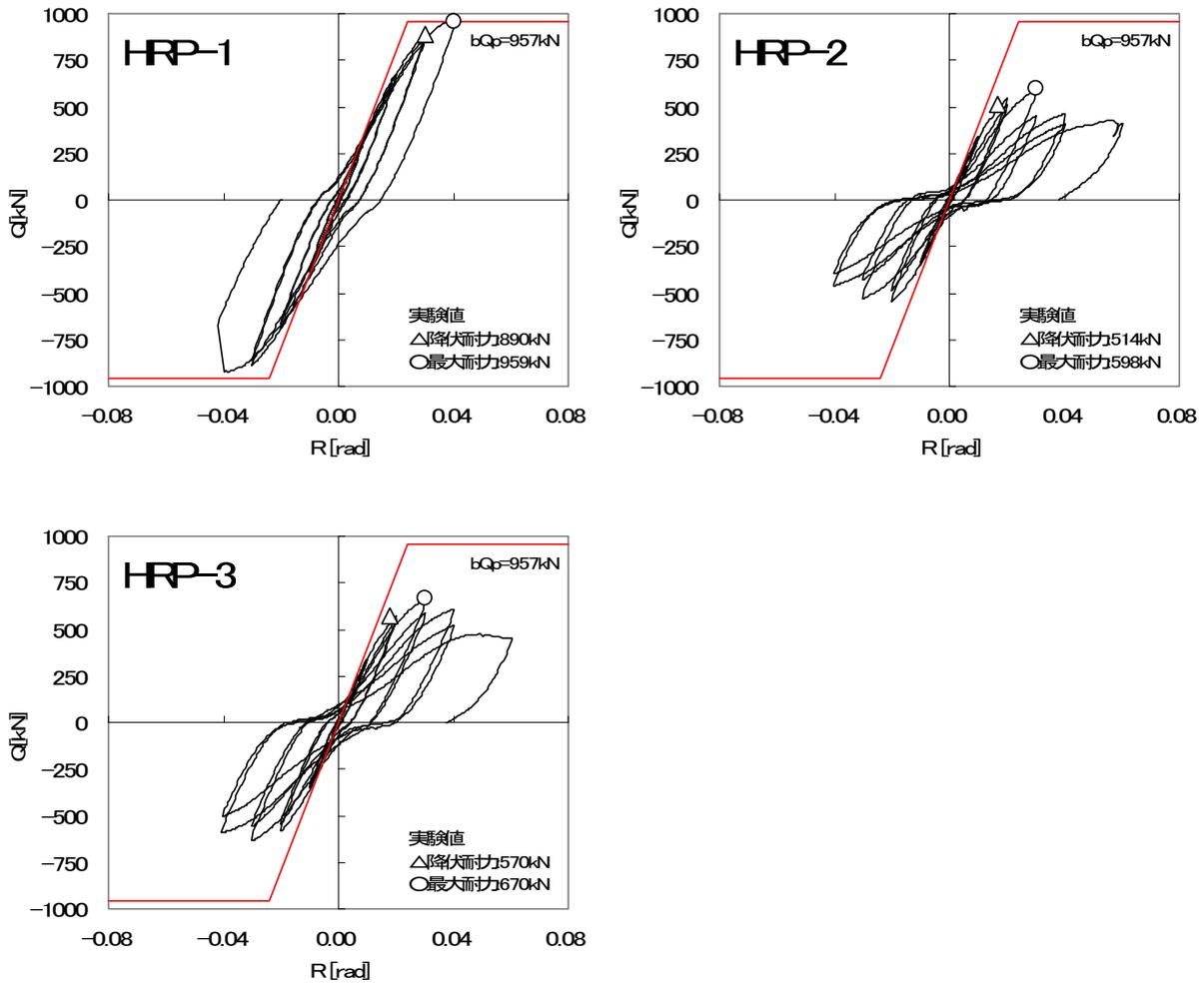


図 3-6 柱せん断力と層間変形角の関係：標準型柱梁接合部実験



写真 3-1 梁端の破断：HRP-1



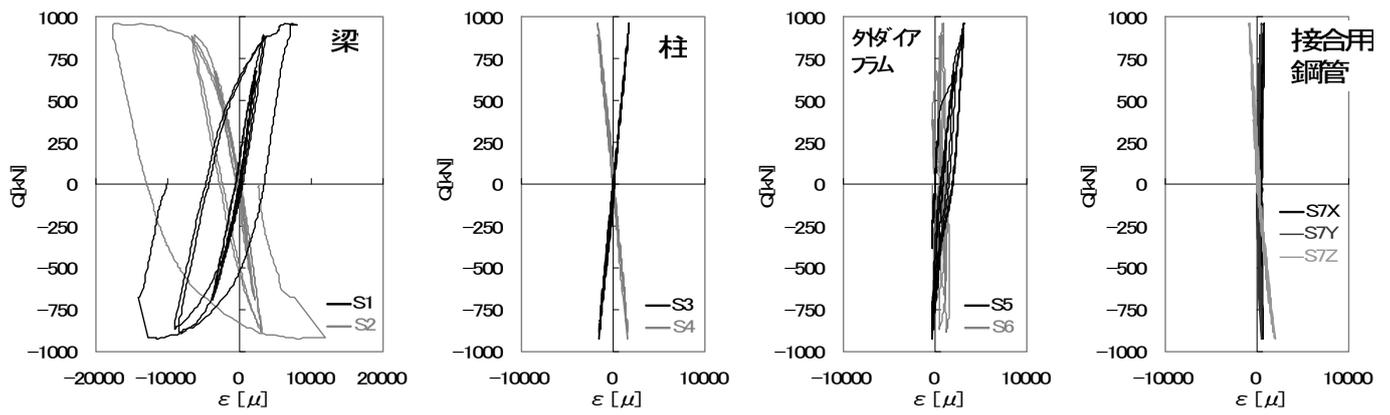
写真 3-2 モルタルの圧壊：HRP-3



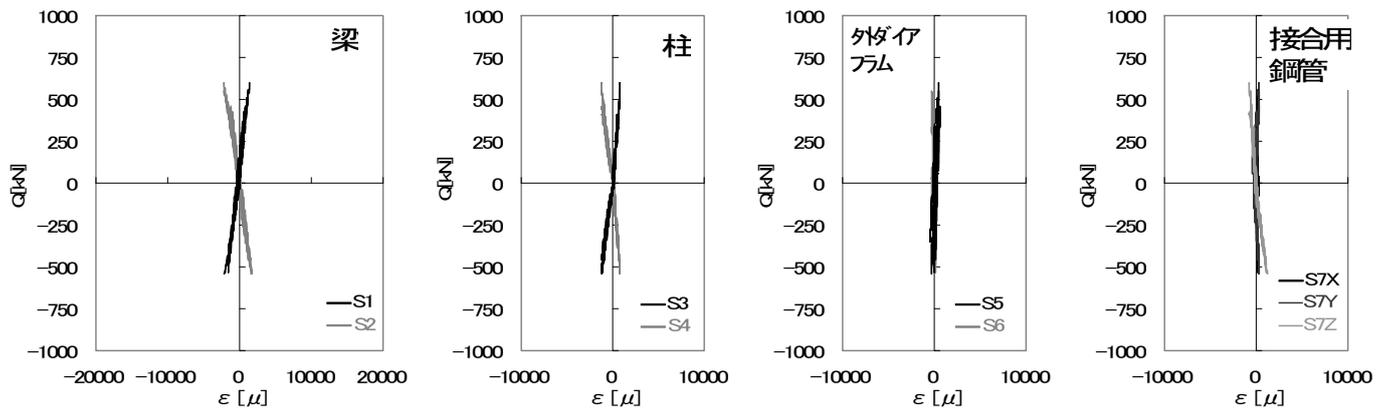
写真 3-3 モルタルの圧壊：HRP-3

接合用鋼管上側

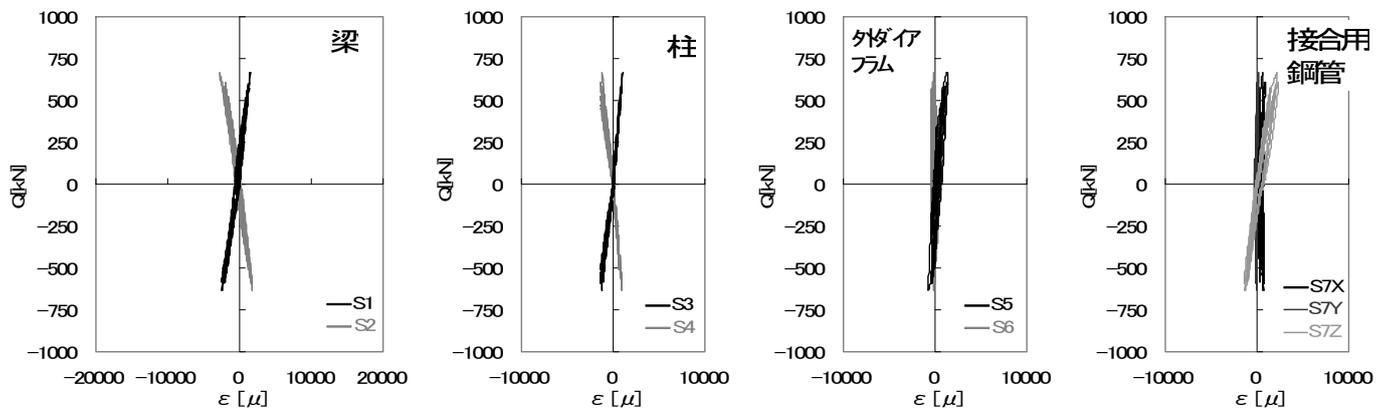
接合用鋼管下側



(a) 試験体 HRP-1



(b) 試験体 HRP-2



(c) 試験体 HRP-3

図 3-7 試験体各部の歪履歴

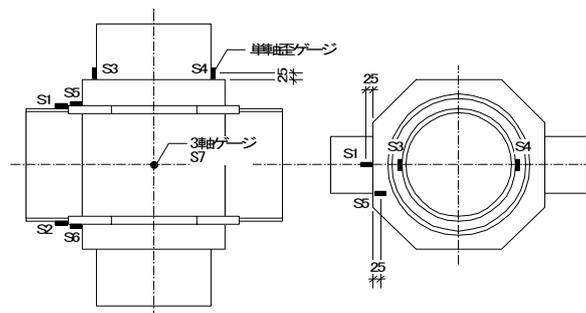


図 3-8 歪ゲージの貼付位置

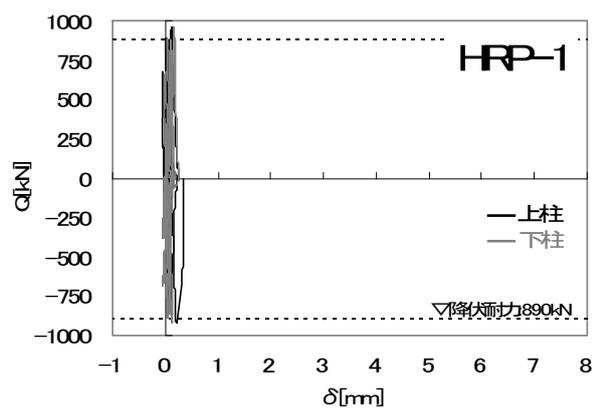


図 3-9 柱の抜け出し変位

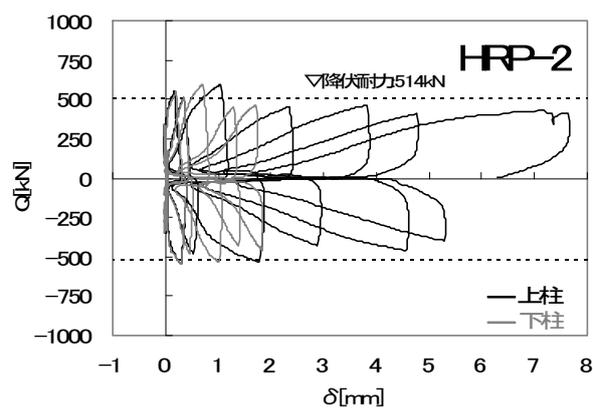
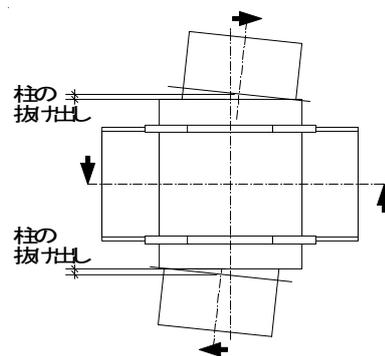
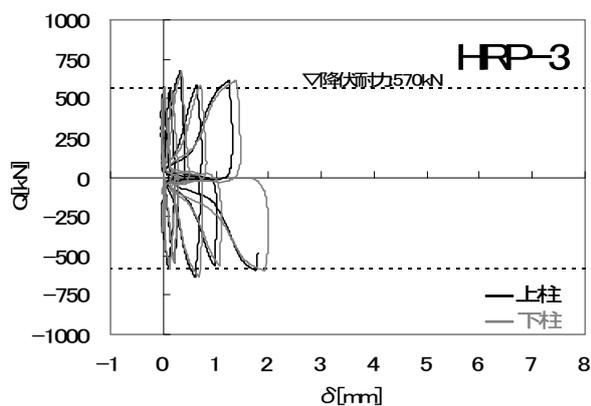


図 3-10 柱の抜け出し変位の計測位置



(2) リュース型柱梁接合部実験

リュース型柱梁接合部実験の柱せん断力と層間変形角の関係を図 3-11 に示す。図中には、降伏耐力(Δ)および最大耐力(\circ)の実験値を併せて示す。ここで降伏耐力は、接線剛性が初期剛性の 1/3 に低下した時点の荷重とした。また、梁の全塑性耐力の計算値と、試験体と同一の柱梁に対して通しダイアフラム形式の従来構法を適用した場合の初期剛性の計算値を図中に併せて示す。

試験体 RRP-J1 は、層間変形角 1/60 で柱とモルタルの剥離が観察され、モルタル表面にはひび割れが発生した。層間変形角 1/30 では梁のボルト接合部に滑りが生じ、その後、梁の局部座屈(写真 3-4)が顕著となり最大耐力が決定した。終局状態においてもモルタルに顕著な損傷は観察されなかった。また、柱の抜け出しも観察されなかった。

試験体 RRP-S1 は、層間変形角 1/60 で柱とモルタルの剥離が観察され、モルタル表面には解体用プレートに沿うようにひび割れが生じた。また、同加力サイクル以降、柱の抜け出しが生じ始め、荷重変形関係にスリップ性状が現れた。層間変形角 1/20 では、解体用プレートが抜け出す様子が観察された。梁のボルト接合部の滑りは生じず、層間変形角 1/20 の負側 1 回目で梁の局部座屈が顕著となり最大耐力が決定した。終局状態においては、表面のかぶりモルタルが破壊されたが、加力終了後に試験体の接合用

鋼管を切断して観察したところ、内部のモルタルの圧壊は認められず(写真 3-6)、健全であった。

試験体 RRP-S2 は、層間変形角 1/60 から柱とモルタルの剥離が観察され、解体用プレート周りにモルタルのひび割れが生じ始めたが、解体用プレートの抜け出しは観察されなかった。層間変形角 1/30 では、梁のボルト接合部に滑りが生じ、その後、梁の局部座屈が顕著となり最大耐力が決定した。最大荷重時には解体用プレートの抜け出しが観察され、加力終了後の試験体にも解体用プレート(写真 3-7)の抜け出しは残留していた。終局状態においては、表面のかぶりモルタルが破壊されたが、加力終了後に試験体の接合用鋼管を切断して観察したところ、内部のモルタルの圧壊は認められず、健全であった。

各試験体の荷重変形関係を比較する。試験体 RRP-J1 および RRP-S2 の荷重変形関係においては、スリップ性状はほとんど見られないが、試験体 RRP-S2 の荷重変形関係ではスリップ性状が顕著に表れている。したがって、機械的ずれ止めを省略することにより顕著になるスリップ性状は、接合用鋼管の高さを高くすることで低減できると考えられる。

図 3-11 に示した荷重変形関係からスケルトン曲線を求め、各試験体の弾塑性挙動を比較した。その結果を図 3-12 に示す。リユース型の試験体 RRP-S1 および RRP-S2 のスケルトン曲線は、標準型の試験体 RRP-J1 とほぼ一致しており、リユース型柱梁接合部が標準型柱梁接合部と同等の構造性能を有すると考えられる。



写真 3-4 梁の局部座屈: RRP-J1



写真 3-5 かぶりモルタルの破壊: RRP-S2

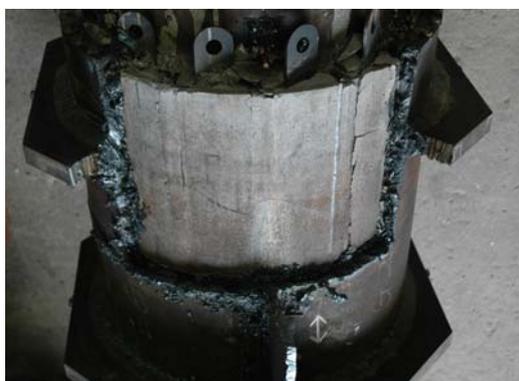


写真 3-6 接合用鋼管内部のモルタル: RRP-S1



写真 3-7 解体用プレートの抜け出し: RRP-S2

抜け出し

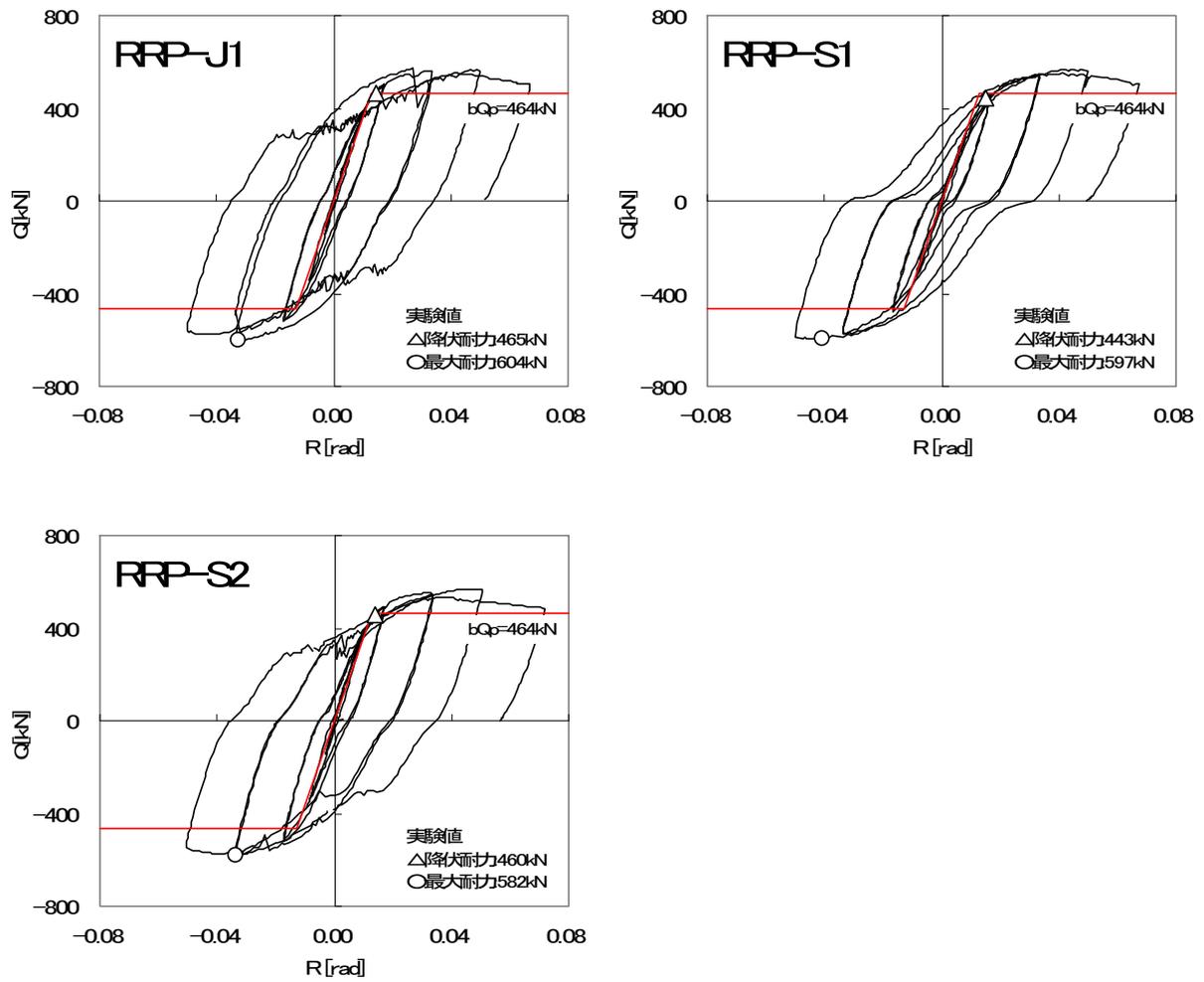


図 3-11 柱せん断力と層間変形角の関係：リユース型柱梁接合部実験

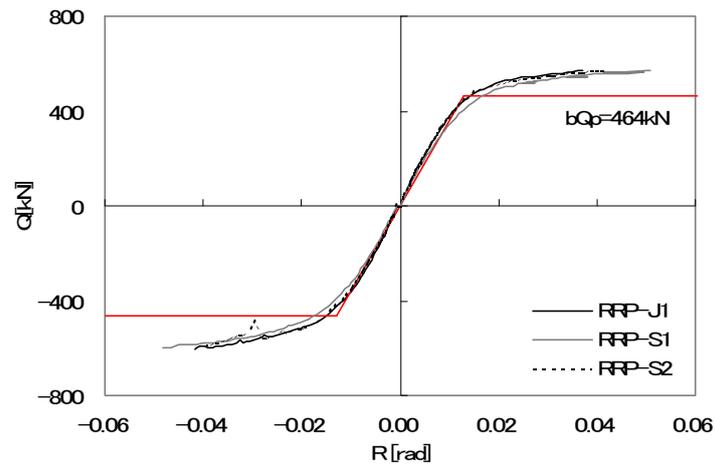


図 3-12 スケルトン曲線の比較

3. 3 テコ作用に対する充填材の支圧耐力の評価

3. 3. 1 柱梁接合部の力の釣合い

接合部の応力伝達機構について検討する。図 3-2(a)に示したテコ作用による抵抗分について、接合部に作用する力の釣合い状態を図 3-13(a)のように仮定した。接合部内の鋼管柱のせん断力を cQ 、モルタルのせん断力を mQ 、接合用鋼管のせん断力を rQ とする。また、上階から伝達される柱のせん断力を cQ_0 、柱のモーメント cM のうちテコ作用により伝達されるモーメントを μM 、梁のせん断力を bQ 、梁のモーメントを bM とする。

柱に作用するモーメント μM に抵抗してテコ反力 N_1 および N_2 が発生する。鋼構造接合部設計指針³⁻¹⁾に示された埋込み柱脚の場合と同様に支圧応力の分布を仮定すると、柱の曲げモーメントおよび水平力に関する力の釣合いより、テコ反力 N_1 および N_2 を求めることができる。テコ反力 N_1 および N_2 は充填材(モルタル)を介して接合用鋼管に伝達される。一方、接合用鋼管には、外ダイアフラム位置において、梁のモーメント bM を偶力置換した梁フランジ軸力 fN が作用する。軸力 fN は、図 3-13(b)に示す外ダイアフラムの直上と直下の接合用鋼管に生じるせん断力の和 r_pQ とモルタルに生じるせん断力 m_pQ の累加と釣合うことになる。以上の応力伝達に基づき、各部位のせん断力 cQ 、 mQ 、 rQ が求められる。図 3-13(b)に各部位のせん断力分布の模式図を示す。

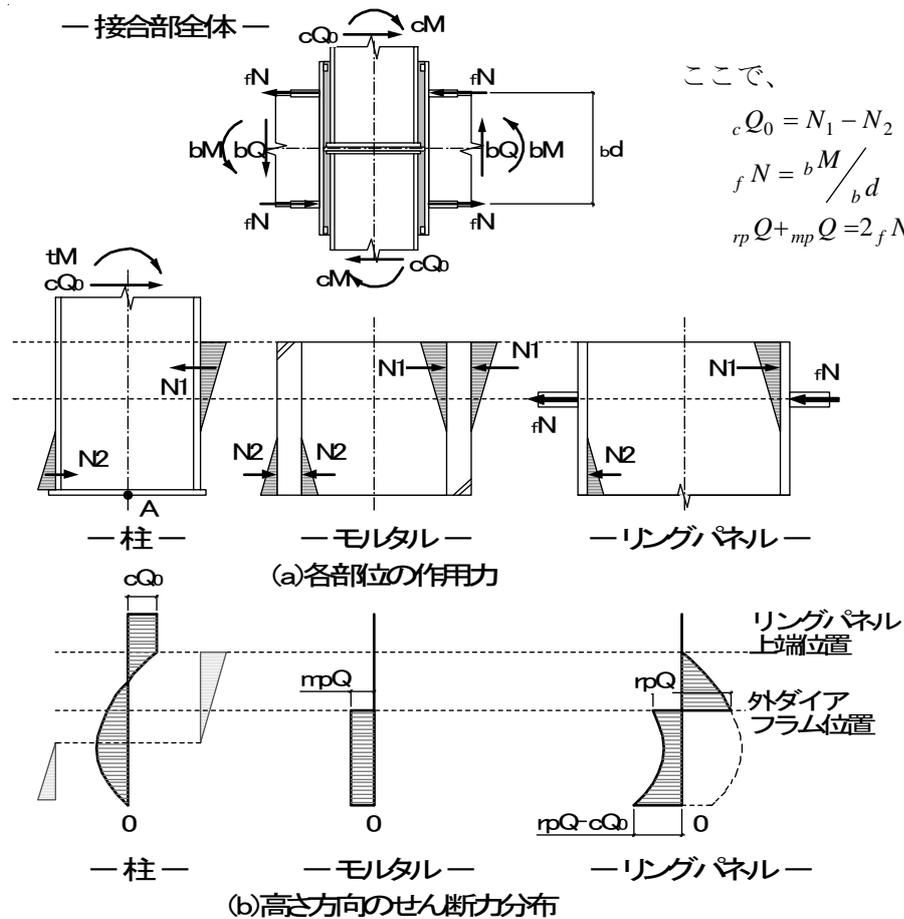


図 3-13 接合部の力の釣合いとせん断力分布

3. 3. 2 充填材の応力状態

テコ反力 N_I に対するモルタルの圧壊耐力を検討するため、モルタル断面内の応力状態を図 3-14 に示すようにモデル化する。円筒座標 (r, θ, z) を用いて柱の中心軸に z 軸を一致させ、 z 軸から柱の外面までの距離を a 、接合用鋼管の内面までの距離を b とする。接合部内の任意の高さにおいて、テコ作用による単位長さ当りの水平力 q がモルタルに半径方向の圧縮力 $c\omega$ として伝達されると考え、 $c\omega$ を次式で表す。

$$c\omega = \omega_0 \cos \theta \quad (3-1)$$

ここで ω_0 は、 $\theta=0$ の位置に生じる最大圧縮応力度である。 ω_0 は(3-1)式の水平方向成分を積分して次式により求められる。

$$\int_{-\pi/2}^{\pi/2} \omega_0 \cos^2 \theta \cdot a \cdot d\theta = \frac{\pi}{2} \omega_0 \cdot a = q \quad (3-2)$$

$$\therefore \omega_0 = \frac{2q}{\pi a}$$

一方、接合用鋼管の拘束応力度 $r\omega$ は、断面内の任意の角度で $c\omega$ と釣合い、断面内のせん断応力度 $\tau_{r\theta}$ が発生しないと仮定すると、次式で表される。

$$r\omega = \frac{a}{b} \omega_0 \cos \theta \quad (3-3)$$

任意の位置 (r, θ) におけるモルタルの半径方向応力度 σ_r は、 r^2 に反比例すると仮定する。境界条件は、 $r=a$ で $\sigma_r=c\omega$ 、 $r=b$ で $\sigma_r=r\omega$ より、 σ_r は次式で表される。ただし、以下に示す応力度は圧縮を正とする。

$$\sigma_r = \omega_0 \cos \theta \cdot \frac{a}{a+b} \left(\frac{ab}{r^2} + 1 \right) \quad (3-4)$$

任意の位置における周方向応力度 σ_θ は、図 3-15 に示す微小区間における力の釣合いから求めることができる。せん断応力度 $\tau_{r\theta}=0$ とすると、半径方向の力の釣合い式は次式で表される。

$$\left(\sigma_r + \frac{\partial \sigma_r}{\partial r} dr \right) (r+dr) d\theta - \sigma_r \cdot r \cdot dr \quad (3-5)$$

$$= \left(\sigma_\theta + \frac{\partial \sigma_\theta}{\partial \theta} d\theta \right) \cdot dr \cdot \sin \frac{d\theta}{2} - \sigma_\theta \cdot dr \cdot \sin \frac{d\theta}{2}$$

$d\theta$ は微小であるから、 $\sin(d\theta/2) \doteq d\theta/2$ とし、さらに高次の微小項を省略すると、次式が得られる。

$$\sigma_\theta = \sigma_r + \frac{\partial \sigma_r}{\partial r} \cdot r \quad (3-6)$$

(3-6)式より、任意の位置における周方向応力度 σ_θ は次式で得られる。

$$\sigma_\theta = -\omega_0 \cos \theta \cdot \frac{a}{a+b} \left(\frac{ab}{r^2} - 1 \right) \quad (3-7)$$

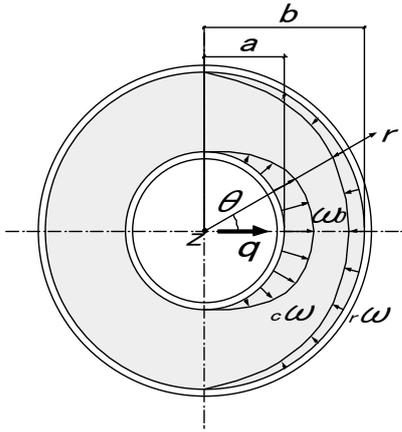


図 3-14 モルタル断面内の作用応力

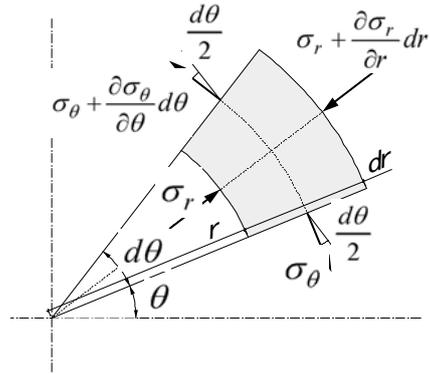


図 3-15 微小区間の応力状態

3. 3. 3 Mohr-Coulomb の破壊条件の適用

前節で得られたモルタルの応力状態に対して、次式で表される Mohr-Coulomb の破壊条件を適用する。

$$\tau_n = \tau_0 + \sigma_n \tan \phi \quad (3-8)$$

ここで、 τ_n : 破壊時せん断応力度

τ_0 : モルタルの付着力(図 3-16 参照)

σ_n : 破壊時垂直応力度

ϕ : モルタルの内部摩擦角(図 3-16 参照)

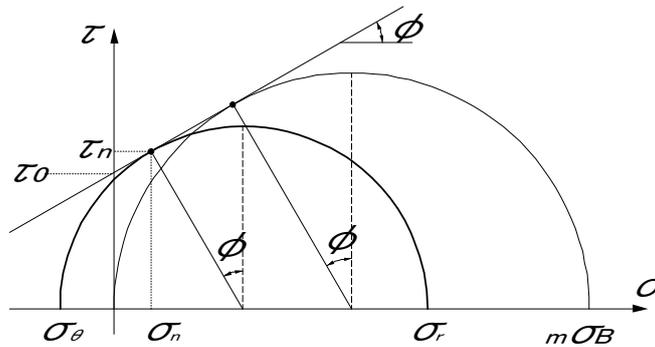


図 3-16 Mohr-Coulomb の破壊条件

(3-8)式の破壊条件を σ_r 、 σ_θ およびモルタルの圧縮強度 $m \sigma_B$ を用いて表すと、次式が得られる。

$$\sigma_r = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \sigma_\theta + m \sigma_B \quad (3-9)$$

モルタルが破壊条件を満足する時の水平力 q を求めると、(3-2)式、(3-4)式および(3-7)式より次式が得られる。

$$q = \frac{\pi}{2} a \cdot \frac{{}_m\sigma_B}{\cos\theta \cdot \frac{a}{b+a} \left\{ (1+S) \cdot \frac{ab}{r^2} + (1-S) \right\}} \quad (3-10)$$

$$\text{ここで、 } S = \frac{1 + \sin\phi}{1 - \sin\phi}$$

(3-10)式で表される水平力 q は、 $r=a$ 、 $\theta=0$ で最小値をとる。すなわち、この位置から破壊が始まることとなり、実験で観察された破壊性状と一致する。

3. 3. 4 テコ作用による抵抗モーメント

テコ作用による抵抗モーメントについて検討する。降伏耐力時の支圧応力分布を鋼構造接合部設計指針³⁻¹⁾の「埋込み柱脚」の考え方と同様に図 3-17 のように仮定する。支圧応力が最大となる接合用鋼管両端位置 ($z=l_1$) の $r=a$ 、 $\theta=0$ からモルタルの圧壊が始まる。ただし、この局所的な圧壊の開始が接合部挙動に影響を与えることはない。そこで、降伏耐力時には、ある程度モルタルの破壊領域が進展していると考え、図 3-18 に示す点 B ($\theta=0, r=b$) を基点とした領域を仮定する。降伏耐力時の水平力 q_y は(3-10)式より次式で求められる。

$$q_y = \frac{\pi}{2} a \cdot \frac{{}_m\sigma_B}{\cos\theta_{cr} \left(1 + \frac{b-a}{b+a} \cdot S \right)} \quad (3-11)$$

$$\text{ここで、 } \cos\theta_{cr} = \frac{a}{b} \cdot \frac{1 - \frac{b-a}{b+a} \cdot S}{1 + \frac{b-a}{b+a} \cdot S} \quad (3-12)$$

テコ作用による抵抗モーメント ${}_iM_y$ は(3-11)式から得られた q_y を用いて、次式により求められる。

$${}_iM_y = \frac{q_y \cdot l_1^2 \cdot l_2}{2(2l_1 + 3l_2)} \quad (3-13)$$

ここで、 l_1 : 柱の呑込み長さ

l_2 : モーメント分布の反曲点までの高さ

また、最大耐力時には、テコ作用による抵抗モーメント ${}_iM_u$ については、破壊領域が高さ方向にも進展し、図 3-19 に示す支圧応力分布になると仮定すれば、(3-14)式により求められる。(3-14)式における係数 α は、図 3-19 の点線で示すような支圧応力分布を長方形分布にモデル化するための係数であり、鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針³⁻⁵⁾を参考に $\alpha=0.85$ とした。

$${}_tM_u = \alpha \cdot q_y \cdot \left\{ \sqrt{(l_1 + 2l_2)^2 + l_1^2} - (l_1 + 2l_2) \right\} \cdot l_2 \quad (3-14)$$

ここで、 $\alpha = 0.85$

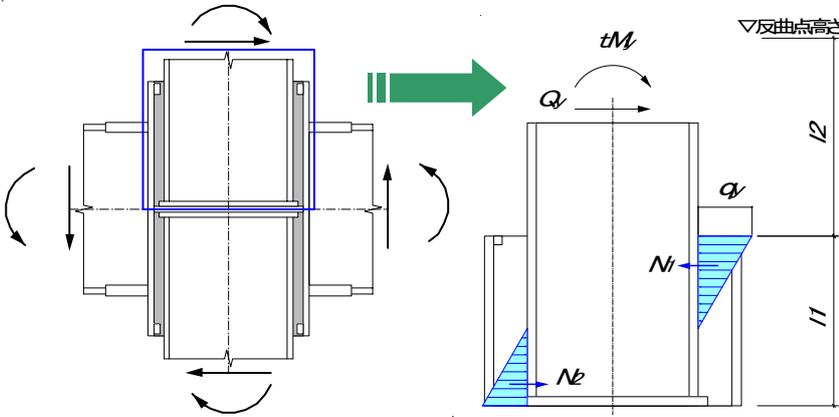


図 3-17 降伏耐力時のテコ作用による支圧応力分布

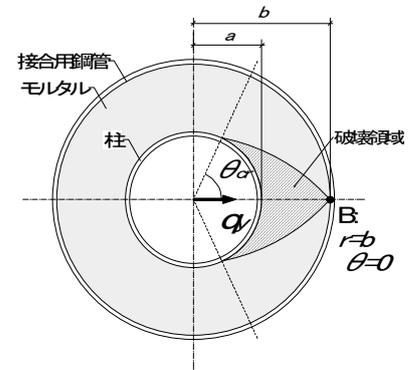


図 3-18 降伏耐力時の破壊領域

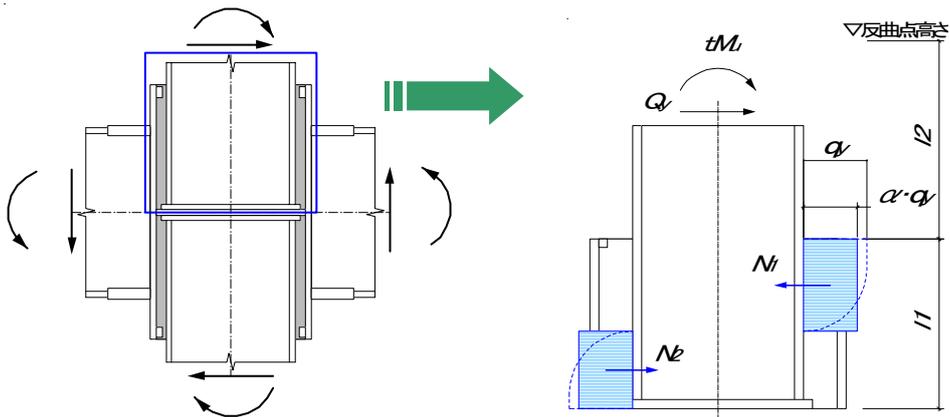


図 3-19 最大耐力時のテコ作用による支圧応力分布

3. 4 柱梁接合部の耐力評価

3. 4. 1 降伏耐力の評価

前節で提案したテコ作用による応力伝達の評価と第2章で提案した圧縮ストラットによる応力伝達の評価を併せ、モルタルの圧壊によって決定する柱梁接合部の降伏耐力を評価する。接合部の降伏耐力 ${}_jM_y$ は、テコ作用による抵抗モーメント ${}_tM_y$ と圧縮ストラットによる抵抗モーメント ${}_sM_y$ の累加として次式を仮定する。

$${}_jM_y = {}_tM_y + {}_sM_y \quad (3-15)$$

テコ作用による抵抗モーメント ${}_tM_y$ は、前節で示したように、(3-11)式および(3-13)式により算定する。

圧縮ストラットによる抵抗モーメント ${}_sM_y$ は、第2章で提案したように、柱側の機械的ずれ止めで決定する圧縮ストラットの抵抗モーメント ${}_{cs}M_y$ と、接合用鋼管側の機械的ずれ止めで決定する抵抗モーメント ${}_{rs}M_y$ のうち、いずれか小さい方として算定する((3-16)式)。それぞれの抵抗モーメントは(3-17)式、(3-18)式により、第2章で報告した圧縮ストラットに対するコンクリートの支圧耐力 ${}_cF_m$ ((3-19)式) の2/3倍と、図3-20に示す機械的ずれ止めの有効面積に基づき算定する。ここで、降伏耐力時の圧縮ストラットの支圧耐力を2/3倍としたのは、第2章の実験において支圧耐力に到達する時点の変形が3mm～5mmとやや大きく、降伏耐力時では支圧耐力を低減する必要があるためである。

$${}_sM_y = \min({}_{cs}M_y, {}_{rs}M_y) \quad (3-16)$$

$${}_{cs}M_y = \frac{2}{3} {}_cF_m \cdot {}_cA_r \cdot l_a \quad (3-17)$$

$${}_{rs}M_y = \frac{2}{3} {}_cF_m \cdot {}_rA_r \cdot l_b \quad (3-18)$$

$${}_cF_m = {}_m\sigma_B \cdot \left\{ 1 + 11.2(D/t)^{-0.40} \right\} \quad (3-19)$$

ここで、

- ${}_cF_m$: 圧縮ストラットに対するモルタルの支圧耐力
- ${}_cA_r$: 柱側の機械的ずれ止め(ベースプレート)の有効面積
- l_a : ${}_cA_r$ 分布の重心位置から柱軸心までの距離
- ${}_rA_r$: 接合用鋼管側の機械的ずれ止めの有効面積
- l_b : ${}_rA_r$ 分布の重心位置から柱軸心までの距離

