



柱梁接合部の弾塑性性状が鋼骨組の応答に及ぼす効果に関する研究

山成, 實

(Degree)

博士 (工学)

(Date of Degree)

1994-03-16

(Date of Publication)

2008-03-19

(Resource Type)

doctoral thesis

(Report Number)

乙1811

(JaLCD0I)

<https://doi.org/10.11501/3097034>

(URL)

<https://hdl.handle.net/20.500.14094/D2001811>

※ 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。



神戸大学博士論文

柱梁接合部の弾塑性性状が鋼骨組の
応答に及ぼす効果に関する研究

1994年1月

山 成 實

目次

第1章	序論	1
1.1	研究の目的	1
	参考文献	2
1.2	研究の概要	3
	主論文	5
第2章	既往の研究	7
2.1	既往の研究の総括	7
2.2	本論文で用いる諸元	8
	参考文献	8
第3章	接合部変形を考慮したラーメン骨組の変形解析	11
3.1	序	11
3.2	仕口の変形とそれを考慮した研究	12
3.3	仕口の局部変形を考慮したたわみ角法	12
3.3.1	基本式	12
3.3.2	釣合条件および変形条件	16
3.3.3	変位と変形の関係	18
3.4	弾塑性解析	19
3.5	解析例	20
3.5.1	解析対象	20
3.5.2	局部変形剛性の評価	22
3.5.3	弾性解析結果と考察	22
3.5.4	弾塑性解析結果と考察	23
3.6	結論	25
	参考文献	26
第4章	外ダイアフラム形式柱梁接合部をもつ平面ラーメン骨組の加力実験	27
4.1	序	27
4.2	円形鋼管柱ラーメン骨組の水平加力実験	27
4.2.1	実験の目的	27
4.3	実験概要	27
4.3.1	実験概要	27
4.3.2	載荷方法	28
4.4	実験結果	30
4.4.1	破壊状況	30
4.4.2	接合部補剛量の変化による全体変形への影響	32
4.5	実験結果の要約	32

4. 6	角形鋼管柱ラーメン骨組の水平加力実験.....	33
4. 7	実験概要.....	33
4. 7. 1	試験体.....	33
4. 7. 2	載荷方法.....	34
4. 8	実験結果.....	35
4. 8. 1	破壊状況.....	35
4. 9	柱梁接合部のパネルモーメント-せん断変形関係.....	38
4. 10	試験体骨組の吸収エネルギーの計算.....	40
4. 10. 1	骨格曲線と骨組の吸収エネルギー.....	41
4. 10. 2	柱・梁のひずみエネルギー.....	41
4. 11	接合部変形が及ぼす骨組全体の吸収エネルギーへの寄与.....	41
4. 12	実験結果の要約.....	43
4. 13	結論.....	43
	参考文献.....	43
第5章	接合部パネルの弾塑性挙動.....	45
5. 1	序.....	45
5. 2	角形鋼管の曲げ・せん断実験.....	45
5. 2. 1	供試体.....	45
5. 2. 2	実験.....	46
5. 3	実験結果.....	46
5. 4	実験結果の考察.....	51
5. 4. 1	降伏臨界曲線と塑性耐力.....	51
5. 4. 2	変形性能.....	53
5. 4. 3	エネルギー吸収能力.....	53
5. 5	複合非線形有限要素法解析.....	53
5. 5. 1	解析法.....	53
5. 5. 2	解析仮定.....	54
5. 5. 3	解析結果と実験結果との比較.....	54
5. 6	まとめ.....	54
5. 7	十字形骨組の接合部エネルギー吸収.....	55
5. 8	骨組解析.....	55
5. 9	骨組の設計.....	55
5. 10	解析例.....	56
5. 11	接合部の強度とエネルギー吸収.....	57
5. 12	まとめ.....	58
5. 13	結論.....	59
	参考文献.....	59

第6章 外ダイアフラム柱梁仕口の剛性評価.....	61
6.1 序.....	61
6.2 単純化試験体の載荷実験および実験結果.....	61
6.2.1 試験体.....	61
6.2.2 実験.....	62
6.2.3 実験結果と考察.....	65
6.3 有限要素解析.....	65
6.3.1 解析機能.....	65
6.3.2 解析モデル.....	66
6.3.3 溶接ビードの等価寸法.....	66
6.3.4 実験および解析結果の比較と考察.....	66
6.4 仕口の復元力特性の評価.....	71
6.4.1 局部変形挙動のモデル化.....	71
6.4.2 初期剛性の評価式.....	72
6.4.3 2次剛性の評価式.....	75
6.5 柱梁仕口の復元力特性.....	76
6.6 結論.....	77
参考文献.....	77
第7章 直交梁をもつ半剛接合された部分骨組の実験.....	79
7.1 序.....	79
7.2 実験概要.....	79
7.2.1 実験装置.....	79
7.2.2 試験体.....	79
7.2.3 素材の機械的性質.....	81
7.2.4 測定.....	81
7.2.5 載荷プログラム.....	81
7.3 実験結果.....	82
7.3.1 荷重－変形関係.....	82
7.4 骨組の解析の準備.....	84
7.4.1 記号および名称.....	84
7.4.2 仮定.....	84
7.5 骨組の弾塑性挙動.....	84
7.5.1 CFRE骨組の構成部材の剛性.....	84
7.5.2 CFRE骨組の荷重－変形関係.....	86
7.5.3 CFRI骨組の仕口の降伏耐力.....	86
7.6 接合部パネルの剛性と耐力.....	87
7.7 接合変形が骨組の挙動におよぼす影響.....	89
7.8 結論.....	89
参考文献.....	90

第8章 半剛接鋼骨組の地震応答	93
8.1 序	93
8.2 解析方法と解析条件	93
8.2.1 半剛接骨組の解析モデル	93
8.2.2 考慮する自由度	94
8.2.3 部材の復元力特性	94
8.2.4 強度パラメータ	95
8.2.5 解析骨組の設計	95
8.2.6 解析条件	95
8.3 解析例	96
8.4 接合部強度が骨組の地震応答性状に及ぼす影響	98
8.4.1 接合部崩壊型骨組	98
8.4.2 解析結果と考察	99
8.5 柱梁仕口の剛性が骨組の地震応答性状に及ぼす影響	102
8.5.1 解析	102
8.5.2 解析条件	103
8.5.3 解析結果の検討	103
8.6 結論	104
参考文献	105
第9章 総括	107
発表論文	109
謝 辞	115

第1章 序論

第1章 序論

1.1 研究の目的

現行の骨組の耐震設計規定（新耐震設計法）が1981年6月に施行されて以来、それまでの骨組の構造設計の考え方は許容応力度設計を超えて塑性設計の概念が取入れられ構造部材の降伏後の変形能力あるいはエネルギー吸収能力を考慮したものに進化した。ラーメン骨組の主構造部材である柱梁部材の塑性化後の耐力上昇と変形能力を発揮させるためには部材端部の接合を十分強くされていなければならない。接合部は文字どおり部材と部材を繋ぐ部分であり、力学的に最も厳しい応力条件下におかれる部分である。また接合部は幾何学的にも複雑になることは避けられず接合部設計は構造設計の中でも最も煩雑な仕事であり続けてきた。すなわち接合部設計は、そうした数々の複雑さから、「接合部は柱や梁部材が最大耐力に達するまでに破壊しない」という全強接合の設計思想の下での接合部設計法から出発しており、今日の接合部設計思想は一見して当初のものから余り変化していないように考えられるが、文献[1.1]では、そうした柱梁接合部においても「骨組の吸収する全エネルギーの1/3を接合部が負担する」ことが記述され、接合部は耐力規定のみ唱っているばかりでないことが窺える。なぜならば接合部の吸収エネルギーが非0であることは、接合部変形が生じることを意味するからである。暗黙に接合部変形は生じても構わないことになる。接合部変形が骨組の変形に影響をおよぼすことは周知であるが、その影響は接合部が弾性域に留まる場合では問題ないが、接合部の降伏後の剛性低下が骨組の力学的挙動に及ぼす影響は無視できないであろうことも容易に推察できよう。また、骨組の全吸収エネルギーの1/3を接合部が負担するには接合部が弾性状態を保つことは不可能であることも理解できよう。

こうした接合部変形の骨組の設計に考慮することの土壌が既にあるにも拘わらず未だに接合部の耐力の規定のみが唱えられているのは、（1）日本国は地震地域にあるために接合部が破壊ないしは損傷を受けてはならない （2）接合部剛性と耐力の系統だてた実験資料が不十分である などが挙げられる。前者の理由は骨組構造設計思想に基づくものであり、現在の設計の根幹である。それと同時に接合に関する研究は今も構造研究者の関心の一つであって専ら耐力について研究がなされてきたものの、接合部の変形性能あるいはエネルギー吸収能力については研究の緒に着いた現状にある。接合部パネルの問題は別として、柱および梁部材を連結する部分である仕口の納まりは、建築設計者にとってデザインは簡単に、構造設計者にとっては安全とするための補剛材の付加による複雑化で合い反する指向がある。

文献[1.2]では、柱部材に用いる断面に中空断面を用いた外ダイアフラム形式の接合部の場合を例にとると、設計耐力を満たした接合部設計がなされても、梁部材のフランジ力が柱部材の壁面に作用すると、壁面は変形し仕口の局部変形が少なからず生じる。局部変形を構造上有害であるとする考えがある以上、現在の設計の考え方は耐力設計の範囲に留まることを意味している。しかしながら、文献[1.3, 1.4]には、接合部の降伏後の挙動を意識した研究が一方では勢力的に行なわれているのを見ると同時に、欧米で既に採用されている半剛接合設計の紹介がなされるなどの、我国の現在の耐力設計と諸外国の変形をも考慮した設計法の融和が今後期待されるものと考えられる。

この研究の目的は、実験のみでは知りえない接合部の力学的情報を静および動解析的に取得すると共に、接合部が過度な繰返し塑性変形の履歴を受けたものが耐震設計上安全であるかという疑問に答えるべく模

型実験を実施し、柱梁接合部の剛性および耐力が骨組の力学的挙動さらには性能にどのように影響するかを調べることである。

参考文献

- [1. 1] 日本建築学会：建築耐震設計における保有耐力と変形性能，1981年
- [1. 2] 日本建築学会：鋼管構造設計施工指針・同解説，1990年
- [1. 3] 日本建築学会：鋼構造物の柱はり接合部の挙動と設計上の問題点，1990年9月
- [1. 4] 日本建築学会：鋼構造接合部の力学的性状に関する研究の現状，1993年10月

1. 2 研究の概要

本研究は、一般構造設計ではラーメン骨組の柱や梁部材を線材に抽象化しそれらの交差部は点として扱われるのに対し、実際の部材断面には広がりがあるために柱梁接合部の存在が無視できないことに焦点を当て、剛接合されないもしくは現行の接合部設計規準を満足しない接合部の剛性および強度が骨組の弾塑性挙動に及ぼす影響について実験的ならび解析的に検討し、より広い自由度をもつ接合部設計の可能性に関する研究を行なったものである。

本論文は9章で構成されている。

第2章では、鋼骨組中の接合部の変形ないしは剛性および降伏耐力が骨組の静および動学的性能に及ぼす効果に関する既往の研究成果を総括し、今後の接合部設計法の方向性について述べた。

第3章では、ラーメン骨組における柱梁接合部の変形の本質を明確にし、接合部の変形を考慮した平面骨組の解析法を古典的解法の一つであるたわみ角法を発展させた拡張たわみ角法として提示した。

ラーメン骨組の柱梁接合部では十分な補剛材を梁フランジ高さに配置しないかぎり、梁端力によって柱梁仕口には何らかの変形が生じることは避けられない。この変形を仕口の局部変形と呼ぶことにする。局部変形は主に梁材端の曲げモーメントによって生じ、外力が作用することで作用前の柱材と梁材の交角（通常は直角）が変化する。特に地震力などの水平外力の下では骨組の層変位を増大させる効果を生む。

また、柱材および梁材の交わる領域を接合部パネルと呼ぶ。接合部パネルは周辺の部材の曲げモーメントおよびせん断力によりせん断変形（形状変形）を生じる。この変形も仕口の局部変形と同様に水平外力下の骨組の層間変位を増大させる。

以上の二つの接合部変形成分を接合部変形と捉え、現実的な部材断面を用いた外ダイアフラム補剛形式接合部をもつラーメン骨組の解析を行ない、弾性範囲内での接合部変形が骨組の変形に及ぼす効果を明らかにした。

第4章では、局部変形が重要な変形要素になる円形鋼管もしくは角形鋼管を柱に、梁にH形鋼を用いた外ダイアフラム補剛を施した接合部をもつ平面骨組の繰返し水平加力実験を行ない、接合部変形の骨組全体の変形挙動に及ぼす効果を実験によって検討した。

それぞれの実験骨組は実大骨組のおよそ二分の一の模型であり、柱梁接合部の耐力は主構造部材である柱材および梁材の全塑性曲げ耐力と同等以下とした。

実験結果から、柱梁部材より弱く設計された接合部であるにも拘わらず、接合部は過大な繰返し塑性変形を受けても十分な変形性能のもつことが実証され、設計規準を満たさない接合部でも設計可能であることを得た。

第5章では、接合部パネルだけに着目し、第3章で述べた骨組の解析、角形鋼管柱接合部パネルの加力実験および非線形有限要素解析からパネルの非線形挙動および設計耐力について検討した。

接合部パネルの加力実験は角形鋼管を用いた作用力の方向を変化させた一方向単調載荷実験である。実在の骨組は立体構造物であるから接合部周りには直交梁が存在し、地震力下ではパネル断面には任意方向の曲げモーメントおよびせん断力が作用する。既往の研究では作用力が専らウェブ面に平行である場合の

みを想定したものであり、面外力を受けた場合のパネルの力学的性能を検討した例は他に見当たらない。ここで述べた実験はその空白を埋める一助となるものである。実験から作用力の方向性がパネルの塑性耐力には敏感には影響しないことと、作用方向によってはパネルの崩壊モードに差異はあるものの十分な変形性能をもつことを実証した。

以上のパネルの優秀な変形性能あるいはエネルギー吸収能力を利用した骨組設計の道を開く可能性を述べ、接合部パネルの設計強度の適用範囲を静的骨組解析プログラムによる数値実験から求めた。

第6章では、外ダイアフラム補剛形式柱梁仕口の変形挙動の実験結果を有限要素法に基づく汎用構造解析プログラムを用いて精度良く追跡できるモデリングについて検討した後に、実用範囲を包含する広範な領域に亘る数値解析を行ない、外ダイアフラム補剛形式接合部の荷重-変形関係を、接合部変形を考慮した骨組の解析プログラムに組入れ易い bi-linear 型で表現した。

第7章では、柱梁仕口が最も苛酷な条件下に置かれる状態を実現するための直交梁をもつ隅柱部分骨組の繰返し加力実験を行ない、接合部の力学的性能を調べた。

実験骨組は角形鋼管柱接合部の補剛が外ダイアフラムおよび内ダイアフラム補剛形式のそれぞれ1体ずつである。内ダイアフラム形式の骨組では互いに直交する梁部材のせいを同一とせず、せいの低い梁部材の下フランジ位置には内ダイアフラムを省いた弱くかつ柔らかい接合部とした。

外ダイアフラム補剛の接合部をもつ骨組の場合、過大な繰返し変形履歴にも早期破壊は見られないこと、損傷箇所が一箇所に集中することで平面骨組の場合より変形性能はやや劣るが実用上十分であることが明らかになった。

内ダイアフラム補剛形式の接合部をもつ骨組の場合では、ダイアフラムを省いた仕口部に損傷が集中し降伏耐力は大きく低下するが、変形性能が劣ることはないことが明らかになった。

第8章では、接合部パネルのせん断変形および柱梁仕口の回転変形を考慮した重層骨組の地震応答解析法について述べ、接合部の強度および剛性を变化させた数多くのパラメトリックスタディを行ない、動的応答性状を調べた。

解析は建物の層数、地震波の種類を变化させると共に、骨組の接合部パネルおよび仕口それぞれの強度および剛性を広範囲に変化させて行なった。

接合部パネルの強度が柱および梁部材より低い場合がむしろ骨組の変位応答量が低下する結果を得た。このことより、静的解析で示した接合部パネルの設計用強度を支持することを明らかにした。

柱梁仕口を弱くすることで骨組は梁降伏型に似た応答性状を示し、保有耐力接合されない仕口でも動的応答結果から見れば設計可能であることを見出した。

第9章では、各章で得た結論を纏めた。

主論文

- [1] 山成 實, 金谷 弘, 鋼管柱・はり仕口の局部変形を考慮したラーメン骨組の解析について - 鋼管柱ラーメンの復元力特性に関する研究 I -, 日本建築学会論文報告集, 第 334 号, pp. 29 ~ 36, 昭和 58 年 12 月
- [2] Minoru YAMANARI, Hiroshi KANATANI, Mototsugu TABUCHI and Teruyasu KAMBA: PARTICIPATION OF BEAM - TO - COLUMN CONNECTION DEFORMATION IN HYSTERETIC BEHAVIOR OF STEEL FRAMES, Proc. of 9WCEE, Vol. 4, pp. 175 ~ 180, Aug. 1988
- [3] 上田恭伸, 金谷 弘, 田淵基嗣, 上場輝康, 山成 實: 鋼管骨組の繰返し水平加力実験 (その 1), 日本建築学会近畿支部研究報告集, 第 23 号, pp. 257 ~ 260, 昭和 58 年 6 月
- [4] 渡辺純仁, 山成 實, 小川厚治, 黒羽啓明接合部降伏型の角形鋼管柱ラーメン骨組の弾塑性挙動に関する実験的研究 (その 1 実験), 日本建築学会中国・九州支部研究報告集, 第 8 号, pp. 157 ~ 160, 平成 2 年 3 月
- [5] 山成 實, 小川厚治, 黒羽啓明, 渡辺純仁: 接合部降伏型の角形鋼管柱ラーメン骨組の弾塑性挙動に関する実験的研究 (その 2 実験結果と考察), 日本建築学会中国・九州支部研究報告集, 第 8 号, pp. 161 ~ 164, 平成 2 年 3 月
- [6] M. Tabuchi, H. Kanatani, T. Kamba, M. Yamanari and H. Uemori: Effect of joint panels on elastic - plastic behavior of moment resisting frames, Proc. of 10WCEE, Vol. 8, pp. 4491 ~ 4494, July 1992
- [7] 渡辺純仁, 山成 實, 小川厚治, 黒羽啓明: 半剛接鋼骨組の耐震設計に関する研究 (十字形骨組の接合部エネルギー吸収), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C 構造II, pp. 1497 ~ 1498, 1991 年 9 月
- [8] 海原広幸, 山成 實, 小川厚治, 黒羽啓明: 任意方向からの曲げ・せん断力を受ける角形鋼管の弾塑性挙動に関する研究 (実験および解析結果との比較), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C 構造II, pp. 1407 ~ 1408, 1991 年 9 月
- [9] 山成 實, 小川厚治, 黒羽啓明, 海原広幸: 外ダイアフラム接合部の有限要素解析による剛性評価式 (半剛接鋼骨組柱梁仕口の復元力特性に関する研究), 構造工学論文集, Vol. 38B, pp. 475 ~ 484, 1992 年 3 月
- [10] 渡辺純仁, 山成 實, 小川厚治, 黒羽啓明, 海原広幸: 水平荷重を受ける角形鋼管柱骨組の接合部の弾塑性挙動に関する実験的研究 (柱梁接合部の局部変形挙動について), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C 構造II, pp. 1619 ~ 1620, 1990 年 10 月
- [11] 海原広幸, 山成 實, 小川厚治, 黒羽啓明, 渡辺純仁: 角形鋼管柱梁接合部の局部変形挙動に関する実験 (単純化試験体の圧縮および引張実験), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C 構造II, pp. 1617 ~ 1618, 1990 年 10 月
- [12] 山成 實, 小川厚治, 黒羽啓明: 半剛接合された角形鋼管柱・H 形鋼骨組の弾塑性挙動, 構造工学

論文集, Vol.40B, 1994 年 3 月 (掲載予定)

[13] 藤田芳治, 山成 實, 小川厚治, 黒羽啓明: 半剛接鋼骨組の地震応答に関する研究 (その1 解析方法), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C構造II, pp. 1387 ~ 1388, 1992 年 8 月

[14] 山成 實, 小川厚治, 黒羽啓明, 藤田芳治: 半剛接鋼骨組の地震応答に関する研究 (その2 パラメトリックスタディと考察), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C構造II, pp. 1389 ~ 1390, 1992 年 8 月

[15] 藤田芳治, 山成 實, 小川厚治, 黒羽啓明: 半剛接鋼骨組の地震応答に関する研究 (その3 柱梁仕口の耐力と剛性が動的応答に与える影響), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C構造II, pp. 1547 ~ 1548, 1993 年 9 月

[16] 藤田芳治, 山成 實, 小川厚治, 黒羽啓明: 半剛接鋼骨組の柱梁仕口の強度と剛性が骨組の動的応答に与える影響, 日本建築学会中国・九州支部研究報告集, 第 9 号, pp. 433 ~ 436, 1993 年 3 月

第2章 既往の研究

第2章 既往の研究

2.1 既往の研究の総括

鋼柱梁接合部に関する研究は、接合部パネル（パネルゾーン）および柱梁仕口の局部変形の研究に大別できる。接合部パネルは柱および梁部材の交差領域を指し、柱梁部材から伝達される力により主にせん断変形を生じる。また、柱梁仕口は梁部材が柱部材に接合される部分で、梁部材端曲げモーメントによって回転変形を生じる。

柱梁接合部のうちで接合部パネルに関する研究は、1960年以降に仲威雄、加藤勉[2.1]、田中尚[2.2]、金谷弘[2.3, 2.4]、中尾雅躬[2.5]等によってなされてきた。これらの研究は柱梁接合部が剛接合であることを設計の基本として行なわれた。接合部パネルの設計法は、これらの研究成果に基づいて1970年に日本建築学会「鋼構造設計規準・同解説」、さらに1975年に同「鋼構造塑性設計指針」が著され、これらをもって接合部パネルの実用設計がなされるようになった。

一方、柱梁仕口に関する研究は、1970年代に入って急速に盛んになり、田淵基嗣、金谷弘[2.6]、今井克彦[2.8]が手掛け、柱部材に鋼管を梁部材にH形鋼を用いた外ダイアフラム補剛形式の柱梁仕口でこの種の接合形式の破壊形態の一つである仕口の局部破壊に焦点を当てた系統立てた実験から耐力設計式を提案した。式は現在の「鋼管構造設計施工指針・同解説」に著されている。

その後、田淵基嗣[2.7]は柱に角形鋼管を用いた同形式の柱梁接合のパネルと仕口の耐力について一連の実験的研究から精度良い推定式を導いた。また、森田耕次[2.11]は降伏線理論に基づく仕口の降伏耐力式を誘導している。一方、上場輝廉[2.9, 2.10]は柱に円形鋼管を用いた外スチフナリングで補強した柱梁仕口の耐力を精度良く与える推定式を示した。

以上の代表的な柱梁接合部に関する研究は接合部耐力に関するものであり、接合部の力学的情報である復元力特性を記述するには降伏および破壊耐力の他に剛性が得られていないのが現状であり、接合部の剛性の評価に関する研究が急務であると考えられる。前節で述べたように接合部耐力を規定される値より低くとる設計を許すことは、同時に接合部の剛性も低下するからである。

海外における接合部に関する実験的研究で代表されるのは、E. P. Popov [2.22]、D. J. Fielding [2.23]等によるものであり、H形鋼柱をもつ部分骨組の加力実験から接合部パネルが骨組の弾塑性挙動で果たす役割の耐震工学上の重要性を指摘している。

接合部変形が生じることは周知のことであり、接合部パネルがせん断変形を生じ部材同士が剛接合されないことに着目した研究は古くからなされてきている。佐野利器、武藤清[2.12]は鉄骨骨組の接合部実験で我が国で最も早く接合部変形が生じることを紹介している。接合部変形が骨組の応答変形に対してどのように影響を及ぼすかを調べるために線材理論を拡張した解析法が1960年代に我が国で始まっている。仲威雄[2.13]、田中尚[2.14]、日置興一郎[2.15]、武田寿一[2.16]は、ほぼ同時期に接合部パネルのせん断変形を考慮した解析方法を発表した。静的解析については、それ以降マトリック法に適用された牧野稔[2.17]によって示された。

海外の接合部変形を考慮した骨組の解析法に関する研究はD. J. Fielding [2.24]によってたわみ角法系の解法で1970年代から発表されて以来、W. F. Chen 等によって研究が引き続き行なわれて来ている。

動的解析においては、河野昭雄[2.18, 2.19]によって1980年代に入って精力的に研究されている。同

研究はH形鋼柱を用いたラーメン骨組の地震応答解析方法を示し、更に接合部のせん断耐力と骨組の応答との関係を調べ、パネルの補強効果を報告している。この点において接合部パネルの強度が骨組設計法に積極的に取入れられる糸口が示された。長谷川 隆 [2. 20] , 松尾 彰 [2. 21] も接合部パネルの強度に着目して、接合部パネルの強度と骨組の動的応答との関連を調べている。

これらの研究成果から得られたことは、接合部パネルが早期に降伏することでラーメン骨組の動的応答性状は決して悪くなることはなく、むしろ良くなることである。この成果を取入れて、接合部の強度と剛性が高く保たれる現行の接合部設計法から、それよりも弱くて柔らかい接合部設計の可能性が存在すると考えられる。本研究ではこれらの研究成果を礎とし、接合部パネルと仕口の2つの要素の強度と剛性に焦点を当て、それらの量が骨組の応答に及ぼす影響を調べ、より広い接合部設計空間を求めるものである。

2. 2 本論文で用いる諸元

本研究では鋼ラーメン骨組柱梁接合部の耐力と剛性が、地震力等の外乱を受ける骨組に及ぼす効果を調べ、接合部崩壊型骨組設計の可能性を検討するために、以下に示す式 (2. 1) ~ 式 (2. 4) で定義される無次元量を用いる。

$$\text{接合部パネル強度比} \quad R_{pP} = \frac{M_{pP}}{\min(\sum M_{pB_i}, \sum M_{pC_i})} \quad \dots \dots \dots (2.1)$$

$$\text{仕口梁強度比} \quad R_{pL} = \frac{M_{pL}}{M_{pB}} \quad \dots \dots \dots (2.2)$$

$$\text{柱梁仕口の初期剛性比} \quad k_{LB} = \frac{K_L}{K_B} \quad \dots \dots \dots (2.3)$$

$$\text{柱梁仕口の2次剛性比} \quad k_{2LB} = \frac{K_{2L}}{K_B} \quad \dots \dots \dots (2.4)$$

ただし、 M_{pC} , M_{pP} , M_{pB} , M_{pL} , K_B , K_L および K_{2L} はそれぞれ梁部材の曲げ塑性耐力、柱部材の曲げ塑性耐力、接合部パネルの塑性耐力、仕口の曲げ塑性耐力、梁部材の弾性剛性、仕口の弾性剛性および仕口の2次剛性である。

接合部の復元力特性を決定付けるのは接合部の弾性剛性、降伏耐力および降伏後の耐力上昇の度合いを表す2次剛性である。これらの諸量が接合部に隣接する柱および梁部材の強度と剛性の比で表すことで、接合部の強さと剛さを容易に把握できると考えられる。

接合部の強度と剛性を实用範囲を包含する範囲で解析による数値実験を行ない、また加力実験では極端に弱く柔らかくした接合部をもつ供試体を製作し接合部の力学的性能の優劣を検証してみる。

参考文献

- [2.1] 仲威雄, 加藤 勉, 他3名: 水平荷重を受ける鋼構造柱・はりおよびその接合部の挙動について (その1), (その2), (その3), 日本建築学会論文報告集, 第101号, 1964年8月, 第102号, 1964年9月, 第103号, 1964年10月
- [2.2] 田中 尚: 柱・はり接合部必要パネル厚の計算式, 日本建築学会論文報告集, 第207号, 1973年5月
- [2.3] 伴 潔, 金谷 弘, 他2名: 箱形柱とH形はりの接合部に関する研究 (その1), (その2), (その3), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1968年10月, 1969年8月, 1970年9月
- [2.4] 金谷 弘, 依藤充男, 他1名: 箱形断面柱とH形鋼はり接合部の水平荷重状態に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1977年10月
- [2.5] 加藤 勉, 中尾雅躬, 他3名: H形鋼強軸交差型柱・はり接合部の復元力特性に関する実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1978年9月
- [2.6] 田淵基嗣, 金谷 弘, 上場輝康: 角形鋼管柱・H形鋼はり接合部の局部破壊 - 角形鋼管柱接合部の実験的研究 1 -, 日本建築学会論文報告集, 第349号, 1985年3月
- [2.7] 田淵基嗣, 金谷 弘, 上場輝康: 角形鋼管柱・H形鋼はり接合部の局部耐力推定式 - 角形鋼管柱接合部の実験的研究 2 -, 日本建築学会論文報告集, 第352号, 1985年6月
- [2.8] 伴 潔, 今井克彦: 三角板により補強された角形鋼管柱・H形鋼はり接合部の実験的研究 水平荷重下の弾塑性挙動に関する考察, 日本建築学会論文報告集, 第294号, 1980年8月
- [2.9] 上場輝康, 金谷 弘, 田淵基嗣: 鋼管柱・H形はり接合部の単純模型実験 - 鋼管柱溶接接合部の研究 I -, 日本建築学会論文報告集, 第322号, 1982年12月
- [2.10] 上場輝康, 金谷 弘, 田淵基嗣: 鋼管柱・H形はり接合部の耐力推定式 - 鋼管柱溶接接合部の研究 II -, 日本建築学会論文報告集, 第322号, 1982年12月
- [2.11] 森田耕次, 他5名: 箱形断面柱・H形断面はり接合部のダイアフラム補強に関する研究 - 接合部の降伏耐力の評価 -, 日本建築学会鋼造系論文報告集, 第388号, 1988年6月
- [2.12] 佐野利器, 武藤 清: 三井合名会社本館新築構材鉄骨架構接合部の実験について, 建築雑誌, 第307号, 1928年3月
- [2.13] 仲威雄, 加藤 勉, 他3名: 水平荷重を受ける鋼構造柱はりおよびその接合部の挙動について (報告その3), 日本建築学会論文報告集, 第104号, 1964年10月
- [2.14] 田中 尚: 剪断変形する接合部を持つ長方形ラーメンの撓角法, 日本建築学会論文報告集, 第109号, 1965年3月
- [2.15] 日置興一郎, 他1名: 接合部パネルの剪断変形を考慮した撓角法, 日本建築学会論文報告集, 第101号, 1964年8月
- [2.16] 武田寿一: 梁柱接合部のせん断変形を考慮したラーメンの略算法 (特にせん断力分布係数について), 日本建築学会論文報告集, 第108号, 昭和40年2月
- [2.17] 牧野 稔: 接合部パネルを考慮する骨組の解析, 日本建築学会九州支部研究報告集, 第21号, 1974年2月

- [2. 18] 河野昭雄, 牧野 稔: 中低層鋼骨組の耐震性に与える柱・はり接合部のせん断補強の効果について その1 崩壊荷重係数と等価吸収エネルギー, 日本建築学会論文報告集, 第 319 号, 1982 年 9 月,
- [2. 19] 河野昭雄, 牧野 稔: 中低層鋼骨組の耐震性に与える柱・はり接合部のせん断補強の効果について その2 パネルゾーンせん断強度が異なる骨組の動的弾塑性応答性状, 日本建築学会論文報告集, 第 334 号, 1983 年 12 月
- [2. 20] 長谷川 隆, 秋山 宏: 柱梁接合部の強度が地震時の架構の損傷集中特性に与える影響, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1990年10月
- [2. 21] 秋山将光, 松尾彰, 中村雄治, 椋代仁朗, 高松隆夫: 弱パネル型中低層鋼構造骨組の地震応答解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1993年9月
- [2. 22] V. V. Bertero and E. P. Popov, Beam-column subassemblages under repeated loading, Proc. of ASCE, Vol. 98, No.ST5, 1972. 5
- [2. 23] D. J. Fielding and J. S. Huang, Shear in steel beam-to-column connections, Welding Research Supplement, 1971. 7
- [2. 24] D. J. Fielding and W. F. Chen, Steel frame Analysis and connection shear deformation, Proc. of ASCE, Vol.99, No. ST1, 1973. 1

第3章 接合部変形を考慮した

ラーメン骨組の変形解析

第3章 接合部変形を考慮したラーメン骨組の変形解析

3.1 序

この章では角形鋼管柱を用いたラーメン骨組の復元力特性に与える柱梁仕口の局部変形の影響を調べるものである。

鋼管は開断面材に比べて曲げ、捩じりに対する性能が優れているので建築骨組の柱材として最適な部材である。しかしながら、ラーメン骨組に用いた場合、柱梁仕口の補剛方法について適切な設計指針がなかったために、柱を仕口で切断してダイアフラムを設ける方法（以下通しダイアフラム形式という）が多用されており、鋼管柱の特長が十分に生かされていない実状である。

金谷等は、これまで円形および角形鋼管柱仕口の補剛方法として図 3.1 (a) に示すような外ダイアフラム形式を採用した場合の仕口の剛性および耐力について実験研究を行ない、その形状寸法を決定する設計指針を提案している。

外ダイアフラム形式は施工の容易さと、それに伴う品質の安定性で優れているが、通しダイアフラム形式と同程度の耐力をもつ仕口でも、柱の局部変形を完全に拘束することは困難で、仕口の剛性がいくぶん低下することは免れない。ここで、柱の局部変形とは接合される梁のフランジ力によって生じる管壁の面外変形である。（図 3.2）

一方、文献 [3.3] によれば、鉄骨骨組の構造特性係数の評価に関して、骨組のエネルギー吸収の 1/3 以上は柱梁接合部パネルでなされることが想定されている。接合部におけるエネルギー吸収の効果は骨組

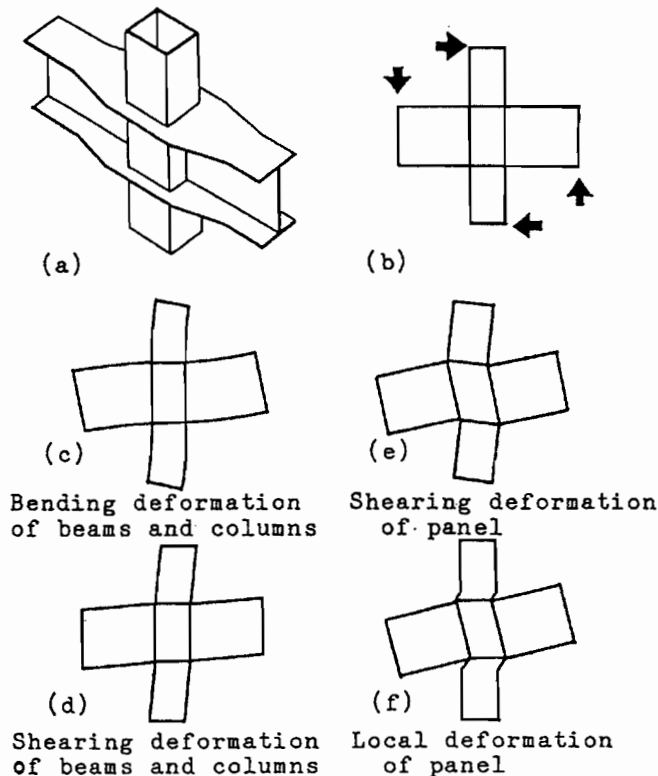


図 3.1 骨組構成部材の変形成分

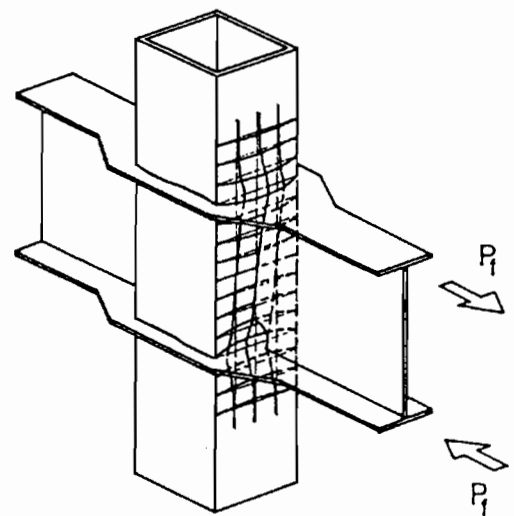


図 3.2 仕口の局部変形

の形式および各部分のプロポーションによって変わるのは当然であるが、鋼管柱を用いたラーメンについての研究はなされていない。鋼管柱を外ダイアフラムで補剛したラーメン骨組について、接合部パネルのせん断変形と柱の局部変形の影響を調査する。

本章では、まず、解析的研究の基礎になる仕口の変形を考慮したたわみ角式を誘導し、それを用いた弾性解析を示して、仕口の変形が骨組全体の変形に及ぼす影響を調べるものである。

後述するように、柱梁仕口の局部変形は、接合部パネルのせん断変形とは異なり、梁端の回転のみに影響を与え、柱端回転角には直接影響しない。また、その変形量を解析的に求めることが困難であるので、力と変形の関係式は実験データを利用せざるを得ない。接合部パネルのせん断変形と仕口の局部変形という性質の異なる2つの変形要素を独立に取扱い、かつ弾塑性域まで容易に拡張できる解法を誘導している。

3. 2 仕口の変形とそれを考慮した研究

図3.1は鉄骨ラーメンの水平力を受けるときの仕口を含む部分骨組の変形成分を示したものである。梁フランジ位置で柱が十分補剛されている場合には、仕口の変形成分は同図(e)の接合部パネルのせん断変形が主たるものである。図から明らかなように、接合部パネルのせん断変形は柱および梁端部における付加的な回転角として扱うことができ、その力と変形の関係もパネルの寸法を用いて容易に定式化することができる。

この点に着目して、たわみ角法あるいは固定モーメント法を利用した解法が幾つか提案されている。

また、牧野らは接合部パネルの4隅に計8個の自由度を与えて、より一般的な接合部変形を考慮した解法を提案している。

局部変形が骨組変形に与える効果を模式的に示すと図3.1(f)となり、梁端部に付加的な回転変形を与えているが、柱端の回転には寄与しない。かつその力と変形を解析的に定式化するためには、板要素で構成された立体モデルを用いる必要があり、骨組全体の弾塑性性状の考察に利用することが困難になる。そこで、以下において局部変形に関する剛性項を独立に扱ったたわみ角式を誘導する。

個々の変形成分について剛性項が与えられれば、マトリックス構造解析法により解析可能であるが、本研究では (イ) 仕口の変形成分がそれぞれ回転変形量で表現できる (ロ) それらをたわみ角式に組入れれば各変形成分が直感的に読みとり易い (ハ) そうすることによって局部変形と力の関係に実験から得られる結果を定式化したものを容易に利用可能となる。

3. 3 仕口の局部変形を考慮したたわみ角法

3.3.1 基本式

仮定

- 1) 柱、梁部材は線材として扱い平面保持を仮定し、曲げ、せん断変形および軸変形を考慮する。ただし、軸力による2次応力は無視する。
- 2) 接合部の変形はせん断変形と局部変形を考慮し、両者は互いに独立であるとする。

- 3) 接合部のせん断変形時のパネル周辺の長さは変化しないものとする。
- 4) 接合部局部変形は梁端モーメントのみの関数と仮定する。
- 5) パネルの軸力による変形は柱梁部材のものに比べて微小であるため、これを無視する。

線材のせん断変形を考慮したたわみ角式

線材 ij に関する基本式は、式 (3.1) で与えられる。

$$\begin{aligned} M_{ij} &= 2EK(a\theta_{ij} + b\theta_{ji} + cR_{ij}) + C_{ij} \dots\dots\dots (3.1) \\ M_{ji} &= 2EK(b\theta_{ij} + a\theta_{ji} + cR_{ij}) + C_{ji} \end{aligned}$$

ただし、 $a = \frac{2+\gamma'}{1+2\gamma'}$, $b = \frac{1-\gamma'}{1+2\gamma'}$, $c = -\frac{3}{1+2\gamma'}$, $\gamma' = \frac{6\kappa_m EK}{GA_m l}$, l , K は線材の材長および剛度、 A_m , κ_m は柱梁部材の断面積およびせん断変形に関する形状係数であり、 C_{ij} , C_{ji} は荷重項である。

接合部のせん断変形

図 3.3 (a) に示すように、パネルゾーンの上下辺にパネルせん断力 Q_p が作用したときの変形を式 (3.2) で与える。

$$Q_p = \kappa_p \frac{Q_p}{GA_p} \dots\dots\dots (3.2)$$

ここに、 A_p , κ_p はそれぞれ接合部パネルの断面積、せん断変形に関する形状係数である。 γ_p は接合部パネルのせん断変形である。

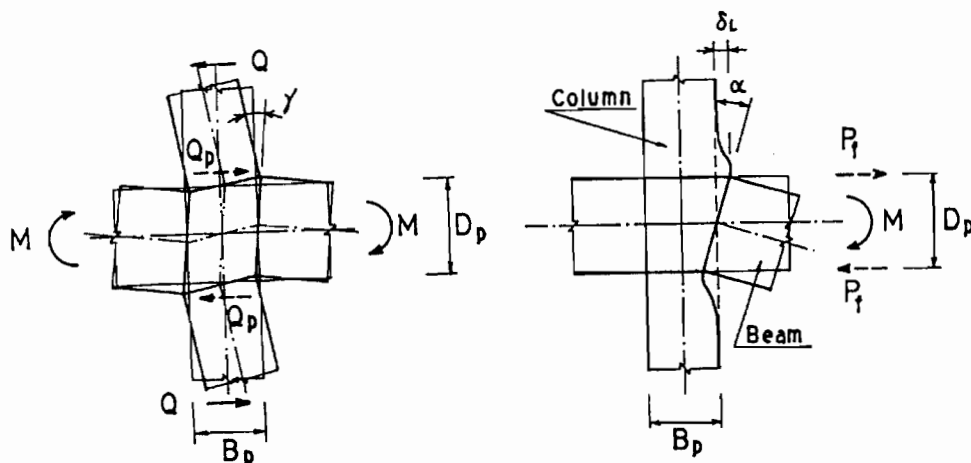


図 3.3 柱梁接合部の変形

接合部の局部変形

局部変形は梁部材に隣接するパネルの側辺の回転角で与えられ、式(3.3)で表現できる。

$$\alpha = \frac{M}{k_l} \dots \dots \dots (3.3)$$

α は局部変形による梁端回転角、 M は梁端曲げモーメント(図3.3(b))、 k_l は局部変形剛性である。
 k_l の値は接合部の断面および補剛形式に依存する。

接合部局部変形を考慮した基本式の誘導

柱、梁および接合部が変形した状態を図3.4に示す。部材番号の表現は以下のようにする。

- 1) 各接合部パネルにパネル番号を付す。
- 2) 線材で代表される柱および梁部材はその両端に位置するパネル番号を用いて表す。

図3.4はパネル*i, j, k*と梁材*ij*、柱材*ik*が変形したときの状態から得られる幾何学的関係は以下の式(3.4)、(3.5)、(3.6)および(3.7)である。すなわち、

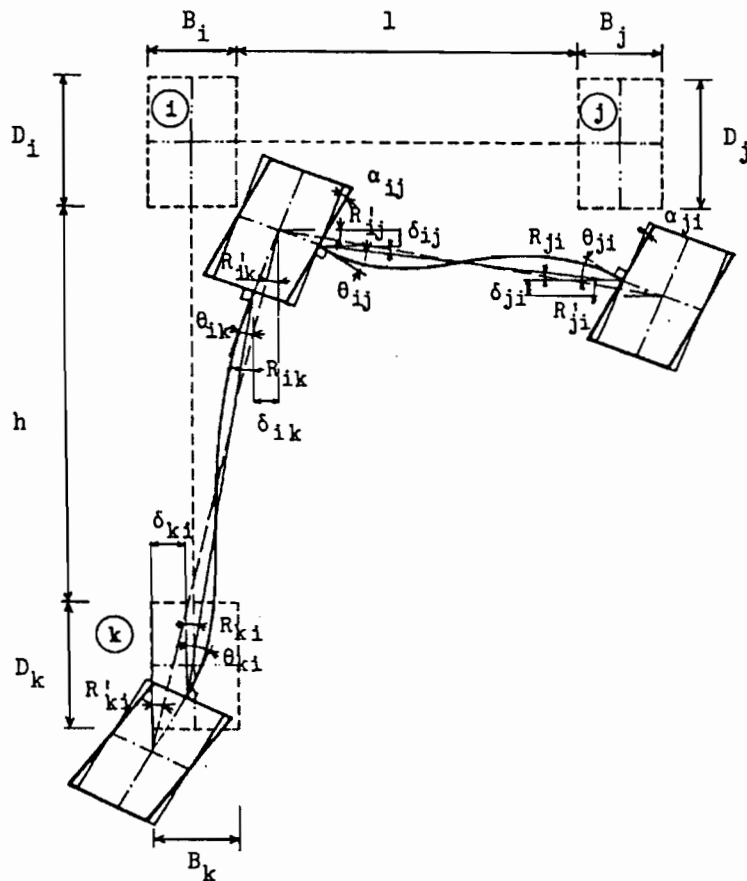


図 3.4 部材の変形

$$\delta_{ij} + \delta_{ji} + R_{ij} l = \left(\frac{2l + B_i + B_j}{2} \right) R'_{ij} \quad \dots \dots \dots (3.4)$$

$$\delta_{ik} + \delta_{ki} + R_{ik} h = \left(\frac{2h + D_i + D_k}{2} \right) R'_{ik} \quad \dots \dots \dots (3.5)$$

$$\begin{aligned} \delta_{ij} &= \frac{B_i}{2} (\theta_{ij} - \gamma_i - \alpha_{ij}) \\ \delta_{ji} &= \frac{B_j}{2} (\theta_{ji} - \gamma_i - \alpha_{ji}) \end{aligned} \quad \dots \dots \dots (3.6)$$

$$\begin{aligned} \delta_{ik} &= \frac{D_i}{2} (\theta_{ik} + \gamma_i) \\ \delta_{ki} &= \frac{D_k}{2} (\theta_{ki} + \gamma_k) \end{aligned} \quad \dots \dots \dots (3.7)$$

ここに、 R は線材の部材角、 R' はパネルゾーン中心間相対変位角である。 l, k はそれぞれ梁、柱材長である。 B, D はパネルゾーンの幅およびせいである。 θ は線材のたわみ角、 γ はパネルせん断変形、 α は局部変形である。図3.4 に示す変形を正にとる。

式(3.4)および(3.6)を式(3.1)に代入すると、梁部材 ij に関する基本式が得られる。

$$\begin{aligned} M_{ij} &= 2EK_b \left(a \theta_{ij} + b \theta_{ji} + c R'_{ij} + d \gamma_i + e \gamma_j + f \alpha_{ij} + g \alpha_{ji} \right) + C_{ij} \quad \dots \dots \dots (3.8) \\ M_{ji} &= 2EK_b \left(b \theta_{ij} + a \theta_{ji} + c R'_{ij} + d \gamma_i + e \gamma_j + f \alpha_{ij} + g \alpha_{ji} \right) + C_{ji} \end{aligned}$$

ただし、 $a = \frac{2l(2 + \gamma') + 3B_i}{2l(1 + 2\gamma')}$, $b = \frac{2l(1 - \gamma') + 3B_j}{2l(1 + 2\gamma')}$, $c = -\frac{3(2l + B_i + B_j)}{2l(1 + 2\gamma')}$,

$d = -\frac{3B_i}{2l(1 + 2\gamma')}$, $e = -\frac{3B_j}{2l(1 + 2\gamma')}$, $f = d$, $g = e$, K_b は梁部材の剛度。

同様に、式(3.5)および(3.7)を式(3.1)に代入して、

$$\begin{aligned} M_{ik} &= 2EK_c \left(a \theta_{ik} + b \theta_{ki} + c R'_{ik} + d \gamma_i + e \gamma_k \right) + C_{ik} \quad \dots \dots \dots (3.9) \\ M_{ki} &= 2EK_c \left(b \theta_{ik} + a \theta_{ki} + c R'_{ik} + d \gamma_i + e \gamma_k \right) + C_{ki} \end{aligned}$$

ただし、 $a = \frac{2l(2 + \gamma') + 3D_i}{2l(1 + 2\gamma')}$, $b = \frac{2l(1 - \gamma') + 3D_k}{2l(1 + 2\gamma')}$, $c = -\frac{3(2l + D_i + D_k)}{2l(1 + 2\gamma')}$,

$d = \frac{3D_i}{2l(1 + 2\gamma')}$, $e = \frac{3D_k}{2l(1 + 2\gamma')}$, K_c は柱部材の剛度。

線材 ij に軸力 N_{ij} が生じたときの伸び ϵ_{ij} は、

$$N_{ij} = \frac{EA}{l} \epsilon_{ij} \dots \dots \dots (3.10)$$

で与えられる。

3.3.2 釣合条件および変形条件

釣合条件

釣合条件は接合部パネル周辺の応力の釣合から導かれる。パネル i を中心とし、パネルの右、下、左、上側に位置するパネル番号をそれぞれ j, k, l, m とする (図 3.5)。

図 3.6 を参照してパネルモーメントの釣合条件、パネル法線力の釣合条件が式 (3.11) および式 (3.12) で与えられる。

パネルモーメントの釣合式

$$M_{ij} + M_{ik} + M_{il} + M_{im} - \frac{B_i}{2} (Q_{ij} + Q_{il}) - \frac{D_i}{2} (Q_{ik} + Q_{im}) = 0 \dots \dots \dots (3.11)$$

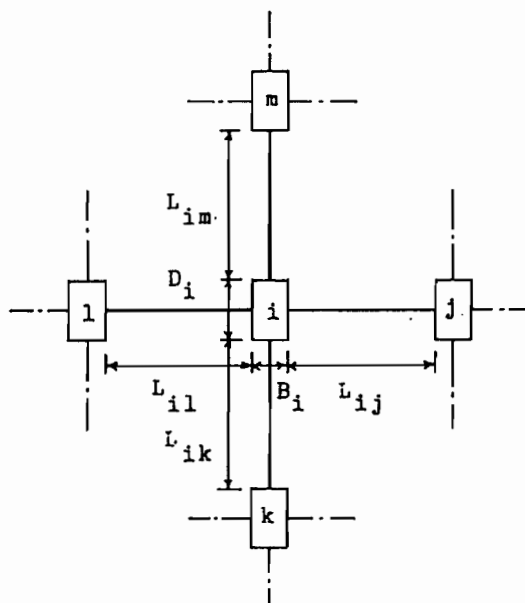


図 3.5 接合部パネル番号

パネル法線力の釣合式

$$\begin{aligned} N_{ij} - N_{il} + Q_{im} - Q_{ik} + P_{Xi} &= 0 \\ N_{ik} - N_{im} + Q_{ij} - Q_{il} + P_{Yi} &= 0 \end{aligned} \quad \dots \dots \dots (3.12)$$

ただし、 Q はせん断力である。 P_{Xi} , P_{Yi} はパネル i の中心に作用する水平および垂直力であり、それぞれ右、下向きを正とする。

パネルの変形条件

式(3.2)中のパネルせん断力 Q_p を図 3.6 を参照して、パネル i について表すと、

$$Q_{pi} = - \left(\frac{M_{ij} + M_{il}}{D_i} - \frac{Q_{ik} + Q_{im}}{2} \right) \dots \dots \dots (3.13)$$

となる。式(3.13)を式(3.2)に代入してパネルのせん断変形に関する変形条件式が得られる。

$$\gamma_i = - \frac{\kappa_p}{GA_{pi}} \left(\frac{M_{ij} + M_{il}}{D_i} - \frac{Q_{ik} + Q_{im}}{2} \right) \dots \dots \dots (3.14)$$

また、式(3.3)におけるパネル周辺に作用するモーメント M がパネル i の右側に作用する場合、 $M = -M_j$ とおいて、接合部局所変形に関する変形条件に関する変形条件式は式(3.15)で与えられる。

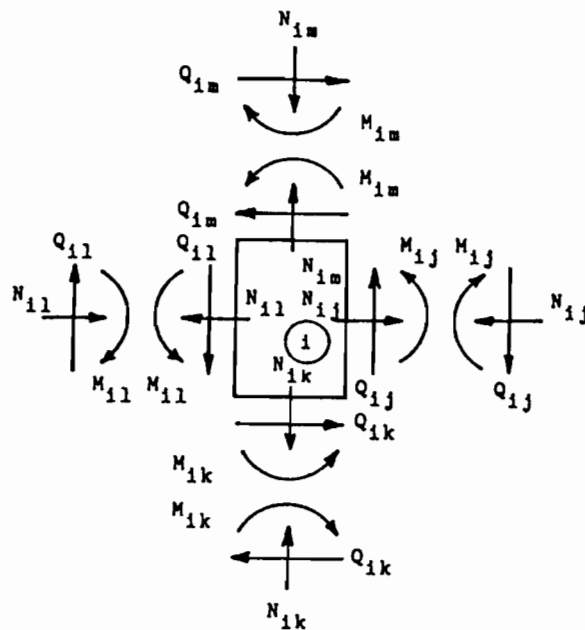


図 3.6 接合部パネル回りの応力

$$\alpha_{ij} = -\frac{M_{ij}}{k_i} \dots \dots \dots (3.15)$$

3.3.3 変位と変形の関係

図 3.7 に示すようにパネル i が剛体回転 θ_i^R を起こし、その位置でせん断変形 γ_i と局部変形 α_{ij} 、 α_{il} が生じたとすると、以下の関係式が得られる。

$$\begin{aligned} \theta_{ij} &= \theta_i^R + \gamma_{ij} + \alpha_{ij} \\ \theta_{ik} &= \theta_i^R - \gamma_{ik} \\ \theta_{il} &= \theta_i^R + \gamma_{il} + \alpha_{il} \\ \theta_{im} &= \theta_i^R - \gamma_{im} \\ \gamma_{ij} = \gamma_{il} &= \frac{1}{1 + \lambda^2} \gamma_i \dots \dots \dots (3.16) \\ \gamma_{ik} = \gamma_{im} &= -\frac{\lambda^2}{1 + \lambda^2} \gamma_i \\ \gamma_{ij} + \gamma_{ik} &= \gamma_{il} + \gamma_{im} = \gamma_i \end{aligned}$$

ただし、 $\lambda = \frac{D_i}{B_i}$ である。

一方、図 3.8 に示すような状態におけるパネル中心点の水平変位 U および鉛直変位 V と諸部材変形との関係は、

$$\begin{aligned} R'_{ij} &= \frac{2}{2L_{ij} + B_i + B_j} (V_j - V_i) \\ \epsilon_{ij} &= U_j - U_i \\ R'_{ik} &= \frac{2}{2L_{ik} + D_i + D_k} (U_k - U_i) \dots \dots \dots (3.17) \\ \epsilon_{ik} &= V_k - V_i \end{aligned}$$

である。

釣合条件と変形条件およびここで得た変位と変形の間を用いて骨組を解くことができる。すなわち、式(3.16)、(3.17)を式(3.8)、(3.9)および(3.10)に代入し、それらを式(3.12)、(3.14)およ

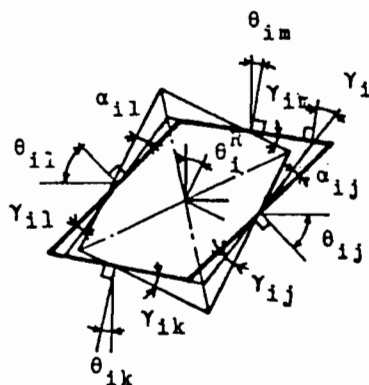


図 3.7 接合部パネルの変形成分

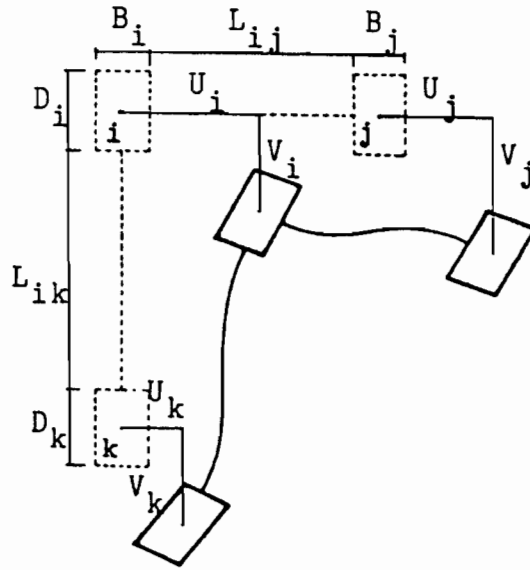


図 3.8 接合部の変位

び式 (3.15) 代入すれば、未知変数が接合部パネルの剛体回転と水平および鉛直変位、接合部せん断変形と局部変形である方程式を得る。支持拘束を受けない接合部では6個の未知数が存在する。この数は接合部パネルの釣合条件と変形条件式の数と一致し、解を得ることができる。

3.4 弾塑性解析

柱梁部材および接合部パネルの降伏条件はそれぞれ図 3.9 に示すような軸力 - 曲げモーメント降伏曲面および軸力 - せん断力降伏曲面で表される。降伏曲面は繰返し力にたいして変形および移動するが、ここでは等方硬化を仮定して、部材の降伏後の耐力上昇に応じて降伏曲面は膨張する。

解析プログラムの実行結果の信憑性と確かめるために、日置等 [3.15] および若林等 [3.16] 繰返し加力実験結果と弾塑性解析結果との比較したものが図 3.10 である。単純な解析法でありながら骨組の実験挙動を良く追跡できている。

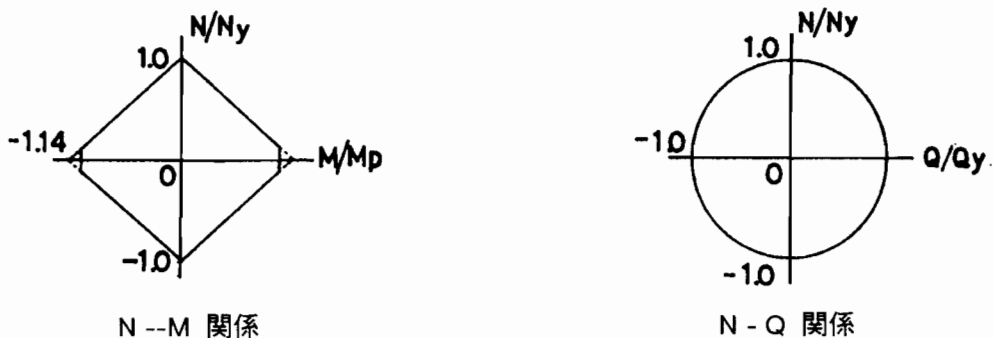


図 3.9 降伏曲面

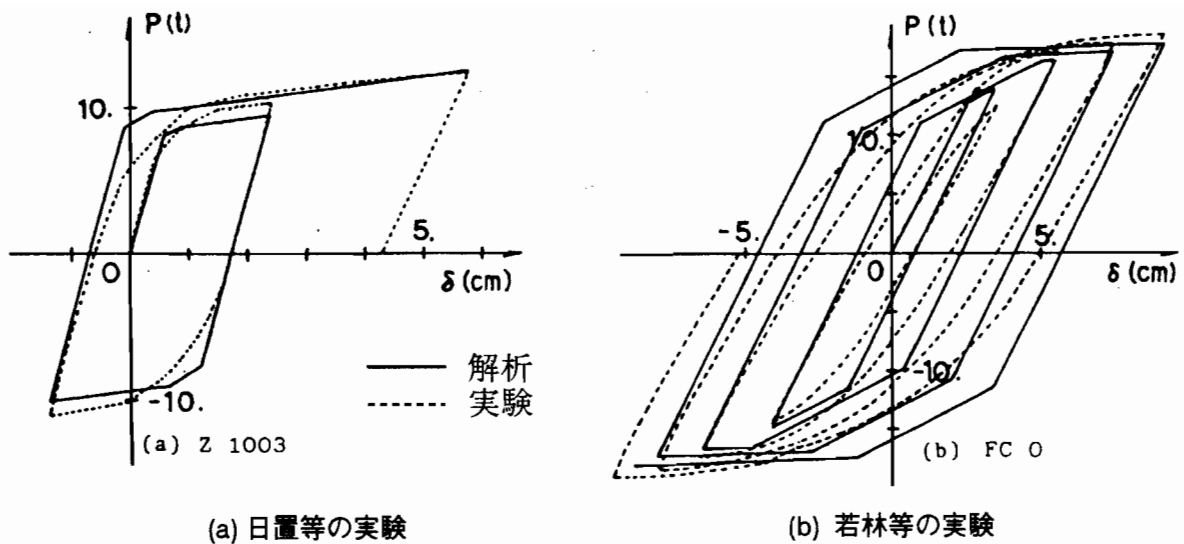


図 3.10 実験結果と解析結果との比較

3.5 解析例

3.5.1 解析対象

表 3.1 に示す断面を用いた外ダイアフラム形式の接合部をもつ平面ラーメン骨組について数値解析を行なう。解析対象は図 3.11 に示す 3 種とする。

荷重条件は鉛直荷重を 5 tonf/m の等分布荷重とした。各層の水平力分布 α は図 3.11 に示すとおりである。

表 3.3 各層の弾性水平剛性 (tonf/cm)