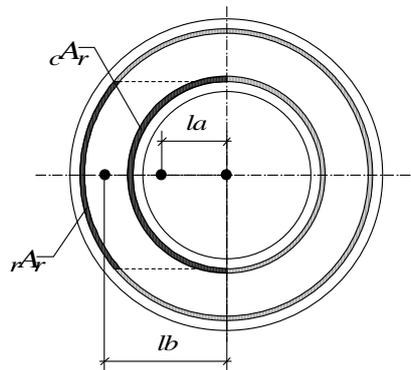


図3-20 機械的ずれ止めの有効面積

3. 4. 2 最大耐力の評価

モルタルの圧壊によって決定する接合部の最大耐力を評価する。接合部の最大耐力 ${}_jM_u$ は、テコ作用による抵抗モーメント ${}_tM_u$ と圧縮ストラットによる抵抗モーメント ${}_sM_u$ の累加として、(3-20)式を仮定する。テコ反力による抵抗モーメントは ${}_tM_u$ は(3-11)式および(3-14)式により算定する。また、圧縮ストラットによる抵抗モーメント ${}_sM_u$ については支圧耐力 ${}_cF_m$ に到達すると仮定し、(3-21)式～(3-23)式により算定する。

$${}_jM_u = {}_tM_u + {}_sM_u \quad (3-20)$$

$${}_sM_u = \min({}_{cs}M_u, {}_{rs}M_u) \quad (3-21)$$

$${}_{cs}M_u = {}_cF_m \cdot {}_rA_r \cdot l_a \quad (3-22)$$

$${}_{rs}M_u = {}_cF_m \cdot {}_rA_r \cdot l_b \quad (3-23)$$

3. 5 実験結果との比較

3. 5. 1 せん断力分布

3.3.1 項でモデル化した接合部の応力伝達機構の妥当性を検証するため、モデル化した柱および接合用鋼管のせん断応力度分布を標準型柱梁接合部の実験結果と比較する。実験結果のせん断応力度は、弾性範囲を対象とし、柱および接合用鋼管の表面に貼付した 3 軸歪ゲージで計測した歪から算定した。3 軸歪ゲージの貼付位置を図 3-21 に示す。

柱のせん断応力度分布のモデルは、柱せん断力の実験値 ${}_{ec}Q$ に対し、降伏耐力時の圧縮ストラット抵抗分 ${}_sM_y$ とテコ反力抵抗分 ${}_tM_y$ の比率から(3-24)式を用いてテコ反力抵抗分 ${}_{et}M$ を求め、図 3-17 に示した支圧応力分布に基づきせん断応力度分布を算定した。また、円形鋼管の形状係数を $\kappa=4/\pi$ として、3 軸歪ゲージ貼付位置の最大せん断応力度を算定した。なお、各試験体の ${}_tM_y/({}_tM_y+{}_sM_y)$ は、HRP-1 で 0.79、HRP-2 および HRP-3 で 0.69 であった。

$${}_{et}M = {}_{ec}Q \cdot l_2 \cdot \frac{{}_tM_y}{{}_tM_y + {}_sM_y} \quad (3-24)$$

接合用鋼管のせん断応力度分布のモデルについては、接合用鋼管とモルタルの負担せん断力 ${}_{mp}Q$ 、 ${}_{mp}Q$ (図 3-13(b)参照)の比率を、接合用鋼管とモルタルのせん断剛性比 ${}_rG_rA/({}_rG_rA+{}_mG_mA)$ に基づき(3-25)式より算定した。なお、各試験体のせん断剛性比は、HRP-1 で 0.72、HRP-2 で 0.76 および HRP-3 で 0.74 であった。

$$r_p Q = 2_f N \cdot \frac{r G_r A}{r G_r A + m G_m A} \quad (3-25)$$

ただし、 $r G = \frac{r E}{2(1 + \nu)}$: 接合用鋼管のせん断弾性係数

$r E = 205000 N / mm^2$: 接合用鋼管のヤング係数

$r \nu = 0.3$: 接合用鋼管のポアソン比

$r A$: 接合用鋼管の断面積

$m G = \frac{m E}{2(1 + \nu)}$: モルタルのせん断弾性係数

$m E = 3.35 \times 10^4 \times (m \sigma_B / 60)^{1/3} N / mm^2$: モルタルのヤング係数³⁻⁶⁾

$m \nu = 0.2$: モルタルのポアソン比

$m A$: モルタルの断面積

(3-24)式および(3-25)式を用いて算定した柱および接合用鋼管のせん断応力度分布と実験結果の比較を図 3-22 に示す。図 3-22 に示したように、各試験体の柱のせん断力分布については、モデルと実験結果は概ね良く一致している。接合用鋼管のせん断力分布について見ると、接合用鋼管中心位置でせん断応力度の実験結果がモデルよりも低い値を示している。これは接合用鋼管中央に取り付けた内ダイアフラム(PL-19)の影響でせん断応力度が低下したものと考えられる。また、HRP-1 において、外ダイアフラムと接合用鋼管上下端部との間のせん断応力度がモデルと逆符号となっている。これは、モデルでは外ダイアフラム位置で急激にせん断力に変化するものとしているが、実際には連続的な分布になるため、外ダイアフラム近傍に生じる逆方向のせん断力の影響を受けたものと考えられる。以上の点を除けば、接合用鋼管についてもせん断力分布のモデルと実験結果は概ね良く一致しており、3.3.1 項に示した接合部の応力伝達機構のモデル化は妥当であると考えられる。

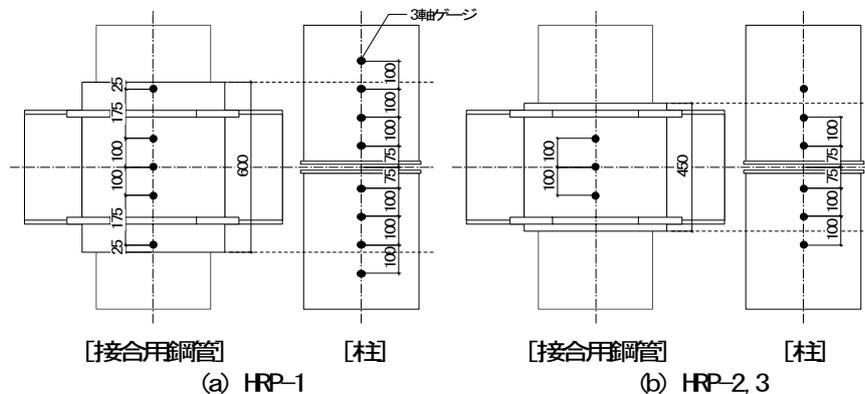


図 3-21 3 軸歪ゲージの貼付位置

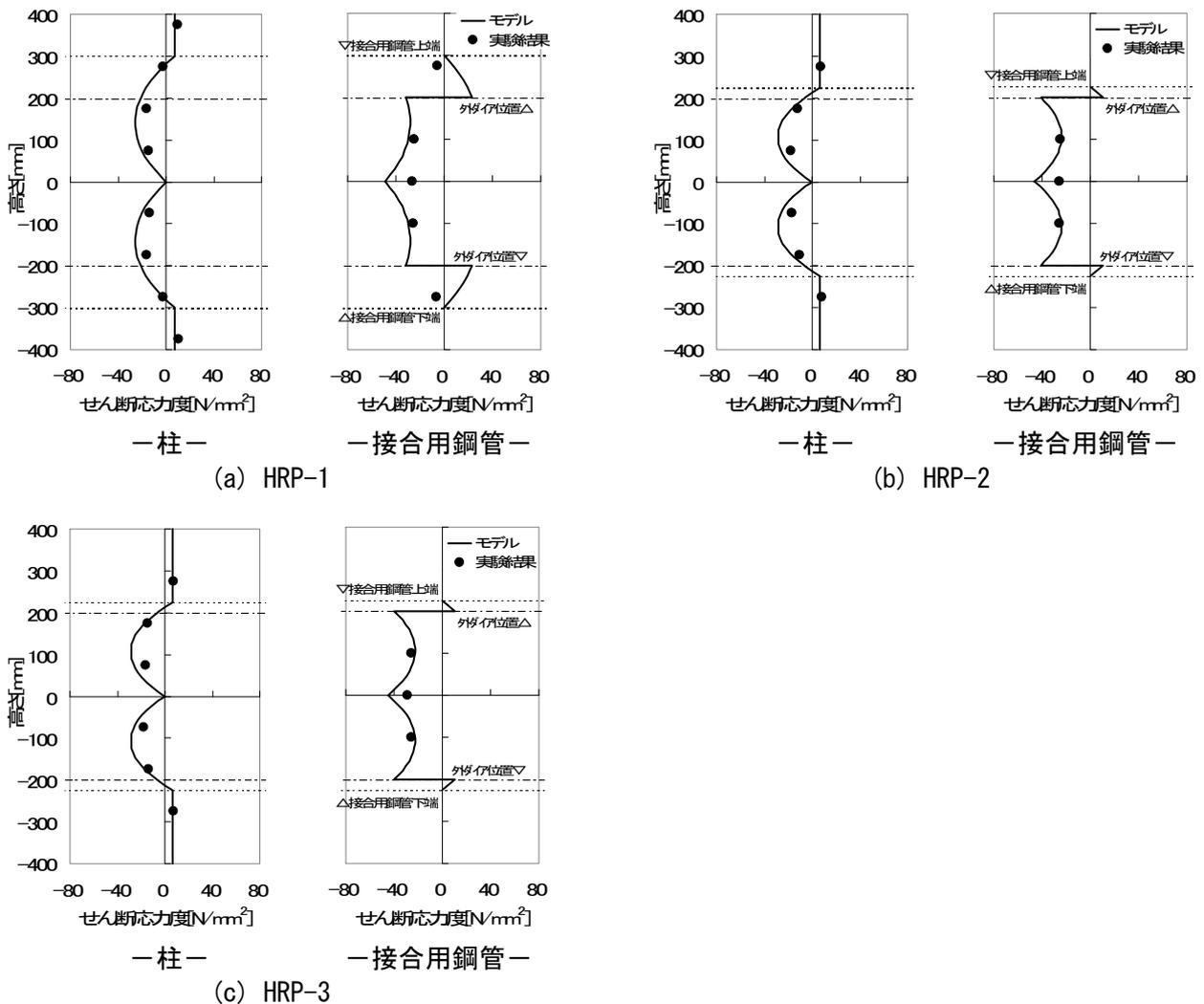


図 3-22 柱および接合用鋼管のせん断力分布

3. 5. 2 降伏耐力および最大耐力

3.4 節に示した接合部の降伏耐力および最大耐力の評価式を用いて、本章に示した実験結果および既往の文献³⁻⁷⁾の実験結果を評価する。提案式を用いて計算したモルタルの圧壊によって決定する接合部の降伏耐力、外ダイアフラム間の接合用鋼管とモルタル(パネルゾーン)の降伏せん断耐力³⁻⁸⁾、柱、梁の全塑性耐力を柱せん断力に換算して比較し、試験体の降伏耐力を推定した。その結果を表 3-5 に示す。なお、提案式中で使用するモルタルの内部摩擦角 ϕ は、第 2 章と同様に $\phi=45^\circ$ とした。提案式による接合部の降伏耐力の計算値と実験結果の降伏耐力の対応を図 3-23 に示す。ここでは、試験体のパネルゾーン、柱、梁の計算耐力のうち、最も小さい値で無次元化して示した。横軸の 1.0 以下の場合、試験体の降伏耐力が接合部のモルタルの圧壊で決定することを表す。図 3-23 に示すように、降伏耐力の計算値と実験値は良い対応を示している。横軸 1.0 以下の範囲における実験値と計算値の比 $eQ_y/calQ_y$ の平均は 1.08、変動係数は 0.15 であり、(3-15)式によりモルタルの圧壊によって決定する柱梁接合部の降伏耐力を評価

することができる。

同様に、モルタルの圧壊によって決定する接合部の最大耐力、パネルゾーンの最大せん断耐力³⁻⁸⁾、柱の最大耐力($Z_p \sigma_u$ で計算した耐力)、梁の最大耐力(全塑性状態でフランジのみ σ_u として計算した耐力)を比較し、試験体の最大耐力を推定した。その結果を表 3-6 および図 3-24 に示す。図 3-24 に示すように、最大耐力の計算値と実験値は概ね良い対応を示している。横軸 1.0 以下の範囲における実験値と計算値の比 $eQ_u/calQ_u$ の平均は 1.15、変動係数は 0.14 であり、(3-20)式によりモルタルの圧壊によって決定する柱梁接合部の最大耐力を評価することができる。

表 3-5 試験体各部の降伏耐力の計算値と実験結果の対応

形式	試験体	実験値 eQy [kN]	降伏耐力計算値							実験 /計算 eQy /calQy	/minQy*2	
			テコ	ストラット	接合部*1	パネル	梁	柱	試験体			
			tQy [kN]	sQy [kN]	jQy [kN]	pQy [kN]	bQp [kN]	cQp [kN]	calQy		jQy /minQy	eQy /minQy
標準型	HRP-1	890	808	218	1026	1232	957	2065	957	0.93	1.07	0.93
	HRP-2	514	248	112	360	1232	957	1906	360	1.43	0.38	0.54
	HRP-3	570	342	155	497	650	957	1906	497	1.15	0.77	0.88
	RRP-J1	465	667	180	847	682	464	1020	464	1.00	1.82	1.00
リユース型	RRP-S1	443	516	0	516	669	464	1020	464	0.96	1.11	0.96
	RRP-S2	460	1321	0	1321	686	464	1148	464	0.99	2.85	0.99
文献 3-7)	RP2	820	806	0	806	1281	929	1025	806	1.02	0.87	0.88
	RP3	745	806	0	806	1281	929	907	806	0.92	0.89	0.82
	RP5	560	594	0	594	1507	960	778	594	0.94	0.76	0.72
	RP6	375	344	0	344	1066	727	720	344	1.09	0.48	0.52
	RP7	645	650	0	650	1106	960	778	650	0.99	0.84	0.83
	RP8	955	982	0	982	1066	960	984	960	0.99	1.02	0.99
	RP12	1070	1232	0	1232	1591	1478	917	917	1.17	1.34	1.17

*1 提案式を用いて計算したモルタルの圧壊によって決定する接合部耐力

*2 $\min Q_y = \min(pQ_y, bQ_p, cQ_p)$

網掛けは試験体の耐力が決定した部位を表す

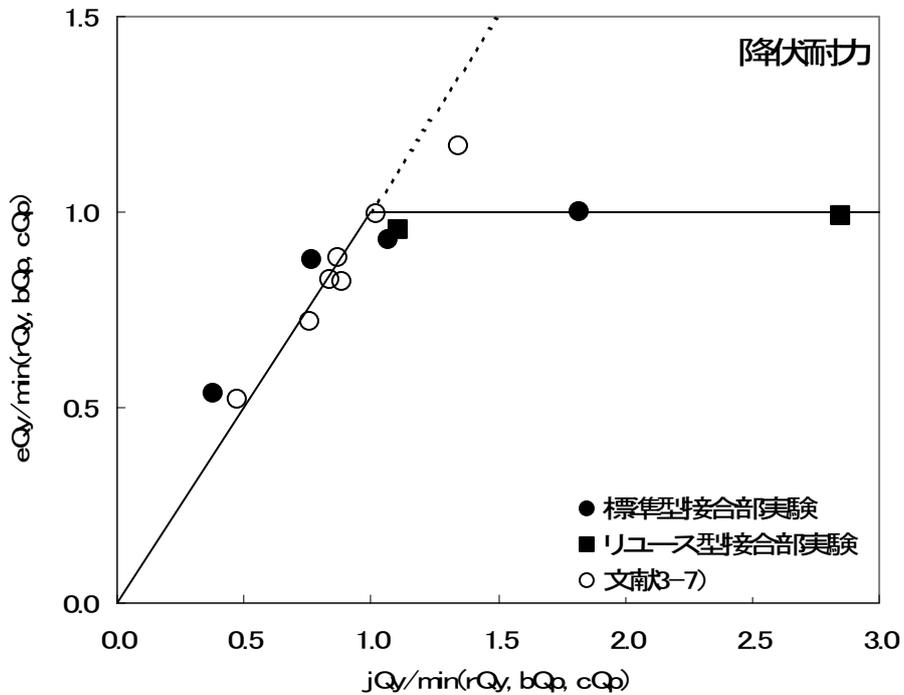


図 3-23 提案式による降伏耐力の計算値と実験結果の比較

表 3-6 試験体各部の最大耐力の計算値と実験結果の対応

形式	試験体	実験値 eQu [kN]	最大耐力計算値							実験 /計算 eQu /calQu	/minQu*2	
			テコ	ストラット	接合部*1	パネル	梁	柱	試験体			
			tQu [kN]	sQu [kN]	jQu [kN]	pQu [kN]	bQu [kN]	cQu [kN]	calQu		jQu /minQu	eQu /minQu
標準型	HRP-1	959	1074	326	1400	1604	1000	2267	1000	0.96	1.40	0.96
	HRP-2	598	326	168	495	1614	1000	2093	495	1.21	0.49	0.60
	HRP-3	670	450	232	683	906	1000	2093	683	0.98	0.75	0.74
	RRP-J1	604	886	269	1156	819	591	1419	591	1.02	1.95	1.02
リユース型	RRP-S1	597	685	0	685	803	591	1419	591	1.01	1.16	1.01
	RRP-S2	582	1779	0	1779	825	591	1596	591	0.98	3.01	0.98
文献 3-7)	RP2	1194	1085	0	1085	1539	1326	1197	1085	1.10	0.91	1.00
	RP3	1214	1085	0	1085	1539	1326	1293	1085	1.12	0.84	0.94
	RP5	1010	791	0	791	1810	1433	1245	791	1.28	0.63	0.81
	RP6	644	453	0	453	1280	1032	1245	453	1.42	0.44	0.62
	RP7	812	866	0	866	1328	1433	1245	866	0.94	0.70	0.65
	RP8	1378	1322	0	1322	1280	1144	1148	1144	1.20	1.16	1.20
	RP12	1449	1658	0	1658	1910	1745	1147	1147	1.26	1.44	1.26

*1 提案式を用いて計算したモルタルの圧壊によって決定する接合部耐力

*2 $\min Qu = \min(pQu, bQu, cQu)$

網掛けは試験体の耐力が決定した部位を表す

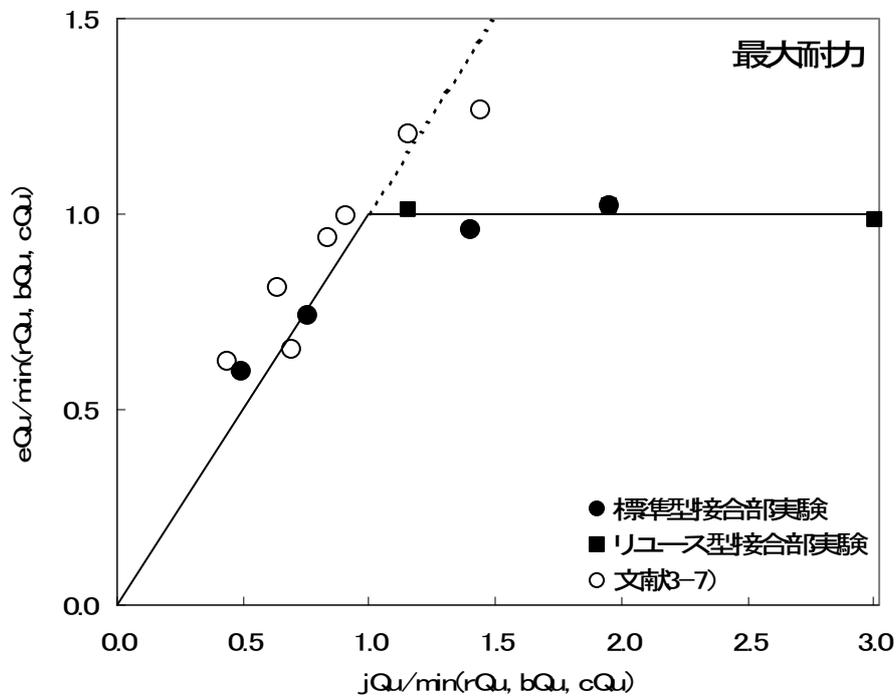


図 3-24 提案式による最大耐力の計算値と実験結果の比較

3. 6 まとめ

第3章では、充填接合構法を適用した標準型およびリユース型柱梁接合部を対象として、十字形部分架構試験体を用いて加力実験を行い、その弾塑性挙動について検討し、テコ作用による応力伝達の有効性を検証した。次に、テコ作用に対するモルタルの破壊時の応力状態について検討し、テコ作用の耐力を決定するモルタルの支圧耐力を評価した。その評価に加え、第2章に示した圧縮ストラットによる応力伝達の評価と併せて、モルタルの圧壊により決定する柱梁接合部の降伏耐力および最大耐力を評価した。その結果、以下の知見が得られた。

- (1) テコ作用によって柱梁接合部に発生するせん断力分布のモデルは、実験結果と概ね良く一致し、その妥当性を確認した。
- (2) テコ作用に対するモルタルの破壊時の応力状態をモデル化し、Mohr-Coulomb の破壊条件を適用してモルタルの支圧耐力の評価式を提案した。テコ作用に対するモルタルの支圧耐力は(3-11)式により評価できる。
- (3) テコ作用および圧縮ストラットの評価を併せ、本構法の基本的な応力伝達機構の評価法を確立した。また、その評価法に基づき、柱梁接合部の降伏耐力および最大耐力の評価式を提案した。モルタルの圧壊により決定する柱梁接合部の降伏耐力および最大耐力は、(3-15)式および(3-20)式により評価できる。
- (4) 本構法の柱梁接合部は超高強度鋼材の架構にも適用でき、(3-15)式を用いてモルタルを先行破壊させない設計とすれば、梁の先行降伏を保証できる。
- (5) 本構法を適用した架構の初期剛性は、同一の柱梁に対して通しダイアフラム形式の従来構法を適用した場合の初期剛性により評価できる。
- (6) リユース型柱梁接合部は、標準型柱梁接合部と同等の構造性能を有する。なお、接合用鋼管の機械的ずれ止めを省略することで顕著となるスリップ性状は、接合用鋼管の高さを高くすることで低減できる。

参考文献

- 3-1) 日本建築学会：鋼構造接合部設計指針,2008
- 3-2) 日本建築学会：コンクリート充填鋼管構造設計施工指針,2008
- 3-3) 新都市ハウジング協会：コンクリート充填鋼管(CFT)造技術基準・同解説の運用及び計算例等,2002
- 3-4) 国土交通省“高強度鋼等の革新的構造材料を用いた新構造建築物の性能評価手法の開発”，
<http://www.mlit.go.jp/tec/gijutu/kaihatu/pdf/06.pdf>, (accessed 2008-12-09)

- 3-5) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説,1990
- 3-6) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説－許容応力度設計法－,1999
- 3-7) 高瀬雄一,齋藤豊,羽切道雄,塚越英夫：混合構造における接合用鋼管を用いた接合部の開発 ーその 1ー,日本建築学会大会学術講演梗概集,構造Ⅲ,pp.1551-1552,1994.08, ーその 2～3ー,日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造Ⅲ,pp.835-838,1995.08, ーその 4ー,日本建築学会大会学術講演梗概集,C-1,pp.1079-1080,2002.08
- 3-8) 日本建築学会：鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説－許容応力度設計と保有水平耐力 ー,2001

第4章 柱継手

4.1 まえがき

第4章では、充填接合構法を適用した柱継手を対象として、その弾塑性挙動について実験的に検討し、柱継手の耐力評価法について検討する。

充填接合構法を適用した円形鋼管柱継手を図4-1に示す。本構法の柱継手には、図4-1(a)に示すモルタル充填による形式と、図4-1(b)に示す柱の建方時に使用するエレクションピースを併用する形式の2種類がある。

本構法の基本的な応力伝達機構の評価は第3章の柱梁接合部の実験結果に基づいて検証したが、図4-2に示すように柱継手の場合にも適用できると考えられる。ただし、柱継手の場合、柱梁接合部の場合とは作用するモーメントの分布が異なる。そのため、テコ作用によって生じる支圧応力とモーメントおよび柱せん断力の釣合いについて、新たに検討する必要がある。

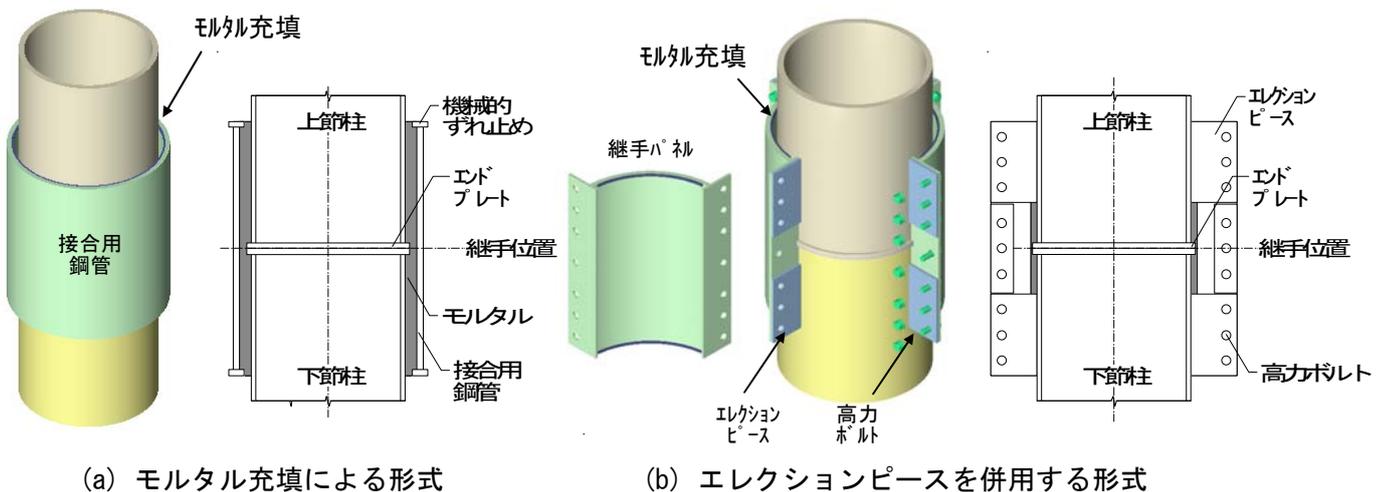


図4-1 充填接合構法を適用した柱継手

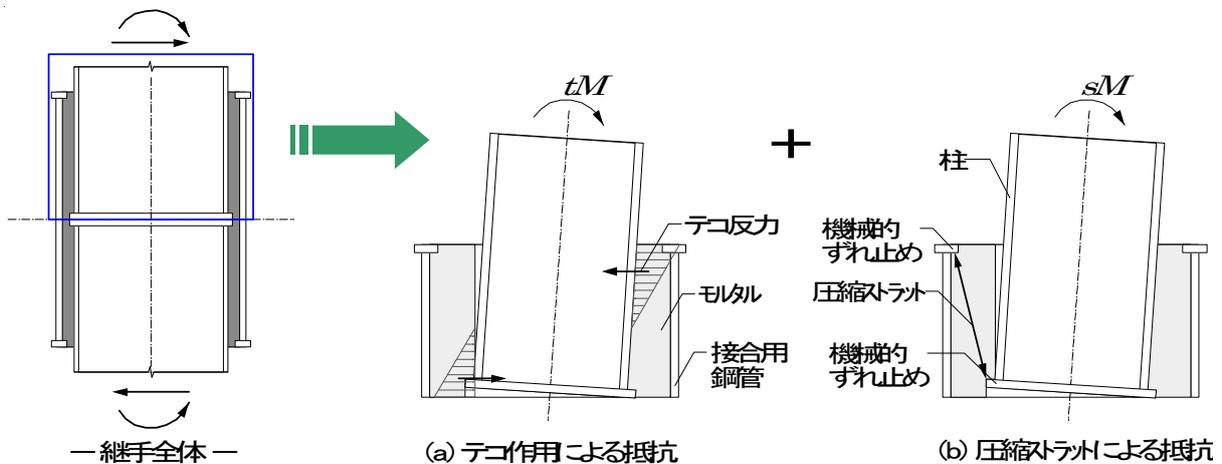


図4-2 応力伝達機構

本章では、まず片持ち柱形式の試験体を用いて実験を行い、本構法を適用した柱継手の弾塑性挙動について検討する。なお、試験体は超高強度鋼材を用いて製作し、超高強度鋼材を用いた架構に対する本構法の適用性を確認する。次に、本構法を柱継手に適用した場合における力の釣合い状態について検討し、本構法特有の破壊モードであるモルタルの圧壊によって決定する柱継手の降伏耐力および最大耐力の評価式を提案する。

4. 2 加力実験

4. 2. 1 試験体

モルタル充填による形式(NE形式)、エレクションピースを併用する形式(EP形式)について、柱継手をモデル化した1/2スケールの片持ち柱形式のT字形試験体を用いて3シリーズの加力実験を行った。各シリーズの試験体の形状・寸法を図4-3に、実験パラメータと試験体の対応を表4-1に示す。また、使用鋼材の機械的性質を表4-2に、モルタルの圧縮強度を表4-3に示す。

(1) シリーズ1

シリーズ1では、NE形式の試験体を用いて実験を行った。実験パラメータは接合用鋼管の高さであり、試験体は全部で3体用意した。試験体CJ-NE1は、接合用鋼管の高さを600mmとし、柱脚部を先行降伏させる設計とした。試験体CJ-NE2およびCJ-NE3は、接合用鋼管の高さをそれぞれ500mm、400mmとし、モルタルを先行圧壊させる設計とした。柱および接合用鋼管の断面寸法およびその他の試験体詳細は共通である。柱には○-300x9(径厚比33.3)を用い、接合用鋼管には○-370x12(径厚比30.8)を用いた。上下柱の端部には柱の外径より両側に9mmずつ大きいエンドプレートPL-12(SN490B)を隅肉溶接して取り付けた。接合用鋼管の両端部には機械的ずれ止めとして接合用鋼管内径から9mm内側に突き出すような支圧リブを両面隅肉溶接して取り付けた。柱および接合用鋼管の鋼材は超高強度鋼HSA700(府省連携プロジェクト⁴⁻¹⁾における開発鋼。降伏強さ 700N/mm^2 以上)である。継手に充填するモルタルには、流動性の高いプレミクスタタイプの無収縮モルタルを用いた。柱継手位置は柱脚部から600mmの位置とした。柱脚とスタブは、柱をスタブに貫通させ、両面隅肉溶接(HSA700材の溶接条件は、第3章の実験を参照)して接合した。なお、柱の抜け出しに対して安全側の評価となるように、柱軸力なしで実験を行った。

(2) シリーズ2

シリーズ2ではNE形式の試験体を用いて実験を行った。実験パラメータは柱軸力および上下柱の偏心であり、試験体は全部で3体用意した。試験体CJ-NE-Cには $0.4N_0$ (N_0 :柱の軸降伏耐力)の圧縮軸力を導入し、柱偏心は0とした。試験体CJ-NE-T1には $0.2N_0$ の引張軸力を導入し、柱偏心は0とした。試験体CJ-NE-T2には $0.2N_0$ の引張軸力を導入し、10mm(偏心率 $e_c/D=3.3\%$)の柱偏心を与えた。この柱偏心量は、鉄骨精度測定指針⁴⁻²⁾の柱の倒れ e の限界許容差($e < H/700$ かつ $e < 15\text{mm}$ 、 H :柱長さ)

を参考に設定した。本実験の試験体の偏心 10mm は実大スケールで 20mm に相当し、柱の倒れの限界許容差を超える偏心を与えている。シリーズ 2 の各試験体の形状・寸法は共通である。柱には○-300x9 を用い、接合用鋼管には○-370x12 を用いた。接合用鋼管の高さは 300mm とし、モルタルを先行圧壊させる設計とした。柱および接合用鋼管の鋼種、柱のエンドプレートの詳細、接合用鋼管の支圧リブの詳細、使用したモルタルおよび継手位置はシリーズ 1 の試験体と同一である。なお、柱脚とスタブの接合に充填接合構法を適用し、溶接を回避することで柱脚を破断させないように計画した。ここでは、柱脚の全塑性耐力に対して 2.0 倍以上の安全率を考慮してモルタルを圧壊させない設計とした。

(3) シリーズ 3

シリーズ 3 では EP 形式の試験体を用いて実験を行った。実験パラメータは継手の有無、接合用鋼管の高さおよびエレクションピースの有無であり、試験体は全部で 4 体用意した。試験体 CJ-EP1 は継手なしの試験体であり、溶接による従来構法として位置付けたものである。試験体 CJ-EP2 は接合用鋼管の高さを 600mm とし、柱脚部を先行降伏させる設計とした。試験体 CJ-EP3 は接合用鋼管の高さを 400mm とし、接合用鋼管の高さが柱継手の弾塑性挙動に及ぼす影響を検討する。試験体 CJ-EP4 は、接合用鋼管の高さを 400mm とし、エレクションピースなしで製作した。試験体 CJ-EP3 との比較からエレクションピースによる応力伝達について検討する。柱および接合用鋼管の断面寸法は共通であり、柱には○-300x9(径厚比 33.3)を用い、接合用鋼管には○-370x12(径厚比 30.8)を用いた。柱および接合用鋼管の鋼材は、それぞれ超高強度鋼 HT950、HT780 である。エレクションピースには両面ブラスト処理(表面粗さ $0.50 \mu \text{mRz}$ 以上)を施した PL-9(HT780)を用い、柱に両面隅肉溶接して取り付けた。接合用鋼管との接合には M16(F14T)の高力ボルトを使用した。接合用鋼管の両端部内面には、機械的ずれ止めとして FB-9x16 を両面隅肉溶接して取り付けた。柱のエンドプレートの詳細、使用したモルタル、継手位置および柱脚とスタブの接合はシリーズ 1 と同一である。なお、柱の抜け出しに対して安全側の評価となるように、柱軸力なしで実験を行った。

表 4-1 試験体一覧

実験 シリーズ	接合 形式	No.	柱		接合用鋼管			柱偏心率 e/cD	エレクション ピース	柱軸力	先行破壊 部位						
			鋼種	断面	鋼種	断面	高さ										
1	NE	CJ-NE1	YS650B	○-300 x9 (33.3)	YS650B	○-370 x12 (30.8)	600	0	なし	0	柱脚						
		500					モルタル										
		400					モルタル										
2		CJ-NE-C					HT950			-	-	-	300	3.3%	なし	+0.4N ₀ *	モルタル
		CJ-NE-T1														-0.2N ₀ *	モルタル
		CJ-NE-T2														モルタル	
3	EP	CJ-EP1	HT950	-	-	-	0	あり	0	柱脚							
		CJ-EP2								柱脚							
		CJ-EP3								柱脚							
		CJ-EP4								モルタル							

()内は径厚比を示す。

*N₀: 柱の軸降伏耐力、+は圧縮軸力、-は引張軸力を示す。

表 4-2 使用鋼材の機械的性質

(a) シリーズ1: NE形式試験体

部位	鋼種	降伏強さ* [N/mm ²]	引張強さ [N/mm ²]	破断伸び [%]	ヤング係数 [N/mm ²]
柱	HSA700	801	873	11.0	183721
接合用鋼管		786	863	11.3	181061

(b) シリーズ2: NE形式試験体

部位	鋼種	降伏強さ* [N/mm ²]	引張強さ [N/mm ²]	破断伸び [%]	ヤング係数 [N/mm ²]
柱	HSA700	791	882	11.5	177620
接合用鋼管		747	853	11.8	190667

(c) シリーズ3: EP形式試験体

部位	鋼種	降伏強さ* [N/mm ²]	引張強さ [N/mm ²]	破断伸び [%]	ヤング係数 [N/mm ²]
柱	HT950	914	1033	15.7	183456
接合用鋼管	HT780	756	850	17.0	204592
エレクションピース		772	842	18.6	170502

*0.2%オフセット耐力

表 4-3 モルタルの圧縮強度

(a) シリーズ1: NE形式試験体

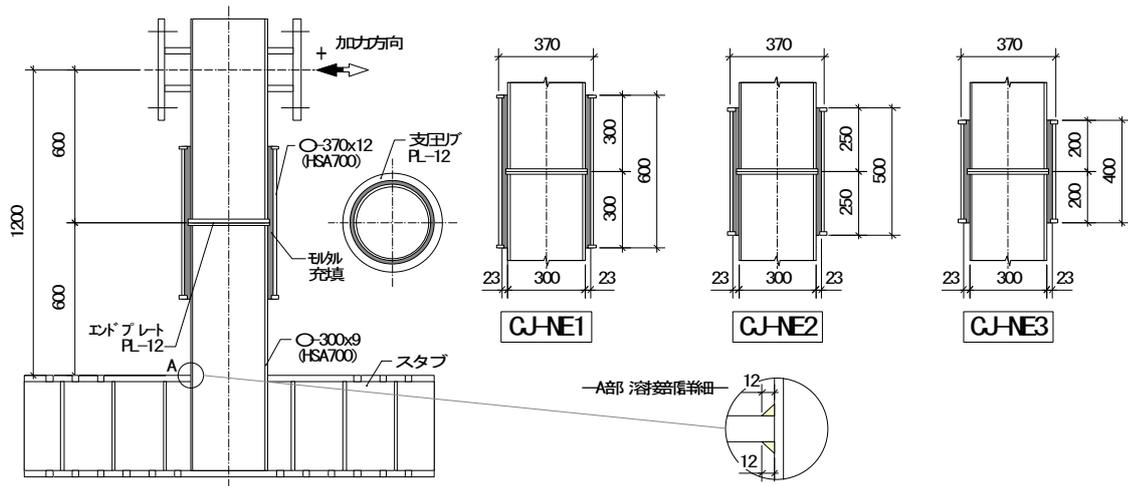
試験体	材齢 [日]	圧縮強度 [N/mm ²]
CJ-NE1	24	67.3
CJ-NE2	14	59.7
CJ-NE3	17	62.9

(b) シリーズ2: NE形式試験体

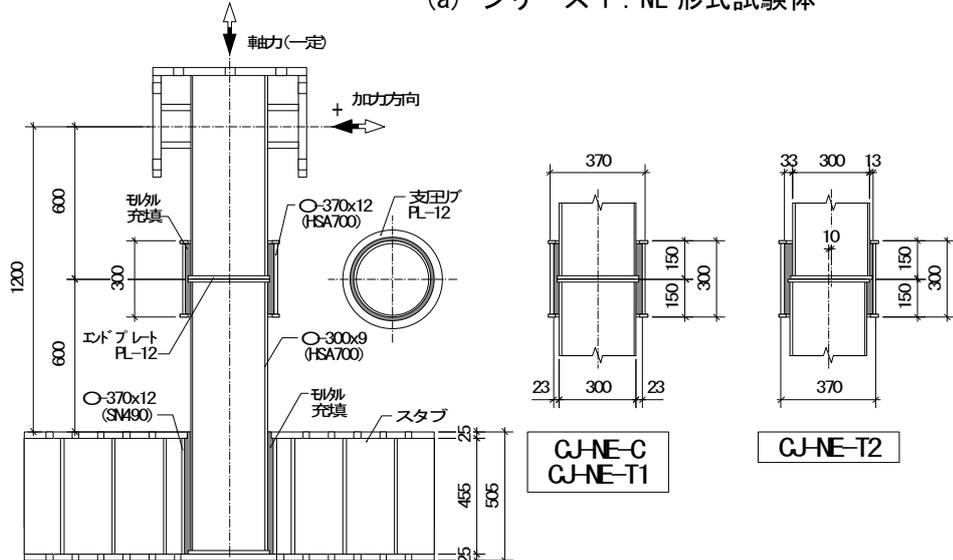
試験体	材齢 [日]	圧縮強度 [N/mm ²]
CJ-NE-C	25	64.5
CJ-NE-T1	29	71.8
CJ-NE-T2	34	78.0

(c) シリーズ3: EP形式試験体

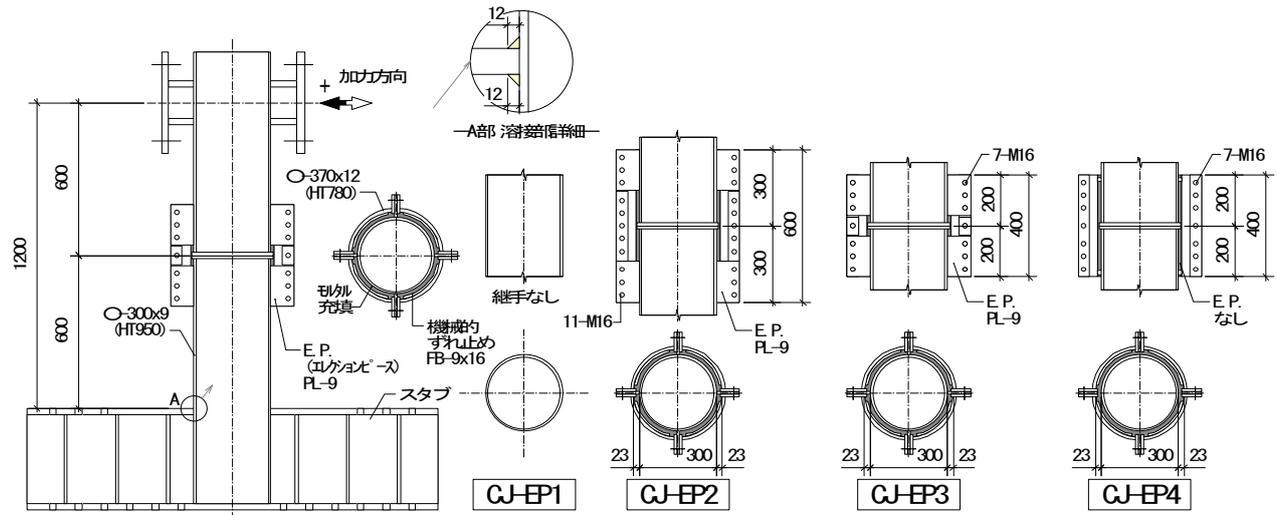
試験体	材齢 [日]	圧縮強度 [N/mm ²]
CJ-EP2	25	73.2
CJ-EP3	20	67.1
CJ-EP4	14	63.7



(a) シリーズ 1 : NE 形式試験体



(b) シリーズ 2 : NE 形式試験体



(c) シリーズ 3 : EP 形式試験体

図 4-3 試験体の形状・寸法

4. 2. 2 加力方法

加力装置を図 4-4 に示す。加力は静的加力であり、試験体のスタブを完全固定し、柱の上端部に軸力とせん断力を与えた。軸力は一定とし、柱の部材角 $\pm 1/400$ で弾性挙動を確認した後、柱の部材角 $1/100$ 、 $2/100$ 、 $3/100$ 、 $4/100$ で 2 サイクルずつ、それぞれ正負交番の漸増繰返し载荷を行い、荷重低下に至らない場合は一方向に $6/100$ まで加力して実験を終了した。

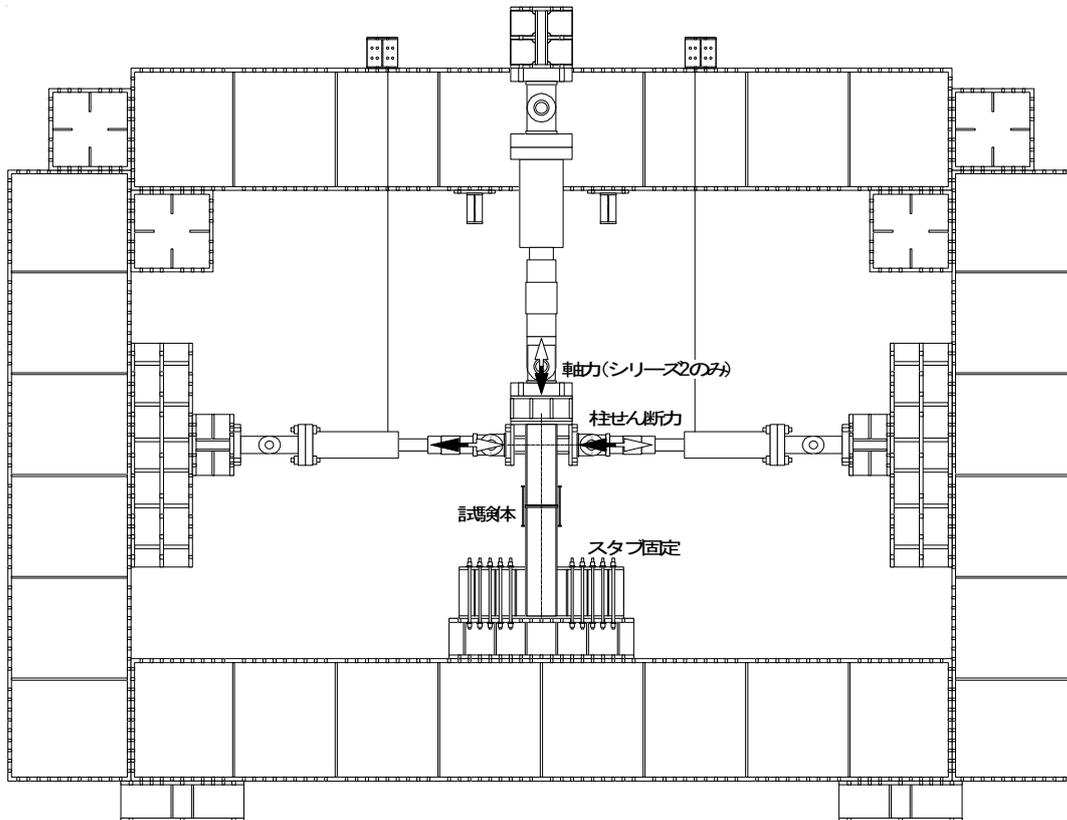


図 4-4 加力装置

4. 2. 3 実験結果

(1) シリーズ 1

シリーズ 1 の柱のせん断力と部材角の関係を図 4-5 に示す。図中には、降伏耐力(Δ)および最大耐力(\circ)の実験値を併せて示す。ここで降伏耐力は、接線剛性が初期剛性の $1/3$ に低下した時点の荷重とした。また、柱脚の全塑性耐力の計算値と、継手がない場合の初期剛性の計算値を併せて示す。終局状態の試験体の破壊性状を写真 4-1 に示す。

試験体 CJ-NE1 は、部材角 $1/100$ で柱とモルタルの接着面にわずかな離間が生じたが、部材角 $2/100$ の範囲内まではほぼ弾性的な挙動を示した。初期剛性は計算値とほぼ一致した。その後、部材角 $4/100$ で柱脚の溶接止端部からき裂が急激に進展し、柱の熱影響部近傍で破断した。最終段階においてもモルタルの損傷は表面の軽微なひび割れ程度であった。

試験体 CJ-NE2 は、部材角 1/100 で柱とモルタルの接着面にわずかな離間が生じ、モルタルの表面に微小な割れが確認された。しかし、部材角 2/100 の範囲内までは、ほぼ弾性的な挙動を示し、初期剛性は計算値とほぼ一致した。部材角 3/100 では継手下側でモルタルの抜け出しが生じ始め、その後加力に伴い、柱とモルタルの離間とモルタルの抜け出しが増大した。柱の部材角 5/100 の加力サイクルで柱脚の溶接止端部からき裂が急激に進展し、柱の熱影響部近傍で破断した。

試験体 CJ-NE3 は、部材角 1/100 で柱とモルタルの接着面にわずかな離間が生じ、充填モルタルの表面に微小な割れを確認された。部材角 2/100 において継手下側でモルタルの抜け出しが生じ始め、その後加力に伴い、柱とモルタルの離間とモルタルの抜け出しが増大した。部材角 4/100 で柱脚の溶接止端部からき裂が生じ、柱の熱影響部近傍に沿って進展した。最終的には、継手下側において深さ 20mm 程度の範囲のモルタルが剥落し、荷重-変形関係におけるスリップ性状が大きくなった。

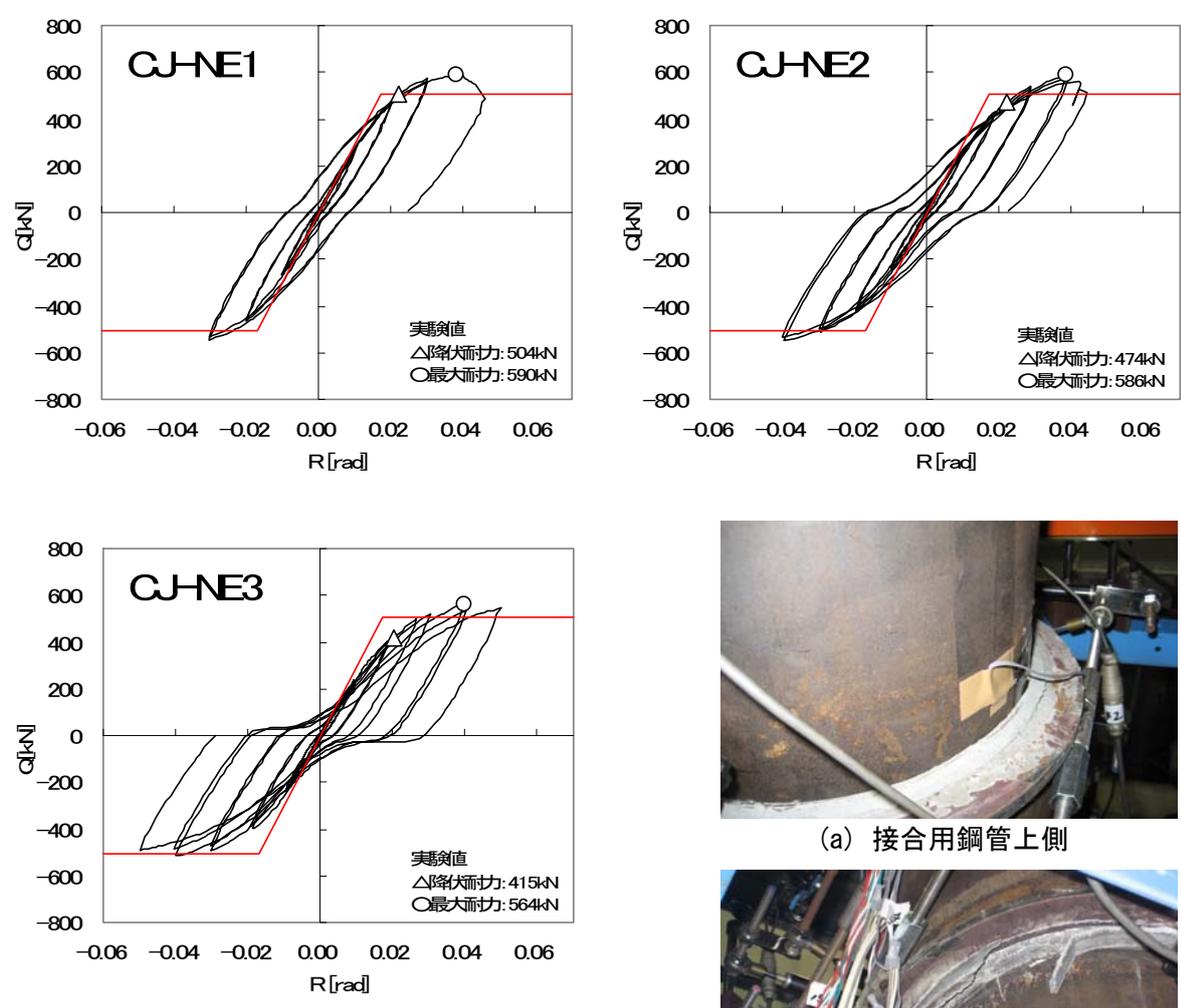


図 4-5 柱せん断力と部材角の関係
— シリーズ 1 —

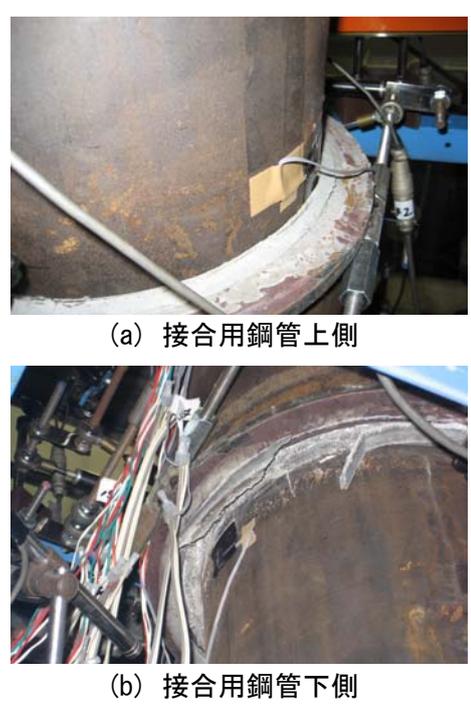


写真 4-1 終局時の試験体の破壊性状 : CJ-NE3

各試験体の荷重変形関係を比較すると、接合用鋼管の高さが小さくなるに従って、荷重変形関係に現れるスリップ性状が顕著になる。試験体 CJ-NE1 は柱脚部の破断までモルタルがほぼ無損傷であった。試験体 CJ-NE1 と同様にモルタルを先行圧壊させない設計とすれば、柱脚先行降伏を保証できる。一方、モルタルの圧壊した試験体 CJ-NE3 では、写真 4-1 に示したように、接合用鋼管上側のモルタルと比較して接合用鋼管下側のモルタルの損傷が顕著であった。これは接合用鋼管下側部分に作用するモーメントの方が大きいためであると考えられる。

また、モルタルの損傷に伴い、柱の抜け出しが観察された。図 4-6 に接合用鋼管と柱軸中心位置における相対変位(柱の抜け出し)と柱せん断力の関係を示す。図中には降伏耐力の実験値を併せて示す。また、柱の抜け出し変位の計測位置を図 4-7 に示す。柱のモルタルの損傷が顕著であった試験体 CJ-NE3 では、降伏耐力を超えると柱の抜け出しが増大した。

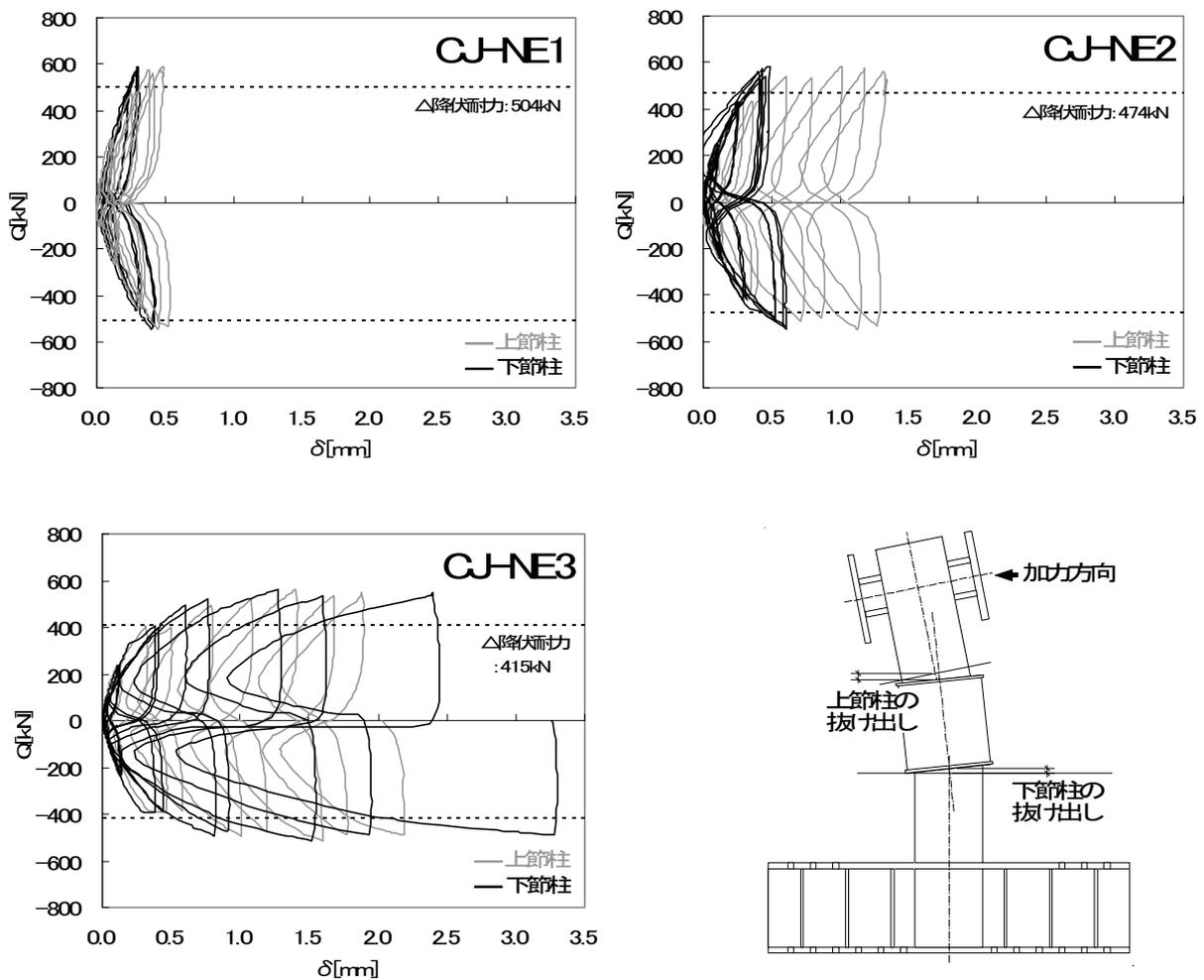


図 4-6 柱の抜け出し変位

図 4-7 柱の抜け出し変位の計測位置

柱脚の材軸方向の歪履歴を図 4-8 に、歪ゲージの貼付位置を図 4-9 に示す。全試験体とも±10000 μ 程度の歪履歴を受けていることが分かる。本実験では、最終的に柱脚の溶接止端部からき裂が発生していることから、本実験の溶接条件および溶接部詳細で溶接した HSA700 の柱部材は、柱脚に±10000 μ 程度のマクロ的な歪履歴を受けるとき裂が発生する可能性が高いと考えられる。

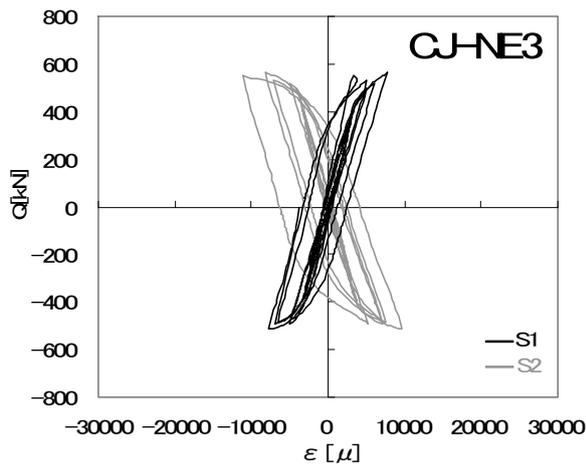
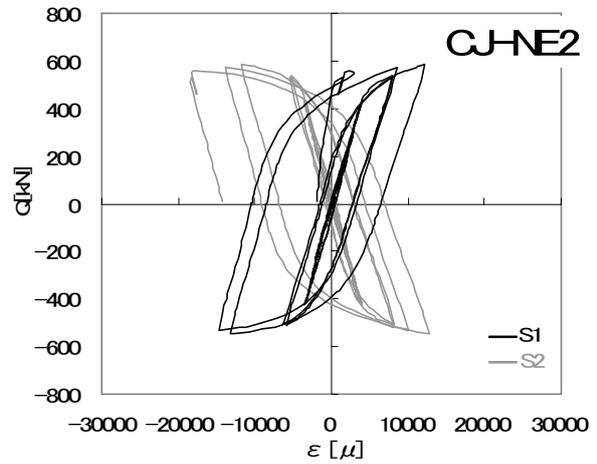
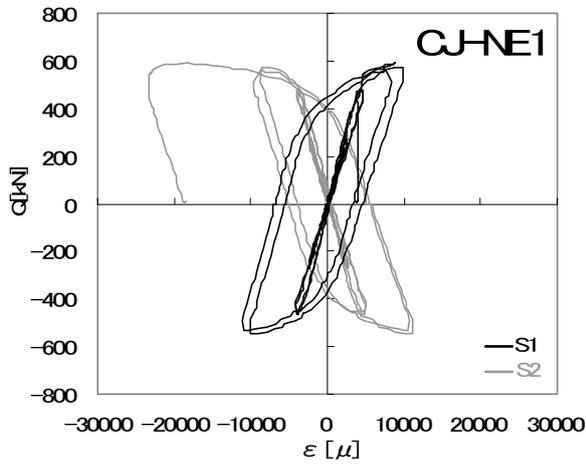


図 4-8 柱脚の歪履歴

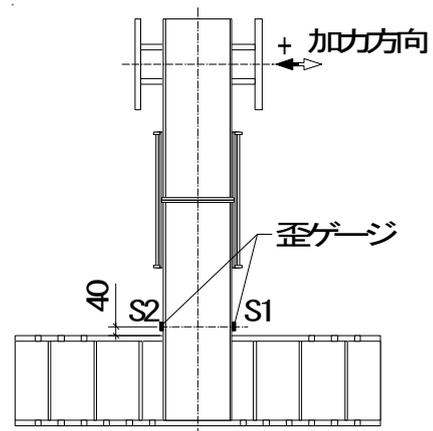


図 4-9 歪ゲージの貼付位置

(2) シリーズ 2

シリーズ 2 の柱のせん断力と部材角の関係を図 4-10 に示す。図 4-5 と同様に、降伏耐力(Δ)および最大耐力(\circ)の実験値と、柱脚の全塑性耐力の計算値および継手がない場合の初期剛性の計算値を図中に併せて示す。また、終局状態の試験体の破壊性状を写真 4-2 に示す。

試験体 CJ-NE-C は、部材角 2/100 までは柱とモルタルの接着面にわずかな離間が生じる程度で、ほぼ弾性的な挙動を示した。初期剛性は計算値とほぼ一致した。部材角 3/100 で柱脚に局部座屈が発生し、荷重が低下した。ここで、鋼管構造設計施工指針⁴⁻³⁾に示された局部座屈発生耐力 cQ_{cr} を図 4-10 に併せて示す。最大耐力は柱脚の全塑性耐力に達していないが、局部座屈発生耐力に相当することが

分かる。なお、終局状態におけるモルタルの損傷は表面のひび割れ程度であった。

試験体 CJ-NE-T1 および CJ-NE-T2 の破壊性状はほぼ同一であった。部材角 2/100 までは、柱とモルタルの境界面にわずかな離間が生じる程度で、ほぼ弾性的な挙動を示した。初期剛性は計算値とほぼ一致した。部材角 3/100 では、継手下側で柱の抜け出しが顕著となり、加力に伴い柱の抜け出しが増大した。部材角 6/100 以降も荷重低下は生じなかったが、継手下側のモルタルの落下が激しくなったため、加力を終了した。

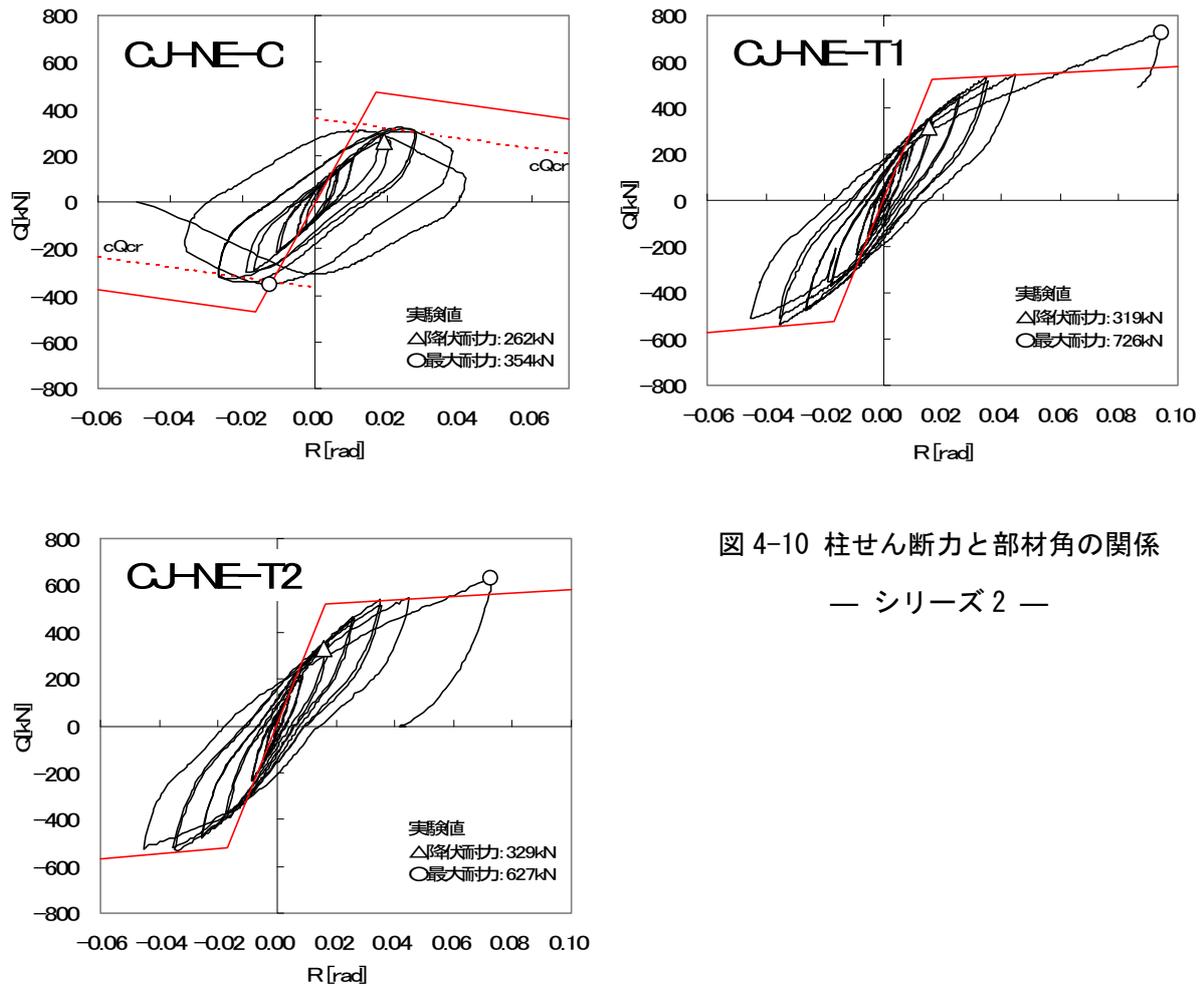


図 4-10 柱せん断力と部材角の関係
— シリーズ 2 —



(a) 接合用鋼管上側

(b) 接合用鋼管下側

(c) 柱の抜け出し

写真 4-2 終局時の試験体の破壊性状 : CJ-NE-T1

試験体 CJ-NE-T1 と CJ-NE-T2 の荷重変形関係を比較すると、ほぼ同一の弾塑性挙動を示している。本実験で設定した柱偏心率 $e/D=3.3\%$ では柱偏心の影響はみられない。

また、各試験体とも終局状態まで軸力を伝達することができたが、引張軸力を導入した試験体 CJ-NE-T1 および CJ-NE-T2 は柱の抜け出しが顕著に現れた。図 4-11 に柱の抜け出し変位(図 4-7 参照)と柱せん断力の関係を示す。図中には降伏耐力の実験値を併せて示す。試験体 CJ-NE-T1 および CJ-NE-T2 では、降伏耐力を超えるとモルタルの圧壊が顕著な下節柱側の抜け出しが増大した。加力終了時の下節抜け出し変位は 30mm 以上であるが、これは加力中、引張軸力を導入し続けていたためであり、柱軸力が除荷されれば柱の抜け出し減少すると考えられる。一方、圧縮軸力を導入した試験体 CJ-NE-C では、ほとんど柱の抜け出しが生じていない。

柱脚の材軸方向の歪履歴を図 4-12 に示す。歪ゲージの貼付位置は図 4-9 と同一である。試験体 CJ-C では、終局時に発生した柱脚部の局部座屈の影響で圧縮方向(-)歪が増大している。試験体 CJ-T1 および試験体 CJ-T2 では概ね弾性的な挙動を示しているが、最大発生歪は約+8000 μ であった。表 4-2 に示した機械的性質から求められる柱部材の降伏歪は 4453 μ であり、引張方向にやや塑性化していると考えられる。

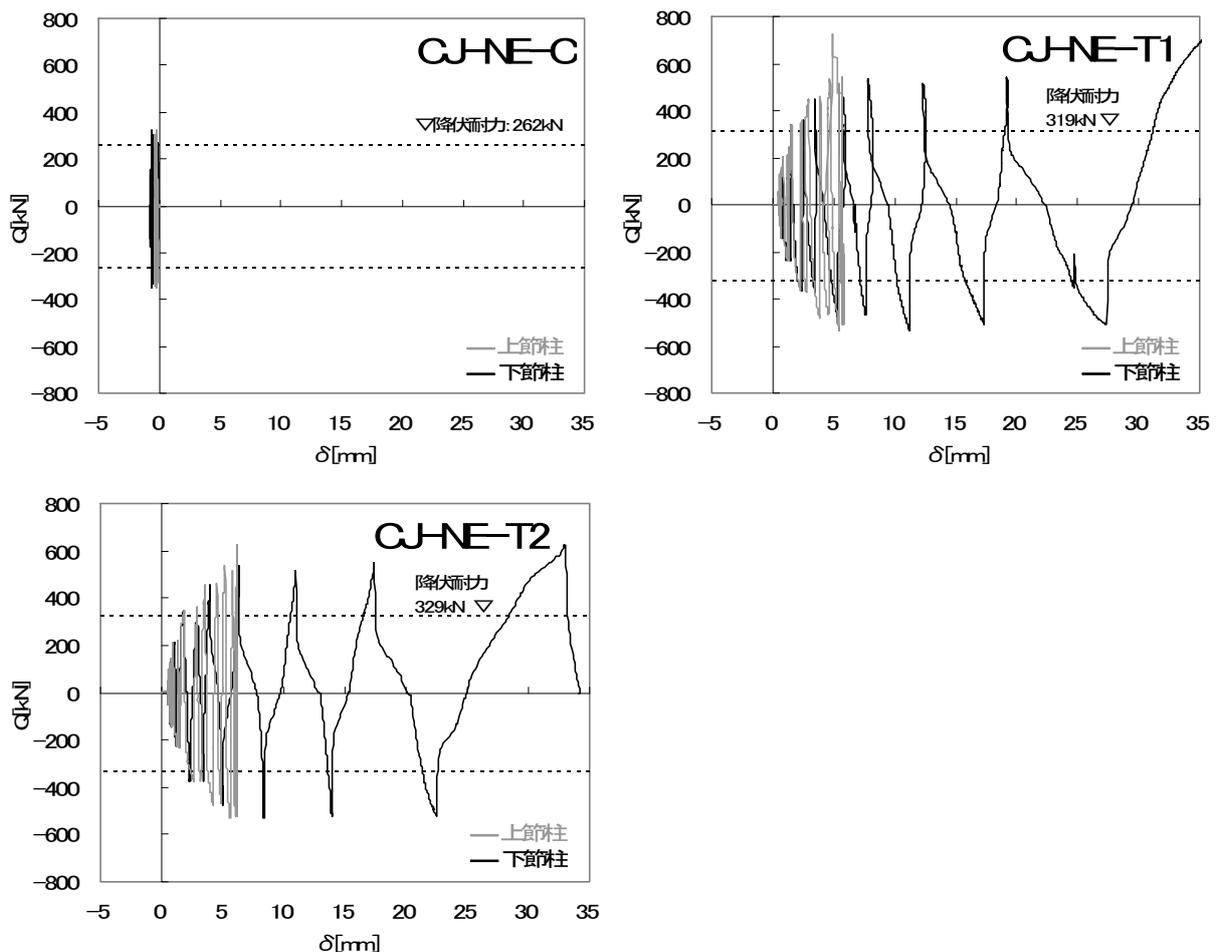


図 4-11 柱の抜け出し変位

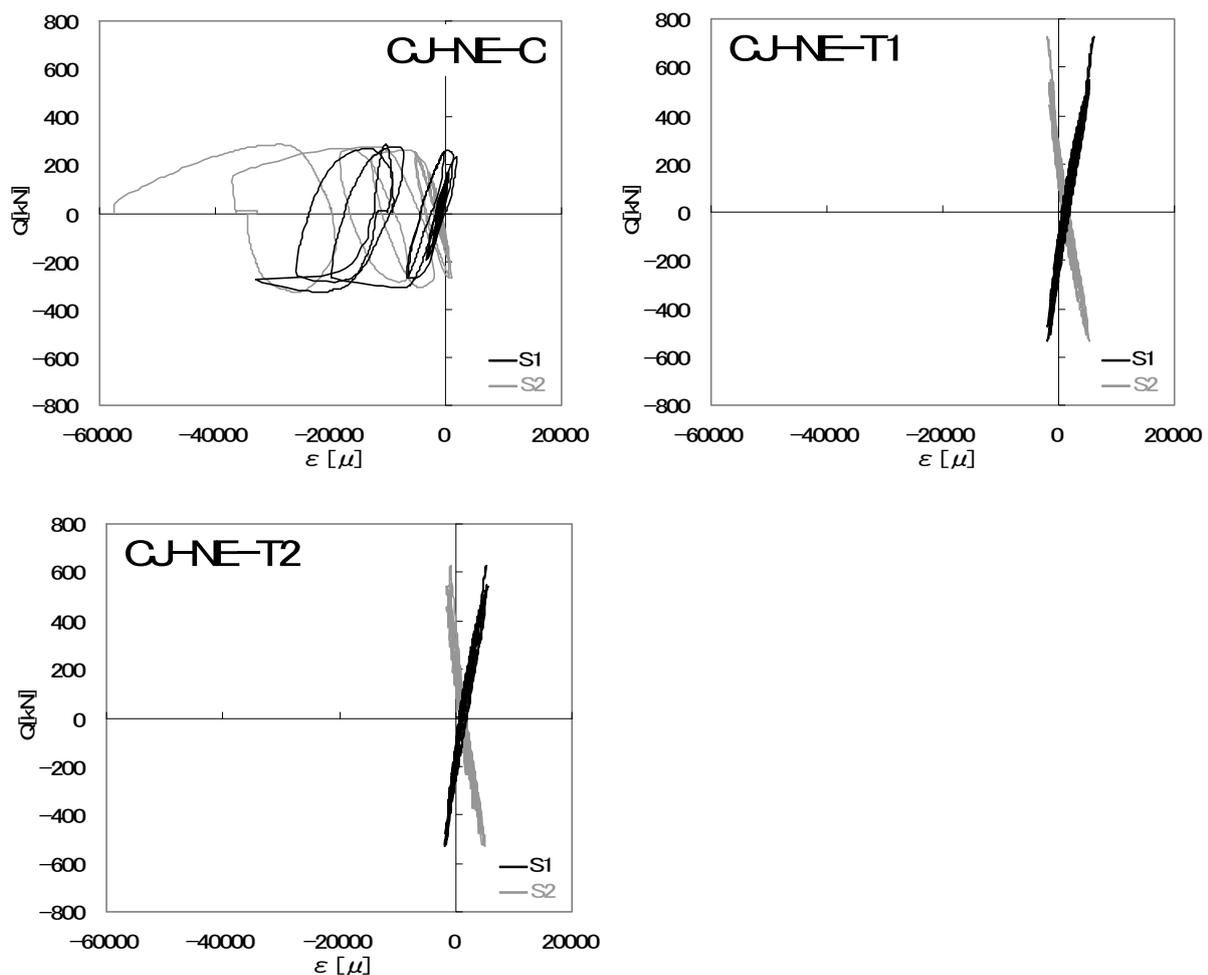


図 4-12 柱脚の歪履歴

(3) シリーズ 3

シリーズ 3 の柱のせん断力と部材角の関係を図 4-13 に示す。図 4-5 と同様に、降伏耐力(Δ)および最大耐力(\circ)の実験値と、柱脚の全塑性耐力の計算値および継手がない場合の初期剛性の計算値を図中に併せて示す。終局状態の試験体の破壊性状を写真 4-3 に示す。

試験体 CJ-EP1 は、部材角 2/100 の範囲内ではほぼ弾性的な挙動を示し、初期剛性は計算値とほぼ一致した。部材角 3/100 で柱脚の溶接止端部からき裂が急激に進展し、柱の熱影響部近傍で破断した。

試験体 CJ-EP2 および CJ-EP3 は、同一の破壊過程であった。部材角 2/100 の範囲内では、試験体 CJ-EP1 と同様にほぼ弾性的な挙動を示し、初期剛性は計算値とほぼ一致した。部材角 2/100 でモルタルの表面に微小なひび割れと、柱とモルタルの離間が確認された。部材角 3/100 において柱脚の溶接止端部からき裂が急激に進展し、柱の熱影響部近傍で破断した。最終段階においてもエレクションピースのボルト接合部に滑りはなかった。

試験体 CJ-EP4 は、部材角 1/100 で柱とモルタルの離間が生じ、剛性が若干低下した。部材角 2/100 では、柱とモルタルの離間量が増大し、モルタル表面の割れが生じた。また、柱が接合用鋼管から 3mm 程度抜け出した痕跡が目視で確認できた。その後の加力によって、離間量やモルタルの割れ、柱の抜け出しが増大し、柱の部材角 5/100 時に最大耐力に達した。最終段階においても柱脚は健全であった。

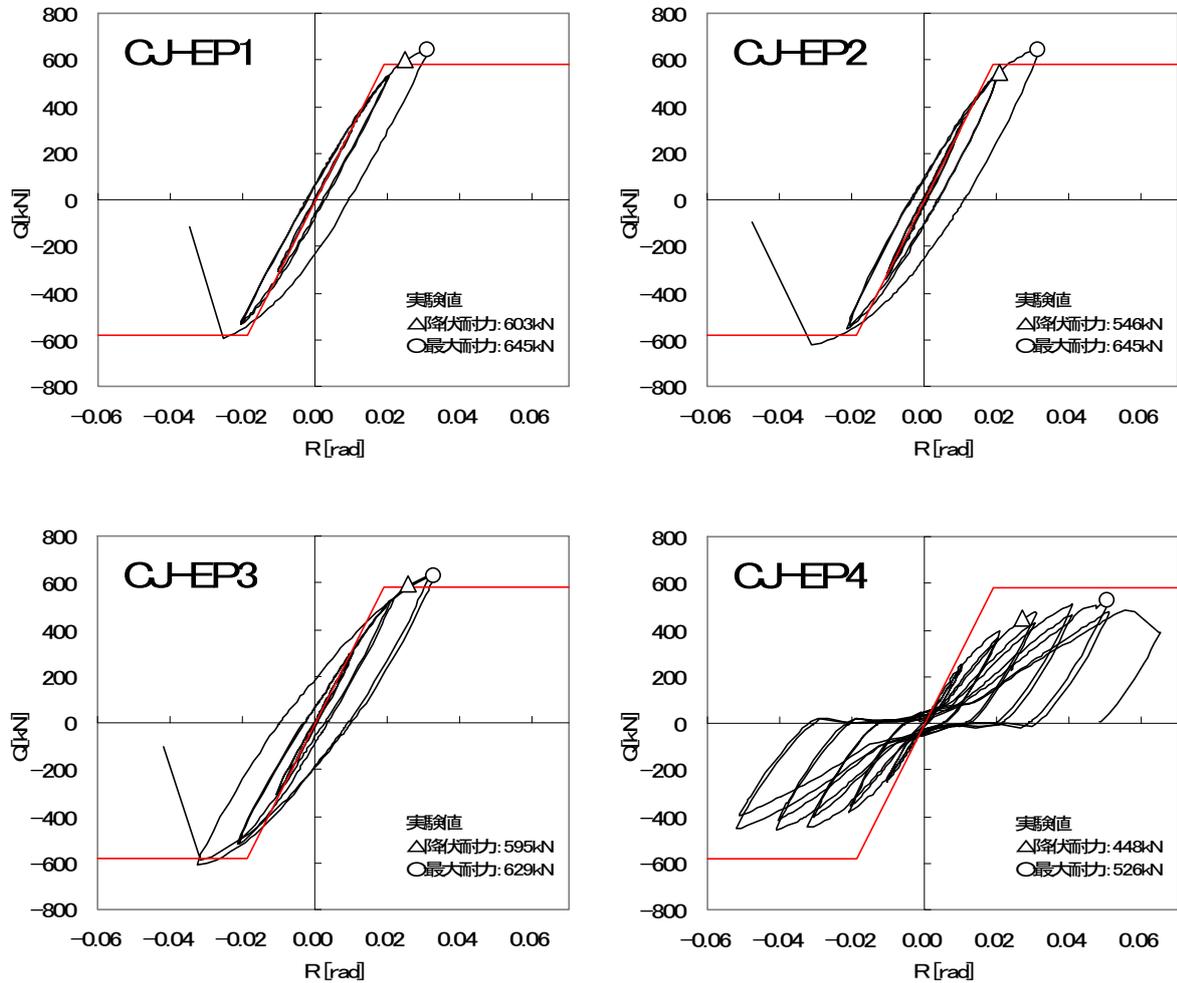


図 4-13 柱せん断力と部材角の関係 — シリーズ 3 —



(a) 柱脚の破断 : CJ-EP1 (b) 接合用鋼管上側 : CJ-EP4 (c) 接合用鋼管下側 : CJ-EP4

写真 4-3 終局時の試験体の破壊性状

継手のない試験体 CJ-EP1 と試験体 CJ-EP2 は、ほぼ同一の弾塑性挙動を示しており、試験体 CJ-EP2 は柱脚部の破断までモルタルがほぼ無損傷であった。NE 形式と同様にモルタルを先行圧壊させない設計とすれば、EP 形式の継手によって柱脚先行降伏を保証できる。また、エレクションピースがない試験体 CJ-EP4 ではモルタルの圧壊が顕著であった。接合用鋼管の高さが同一でエレクションピースがある試験体 CJ-NE3 ではモルタルに顕著な損傷はなく、エレクションピースによる応力伝達の有効性が確認できる。

柱脚の材軸方向の歪履歴を図 4-14 に示す。歪ゲージの貼付位置は図 4-9 と同一である。柱脚の溶接止端部にき裂が発生した試験体 CJ-EP1～3 の 3 体は、 -20000μ から $+10000\mu$ 程度の歪履歴を受けている。この最大引張歪は、同様に柱脚の溶接止端部にき裂が発生したシリーズ 1 の実験結果と同程度である。

継手のモルタルが圧壊した試験体 CJ-EP4 は、 $\pm 6000\mu$ 程度の歪履歴であった。表 4-2 に示した機械的性質から求められる柱部材の降伏歪は 4982μ であり、やや塑性化していると考えられる。