Frame	Story	P_0	P_{s1}	P_s	$P_{s'}$	P_r
No.1	1	12.5 (0.91)	13.7 (1.0)	14.0 (1.02)	15.0 (1.09)	16.8 (1.23)
	2	8.0 (1.05)	7.6 (1.0)	7.8 (1.03)	8.3 (1.09)	10.2 (1.34)
No.2	1	27.5 (0.92)	29.9 (1.0)	30.7 (1.03)	32.6 (1.09)	38.4 (1.28)
	2	19.0 (1.10)	17.3 (1.0)	18.1 (1.05)	19.0 (1.10)	24.9 (1.44)
No.3	1	26.5 (0.95)	27.9 (1.0)	28.7 (1.03)	31.6 (1.13)	36.8 (1.32)
	2	15.5 (1.07)	14.5 (1.0)	14.5 (1.00)	16.2 (1.12)	20.2 (1.39)
	3	8.7 (1.04)	8.4 (1.0)	8.6 (1.02)	9.2 (1.10)	11.2 (1.33)
	4	7.5 (1.10)	6.8 (1.0)	7.1 (1.04)	7.5 (1.10)	9.5 (1.40)

表 3.1 部材断面

Column (mm)		A (cm ²)	I (cm ⁴)	κ_m
C1	□-250×250×12	114.2	10810	2.03
C2	□-350×350×12	162.2	30930	2.03
Beam (mm)		A (cm ²)	I (cm ⁴)	κ_m
G1	H-400×200×8×13	84.1	23700	2.81
G2	H-496×199×9×14	101.3	41900	2.41

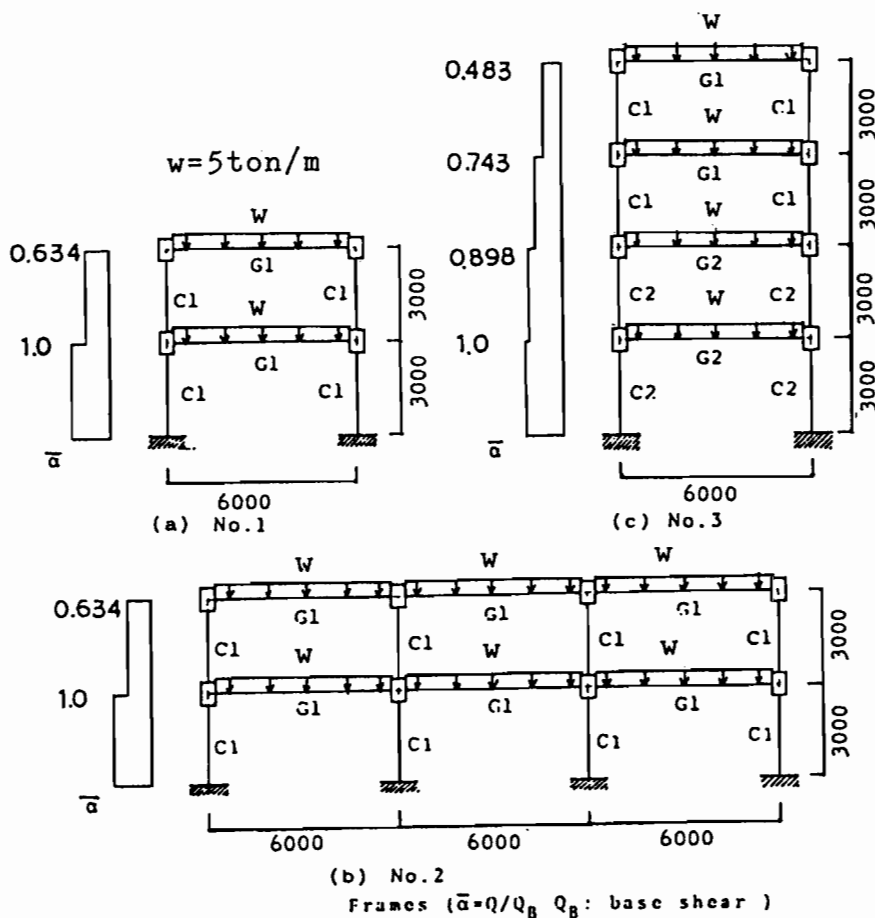


図 3.11 解析骨組

表 3.2 解析タイプ

Type	Bending deformation of member	Shearing deformation of member	Shearing deformation of panel	Local deformation of panel
Po	0			
Ps1	0	0	0	0
Ps	0	0	0	
Ps'	0		0	
Pr	0	(panel is rigid)		

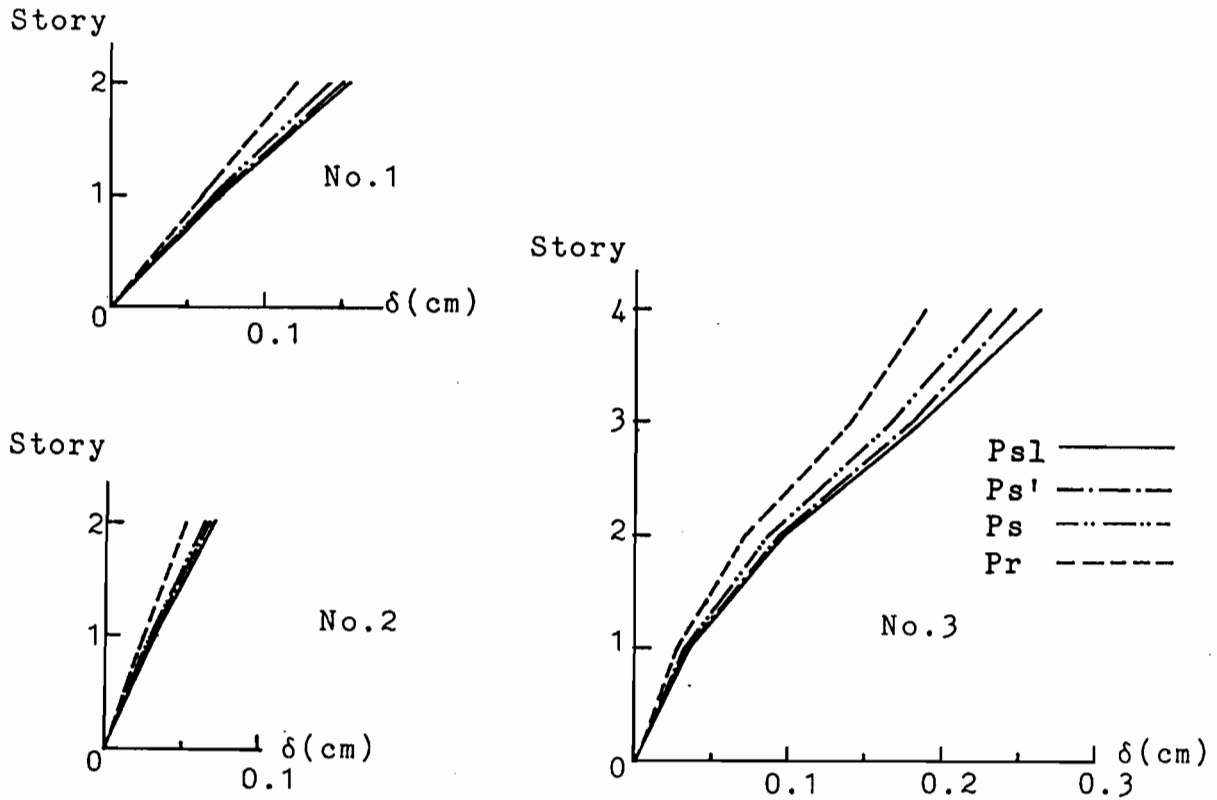


図 3.12 骨組の水平変位

各部の変形成分の全体変形へおよぼす影響を調べるために、各骨組に対し表 3.2 に示す 5 種のタイプについて解析する。同表の○印はその位置にある変形成分を考慮することを意味する。

3.5.2 局部変形剛性の評価

局部変形剛性 k_l は、現在までに得られている実験データを用いて評価する。

本例の外ダイアフラム接合部は文献 [3.2] に提案されている局部破壊耐力推定値 (P_{Cy}) が梁フランジ降伏荷重 ($\sigma_y \cdot A_f$) 以上になるよう設計されている。

3.5.3 弾性解析結果と考察

各骨組について表 3.2 で示される各解析タイプを解析して得られる各層の弾性水平剛性を表 3.3 に示す。同表から本解析例の骨組について接合部変形が弾性層水平剛性におよぼす影響について以下のことが知られる。

- ① 最下層を除くと、通常の線材理論による層剛性 (P_0) は接合部変形としてパネルのせん断変形のみ

を考慮したときの値 (P_s) に比べて 3 ~ 7 % 過大評価になり、仕口の局部変形も考慮した値 (P_{s1}) に比べると 5 ~ 10 % の過大評価となる。

② 最下層の弾性水平剛性は、接合部の変形成分の考慮による剛性低下の効果により、接合部の広がり
を考慮することによる部材長の短縮による剛性の上昇の効果の方が大であるために、通常の線材理論値 (P_0) が最も低い値を与える。

③ 接合部変形が骨組の全水平変位を与える効果はスパン数あるいは層数が増せば大きくなるが、各層
の層剛性については柱断面が変わるごとに最下層と同じ効果が現われ、接合部変形の寄与率は単純にその
傾向を指摘できない。(Frame No.3 では第 1 層, 第 2 層と第 3 層, 第 4 層とで変わっている)

④ 仕口の局部変形を考慮することにより、本例の場合層剛性は最大で 5 % 低下するが、最下層および
部材断面が変化するところでは影響が小さく、Frame No.3 では P_{s1} と変わらない。

各骨組について基部水平せん断力が 1.0 *tonf* 時の水平変位状態を図 3.12 に示す。

3.5.4 弾塑性解析結果と考察

弾性解析に用いた 3 種の骨組について層水平力を比例して増加させた弾塑性解析を行なう。同一の骨組
について表 3.2 に示した 5 種のタイプの解析を行ない、それぞれタイプの解析結果として得られた基部せん
断力 (Q_b) - 層水平変位 (δ) 関係から、考慮した骨組の変形成分の差から生じる静的応答結果の差を
用いて構成部材の骨組全体の挙動に及ぼす寄与を調べる。ここで注意しなければならないことは、同一の
骨組から構成部材の変形成分が骨組の変形に占めるものとして求めることは、変形要素を考慮するしない
によって骨組中の塑性ヒンジの発生順序が変化することからも分かるように不可能である。従って、解析
タイプの結果の差を用いて得られる角変形成分の骨組変形に及ぼす寄与は、骨組の降伏初期段階では量的
にも把握できるが、降伏が進むにつれて信頼性は低下する。

図 3.13 に各変形成分が骨組全体に占める割合を P_{s1} タイプに対する百分率で表す。解析は最初に降伏
する層の層せん断力が降伏せん断力の 1.3 倍に達するまで行なった。

全体的に見て、弾性時の仕口の局部変形の寄与は約 5 % である。その後、水平力の増加に伴い全骨組に
ついて仕口の局部降伏が部材の曲げ降伏よりも先行することで、寄与分はおよそ 10 % までに達する。やが
て柱梁部材が降伏すると相対的に仕口の寄与分は減少し元の配分に戻るの分かる。

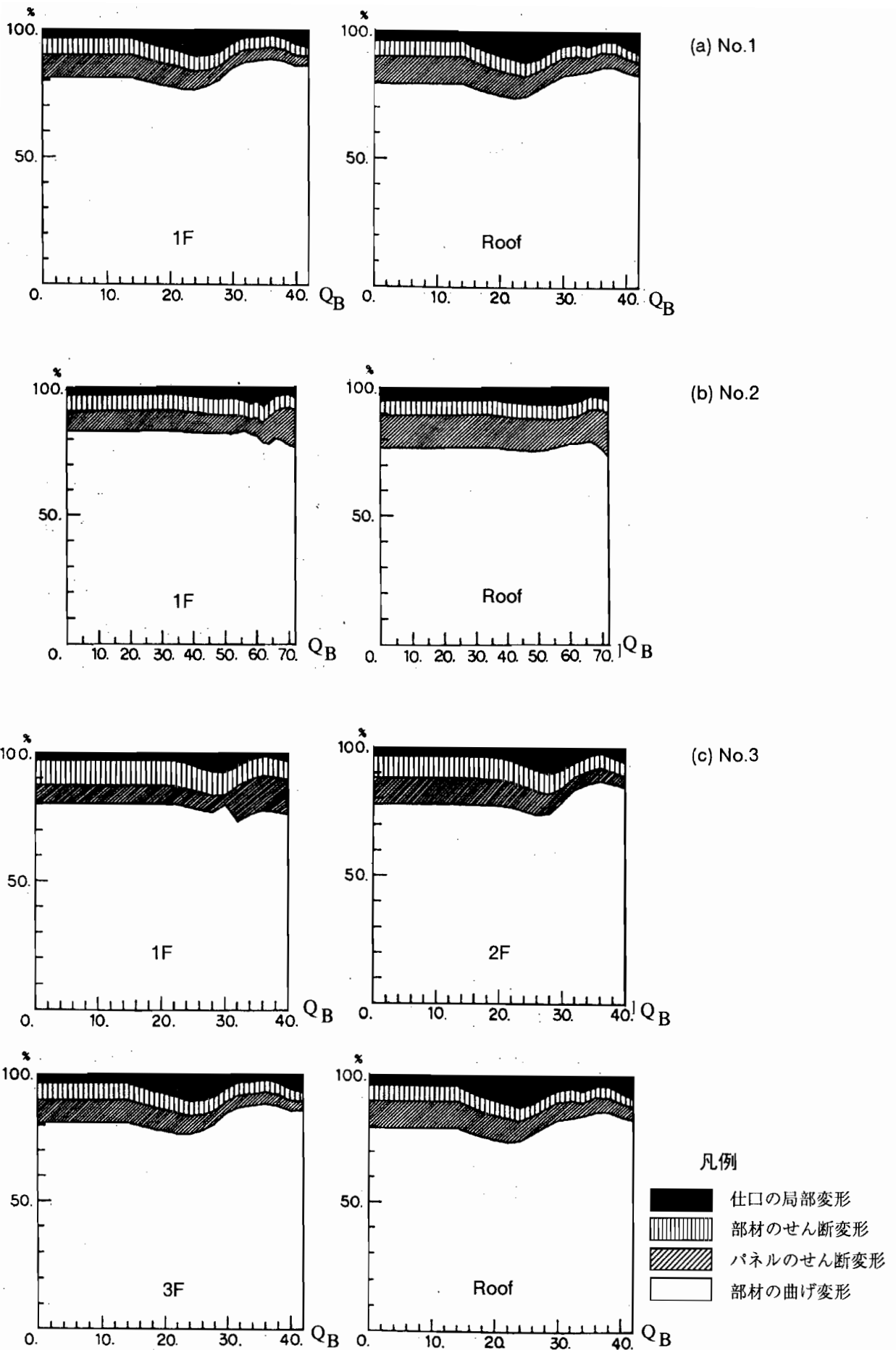


図 3.13 骨組の各層水平変位に及ぼす構成部材の寄与

3. 6 結論

外ダイアフラム形式で補剛された柱梁接合部をもつ鋼管柱ラーメンの水平剛性に与える仕口の局部変形の影響を調べる目的で、仕口の変形を考慮したたわみ角式を誘導し、3種類の骨組について弾性解析例を示した。

解析の結果

- 1) 仕口の局部変形が骨組の水平剛性に与える影響は層数とスパン数によって変化し、層数あるいはスパン数が増すとその影響量は大となる。
- 2) 各層の水平剛性に与える仕口の変形の効果は上下の層の影響を受ける。特に、最下層では通常の線材理論による値の方が剛性を過小評価することになる。
- 3) 本解析例では、鋼管柱の局部変形により層水平剛性は最大で5%低下する。等が得られた。

記号

A_m : 線材 (柱梁部材) の断面積	Q_p : パネルせん断力
A_p : 接合部パネルの断面積	R_{ij} : 線材 ij の部材角
a : $\frac{2 + \gamma'}{1 + 2\gamma'}, \frac{2l(2 + \gamma') + 3B_i}{2l(1 + 2\gamma')}$	R'_{ij} : 接合部パネル中心間相対移動角
B_i : パネル i の幅	t_c : 鋼管厚
B_p : パネル幅	t_f : 梁フランジ厚
B_S : 基準パネル幅	U_i : パネル i の水平変位
b : $\frac{2 - \gamma'}{1 + 2\gamma'}, \frac{2l(1 - \gamma') + 3B_i}{2l(1 + 2\gamma')}$	V_i : パネル i の鉛直変位
C_{ij} : 荷重項	α : 局部変形
c : $-\frac{3}{1 + 2\gamma'}, -\frac{3(2l + B_i + B_j)}{2l(1 + 2\gamma')}$	γ_p : 接合部パネルせん断変形
D_i : パネル i のせい	γ' : $\frac{6\kappa_m EK}{GA_m l}$
D_p : パネルのせい	δ_{ij} : 線材 ij と接合部 i の結合点の線材 ij に対する直交方向の移動量
d : $-\frac{3B_i}{2l(1 + 2\gamma')}$	ϵ_{ij} : 線材 ij の軸変形
E : ヤング係数	κ_m : 線材のせん断に関する形状係数
e : $-\frac{3B_j}{2l(1 + 2\gamma')}$	κ_p : 接合部パネルのせん断に関する形状係数
f : (= d)	λ_i : $\frac{D_i}{B_i}$
G : せん断弾性係数	θ_{ij} : 線材 ij の i 端回転角
g : (= e)	
h : 柱材長	
K : 剛度	
K_b : 梁の剛度	
K_c : 柱の剛度	
k_l : 局部変形剛性	
l : 梁材長	
M : 曲げモーメント	
M_{ij} : i 端の曲げモーメント	
N_{ij} : 軸力	
P_{Xi} : パネル中心に作用する水平外力	
P_{Yi} : パネル中心に作用する鉛直外力	
Q_{ij} : 線材 ij のせん断力	

第4章 外ダイアフラム形式柱梁接合部を もつ平面ラーメン骨組の加力実験

第4章 外ダイアフラム形式柱梁接合部をもつ平面ラーメン骨組の加力実験

4.1 序

本章では柱部材および梁部材にそれぞれ鋼管およびH形鋼をもつ外ダイアフラム形式の接合部補剛を施したラーメン骨組について静的繰返し水平加力実験を行い、接合部の変形が骨組の弾塑性挙動に与える効果を述べる。供試体の接合部の耐力は主構造部材である柱梁部材の全塑性耐力と同等あるいはそれ以下の降伏耐力になるようにされており、この場合でも接合部が早期に破断することなく十分なエネルギー吸収能力を発揮できるかどうかを実験的に調べてる。

供試体は柱に円形鋼管を用いたものと角形鋼管を用いたものの2系統について製作された。接合部の詳細は金谷等の研究にある外ダイアフラム形式の局部耐力推定式に基づいて製作されたものである。

4.2節から4.5節にかけて円形鋼管柱ラーメンに関する実験、4.6節から4.11節に亘って角形鋼管ラーメンの実験について述べ、最後の4.12節で本章の結論を述べる。

4.2 円形鋼管柱ラーメン骨組の水平加力実験

4.2.1 実験の目的

鋼構造物が水平力を受ける時、柱梁部材ばかりでなく接合部においても変形が生じる。柱梁接合部変形を接合部パネルのせん断変形と仕口の局部変形であるとして解析的に求めると、これらの接合部変形は骨組全体の変形に対して10～20%を占めることが明らかにされている[4.1]。特に、柱に鋼管を用いた場合、接合部における局部変形が顕著となる。この節では、円形鋼管柱をもつ骨組で接合部を外ダイアフラム補剛形式とした場合の接合部変形が骨組全体にどのように影響を与えるかということ明らかにするために接合部変形に対する補剛量を変え、その差が全体架構に及ぼす影響について実験的に調べた。

4.3 実験概要

4.3.1 実験概要

供試体は図4.1に示すように、スパン、階高がそれぞれ2.0m、1.5mの2層2スパンの純ラーメン骨組で、柱に円形鋼管、梁にH形鋼を用い、接合部変形に対する補剛量を変化させた3体を制作した。主要寸法を表4.1に示す。これらの供試体のうち、Frame AおよびFrame Bは柱に165.2 \times 7 (STK400)を、梁にH-198 \times 99 \times 4.5 \times 7 (SS400)を用いた。また、Frame Cは150 \times 6の高張力遠心鋳鋼管を用いた。表4.2に使用鋼材の機械的性質を示す。素材試験はH形鋼フランジおよびスチフナはJIS 5号試験片、円形鋼管についてはJIS 12号試験片を製作し行った。なお、明瞭な降伏棚が見られなかった素材試験については0.2%オフセット法により降伏点を求めた。

図4.2に接合部詳細を示す。Frame A、Frame Bのスチフナ寸法は、梁の曲げ塑性耐力が文献[4.2]の局部最大耐力とを比較して決定した。表4.3のように、Frame AおよびFrame Cは接合部が最大局部耐力耐力に達する前に梁が M_p に達し、仕口の局部破壊は起こらない。Frame Bは最大局部耐力に達すると、梁が M_p に達するのとがほぼ同時に起こる。また、パネルのせん断降伏についてみれば、Frame A

およびFrame Bは、梁の M_p に対して比較的早期に起こるが、Frame Cでは、梁の M_p とほぼ同時に起こる。

4.3.2 載荷方法

図 4.1 に示す様に載荷床版上に基礎梁を固定し、その上に供試体を設置した。荷重は供試体の1, 2層の梁心位置にオイルジャッキによりそれぞれ等しい水平力を与えた。その載荷プログラムは図 4.3 に示す様に、第1層の層間変形角（以下Rという）が $1/200 \sim 1/20$ の数種の定変位振幅で制御する正負繰返し載荷である。ここで正載荷とはジャッキが供試体を引く方向に、負載荷は押す方向に載荷した時をいうものとする。また供試体の各梁中央には横支承を設け、載荷中の供試体の構面外変形を拘束している。また本文中で用いる部材の呼称を図 4.4 に示す。

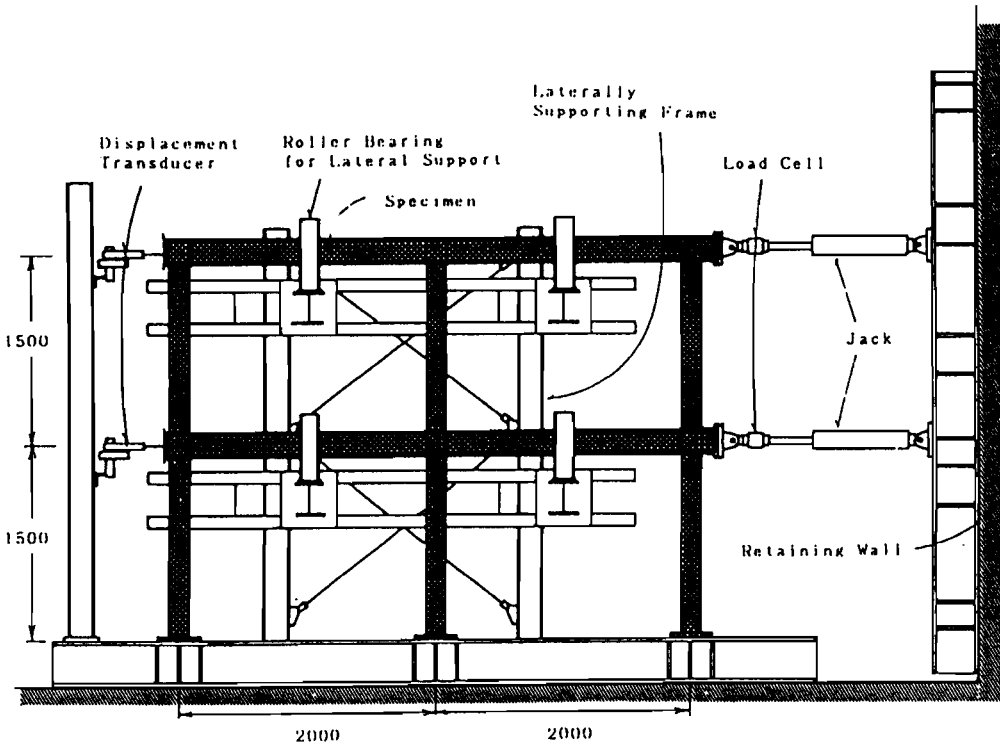


図 4.1 実験骨組

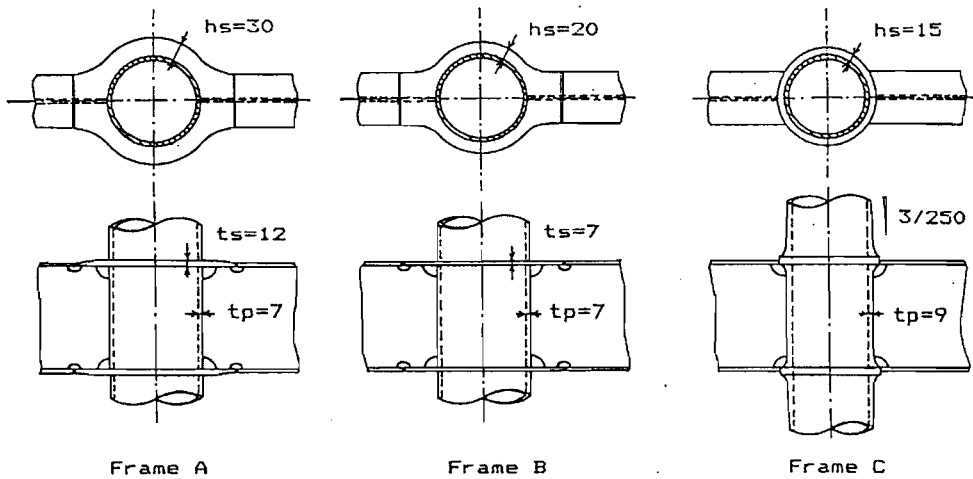


図 4.2 接合部詳細

表 4.1 供試体の主要寸法

Specimen	Column(mm)	Beam(mm)	Stiffner(mm)	
			hs	t
Frame A	165.2 ϕ x 7	H-198x99 x4.5x7	30	12
Frame B			20	7
Frame C	150 ϕ x 6		15	15

表 4.2 素材の機械的性質

	σ_y ton/cm ²	σ_B ton/cm ²	E (x10 ³) ton/cm ²	EL %
Column (mm)				
165.2 ϕ x 7	3.60	4.64	2.10	38.6
150 ϕ x 6	4.05	5.39	-	28.4
Beam (mm)				
H-198x99x4.5x7	3.64	5.10	2.14	36.6
Stiffner (mm)				
PL - 7	4.44	5.30	2.09	22.2
PL - 12	3.63	5.36	2.05	21.8

表 4.3 供試体の耐力

供試体	Pp (tonf)	Pm (tonf)	Pl (tonf)	設計条件
Frame A	21.12	33.11	44.09	Pp < Pm < Pl
Frame B	21.12	33.11	28.81	Pp < Pl < Pm
Frame C	28.35	33.11	53.38	Pp < Pm < Pl

Pp: 接合部パネル降伏時の梁フランジ耐力

Pm: 梁の曲げ降伏時の梁フランジ耐力

Pl: 仕口の局部降伏時の梁フランジ耐力

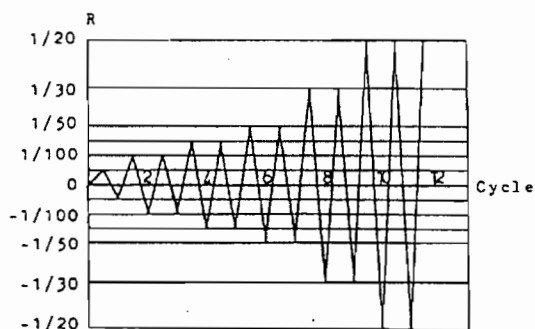


図 4.3 荷重プログラム

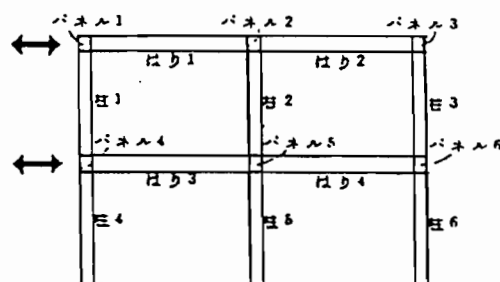


図 4.4 部材名称

4. 4 実験結果

4. 4. 1 破壊状況

図 4. 5 に各供試体の各層の荷重 - 水平変位の履歴曲線を示す。

Frame A : 4サイクル ($R=3/200$) の時 (▼1) に剛性の低下が見られた。12サイクル ($R=1/20$) 負荷荷時 (▼2) に第 1 層の柱脚の局部座屈が確認され、梁 3 左端のフランジの局部座屈を認め、次の13サイクル ($R=1/20$) 正載荷時 (▼3) に柱 5, 6 の柱頭でスチフナの溶接部で亀裂が生じた。さらに、13サイクル ($R=1/20$) 負荷荷時 (▼4) に柱 4 の柱頭にも同様の亀裂が生じた。14サイクル (▼5) で、梁 3 左端の引張り側フランジに亀裂が入り、荷重上昇がなくなり載荷を終了した。写真 4. 1 は $R=1/20$ 時の骨組の全景である。

Frame B : 骨組の水平剛性低下は Frame A と同じく 4サイクル ($R=3/200$) の時、(▼1) から認められた。8サイクル ($R=1/30$) 負荷荷時 (▼2) および次のサイクル (▼3) で、柱 5 の柱頭の溶接部に亀裂が生じ始め、10サイクル ($R=1/20$) (▼4) で柱 6 にも同様の亀裂が生じた。また、11サイクル ($R=1/20$) では、柱 5, 6 の亀裂が柱の周長の約 $1/5$ にわたって貫通するに至った。さらに、▼5 で、梁 3 左端のフランジの亀裂により耐力上昇がなくなった。Frame B の実験後の全景および柱 5 の柱頭に亀裂が貫通した様子を写真 4. 2 に示す。

Frame C : 骨組の水平剛性低下は 4サイクル ($R=3/200$) の時 (▼1) に見られたが、Frame A および Frame B で見られたほど明確ではなかった。6サイクル ($R=1/50$) 負荷荷時 (▼2) から、梁 3 および梁 4 の両端部引張り側フランジの溶接部に亀裂が生じ始めた。8サイクルから 9サイクル ($R=1/30$) にかけて、梁 3 両端部のフランジの亀裂が貫通し、次のサイクルの負荷荷時 (▼4) で梁 3 左端部に新たな亀裂が生じ貫通した時点で耐力上昇がなくなった。

このように各供試体とも最終的には、梁 3 左端の破壊によって骨組の崩壊に至っているが、補剛量の差によって破壊性状にも明瞭な差が現われている。すなわち、Frame A では柱とスチフナとの溶接部の亀裂は骨組全体としては致命的損傷ではなく、接合部として健全で最終段階まで十分に応力を伝達し得る状態にある。これに対し、Frame B ではスチフナの溶接部での亀裂が貫通するまでに至り、接合部は応力を十分伝達できずに骨組全体の応力再配分がなされ第 2 層の変位が Frame A よりも大きくなっている。また、Frame C では変断面柱を用いているため、柱端の剛性が高いため、骨組全体としての降伏荷重が高くなっ

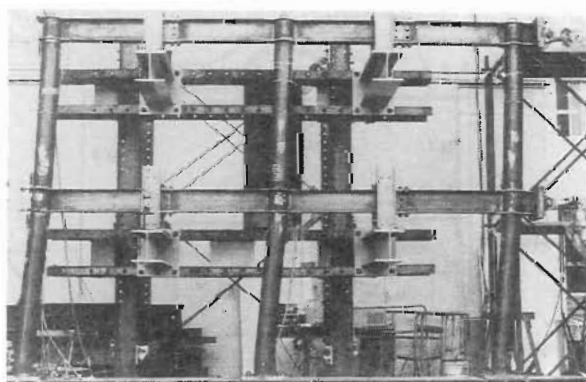


写真 4. 1 実験風景 ($R=1/20$ rad)

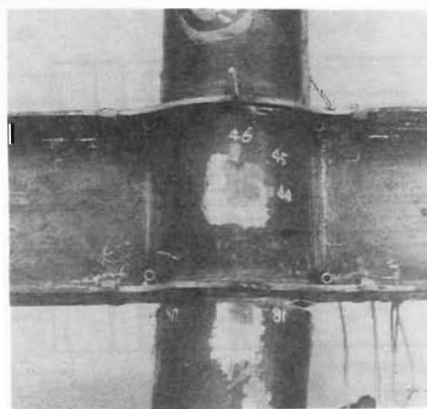


写真 4. 2 接合部の損傷

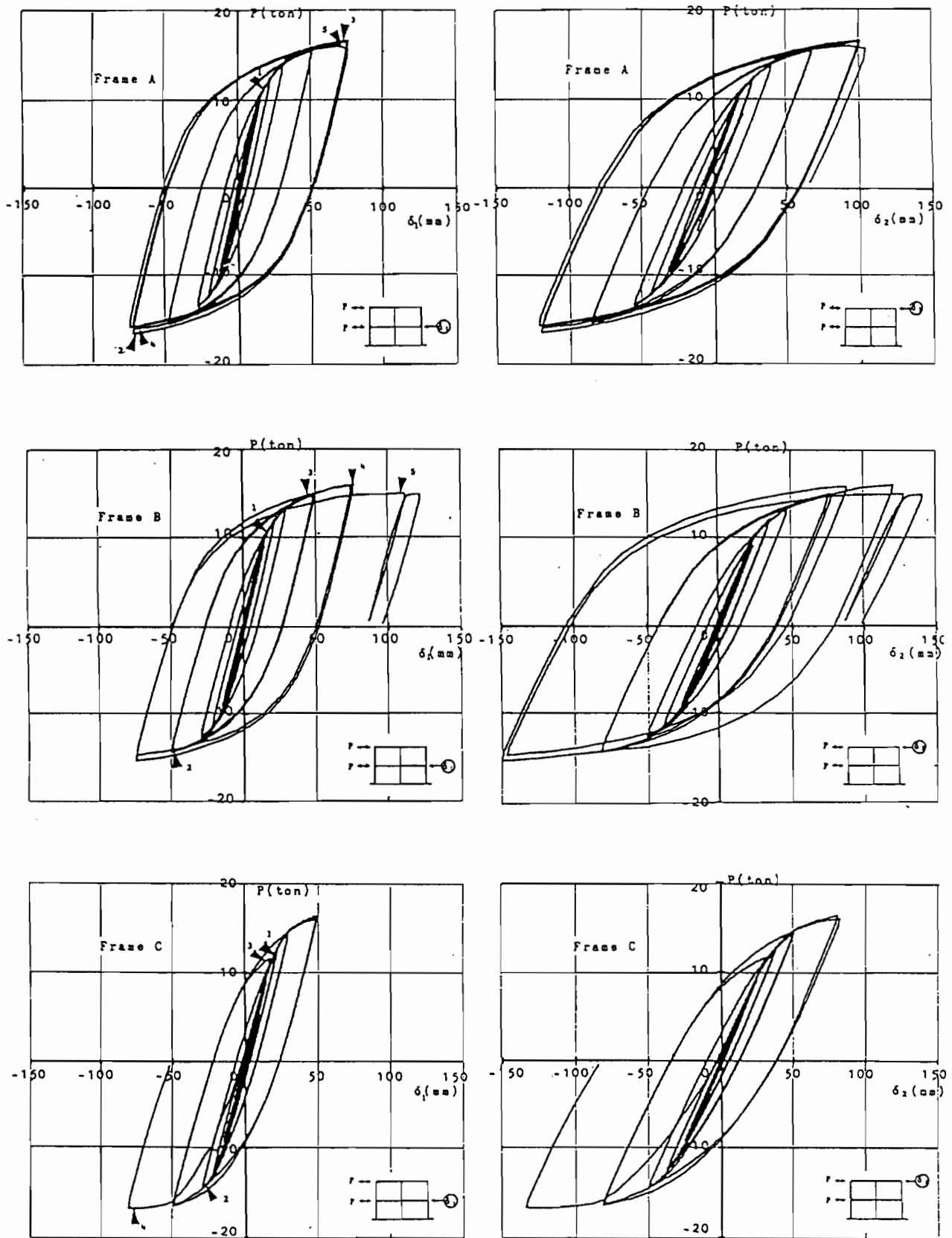


图 4.5 水平荷重 - 水平变位關係

ている。

4.4.2 接合部補剛量の変化による全体変形への影響

図4.5の履歴曲線より、文献[4.3]の手法を用いて繰返し載荷時の $P-\delta$ 関係を単調載荷時の $P-\delta$ 関係に置換した骨格曲線を図4.6に示す。

これより表4.4に示す様に水平変位の初期剛性を比較すると、Frame BはFrame Aに比べて1層で7%、2層で8%の低下が見られる。

また、非線形域においては図4.6を見てもわかるように、同一荷重時での変位におけるFrame BのFrame Aに対する比は荷重が上がるにつれて大きくなる。即ち、荷重が上がれば局部変形が全体変形に与える影

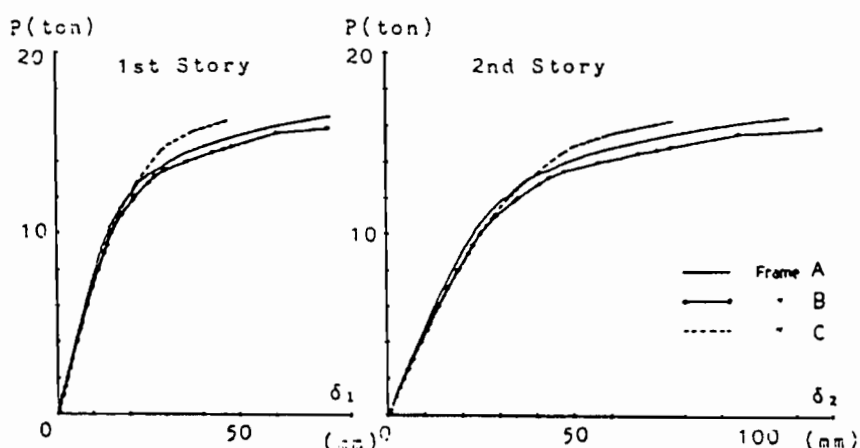


図4.6 各層のせん断力-層間変形関係(骨格曲線)

表4.4 供試体間の初期剛性比較

Specimen.	初期剛性 (ton/cm)		Frame A に対する比	
	1st Story	2nd Story	1st Story	2nd Story
Frame A	8.002	4.828	1.00	1.00
Frame B	7.413	4.436	0.93	0.92
Frame C	7.145	4.376	0.89	0.91

響は大きくなる。

4.5 実験結果の要約

円形鋼管柱を用いた外ダイヤフラム形式接合部を持つ2層2スパン平面骨組の交番繰返し水平加力実験を行った。本実験では、接合部補剛量の変化による骨組全体の静的応答の差異を調べた。以下結果をまとめる。

- 1) 全供試体とも健全な履歴挙動が得られた。
- 2) 接合部補剛量の違いにより、骨組の損傷過程の差異が認められた。
- 3) 接合部補剛量の違いによる水平剛性の差異が認められ、降伏以後その差は増加した。

4.6 角形鋼管柱ラーメン骨組の水平加力実験

本節では外ダイアフラム補剛形式角形鋼管柱梁接合部をもつラーメン骨組の繰返し水平加力実験を行ない、接合部変形が骨組全体の弾塑性性状におよぼす影響を調べた。

4.7 実験概要

4.7.1 試験体

試験体の形状および接合部詳細を図4.7に、諸寸法を表4.5に示す。試験体は外柱に□-200x200x6 (STKR400)、内柱に□-200x200x8 (STKR400)、梁部材にH-250x125x6x9 (SS400)を用いた。外ダイアフラムは厚さ12mm (SS400)の鋼板から1枚の部品として仕上げ、柱梁接合部は図4.8に示すような詳細で製作された。

試験体は2体製作し、それぞれFR1、FR2と呼ぶ。表4.5に示すように、FR1は文献[4.4]にある仕口の局部破壊耐力が梁部材の全塑性耐力より小さくなるような補剛量をもつ仕口崩壊型であり、FR2は仕口の破壊耐力は梁部材の全塑性耐力を上回るが接合部パネルの降伏は生じる骨組である。2体の骨組ともに同じ柱梁部材断面をもつ以上、両者の骨組の接合部パネルの降伏耐力は同じであり、FR1骨組も接合部パネルは降伏する。

外ダイアフラムの補剛量 h_D は、柱梁仕口の応力集中部にあたり、局部変形剛性ならびに耐力に比較的大きく影響を与える因子であることが知られている。FR1とFR2の寸法上の相違点は h_D の寸法だけ

表4.5 供試体の諸寸法

試験体名	柱	梁	接合部付近	補剛量 h_D (mm)	崩壊モード
FR1	外柱 □-200x200x6 内柱 □-200x200x8	H-250x125x6x9	ダ 1775A PL-12 ウ ₁ 7 PL-6	$h_D = 10$	接合部 局部破壊
FR2	外柱 □-200x200x6 内柱 □-200x200x8	H-250x125x6x9	ダ 1775A PL-12 ウ ₁ 7 PL-6	$h_D = 20$	接合部 パネル降伏

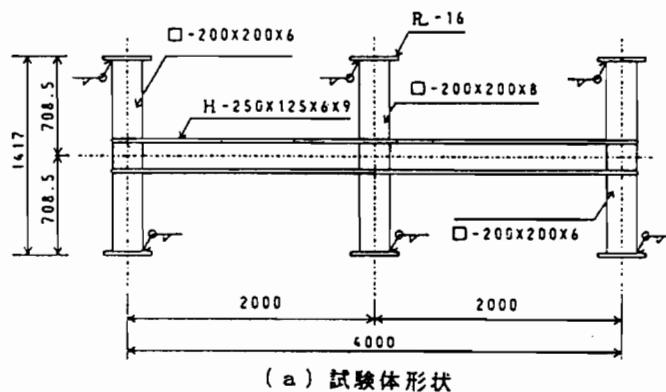


図4.7 供試体

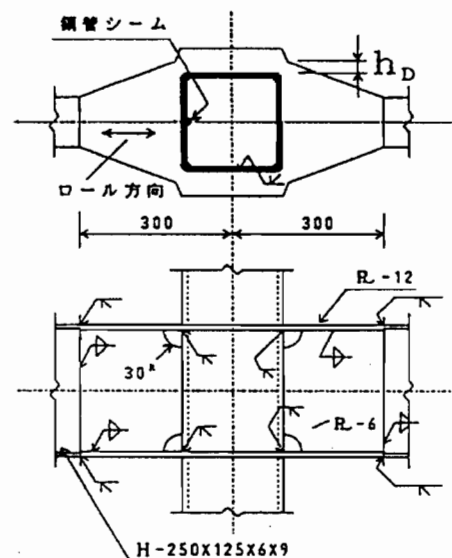


図4.8 接合部詳細

表 4.6 素材の機械的性質

	t(mm)	σ_V (t/cm ²)	σ_U (t/cm ²)	σ_V/σ_U	E (t/cm ²)	ϵ_U (%)
柱	8	4.098	4.787	0.86	2164	26.7
	6	3.413	4.328	0.79	2122	29.8
はり フレンジ ウェブ	9	3.064	4.374	0.70	2159	27.8
	6	3.643	4.646	0.78	2122	21.3
ダイアフラム	12	2.706	4.231	0.64	2129	29.8
PI.-6	6	2.819	4.363	0.65	2119	29.8

σ_V : 降伏点 σ_U : 引張強さ E: ヤング係数 ϵ_U : 伸び

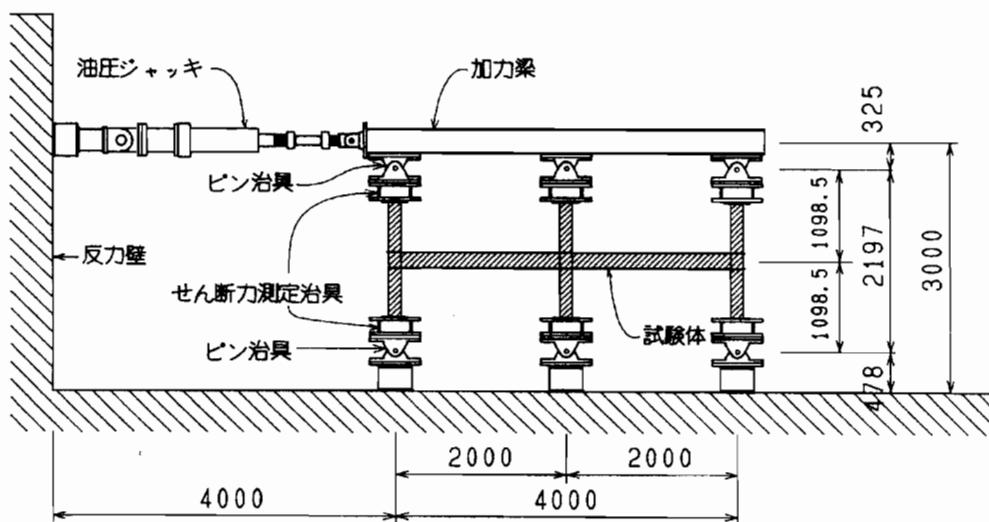


図 4.9 実験骨組

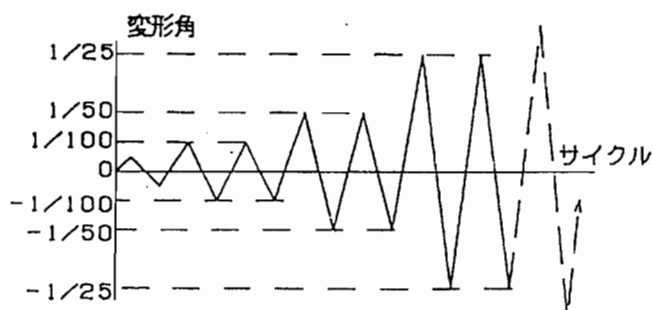


図 4.10 載荷プログラム

であるが、計算上両者の骨組の損傷形態は異なることが想像できる。

供試体に用いられた鋼材の機械的性質を表 4.6 に示す。これらの値はすべて JIS 1号試験片による引張り試験から得られたものであり、明瞭な降伏点を示さなかった試験については 0.2% オフセット法によって降伏点を求めた。なお、角形鋼管については鋼管シーム部を除く 3箇所 の平板部から 3枚 取出した試験片の結果の平均値である。

4.7.2 載荷方法

載荷は図 4.9 に示す実験装置組立後の馴らし載荷の後に、載荷プログラムで図 4.10 に示すような載荷とし、2 サイクルずつ繰返し変位を与える毎に変位振幅を増加させた。

供試体の変形 (R) は各柱上下端に配置したピンの相対変位 (δ) をそれらの距離 (L_C) で除した値で表す。所定の最大両振幅 1/25 のプログラム載荷が終了した後は、ジャッキのストロークが許す範囲 ($R = \pm 1/10$) での振幅を与え、骨組が崩壊するまで繰り返し載荷した。

4. 8 実験結果

4. 8. 1 破壊状況

図 4. 11 および図 4. 12 に各供試体の荷重 - 変形関係を示し、骨組中の各部の名称も同図中に表す。また、荷重 - 変形関係上に記した▼および英数字は実験中に目視および手触観察して確認された現象の時点およびその略号とその順序である。現象の略号は、C、L および S とし、それぞれは亀裂、仕口の局部変形およびパネルのせん断変形を意味する。

FR 1 (図 4. 11) : 接合部 1 で下側ダイアフラム溶接部に損傷が見られ、柱側溶接止端部に亀裂が発生し (C1-1)、それが溶接継目を横断する方向に進展した (C1-2)。C1-3 の段階で片方のダイアフラム入隅部に亀裂が発生し、溶接継ぎ目に添ってむしろるように進展した。

接合部 3 では引張力を受ける上側のダイアフラム溶接部に損傷が起こり、接合部 1 と同様な亀裂発生過程が見られた。

柱管壁の局部変形は柱の変形角が 1/50 rad を超える頃から手触で確認でき、1/25 rad では目視によっても観察された。実験後の残留局部変形 (ここでは柱管壁面の面外変形) は接合部 1 および 3 共に管厚のほぼ 2 倍程度が測定され、接合部 2 では僅かであった。このように側柱接合部では局部変形が接合部変形の多くを占め、内柱接合部では逆にパネルのせん断変形が卓越することが実験から確認できた。実験後の FR 1 骨組の全景を示す写真 4. 3 にもその様子が現われている。写真 4. 4 側柱の仕口の局部変形 (残留変形) の状態を示す。同写真から局部変形が梁端部の回転変形であることが分かる。

FR 2 (図 4. 12) : 接合部 1 の上側ダイアフラム溶接部に亀裂が生じ始め、柱角部の溶接止端部でも亀裂がその後生じた (C1-1) のは、FR 1 骨組と同じ損傷の受け方である。その後は外ダイアフラム入り隅部から亀裂が生じ (C3-2, C3-3)、やがて溶接継ぎ目に添って鋼管柱中央部方向に進展し管径の 1/3 に達した (C3-4)。

仕口の局部変形は、柱の変形角にして 1/50 rad を超えると手触でも確認できるほど生じ、1/25 rad では FR 1 骨組と同様に無視できないほど増大したが、実験終了後の局部変形の残留は CFR 1 骨組のものに比べておよそ半分程であり、供試体間の接合部補剛量の差でこの変化が現われた。

仕口の変形が FR 1 骨組に比べて少ない分、骨組の変形は接合部パネルの変形で費やされ、パネルのせん断変形が増大した。実験終了後の FR 2 骨組の全景を写真 4. 5 に示す。内柱接合部パネルのせん断変形の様子を写真 4. 6 に示す。柱・梁部材はほぼ直線に形状が復帰しているのに対して、パネルのウェブ面が大きくせん断変形しているのが見られる。

表 4. 7 に各供試体の正および負加力での最大耐力を示す。外ダイアフラムの補剛寸法を僅かに変化させただけで、有意な差異が見られたことが注目される。

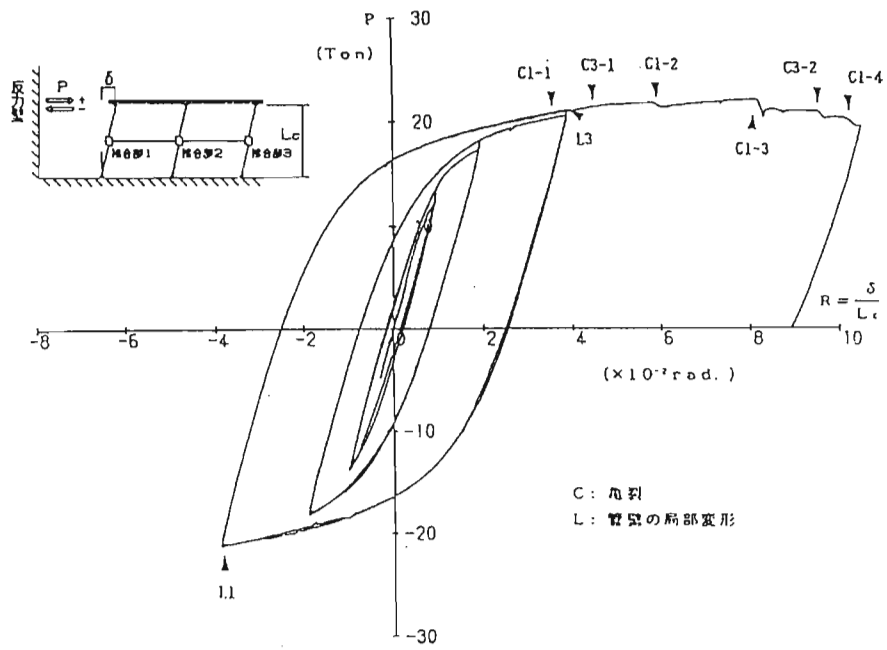


図 4.11 FR1 骨組の荷重 - 変形関係

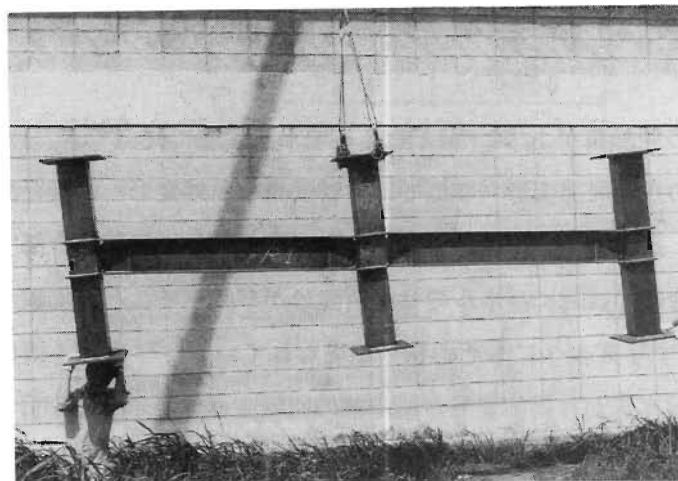


写真 4.3 実験後のFR1 骨組

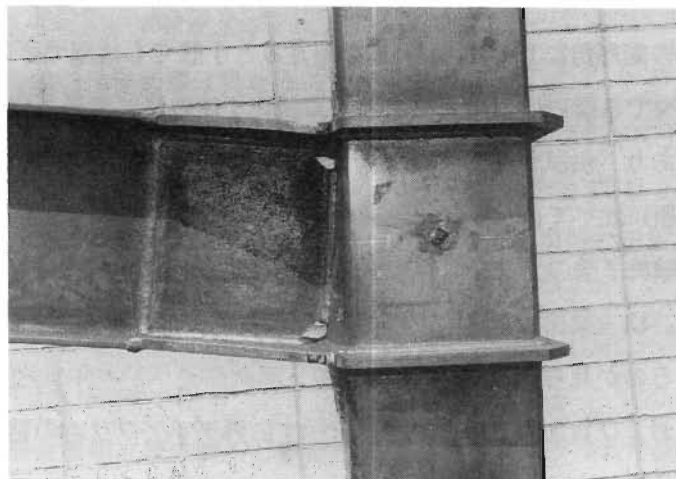


写真 4.4 柱梁仕口の局部変形 (FR1 骨組)

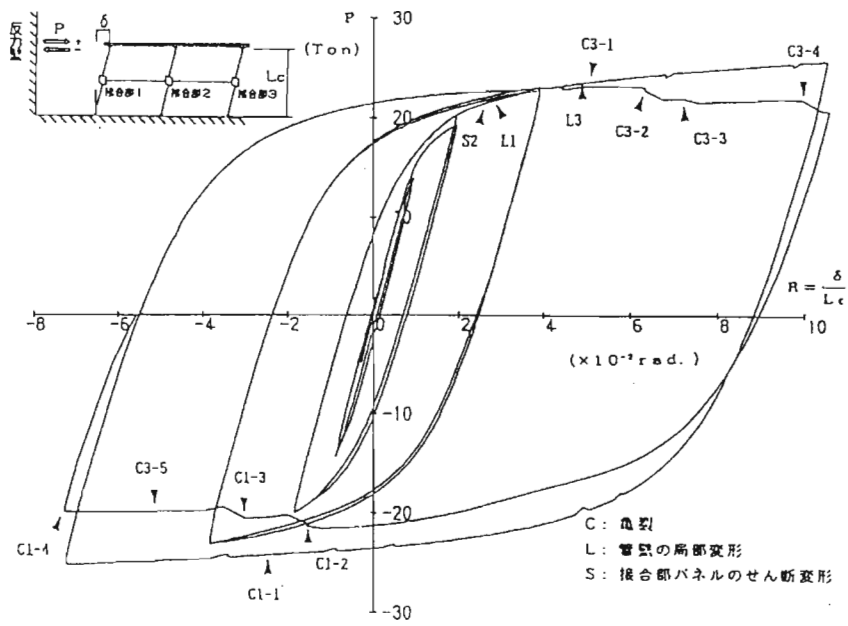


図 4.12 FR2 骨組の荷重 - 変形関係

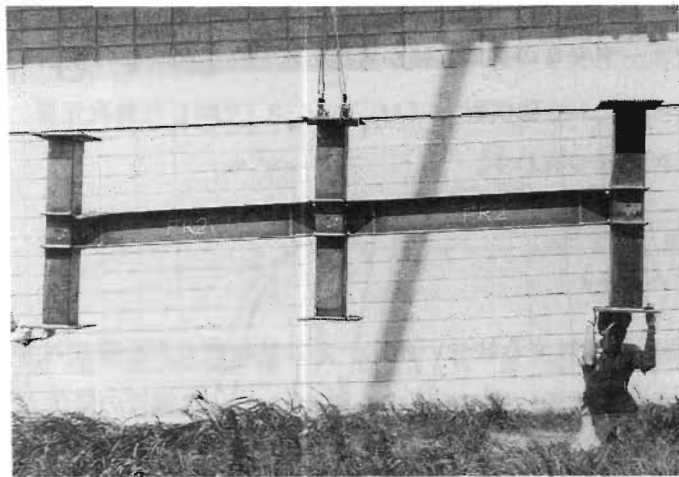


写真 4.5 実験後のFR2 骨組

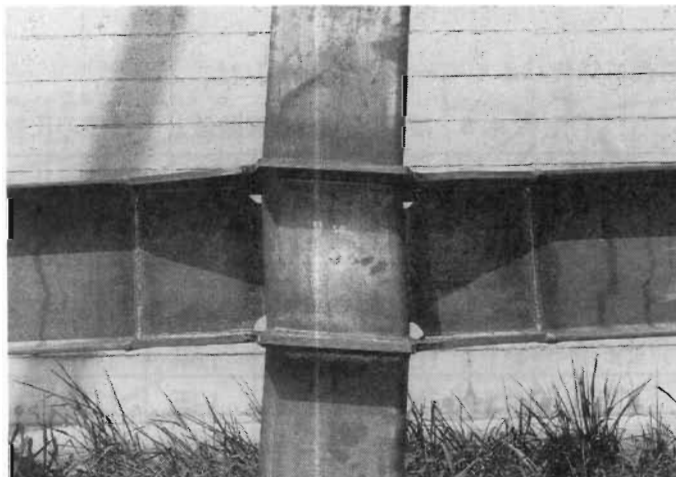


写真 4.6 接合部パネルのせん断変形 (FR2 骨組)

表 4.7 供試体の最大耐力

供試体	加力方向	最大耐力 (tonf)
FR1	正	22.64
	負	21.63
FR2	正	26.36
	負	25.82

4.9 柱梁接合部のパネルモーメント-せん断変形関係

水平力を受ける骨組の柱梁接合部パネルには柱および梁部材力によりせん断変形 (γ_p) が生じる。 γ_p に対応する接合部パネルの部材力をパネルモーメント (M_p) と呼ぶ。これらの関係を増分表示すると式(4.1)で表わされる。

$$\Delta M_p = K_p \cdot \Delta \gamma_p \dots\dots\dots (4.1)$$

ここに、 $\Delta M_p = \Delta M_1 + \Delta M_2 - \frac{1}{2}(\Delta Q_3 + \Delta Q_4)D$ 、 M_1 、 M_2 はそれぞれ接合部パネルの上下に隣接する柱部材のフェイスモーメント、 Q_3 、 Q_4 はそれぞれ接合部パネルの左右に位置する梁部材のせん断力、 D_c 鋼管柱のフランジ厚中心間距離である。

2体の供試体骨組FR1、FR2の加力実験から得られた柱梁接合部の $M_p - \gamma_p$ 関係を図4.12に示す。縦軸は式(2)のパネルモーメントを降伏耐力 (M_{py}) [4.8]で除した無次元量、横軸は γ_p を弾性限せん断変形 (γ_{py}) で除した無次元量で表わす。

$$M_{py} = \frac{8(1-\lambda)D_B D_c T_c \sigma_y}{9\sqrt{3}(1-\lambda-\mu)} \dots\dots\dots (4.2)$$

ここで、 λ は梁反曲点間距離に対する柱せいの比、 λ は柱反曲点間距離に対する梁せいの比、 T_c は鋼管柱の板厚、 D_B 、 D_c はそれぞれ梁、柱の板厚中心間せいで、 σ_y は鋼管の降伏点である。

田淵等は一連の実験から接合部パネルの破壊耐力が降伏力の1.33倍で表わされることを導いている[4.9]。

$$M_{Cu} = 1.33 M_{py} \dots\dots\dots (4.3)$$

一方、文献[4.6]で与えられる降伏パネルモーメント (M_s) は、

表 4.8 接合部耐力の実験値と予想値の比較

供試体	接合部	$\frac{K_e}{K_t}$	${}_p M_{max}$ (ton cm)	M_{py} (ton cm)	$\frac{{}_p M_{max}}{2M_{py}}$	M_b (ton cm)	M_{CLu} (ton cm)	$\frac{M_b}{M_{CLu}}$
FR1	パネル1	1.07	933	555	0.84	1084	771	1.41
	パネル2	1.0	1951	880	1.11	1136	972	1.17
	パネル3	1.05	1013	555	0.92	1177	771	1.53
FR2	パネル1	1.03	1156	555	1.04	1363	907	1.5
	パネル2	1.15	2153	880	1.23	1271	1226	1.13
	パネル3	0.99	1394	555	1.26	1646	907	1.82