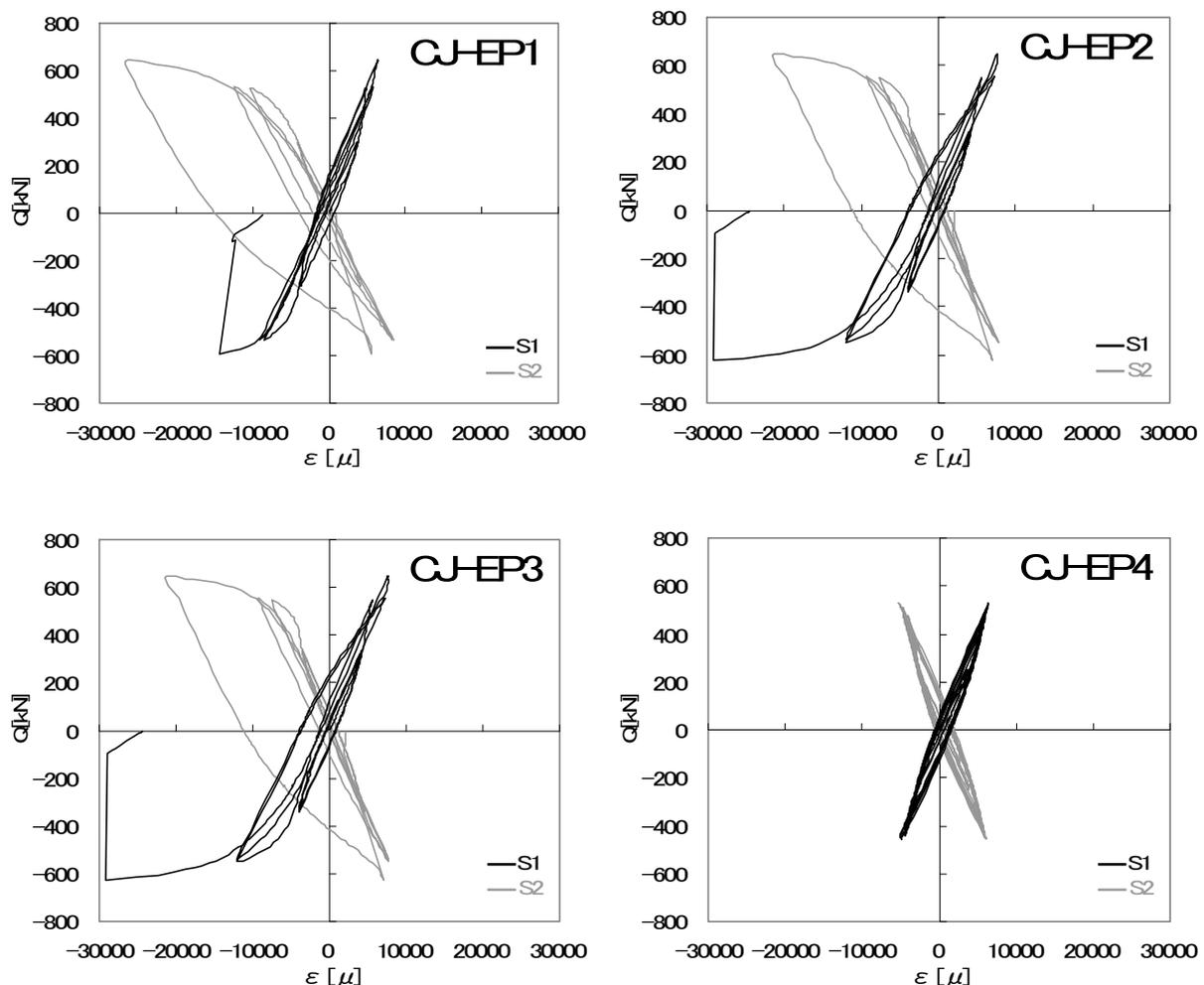


図 4-14 柱脚の歪履歴

4. 3 柱継手の耐力評価

4. 3. 1 柱継手の力の釣合い

本構法を適用した柱継手の応力伝達機構について検討する。図 4-2(a)に示したテコ作用による抵抗分について、継手に作用する力の釣合い状態を図 4-15(a)のように仮定した。継手がない部分の柱のせん断力を ${}_cQ_0$ 、柱のモーメントのうちテコ作用により伝達されるモーメントを ${}_iM$ とし、接合用鋼管上端位置のモーメントを ${}_iM_1$ 、下端位置のモーメントを ${}_iM_2$ とする。

継手に作用するモーメント ${}_iM_1$ および ${}_iM_2$ に対して、上下節の柱の埋込み部分に、それぞれテコ反力 N_1 、 N_2 および N_3 、 N_4 が発生する。

上節柱のテコ反力 N_1 、 N_2 については、第 3 章に示した柱梁接合部の場合と同様に評価できる。支圧応力分布を図 4-15(a)のように仮定すれば、接合用鋼管上端位置のモーメント ${}_iM_1$ は最大支圧力 q_1 (単位高さ当たりの力 ; N/mm) を用いて次式で表される。ここで、柱の埋込み長さ l_1 と接合用鋼管上端位置からモーメント分布の反曲点位置までの距離 l_2 の定義を図 4-16(a)に示す。

$${}_iM_1 = \frac{q_1 \cdot l_1^2 \cdot l_2}{2(2l_1 + 3l_2)} \quad (4-1)$$

なお、テコ反力 N_1 、 N_2 は q_1 を用いて次式により求められる。

$$N_1 = \frac{1}{2} q_1 \cdot x_1 \cdot l_1 \quad (4-2)$$

$$N_2 = \frac{1}{2} \cdot \frac{1-x_1}{x_1} \cdot q_1 \cdot (1-x_1) \cdot l_1 = \frac{1}{2} \cdot q_1 \cdot \frac{(1-x_1)^2}{x_1} \cdot l_1 \quad (4-3)$$

ここで、 x_1 : 支圧力分布の反曲点を表す係数

$$x_1 = \frac{2l_1 + 3l_2}{3l_1 + 6l_2} \quad (\text{図 4-16(a)参照})$$

下節柱のテコ反力 N_3 、 N_4 については、継手位置とテコ反力発生位置の位置関係が上節柱の場合と異なるため、新たに柱のモーメントおよび水平力に関する力の釣合い状態を検討する必要がある。支圧力分布を上節柱と同様に図 4-15(a)のように仮定し、最大支圧応力を q_2 とする。ここで、柱の埋込み長さ l_1 と継手位置からモーメント分布の反曲点位置までの距離 l_2 を図 4-16(b)のように定義する。接合用鋼管下端位置で柱のせん断力とモーメントの釣合いを考えれば、テコ反力 N_3 、 N_4 と柱せん断力 ${}_cQ_0$ の関係は次式で表される。

$$N_3 - N_4 = {}_cQ_0 \quad (4-4)$$

$$N_3 \cdot \left(l_1 - \frac{1}{3} x_2 \cdot l_1 \right) - N_4 \cdot \frac{1}{3} (1-x_2) \cdot l_1 = {}_cQ_0 \cdot (l_1 + l_2) \quad (4-5)$$

ここで、 x_2 : 支圧力分布の反曲点を表す係数 (図 4-16(b)参照)

また、テコ反力 N_3 、 N_4 は q_2 を用いて次式により求められる。

$$N_3 = \frac{1}{2} q_2 \cdot x_2 \cdot l_1 \quad (4-6)$$

$$N_4 = \frac{1}{2} \cdot \frac{1-x_2}{x_2} \cdot q_2 \cdot (1-x_2) \cdot l_1 = \frac{1}{2} \cdot q_2 \cdot \frac{(1-x_2)^2}{x_2} \cdot l_1 \quad (4-7)$$

(4-4)式、(4-6)式および(4-7)式を(4-5)式に代入して x_2 について解くと、次式が得られる。

$$x_2 = \frac{2l_1 + 3l_2}{3l_1 + 6l_2} \quad (4-8)$$

一方、接合鋼管下端位置のモーメント M_2 は次式で求められる。

$$M_2 = c Q_0 \cdot (l_1 + l_2) \quad (4-9)$$

(4-9)式に(4-4)式、(4-6)式～(4-8)式を代入すれば、 M_2 は最大支圧応力 q_2 を用いて次式で求められる。

$$M_2 = \frac{q_2 \cdot l_1^2 \cdot (l_1 + l_2)}{2(2l_1 + 3l_2)} \quad (4-10)$$

以上に示した上節柱および下節柱のテコ反力 $N_1 \sim N_4$ はモルタルを介して接合用鋼管に伝達される。これらの応力伝達に基づいて求めた各部位のせん断力分布の模式図を図 4-15(b)に示す。

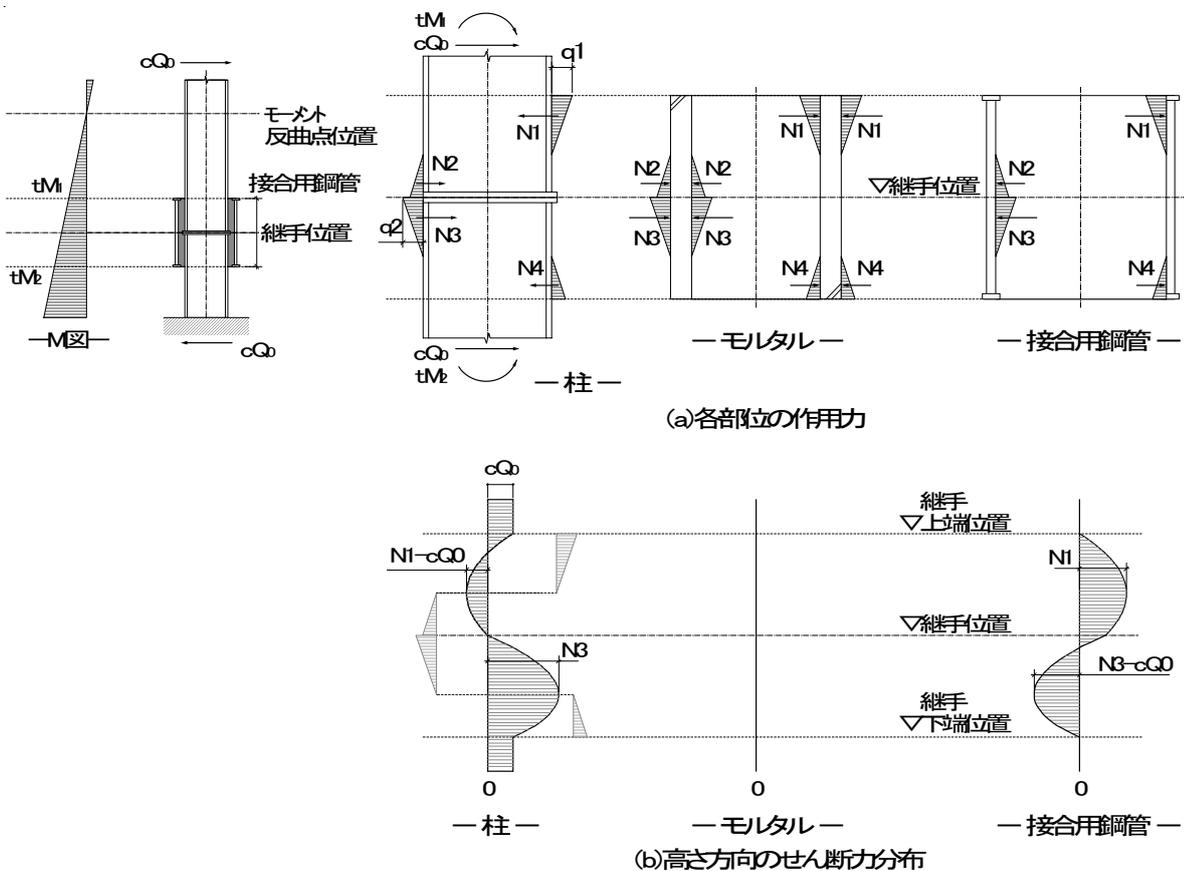


図 4-15 継手の力の釣合いとせん断力分布

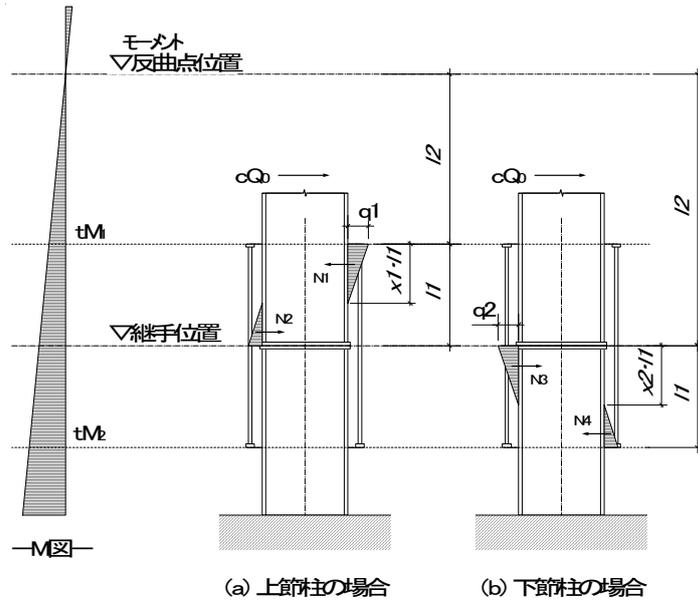


図 4-16 柱の埋込み長さ l_1 とモーメントの反曲点までの距離 l_2 の定義

4. 3. 2 降伏耐力の評価

前節でモデル化したテコ作用による応力伝達に加え、図 4-2(b)に示した圧縮ストラットによる応力伝達およびエレクトションピースを介した高力ボルト接合による応力伝達を評価して、モルタルの圧壊によって決定する柱継手の降伏耐力を評価する。柱継手の形状・寸法・詳細が継手位置の上下で同一であれば、柱継手の耐力は下節柱部分で決定する。以下では、下節柱について柱継手形式ごとに耐力評価法を検討する。

(1) モルタル充填による形式の柱継手

モルタル充填による形式の柱継手の降伏耐力 ${}_jM_y$ は、テコ作用による抵抗モーメント ${}_rM_y$ と圧縮ストラットによる抵抗モーメント ${}_sM_y$ の累加として次式を仮定する。

$${}_jM_y = {}_rM_y + {}_sM_y \quad (4-11)$$

テコ作用による抵抗モーメント ${}_rM_y$ の評価には、第 3 章に示したモルタル断面内の応力状態の評価を適用する。図 4-17 に示すモルタル断面内の作用応力に対して、モルタルの破壊領域を図 4-18 に示すように仮定し、Mohr-Coulomb の破壊条件を適用すると、降伏耐力時にテコ作用によって発生する最大水平力 q_y は、次式により求められる。

$$q_y = \frac{\pi}{2} a \cdot \frac{m \sigma_B}{\cos \theta_{cr} \cdot \left(1 + \frac{b-a}{b+a} \cdot S \right)} \quad (4-12)$$

$$\cos \theta_{cr} = \frac{a}{b} \cdot \frac{1 - \frac{b-a}{b+a} \cdot S}{1 + \frac{b-a}{b+a} \cdot S} \quad (4-13)$$

$$S = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad (4-14)$$

- a : 柱の中心軸から柱外面までの距離 (図 4-17 参照)
 b : 柱の中心軸から接合用鋼管内面までの距離 (図 4-17 参照)
 ${}_m \sigma_B$: モルタルの圧縮強度
 ϕ : モルタルの内部摩擦角

テコ作用による抵抗モーメント ${}_i M_y$ は(4-12)式で求めた q_y と(4-10)式を用いて、次式により求められる。

$${}_i M_y = \frac{q_y \cdot l_1^2 \cdot (l_1 + l_2)}{2(2l_1 + 3l_2)} \quad (4-15)$$

- l_1 : 柱の埋込み長さ
 l_2 : モーメントの反曲点から継手位置までの距離

圧縮ストラットによる抵抗モーメント ${}_s M_y$ は第 3 章の柱梁接合部と同様に評価でき、柱側の機械的ずれ止めで決定する圧縮ストラットの抵抗モーメント ${}_{cs} M_y$ と、接合用鋼管側の機械的ずれ止めで決定する抵抗モーメント ${}_{rs} M_y$ のうち、いずれか小さい方として算定する ((4-16)式)。それぞれの抵抗モーメントは(4-17)式および(4-18)式により、第 2 章で検討した機械的ずれ止めに対するモルタルの支圧強度 ${}_c F_m$ ((4-19)式) と図 4-19 に示す機械的ずれ止めの有効面積を用いて算定する。

$${}_s M_y = \min({}_{cs} M_y, {}_{rs} M_y) \quad (4-16)$$

$${}_{cs} M_y = \frac{2}{3} {}_c F_m \cdot {}_c A_r \cdot l_a \quad (4-17)$$

$${}_{rs} M_y = \frac{2}{3} {}_c F_m \cdot {}_r A_r \cdot l_b \quad (4-18)$$

$${}_c F_m = {}_m \sigma_B \cdot \left\{ 1 + 11.2(D/t)^{-0.40} \right\} \quad (4-19)$$

- ${}_c A_r$: 柱側機械的ずれ止め(ハースプレート)の有効面積
 l_a : ${}_c A_r$ 分布の重心位置から柱軸心までの距離
 ${}_r A_r$: 接合用鋼管側機械的ずれ止めの有効面積
 l_b : ${}_r A_r$ 分布の重心位置から柱軸心までの距離

cF_m : 機械的ずれ止めに対するモルタルの支圧耐力

D/t : 支圧材が取り付く部材の径厚比

柱側(4-17)式では柱の径厚比を、接合用鋼管側 (4-18)式では接合用鋼管の径厚比を用いる。

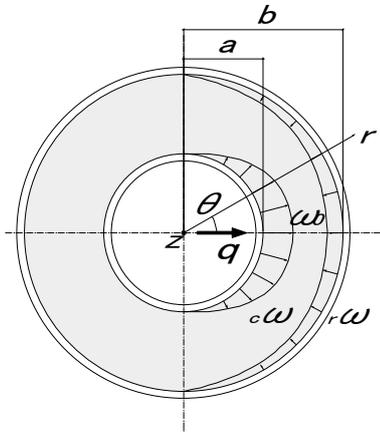


図 4-17 モルタル断面内の作用応力

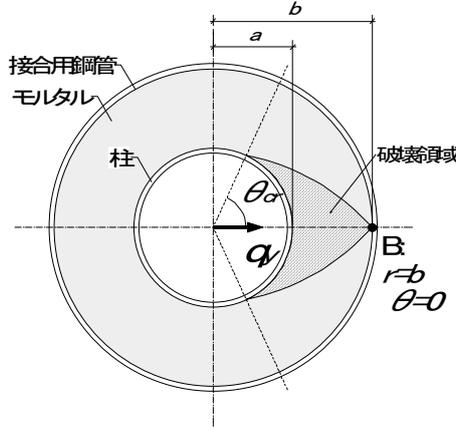


図 4-18 降伏耐力時の破壊領域

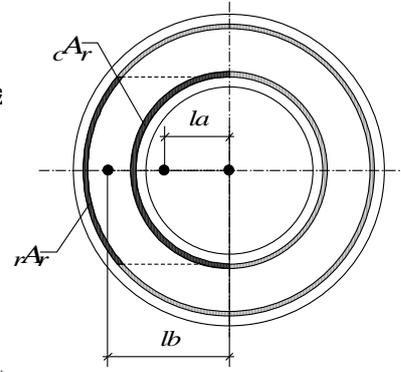


図 4-19 機械的ずれ止めの有効面積

(2) エレクションピースを併用する形式の柱継手

エレクションピースを併用する形式の柱継手の降伏耐力 jM_y は、テコ作用による抵抗モーメント tM_y 、圧縮ストラットによる抵抗モーメント sM_y およびエレクションピースを介した高力ボルト接合部の抵抗モーメント bM_y の累加として次式を仮定する。

$$jM_y = tM_y + sM_y + bM_y \quad (4-20)$$

テコ作用による抵抗モーメントは(4-15)式により、圧縮ストラットによる抵抗モーメントは(4-16)式により算定する。また、エレクションピースを介した高力ボルト接合部の抵抗モーメント bM_y は、高力ボルト接合部のすべり耐力 P_s と、図 4-20 に示す高力ボルトの中心間距離 l_3 を用いて次式により算定する。

$$bM_y = P_s \cdot l_3 \quad (4-21)$$

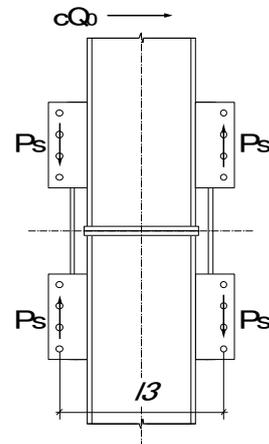


図 4-20 ボルト中心間距離 l_3 の定義

4. 3. 3 最大耐力の評価

(1) モルタル充填による形式の柱継手

モルタル充填による形式の柱継手の最大耐力 ${}_jM_u$ は、テコ作用による抵抗モーメント ${}_iM_u$ と圧縮ストラットによる抵抗モーメント ${}_sM_u$ の累加として次式を仮定する。

$${}_jM_u = {}_iM_u + {}_sM_u \quad (4-22)$$

最大耐力時には、テコ作用に対するモルタル断面内の破壊領域が高さ方向にも進展し、図 4-21 に示す支圧応力分布になると仮定する。図 4-21 の支圧力分布について、4.3.1 項に示したように下節柱におけるモーメントとせん断力の釣合い状態を検討すれば、テコ作用による抵抗モーメント ${}_iM_u$ は次式により求められる。

$${}_iM_u = \alpha \cdot q_y \cdot \left\{ \sqrt{(l_1 + 2l_2)^2 + l_1^2} - (l_1 + 2l_2) \right\} \cdot (l_1 + l_2) \quad (4-23)$$

$$\alpha = 0.85$$

(4-23)式における係数 α は、図 4-21 の点線で示すような支圧応力分布を長方形分布にモデル化するための係数であり、第 3 章と同様に、鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針⁴⁾を参考として $\alpha=0.85$ とした。

また、圧縮ストラットによる抵抗モーメント ${}_sM_u$ は、第 3 章の柱梁接合部と同様に(4-24)式～(4-26)式により算定する。

$${}_sM_u = \min({}_{cs}M_u, {}_{rs}M_u) \quad (4-24)$$

$${}_{cs}M_u = c \cdot F_m \cdot c \cdot A_r \cdot l_a \quad (4-25)$$

$${}_{rs}M_u = c \cdot F_m \cdot r \cdot A_r \cdot l_b \quad (4-26)$$

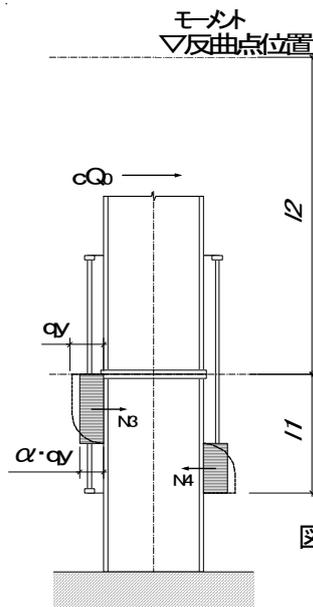


図 4-21 最大耐力時の支圧応力分布

(2) エレクションピースを併用する形式の柱継手

エレクションピースを併用する形式の柱継手の最大耐力 jM_u は、テコ作用による抵抗モーメント tM_u 、圧縮ストラットによる抵抗モーメント sM_u およびエレクションピースを介した高力ボルト接合部の抵抗モーメント bM_y の累加として次式を仮定する。

$$jM_u = tM_u + sM_u + bM_y \quad (4-27)$$

テコ作用による抵抗モーメントは(4-23)式により、圧縮ストラットによる抵抗モーメントは(4-24)式により算定する。また、エレクションピースの高力ボルト接合部による抵抗モーメントは、最大耐力に対しても高力ボルトのすべり耐力まで有効として、(4-21)式により算定する。実験では、高力ボルト接合部にすべりが発生した場合の弾塑性挙動は確認されていない。しかし、最大耐力に対してもすべり耐力まで有効とすることで安全側の評価を与える。

4. 4 実験結果との比較

4.3 節に示した柱継手の降伏耐力および最大耐力の評価式を用いて、4.2 節に示した実験結果を評価する。提案式を用いて計算したモルタルの圧壊によって決定する柱継手の降伏耐力、接合用鋼管の降伏せん断耐力および柱脚の全塑性耐力を柱せん断力に換算して比較し、試験体の降伏耐力を推定した。その結果を表 4-4 に示す。提案式中で使用するモルタルの内部摩擦角 ϕ は、第 3 章と同様に $\phi = 45^\circ$ とした。なお、接合用鋼管のせん断耐力は、図 4-15(b)に示した接合用鋼管に発生する最大せん断力 cQ_0-N_3 に基づいて柱せん断力に換算した^{注1)}。

提案式による接合部の降伏耐力の計算値 jQ_y と実験結果の降伏耐力 eQ_y の対応を図 4-22 に示す。ここでは、接合用鋼管のせん断耐力 rQ_y および柱脚の全塑性耐力 cQ_p のうち小さい方で無次元化して示した。横軸の 1.0 以下の場合、試験体の降伏耐力が柱継手のモルタルの圧壊で決定することを表す。

同様に、モルタルの圧壊によって決定する柱継手の最大耐力 jQ_u 、接合用鋼管の最大せん断耐力 rQ_u および柱脚の最大耐力 cQ_u ($Z_p \sigma_u$ で計算した耐力)を比較し、試験体の最大耐力 $calQ_u$ を推定した。その結果を表 4-5 および図 4-23 に示す。

軸力を導入したシリーズ 3 の試験体については実験値をやや過小評価している。試験体 CJ-NE-T1 および CJ-NE-T2 は、最大耐力時にはモルタルが圧壊したものの、引張軸力の影響で機械的ずれ止めによる圧縮ストラットが作用しつづけたため、終局状態まで荷重低下しなかったと考えられる。また、試験体 CJ-NE-C の評価結果では、モルタルの圧壊により試験体の耐力が決定すると推定されているが、実験ではモルタルに顕著な損傷は発生しなかった。これは、柱のエンドプレート底部における支圧および摩擦伝達を評価していないことが原因であると考えられる。圧縮軸力が大きい場合、エンドプレート底部での応力伝達の割合が大きくなり、実験結果の過小評価につながったと考えられる。実際の

建物のように変動軸力が作用する場合、軸力の影響を定量的に評価することは難しいが、提案式によれば安全側の評価を与えることができる。

それらを除く降伏耐力および最大耐力の実験値は、NE形式、EP形式ともに、計算値と良い対応を示している。横軸 1.0 以下の範囲における降伏耐力の実験値と計算値の比 $eQ_y/calQ_y$ の平均は 1.13、変動係数は 0.07 であり、(4-11)式～(4-21)式によりモルタルの圧壊によって決定する柱継手の降伏耐力を良い精度で評価できる。また、横軸 1.0 以下の範囲における最大耐力の実験値と計算値の比 $eQ_u/calQ_u$ の平均は 1.34、変動係数は 0.28、(4-22)式～(4-28)式によりモルタルの圧壊によって決定する柱継手の最大耐力を評価できる。

注1) 継手位置下側の範囲において、接合用鋼管に作用する最大せん断力 $rQ_2=cQ_0-N_3$ は、次式により算定できる。

$$rQ_2 = \frac{(l_1 + 3l_2)^2}{l_1 \cdot (3l_1 + 6l_2)} \cdot cQ_0 \quad (4-28)$$

また、継手位置上側の範囲において接合用鋼管作用する最大せん断力 $rQ_1 = N_1$ は、次式により算定できる。

$$rQ_1 = \frac{(2l_1 + 3l_2)^2}{l_1 \cdot (3l_1 + 6l_2)} \cdot cQ_0 \quad (4-29)$$

柱継手の設計においては、これらの最大せん断力に対して接合用鋼管の断面検定を行う必要がある。

表 4-4 試験体各部の降伏耐力の計算値と実験値の対応

実験 シリーズ	接合 形式	試験体	実験値 eQy [kN]	降伏耐力計算値							実験 /計算 eQy /calQy	/minQy ^{*3} jQy /minQy eQy /minQy	
				テコ	ストラット	ボルト	継手 ^{*1}	外鋼管 ^{*2}	柱脚	試験体			
				tQy [kN]	sQy [kN]	bQy [kN]	jQy [kN]	rQy [kN]	cQp [kN]	calQy			
1	NE	CJ-NE1	504	586	78	-	664	1473	509	509	0.99	1.31	0.99
		CJ-NE2	474	377	73	-	450	1245	509	450	1.05	0.88	0.93
		CJ-NE3	415	266	82	-	348	1010	509	348	1.19	0.68	0.82
2	NE	CJ-NE-C	262	161	90	-	250	730	361 ^{*4}	250	1.05	0.69	0.73
		CJ-NE-T1	319	179	100	-	279	730	506	279	1.14	0.55	0.63
		CJ-NE-T2	329	194	109	-	303	730	506	303	1.09	0.60	0.65
3	EP	CJ-EP1	603	-	-	-	-	-	581	581	1.04	-	1.04
		CJ-EP2	546	638	85	201	923	1416	581	581	0.94	1.59	0.94
		CJ-EP3	595	283	88	226	597	972	581	581	1.02	1.03	1.02
		CJ-EP4	448	269	83	-	352	972	581	352	1.27	0.61	0.77

*1 提案式を用いて計算したモルタルの圧壊によって決定する継手部耐力

*2 接合用鋼管(外鋼管)のせん断耐力

*3 $\min Q_y = \min(rQ_y, cQ_p)$

*4 柱脚の局部座屈耐力

網掛けは試験体の耐力が決定した部位を表す

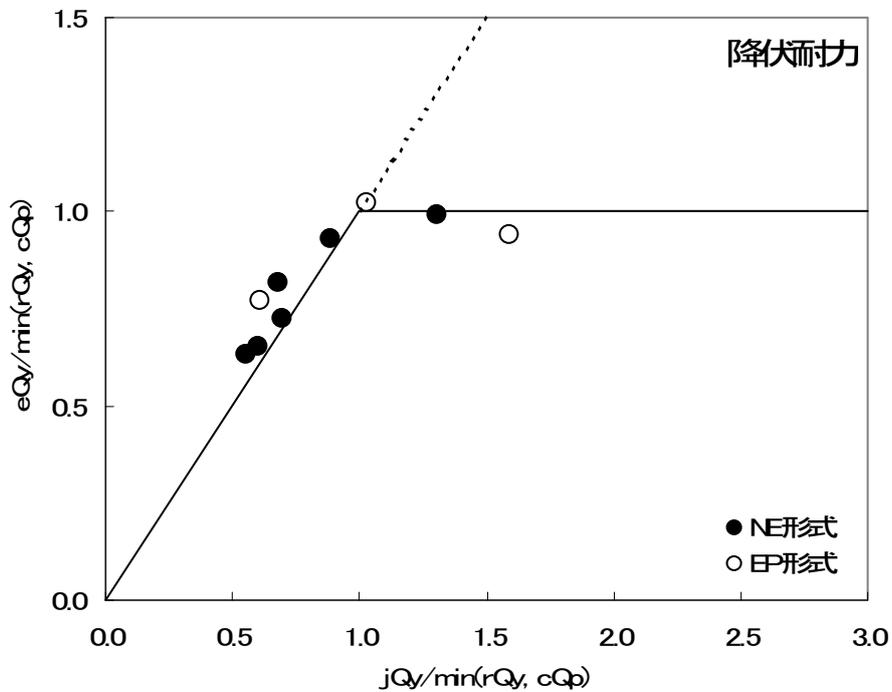


図 4-22 提案式による降伏耐力の計算値と実験結果の対応

表 4-5 試験体各部の最大耐力の計算値と実験値の対応

実験 シリーズ	接合 形式	試験体	実験値 eQu [kN]	最大耐力計算値							実験 /計算 eQu /calQu	/minQu ^{*3} jQu /minQu eQu /minQu	
				テコ	ストラット	ボルト	継手 ^{*1}	外鋼管 ^{*2}	柱脚	試験体			
				tQu [kN]	sQu [kN]	bQy [kN]	jQu [kN]	rQu [kN]	cQu [kN]	calQu			
1	NE	CJ-NE1	590	789	117	-	907	1767	554	554	1.06	1.64	1.06
		CJ-NE2	586	504	110	-	614	1494	554	554	1.06	1.11	1.06
		CJ-NE3	564	353	123	-	476	1212	554	476	1.18	0.86	1.02
2	NE	CJ-NE-C	354	212	135	-	346	876	361 ^{*4}	346	1.02	0.96	0.98
		CJ-NE-T1	726	236	150	-	385	876	524	385	1.88	0.74	1.39
		CJ-NE-T2	627	256	163	-	419	876	524	419	1.50	0.80	1.20
3	EP	CJ-EP1	645	-	-	-	-	-	656	656	0.98	-	0.98
		CJ-EP2	645	859	127	201	1187	1700	656	656	0.98	1.81	0.98
		CJ-EP3	629	377	131	226	734	1166	656	656	0.96	1.12	0.96
		CJ-EP4	526	358	125	-	482	1166	656	482	1.09	0.74	0.80

*1 提案式を用いて計算したモルタルの圧壊によって決定する継手部耐力

*2 接合用鋼管(外鋼管)のせん断耐力

*3 $\min Q_y = \min(rQ_u, cQ_u)$

*4 柱脚の局部座屈耐力

網掛けは試験体の耐力が決定した部位を表す

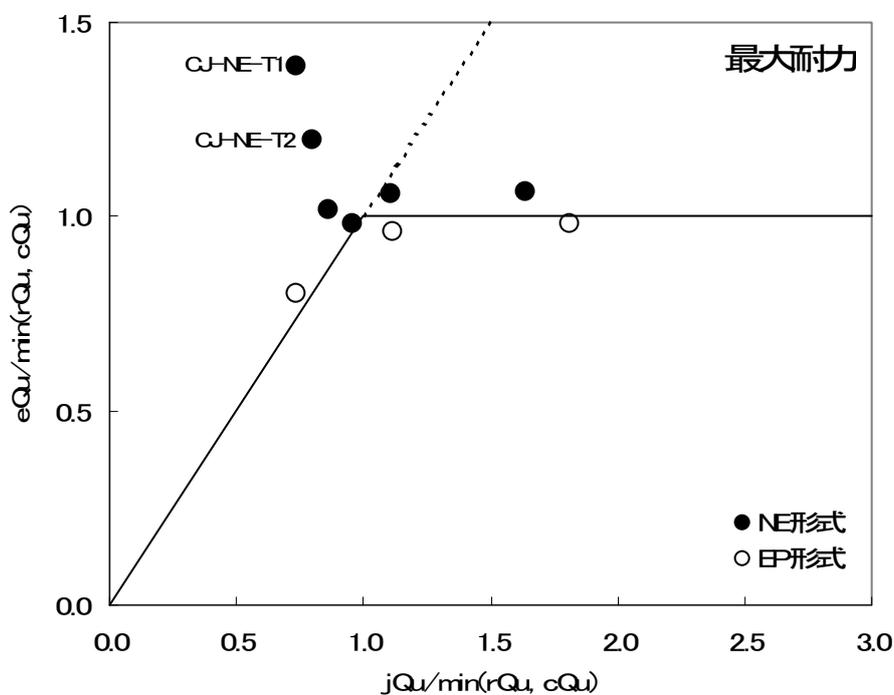


図 4-23 提案式による最大耐力の計算値と実験結果の対応

4. 5 まとめ

円形鋼管柱に充填接合構法を適用した柱継手を対象として、片持ち柱形式の試験体を用いて実験を行い、その弾塑性挙動について検討した。次に、柱継手での力の釣合い状態をモデル化し、モルタルの圧壊により耐力が決定する場合の柱継手の降伏耐力および最大耐力の評価した。その結果、以下の知見が得られた。

- (1) 第3章で示した本構法の基本的な応力伝達機構の評価法について、柱継手に対する適用性を確認し、継手の降伏耐力および最大耐力の評価式を提案した。モルタルの圧壊により決定する柱継手の降伏耐力および最大耐力は、(4-11)式、(4-20)式、(4-22)式および(4-27)式により評価できる。
- (2) 本構法の柱継手は超高強度鋼材の架構にも適用でき、(4-11)式および(4-20)式を用いてモルタルを先行破壊させない設計とすれば、柱脚の先行降伏を保証することができる。
- (3) 圧縮軸力 $0.4N_0$ (N_0 : 柱の軸降伏耐力)、引張軸力 $0.2N_0$ の範囲であれば、柱軸力を有効に伝達することができ、柱継手の降伏耐力および最大耐力を安全側に評価できる。
- (4) 本構法の継手を適用した柱の初期剛性は、継手が無い場合の初期剛性により評価できる。

参考文献

- 4-1) 国土交通省, “高強度鋼等の革新的構造材料を用いた新構造建築物の性能評価手法の開発”, <http://www.mlit.go.jp/tec/gijutu/kaihatu/pdf/06.pdf>, (accessed 2008-12-09)
- 4-2) 日本建築学会: 鉄骨精度測定指針, 2007
- 4-3) 日本建築学会: 鋼管構造設計施工指針, 1990
- 4-4) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説, 1990

第5章 杭頭接合部

5.1 まえがき

第5章では、充填接合構法を適用した杭頭接合部を対象として、その弾塑性挙動について実験的に検討し、杭頭接合部の耐力評価法について検討する。

充填接合構法による杭頭接合部を図5-1に示す。杭頭接合部の場合、杭径および杭偏心の吸収量により接合用鋼管の内径が設定される。したがって、柱と接合用鋼管のクリアランスは柱梁接合部の場合よりも大きくなる。また、杭の偏心量も柱梁接合部の場合よりも大きく、これらの影響について検討する必要がある。それを踏まえ、本章では図5-1に示した2種類の仕口形式に対応させた試験体を用いて実験を行い、その弾塑性性状について検討する。つなぎ梁が無い形式の接合部実験では、接合部ディテール、柱形状および柱の偏心をパラメータとした試験体を用いて3点曲げ実験を行い、つなぎ梁が無い形式の接合部の弾塑性挙動を確認するとともに、各パラメータが及ぼす影響について検討する。つなぎ梁が有る形式の接合部実験では、柱への導入軸力をパラメータとして十字形部分架構実験を行い、つなぎ梁が有る形式の接合部の弾塑性挙動を確認するとともに、柱軸力の影響を検討する。また、第3章および第4章で提案した柱梁接合部および柱継手の耐力評価手法を準用し、それぞれの仕口形式に対して杭頭接合部の降伏耐力および最大耐力の評価を試みる。

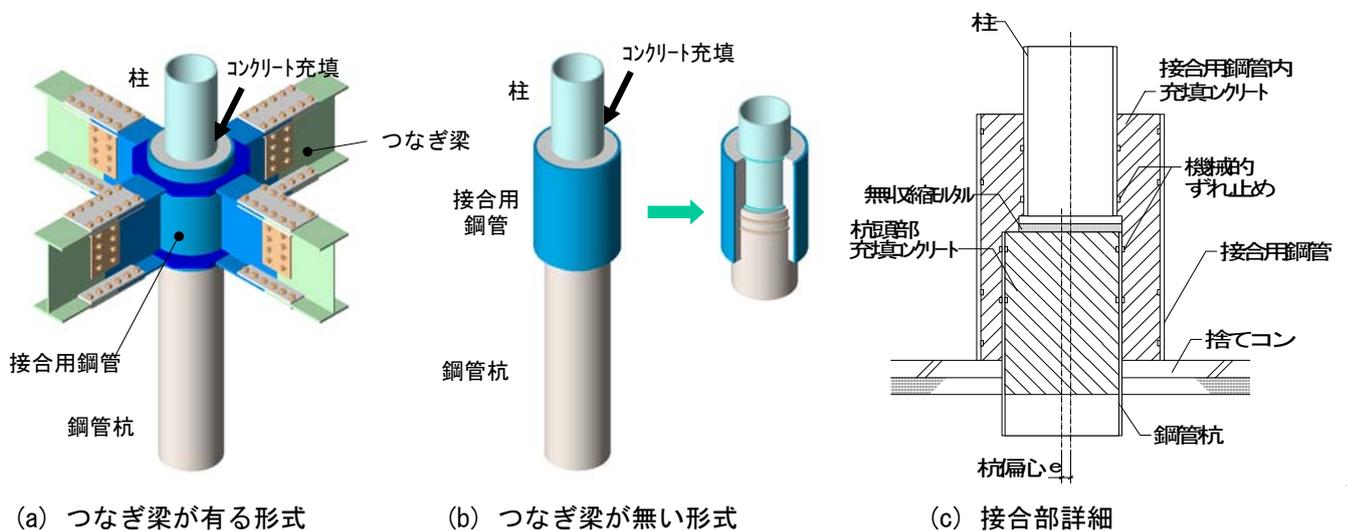


図5-1 充填接合構法を適用した杭頭接合部

5. 2 加力実験

5. 2. 1 試験体

(1) つなぎ梁が無い形式の接合部

試験体の形状・寸法を図 5-2 に、実験パラメータと試験体の対応を表 5-1 に示す。本実験で着目したパラメータは、柱の偏心量(0、加力軸方向(x) : $e/cD=37.4\%$ 、加力軸直交方向(y) $e/cD=37.4\%$ 、 e : 偏心量、 cD : 柱外径)、機械的ずれ止めの有無、柱の埋込み長さ($1.25cD$ 、 $0.75cD$)の 3 種類で、試験体数は全部で 5 体用意した。全試験体とも 1/2 スケールモデルとし、接合用鋼管には円形鋼管 $\phi 558.8 \times 12.7$ (STK400)を使用した。接合用鋼管内部には杭をモデル化した円形鋼管 $\phi 267.4 \times 9.3$ (STK400)を設置し、内部にコンクリート($F_c=30\text{N/mm}^2$)を充填した。杭内部のコンクリート硬化後、無収縮モルタル(パッド用)を厚さ 25mm で打設、その上に柱を所定の位置にセットし、接合用鋼管内にコンクリート($F_c=30\text{N/mm}^2$)を打設して試験体を製作した。また、機械的ずれ止めには FB-8x25(SS400)を使用し、接合用鋼管の内側および柱の外側に両面隅肉溶接して取り付けた。使用鋼材の機械的性質を表 5-2 に、コンクリートの圧縮強度を表 5-3 に示す。

(2) つなぎ梁が有る形式の接合部

試験体の形状・寸法を図 5-3 に、実験パラメータと試験体の対応を表 5-4 に示す。本実験で着目したパラメータである軸力は、設計上の柱の軸降伏耐力 $N_0(3300\text{kN})$ を基準として、軸力 0、圧縮 $0.4N_0(1320\text{kN})$ 、引張 $0.2N_0(660\text{kN})$ とし、試験体数は全部で 3 体用意した。試験体形状は同一であり、1/2 スケールモデルとし、接合用鋼管には $\phi 558.8 \times 12.7$ (STK490)、柱には $\phi 267.4 \times 9.3$ (STK490)、杭には $\phi 355.6 \times 7.9$ (STK490)を使用し、柱および杭の埋込み長さは、それぞれの外径の 1.25 倍とした。梁はつなぎ梁であり、H-450x150x9x24(SM490)を使用し、柱および杭に対して先行降伏しないように設計した。また、外ダイアフラムには PL-19(SN490)を用い、コンクリート充填鋼管構造設計施工指針⁵⁻¹⁾に基づき梁の全塑性耐力に対して 1.2 倍の安全率を考慮して降伏させないように設計した。試験体製作手順は、①杭頭部にコンクリート($F_c=30\text{N/mm}^2$)を充填、②コンクリート硬化後、無収縮モルタル(パッド用)を厚さ 25mm で打設、③その上に柱を所定の位置にセット、④接合用鋼管内にコンクリート($F_c=30\text{N/mm}^2$)を打設、という手順で行った。また、機械的ずれ止めには FB-8x25(SS400)を使用し、接合用鋼管の内側および柱の外側に両面隅肉溶接して取り付けた。ただし、引張軸力を導入した試験体については、接合用鋼管に取り付ける機械的ずれ止めを FB-16x32 とした。使用鋼材の機械的性質を表 5-5 に、コンクリートおよびモルタルの圧縮強度を表 5-6 に示す。

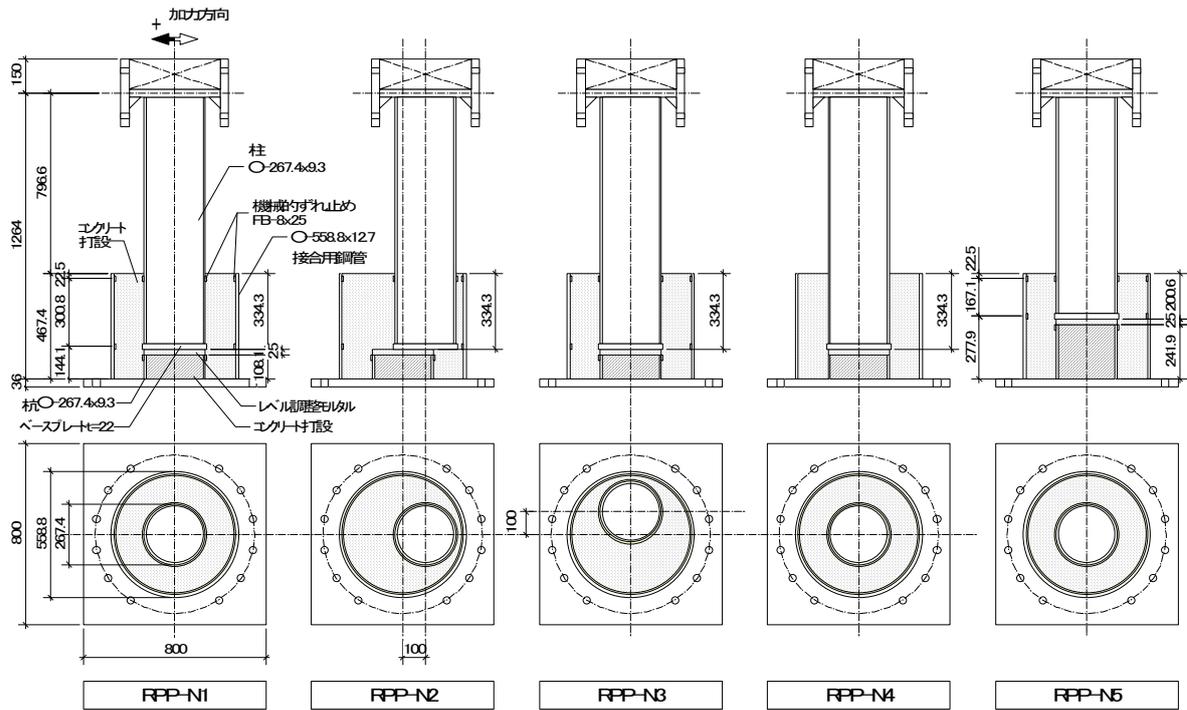


図 5-2 試験体の形状・寸法：つなぎ梁が無い形式

表 5-1 試験体一覧

仕口形式	No.	柱				接合用鋼管		柱軸力	先行破壊部位
		鋼種	断面	埋込み長さ ^{*1}	偏心率 ^{*2}	機械的ずれ止め	鋼種		
つなぎ梁無し	RPP-N1	STK400	○-267.4 x9.3 (28.8)	1.25 _c D	0	有	STK400	○-558.8 x12.7 (44.0)	柱脚
	RPP-N2				37.4% X				柱脚
	RPP-N3				37.4% Y				柱脚
	RPP-N4				0				無
	RPP-N5			0.75 _c D	有	コンクリート			

()内は径厚比を示す。

*2 偏心率= 偏心量/柱外径

*1 _cD: 柱外径

表 5-2 使用鋼材の機械的性質

部位	鋼種	降伏強さ [N/mm ²]	引張強さ [N/mm ²]	伸び [%]
柱	STK400	371	441	21.6
接合用鋼管		377	463	23.9
柱ベースプレート	SS400	320	527	27.5
機械的ずれ止め		668	679	5.8

表 5-3 コンクリートの圧縮強度

部位	呼び強度 [N/mm ²]	材齢 [日]	圧縮強度 [N/mm ²]
二重鋼管部	30	18	47.9
		29	47.3
		35	49.9
		平均	48.4
杭内部	30	21	41.4

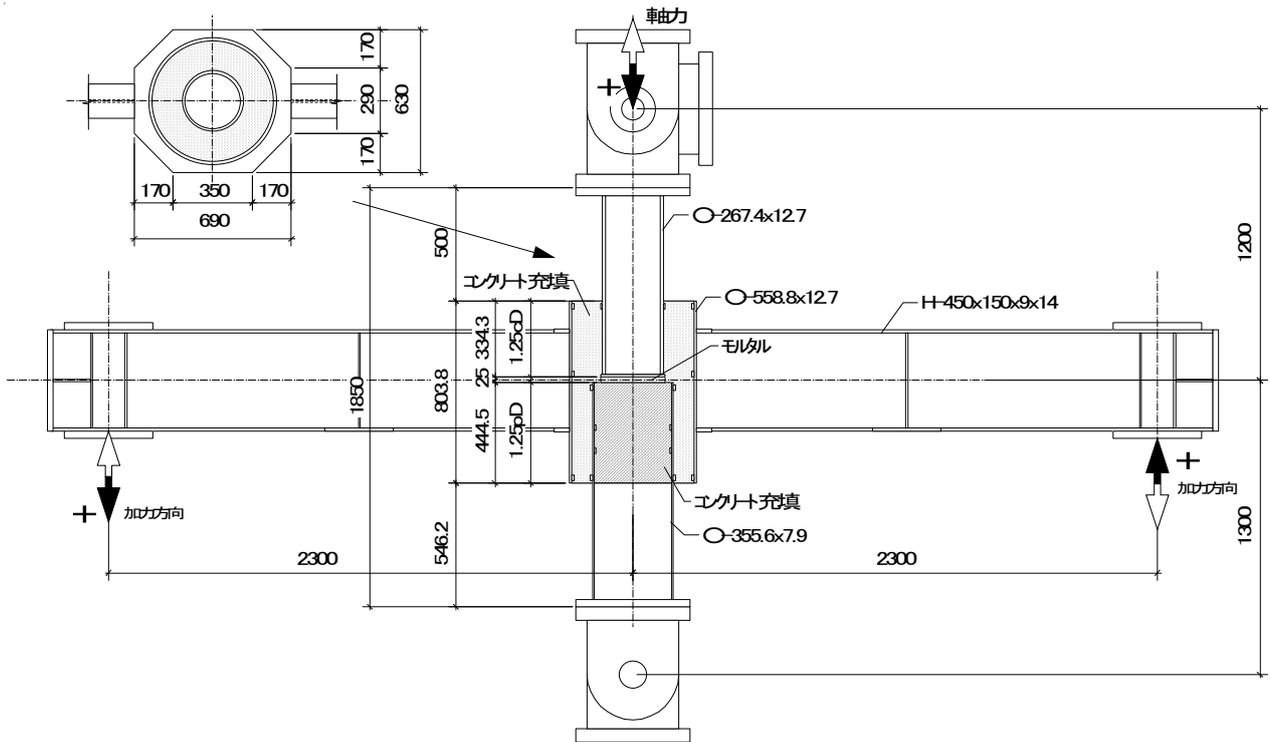


図 5-3 試験体の形状・寸法：つなぎ梁が有る形式

表 5-4 試験体一覧

仕口形式	No.	柱		杭		接合用鋼管		梁		柱軸力*	先行破壊部位
		鋼種	断面	鋼種	断面	鋼種	断面	鋼種	断面		
つなぎ梁有り	RPP-B1	STK400	○-267.4 x12.7 (21.1)	STK400	○-355.6 x7.9 (45.0)	STK400	○-558.8 x12.7 (44.0)	SM490	H-450 x150 x9x14	0	柱脚
	RPP-B2									+0.4N ₀	柱脚
	RPP-B3									-0.2N ₀	柱脚

()内は径厚比を示す。

* N₀: 柱の軸降伏耐力、+は圧縮軸力、-は引張軸力を示す。

表 5-5 使用鋼材の機械的性質

	鋼種	降伏強さ [N/mm ²]	引張強さ [N/mm ²]	伸び [%]
柱	STK490	371	526	27.1
杭	STK490	393	535	25.8
接合用鋼管	STK490	336	496	28.8
梁フランジ	SN490	381	529	27.6
梁ウェブ	SN490	411	545	26.3
ダイヤフラム	SN490	373	518	29.9

表 5-6 コンクリートおよびモルタルの圧縮強度

部位	呼び強度 [N/mm ²]	材齢 [日]	圧縮強度 [N/mm ²]
二重鋼管部	30	14	33.2
		18	33.9
		21	34.7
		32	35.8
		平均	34.4
杭内部		14	49.7
		39	51.2
レベル調整モルタル	-	10	100.7
		14	95.0

5. 2. 2 加力方法

(1) つなぎ梁が無い形式の接合部

つなぎ梁が無い形式の接合部実験の加力装置を図 5-4 に示す。試験体を加力治具に設置し、試験体と加力治具の中央部を固定として、固定点でモーメントが釣合うように試験体と加力治具の両端部にせん断力を加えた。なお、柱の抜け出しに対して安全側の評価となるように、柱軸力無しで実験を行った。

試験体の変形角 θ は、図 5-4 に示す試験体のベースプレート位置を基準として計測した柱頭部の回転角とした。加力プログラムは、計算で得られる柱の全塑性時の変形角 θ_p を基準として設定した。変形角 $1\theta_p$ で 1 回、 $2\theta_p$ 、 $4\theta_p$ 、 $6\theta_p$ で 2 回、 $8\theta_p$ で 1 回、それぞれ正負交番の漸増繰返し载荷を行い、荷重低下に至らない場合は一方向に変形角 $1/15$ まで加力して実験を終了した。

(2) つなぎ梁が有る形式の接合部

つなぎ梁が有る形式の接合部実験の加力装置を図 5-5 に示す。加力は静的加力であり、柱および杭の端部を単純支持し、梁の両端部に逆対称のせん断力を与えた。柱軸力は一定とし、層間変形角 $1/100$ で 1 サイクル、層間変形角 $2/100$ 、 $4/100$ 、 $6/100$ で 2 サイクルずつ、それぞれ正負交番の漸増繰返し载荷を行い、荷重低下に至らない場合は一方向に $8/100$ まで加力して実験を終了した。

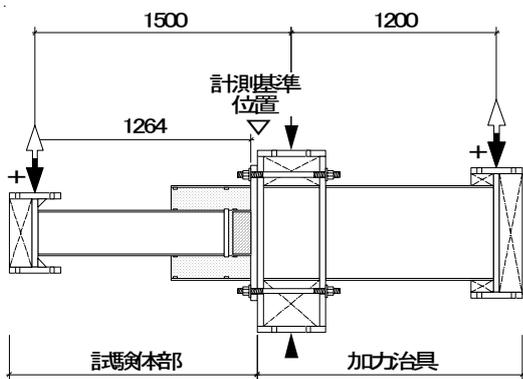


図 5-4 加力装置：つなぎ梁が無い形式

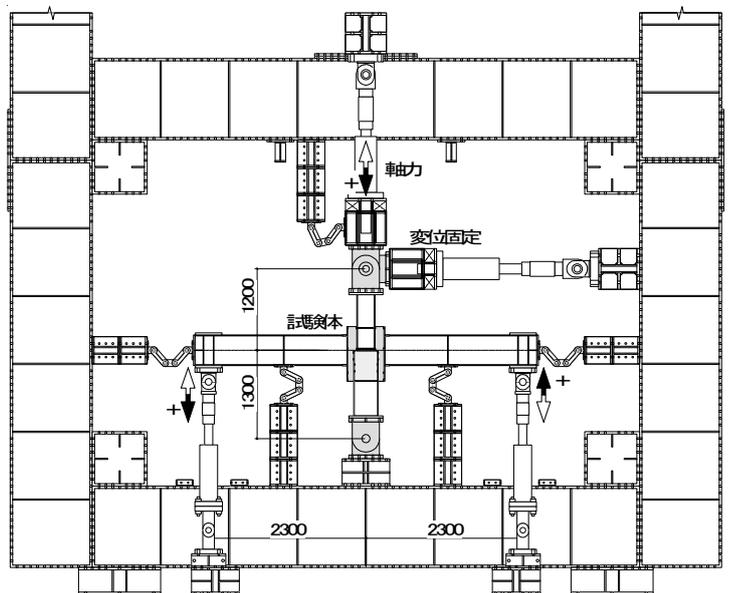


図 5-5 加力装置：つなぎ梁が有る形式

5. 2. 3 実験結果

(1) つなぎ梁が無い形式の接合部

図 5-6 に柱のせん断力と変形角 θ の関係を示す。図中には、降伏耐力(Δ)、最大耐力(\circ)の実験値および柱脚の全塑性耐力を併せて示す。ここで降伏耐力は、接線剛性が初期剛性の 1/3 に低下した時点の荷重とした。

試験体 RPP-N5 を除く全ての試験体において、柱脚の局部座屈により最大耐力が決定した(写真 5-1)。2 θ_p の加力サイクルから柱端部でコンクリートのひび割れが生じ始め、柱とコンクリートの離間が観察されたが、終局状態においても顕著な圧壊は観察されなかった。また、機械的ずれ止めの無い試験体 RPP-N4 は、終局状態でコンクリートが接合用鋼管から若干抜け出す様子が観察された。試験体 RPP-N5 は、コンクリート内部の破壊が進行し、コンクリート全体が接合用鋼管から抜け出すような状態で最大耐力が決定した(写真 5-3)。

柱脚の材軸方向の歪履歴を図 5-7 に示す。また、歪ゲージの貼付位置を図 5-8 に示す。試験体 RPP-N1 ~N4 では、終局時に発生した柱脚部の局部座屈の影響で圧縮方向(－)歪が増大している。試験体 RPP-N5 では顕著な局部座屈は観察されず、最大発生歪は約-7000 μ であった。

図 5-9 に柱のせん断力と変形角 θ の関係から求めたスケルトン曲線を示す。ここで図の縦軸および横軸は、柱の全塑性耐力 cQ_p およびその時の変形角 θ_p の計算値で無次元化した。実験パラメータを柱の偏心量とした試験体 RPP-N1(偏心 0)、RPP-N2(加力軸方向偏心 $e/cD = 37.4\%$)、RPP-N3(加力軸直交方向偏心 $e/cD = 37.4\%$)のスケルトン曲線を比較すると、ほぼ同一の弾塑性挙動を示している。本実験で設定した柱偏心率 37.4% の範囲では、加力軸方向、加力軸直交方向ともに柱偏心の影響は見られない。

試験体 RPP-N1 と、機械的ずれ止めの無い試験体 RPP-N4、柱の埋込み長さが短い試験体 RPP-N5 のスケルトン曲線を比較する。試験体 RPP-N4 の降伏耐力および最大耐力は、試験体 RPP-N1 と同程度であるが、図 5-6 に示した荷重変形関係にはスリップ性状が RPP-N1 よりも顕著になっている。これは機械的ずれ止めがないためであると考えられる。試験体 RPP-N5 の降伏耐力および最大耐力は、コンクリートの破壊が先行したため試験体 RPP-N1 よりも低い。試験体 RPP-N1 のように機械的ずれ止めを取り付け、柱の埋込み長さを $1.25cD$ (cD : 柱外径)程度確保し、コンクリートを先行破壊させない設計とすれば、柱脚の先行降伏を保証でき、安定した紡錘形の履歴性状を得ることができる。

各試験体の初期剛性を評価する。杭頭接合部では柱と接合用鋼管のクリアランスが大きいため、埋込み柱脚と同様の評価が必要であると考えられる。そこで、鋼構造接合部設計指針⁵⁻²⁾および鋼管構造設計施工指針⁵⁻³⁾の評価を適用し、柱の剛接位置を接合用鋼管上端位置から下げ、その間を柱のみの剛性に置換して評価した。各試験体について、柱の剛接位置を $1.0cD$ 下 (cD : 柱外径)とした場合と、 $1.5cD$ 下(鋼構造接合部設計指針の値)とした場合の剛性を図 5-9 に併せて示す。図 5-9 から分かる通り、試験体の初期剛性は、柱の剛接位置を接合用鋼管上端位置から $1.0cD$ 下とした場合に相当する。

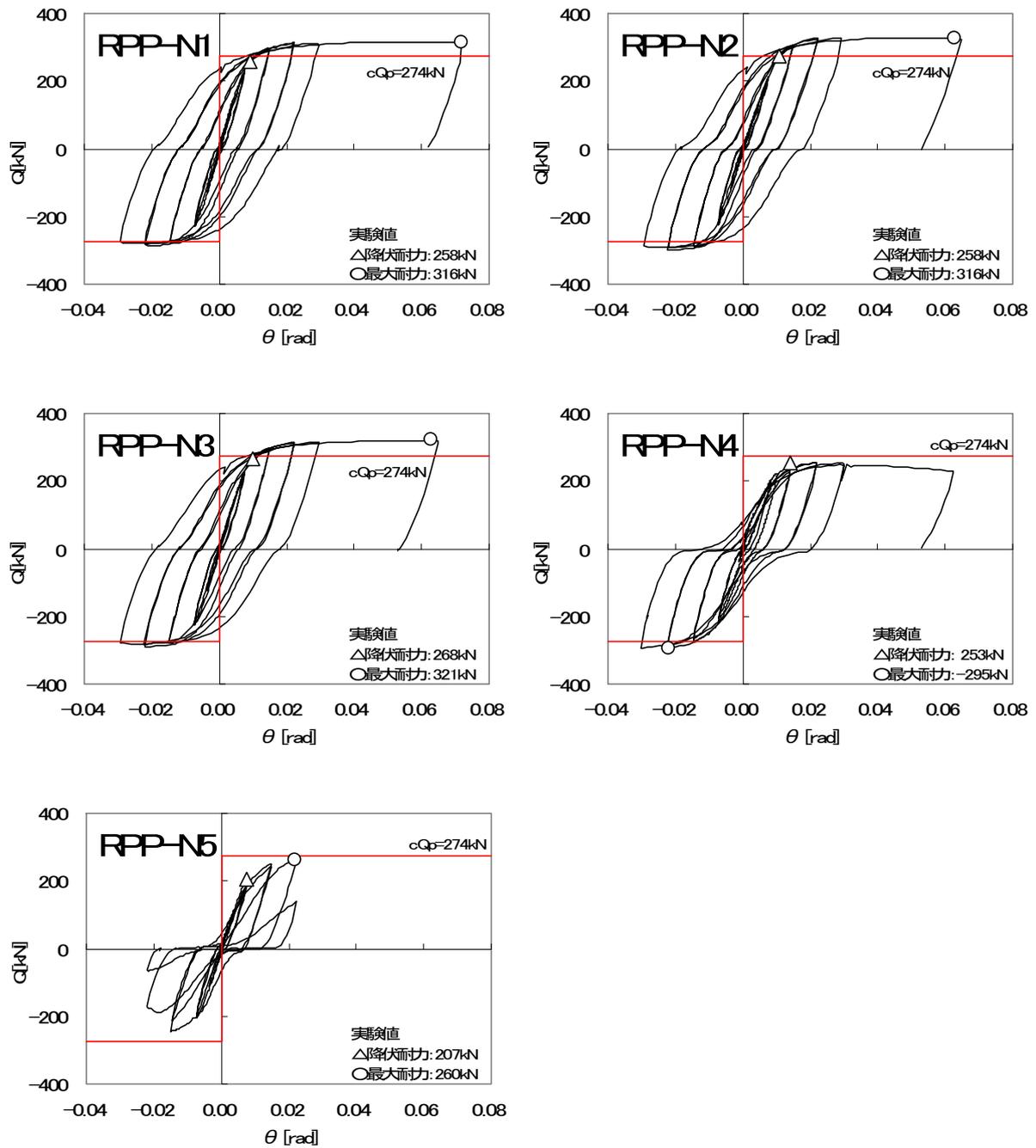


図 5-6 柱のせん断力と変形角 θ の関係：つなぎ梁が無い形式



写真 5-1 柱の局部座屈

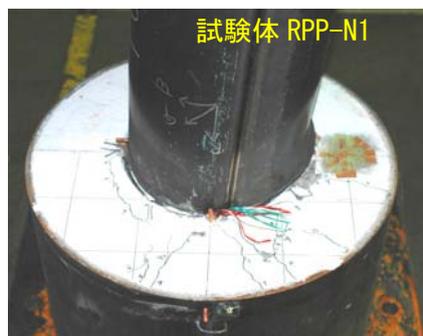


写真 5-2 コンクリートの破壊性状

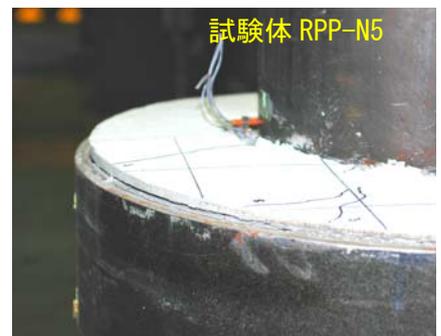


写真 5-3 コンクリートの抜け出し

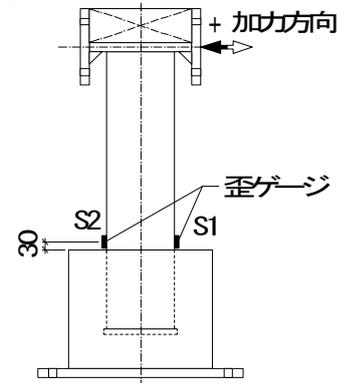
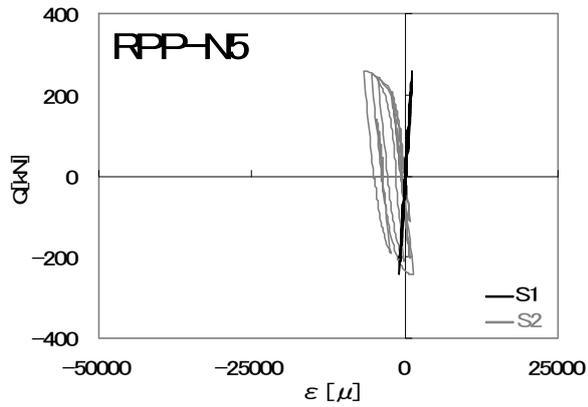
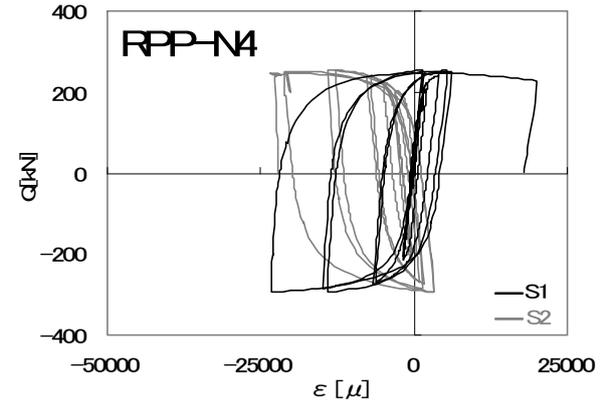
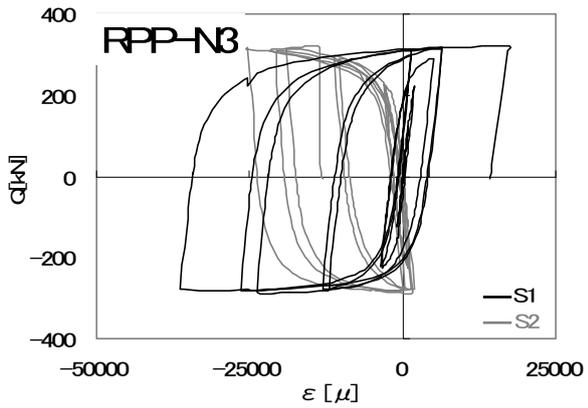
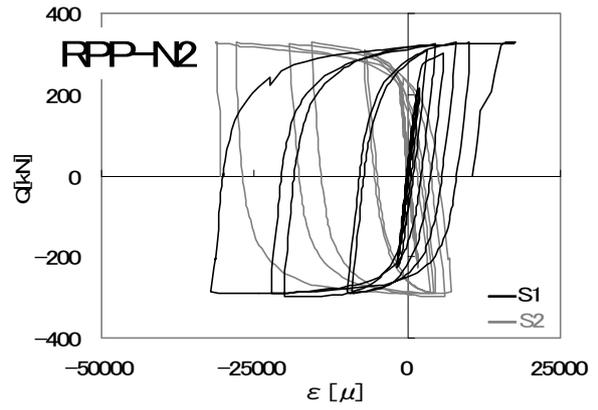
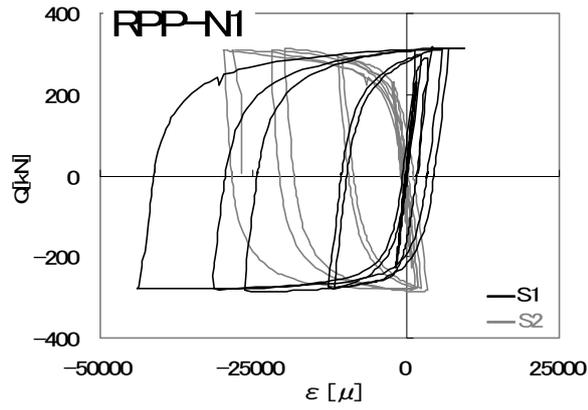


図 5-7 柱脚の歪履歴

図 5-8 歪ゲージの貼付位置

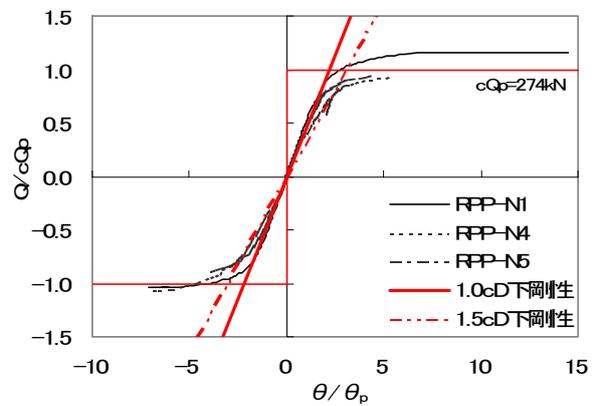
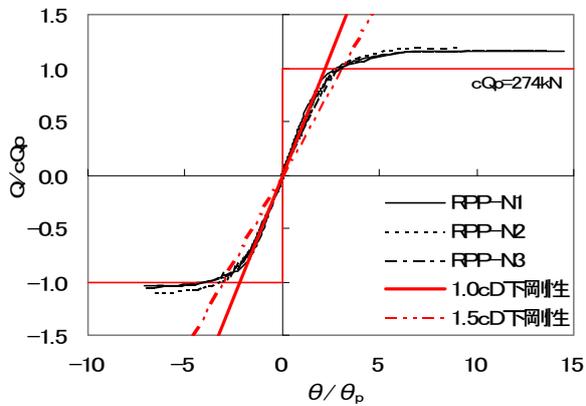


図 5-9 スケルトン曲線の比較

(2) つなぎ梁が有る形式の接合部

柱のせん断力と層間変形角の関係を図 5-10 に示す。図中には、降伏耐力(Δ)、最大耐力(\circ)の実験値および柱脚の全塑性耐力を併せて示す。ここで降伏耐力は、接線剛性が初期剛性の 1/3 に低下した時点の荷重とした。

軸力を導入した試験体 RPP-B2(圧縮)および試験体 RPP-B3(引張)のいずれにおいても、軸力導入時にコンクリートのひび割れは観察されず、健全であった。

試験体 RPP-B1(軸力 0)および試験体 RPP-B3(引張)は、層間変形角 6/100 で柱の局部座屈(写真 5-4)により最大耐力が決定した。層間変形角 1/100 の加力サイクルから柱端部でコンクリートのひび割れが生じ始め、終局状態においては、柱側、杭側両方でコンクリート表面の圧壊およびコンクリートと柱の離間(写真 5-5)が観察されたが、加力終了後に接合用鋼管を切断して、内部のコンクリートを観察したところ、健全であった(写真 5-6)。

試験体 RPP-B2(圧縮)は、層間変形角 4/100 で杭の局部座屈により最大耐力が決定した。そこで試験体 RPP-B2 の柱の最大耐力を調査するため、梁端部を単純支持とし、柱頂部に同一の圧縮軸力を導入した後に水平方向に単調加力した。その結果を図 5-10 に併せて示す。本加力においては、柱の局部座屈により最大耐力が決定した。また、終局状態においては、柱脚近傍でコンクリートの局所的な圧壊が観察された。

試験体各部の歪履歴を図 5-11 に示す。歪ゲージの貼付位置を図 5-12 に示す。全ての試験体において、柱、杭、梁ともに塑性化しているが、局部座屈が発生した柱脚の塑性化が最も大きく(試験体 RPP-B2 では杭)、梁の塑性化が最も小さかった。

本実験においては、最大耐力はすべて柱脚の局部座屈により決定しており、接合部破壊は先行しなかった。図 5-10 に示すように、実験の最大耐力は柱の全塑性耐力を上回っており、圧縮軸力および引張軸力が作用した場合においても、本構法を適用した杭頭接合部が柱脚の先行降伏を保證できることを確認した。

また、図 5-10 に示した荷重変形関係を比較すると、軸力無しとした試験体 RPP-B1 でスリップ性状が最も顕著に観察されており、軸力の影響によりスリップ性状が緩和されることが分かる。



写真 5-4 柱の局部座屈



写真 5-5 柱とコンクリートの離間

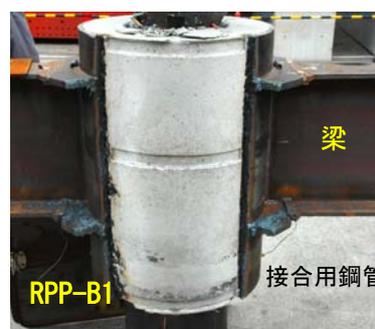


写真 5-6 接合内部のコンクリート

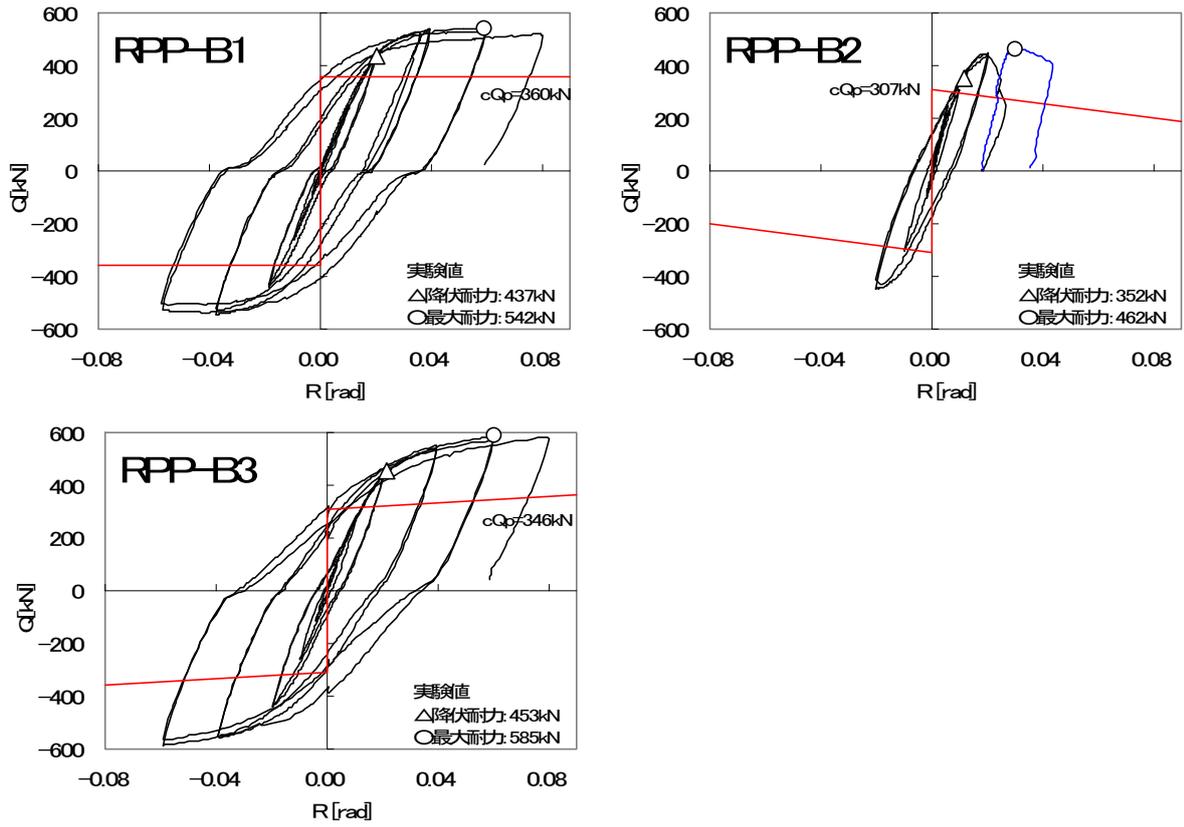
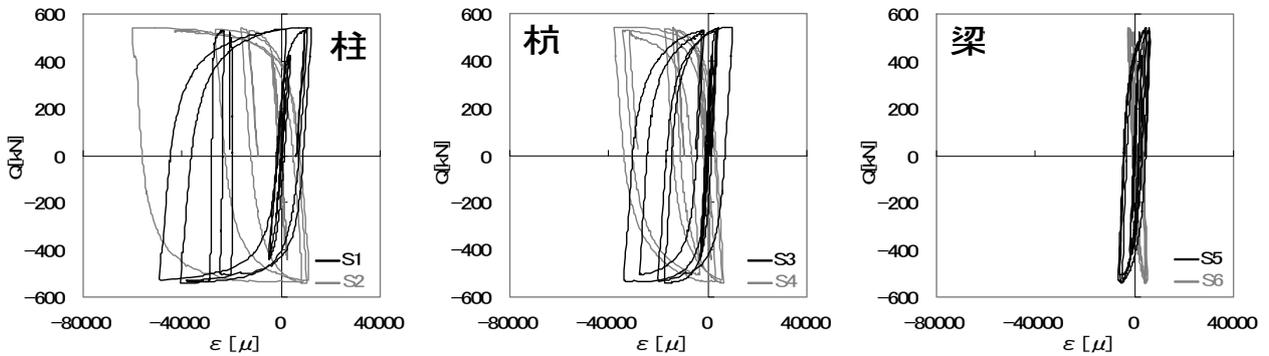
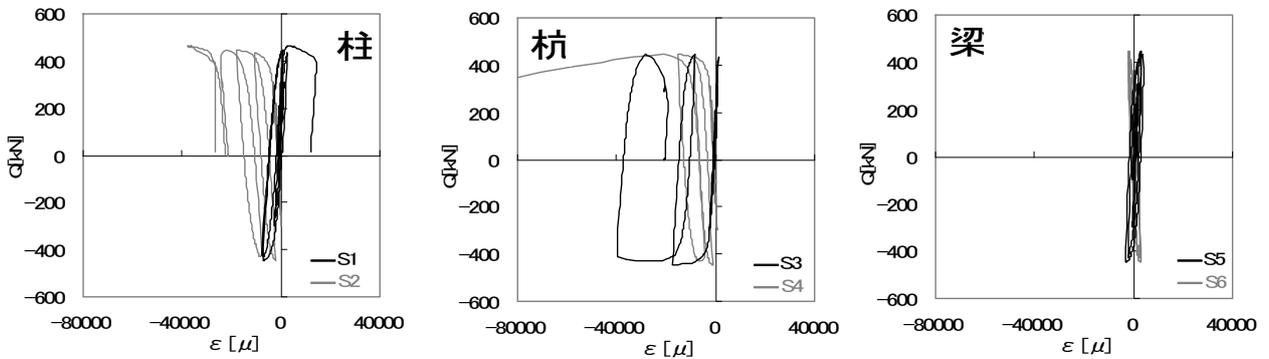


図 5-10 柱せん断力と層間変形角の関係：つなぎ梁が有る形式

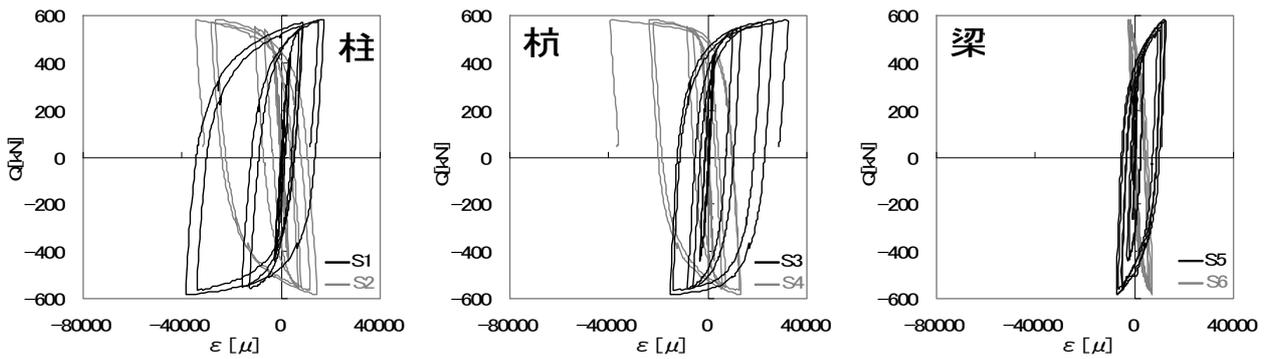


(a) 試験体 RPP-B1



(b) 試験体 RPP-B2

図 5-11 試験体各部の歪履歴



(c) 試験体 RPP-B3

図 5-11 (2) 試験体各部の歪履歴

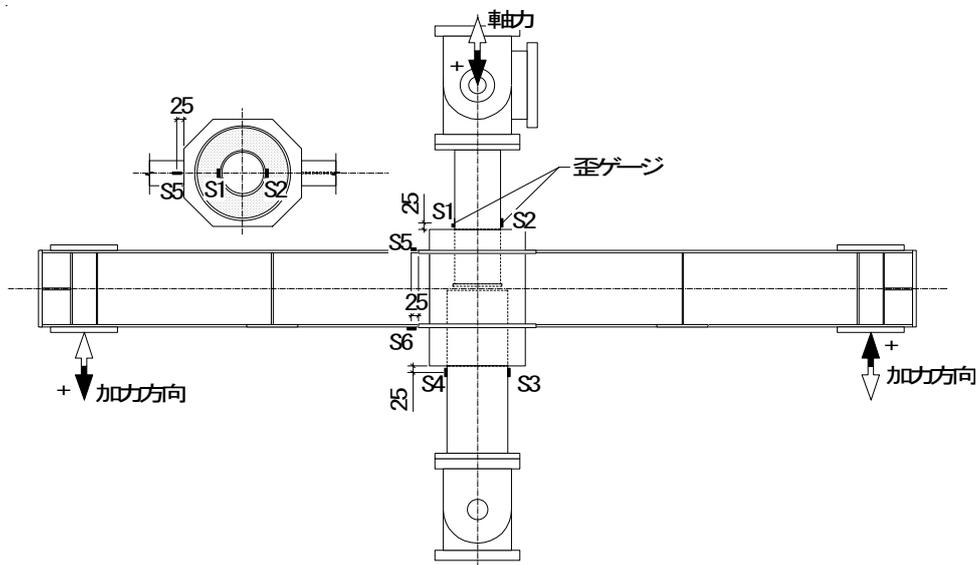


図 5-12 歪ゲージの貼付位置

5. 3 杭頭接合部の耐力評価

5. 3. 1 杭頭接合部に対する耐力評価法の適用

第3章に示した充填接合構法の基本的な応力伝達機構の評価法について、杭頭接合部に対する適用性を検討する。第3章の評価法の検討においては、充填材にモルタルを使用した柱梁接合部を対象とされていたが、杭頭接合部の場合、充填材にコンクリートを使用する。モルタルとコンクリートは厳密には異なる材料特性を示すが、本研究では充填材(モルタルおよびコンクリート)を代表体積において均質な材料として扱い、充填材の圧壊耐力を Mohr-Coulomb の破壊条件を適用して評価している。したがって、充填材にコンクリートを用いた場合もモルタルの場合と同様に圧壊耐力を評価できると考えられる。