${}_p M_{max}$: 最大パネルモーメント
 K_e : 接合部パネルの初期剛性 (実験値)
 K_t : 接合部パネルの初期剛性 (理論値)
 M_b : 梁端フェイスモーメント
 M_{CLu} : 式(4.5)
 パネル2では局部破壊は起らなかった

$$M_S = \frac{4}{3} D_B D_C T_C \cdot \sigma_y \cdot \dots \cdot (4.4)$$

図 4.12 中の1点鎖線は弾性論から求めた接合部パネルの $M_p - \gamma_p$ 関係である。同図中に M_{Cu} / M_{py} , M_S / M_{py} をそれぞれ破線と2点鎖線で示す。どの接合部も式(4.3), (4.4)の値を超え降伏後の耐力上昇が見られる。ただし、外柱の接合部では局部変形が進展したため、接合部パネルの塑性変形能力が十分発揮されなかった。

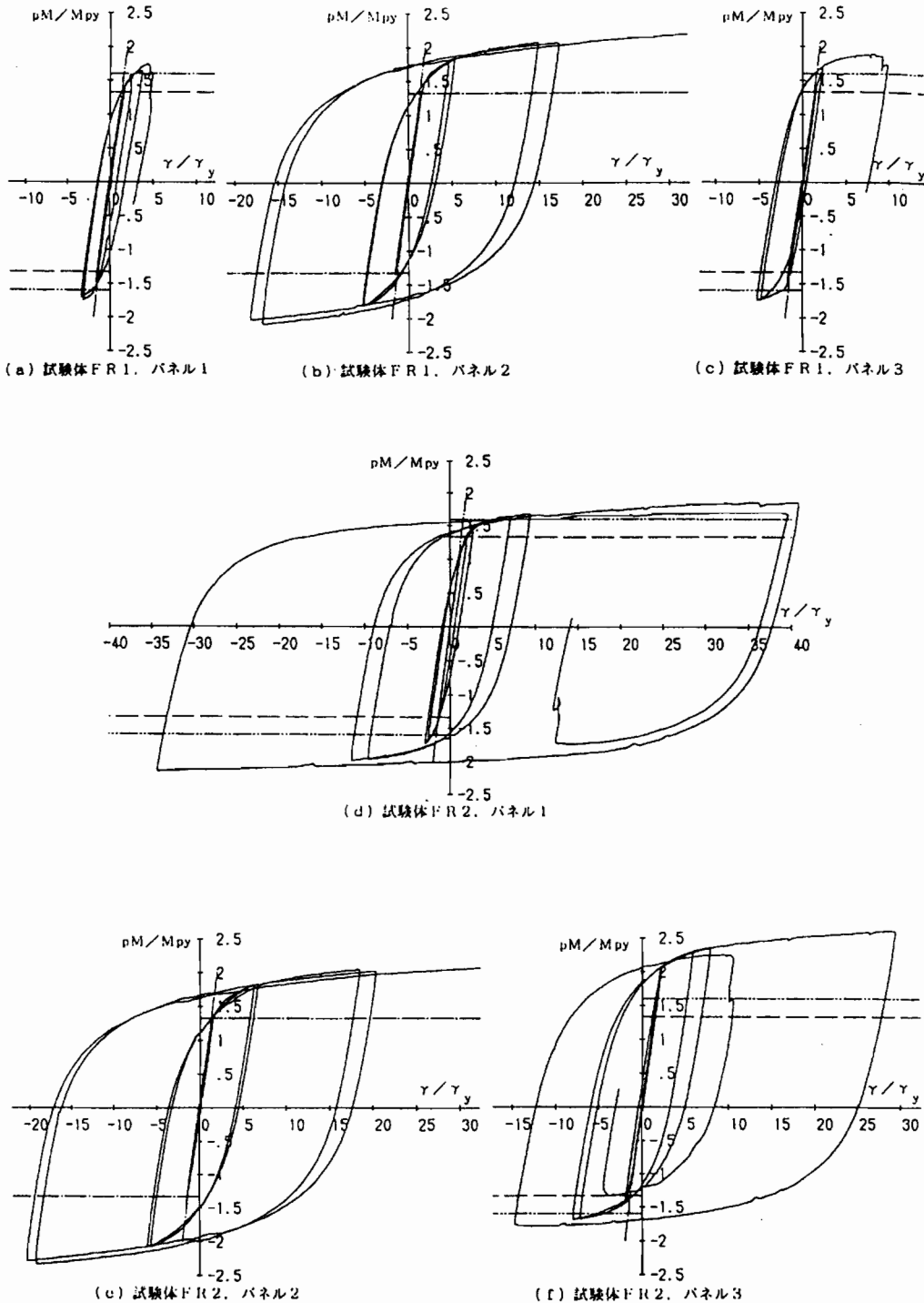


図 4.12 接合部パネルの無地元化モーメント-せん断変形関係

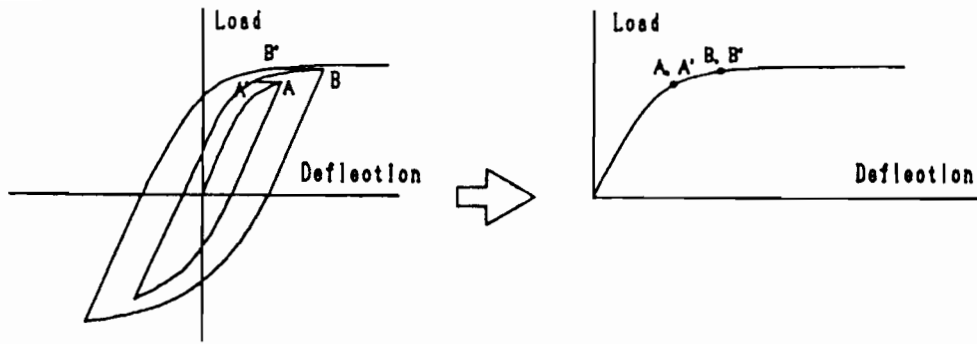


図 4.13 骨格曲線の作成方法

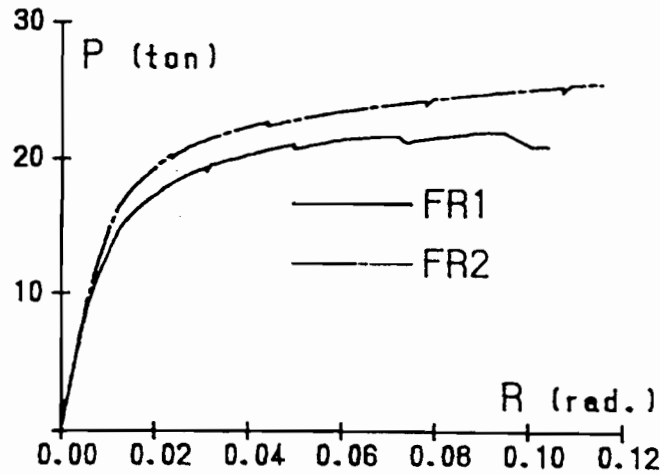


図 4.14 各供試体の骨格曲線

水平荷重下の柱梁仕口の局部破壊耐力の推定値 M_{CLu} は式(4.5)で与えられる[4.9]。

$$M_{CLu} = 3.85 \left(\frac{T_C}{B_C} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{T_D}{h_D + T_C} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{h_D + T_C}{B_C} \right) B_C^2 D_B \cdot \sigma_D \dots \dots \dots (4.5)$$

ここに、 B_C 、 T_C は柱の外径、板厚、 h_D 、 T_D 、 σ_{Du} はそれぞれ外ダイアフラムのせい、板厚、引張強さである。

表 4.8 に実験値と式(4.2),(4.5)とを比較した結果を示す。式(4.3)によれば接合部パネルの破壊耐力は降伏耐力の 1.33 倍である。本実験でのパネル板厚では、接合部パネルの破壊は起こらないため 2 倍以上の耐力上昇が見られた。一方、柱梁仕口の局部破壊は外柱のパネル 1 と 3 で起こったが、本実験の外ダイアフラムは 1 枚の鋼板から切出した一体物であるため、式(4.5)の値を 40% 以上上回った。局部破壊耐力には、外ダイアフラム入隅部の詳細が影響することが推察される。

4.10 試験体骨組の吸収エネルギーの計算

試験体骨組全体の吸収エネルギーに対する柱梁接合部の寄与を調べるために、以下の計算を行った。まず、繰返し加力実験の荷重-変形関係から単調一方向の荷重-変形関係を図[4.13]に示す加藤・秋山[4.9]等の方法で求め、これより骨組全体の吸収エネルギーを求めた。また、各構造要素のひずみエネルギーを

仮定を設けて計算した。

4.10.1 骨格曲線と骨組の吸収エネルギー

図 4.14 は図 4.13 の手続きから得られた試験体骨組 FR 1 と FR 2 の骨格曲線である。骨組全体が吸収したエネルギーを W_T とすると、

$$W_T = \int_0^{R \cdot LC} P(x) dx \dots \dots \dots (4.5)$$

で求められる。

4.10.2 柱・梁のひずみエネルギー

2 体の試験体の柱、梁端部近傍に貼付したひずみゲージの値から、柱および梁材は全塑性モーメントに達していないことより、柱、梁のひずみエネルギーは弾性ひずみエネルギーのみとする。

1 本の柱のひずみエネルギー W_{C_i} は式 (4.6) で与えられる。

$$W_{C_i} = \frac{Q_i^2 h_i^3}{6EI_{C_i}} \dots \dots \dots (4.6)$$

ここに、 Q_i 、 h_i 、 I_{C_i} はそれぞれ柱部材 i のせん断力、材長、断面 2 次モーメントである。 E はヤング係数である。

また、1 本の梁のひずみエネルギー W_{B_i} は式 (4.7) で与えられる。

$$W_{B_i} = \frac{(M_{L_i}^2 + M_{L_i} M_{R_i} + M_{R_i}^2) \ell_i}{6EI_{B_i}} \dots \dots \dots (4.7)$$

ここに、 M_{L_i} 、 M_{R_i} 、 ℓ_i 、 I_{B_i} はそれぞれ梁 i の左端、右端フェイスモーメント、材長、断面 2 次モーメントである。

4. 1 1 接合部変形が及ぼす骨組全体の吸収エネルギーへの寄与

図 4.15 は水平力を受けて変形した試験体骨組の略図である。柱の上下端部に取付けたせん断力測定装置のデータから式 (4.6)、(4.7) で求めた柱、梁のひずみエネルギーをそれぞれ W_C 、 W_B とする。接合部のひずみエネルギー W_P は、

$$W_P = W_T - W_C - W_B \dots \dots \dots (4.8)$$

で求められる。

図 4.14 の荷重－変形関係を用いて、各部材のエネルギー吸収量を計算すると図 4.16 が得られる。同図から接合部が降伏し始めると、加速度的に骨組の吸収エネルギーが増加する。

部材の骨組全体の吸収エネルギーに対する比を図示すると図 4.17 のようになる。弾性限内（変形角が 0.01(Rad.)未満）での接合部の吸収エネルギー寄与分は、試験体FR 1 で約 60%、FR 2 で約 50%であった。FR 1, FR 2 共に変形角が 0.02 (Rad.)には接合部の降伏がほぼ完了し、全吸収エネルギー

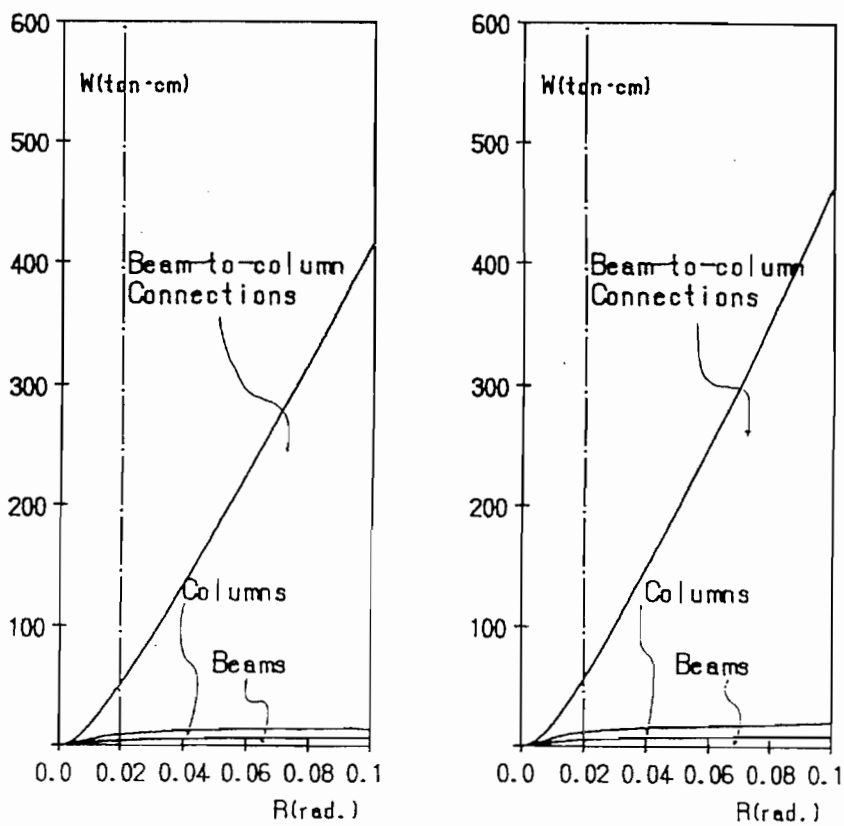
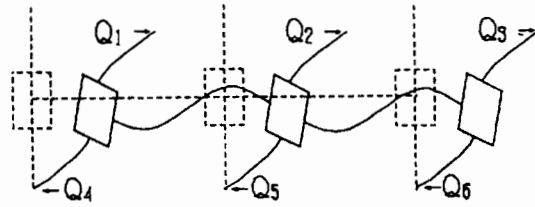


図 4.16 骨組のエネルギー吸収量

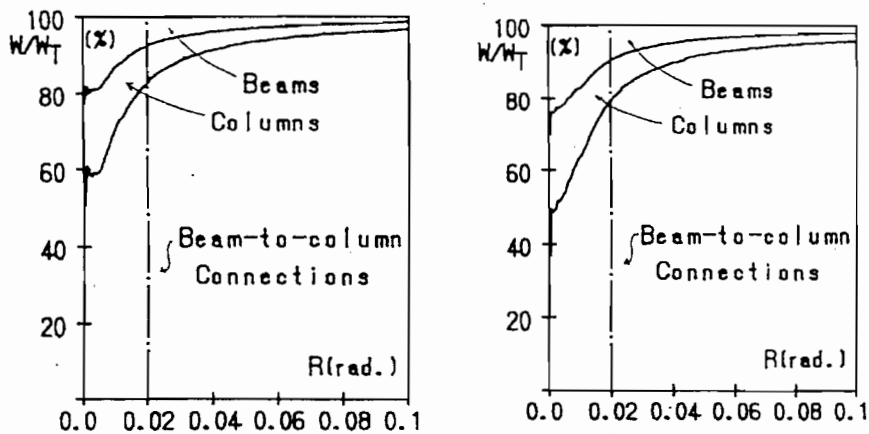


図 4.17 部材のエネルギー吸収率

の約 80 % に達した。更に変形が進むと 90 % を超えるまでに増加した。

4. 1 2 実験結果の要約

補剛の異なる 2 体の外ダイアフラム型柱梁接合部をもつ角形鋼管柱ラーメン骨組の繰返し加力実験から以下の結果が得られた。

- 1) 柱梁仕口の局部変形が大きく生じる角形鋼管柱をもつ外ダウアフラム形式の接合部骨組においても健全な履歴挙動が得られた。
- 2) 接合部補剛量の僅かな変化が骨組の耐力および損傷過程の差をもたらした。
- 3) 接合部の履歴エネルギー吸収能力が十分大きいことを確認した。

4. 1 3 結論

柱梁仕口が柱梁部材に比べて弱く設計された柱梁接合部降伏型の骨組でも繰返しによる接合部耐力の劣化が起こらなければ、接合部を耐震要素としてエネルギー吸収を期待して骨組設計が可能であると結論する。

参考文献

- [4. 1] 山成 實, 金谷 弘: 接合部局部変形を考慮した弾塑性骨組解析-接合部局部変形が全体変形に及ぼす影響-, 日本建築学会近畿支部研究報告集, 昭和 56 年 6 月
- [4. 2] 上場輝康, 金谷 弘, 藤原勝義, 田淵基嗣: 鋼管柱H 形梁接合部の耐力推定式 - 鋼管柱溶接接合部の研究 -, 日本建築学会論文報告集, 第325号, 昭和 58 年 3 月
- [4. 3] Ben Kato and Hiroshi Akiyama: INELASTIC BAR SUBJECTED TO THRUST AND CYCLIC BENDING, Journal of the STRUCTURAL DIVISION, Proceedings of the ASCE Jan. 1969
- [4. 4] 上森博,他4名:鉄骨造ラーメン架構の弾塑性挙動に及ぼす接合部パネルの影響-その1 パネル降伏比の影響-,日本建築学会大会学術講演梗概集(九州),1989年10月
- [4. 5] 田淵基嗣,他2名:角形鋼管柱・H形はり接合部の局部耐力推定式-角形鋼管柱溶接接合部の実験的研究 2-,日本建築学会構造系論文報告集,第352号,昭和60年6月
- [4. 6] 日本建築学会:鋼構造設計規準・同解説,昭和45年5月
- [4. 7] 渡辺純仁,他3名:接合部降伏型の角形鋼管柱ラーメン骨組の弾塑性挙動に関する実験的研究(その1 実験),日本建築学会研究報告中国・九州支部,第8号1,構造系,平成2年3月
- [4. 8] 田淵基嗣,他1名:角形鋼管柱・H形はり接合部パネルの耐力と変形能力に関する研究,日本建築学会構造系論文報告集,第367号,昭和61年9月
- [4. 9] Ben KATO,"BEAM-TO-COLUMN CONNECTION RESEARCH IN JAPAN,Proc. of ASCE,Jr. of St. Div.,Vol.108,Feb.,1982

第5章 接合部パネルの弾塑性挙動

第5章 接合部パネルの弾塑性挙動

5.1 序

柱梁接合部の変形挙動についての研究はこれまで数多くなされてきたが、その大部分は平面架構の構面内挙動についてであり、現実的な外力条件である構面外（斜め方向から）外力を受ける接合部挙動に関してはあまり取扱われていない[5.1]。図5.1に示す作用力の方向（ θ ）に対して部材断面の基準軸が一致しない場合（ $\theta \neq 0$ ）の変形挙動は、それらが一致する場合（ $\theta = 0$ ）のものに比べて安全側であるか否かの確証は得られていない。冷間成形角形鋼管では角部が大きい塑性加工を受けた断面である[5.2

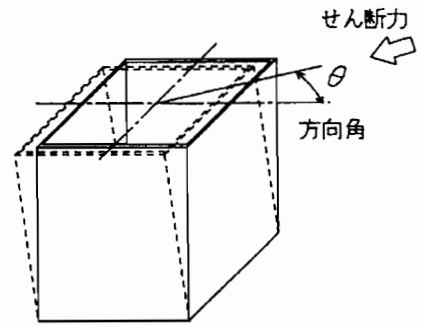


図5.1 作用方向角

]。部材が同じ断面であっても外力条件で断面の性能が異なることが予想される。ここでは柱梁接合部の柱部材に冷間成形角形鋼管を選び、作用力方向を変化させた曲げ・せん断力静的一方向載荷実験を行い、角形鋼管の耐力および変形性能について論ずる。さらに、複合非線形有限要素法解析プログラムによる解析結果と実験結果を照らし合わせ接合部パネルの非線形挙動について検討した。

5.2 角形鋼管の曲げ・せん断実験

5.2.1 供試体

供試体は、図5.2に示す水平荷重下の柱梁接合部パネルから取出した1/2モデルを想定した図5.3のような2本の鋼管が3枚の厚肉鋼板に挟まれた3点曲げ供試体である。荷重点を明確にするため、鋼板の加力点および反力点はナイフエッジ加工してある。また、供試体の対称性の確保、ねじれなどの2次応力を排除するため、極力精密に機械加工により仕上げた。

実験パラメータは作用力の方向と鋼管厚であり、表5.1に示す計6体の供試体を製作した。作用力の方向を鋼管断面の基準軸を加力構面に対して0, 30, 45度と回転させた。

鋼管の素材試験は短柱圧縮試験および鋼管の平坦部とコーナー部の引張試験[5.2]によった。鋼管の機

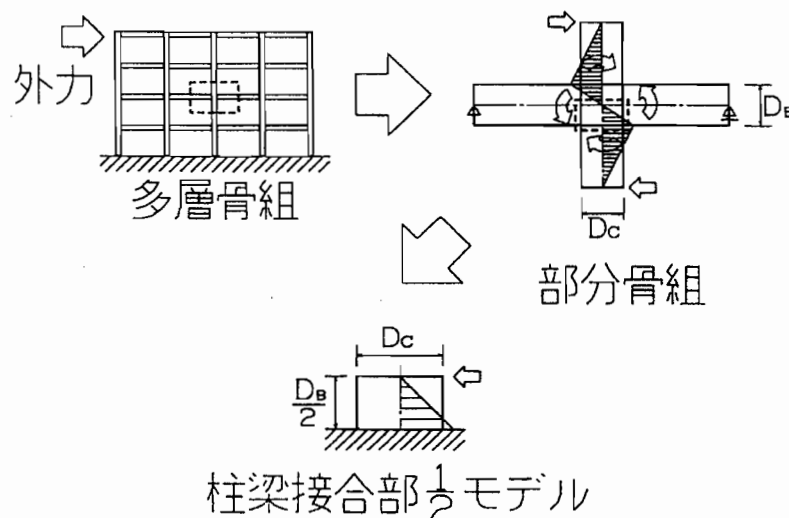


図5.2 水平力下の柱梁接合部

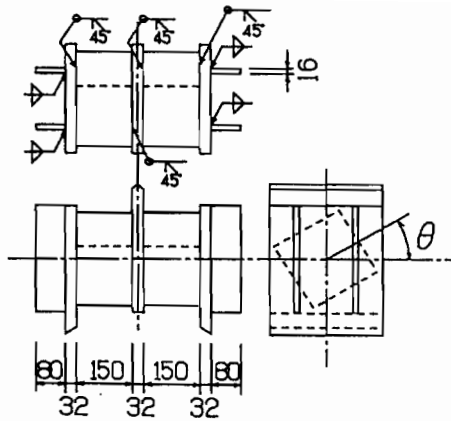


図 5.3 せん断・曲げ試験体

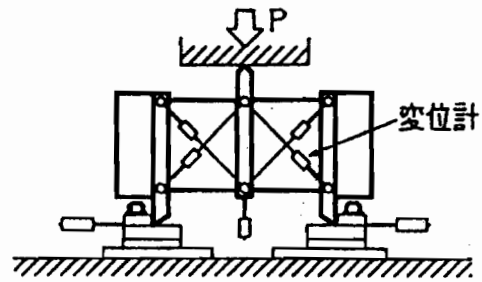


図 5.4 実験概要

表 5.1 供試体寸法

試験体	t mm	θ 度	予想降伏 モード
SP600	6	0	せん断
SP630		30	曲げせん断
SP645		45	曲げ
SP900	9	0	せん断
SP930		30	曲げせん断
SP945		45	曲げ

t:鋼管厚, θ:作用力方向角

表 5.2 素材の機械的性質

断面寸法	採取位置	引張試験			圧縮試験		
		$t\sigma_y$	σ_B	e	$c\sigma_y$	σ_{max}	E
		tonf/cm ²		%	tonf/cm ²		
□-200x200x6	シーム部	5.279	5.522	—	3.600	3.644	2188
	平行部	3.621	4.303	38.7			
	シーム除く	4.952	5.335	—			
□-200x200x9	シーム部	5.094	5.347	—	3.946	4.660	2142
	平行部	4.089	4.920	32.7			
	シーム除く	5.048	5.641	—			

$t\sigma_y, c\sigma_y$:降伏応力度, σ_B :引張強さ, σ_{max} :圧縮最大応力度, e:伸び, E:ヤング係数

機械的性質を表 5.2 に示す。用いた鋼管は STKR400 である。

5.2.2 実験

実験装置は図 5.4 に示すとおりである。供試体の両端の支持部にはすべり支承（静摩擦係数 0.03）を設け、ピン・ローラの支持条件とした。荷重は中央パネルに静的に加え、装置に設置した変位計と供試体に貼付したロゼット・ゲージのデータを計測・収録した。実験は供試体製作時の溶接残留応力を除去するためひずみゲージの読み値の最大値が約 2000 μ に達した時、一旦 1.0 tonf まで除荷し再び載荷して供試体の破壊に至るまであるいは変形測定可能限界まで変形を進めて実験を終了させた。

5.3 実験結果

6体の供試体の荷重(Q)・変形(γ)関係を図 5.5 に示す。図の縦軸は試験機荷重を支点の水平移動量に応じて算出した鋼管のせん断力であり、横軸(γ)は図 5.6 に示す鋼管の変形角である。荷重-変形関係より降伏耐力として剛性が初期剛性の1/3に達した時の耐力 ($_{1/3}Q$) と General Yield 耐力 ($_{GY}Q$) を得た。表 5.3 に各供試体の降伏耐力, 最大耐力および崩壊形式についてまとめる。また、写真 5.1 ~ 5.4 に実験後の供試体の破壊状況を示す。

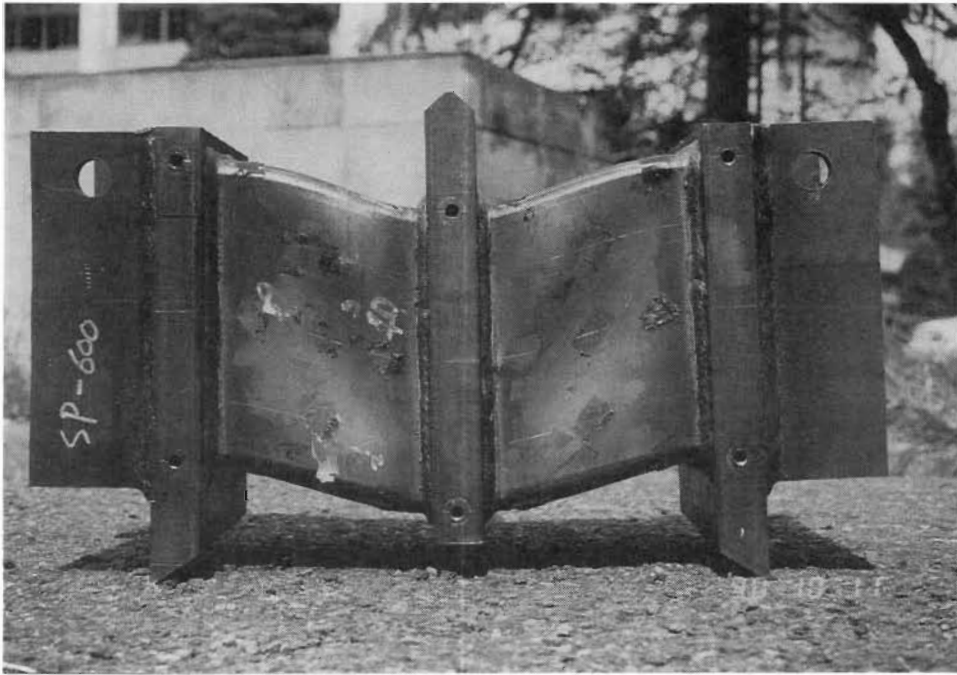


写真 5.1 パネルの破壊状況 (SP 600)

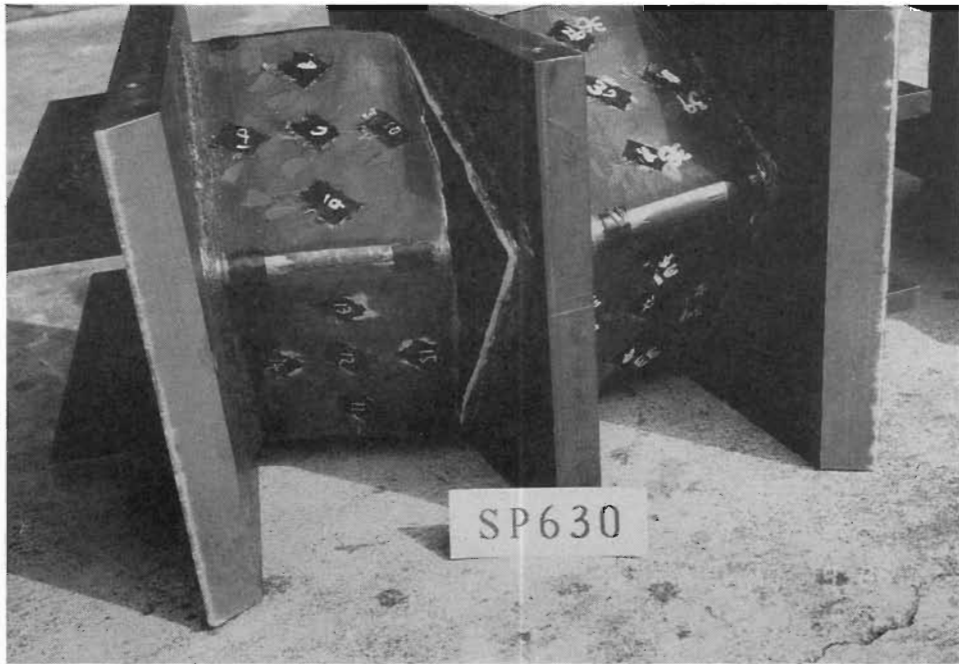


写真 5.2 パネルの破壊状況 (SP 630)

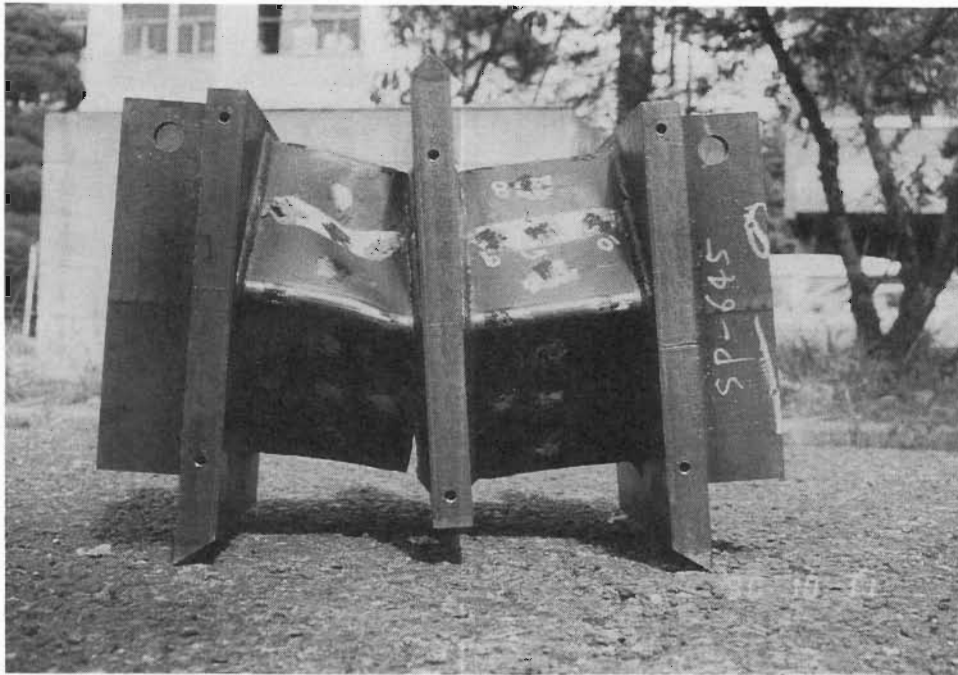


写真 5.3 パネルの破壊状況 (SP 645)