また、応力伝達機構の評価において、テコ作用に対する充填材の圧壊耐力は、図 5-13 に示すように

接合用鋼管内径位置($r=b$)を基点とした破壊領域を仮定し、(5-1)式により評価した。しかし、杭頭接合部の場合、杭径および杭偏心の吸収量により接合用鋼管の内径が設定されるため、柱と接合用鋼管のクリアランスは柱梁接合部の場合よりも大きくなる。この場合、図 5-14 に示すように破壊領域が $r=b$ まで広がる前に降伏耐力に達すると考えられ、(5-1)式の θ_{cr} には上限値を設定する必要がある。本研究では、実験結果との対応から $\theta_{cr} \leq 80^\circ$ の上限値((5-4)式)を設定し、杭頭接合部の耐力評価を行った。

$$q_y = \frac{\pi}{2} a \cdot \frac{c \sigma_B}{\cos \theta_{cr} \left(1 + \frac{b-a}{b+a} \cdot S \right)} \quad (5-1)$$

$$\cos \theta_{cr} = \frac{a}{b} \cdot \frac{1 - \frac{b-a}{b+a} \cdot S}{1 + \frac{b-a}{b+a} \cdot S} \quad (5-2)$$

$$S = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad (5-3)$$

q_y : テコ作用に対するコンクリートの支圧耐力
(単位高さ当たりの支圧力)

a : $=cD/2$ 柱外径 cD の 1/2

b : $=(rD-2,t)/2$ 接合用鋼管内径($rD-2,t$)の 1/2

$c \sigma_B$: コンクリートの圧縮強度

ϕ : $=45^\circ$ コンクリートの内部摩擦角

$$\theta_{cr} \leq 80^\circ$$

$$(5-4)$$

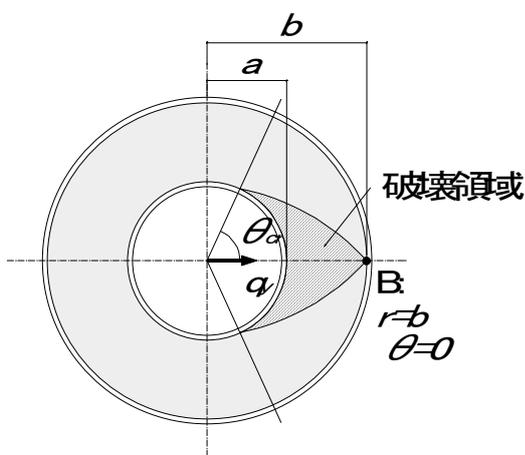


図 5-13 降伏耐力時の充填材の破壊領域

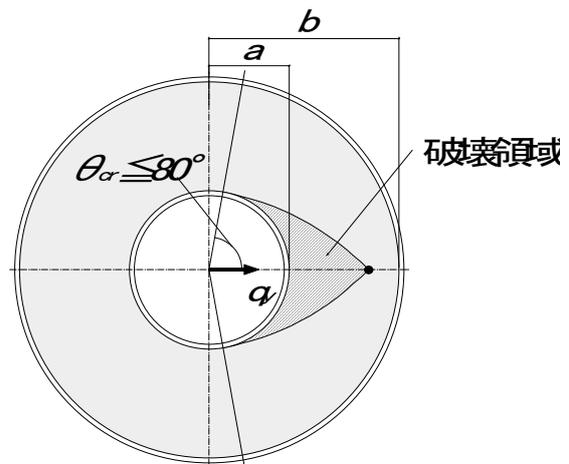


図 5-14 柱と接合用鋼管のクリアランスが大きい場合の充填材の破壊領域

5. 3. 2 降伏耐力の評価

(1) つなぎ梁が有る形式

つなぎ梁が有る形式の杭頭接合部における降伏耐力時の支圧応力分布を図 5-15 に示す。これは第 3 章に示した柱梁接合部の支圧応力分布と同様であり、(3-11)式～(3-19)式を用いてコンクリートの圧壊により決定する杭頭接合部の降伏耐力を評価できる。

(2) つなぎ梁が無い形式

つなぎ梁が無い形式の杭頭接合部における降伏耐力時の支圧応力分布を図 5-16 に示す。これは第 4 章に示した柱継手の支圧応力分布と同様である。柱継手の場合と同様に、柱側については(3-11)式～(3-19)式を用い、杭側については(4-11)式～(4-19)式を用いてコンクリートの圧壊により決定する杭頭接合部の降伏耐力を評価できる。

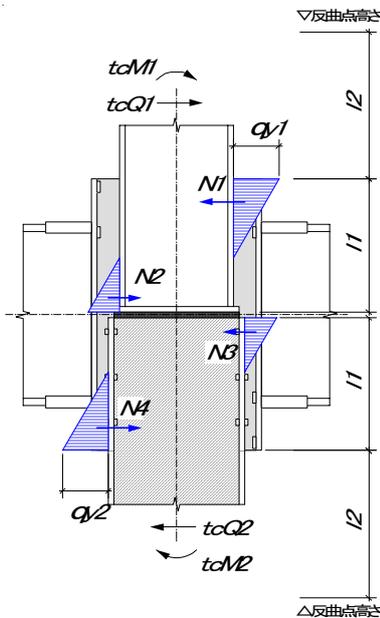


図 5-15 降伏耐力時のテコ作用による
支圧応力分布：つなぎ梁が有る形式

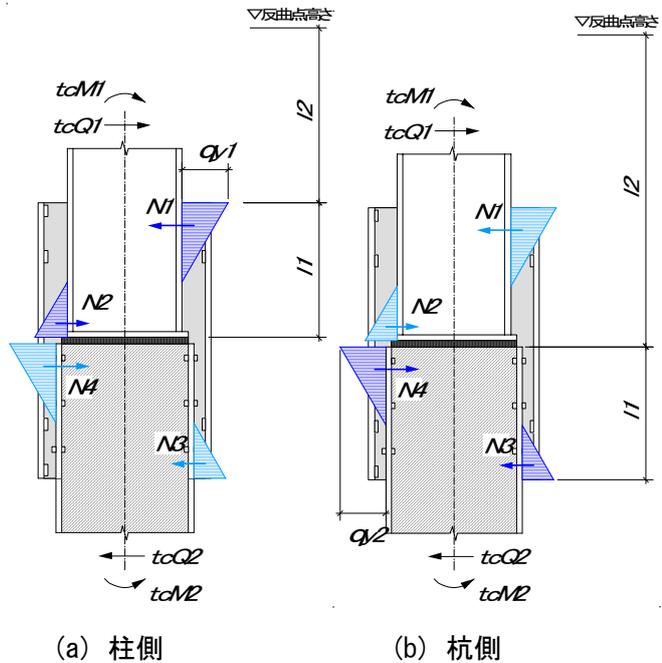


図 5-16 降伏耐力時のテコ作用による
支圧応力分：つなぎ梁が無い形式

5. 3. 3 最大耐力の評価

(1) つなぎ梁が有る形式

つなぎ梁が有る形式の杭頭接合部における最大耐力時の支圧応力分布を図 5-17 に示す。降伏耐力の評価と同様に、柱梁接合部の耐力評価法を準用し、(3-20)式～(3-23)式を用いてコンクリートの圧壊により決定する杭頭接合部の最大耐力を評価できる。

(2) つなぎ梁が無い形式

つなぎ梁が無い形式の杭頭接合部における最大耐力時の支圧応力分布を図 5-18 に示す。降伏耐力の評価と同様に、柱継手の耐力評価法を準用し、柱側については(3-20)式～(3-23)式を用い、杭側については(4-22)式～(4-26)式を用いてコンクリートの圧壊により決定する杭頭接合部の最大耐力を評価できる。

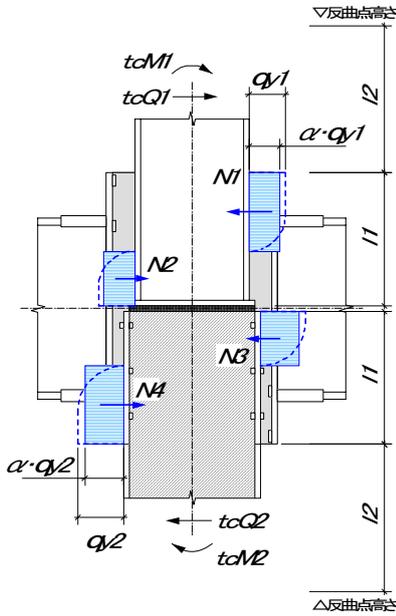
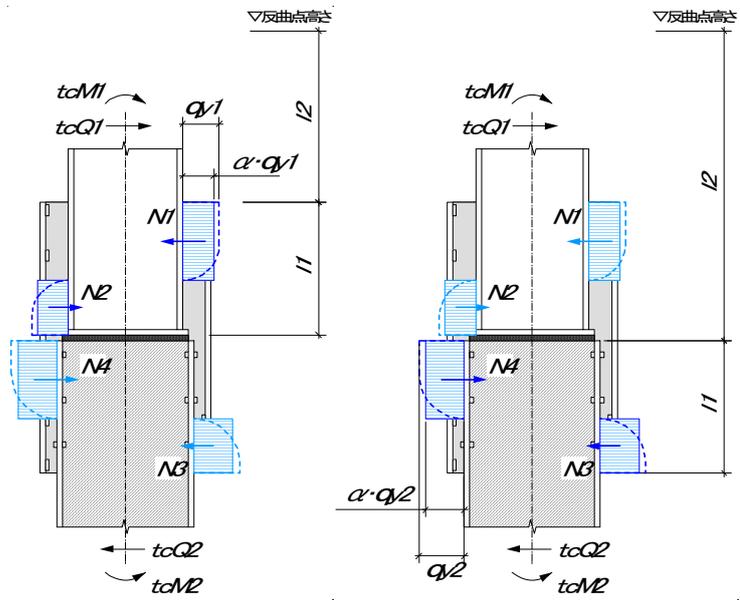


図 5-17 最大耐力時のテコ作用による
支圧応力分布：つなぎ梁が有る形式



(a) 柱側 (b) 杭側

図 5-18 最大耐力時のテコ作用による
支圧応力分：つなぎ梁が無い形式

5. 4 実験結果との比較

前節に示した杭頭接合部の耐力評価法の妥当性を検証するため、5.2 節に示した実験結果と評価する。提案式を用いて計算したコンクリートの圧壊によって決定する接合部の降伏耐力 jQ_y 、接合用鋼管の降伏せん断耐力 rQ_y 、柱の全塑性耐力 cQ_p 、梁の全塑性耐力 bQ_p (つなぎ梁が有る形式のみ) を柱せん断力に換算して比較し、試験体の降伏耐力 $calQ_y$ を推定した。その結果を表 5-7 に示す。また、提案式による接合部の降伏耐力の計算値 jQ_y と実験結果の降伏耐力 eQ_y の対応を図 5-19 に示す。ここでは、試験体の柱、梁および接合用鋼管の計算耐力のうち、最も小さい方の値で無次元化して示した。横軸の 1.0 以下の場合、試験体の降伏耐力が接合部のコンクリートの圧壊で決定することを表す。図 5-19 に示すように、降伏耐力の計算値と実験値は概ね良い対応を示している。横軸 1.0 以下の範囲における実験値と計算値の比 $eQ_y/calQ_y$ の平均は 1.15、変動係数は 0.10 であり、提案式によりコンクリートの圧壊によって決定する杭頭接合部の降伏耐力を評価できる。

同様に、モルタルの圧壊によって決定する接合部の最大耐力 jQ_u 、接合用鋼管の最大せん断耐力 rQ_u 、

柱の最大耐力 cQ_u ($Z_p \sigma_u$ で計算した耐力) および梁の最大耐力 bQ_u (全塑性状態でフランジのみ σ_u とし
て計算した耐力) を比較し、試験体の最大耐力 $calQ_u$ を推定した。その結果を表 5-8 および図 5-20 に示
す。図 5-20 に示すように、最大耐力の計算値 $calQ_u$ と実験値 eQ_u は概ね良い対応を示している。横軸
1.0 以下の範囲における実験値と計算値の比 $eQ_u/calQ_u$ の平均は 1.07、変動係数は 0.10 であり、提案式
によりコンクリートの圧壊によって決定する杭頭接合部の最大耐力を評価できる。

表 5-7 試験体各部の降伏耐力の計算値と実験結果の対応

仕口形式	試験体	実験値 eQy [kN]	降伏耐力計算値							実験 /計算 eQy /calQy	/minQy ^{*3}	
			テコ	ストラット	接合部 ^{*1}	外鋼管 ^{*2}	梁	柱	試験体			
			tQy [kN]	sQy [kN]	jQy [kN]	rQy [kN]	bQp [kN]	cQp [kN]	calQy		jQy /minQy	eQy /minQy
つなぎ 梁 無し	RPP-N1	258	364	47	411	1935	-	274	274	0.94	1.50	0.94
	RPP-N2	273	364	47	411	1935	-	274	274	1.00	1.50	1.00
	RPP-N3	268	364	47	411	1935	-	274	274	0.98	1.50	0.98
	RPP-N4	253	364	-	364	1935	-	274	274	0.92	1.33	0.92
	RPP-N5	207	144	47	190	2213	-	274	190	1.09	0.69	0.76
つなぎ 梁 有り	RPP-B1	350	248	35	283	794	457	360	283	1.24	0.79	0.97
	RPP-B2	281	248	35	283	794	457	307	283	1.00	0.92	0.92
	RPP-B3	362	248	35	283	794	457	346	283	1.28	0.82	1.05

*1 提案式を用いて計算したコンクリートの圧壊によって決定する接合部耐力

*3 $\min Q_y = \min(rQ_y, bQ_p, cQ_p)$

*2 接合用鋼管(外鋼管)のせん断耐力

網掛けは試験体の耐力が決定した部位を表す

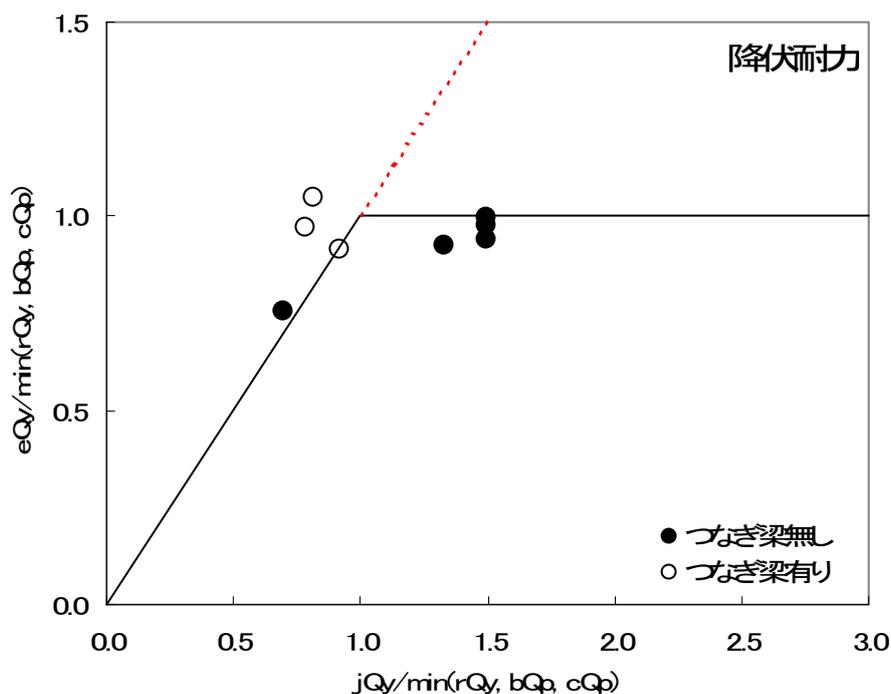


図 5-19 提案式による降伏耐力の計算値と実験結果の比較

表 5-8 試験体各部の最大耐力の計算値と実験結果の対応

仕口形式	試験体	実験値	最大耐力計算値							実験/計算	/minQu ^{*3}	
			テコ	ストラット	接合部 ^{*1}	外鋼管 ^{*2}	梁	柱	試験体			
			eQu [kN]	tQu [kN]	sQu [kN]	jQu [kN]	rQu [kN]	bQu [kN]	cQu [kN]			
つなぎ梁無し	RPP-N1	316	488	70	558	2322	-	326	326	0.97	1.71	0.97
	RPP-N2	328	488	70	558	2322	-	326	326	1.01	1.71	1.01
	RPP-N3	321	488	70	558	2322	-	326	326	0.99	1.71	0.99
	RPP-N4	295	488	-	488	2322	-	326	326	0.90	1.50	0.90
	RPP-N5	260	189	70	260	2656	-	326	260	1.00	0.80	0.80
つなぎ梁有り	RPP-B1	434	332	52	383	957	634	510	383	1.13	0.75	0.85
	RPP-B2	359	332	52	383	957	634	435	383	0.94	0.88	0.82
	RPP-B3	468	332	52	383	957	634	491	383	1.22	0.78	0.95

*1 提案式を用いて計算したコンクリートの圧壊によって決定する接合部耐力

*3 $\min Qu = \min(rQu, bQu, cQu)$

*2 接合用鋼管(外鋼管)のせん断耐力

網掛けは試験体の耐力が決定した部位を表す

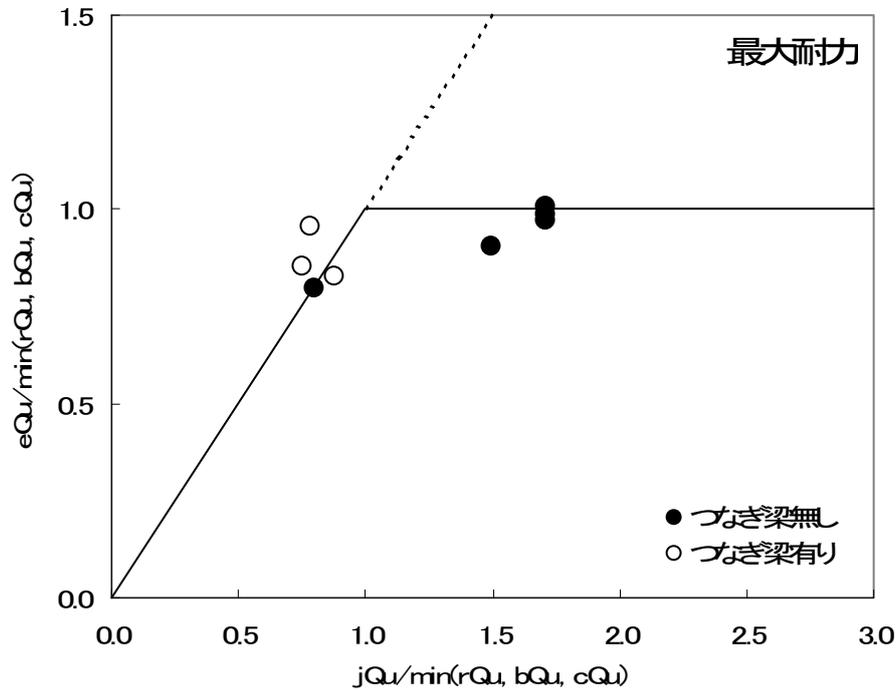


図 5-20 提案式による最大耐力の計算値と実験結果の比較

5. 5 まとめ

充填接合構法を適用した杭頭接合部を対象として、つなぎ梁が無い形式、つなぎ梁が有る形式の 2 種類の仕口形式に対応させた試験体を用いて実験を行い、その弾塑性性状について検討した。また、第 3 章および第 4 章で提案した柱梁接合部および柱継手の耐力評価手法を準用し、それぞれの仕口形式に対して杭頭接合部の降伏耐力および最大耐力を評価した。その結果、以下の知見が得られた。

- (1) 杭頭接合部に対する基本的な応力伝達機構の評価の適用性について検討した。降伏耐力時のテコ作用に対するコンクリートの破壊領域の設定に上限値を設定し、杭頭接合部の適用を拡大した。
- (2) 柱梁接合部および柱継手の耐力評価手法を準用すれば、コンクリートの圧壊により決定する杭頭接合部の降伏耐力および最大耐力を評価できる。
- (3) 提案式を用いてコンクリートを先行破壊させない設計とすれば、柱脚の先行降伏を保証することができる。
- (4) 偏心率 37.4%の範囲であれば、柱または杭の偏心が接合部の構造性能に及ぼす影響は少ない。
- (5) 圧縮軸力 $0.4N_0$ (N_0 : 柱の軸降伏耐力)、引張軸力 $0.2N_0$ の範囲であれば、柱軸力を有効に伝達することができる。
- (6) 接合部の初期剛性は、柱の剛接位置を接合用鋼管上端位置から柱外径の 1.0 倍下と見なし、その間を柱のみの剛性に置換して評価できる。

参考文献

- 5-1) 日本建築学会：コンクリート充填鋼管構造設計施工指針,2008
- 5-2) 日本建築学会：鋼構造接合部設計指針,2008
- 5-3) 日本建築学会：鋼管構造設計施工指針,1990

第6章 接合部の設計法

6. 1 まえがき

第2章から第5章までの検討結果に基づき、充填接合構法を適用した柱梁接合部、柱継手および杭頭接合部の設計法を提案する。本構法を適用した架構の降伏には、梁の降伏、柱の降伏、杭の降伏、外ダイアフラムの降伏、接合用鋼管のせん断降伏および充填材(モルタルまたはコンクリート)の圧壊がある。このうち、充填材の圧壊で決定する接合部耐力は本研究の提案式により設計する。その他の部位については、鋼構造設計規準⁶⁻¹⁾、鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準⁶⁻²⁾、コンクリート充填鋼管構造計算施工指針⁶⁻³⁾、鋼構造接合部設計指針⁶⁻⁴⁾などに基づいて設計する。

6. 2 適用範囲

6. 2. 1 設計条件

本設計法は、充填接合構法による柱梁接合部、柱継手および杭頭接合部に適用する。本設計法の適用にあたっては、以下の設計条件に従う。

- (1) 柱 : 円形鋼管とし、鉄骨造または CFT 造とする。中空柱の場合、径厚比は原則として構造種別 FA を満足する値とする。CFT 柱の場合、径厚比の上限は 67 とする。また、引張は $0.2N_0(N_0$: 柱の軸降伏耐力)以下とする。
- (2) 梁 : H 形鋼とし、外ダイアフラムを介して接合用鋼管に取り付ける。
- (3) 接合用鋼管 : 円形鋼管とする。径厚比の上限は 67 とし、架構が終局限界状態に至るまで、せん断降伏させない設計とする。
- (4) 杭 : 円形鋼管杭とする。径厚比は原則として構造種別 FB を満足する値とする。杭の偏心は杭径の 25%以下かつ 200mm 以下とする。

【解説】

本設計法の適用範囲は、基本的に本研究の実験で確認した範囲に基づき、学会基規準等および実用的な使用範囲を考慮して設定した。設計する接合部が実験で確認した範囲を大きく超える場合、本設計法の適用性を個別に検討する必要がある。実験で確認した主要部材の形状・寸法および使用材料等の範囲を表 C6-1 に示す。

柱は円形鋼管とし、鉄骨造または CFT 造とする。中空柱の径厚比は構造種別 FA を満足する値とする。また、径厚比が 33 を超える場合は、充填材の支圧応力による鋼管の局部変形を防止するため、内ダイアフラムを設置する、接合用鋼管に挿入する部分を CFT 柱とするなどの補剛を行うものとする。これは、鋼構造接合部設計指針⁶⁻⁴⁾で指摘されているように、鋼管の局部変形により早期に充填材が破

壊する可能性があるためである。CFT 柱の径厚比の上限はコンクリート充填鋼管(CFT)造技術基準⁶⁻⁵⁾に従い 67 とする。なお、CFT 柱の実験は既往の文献⁶⁻⁶⁾で行われており、第 3 章において本設計法の適用性を確認している。また、柱の引張軸力は実験で確認した $0.2N_0$ 以下とする。

梁は H 形鋼とし、外ダイアフラムを介して接合用鋼管に取り付ける。外ダイアフラムは、コンクリート充填鋼管構造計算施工指針⁶⁻³⁾により設計する。

接合用鋼管は円形鋼管とする。径厚比の上限はコンクリート充填鋼管(CFT)造技術基準⁶⁻⁵⁾に従い 67 とする。また、実験では接合用鋼管は終局状態まで降伏しておらず、接合用鋼管が降伏後の充填材の破壊性状および接合部の弾塑性性状が確認されていない。そのため、架構が終局限界状態に至るまで、接合用鋼管をせん断降伏させない設計とする。

杭は鋼管杭を対象とする。鋼管杭の径厚比は、原則として構造種別の FB を満足する値とし、これを超える場合は、杭頭内部にコンクリートを充填する等の補剛を行うものとする。また、杭の偏心は杭径の 25% 以下とする。実験では 37.4% の偏心率を与え、接合部の弾塑性挙動に及ぼす影響が小さいことを確認した。

表 C6-1 実験で確認した主要部材の形状・寸法および使用材料等の範囲

部位	項目	記号	範囲	[単位]	
柱・杭	形状	-	円形		
	径厚比	${}_cD/{}_ct$	21.1	～ 45.0	
	埋込み深さ-柱径比	$l_{1/c}D$	0.50	～ 1.25	
	反曲点高さ-柱径比	$l_{2/c}D$	2.00	～ 3.14	
	鋼種	-	STK400,STK490,HSA700,HT950		
	軸力	N	圧縮 $0.4N_0$ ～ 引張 $0.2N_0$		
	偏心率	$e/{}_cD$	0.0	～ 37.4	%
接合用鋼管	形状	-	円形		
	径厚比	${}_rD/{}_rt$	30.8	～ 44.0	
	柱とのクリアランス	s	23	～ 133	mm
	クリアランス-柱径比	$s/{}_cD$	0.08	～ 0.50	
	鋼種	-	STK400,STK490,HSA700,HT780		
梁	形状	-	H-400x200x9-12,H-450x150x9x14		
	鋼種	-	SN490,HSA700		
機械的 ずれ止め	幅-高さ比	w/h	0.32	～ 1.00	
	幅-鋼管板厚比	$w/{}_ct,{}_rt$	0.54	～ 1.26	
	鋼種	-	SS400		
充填材	モルタルの圧縮強度	${}_m\sigma_B$	48.9	～ 87.6	N/mm ²
	コンクリートの圧縮強度	${}_c\sigma_B$	34.4	～ 48.4	N/mm ²

6. 2. 2 使用材料

使用材料の種類および規格等は下表による。

表 6-1 鋼材の材質規格

使用部位	JIS番号	名称	種類の記号
柱	JIS G3444	一般構造用炭素鋼管	STK400 STK490
	JIS G3475	建築構造用炭素鋼管	STKN400W,B STKN490B
	-	超高強度鋼材*	HSA700
梁フランジ 梁ウェブ ダイアフラム 機械的ずれ止め プレート	JIS G3101	一般構造用圧延鋼材	SS400
	JIS G3106	溶接構造用圧延鋼材	SM400A,B,C SM490A,B,C
	JIS G3136	建築構造用圧延鋼材	SN490A,B,C SN490B,C
	-	超高強度鋼材*	HSA700
接合用 鋼管	JIS G3444	一般構造用炭素鋼管	STK400 STK490
	JIS G3475	建築構造用炭素鋼管	STKN400W,B STKN490B
	-	超高強度鋼材*	HSA700
杭	JIS A5525	鋼管杭	SKK400 SKK490
	JIS G3444	一般構造用炭素鋼管	STK400 STK490
	JIS G3475	建築構造用炭素鋼管	STKN400W,B STKN490B

*府省連携プロジェクト⁶⁻⁷⁾における開発鋼。降伏強さ700N/mm²以上。

表 6-2 充填材の種類と設計基準強度

種類	設計基準強度
プレミクストタイプ 無収縮モルタル	$21 \leq F_c \leq 60 \text{ N/mm}^2$
普通コンクリート	$24 \leq F_m \leq 60 \text{ N/mm}^2$

【解説】

鋼材には JIS 規格品および実験で適用性を確認した HSA700(府省連携プロジェクト⁶⁻⁷⁾における開発鋼。降伏強さ 700N/mm²以上)を使用することができる。

充填材にモルタルを使用する場合、その材料はプレミクストタイプの無収縮モルタルを用い、そのコンシステンシーは J₁₄ ロート試験で 8±2 秒を満たすものとする。充填材にコンクリートを使用する場合、その材料は「建築工事標準仕様書・同解説 JASS5 鉄筋コンクリート工事」⁶⁻⁸⁾に規定する材料によることとする。充填材の設計基準強度の上限は、コンクリート充填鋼管(CFT)造技術基準⁶⁻⁵⁾を参考に 60N/mm²とする。

6. 3 柱梁接合部の設計

6. 3. 1 設計方針

本構法の柱梁接合部は、構造性能を確保するために以下の方針によって設計する。

- (1) 架構が終局状態に至るまでモルタルを圧壊させないように設計する。モルタルの圧壊により決定する柱梁接合部の降伏耐力は(6-1)式を満たすものとする。

$${}_jM_y \geq \alpha \cdot {}_cM_L \quad (6-1)$$

${}_jM_y$: モルタルの圧壊で決定する接合部の降伏耐力

${}_cM_L$: 梁の全塑性耐力時に接合用鋼管端部に作用するモーメント

α : 接合部係数

個別に検討を行わない場合は、表 6-3 の値とする

- (2) 架構が終局状態に至るまで接合用鋼管をせん断降伏させないように設計する。柱梁接合部のせん断降伏耐力は(6-2)式を満たすものとする。

$${}_rQ_y \geq \alpha \cdot {}_rQ_L \quad (6-2)$$

${}_rQ_y$: 接合用鋼管のせん断降伏耐力

${}_rQ_L$: 梁の全塑性耐力時に接合用鋼管に作用する最大せん断力

α : 接合部係数

個別に検討を行わない場合は、表 6-3 の値とする

- (3) 本構法の柱梁接合部の弾性剛性は、同一の柱梁に対して通しダイアフラム形式の従来構法を適用した場合の弾性剛性により評価する。

表 6-3 梁端の接合部係数

鋼種	α
SS400	1.40
SM490	1.35
SN400	1.30
SN490	1.25

【解説】

本構法の柱梁接合部では、梁部材に要求される塑性変形能力を確保するのに必要な耐力を保有するように、架構が終局状態に至るまで充填モルタルを圧壊させない設計とする。

梁が全塑性耐力に達した時の柱梁接合部の応力状態を図 C6-1 に示す。充填モルタルの圧壊で決定する柱梁接合部の降伏耐力は、図 C6-1 に示した接合用鋼管端部に作用する ${}_cM_L$ に対して検定する。なお、

必要に応じて充填モルタルの圧壊により決定する柱梁接合部の最大耐力を算定し、柱梁接合部の終局限界状態について検討する。

また、接合用鋼管は架構が終局状態に至るまでせん断降伏させないように設計する。接合用鋼管のせん断降伏耐力は、接合用鋼管とモルタルを累加した断面についてコンクリート充填鋼管構造計算施工指針⁶⁻³⁾により算定する。接合用鋼管の最大せん断力 rQ_L は次式により求められる。

$$rQ_L = \frac{2_bM_p}{_bd} -_cQ_L \quad (C6-1)$$

- $_bM_p$: 梁の全塑性耐力
- $_bd$: 梁フランジ中心間距離
- $_cQ_L$: 梁の全塑性耐力時の柱せん断力

接合部係数は梁部材の鋼材、接合部詳細、施工方法の条件を考慮して設定する。なお、接合部係数について個別に検討を行わない場合は、鋼構造接合部設計指針⁶⁻⁴⁾を参考に表 6-3 に示した値とする。梁部材に HSA700 材を使用する場合は、架構を弾性設計することが基本となるが、必要に応じて個別に検討を行う。

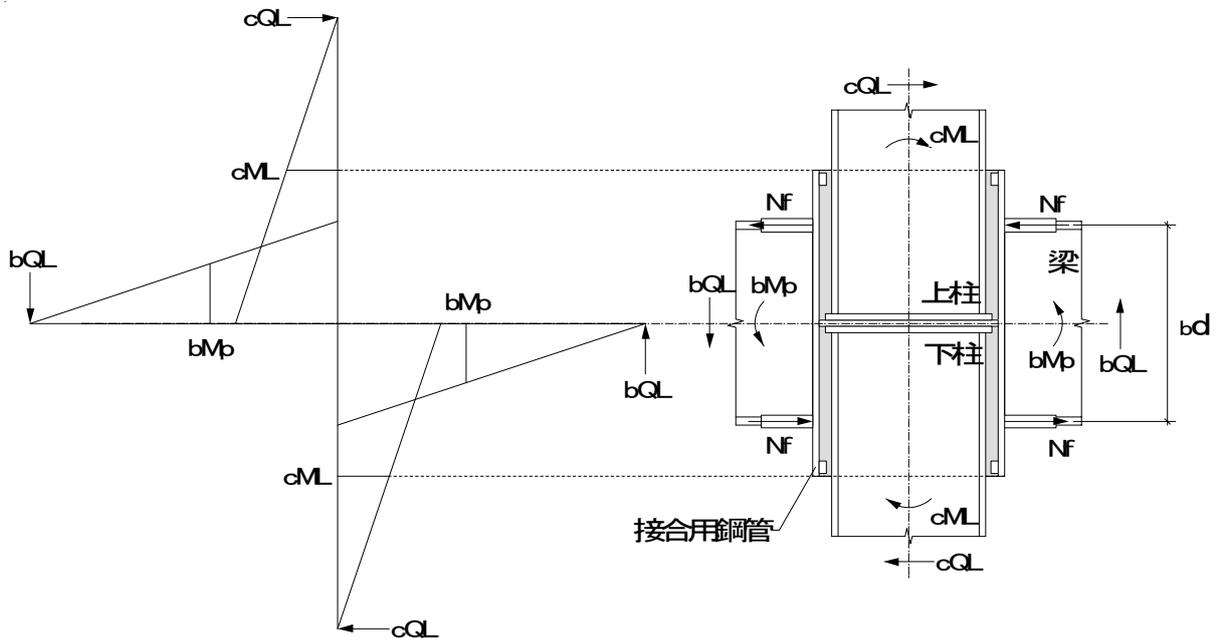


図 C6-1 柱梁接合部の応力状態

6. 3. 2 降伏耐力の算定

モルタルの圧壊により決定する柱梁接合部の降伏耐力 jM_y は、テコ作用による抵抗モーメント tM_y と圧縮ストラットによる抵抗モーメント sM_y の累加とし、次式により算定する。

$$jM_y = tM_y + sM_y \quad (6-3)$$

tM_y : 降伏耐力時のテコ作用による抵抗モーメント

sM_y : 降伏耐力時の圧縮ストラットによる抵抗モーメント

テコ作用による抵抗モーメント tM_y は次式により算定する。

$$tM_y = \frac{q_y \cdot l_1^2 \cdot l_2}{2(2l_1 + 3l_2)} \quad (6-4)$$

$$q_y = \frac{\pi}{2} a \cdot \frac{F_m}{\cos \theta_{cr} \cdot \left(1 + \frac{b-a}{b+a} \cdot S\right)} \quad (6-5)$$

$$\cos \theta_{cr} = \frac{a}{b} \cdot \frac{1 - \frac{b-a}{b+a} \cdot S}{1 + \frac{b-a}{b+a} \cdot S} \quad (6-6)$$

$$S = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad (6-7)$$

$$\text{ただし、} \theta_{cr} \leq 80^\circ \quad (6-8)$$

q_y : テコ作用に対するモルタルの支圧耐力

l_1 : 柱の埋込み長さ

l_2 : モーメント分布の反曲点から接合用鋼管までの長さ

F_m : モルタルの圧縮強度

θ_{cr} : 降伏耐力時の破壊領域を定義する角度

a : 柱の中心軸から柱外面までの距離

b : 柱の中心軸から接合用鋼管内面までの距離

ϕ : モルタルの内部摩擦角 $\phi = 45^\circ$ とする

圧縮ストラットによる抵抗モーメント sM_y は次式により算定する。

$$sM_y = \min(c_s M_y, r_s M_y) \quad (6-9)$$

$${}_{cs}M_y = \frac{2}{3} {}_cF_m \cdot {}_cA_r \cdot l_a \quad (6-10)$$

$${}_{rs}M_y = \frac{2}{3} {}_cF_m \cdot {}_rA_r \cdot l_b \quad (6-11)$$

$${}_cF_m = F_m \cdot \left\{ 1 + 11.2(D/t)^{-0.40} \right\} \quad (6-12)$$

- ${}_{cs}M_y$: 柱側の機械的ずれ止めで決定する
 圧縮ストラットの降伏抵抗モーメント
- ${}_{rs}M_y$: 接合用鋼管側の機械的ずれ止めで決定する
 圧縮ストラットの降伏抵抗モーメント
- ${}_cF_m$: 機械的ずれ止めに対するモルタルの支圧耐力
- ${}_cA_r$: 柱側の機械的ずれ止め(ハースプレート)の有効面積
- l_a : ${}_cA_r$ 分布の重心位置から柱軸心までの距離
- ${}_rA_r$: 接合用鋼管側の機械的ずれ止めの有効面積
- l_b : ${}_rA_r$ 分布の重心位置から柱軸心までの距離
- F_m : モルタルの圧縮強度
- D/t : 機械的ずれ止めが取り付く部材の径厚比

【解説】

モルタルの圧壊により決定する柱梁接合部の降伏耐力 ${}_jM_y$ は、テコ作用による抵抗モーメント ${}_tM_y$ と圧縮ストラットによる抵抗モーメント ${}_sM_y$ の累加として算定する。

降伏耐力時のテコ作用による抵抗モーメント ${}_tM_y$ は、図 C6-2 に示す支圧応力分布を仮定し、図 C6-3 に示すモルタルの破壊領域を仮定して算定する。なお、モルタルの破壊領域を規定する θ_{cr} は、第 5 章の検討結果から 80° 以下とする。

降伏耐力時の圧縮ストラットの抵抗モーメント ${}_sM_y$ は、柱側の機械的ずれ止めで決定する圧縮ストラットの抵抗モーメント ${}_{cs}M_y$ と、接合用鋼管側の機械的ずれ止めで決定する抵抗モーメント ${}_{rs}M_y$ のうち、いずれか小さい方として算定する。降伏耐力時には、機械的ずれ止めに対するモルタルの支圧耐力 ${}_cF_m$ の 2/3 倍まで有効として評価し、図 C6-4 に示す機械的ずれ止めの有効面積を用いて算定する。また、機械的ずれ止めが複数段ある場合は、図 C6-5 に示す範囲の機械的ずれ止めに有効面積に算入する。

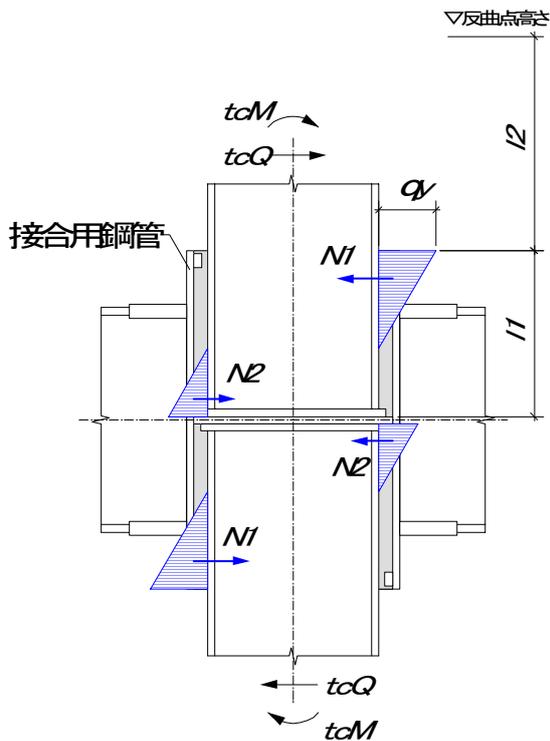


図 C6-2 降伏耐力時のテコ作用による支圧応力分布と

l_1 および l_2 の定義

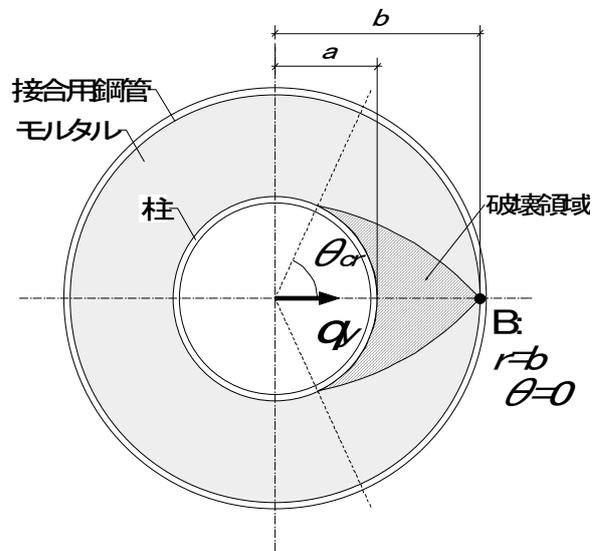


図 C6-3 接合部の降伏耐力時の破壊領域

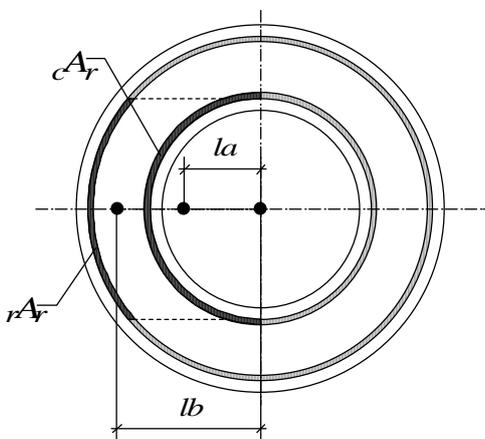


図 C6-4 機械的ずれ止めの有効面積と

l_a および l_b の定義

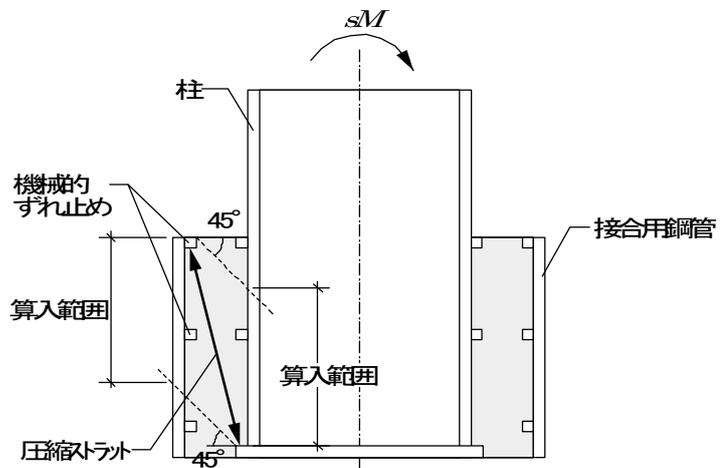


図 C6-5 機械的ずれ止めの算入範囲

6. 3. 3 最大耐力の算定

モルタルの圧壊により決定する最大曲げ耐力 jM_u は、テコ作用による抵抗モーメント tM_u と圧縮ストラットによる抵抗モーメント sM_u の累加とし、次式により算定する。

$$jM_u = tM_u + sM_u \quad (6-13)$$

tM_u : 最大耐力時のテコ作用による抵抗モーメント

sM_u : 最大耐力時の圧縮ストラットによる抵抗モーメント

テコ作用による抵抗モーメント tM_u は次式により算定する。

$$tM_u = \alpha \cdot q_y \cdot \left\{ \sqrt{(l_1 + 2l_2)^2 + l_1^2} - (l_1 + 2l_2) \right\} \cdot l_1 \quad (6-14)$$

$$\alpha = 0.85$$

q_y : テコ作用に対するモルタルの支圧耐力
(6-5)式により算定する

l_1 : 柱の埋込み長さ

l_2 : モーメント分布の反曲点から接合用鋼管までの長さ

圧縮ストラットによる抵抗モーメント sM_u は次式により算定する。

$$sM_u = \min(c_s M_u, r_s M_u) \quad (6-15)$$

$$c_s M_u = c F_m \cdot c A_r \cdot l_a \quad (6-16)$$

$$r_s M_u = r F_m \cdot r A_r \cdot l_b \quad (6-17)$$

$c_s M_u$: 柱側の機械的ずれ止めで決定する

圧縮ストラットの最大抵抗モーメント

$r_s M_u$: 接合用鋼管側の機械的ずれ止めで決定する

圧縮ストラットの最大抵抗モーメント

$c F_m$: 機械的ずれ止めに対するモルタルの支圧耐力
(6-12)式により算定する

$c A_r$: 柱側の機械的ずれ止め(ベースプレート)の有効面積

l_a : $c A_r$ 分布の重心位置から柱軸心までの距離

$r A_r$: 接合用鋼管側の機械的ずれ止めの有効面積

l_b : $r A_r$ 分布の重心位置から柱軸心までの距離

【解説】

モルタルの圧壊により決定する最大曲げ耐力 $j_u M_u$ は、テコ作用による抵抗モーメント ${}_j M_u$ と圧縮ストラットによる抵抗モーメント ${}_s M_u$ の累加として算定する。

最大耐力時のテコ作用による抵抗モーメントは、破壊領域が高さ方向にも進展し、図 C6-6 に示す支圧応力分布になると仮定して算定する。(6-14)式における係数 α は、図 C6-6 の点線で示すような支圧応力分布を長方形分布にモデル化するための係数であり、鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針⁶⁻⁹⁾を参考に $\alpha=0.85$ とする。

最大耐力時の圧縮ストラットによる抵抗モーメントは、柱側の機械的ずれ止めで決定する圧縮ストラットの抵抗モーメント ${}_{cs} M_u$ と、接合用鋼管側の機械的ずれ止めで決定する抵抗モーメント ${}_{rs} M_u$ のうち、いずれか小さい方として算定する。最大耐力時には、機械的ずれ止めに対するモルタルの支圧耐力 ${}_c F_m$ に到達するものとし、図 C6-4 に示す機械的ずれ止めの有効面積を用いて算定する。

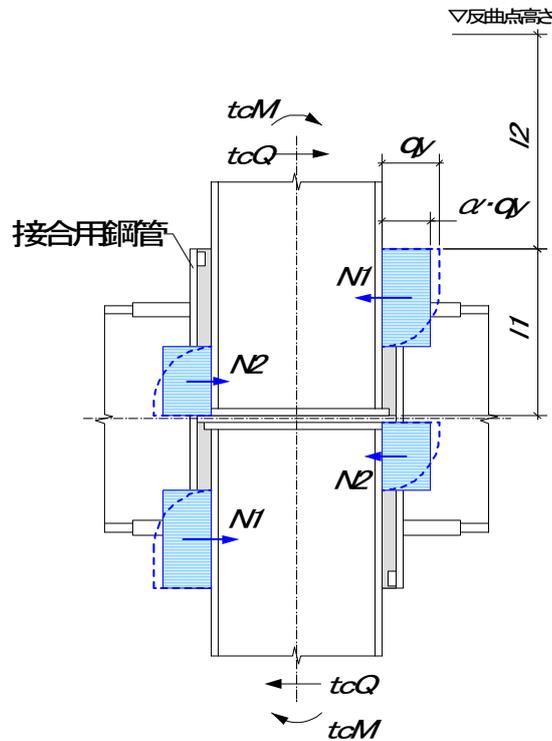


図 C6-6 最大耐力時のテコ作用による支圧応力分布と l_1 および l_2 の定義

6. 4 柱継手の設計

6. 4. 1 設計方針

本構法の柱継手は、構造性能を確保するために以下の方針によって設計する。

- (1) 建物設計条件および現場施工条件に応じ、モルタル充填による形式とエレクトロンピースを併用する形式のいずれによるか選択する。
- (2) 架構が終局状態に至るまでモルタルを圧壊させないように設計する。モルタルの圧壊により決定する柱継手の降伏耐力は(6-18)式および(6-19)式を満たすものとする。

$${}_jM_y \geq \alpha \cdot {}_cM_{L1}、{}_jM_y \geq \alpha \cdot {}_cM_{L2} \quad (6-18)$$

$${}_jM_y \geq 0.5Z \cdot F_y \quad (6-19)$$

${}_jM_y$: 充填モルタルの圧壊で決定する降伏曲げ耐力

${}_cM_{L1}$: 架構の終局限界状態に接合用鋼管上端部に作用するモーメント

${}_cM_{L2}$: 架構の終局限界状態に接合用鋼管下端部に作用するモーメント

α : 接合部係数

個別に検討を行わない場合は、表 6-3 の値とする

Z : 柱の断面係数

F_y : 柱材の降伏強さ

- (3) 架構が終局状態に至るまで接合用鋼管をせん断降伏させないように設計する。柱継手のせん断降伏耐力は(6-20)式を満たすものとする。

$${}_rQ_y \geq \alpha \cdot {}_rQ_L \quad (6-20)$$

${}_rQ_y$: 接合用鋼管のせん断降伏耐力

${}_rQ_L$: 架構の終局限界状態に接合用鋼管に作用する最大せん断力

α : 接合部係数

個別に検討を行わない場合は、表 6-3 の値とする

- (4) 本構法の柱継手の弾性剛性は、継手が無い柱部材の弾性剛性により評価する。

【解説】

本構法の柱継手は、(1)モルタル充填による形式、(2)エレクトロンピースを併用する形式の2種類がある。建物設計条件および現場施工条件に応じていずれによるか選択する。

柱の継手位置は応力の小さいところに設けられるのが理想的であるが、現場における施工性を考慮して通常は床面から 1m 程度の高さに設けられる。本構法の柱継手は、架構の終局限界状態に作用する応力に対してモルタルを圧壊させないように設計する。また、継手位置によっては存在応力が柱の

耐力に比べて小さく、柱継手の耐力が極端に小さくなることがあるが、柱の連続性を考慮して柱継手は柱断面の降伏曲げ耐力の 1/2 以上を伝達できるようにする必要がある。

架構の終局限界状態における柱継手の応力状態を図 C6-7 に示す。充填モルタルの圧壊で決定する柱継手の降伏耐力は、図 C6-7 に示した接合用鋼管上下端部に作用する cM_{L1} および cM_{L2} に対して設計する。継手位置を中心として上下の柱継手の形状寸法が同一であれば、作用モーメントが大きい柱継手の下側位置で耐力が決定するため、柱継手下側に対する検定を行えば良い。なお、必要に応じて充填モルタルの圧壊により決定する柱継手の最大耐力を算定し、柱継手の終局限界状態について検討する。

また、接合用鋼管は架構が終局状態に至るまでせん断降伏させないように設計する。接合用鋼管のせん断降伏耐力は、接合用鋼管の断面について鋼構造設計規準⁶⁻¹⁾により算定する。接合用鋼管のせん断力 cQ_L はテコ作用による支圧応力によって発生する。テコ作用によって全て応力伝達するものと仮定して安全側の評価を行えば、柱継手の上側下側についてそれぞれ次式により求められる。

(a) 継手上側

$$rQ_{L1} = \frac{(2l_1 + 3l_2)^2}{l_1 \cdot (3l_1 + 6l_2)} cQ_L \quad (C6-2)$$

(b) 継手下側

$$rQ_{L2} = \frac{(l_1 + 3l_2)^2}{l_1 \cdot (3l_1 + 6l_2)} cQ_L \quad (C6-3)$$

l_1, l_2 : l_1, l_2 の定義は図 C6-8 を参照。

cQ_L : 架構の終局限界状態の柱せん断力

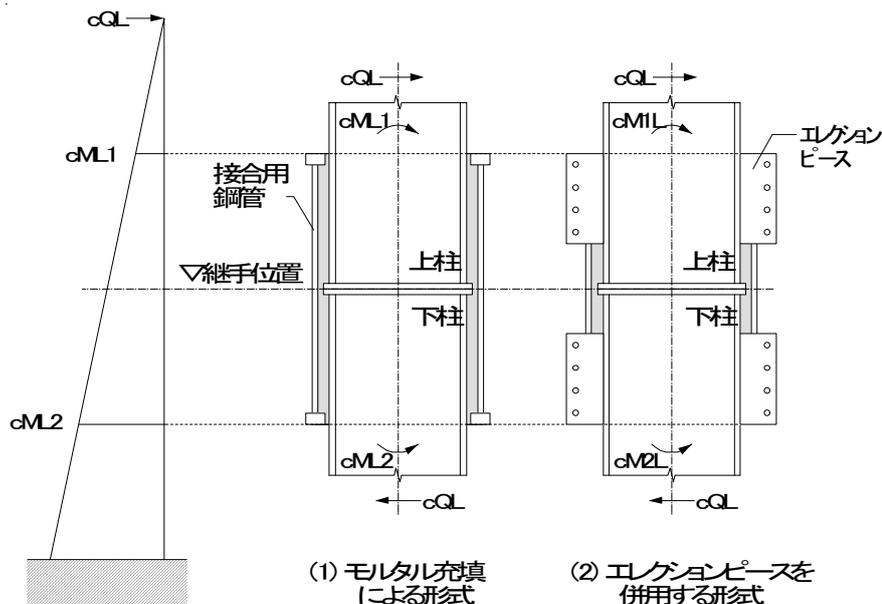


図 C6-7 柱継手の応力状態

6. 4. 2 降伏耐力の算定

モルタルの圧壊により決定する柱継手の降伏耐力 jM_y は、それぞれの継手形式に対して下式により算定する。

(1) モルタル充填による形式

$$jM_y = {}_tM_y + {}_sM_y \quad (6-21)$$

${}_tM_y$: 降伏耐力時のテコ作用による抵抗モーメント

${}_sM_y$: 降伏耐力時の圧縮ストラットによる抵抗モーメント

(2) エレクションピースを併用する形式

$$jM_y = {}_tM_y + {}_sM_y + {}_bM_y \quad (6-22)$$

${}_tM_y$: 降伏耐力時のテコ作用による抵抗モーメント

${}_sM_y$: 降伏耐力時の圧縮ストラットによる抵抗モーメント

${}_bM_y$: エレクションピースのボルト接合部による抵抗モーメント

テコ作用による抵抗モーメント ${}_tM_y$ は、継手の上側下側に対してそれぞれ次式により算定する。

(a) 継手上側の場合

$${}_tM_y = \frac{q_y \cdot l_1^2 \cdot l_2}{2(2l_1 + 3l_2)} \quad (6-23)$$

q_y : テコ作用に対するモルタルの支圧耐力

(6-5)式により算定する

l_1 : 柱の埋込み長さ

l_2 : モーメント分布の反曲点から接合用鋼管までの長さ

(b) 継手下側の場合

$${}_tM_y = \frac{q_y \cdot l_1^2 \cdot (l_1 + l_2)}{2(2l_1 + 3l_2)} \quad (6-24)$$

q_y : テコ作用に対するモルタルの支圧耐力

(6-5)式により算定する

l_1 : 柱の埋込み長さ

l_2 : モーメント分布の反曲点から継手位置までの長さ

圧縮ストラットによる抵抗モーメント ${}_sM_y$ は次式により算定する。

$${}_sM_y = \min({}_{cs}M_y, {}_{rs}M_y) \quad (6-25)$$

${}_{cs}M_y$: 柱側の機械的ずれ止めで決定する圧縮ストラットの
降伏抵抗モーメント (6-10)式により算定する

${}_{rs}M_y$: 接合用鋼管側の機械的ずれ止めで決定する圧縮ストラットの
降伏抵抗モーメント (6-11)式により算定する

エレクションピースのボルト接合部による抵抗モーメント ${}_bM_y$ は次式により算定する。

$${}_bM_y = N \cdot P_s \cdot l_3 \quad (6-26)$$

N : 高力ボルトの本数

P_s : 高力ボルト 1 本あたりのすべり耐力

l_3 : 高力ボルトの中心間距離

【解説】

本構法の柱継手は、(1)モルタル充填による形式、(2)エレクションピースを併用する形式の 2 種類がある。モルタルの圧壊により決定する柱継手の降伏耐力 ${}_jM_y$ は、(1)モルタル充填による形式ではテコ作用による抵抗モーメント ${}_tM_y$ と圧縮ストラットによる抵抗モーメント ${}_sM_y$ の累加として算定する。また、(2)エレクションピースを併用する形式では、テコ作用による抵抗モーメント ${}_tM_y$ 、圧縮ストラットによる抵抗モーメント ${}_sM_y$ およびエレクションピースのボルト接合部による抵抗モーメント ${}_bM_y$ の累加として算定する。

降伏耐力時のテコ作用による抵抗モーメント ${}_tM_y$ は、図 C6-8 に示す支圧応力分布を仮定し、柱の上側下側に応じてそれぞれ(6-23)式および(6-24)式により算定する。ここで、テコ作用に対するモルタルの支圧耐力 q_y は(6-5)式により算定する。

降伏耐力時の圧縮ストラットの抵抗モーメント ${}_sM_y$ は、柱側の機械的ずれ止めで決定する圧縮ストラットの抵抗モーメント ${}_{cs}M_y$ と、接合用鋼管側の機械的ずれ止めで決定する抵抗モーメント ${}_{rs}M_y$ のうち、いずれか小さい方として算定する。それぞれの抵抗モーメントは、(6-10)式および(6-11)式により算定する。

降伏耐力時のエレクションピースのボルト接合部による抵抗モーメント ${}_bM_y$ は、高力ボルトのすべり耐力および図 C6-9 に示すボルト中心間距離 l_3 を用いて(6-26)式により算定する。

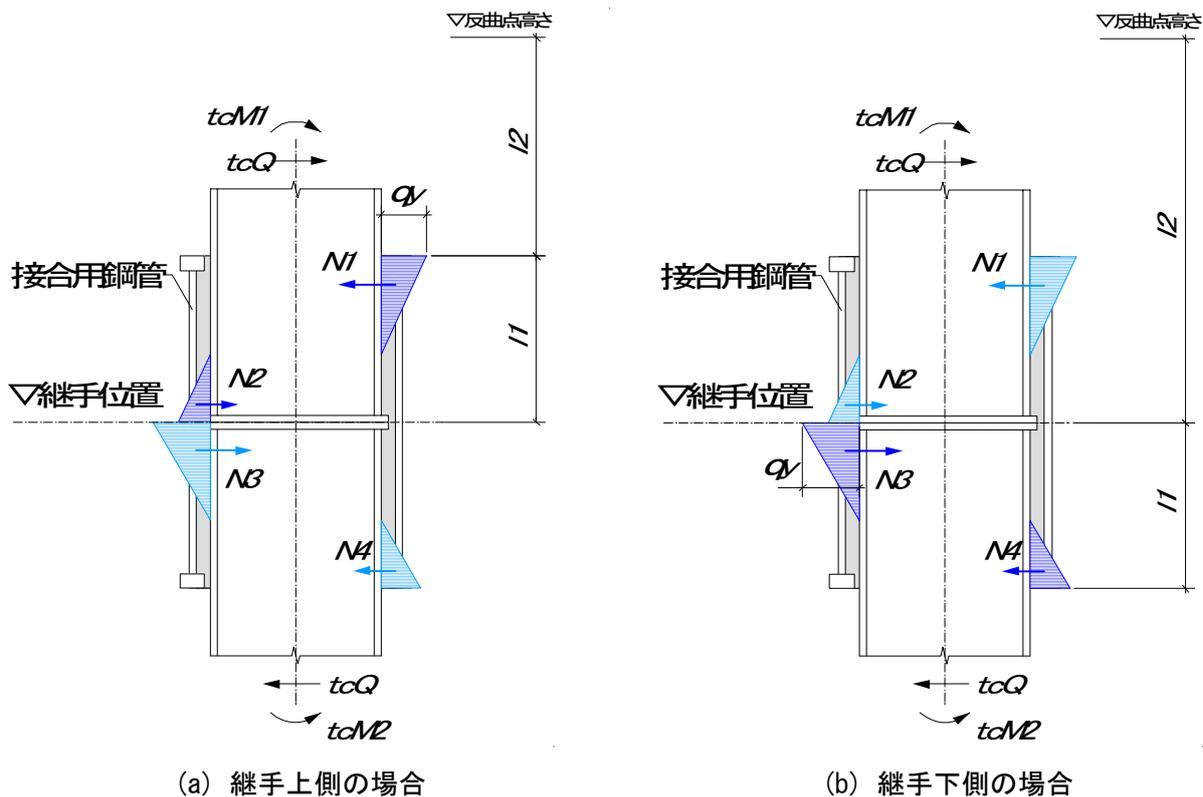


図 C6-8 降伏耐力時のテコ作用による支圧応力分布と l_1 および l_2 の定義

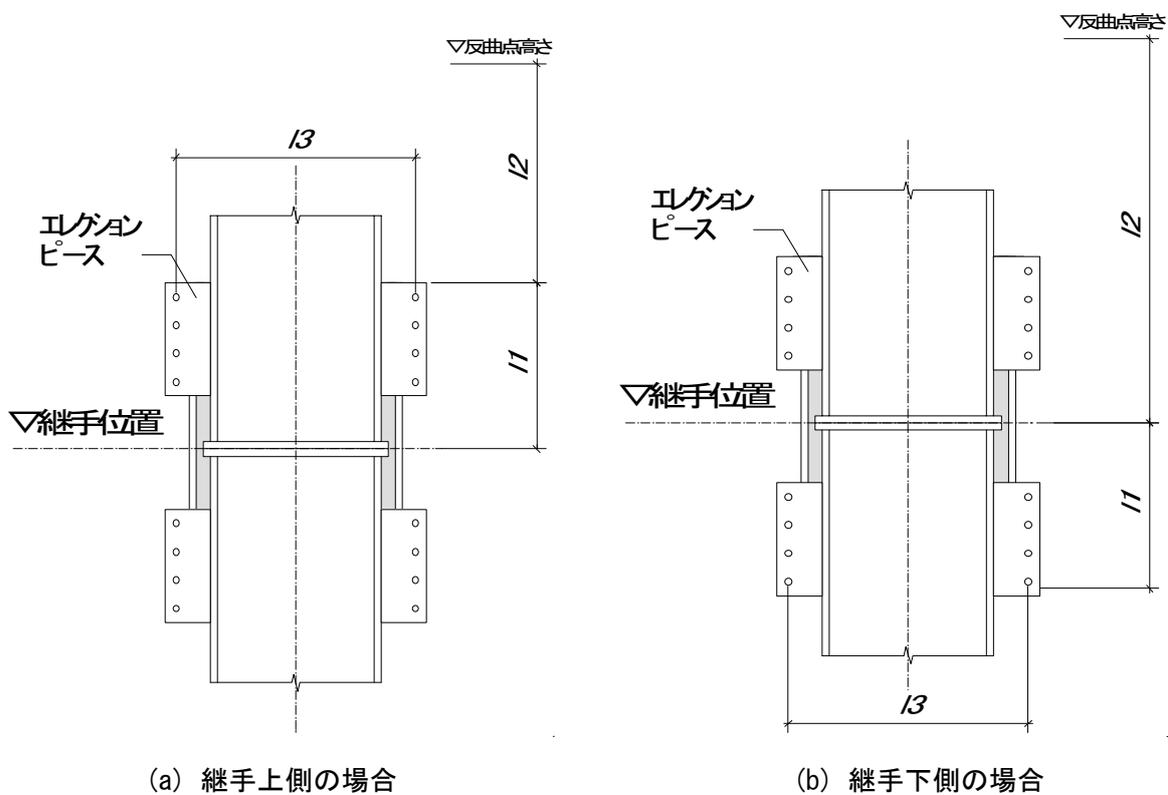


図 C6-9 l_1 , l_2 および l_3 の定義

6. 4. 3 最大耐力の算定

モルタルの圧壊により決定する柱継手の最大耐力 jM_u は、それぞれの継手形式に対して下式により算定する。

(1) モルタル充填による形式

$$jM_u = {}_tM_u + {}_sM_u \quad (6-27)$$

${}_tM_u$: 最大耐力時のテコ作用による抵抗モーメント

${}_sM_u$: 最大耐力時の圧縮ストラットによる抵抗モーメント

(2) エレクションピースを併用する形式

$$jM_u = {}_tM_u + {}_sM_u + {}_bM_y \quad (6-28)$$

${}_tM_u$: 最大耐力時のテコ作用による抵抗モーメント

${}_sM_u$: 最大耐力時の圧縮ストラットによる抵抗モーメント

${}_bM_y$: エレクションピースのボルト接合部による抵抗モーメント

テコ作用による抵抗モーメント ${}_tM_u$ は、継手の上側下側に対してそれぞれ次式により算定する。

(a) 継手上側の場合

$${}_tM_u = \alpha \cdot q_y \cdot \left\{ \sqrt{(l_1 + 2l_2)^2 + l_1^2} - (l_1 + 2l_2) \right\} \cdot l_1 \quad (6-29)$$

$$\alpha = 0.85$$

q_y : テコ作用に対するモルタルの支圧耐力

(6-5)式により算定する

l_1 : 柱の埋込み長さ

l_2 : モーメント分布の反曲点から接合用鋼管までの長さ

(b) 継手下側の場合

$${}_tM_u = \alpha \cdot q_y \cdot \left\{ \sqrt{(l_1 + 2l_2)^2 + l_1^2} - (l_1 + 2l_2) \right\} \cdot (l_1 + l_2) \quad (6-30)$$

$$\alpha = 0.85$$

q_y : テコ作用に対するモルタルの支圧耐力

(6-5)式により算定する

l_1 : 柱の埋込み長さ

l_2 : モーメント分布の反曲点から継手位置までの長さ

圧縮ストラットによる抵抗モーメント ${}_sM_u$ は次式により算定する。

$${}_sM_u = \min({}_{cs}M_u, {}_{rs}M_u) \quad (6-31)$$

${}_{cs}M_u$: 柱側の機械的ずれ止めで決定する圧縮ストラットの
最大抵抗モーメント (6-16)式により算定する

${}_{rs}M_u$: 接合用鋼管側の機械的ずれ止めで決定する圧縮ストラットの
最大抵抗モーメント (6-17)式により算定する

エレクションピースのボルト接合部による抵抗モーメント ${}_bM_y$ は、(6-26)式により算定する。

【解説】

モルタルの圧壊により決定する柱継手の最大耐力 ${}_jM_u$ は、(1)モルタル充填による形式ではテコ作用による抵抗モーメント ${}_tM_u$ と圧縮ストラットによる抵抗モーメント ${}_sM_u$ の累加として算定する。また、(2)エレクションピースを併用する形式では、テコ作用による抵抗モーメント ${}_tM_u$ 、圧縮ストラットによる抵抗モーメント ${}_sM_u$ およびエレクションピースのボルト接合部による抵抗モーメント ${}_bM_y$ の累加として算定する。

最大耐力時のテコ作用による抵抗モーメント ${}_tM_u$ は、図 C6-10 の点線で示すような支圧応力分布に対して、最大支圧応力 q_y に $\alpha=0.85$ を乗じた長方形分布としてモデル化⁶⁻⁹⁾し、柱の上側下側に応じてそれぞれ(6-29)式および(6-30)式により算定する。ここで、テコ作用に対するモルタルの支圧耐力 q_y は(6-5)式により算定する。

最大耐力時の圧縮ストラットの抵抗モーメント ${}_sM_u$ は、柱側の機械的ずれ止めで決定する圧縮ストラットの抵抗モーメント ${}_{cs}M_u$ と、接合用鋼管側の機械的ずれ止めで決定する抵抗モーメント ${}_{rs}M_u$ のうち、いずれか小さい方として算定する。それぞれの抵抗モーメントは、(6-16)式および(6-17)式により算定する。

エレクションピースのボルト接合部による抵抗モーメントは、最大耐力時においてもボルトのすべり耐力まで有効として、(6-26)式を用いて算定する。

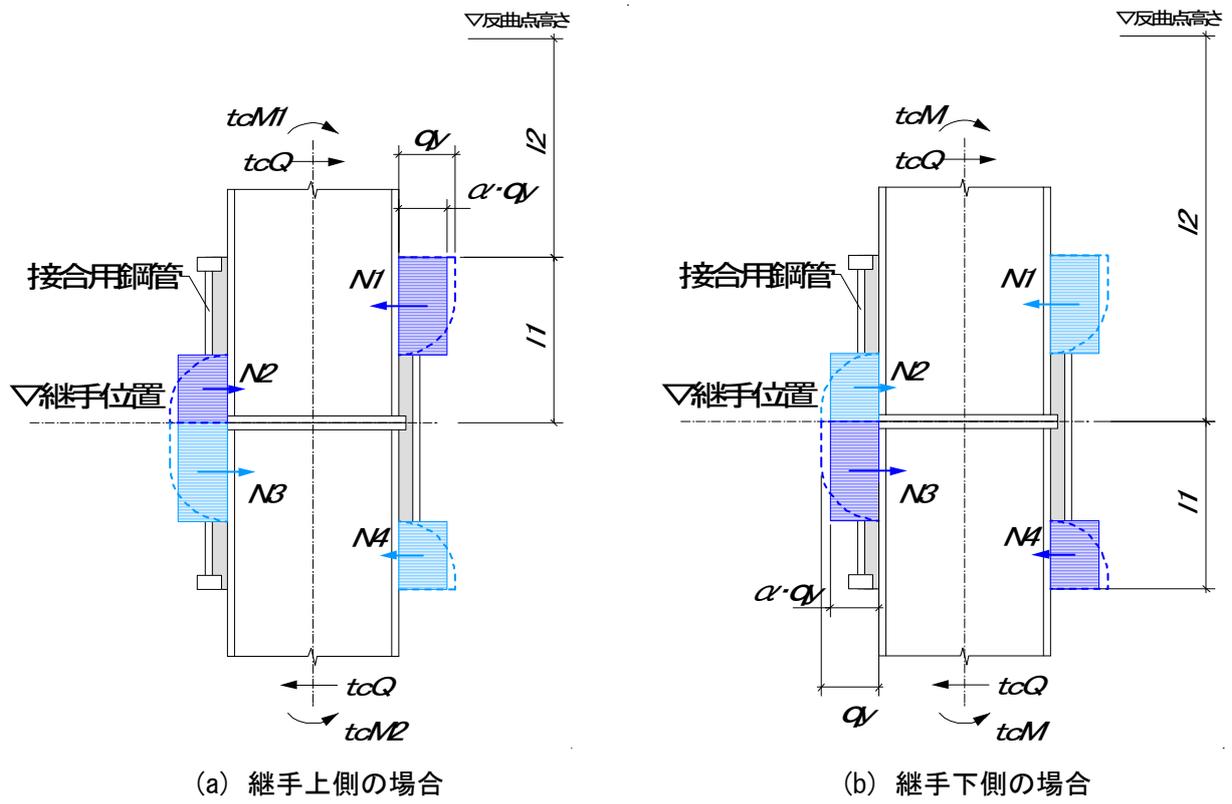


図 C6-10 最大耐力時のテコ作用による支圧応力分布

6. 5 杭頭接合部の設計

6. 5. 1 設計方針

本構法の杭頭接合部は、構造性能を確保するために以下の方針によって設計する。

- (1) 地盤の状況に応じて仕口形式を選択する。地盤が軟弱な場合はつなぎ梁が有る形式とし、地盤が堅固な場合はつなぎ梁が無い形式とする。
- (2) コンクリートの圧壊で決定する杭頭接合部の降伏耐力および接合用鋼管の降伏せん断耐力は、短期荷重時に杭頭接合部に作用する応力以上とし、(6-32)式および(6-33)式を満たすものとする。

$${}_cM_y \geq {}_cM_S、{}_pM_y \geq {}_pM_S \quad (6-32)$$

$${}_rQ_y \geq {}_rQ_S \quad (6-33)$$

${}_cM_y$: 充填モルタルの圧壊で決定する柱側の降伏耐力

${}_cM_S$: 架構の短期荷重時に接合用鋼管上端部に作用するモーメント

${}_pM_y$: 充填モルタルの圧壊で決定する杭側の降伏耐力

${}_pM_S$: 架構の短期荷重時に接合用鋼管下端部に作用するモーメント

${}_rQ_y$: 接合用鋼管の降伏せん断耐力

${}_rQ_S$: 架構の短期荷重時に接合用鋼管に作用するせん断力

- (3) コンクリートの圧壊で決定する杭頭接合部の最大耐力および接合用鋼管の最大せん断耐力は、架構の終局限界状態に作用する応力以上とし、(6-34)式および(6-35)式を満たすものとする。最下層の柱脚に塑性変形能力を期待する設計では、(6-36)式および(6-37)式を満たし、柱脚に十分な耐力を確保する。

$${}_cM_u \geq {}_cM_L、{}_pM_u \geq {}_pM_L \quad (6-34)$$

$${}_rQ_u \geq {}_rQ_L \quad (6-35)$$

$${}_cM_u \geq \alpha \cdot {}_cM_p \quad (6-36)$$

$${}_rQ_u \geq \alpha \cdot {}_rQ_{cp} \quad (6-37)$$

${}_cM_u$: 充填モルタルの圧壊で決定する最大耐力

${}_cM_L$: 架構の終局限界状態に接合用鋼管上端部に作用するモーメント

${}_pM_L$: 架構の終局限界状態に接合用鋼管下端部に作用するモーメント

${}_rQ_u$: 接合用鋼管の最大せん断耐力

${}_rQ_L$: 架構の終局限界状態に接合用鋼管に作用するせん断力

cM_p : 最下層柱脚の全塑性モーメント

rQ_{cp} : 最下層柱脚の全塑性耐力時に接合用鋼管に作用するせん断力

α : 接合部係数

個別に検討を行わない場合、

柱鋼種が 400N/mm² 級鋼のとき $\alpha=1.30$

柱鋼種が 490N/mm² 級鋼のとき $\alpha=1.25$

(4) 本構法の杭頭接合部の弾性剛性は、埋込み柱脚としての剛性を評価するため、接合用鋼管上端から柱外径 cD の 1.0 倍までを柱と同一断面の部材に置換し、接合用鋼管下端から杭外径 pD の 1.0 倍までを杭と同一断面の部材に置換して、残りの部分を剛域としてモデル化して評価する。

【解説】

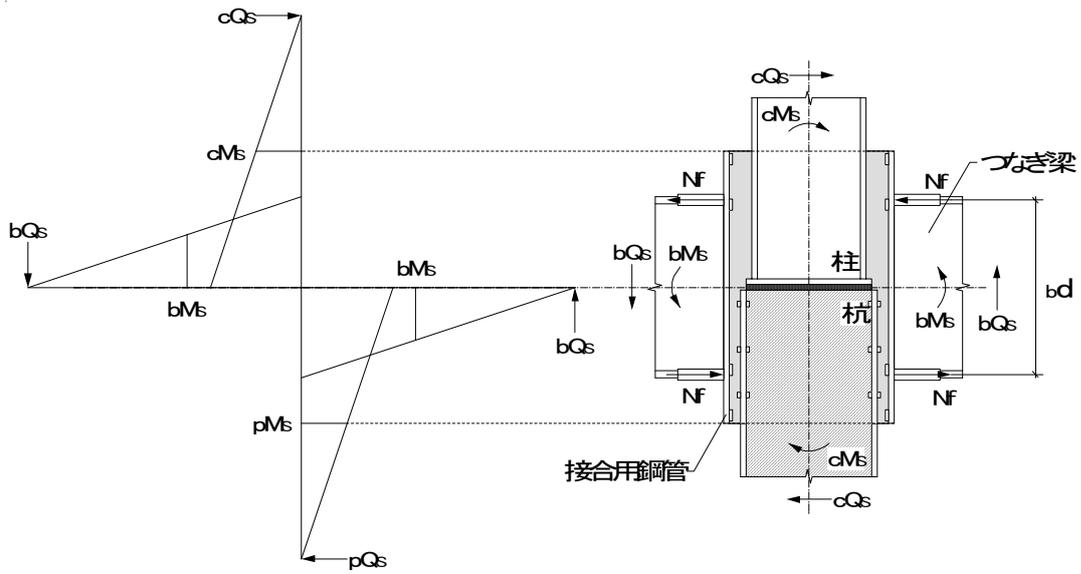
充填接合構法を適用した杭頭接合部は、地盤の状況に応じて 2 種類の形式があり、地盤が軟弱な場合は(1)つなぎ梁が有る形式とし、地盤が堅固な場合は(2)つなぎ梁が無い形式とする。ただし、つなぎ梁が無い形式を採用した場合においても、建物外周部はつなぎ梁を設置することが望ましい。

地震時に杭頭接合部に作用する応力状態を図 C6-11 に示す。(1)つなぎ梁が有る形式の杭頭接合部の設計は 6.3 節に示した柱梁接合部の設計法を準用し、(2)つなぎ梁が無い形式の杭頭接合部の設計は 6.4 節に示した柱継手の設計法を準用する。

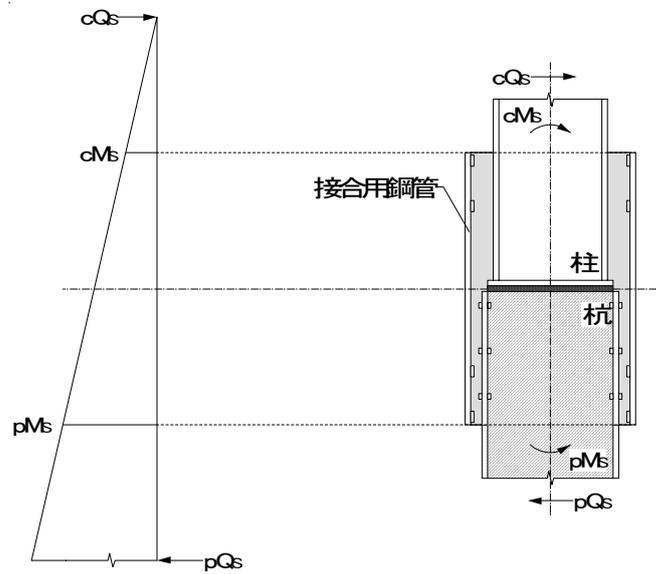
コンクリートの圧壊で決定する杭頭接合部の耐力は、図 C6-11 に示した接合用鋼管上下端部に作用する cM_S および pM_S に対して、柱および杭のそれぞれの埋込み部分について検定する。なお、杭頭接合部では、接合用鋼管内の充填材としてコンクリートを使用する。接合部耐力の評価においては、モルタルの圧縮強度をコンクリートの圧縮強度に置換えて算定する。

接合用鋼管のせん断耐力は、(1)つなぎ梁が有る形式では(C6-1)式で求められる最大せん断力に対して、接合用鋼管およびモルタルを累加した断面を検定し、(2)つなぎ梁が無い形式では(C6-2)式および(C6-3)式で求められる最大せん断力に対して接合用鋼管の断面を検定する。

本構法の杭頭接合部の弾性剛性は、埋込み柱脚⁶⁻⁴⁾としての剛性を評価するため、図 C6-12 に示すように接合用鋼管上端から柱外径 cD の 1.0 倍までを柱と同一断面の部材に置換し、接合用鋼管下端から杭外径 pD の 1.0 倍までを杭と同一断面の部材に置換して、残りの部分を剛域としてモデル化して評価する。



(1) つなぎ梁が有る形式



(2) つなぎ梁が無い形式

図 C6-11 杭頭接合部に作用する力の釣合い

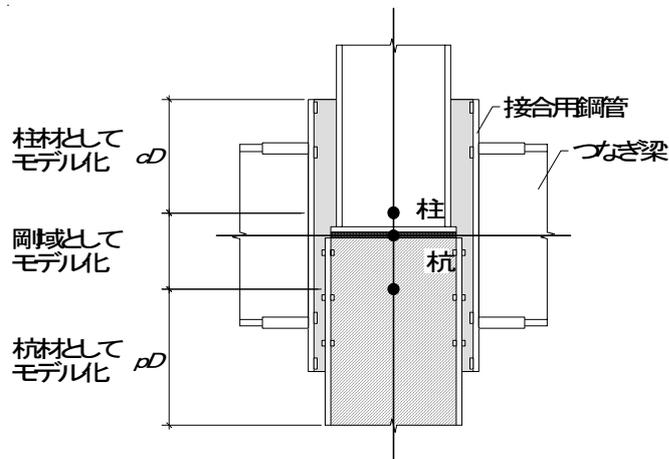


図 C6-12 杭頭接合部の弾性剛性の評価に用いるモデル化

6. 5. 2 降伏耐力の算定

モルタルの圧壊により決定する杭頭接合部の降伏耐力 ${}_jM_y$ は下式により算定する。

$${}_jM_y = {}_tM_y + {}_sM_y \quad (6-38)$$

${}_tM_y$: 降伏耐力時のテコ作用による抵抗モーメント

${}_sM_y$: 降伏耐力時の圧縮ストラットによる抵抗モーメント

テコ作用による抵抗モーメント ${}_tM_y$ は、仕口形式に応じ、柱側杭側のそれぞれに対して次式により算定する。

(1) つなぎ梁が有る形式

(a) 柱側および杭側

$${}_tM_y = \frac{q_y \cdot l_1^2 \cdot l_2}{2(2l_1 + 3l_2)} \quad (6-39)$$

q_y : テコ作用に対するコンクリートの支圧耐力

(6-5)式により算定する

l_1 : 柱の埋込み長さ

l_2 : モーメント分布の反曲点から接合用鋼管までの長さ

(2) つなぎ梁が無い形式

(a) 柱側の場合

$${}_tM_y = \frac{q_y \cdot l_1^2 \cdot l_2}{2(2l_1 + 3l_2)} \quad (6-40)$$

q_y : テコ作用に対するコンクリートの支圧耐力

(6-5)式により算定する

l_1 : 柱の埋込み長さ

l_2 : モーメント分布の反曲点から接合用鋼管までの長さ

(b) 杭側の場合

$${}_tM_y = \frac{q_y \cdot l_1^2 \cdot (l_1 + l_2)}{2(2l_1 + 3l_2)} \quad (6-41)$$

q_y : テコ作用に対するコンクリートの支圧耐力

(6-5)式により算定する

l_1 : 柱の埋込み長さ

l_2 : モーメント分布の反曲点から継手位置までの長さ

圧縮ストラットによる抵抗モーメント ${}_sM_y$ は次式により算定する。

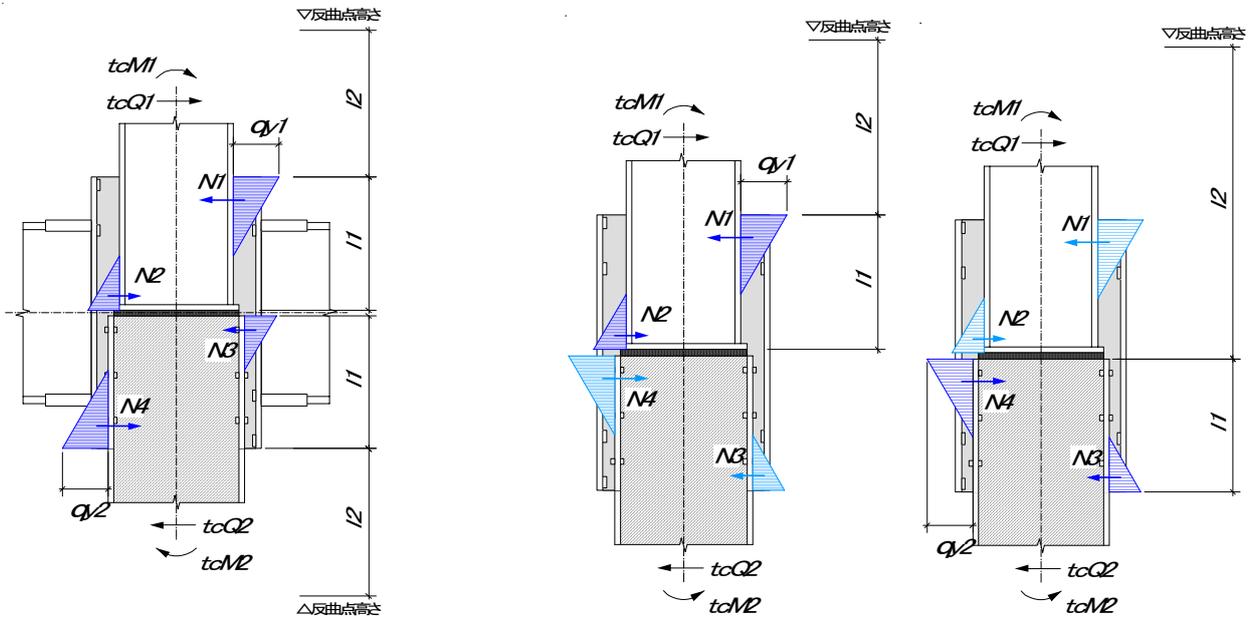
$${}_sM_y = \min({}_{cs}M_y, {}_{rs}M_y) \quad (6-42)$$