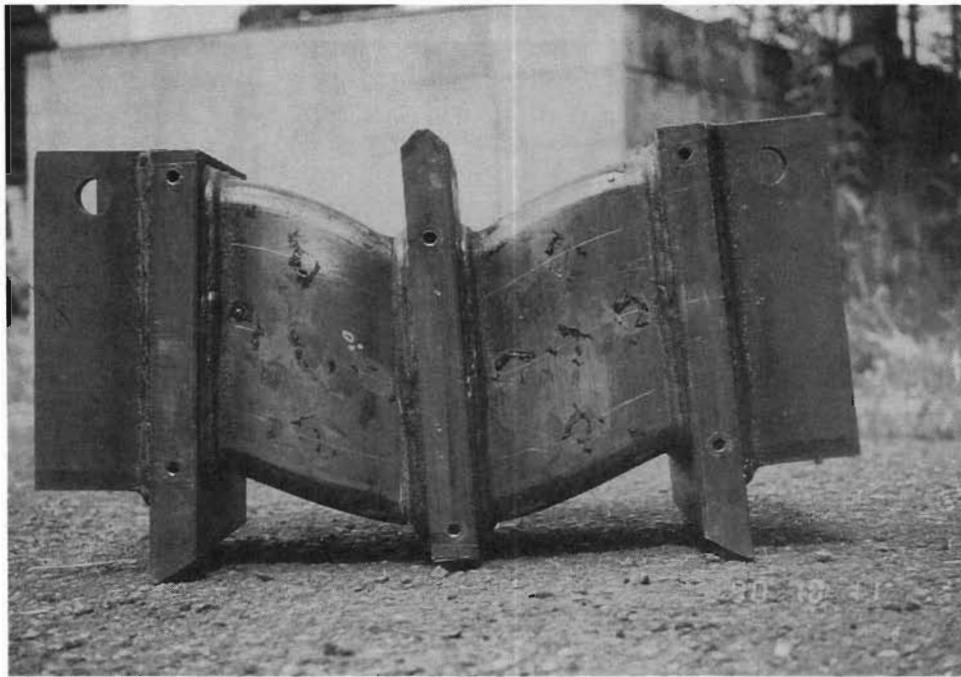


写真 5.4 パネルの破壊状況 (SP 900)

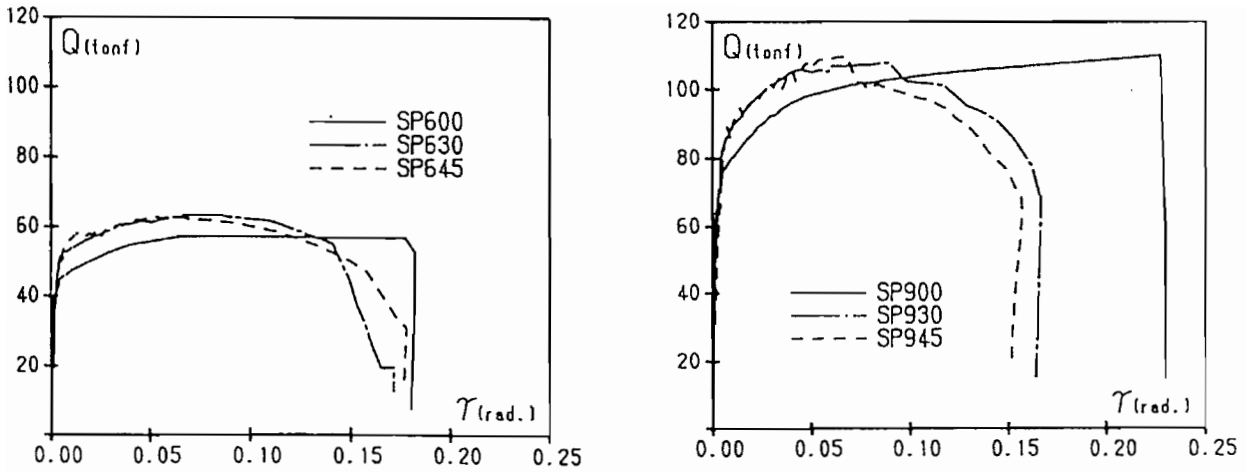


図 5.5 パネルのせん断力 (Q) - せん断変形関係

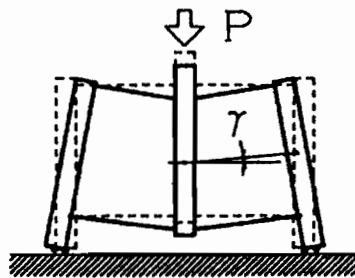


図 5.6 パネルの変形

表 5. 実験結果

試験体	初期降伏耐力 (tonf) $\tau_y Q_y$	塑性耐力 (tonf) pQ	降伏耐力 (tonf)		最大耐力 (tonf) Q_{max}	$\frac{1/3Q}{pQ}$	$\frac{\sigma_y Q}{pQ}$	$\frac{Q_{max}}{pQ}$	崩壊モード
			$1/3Q$	$\sigma_y Q$					
SP600	43.01	48.39	39.78	45.48	59.75	0.822	0.940	1.236	ウェブのせん断座屈
SP630	42.29	59.26	47.60	50.41	63.50	0.803	0.851	1.072	角部亀裂
SP645	40.85	63.17	51.40	52.00	65.50	0.814	0.823	1.037	角部亀裂
SP900	69.62	78.40	64.41	69.93	110.00	0.822	0.892	1.403	フランジ亀裂破断
SP930	66.35	96.03	79.36	83.39	110.50	0.826	0.868	1.150	角部亀裂
SP945	64.09	100.77	83.49	86.61	111.00	0.829	0.860	1.102	角部亀裂

5. 4 実験結果の考察

5. 4. 1 降伏臨界曲線と塑性耐力

田口等[5.3]は、円形鋼管柱をもつ柱梁接合部について鋼管の長さ径比 (h/D) と径厚比 (D/t) を変化させ、断面の曲げ降伏およびせん断降伏の境界を表す降伏臨界曲線を示し、パネルの降伏モードを予想した。同様な手続きで角形鋼管について図示すると図 5.7 が得られる。この臨界曲線は断面の初期降伏であり、実験結果に見られるような巨視的に断面の降伏現象が現れる傾向とは異なる。そこで、曲げおよびせん断力について全断面が塑性化したときの塑性耐力 (pQ) と作用力方向 (θ) の関係を図 5.8 に示す。実験結果と計算値との良い対応が見られる。

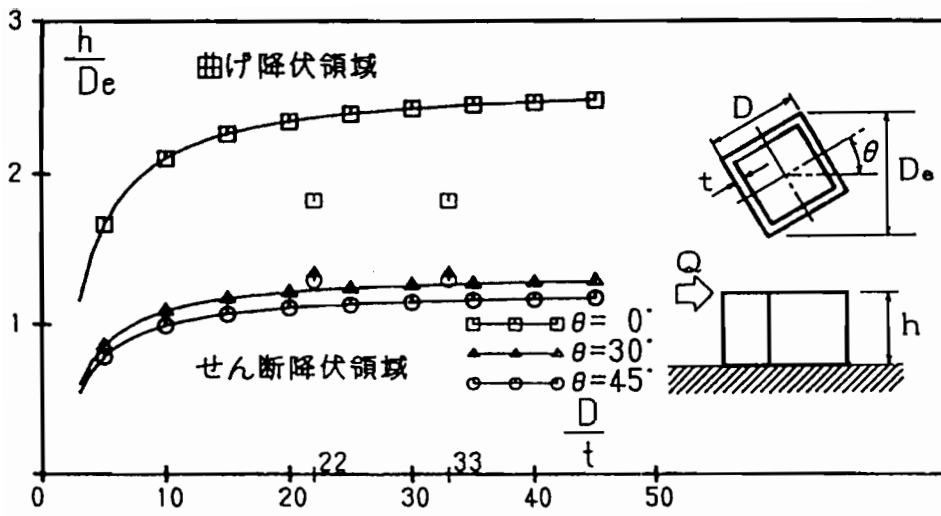


図 5.7 角形鋼管断面の降伏臨界曲線

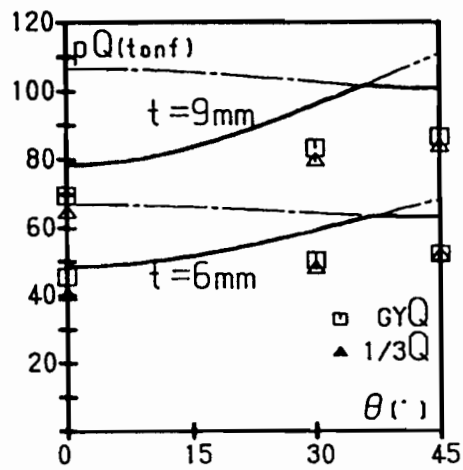


図 5.8 作用力の方向と塑性耐力の関係

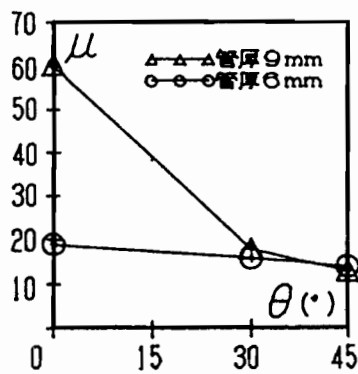


図 5.9 パネルの変形能

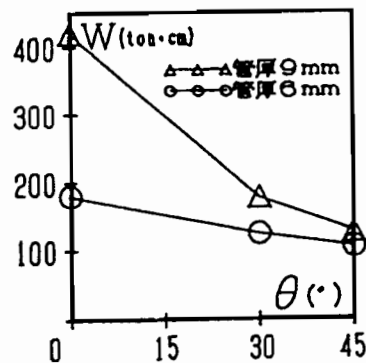


図 5.10 パネルの吸収エネルギー

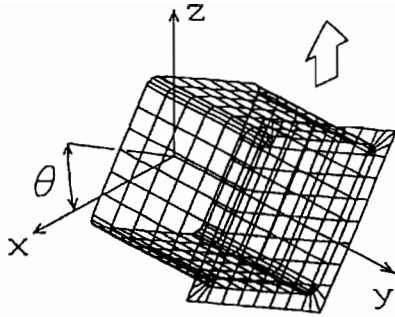


図 5.11 有限要素解析モデル

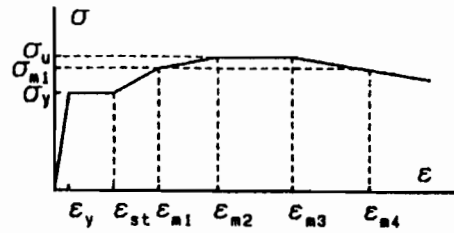


図 5.12 多直線化応力度 - ひずみ度関係

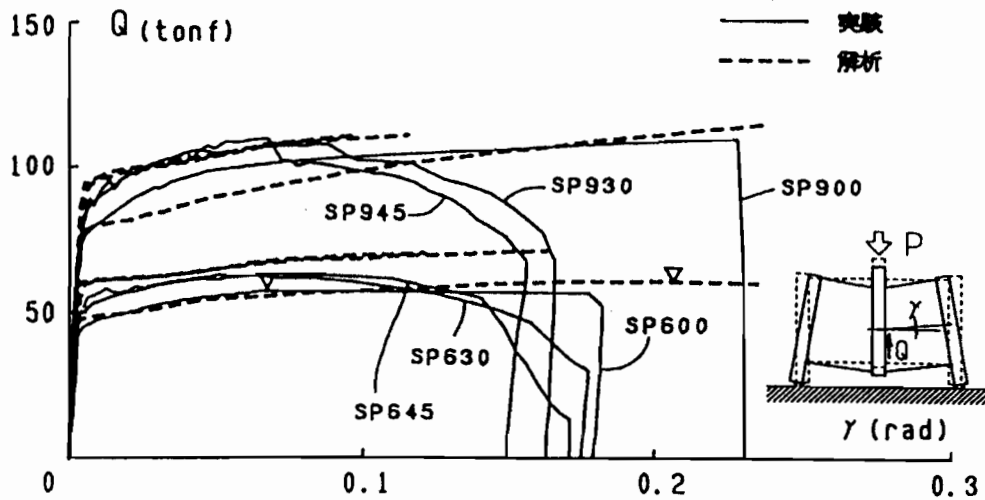


図 5.13 実験結果と解析結果

5.4.2 変形性能

図 5.9 はパネルのせん断耐力-変形関係から求めた最大耐力時パネルの変形性能である。縦軸は変形をパネルが塑性耐力に達した時の弾性変形で除した値 (μ) である。作用力方向角が増すにつれてパネルの角部の亀裂発生が早期に起こることにより変形能力が減少することが分かる。

5.4.3 エネルギー吸収能力

パネルが最大耐力 (Q_{max}) に達した後に $0.95 Q_{max}$ まで耐力低下するまでの吸収したエネルギー (W) を計算すると図 5.10 のようになる。作用力方向角が増加するに伴いエネルギー吸収能力は減少し、厚肉鋼管の方が減少の度合いが大きいことが分かる。

5.5 複合非線形有限要素法解析

5.5.1 解析法

パネルの変形・応力解析は有限要素法に基づく汎用非線形構造解析プログラム MARC によった。解析に用いた要素は四辺形厚肉線形シェル要素であり、座標および変位、回転角には双 1 次の補間関数が用いられている。解析モデルを図 5.11 に示す。パネルの端部を塞いだプレートに強制変位を与えて解いた。

5.5.2 解析仮定

用いた応力度・ひずみ度関係は角形鋼管平板部の引張素材試験結果を図 5.12 のような多直線に置換したものである。断面内の残留応力は無視した。

5.5.3 解析結果と実験結果との比較

図 5.13 に 6 個の供試体に関する解析結果を示す。全ての解析モデルは降伏後急激に剛性が低下し、その後ほぼ一定の勾配で耐力上昇し、過大な変形になると θ の変化に関わらず耐力は収斂する。この結果は実験結果（表 5.3）の最大耐力が θ に依存しないことと一致する。

図 5.14 は実験結果と解析結果を比較したものである。すべての解析結果は実験結果を良く追跡できている。管厚 6mm, $\theta = 0$ 度の解析では、最終的にはウェブのせん断座屈が生じ、実験と一致する崩壊モードが得られた。より現実的な応力・ひずみ関係を用いれば解析で実験結果をより良く追跡できると考えられる。

5.6 まとめ

角形鋼管断面に斜め方向曲げ・せん断力を作用させた静的加力実験を行った結果、以下のことが結論される。

- 1) 作用力方向が鋼管の対角方向になるほど降伏耐力は上昇するが、最大耐力はほとんど変化しない。
- 2) 作用力角 0 度でない場合は鋼管角部から早期にき裂が生じるため、変形能力は低下しパネルのエネルギー吸収能力は減少する。その傾向は鋼管が厚肉になるほど強い。
- 3) 角形鋼管断面の平板部の応力度・ひずみ度関係を用いた汎用複合有限要素法解析プログラムにより全ての供試体について解析を行った結果、実験結果を良好に追跡できた。

5.7 十字形骨組の接合部エネルギー吸収

接合部を考慮した骨組の解析において、重要なことは接合部パネルと柱梁仕口の変形を考慮することである。補剛量が比較的少ない接合部ではその変形が大きいばかりでなく、強度も柱梁部材強度に相対的に近づく結果、接合部の降伏は避けられない。本研究では、半剛接鋼骨組の設計を行う上で接合部の強度をどのように設定すれば合理的になるかを調べるために骨組の静的弾塑性解析を行い、接合部のエネルギー吸収寄与を調べ、接合部強度について検討する。

5.8 骨組解析

解析の対象とする骨組は、スパン $6m$ 、階高 $3m$ の多層多スパンラーメン架構中の図 5.14 の十字形骨組に限定し、接合部左右の梁、上下の柱の断面は同一とする。接合形式は角形鋼管柱をもつ外ダイアフラム接合部とする。この型の接合部は接合部パネルのせん断変形のみならず柱梁仕口の局部変形が比較的大きい[5.4]。解法は文献[5.5]の拡張たわみ角法であり、部材の曲げおよびせん断変形、接合部パネルのせん断変形、柱梁仕口の回転変形を考慮してある。仕口の弾性回転剛性は後述の式(6.8)[5.6]の弾性剛性式(5.1)で与えられ、他の構成要素は初等梁理論によった。

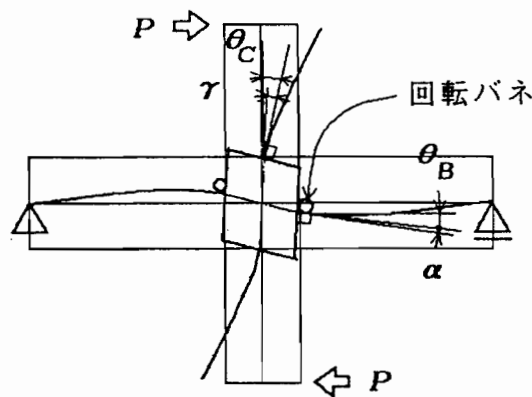


図 5.14 接合部変形が生じる十字形骨組

$$K_r = 2.823 \left(\frac{B + H_D}{B} \right)^{4.603} \left(\frac{B + T_D}{B} \right)^{1.353} \left(\frac{B}{T_C} \right)^{2.371} \left(\frac{D_w}{B} \right)^{0.303} \frac{E I d^2}{(B/2)^3} \dots \dots \dots (5.1)$$

ただし、 B 、 T_C は鋼管柱の幅、管厚、 H_D 、 T_D 、 D_w はそれぞれダイアフラムのせい、板厚、梁フランジ幅、 d は梁フランジ厚中心間距離、 E はヤング係数、 $I = T_C^3 / 12$ である。

5.9 骨組の設計

接合部の設計は文献[5.7]に従い、さらに以下の条件を加えて行った。これらの条件は、柱梁部材およびダイアフラムの諸寸法の組合わせで納まりが可能となる条件および板要素の幅厚比の制限である。

$$H_D / B \leq 0.4$$

$$0.75 \leq T_D / T_C \leq 2.0$$

$$\frac{B/2 + H_D}{T_D} \leq \frac{24}{\sqrt{F}}$$

$$1.0 \leq d/B \leq 2.0$$

$$B/2 \leq D_W \leq B - 4T_C$$

骨組の性質を表すパラメータとして梁柱強度比 ($R_{pBC} = {}_B M_p / {}_C M_l$), パネル強度比 (R_{pP}) および柱梁仕口強度比 (R_{pL}) を採用し、 $0.3 \leq R_{pBC} \leq 2.0$, $0.5 \leq R_{pP} \leq 1.3$, $0.7 \leq R_{pL} \leq 1.3$ の範囲で、使用可能な断面を全て選び、与えられた設計条件の下で骨組を設計した。これらの骨組を縦軸に R_{pP} を横軸に R_{pBC} を取りプロットすると図 5.15 のようになる。図中の×印は仕口が最大耐力接合[5.8]ができないものである。外ダイアフラム接合の角形鋼管柱骨組では同図からパネル強度比 (R_{pP}) が概ね 0.5 以上で設計されることが分かる。設計可能な骨組の中で柱断面を $\square 250 \times 250 \times 12$ とし、同様に図示すると図 5.16 のようになる。図中の△印は文献[5.4]の試験体である。

5.10 解析例

解析は柱の変形角が 1/10 に達するまで静的に水平変位を作用させた。全ての骨組の中で例として、接合部あるいは仕口の強さを变化させた解析例を図 5.17 に示す。縦軸を柱せん断力、横軸を変形角とする荷重変形関係の下部に柱、梁、接合部、パネルおよび柱梁仕口が吸収した骨組全体に対するエネルギー吸収寄与分を示す。図中の一点鎖線は変形角が 1/50 であることを示す。(a) は極端に梁が弱い設計の例であり、梁部材により骨組全体に対して 40% 以上のエネルギー吸収がなされている。(b) は柱と梁の強度および梁と仕口の強度がほぼ同等の場合である。柱を除く全ての構造要素が大変形域までほぼ一定のエネルギー吸収

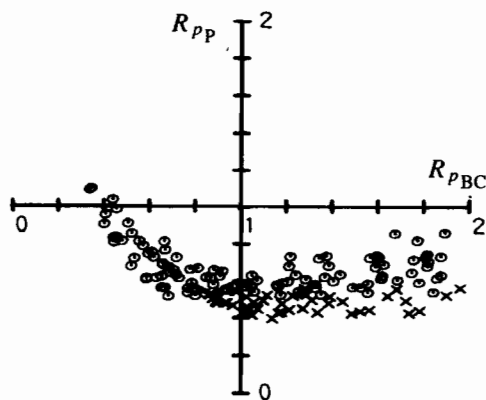


図 5.15 骨組の設計結果

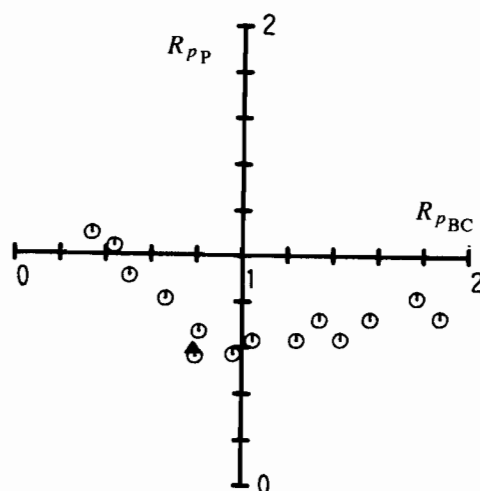


図 5.16 柱断面を限定した解析骨組

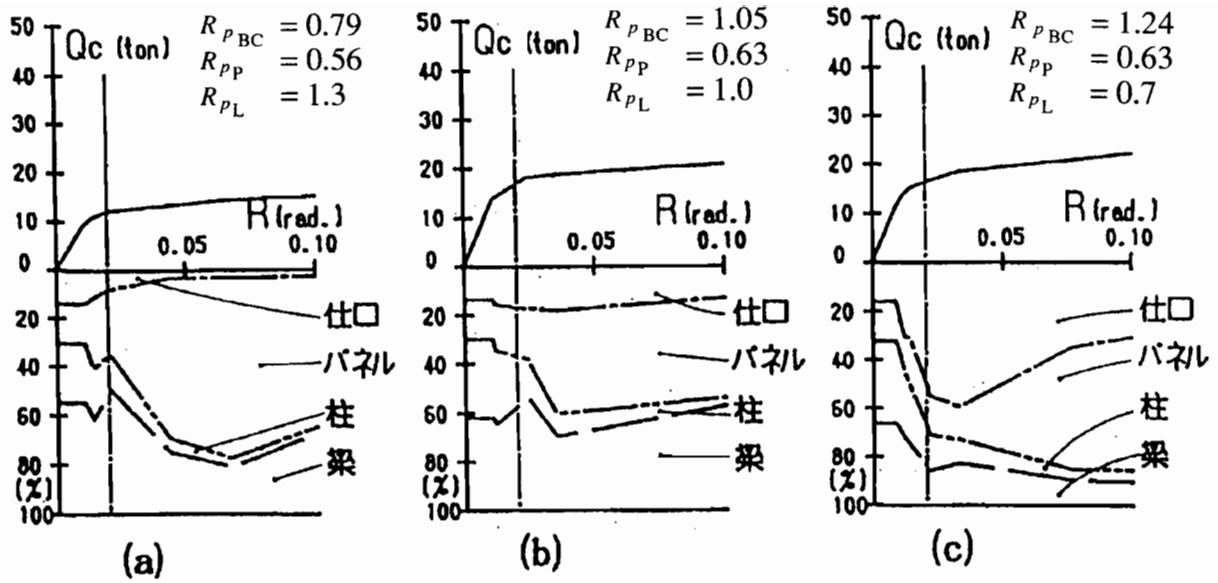


図 5.17 解析結果の例

寄与分を保つことが分かる。(c)は梁が強く柱梁仕口が弱い例である。この例では仕口の強度が梁の70%と極端に弱いので仕口のエネルギー吸収寄与分は骨組の変形角が1/50に達するまでに50%にまで上昇した。

5.11 接合部の強度とエネルギー吸収

35個の骨組に対し、骨組の変形角が1/10に達した時の接合部のエネルギー吸収寄与分を梁柱強度比を変化させて図示すると図5.18が得られる。仕口強度が梁強度を下回ると接合部は骨組の全エネルギー吸収の1/3を超えることが分かる。図5.19は仕口の強度比を変化させて同様に図示したものである。仕口を十分強くしても接合部パネルの降伏により接合部の寄与分は0に収斂することはない。図5.20は横軸にパネル強度比を取り接合部のエネルギー吸収寄与分を調べたものである。仕口の強度が梁強度以下

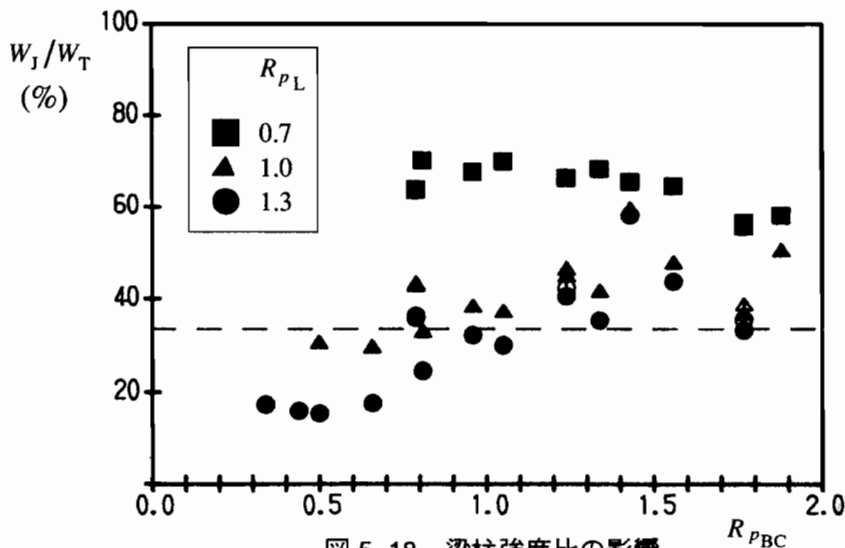


図 5.18 梁柱強度比の影響

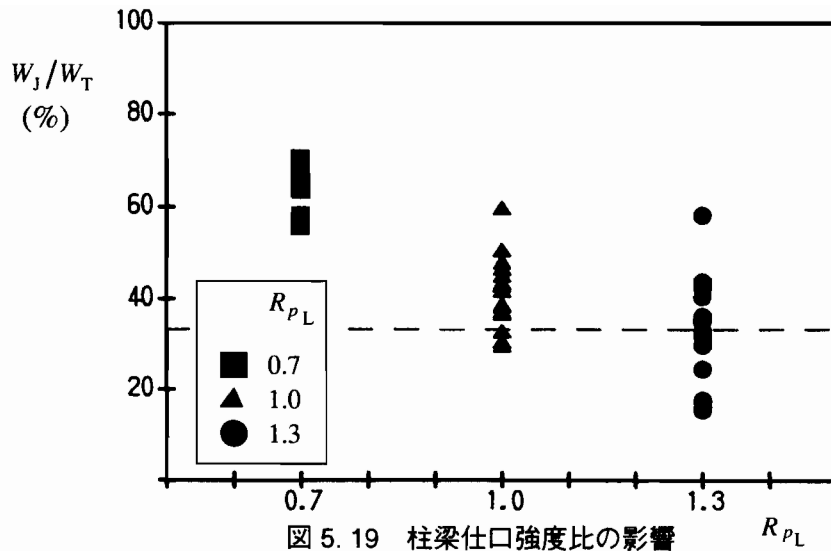


図 5.19 柱梁仕口強度比の影響

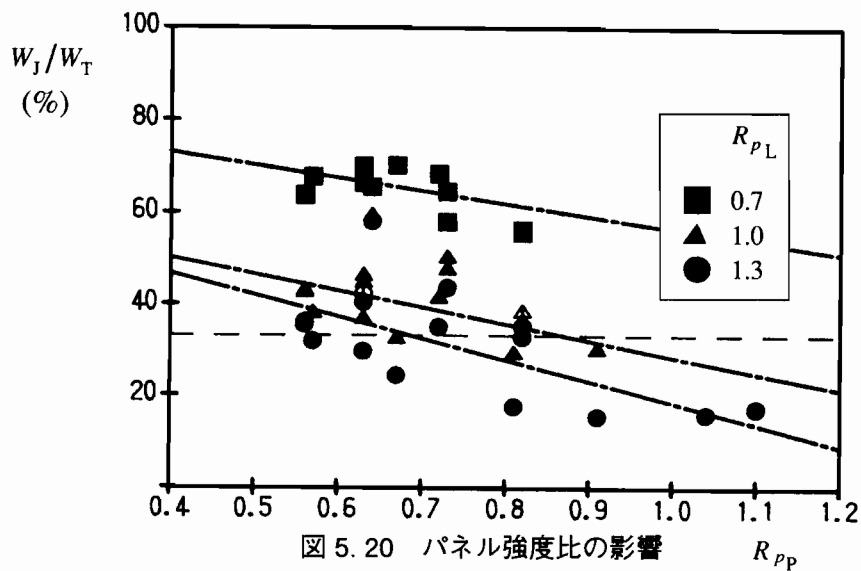


図 5.20 パネル強度比の影響

の場合は接合部は骨組のエネルギー吸収の約 30 % 以上を負担することが分かる。図中の一点鎖線は仕口の強度比毎に結果を直線近似したものである。パネル強度比が増すにつれて仕口の強さに関わらずパネルのエネルギー吸収寄与分は低下し、仕口強度比が 1.0 を下回ると接合部の寄与分は急激に増加する。田中 [5.9] は、パネル強度比が 0.7 以上あれば、骨組の耐力および塑性変形能力さらにエネルギー吸収能力の面で問題がないと結論している。パネルの降伏後の耐力上昇に伴い仕口に降伏が生じる場合では、仕口の強度も下限値を与えれば接合部のエネルギー吸収を認める設計が可能となろう。

5. 1 2 まとめ

パネル強度と柱梁仕口の強度を変化させた接合部が変形する十字形鋼骨組の弾塑性解析を行った結果、

仕口の降伏も考慮した設計がより設計の自由度が増すことを示した。

5. 1 3 結論

最も不利な方向からせん断・曲げを受けても、角形鋼管パネルは十分なエネルギー吸収能力と変形能力を持つことが実験で検証できた。そのような損傷を受ける接合部パネルの強度を柱や梁部材に対する比すなわちパネル強度比で表現した場合、強度比は 0.5 ないし 1.0 に分布することが、静的解析から明らかにされた。この事実は、水平力を受ける鋼ラーメン骨組の接合部パネルは柱梁部材に比べて早期に降伏が起ることが必然であることを意味している。

参考文献

- [5. 1] 上場輝康, 金谷 弘, 田淵基嗣: 鋼管柱・H形はり接合部の局部耐力鉛直荷重実験および水平荷重実験, 日本建築学会構造系論文報告集, 第360号, 昭和61年2月, pp. 147~156
- [5. 2] B. Kato, H. Aoki and H. Nishihara, RESIDUAL STRESS IN SQUARE STEEL TUBES INTRODUCED BY COLD-FORMING AND THE INFLUENCE ON MECHANICAL PROPERTIES, Safety Criteria in Design of Tubular Structures, Feb..1987, pp.179~188
- [5. 3] 田口武一, 笹川明: 鋼管柱・はり接合部の強度・剛性に関する研究(その2) - 鋼管径厚比の変化による接合部の応力・変形の相違および接合部の降伏について, 日本建築学会論文報告集, 第197号, 昭和47年7月, pp. 27~34
- [5. 4] 渡辺純仁, 山成實, 小川厚治, 黒羽啓明, 海原広幸, 水平荷重を受ける角形鋼管柱骨組の接合部の弾塑性挙動に関する実験的研究(柱梁接合部の局部変形について), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造C2, 1989年10月, PP.1619-1620
- [5. 5] 上田恭伸, 金谷弘, 田淵基嗣, 上場輝康, 鋼管柱ラーメン接合部変形の骨組変形への寄与率-その1. 接合部変形を考慮した骨組の弾塑性解析-, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造C2, PP.923-924
- [5. 6] 渡辺純仁, 山成實, 小川厚治, 黒羽啓明, 半剛接鋼骨組の柱梁仕口の復元力特性に関する研究(角形鋼管柱・H形鋼梁仕口の回転剛性の評価式), 日本建築学会九州支部研究報告集, 第32号, 1991年3月, PP.209-212
- [5. 7] 日本建築学会, 鋼管構造設計施工指針同解説, 1990年1月
- [5. 8] 日本建築学会, 鋼構造限界状態設計規準(案)・同解説, 1990年2月
- [5. 9] 日本建築学会構造委員会鋼構造運営委員会, シンポジウム鋼構造物の柱はり接合部の挙動と設計上の問題点, 1990年9月

第6章 外ダイアフラム柱梁仕口の 剛性評価

第6章 外ダイアフラム柱梁仕口の剛性評価

6.1 序

筋違無しラーメン骨組の柱梁接合部は剛接合であることが前提条件として設計されている。部材断面および接合方式によっては、剛接合を満足できない場合がある。骨組は通常線材置換され変形・応力解析されてきたが、第3章の骨組解析例で示したように、接合部領域の存在によって柱梁部材の実長が短くなることによる骨組の剛性の上昇と接合部の変形による剛性低下の相反する効果が相殺された結果として線材置換による解析結果が実験結果を良く近似できるものと考えられる。しかしながら、柱に鋼管、梁にH形鋼を用いた外ダイアフラム補剛形式の接合部では図6.1に示す柱梁仕口の局部変形が生じるため、通常の線材理論では実挙動を追跡できなく、そのためには接合部剛性が必要とされる。

柱梁仕口の挙動に関する研究は金谷等の一連の研究[6.1],[6.2],[6.3]が見られるが、主に耐力に焦点が当てられ剛性について述べられていることは少ない。一方、欧米の地震の少ない地域ではラーメン骨組でも柱梁仕口の接合部はわが国のように積極的に補剛しない設計が多い。半剛接合部の研究はJ. B. Davison等[6.4]が実験的に行い、有限要素解析結果からのボルト接合柱梁仕口の数式表現の試みはA. R. Kukreti等[6.5]によってなされている。これらはいずれもピン接合に近い半剛接合部であり、本研究で扱う剛接合に近い接合部とは性質を異にしている。

本研究では仕口の変形が生じる鋼管柱・H形鋼梁半剛接合部を対象とし、実験および有限要素解析を行い柱梁仕口の局部変形を半剛接骨組解析[6]に組み込み易い形の復元力特性評価式を得る。

6.2 単純化試験体の載荷実験および実験結果

6.2.1 試験体

半剛接鋼骨組の一例として柱に鋼管、梁にH形鋼をもつ柱梁接合部が外ダイアフラム形式であるラーメン骨組が挙げられる。接合部から梁フランジ近傍を取出した単純化試験体を製作し、局部変形の本質であるフランジ力が鋼管柱に作用したときの鋼管壁の面外変形を実験的に把握する。試験体を図6.2に示す。

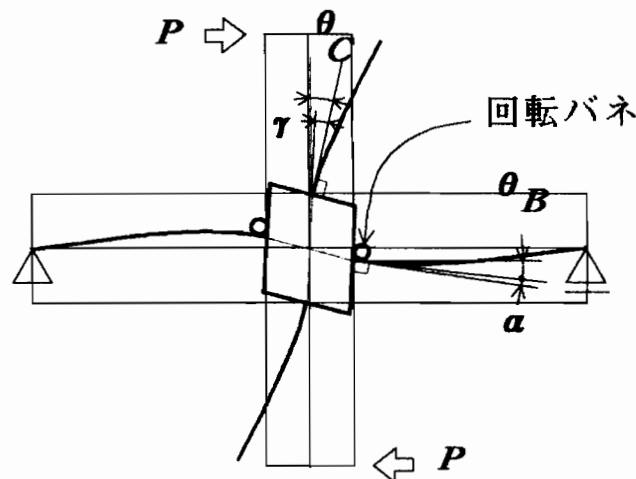


図 6.1 半剛接合された十字形骨組

試験体は引張試験と圧縮試験を計画し、外力は曲げを受ける梁端の引張側および圧縮側フランジ力を想定している。ダイアフラムは1枚の鋼板からアイトレーサで切出した。表6.1は全ての試験体の寸法である。表中のST2080は、フランジ引張破断耐力が文献[6.2]の局部破壊耐力を大きく下回ることと、鋼管の無い外ダイアフラムのみの挙動を調べるために、一旦他の試験体と同じ条件で製作した後にダイアフラム板厚面から22mm隔てた所で鋼管を鋸切断してある。これを特別にダイアフラム試験体と呼ぶことにする。

試験体を構成する鋼管およびダイアフラムの素材試験から得られた機械的性質を表6.2に示す。鋼管は長さが管径の3倍の短柱平押し圧縮試験および文献[6.7]と同一の寸法に切出した鋼管の平板部およびコーナー部の引張試験により、ダイアフラムはJIS1号試験片の引張試験によった。平板部の諸量は鋼管シームを除く3平板の平均値である。鋼管はSTKR400、ダイアフラムはSS400の材質である。

6.2.2 実験

実験は全ての試験体について容量100(tf)の万能試験機で行った。局部変形量(δ_f)は図6.に3示す鋼管の最大面外変形量として感度100(μ/mm)の変位計で計測した。载荷は計測終了後の度に行う静的载荷である。

表 6.1 単純化試験体名称

試験体名		H_D	T_C
		mm	mm
圧縮	SC1060	10	6
	SC1080	10	6
	SC2060	20	6
	SC2080	20	6
引張	ST1060	10	6
	ST1080	10	6
	ST2060	20	6
	ST2080	20	6

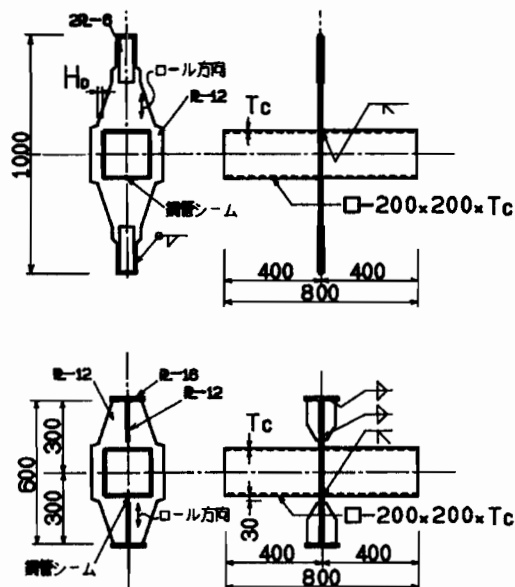


図 6.2 外ダイアフラム接合部の単純化試験体

表 6.2 素材の機械的性質

公称寸法	採取位置	板厚	引張試験				圧縮試験		
		T_C	σ_y	σ_u	E	e	$c\sigma_y$	σ_{max}	E
		mm	tonf/cm ²				%	tonf/cm ²	
□-200x200x6	平板部	5.58	3.413	4.327	2122	29.8	3.440	3.510	2111
	角部	—	5.155	5.518	2211	—			
□-200x200x8	平板部	7.66	4.098	4.787	2164	26.7	4.130	4.430	2148
	角部	—	5.163	5.565	2183	—			
プレート12mm		11.26	2.706	4.231	2129	29.8			

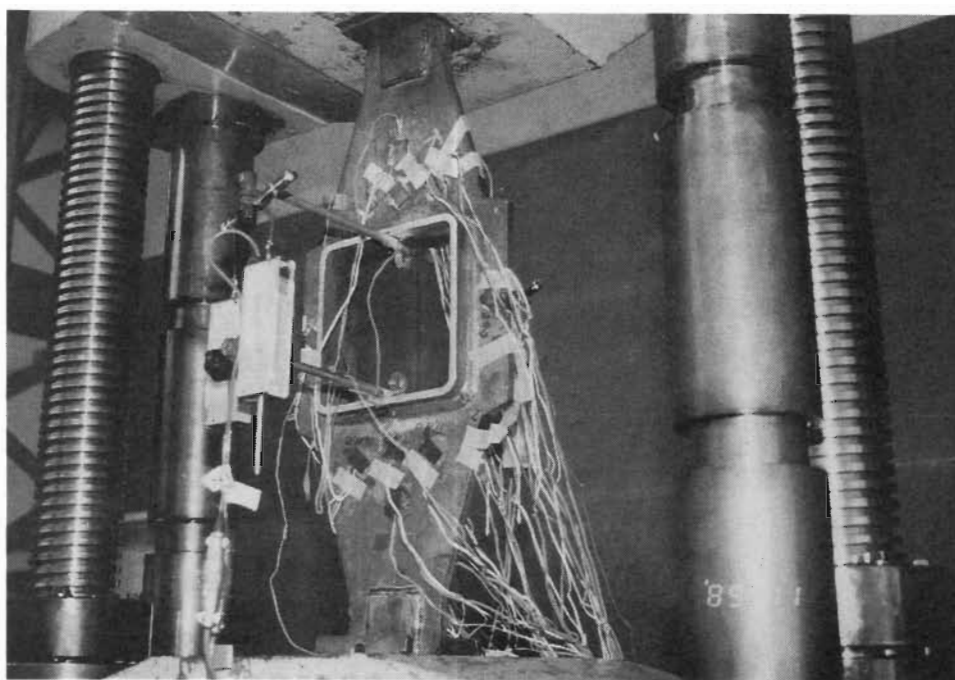


写真 6.1 単純化試験体引張り実験 (ST2080)

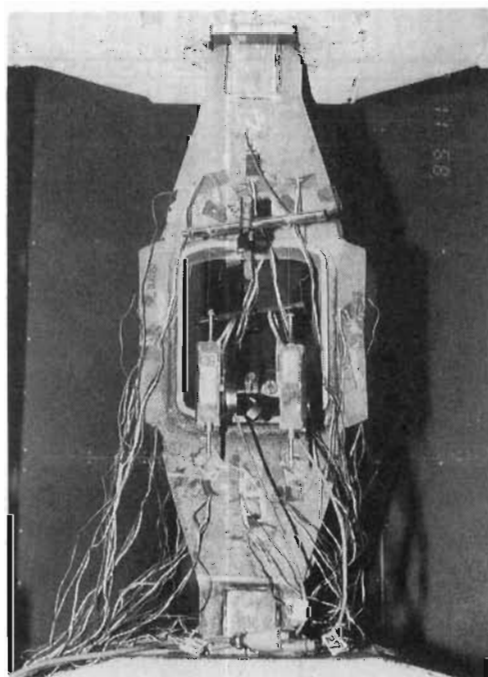


写真 6.2 単純化試験体の変形状況 (ST2080)

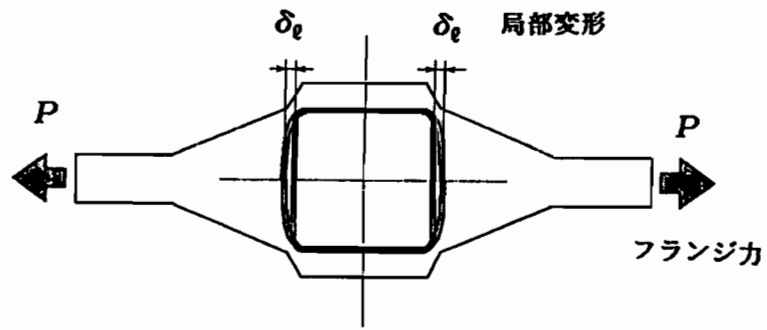
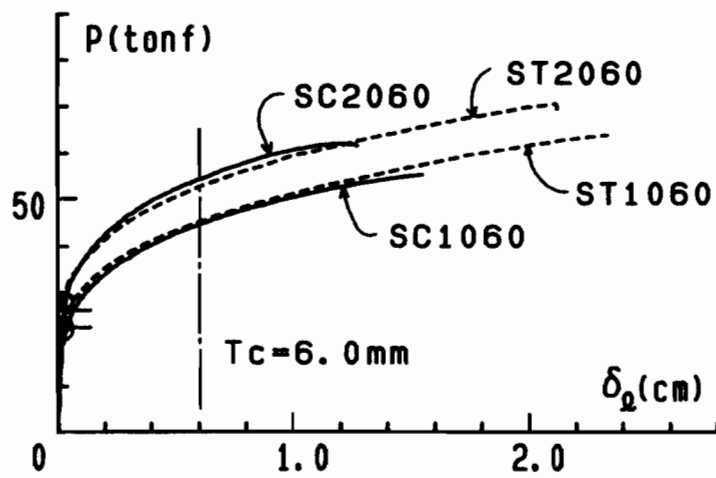
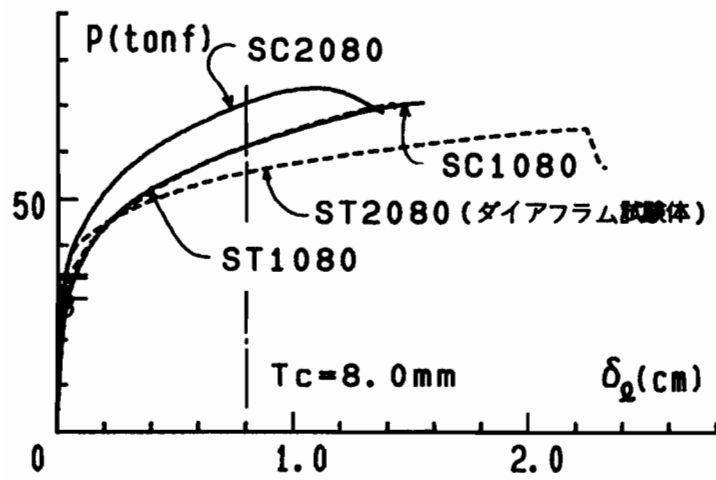


図6.3 局部変形



(a) 管厚 6 mm



(b) 管厚 8 mm

図 6.4 実験結果

6.2.3 実験結果と考察

全試験体の実験結果を耐力と破壊状況について表6.3 に示す。同表から降伏荷重の推定値[6.2]は、実験曲線から求めた接線剛性が初期剛性の1/3に達した時の荷重で定義される降伏荷重(P_y)を良く推定している。しかしながら、最大耐力に関しては実験値が推定値[6.2]の40%を上回る結果を得た。通常、外ダイアフラムは柱を四方から4枚の鋼板で囲み、鋼管コーナー部で隣りあう鋼板を溶接し製作する。本研究における試験体のダイアフラムは1枚の鋼板でできており、損傷の集中するダイアフラム入隅部の破壊が早期に起こらなかったことが耐力が予想値を超えたと考えられる。鋼管厚別に試験体の荷重-局部変形関係を図6.4に示す。図中の(ー)と(○)はそれぞれ局部降伏耐力の推定値と1/3剛性耐力である。同図から同一寸法の引張および圧縮試験体の曲線は圧縮試験体のダイアフラム座屈が起こるまではほぼ重なることから、柱梁仕口の回転は梁部材の中心軸を中心とすることが明かとなった。

一方、ST2080とSC2080との結果を比べると、ダイアフラム試験体ST2080は降伏荷重までは鋼管付きの試験体とほぼ同じ挙動を示したが、それ以後は剛性低下が急であることが分かる。両者の差は鋼管の寄与分と捉えることができる。

表6.3 実験結果

試験体名	P_{cy}	P_{cmax}	P_y	P_{max}	P_y	P_{max}	破壊状況
	tonf				P_{cy}	P_{cmax}	
SC1060	22.38	38.59	21.52	56.38	0.962	1.461	L
SC1080	28.72	49.52	26.31	70.60	0.916	1.426	L
SC2060	26.30	45.34	28.18	62.00	1.071	1.367	L
SC2080	33.09	57.05	32.25	73.80	0.975	1.294	L
ST1060	22.49	38.77	23.12	64.15	1.028	1.655	C**
ST1080	28.61	49.32	28.21	70.30	0.986	1.425	D
ST2060	26.10	45.00	28.07	70.30	1.075	1.562	D, C
ST2080	33.61	57.95	32.30	65.40	0.961	1.129	C

L:ダイアフラムの局部座屈 D:ダイアフラムのつかみ部最小断面で破断
C:柱コーナー部の溶接継目に亀裂発生 **:柱コーナー部の亀裂が管厚方向に進展

6.3 有限要素解析

6.3.1 解析機能

本研究の目的である柱梁仕口の復元力特性を調べるために、数多くの載荷実験を行うよりも実現を良く追跡できる解析手段があれば、比較的容易に目的を達成できる。本研究では2種類のプログラムを用いることとし、線形弾性解析向けのFEM4プログラムおよび複合非線形解析が可能なMARCプログラム[6.8]である。FEM4は仕口の弾性剛性を評価するために用いた。初期剛性に影響すると考えられるパラメータが数多くあり、解析個数も比較的多くなるので線形解析を得意とするプログラムとしてFEM4が選ばれた。一方、MARCは非線形解析が精度良く行えるところが特長であり、板要素で構成される構造物の解析に向けたプログラムである。

解析で用いた要素タイプは、鋼管に平板曲げ板要素、ダイアフラムに平面応力要素である。特にMARC

プログラムでは鋼管には厚肉シェル要素を用いる。

6.3.2 解析モデル

単純化試験体の変形解析を2つのプログラムで解くために、試験体が3つ対称軸をもつことから、全体の1/8を解析モデルとした。非線形解析には材料特性を考慮し、解析モデルを図6.5のような領域に区別した。この中で溶接ビードは本来母材とは異なる機械的性質をもつことは周知であるが、その情報が得られていないので本研究ではダイヤフラムと同じ機械的性質をもつものとした。解析に用いた素材の機械的特性は6.2節で述べた採取位置毎の素材試験から得られた応力度-ひずみ度関係から図6.6に示す7本の多直線に置換したものをを用いた。ただし、平板部のデータは鋼管の溶接シームに相対する面から得た。なお、弾性解析ではヤング係数(E)を $2100(tf/cm^2)$ 、ポアソン比(ν)を両解析で0.3とした。

6.3.3 溶接ビードの等価寸法

通常板要素で構成される構造物の有限要素解析を行う場合、溶接部を無視して解く。ここでは非線形有限要素解析プログラムが単純化試験体の載荷実験結果を追跡できるかどうかを調べるために、初めに溶接部(溶接ビード)を無視した解析($T_B = 12.0\text{ mm}$ 、これを case 0 と呼ぶ)を行った。その結果は図6.7に示されるように実験結果を下回る。本研究で対象とする接合部解析では降伏する場所が鋼管角部近傍のダイヤフラムであると考えられるので、溶接ビード余盛を考慮した解析を行うことにする。溶接ビードはダイヤフラムと同じく平面応力要素とし、断面形は矩形であるとする。図6.8は溶接部分(a)または(b)を矩形断面(c)に置換する模式図である。同図中の寸法値は実測値を平均値を丸めた値である。置換法をまとめると以下のようなになる。

case A 等価断面2次モーメント置換[6.9]

鋼管壁を含まない溶接ビード部(a)がダイヤフラム力方向に対して曲げ材として働くと見なして、その重心軸回りの断面2次モーメントに等しい矩形断面(c)を等価断面とする場合。

case B 等断面積置換

鋼管壁も含めた溶接ビード部(b)の断面積に等しい矩形断面(c)を等価断面とする場合。

表6.4に上記の2つの置換法によって求められた溶接ビードの等価厚(T_B)を示す。それぞれの等価板厚を用いて解析した結果を図6.7に示す。case Bの結果は実験値をかなり大きい変形領域まで追跡できた。いずれにしても溶接ビードの存在は無視できないことが明かであり、この問題に関しては、溶接ビードを等断面積に置換する方が実験結果をよく追跡できることが分かる。

6.3.4 実験および解析結果の比較と考察

6.2節の4体の引張試験体と case B の溶接ビード部等価置換に基づく有限要素解析の結果を比較すると図6.9が得られる。同図から解析結果は実験を若干下回りながらも良く追跡できている。溶接ビード部の機械的性質に母材のデータを用いたことが実験値を下回った一因と考えられる。

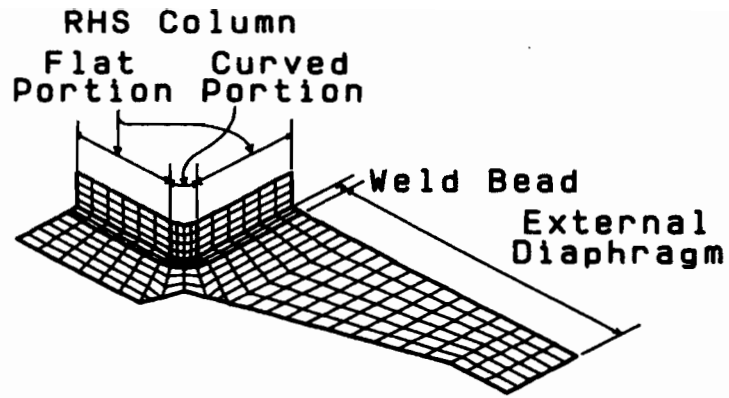


図 6.5 解析モデルの構成

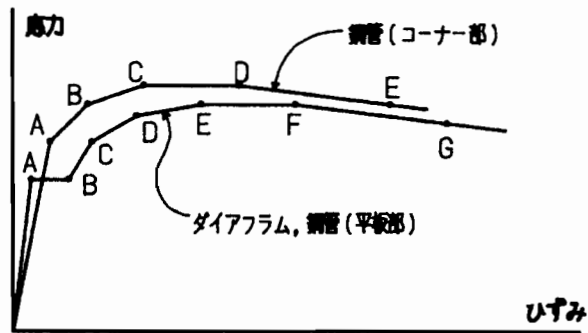


図 6.6 応力度 - ひずみ度関係

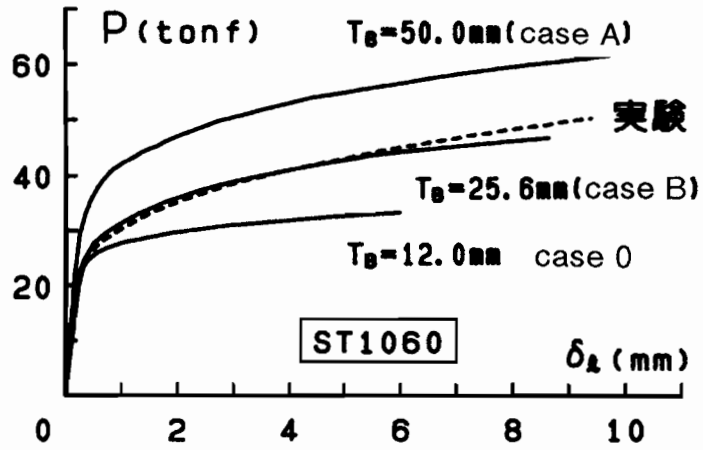


図 6.7 溶接ビード寸法の影響

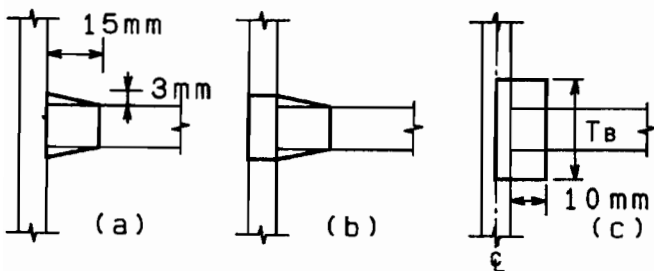


図 6.8 溶接ビードの矩形断面置換

表 6.4 溶接ビードの等価寸法

	case A	case B
等価断面置換	等価断面 2次モーメント	等価断面積
T_B	50.0 mm	25.6 mm

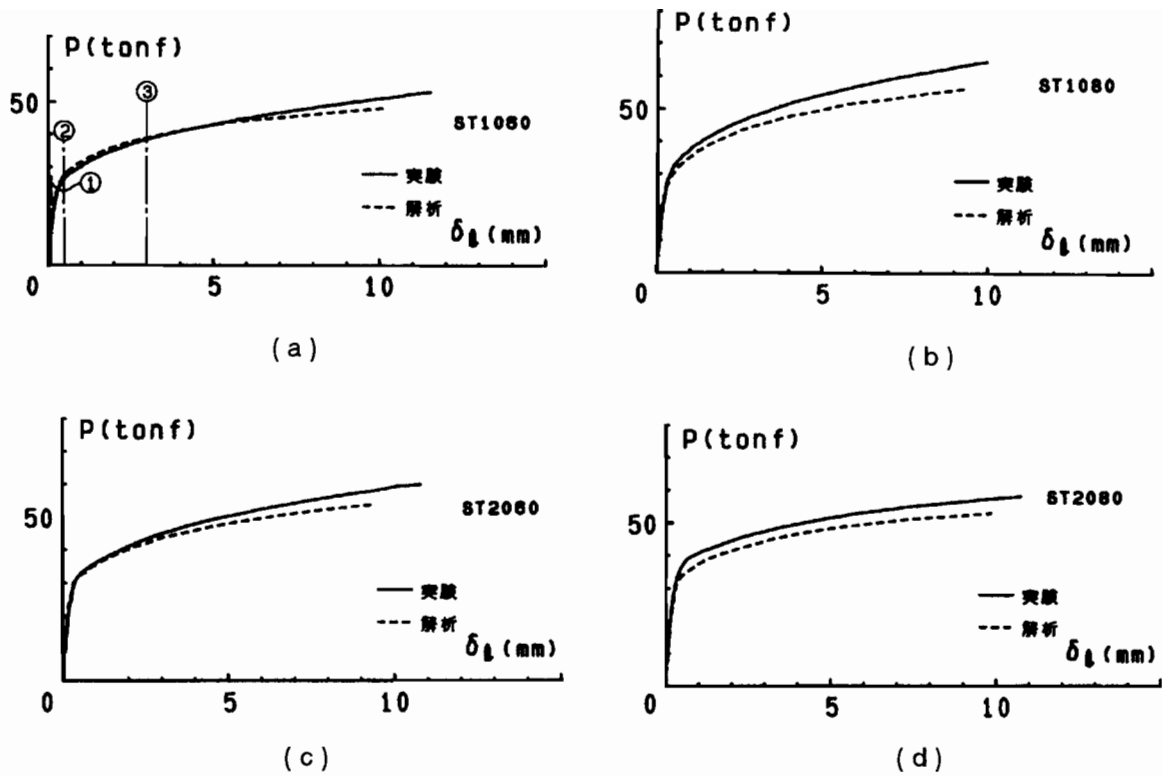


図 6.9 実験結果と有限要素解析結果

写真 6.3 は試験体 ST1060 の変形状態および式 (6.1) で定義される von Mises 相当応力分布である。

$$\sigma = \sqrt{\frac{1}{2} [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]} \dots \dots \dots (6.1)$$

ここで、 $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ は主応力である。

写真 6.3 (b), (c), (d) はそれぞれ $\delta_f = 0.1, 0.5, 3.0 (= T_C/2)$ (mm) の時の von Mises 相当応力分布であり、図 6.9 (a) のマーク ① ② ③ に対応している。

弾性域から既に鋼管角部付近の溶接ビード上に応力度の最高値があり (写真 6.3 (b))、仕口の降伏後も溶接ビード上で降伏域の広がりが見られ (写真 6.3 (c), (d))、有限要素解析でビードの厚みを考慮して解いた結果が実験を良く追跡できることがこれらの写真から分かる。写真 6.3 (a) は写真 6.1 (d) に対応する解析モデルの変形図であり、局部変形の様子が分かる。