${}_{cs}M_y$: 柱または杭側の機械的ずれ止めで決定する圧縮ストラットの降伏抵抗モーメント (6-10)式により算定する

${}_{rs}M_y$: 接合用鋼管側の機械的ずれ止めで決定する圧縮ストラットの降伏抵抗モーメント (6-11)式により算定する

【解説】

(1)つなぎ梁が有る形式の杭頭接合部の設計は 6.3 節に示した柱梁接合部の設計法を準用し、(2)つなぎ梁が無い形式の杭頭接合部の設計は 6.4 節に示した柱継手の設計法を準用する。それぞれの仕口形式における降伏耐力時のテコ作用による支圧応力分布と l_1 および l_2 の定義を図 C6-13 に示す。



(a) 柱側の場合

(b) 杭側の場合

(1) つなぎ梁が有る形式

(2) つなぎ梁が無い形式

図 C6-13 降伏耐力時のテコ作用による支圧応力分布と l_1 および l_2 の定義

6. 5. 3 最大耐力の算定

モルタルの圧壊により決定する杭頭接合部の最大耐力 ${}_jM_u$ は下式により算定する。

$${}_jM_u = {}_tM_u + {}_sM_u \quad (6-43)$$

${}_tM_u$: 最大耐力時のテコ作用による抵抗モーメント

${}_sM_u$: 最大耐力時の圧縮ストラットによる抵抗モーメント

テコ作用による抵抗モーメント ${}_tM_u$ は、仕口形式に応じ、柱側杭側のそれぞれに対して次式により算定する。

(1) つなぎ梁が有る形式

(a) 柱側および杭側

$${}_tM_u = \alpha \cdot q_y \cdot \left\{ \sqrt{(l_1 + 2l_2)^2 + l_1^2} - (l_1 + 2l_2) \right\} \cdot l_1 \quad (6-44)$$

$$\alpha = 0.85$$

q_y : テコ作用に対するモルタルの支圧耐力

(6-5)式により算定する

l_1 : 柱の埋込み長さ

l_2 : モーメント分布の反曲点から接合用鋼管までの長さ

(1) つなぎ梁が無い形式

(a) 柱側の場合

$${}_tM_u = \alpha \cdot q_y \cdot \left\{ \sqrt{(l_1 + 2l_2)^2 + l_1^2} - (l_1 + 2l_2) \right\} \cdot l_1 \quad (6-45)$$

$$\alpha = 0.85$$

q_y : テコ作用に対するモルタルの支圧耐力

(6-5)式により算定する

l_1 : 柱の埋込み長さ

l_2 : モーメント分布の反曲点から接合用鋼管までの長さ

$${}_tM_u = \alpha \cdot q_y \cdot \left\{ \sqrt{(l_1 + 2l_2)^2 + l_1^2} - (l_1 + 2l_2) \right\} \cdot (l_1 + l_2) \quad (6-46)$$

$$\alpha = 0.85$$

q_y : テコ作用に対するモルタルの支圧耐力

(6-5)式により算定する

- l_1 : 柱の埋込み長さ
- l_2 : モーメント分布の反曲点から継手位置までの長さ

圧縮ストラットによる抵抗モーメント ${}_sM_u$ は次式により算定する。

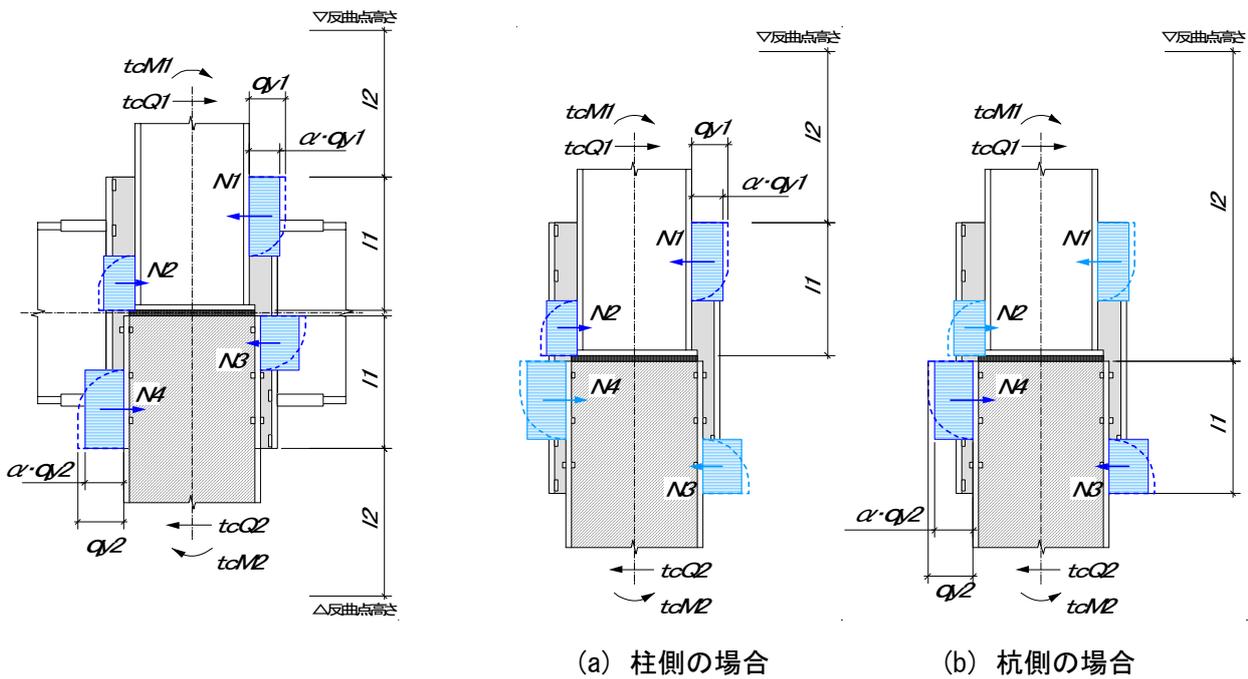
$${}_sM_u = \min({}_{cs}M_u, {}_{rs}M_u) \quad (6-47)$$

${}_{cs}M_u$: 柱側の機械的ずれ止めで決定する圧縮ストラットの最大抵抗モーメント (6-16)式により算定する

${}_{rs}M_u$: 接合用鋼管側の機械的ずれ止めで決定する圧縮ストラットの最大抵抗モーメント (6-17)式により算定する

【解説】

(1)つなぎ梁が有る形式の杭頭接合部の設計は 6.3 節に示した柱梁接合部の設計法を準用し、(2)つなぎ梁が無い形式の杭頭接合部の設計は 6.4 節に示した柱継手の設計法を準用する。それぞれの仕口形式における最大耐力時のテコ作用による支圧応力分布と l_1 および l_2 の定義を図 C6-14 に示す。



(1) つなぎ梁が有る形式

(2) つなぎ梁が無い形式

図 C6-14 降伏耐力時のテコ作用による支圧応力分布と l_1 および l_2 の定義

6. 6 提案式による接合部耐力の評価精度

本研究の提案式による接合部耐力の評価精度について、柱梁接合部、柱継手および杭頭接合部の全ての実験結果を併せて検討する。提案式による接合部の降伏耐力の計算値 jQ_y と実験結果 eQ_y の対応を図 C6-15 に、接合部の最大耐力の計算値 jQ_u と実験結果 eQ_u を図 C6-16 に示す。ここでは、充填材を除く試験体の各部位に対する計算耐力のうち、最も小さい値 ($\min(rQ_y, bQ_p, cQ_p)$ 、 $\min(rQ_u, bQ_u, cQ_u)$) で無次元化して示した。横軸が 1.0 以下の場合、試験体の耐力が充填材の圧壊で決定することを示す。横軸 1.0 以下の範囲における実験値と計算値の比は、降伏耐力で平均 1.11、変動係数 0.12、最大耐力で平均 1.19、変動係数 0.20 であり、本研究の提案式によれば柱梁接合部、柱継手および杭頭接合部を統一的に評価することができる。

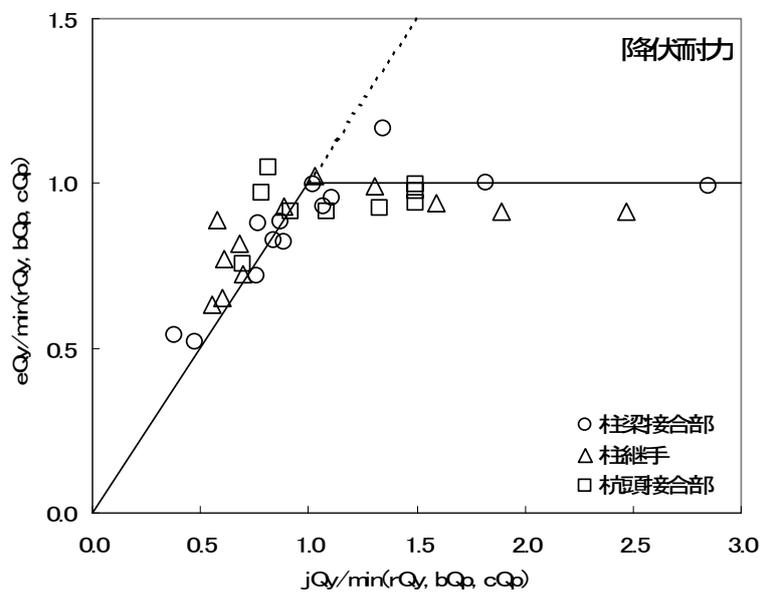


図 C6-15 提案式による降伏耐力の計算値と実験結果の比較

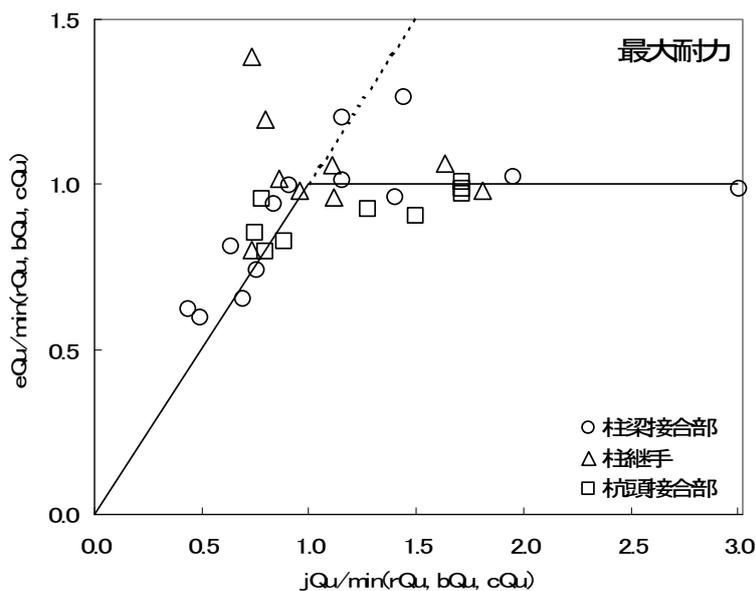


図 C6-16 提案式による最大耐力の計算値と実験結果の比較

6. 7 まとめ

本章では、第2章から第5章までの検討結果に基づき、充填接合構法を適用した柱梁接合部、柱継手および杭頭接合部についてそれぞれの設計法を示した。

また、本研究の提案式による接合部耐力の評価精度について、柱梁接合部、柱継手および杭頭接合部の全ての実験結果を併せて検討した。充填材の圧壊により耐力が決定した試験体の実験値と提案式による計算値の比は、降伏耐力で平均 1.11、変動係数 0.12、最大耐力で平均 1.19、変動係数 0.20 であり、本研究の提案式によれば柱梁接合部、柱継手および杭頭接合部を統一的に評価することができる。

参考文献

- 6-1) 日本建築学会：鋼構造設計規準・同解説 ー許容応力度設計法ー,2005
- 6-2) 日本建築学会：鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 ー許容応力度設計と保有水平耐力ー,2001
- 6-3) 日本建築学会：コンクリート充填鋼管構造計算施工指針,2008
- 6-4) 日本建築学会：鋼構造接合部設計指針,2008
- 6-5) 新都市ハウジング協会：コンクリート充填鋼管(CFT)造技術基準・同解説の運用及び計算例等,2002
- 6-6) 高瀬雄一,齋藤豊,羽切道雄,塚越英夫：混合構造における接合用鋼管を用いた接合部の開発 ーその 1ー,日本建築学会大会学術講演梗概集,構造Ⅲ,pp.1551-1552,1994.08, ーその 2~3ー,日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造Ⅲ,pp.835-838,1995.08, ーその 4ー,日本建築学会大会学術講演梗概集,C-1,pp.1079-1080,2002.08
- 6-7) 国土交通省“高強度鋼等の革新的構造材料を用いた新構造建築物の性能評価手法の開発”,
<http://www.mlit.go.jp/tec/gijutu/kaihatu/pdf/06.pdf>, (accessed 2008-12-09)
- 6-8) 日本建築学会：建築工事標準仕様書・同解説 JASS5 鉄筋コンクリート工事,2003
- 6-9) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説,1990

第7章 結論

本研究では、鋼構造建築物を対象とする無溶接構法として“充填接合構法”を提案し、その設計法の確立のため、本構法特有の破壊モードである充填材(モルタルまたはコンクリート)の圧壊で決定する接合部耐力の評価式を構築した。また、本構法の適用対象である柱梁接合部、柱継手および杭頭接合部のそれぞれについて加力実験を行い、接合部の弾塑性挙動について実験的に検討した。

第2章では、本構法の応力伝達機構のうち、圧縮ストラットによる応力伝達について検討した。圧縮ストラットを形成する機械的ずれ止めを有する部分モデル試験体を用いて押抜き・引抜き実験を行い、機械的ずれ止めの本数、鋼管の径厚比および加力方向が圧縮ストラットの耐力に及ぼす影響について検討した。また、機械的ずれ止め近傍の充填材の作用応力をモデル化し、Mohr-Coulomb の破壊条件を適用して圧縮ストラットの耐力を決定する充填材の支圧耐力を評価した。

第3章では、本構法の応力伝達機構のうち、テコ作用による応力伝達について検討した。柱梁接合部を対象として加力実験を行い、柱の埋込み長さがテコ作用による応力伝達に及ぼす影響について検討した。また、柱および接合用鋼管から充填材への作用応力をモデル化し、Mohr-Coulomb の破壊条件を適用してテコ作用に対する充填材の支圧耐力を評価した。さらに、テコ作用の評価および第2章で検討した圧縮ストラットの評価に基づき、本構法特有の破壊モードである充填材の圧壊で決定する接合部耐力の評価式を構築し、実験結果との比較から評価式の妥当性を検証した。

第4章および第5章では、それぞれ柱継手および杭頭接合部を対象として加力実験を行い、柱の埋込み長さ、柱軸力、柱偏心および接合ディテールが接合部の弾塑性挙動に及ぼす影響について検討した。また、第3章で検討した接合部耐力の評価式の適用性について検討し、実験結果との比較から評価式の妥当性を検証した。

第6章では、第2章から第5章の検討結果に基づき、本構法の適用した柱梁接合部、柱継手および杭頭接合部の設計法を提案した。

これらの検討の結果、得られた知見を以下に示す。

- (1) 本構法特有の破壊モードである充填材の圧壊で決定する接合部の降伏耐力および最大耐力の評価式を構築し、その設計法を示した。接合部耐力はテコ作用による応力伝達と圧縮ストラットによる応力伝達の累加として評価できる。
- (2) テコ作用による応力伝達は、柱の埋込み長さとモーメント反曲点から接合用鋼管まで長さで決定される支圧応力分布と充填材の支圧耐力を用いて評価できる。また、テコ作用に対する充填材の支圧耐力は(6-5)式により評価できる。
- (3) 圧縮ストラットによる応力伝達は、圧縮ストラットを形成する機械的ずれ止めの面積、機械的

ずれ止めから柱軸心までの距離および圧縮ストラットに対する充填材の支圧耐力により評価できる。また、圧縮ストラットに対する充填材の支圧耐力は(6-12)式により評価できる。

- (4) 本構法を適用した柱梁接合部の弾塑性挙動を実験的に検証した。第 6 章に示した設計法によれば梁部材の先行降伏を保証できる。柱接合部の弾性剛性は、同一の柱梁に対して通しダイアフラム形式の在来構法を適用した場合の弾性剛性により評価できる。
- (5) 本構法を適用した柱継手の弾塑性挙動を実験的に検証した。第 6 章に示した設計法によれば柱脚の先行降伏を保証できる。また、柱継手の弾性剛性は、継手が無い場合の弾性剛性により評価できる。
- (6) 本構法を適用した杭頭接合部の弾塑性挙動を実験的に検証した。第 6 章に示した設計法によれば最下層柱脚の先行降伏を保証できる。また、杭頭接合部の弾性剛性は、接合用鋼管上端から柱外径の 1.0 倍までを柱と同一断面の部材に置換し、接合用鋼管下端から杭外径の 1.0 倍までを杭と同一断面の部材に置換して、残りの部分を剛域としてモデル化して評価できる。
- (7) 本構法の柱梁接合部および柱継手は $800\text{N/mm}^2 \sim 1000\text{N/mm}^2$ 級の超高強度鋼材の架構に適用できる。
- (8) リュース型柱梁接合部は標準型柱梁接合部と同等の構造性能を有する。
- (9) 本構法を適用した接合部は、圧縮軸力 $0.4N_0$ (N_0 : 柱の軸降伏耐力)、引張軸力 $0.2N_0$ の範囲であれば有効に軸力を伝達でき、接合部の降伏耐力および最大耐力を安全側に評価できる。
- (10) 杭頭接合部において、軸力 0 で柱の偏心率 37.4% の範囲であれば偏心の影響は少なく、無偏心の場合と同等の弾塑性挙動を示す。

本研究で提案した充填接合構法を適用すれば接合作業および品質管理が容易になり、従来の高力ボルト接合では対応できなかった鋼管柱などの閉断面部材の無溶接接合が可能となる。これにより、H 形鋼柱の建物だけでなく、鋼管柱の建物の施工現場においても品質管理が煩雑な現場溶接作業を不要とすることができ、接合に関わる施工の省力化を図ることができる。

また、本構法は現場溶接の品質確保が特に難しい超高強度鋼材の接合にも対応でき、設計上の制約が多い超高強度鋼材を有効活用した高耐震建物に本構法を適用することで、設計の自由度を広げることができる。

<今後の研究課題>

(1) 設計法の適用範囲の拡大

本論文の実験で確認した範囲を第6章に示したが、その範囲は限られている。接合用鋼管が降伏した場合の接合部の弾塑性挙動、接合柱が角形鋼管の場合などについて定量的に評価し、今後、適用範囲を拡大する必要がある。

(2) モルタルの材料特性に関する実験的資料の蓄積

充填材として使用するモルタルはコンクリートと比較して実験資料が少ない。主要構造材料としての信頼性向上のためには、モルタルの材料特性に関する実験資料の蓄積が必要である。

(3) 火災時の構造性能

本構法の接合部が火災時を受けた場合、充填材の水分が蒸発し、構造性能が低下する可能性がある。火災時および火災後の接合部の構造性能を確認するための実験的検討が必要である。

付録 1 実建物での実施例

1. 1 まえがき

充填接合構法を実建物に適用した実施例を本付録に示す。適用箇所は柱梁接合部(標準型およびリユース型)と杭頭接合部である。本構法を適用することで建物の組立・分解を容易にしている。これにより、現場での施工性の向上を図るとともに、内部空間の可変とし、社会ニーズの変化へ追従できるように計画^{付 1-1)~付 1-3)}されている。また、建物の部材のリユースにも対応可能であり、部材製造段階の CO₂ 削減を図ることができる。本建物の構造設計の概要および施工状況について以下に述べる。

1. 2 構造設計概要

本建物の概要を付図 1-1 示す。本建物は A 棟～C 棟の 3 棟からなる。3 階建ての鉄骨構造で、各棟は構造上独立している。柱、梁および床スラブ(一部)はリユースでき、屋上階から 2 層分の増築を容易(B 棟)にする設計方針とした。充填接合構法の適用箇所を以下に示す。

① 杭頭接合部：A、B 棟 (付写真 1-1)

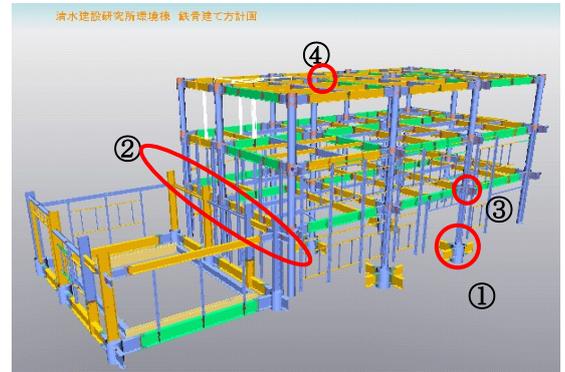
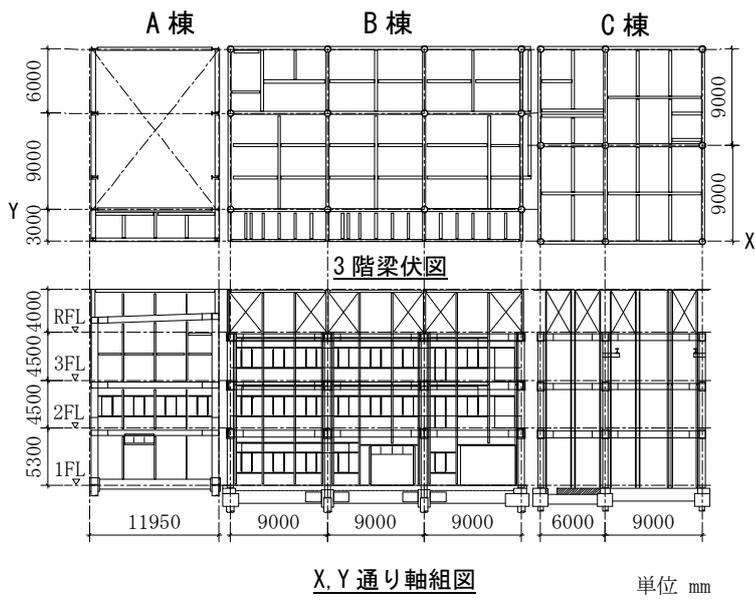
杭には、直径 600～700mm の鋼管支持杭(支持層 GL-40m)を用い、1 階柱には直径 500～550mm の円形鋼管および H-600x300 の H 形鋼を用いた。接合用鋼管には直径 1100mm、900mm の円形鋼管を用い、基礎梁は H-900x300 の鋼製基礎梁とした。

② 柱梁接合部：B、C 棟 (付写真 1-2)

柱には直径 500～550mm の円形鋼管、大梁には成 600～700mm の H 形鋼、接合用鋼管には直径 550～600mm の円形鋼管を用いた。付図 1-1③の箇所はリユース型柱梁接合部として、解体用プレートを柱と接合用鋼管の隙間に挿入した(付写真 1-3)。

③ 上層増築対応の柱梁接合部：B 棟 (付写真 1-4)

将来の屋上階から上への 2 層分の増築を容易にするため、最上階柱頭の接合用鋼管内に解体用鋼管(増築対应用鋼管)を挿入し、増築柱の埋込み部分を確保した。



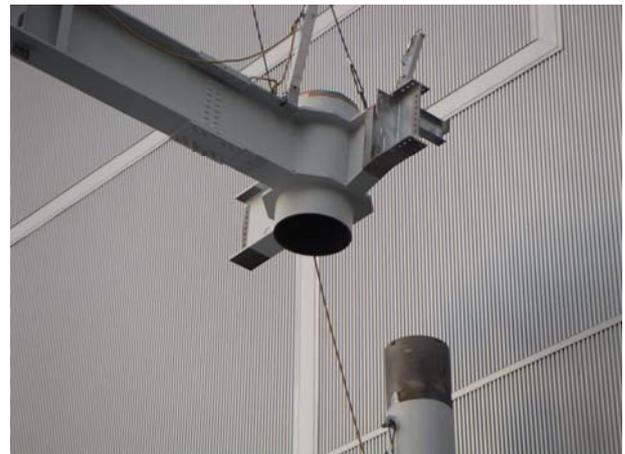
○数字は写真番号を示す

A, B 棟パース (施工時)

付図 1-1 建物概要



付写真 1-1 杭頭接合部



付写真 1-2 柱梁接合部



付写真 1-3 リユース型柱梁接合部



付写真 1-4 増築対応用鋼管の設置

1. 3 施工状況

本建物の鉄骨建方状況を付写真 1-5 および付写真 1-6 に示す。実施工時の検討結果を以下に示す。

(1) 基礎工事

従来の鉄筋コンクリート基礎では、型枠組立、配筋、コンクリート打設等の多工種、多工程の施工が必要であったが、本構法を適用することにより鉄骨組立およびコンクリート打設のみとなり、施工手順が大きく簡略化された。

(2) 柱の分割

通常、柱は揚重可能な重量で分割され、高さ方向の工区(節)が決定される。本建物では1層1節で柱を分割した。本構法の場合、柱の位置決めが完了すれば、本接合(モルタル充填)前に上階鉄骨を施工できる。これにより、柱の分割と関係なく工区の設定を行うことが可能となった。

(3) 搬送

柱部材には梁ブラケット等が取り付けられていないため、付写真 1-6(a)に示すように積み重ねた状態で積載でき、車両の許容積載重量上限に近い合理的な搬送が可能となった。

(4) 建方

接合用鋼管と柱の隙間により施工誤差を容易に吸収できる反面、柱および梁の位置決め調整に時間を要した。この課題に対しては、柱位置決め用のガイドを設けることで更なる省力化が図れると考えられる。また、梁と接合用鋼管をユニット化して建方を行った結果、梁の位置決め時間を短縮できることを確認した。

(5) 接合

モルタルの充填作業は、特殊な技能および工具用機器を必要とせず、施工手順が簡略化され、容易に接合が完了した。また、悪天候時も簡易な養生により作業が可能であり、工程への影響は軽微であった。ただし、モルタルの強度発現期間を工程計画時に考慮する必要がある。



(a) 鋼管杭頭部の処理



(b) 接合用鋼管吊込み



(c) つなぎ梁接続

付写真 1-5 杭頭接合部の施工状況



(a) 柱部材の搬送



(b) 1階柱の吊込み



(c) 1階柱建方完了



(d) 接合用鋼管の吊込み



(e) 2階柱の吊込み



(f) モルタル充填

付写真 1-6 鉄骨建方の状況

1. 4 まとめ

充填接合構法を実建物に適用した結果、得られた効果を以下に示す。

- (1) 特殊技能工および特殊工具が不要となり、容易に接合作業が完了する。
- (2) 基礎工事の施工手順を簡略化できる。
- (3) 柱部材は効率良く搬送できる。
- (4) 工区の設定の自由度が向上する。
- (5) 天候の影響を受け難く、工程管理が容易になる。

参考文献

- 付 1-1) 坂本真一、寺田岳彦、藤城春雄、鈴木道哉、石井大吾、真瀬伸治、田村和夫：トリプルスケルトン構造システムによる空間可変な長寿命鉄骨建築、清水建設研究報告、第 78 号、pp.21～28、2003.10
- 付 1-2) 兼光知巳、梶隆、坂本真一、辰己佳裕：アダプタブルビルの開発(その 5 実建物の設計)、日本建築学会大会学術講演梗概集,F-1,pp.1153～1154,2006.09
- 付 1-3) 熊田昭彦、梶隆、瀧論、石井大吾：アダプタブルビルの開発(その 6 実建物の施工)、日本建築学会大会学術講演梗概集,F-1,pp.1155～1156,2006.09
- 付 1-4) 西村拓也、坂本真一、立石寧俊、梶隆：脱着可能なフル・プレキャストスラブを適用した鉄骨架構の構造性能、日本建築学会構造系論文報告集,pp.233～241,2006.04

付録 2 解体実験

2. 1 まえがき

充填接合構法の利点の一つとして解体容易性が挙げられる。本構法を適用した建物の解体時において、接合用鋼管内に充填したモルタルまたはコンクリートを除去すれば、柱部材を無損傷で取り出すことが可能である。近年、地球環境問題への取り組みとして、建物の部材をリユースすることにより部材製造段階の CO₂ 削減を図る試み^{付 2-1)}、^{付 2-2)}が提案されている。本構法を適用することで、このような部材のリユースに対応できる。本付録では、リユース型柱梁接合部および柱継手を対象として解体実験を実施し、本構法の解体性を確認する。

2. 2 リユース型柱梁接合部

リユース型柱梁接合部の解体性を確認するため、実大の試験体を用いて解体実験を実施した。試験体を付写真 2-1 に示す。柱には高さ 1200mm の○-609.6x22 を使用し、接合用鋼管には高さ 450mm の○-711.2x22 を使用した。柱と接合用鋼管の隙間は 28.8mm である。解体用プレートは PL-4.5 を S 字に折り曲げ製作した。解体組立て手順を以下に示す。

1. 柱を接合用鋼管内に挿入する。
2. 解体用プレートに潤滑材(グリス)を塗布する。
3. 柱と接合用鋼管の隙間に解体用プレート(21 枚)を挿入する。
4. 柱と接合用鋼管の隙間にモルタルを充填する。
5. モルタルを養生(3 日間)する。
6. 組立て完了。

解体用プレートに潤滑材を塗布したのは、解体時の引抜き荷重を低減する目的であり、薄く塗り延ばす程度とした。3 日間養生後のモルタルの圧縮強度は 48.0N/mm²であった。

解体装置を付写真 2-2 に示す。解体用プレートおよび柱の引抜きには、チェーンブロック(許容荷重 50kN)を使用した。チェーンブロックと引抜き治具の間にロードセルを設置し、引抜き荷重を測定した。試験体の解体方法を以下に示す。

1. 解体用プレートをモルタルから全数引抜く(付写真 2-3)。
2. 柱を接合用鋼管内から取り出す。
3. 解体完了。

解体用プレート 1 枚あたりの平均引抜き荷重は 15.2kN であった。解体プレートの引抜き作業にかかる時間は、1 回(チェーンブロックの上下+セット)1 分程度であった。

解体用プレートを全数引抜いた後、まず、柱の片側のみに引抜き荷重(40kN)を与え、柱底部に付着し

ているモルタルを破壊した。その後、チェンブロックを水平にセットし直し、内鋼管の両側に引抜き荷重(10kN)を与えた。柱はモルタルが付着した状態で接合用鋼管内から完全に引抜くことができた(付写真 2-4)。柱の引抜き後、柱および接合用鋼管に残存していたモルタルは、軽い打撃を与えること完全に除去することができ、解体作業が完了した(付写真 2-5)。



(a) 試験体全体



(b) 解体用プレート



(c) 解体用プレートの挿入状態

付写真 2-1 解体実験試験体



付写真 2-2 解体装置



付写真 2-3 解体用プレートの引き抜き



付写真 2-4 柱引き抜き直後の状態



付写真 2-5 解体作業終了時の状態

2. 3 柱継手

本構法の柱継手には、(1)モルタル充填による形式と(2)エレクションピースを併用する形式の2つの形式がある。それぞれの形式について、加力終了後の試験体を用いて解体実験を行い、その解体性を確認した。その結果を以下に示す。

(1) モルタル充填による形式

モルタル充填による形式の解体作業および解体された部材の状況を示す。作業手順は、まず、接合用鋼管の両側をガスで切断する（付写真 2-6）。切断した段階で、二分割された接合用鋼管は簡単に柱と分離できた（付写真 2-7）。接合用鋼管を外した後の柱には、モルタルがほぼ付いていない状況であり、柱の分離が完了した。（付写真 2-8）。切断を開始してから柱分離するまでの合計時間は、約 30 分～40 分であった。



付写真 2-6 接合用鋼管の切断



付写真 2-7 接合用鋼管とモルタル除去



付写真 2-8 柱の解体完了

(2) エレクションピースを併用する形式

エレクションピースを併用する形式の解体作業および解体された部材の状況を示す。作業手順は、まず、エレクションピースの高力ボルトをインパクトレンチで外す（付写真 2-9）。高力ボルトを外した段階で、四分割されていた接合用鋼管は簡単に柱と分離した（付写真 2-10）。接合用鋼管を外した後の柱には、モルタルがほとんど付いていない状況であったが、接合用鋼管にはモルタルが付着していた（付写真 2-11）。このモルタルは、付着している面の反対側からハンマーで打撃することによって簡単に分離することができた。高力ボルトを外し始めてから柱を分離する（付写真 2-12）までの合計時間は、約 15 分であった。



付写真 2-9 高力ボルトの取り外し



付写真 2-10 接合用鋼管の取り外し



付写真 2-11 取り外した接合用鋼管



付写真 2-12 柱の解体完了

2. 4 まとめ

リユース型柱梁接合部および柱継手を対象として解体実験を実施し、本構法の解体性を確認した。リユース型柱梁接合部および柱継手を適用すれば、建物解体時において柱部材に損傷無く解体することができる。

参考文献

- 付 2-1) 日本建築学会：社会ニーズの変化と構造 ―良好な社会ストックとしての構造性能評価手法の確立に向けて―、2006 年度日本建築学会大会(関東)地球環境部門パネルディスカッション資料、2006.09
- 付 2-2) 坂本真一、寺田岳彦、藤城春雄、鈴木道哉、石井大吾、真瀬伸治、田村和夫：トリプルスケルトン構造システムによる空間可変な長寿命鉄骨建築、清水建設研究報告、第 78 号、pp.21～28、2003.10

本論文に関する発表論文

- 1) 石井大吾,田中剛：鋼管内充填コンクリートの支圧耐力評価－鋼構造充填接合構法による接合部の力学的挙動に関する研究(その1)－,日本建築学会構造系論文集, No630,pp.1385-1391,2008.08
- 2) Daigo ISHII, Shin-ichi SAKAMOTO and Hideo TSUKAGOSHI : Development of Ring-Panel Connection Method for Reuse of Steel Members, The World Sustainable Building Conference 2008 (SB08), 2008.09
- 3) 石井大吾,田中剛：充填接合構法による鋼構造柱梁接合部の耐力評価－鋼構造充填接合構法による接合部の力学的挙動に関する研究(その2)－,日本建築学会構造系論文集,投稿中
- 4) 石井大吾,田中剛：充填接合構法による鋼構造柱継手部の耐力評価－鋼構造充填接合構法による接合部の力学的挙動に関する研究(その3)－,日本建築学会構造系論文集, 投稿予定
- 5) 石井大吾,坂本真一,塚越英夫,辰己佳裕：リユース型リングパネル構法の開発,日本建築学会大会学術講演梗概集,C-1,pp.527-528,2002.09
- 6) 坂本真一,石井大吾,寺田岳彦,真瀬伸治,田村和夫：超高強度鋼を利用した高耐震構造システムの提案－その2. 円形鋼管柱にリングパネル構法を適用した柱梁接合部の構造性能－,日本建築学会大会学術講演梗概集,C-1,pp.887-888,2008.09
- 7) 寺田岳彦,石井大吾,坂本真一,真瀬伸治,田村和夫：超高強度鋼を利用した高耐震構造システムの提案－その3. 角形鋼管柱にリングパネル構法を適用した柱梁接合部の構造性能－,日本建築学会大会学術講演梗概集,C-1,pp.889-890,2008.09
- 8) 劉銘崇,石井大吾,坂本真一：リユース型柱継手構法の開発,日本建築学会大会学術講演梗概集,C-1,pp.621-622,2002.09
- 9) 坂本真一,石井大吾,劉銘崇：リングソケット構法を適用した超高強度鋼柱継手の構造性能－その1. エレクションピースを併用した場合－,日本建築学会大会学術講演梗概集,C-1,pp.837-838,2007.08
- 10) 劉銘崇,石井大吾,坂本真一：リングソケット構法を適用した超高強度鋼柱継手の構造性能－その2. 接合部詳細を簡略化した場合－,日本建築学会大会学術講演梗概集,C-1,pp.839-840,2007.08
- 11) 劉銘崇,石井大吾,坂本真一：リングソケット構法を適用した超高強度鋼柱継手の構造性能－その3. 柱軸力と柱偏心の影響－,日本建築学会大会学術講演梗概集,C-1,pp.1059-1060,2008.09
- 12) 石井大吾,坂本真一,塚越英夫,辰己佳裕,渡辺泰志：杭頭リングソケット構法の開発,清水建設研究報告,第84号,pp.9-20,2006.10
- 13) 辰己佳裕,石井大吾,渡辺泰志,坂本真一,塚越英夫：杭頭リングソケット構法の開発－その1. つなぎ梁が有る場合の接合部実験－,日本建築学会大会学術講演梗概集,構造Ⅲ,pp.709-710.2007.08

- 14) 渡辺泰志,石井大吾,辰己佳裕,坂本真一,塚越英夫：杭頭リングソケット構法の開発－その 2. つなぎ梁が無い場合の接合部実験－,日本建築学会大会学術講演梗概集,構造Ⅲ,pp.711-712.2007.08
- 15) 石井大吾,辰己佳裕,渡辺泰志,坂本真一,塚越英夫：杭頭リングソケット構法の開発－その 3. 接合部の耐力評価－,日本建築学会大会学術講演梗概集,構造Ⅲ,pp.713-714.2007.08

謝辞

本論文をまとめるにあたり、筆者の恩師である神戸大学工学部建築学科准教授・田中剛博士および同教授・田淵基嗣博士には非常にご多忙にもかかわらず、終始暖かいご指導およびご教示を頂きました。ここに深甚なる謝意を表します。

また、神戸大学工学部建築学科教授・長尾直治博士および同教授・松下敬幸博士には、適切な助言およびご指導を頂きました。ここに深く感謝致します。

第3章で報告した柱梁接合部の実験は、経済産業省と国土交通省等による府省連携プロジェクト「革新的構造材料による新構造システム建築物の研究開発(平成16年度から5年間)」の一環として行われたものであり、経済産業省「平成18年度エネルギー使用合理化社会基盤材料関連技術等開発費補助金」を受け実施したものである。本研究の実施に際し、(社)日本鋼構造協会および(社)日本鉄鋼連盟・新構造システム建築物研究開発事業関連の委員会の皆様に多大の協力を頂きましたことを感謝致します。

第4章で報告した実験は、上記の府省連携プロジェクトの一環として行われたものであり、国土交通省「平成17~19年度住宅・建築関連先導技術開発助成事業」を受け実施したものである。(社)新都市ハウジング協会・新構造システム建築物研究開発事業関連の委員会の皆様に多大の協力を頂きましたことを感謝致します。

清水建設(株) 執行役員技術研究所所長・矢代嘉郎博士および同副所長・田村和夫博士には、本論文をまとめるにあたり、勤務環境上多大のご配慮を頂きました。ここに深く感謝致します。

清水建設(株)技術研究所生産技術センター センター長・桂豊博士および同センター新構工法グループ長・寺田岳彦博士には、筆者の上司として勤務環境上多大のご配慮およびご指導を頂きました。ここに深く感謝致します。

清水建設(株)技術研究所企画部開発企画グループ長・坂本真一博士には、本研究の終始にわたり、ひとかたならぬご指導を頂きました。ここに深甚なる謝意を表します。

清水建設(株)技術研究所上席研究員・塚越英夫博士、同副主任研究員・半澤徹也氏および同研究員・劉銘崇博士には、研究のまとめおよび実験実施等にご指導ご協力頂きました。ここに深く感謝致します。