骨組の柱梁部材、接合部パネルが剛であるとした場合の仕口の局部変形 (δ_f, α) と骨組の層変形 (R) は図 6.10 から式 (6.2) で与えられる。

$$R = \alpha = \frac{2\delta_f}{d} \dots \dots \dots (6.2)$$

ただし、 d は梁せいである。

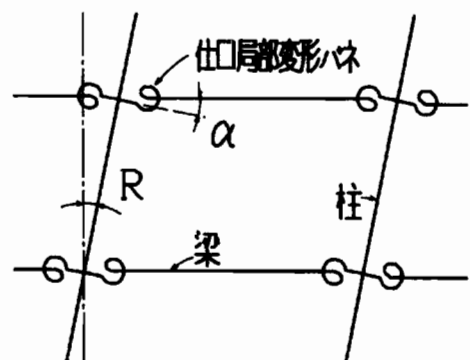
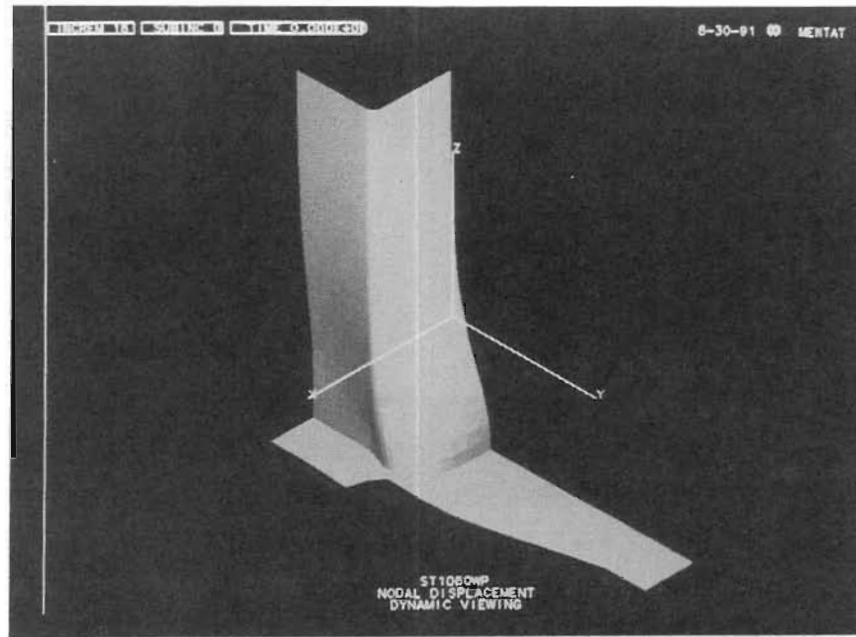
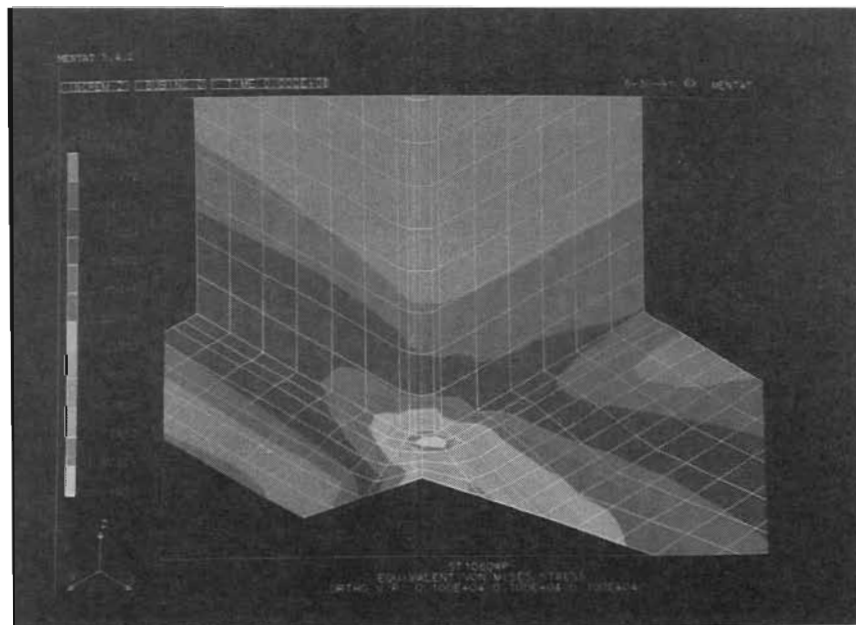


図 6.10 骨組の層間変形角と仕口の局部変形の関係

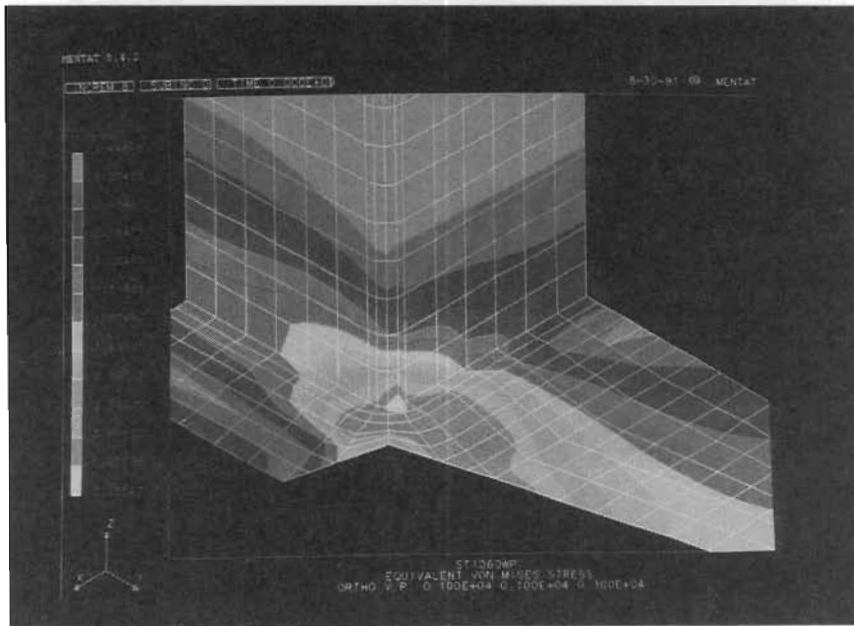


(a) 変形状態

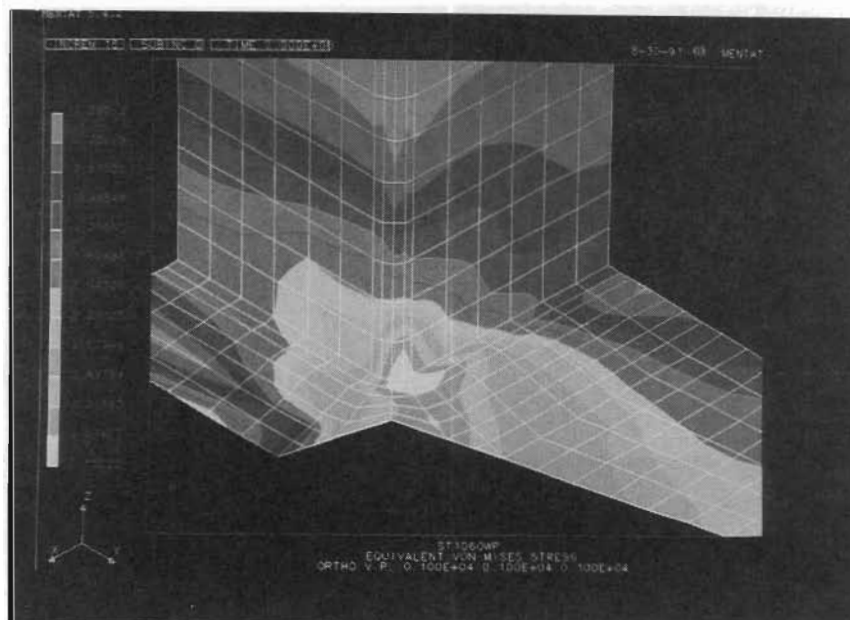


(b) $\delta_p = 0.1 \text{ mm}$ (弾性状態)

写真 6.3 解析結果 (ST1060) (続く)



(c) $\delta_p = 0.3 \text{ mm}$ (初期降伏段階)



(d) $\delta_p = 3.0 \text{ mm}$ ($= T_C / 2$, 降伏後)

写真 6.3 解析結果

同図から骨組のスパンおよび階高の如何に関わらず局部変形が骨組の層変形と同じ値をもつことが分かる。試みに梁せいを 450(mm)とすると式(6.2)から図 6.9 (a) 中の③で $R = 1/30$ とかなり大きい骨組変形が生じている。

以上で本研究で用いた有限要素解析プログラムの実効性を検証し、数値実験によるシミュレーションが可能であることを示した。

6. 4 仕口の復元力特性の評価

柱梁仕口の復元力特性を明らかにすることは半剛接骨組の挙動を追跡するための、さらには半剛接骨組の設計法の確立のための基礎資料になると考えられる。

接合部は板要素が集まり複雑な形状になるのが常である。仕口の剛性を評価する手段として、数学的モデルの表現法あるいは具体的な接合部の構造解析結果から導かれる実験式としての表現法が挙げられる。本研究では後者の方法によることとし、接合部を構成する要素の寸法を変化させた有限要素解析によるパラメトリック・スタディを行う。

6. 4. 1 局部変形挙動のモデル化

仕口の局部変形を考慮した骨組解析を行う上で、局部変形の復元力特性の表現ができるだけ解析プログラムに組入れ易い方が望ましいので、ここでは仕口の復元力モデルを bi-linear とする。

図 6.11 は非線形有限要素解析によって求めた仕口の荷重-変形関係を用いて bi-linear モデルを求める模式図である。第 2 分岐勾配 ($K_{\ell 2}$) を求めるには、先に降伏耐力を定める必要がある。金谷等は一連の実験から角形鋼管柱・H形梁仕口の局部破壊耐力推定式(6.3)を導いている。

$$P_{c,max} = 3.85 \left(\frac{T_C}{B} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{T_D}{H_D + T_C} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{H_D + T_C}{B} \right) B^2 \sigma_{ud} \quad \dots \dots \dots (6.3)$$

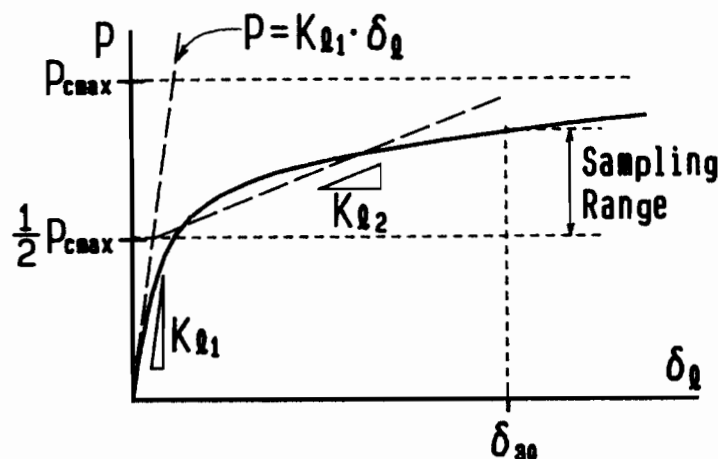


図 6.11 仕口の復元力モデル

ただし、 σ_{ud} はダイアフラムの引張強さである。

求めようとする情報は仕口の初期および2次剛性である。初期剛性は接合部の詳細寸法に依存すると考えられるので、接合部の構成要素の寸法を数多く変化させた弾性有限要素解析から導く。2次剛性は実挙動をどの範囲で如何に誤差が少なく与えられるかが鍵となる。実際の幾つかの解析結果から、2次剛性は仕口の局部破壊推定耐力の1/2以上かつ骨組の層変形が1/30（局部変形 δ_{30} に相当）までの範囲の解析荷重－変形曲線の近似直線の勾配として求めるのが最も良い値を与える（図 6.11）。

6.4.2 初期剛性の評価式

6.2節では単純化試験体の引張および圧縮荷重下の局部変形剛性がお互いにはほぼ等しいことを得ており、これは仕口の回転変形が梁部材の伸縮に影響をおよぼさないことを意味している。単純化試験体と同様に鋼管に1枚の外ダイアフラムが付いた図 6.12 のような実線で示す解析モデルを用いた有限要素解析による数値実験から初期剛性を求める。図 6.12 中の記号は仕口の剛性評価に影響する候補寸法である。柱長は柱外径以上あれば剛性に影響しないことから[6.10]、鋼管径の2倍とした。鋼管は正方形とし角部のアールは無視する。

仕口の局部変形剛性を支配する寸法を決定するために、幾つかのケーススタディを行い、数式モデルを決定する。表 6.5 に示す候補変数の中から1つだけ変化させた場合の剛性($_{FEM}K$)と変数の関係を示すと図 6.13 のようになる。同図から局部変形剛性と強い相関をもつものを選び、表 6.6 の無次元化パラメータを設定する。

以上のケーススタディから式(6.4)の数式モデルを決定し、表 6.7 に示す計60個の接合部についての

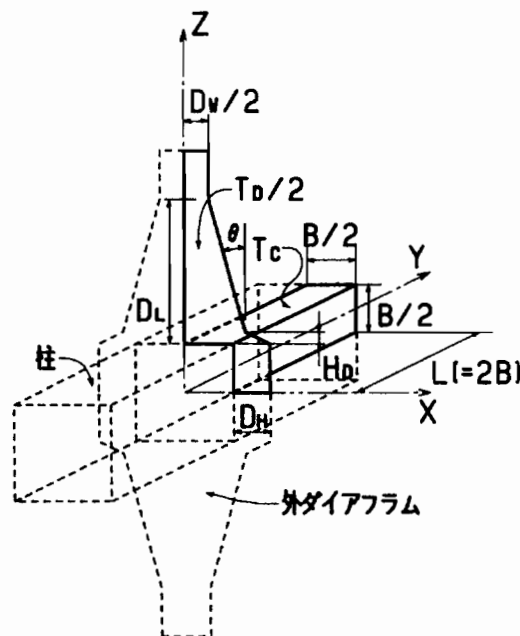


図 6.12 接合部の諸寸法記号

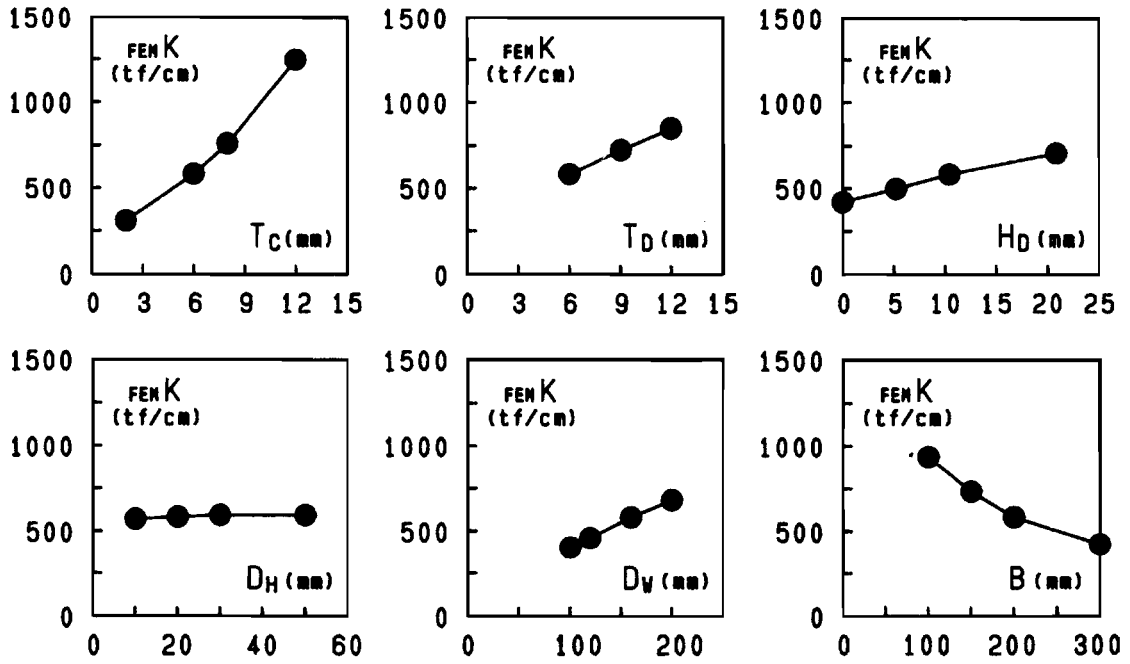


図 6.13 諸寸法の局部変形弾性剛性に及ぼす影響

弾性有限要素解析結果を用いて重回帰解析を行い未定係数 $x_1 \sim x_5$ を求めると、式 (6.5) が得られる。

$$\frac{K_{\ell 1}(B/2)^3}{EI} = x_1 \left(\frac{B+H_D}{B}\right)^{x_2} \left(\frac{B+T_D}{B}\right)^{x_3} \left(\frac{B}{T_C}\right)^{x_4} \left(\frac{D_W}{B}\right)^{x_5} \dots \dots \dots (6.4)$$

ただし、 E はヤング係数、他は図 6.12 を参照。

$$\frac{K_{\ell 1}(B/2)^3}{EI} = 3.896 \left(\frac{B+H_D}{B}\right)^{4.603} \left(\frac{B+T_D}{B}\right)^{1.353} \left(\frac{B}{T_C}\right)^{2.371} \left(\frac{D_W}{B}\right)^{0.303} \dots \dots \dots (6.5)$$

局部変形剛性の推定値と有限要素解析結果との関係を図 6.14 に示す。同図中の破線は 95 % 信頼限界である。解析値と推定値の比の変動係数は 0.188 である。

6.2 節の単純化試験体の実験結果と式 (6.5) の推定値とを比較すると図 6.15 のようになる。同図から指定値に割増しを施すと実験値の良い近似を与えられるので、最小二乗近似して求めると、式 (6.6) が得られる。

$$\frac{K_{\ell 1}(B/2)^3}{EI} = 4.950 \left(\frac{B+H_D}{B}\right)^{4.603} \left(\frac{B+T_D}{B}\right)^{1.353} \left(\frac{B}{T_C}\right)^{2.371} \left(\frac{D_W}{B}\right)^{0.303} \dots \dots \dots (6.6)$$

実験値と式 (6.6) の推定値の比の変動係数は 0.090 であり良い近似が得られている。

ここで骨組解析に組入れるべき仕口の剛性評価は、梁端部の回転量を代表させるべきものであるから、図 6.3 で定義される局部変形 δ_f を用いると剛性は過小評価される。この効果を調べるために、 δ_f とダイアフラムつかみ部の変位量 (δ_d) の関係を全ての線形解析結果についてプロットすると図 6.16 が得られ、両者には明瞭な線形関係があることが分かる。これらの関係を最小二乗近似して求めると式 (6.6) の

表 6.5 候補変数

	諸数値
T _C	2, 6, 8, 12
T _D	6, 9, 12
H _D	0, 5, 10, 20
D _H	10, 20, 30, 50
D _w	100, 120, 160, 200
B	100, 150, 200, 300

注) は基準値

表 6.6 無次元パラメータ

パラメータ	適用範囲	
	min	max
$\frac{B+H_D}{B}$	1.0	~ 1.133
$\frac{B+T_D}{B}$	1.02	~ 1.08
$\frac{B}{T_C}$	12.5	~ 50
$\frac{D_w}{B}$	0.5	~ 1.0

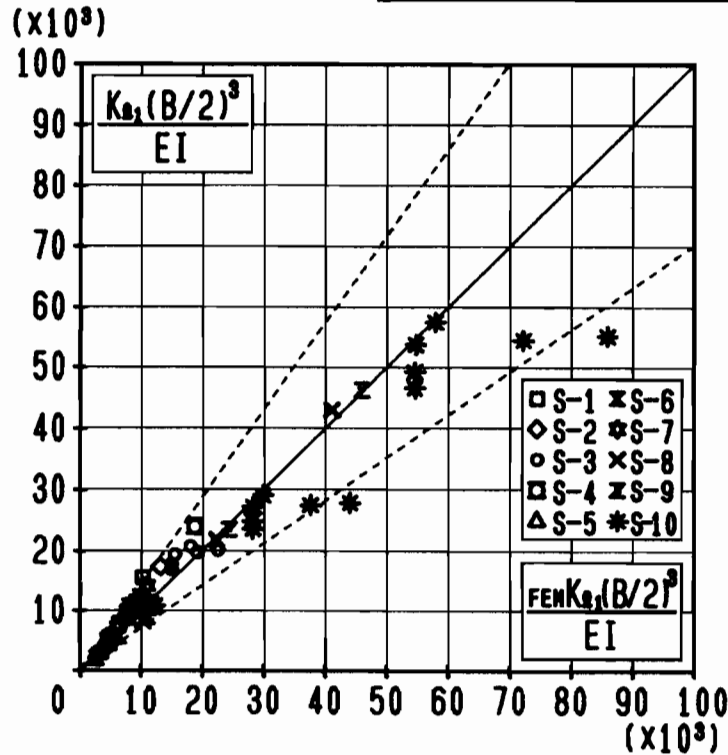


図 6.14 推定値と有限要素解析結果の比較

表 6.7 弾性有限要素解析結果

名称	B	T _C	H _D	T _D	D _w	名称	B	T _C	H _D	T _D	D _w	名称	B	T _C	H _D	T _D	D _w			
	cm	cm	cm	cm	cm		cm	cm	cm	cm	cm		cm	cm	cm	cm	cm	cm		
1-1	20	0.6	0.0	0.6	16	5-1	15	0.6	0.5	0.6	12	8-1	30	0.6	0.5	0.6	24			
1-2		0.8				5-2	0.8	8-2				0.8								
1-3		1.2				5-3	1.2	8-3				1.2								
2-1	20	0.6	0.5	0.6	16	6-1	15	0.6	1.0	0.6	12	9-1	30	0.6	1.0	0.6	24			
2-2		0.8				6-2	0.8	9-2				0.8								
2-3		1.2				6-3	1.2	9-3				1.2								
3-1	20	0.6	1.0	0.6	16	6-1A	15	0.6	1.0	0.6	7.5	10-1	30	0.6	2.0	0.6	24			
3-2		0.8				6-1B		0.6				10-2		0.8						
3-3		1.2				6-1C		0.6				10-3		1.2						
3-1A	20	0.6	1.0	0.6	16	6-1D	15	0.9	1.0	0.6	7.5	10-1A	30	0.6	2.0	0.6	15			
3-1B				0.6		6-1E		0.6				10-1B						0.6		
3-1C				0.6		6-2A		0.6				10-1C						0.6		
3-1D	20	0.6	1.0	0.9	16	6-2B	15	0.6	1.0	0.6	7.5	10-1D	30	0.6	2.0	0.6	30			
3-1E				1.2		6-2C		0.6				10-1E						0.9		
3-2A				0.6		6-2D		0.6				10-2A						0.6		
3-2B	20	0.8	1.0	0.6	12	6-2E	15	1.2	1.0	0.6	12	10-2B	30	0.8	2.0	0.6	18			
3-2C				0.6		7-1		0.6				10-2C						0.6		
3-2D				0.9		7-2		0.8				10-2D						0.9		
3-2E	1.2	7-3	1.2	10-2E	1.2															
4-1	20	0.6	2.0	0.6	16															
4-2		0.8																		
4-3		1.2																		

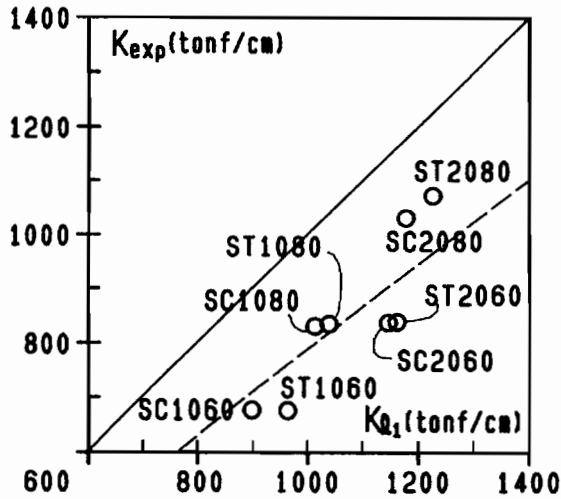


図 6.15 推定値と実験結果の比較

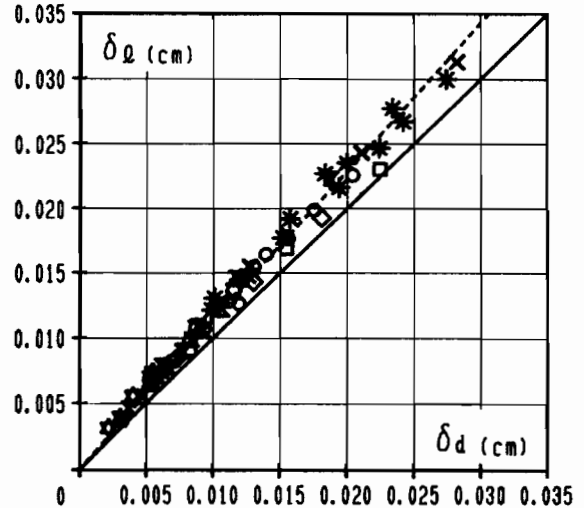


図 6.16 $\delta_l - \delta_d$ 関係

右辺を 1.1405 倍することで巨視的な仕口の剛性評価が得られる。

6.4.3 2次剛性の評価式

表6.8は仕口の2次剛性を評価するための解析モデルである。仕口が降伏すると損傷箇所はダイアフラム入隅近傍に集中し、鋼管フランジの曲げ変形挙動が仕口の変形挙動を支配すると考えられる。すなわち、鋼管フランジの寸法を仕口の2次剛性評価のパラメータとして取上げ、図6.11に従って求めた表6.8の計13個について仕口の2次剛性($K_{\ell 2}$)と鋼管の径厚比(B/T_c)の関係をプロットすると、図6.17のようになる。同図中の曲線は解析結果を最小二乗近似したものであり、式(6.7)で与えられる。

$$K_{\ell 2} = 19.941 + \frac{3.228 \times 10^4}{(B/T_c - 2.0)^{2.902}} \dots \dots \dots (6.7)$$

式(6.7)は $B/T_c = 2.0$ で鋼管は中実となり局部変形剛性は無限大となることから導かれた。有限要素解析値と推定値の比の変動係数は 0.137 である。

仕口が降伏した後では写真 6.1 (a) からも分かるようにほぼ鋼管幅に渡って鋼管壁が面外変形すること

表 6.8 非線形有限要素解析結果

名称	B cm	T _c cm	B/T _c	T _D cm	H _D cm	D _v cm	σ_{ud} tf/cm ²	P _{cmax} tf	P _{cy} tf	K _{ℓ1} tf/cm	FEMK _{ℓ1} tf/cm	FEMK _{ℓ2} tf/cm	FEMK _{ℓ1} /K _{ℓ1}	FEMK _{ℓ2} /K _{ℓ1}
KK2006	20	0.6	33.3	2.2	1.33	18	4.1	64.23	37.25	1146.7	1374.0	21.20	1.198	0.018
KK2009		0.9	22.2					88.31	51.22	1479.8	1625.1	20.19	1.098	0.014
KK2012		1.2	16.7					111.57	64.71	1773.3	1886.9	25.68	1.064	0.014
KK3006	30	0.6	50.0		81.16			47.07	750.9	1300.2	22.25	1.732	0.030	
KK3009		0.9	33.3		110.29			63.97	969.1	1511.0	20.14	1.559	0.021	
KK3012		1.2	25.0		138.06			80.08	1161.3	1741.3	22.33	1.499	0.019	
KK3015	40	1.5	20.0	2.67	2.0	18	4.1	165.06	95.74	1335.1	1934.5	25.79	1.449	0.019
KK3020		2.0	15.0					209.06	121.26	1600.9	2428.7	47.88	1.517	0.030
KK3030		3.0	10.0					295.10	171.16	2065.9	3608.3	96.32	1.747	0.047
KK4006	40	0.6	66.7	2.67	2.0	18	4.1	96.39	55.90	561.1	1279.2	23.57	2.280	0.042
KK4009		0.9	44.4					130.06	75.43	724.1	1471.1	19.56	2.032	0.027
KK4012		1.2	33.3					161.85	93.87	867.7	1651.7	19.92	1.904	0.023
KK4020		2.0	20.0					242.23	140.50	1196.6	2086.3	32.98	1.744	0.028

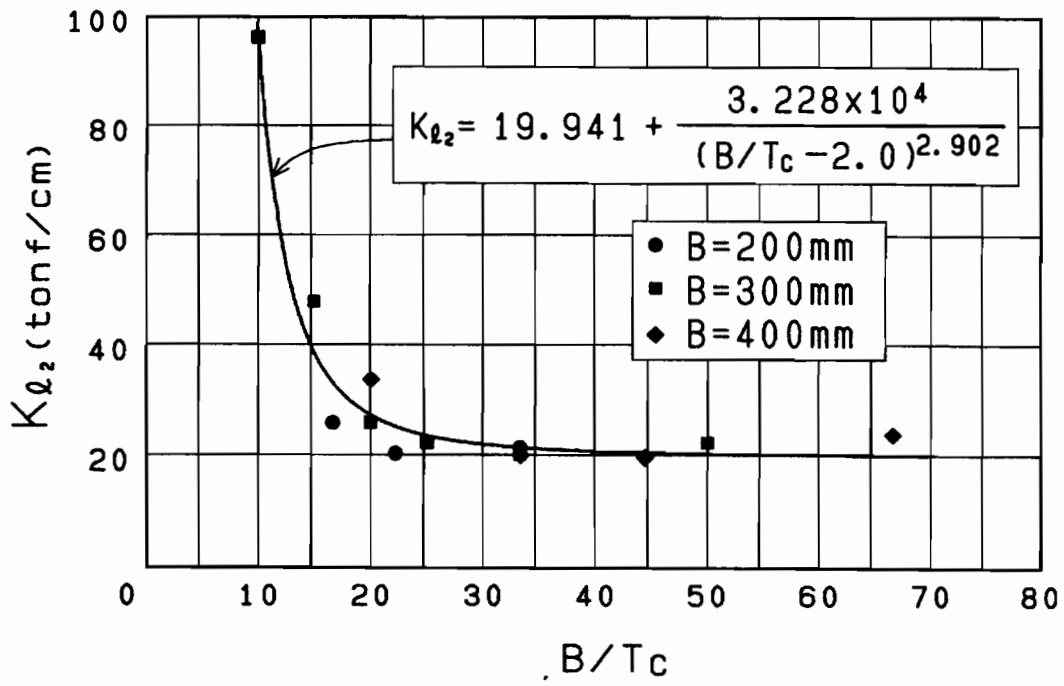


図 6.17 局部変形に関する 2 剛性の推定結果と解析結果

と、仕口の復元力特性を bi-linear で表現とすることから初期剛性評価で行った補正は意味をなさないで、2 次剛性は式(6.7)を用いて差支えないと考えられる。

6. 5 柱梁仕口の復元力特性

以上の結果をまとめると、外ダイアフラム形式角形鋼管柱・H形鋼梁接合部の梁端モーメント(M)ー局部変形(α)の bi-linear モデルを増分形で表すと式(6.8)のようになる。

$$\Delta M = K_r \cdot \Delta \alpha \quad \dots \dots \dots (6.8)$$

ただし、*d* は梁フランジ中心間距離。

i) 弾性域 ($0 \leq M < P_{c_{max}} \cdot \frac{d}{2}$)

$$K_r = 2.823 \left(\frac{B + H_D}{B} \right)^{4.603} \left(\frac{B + T_D}{B} \right)^{1.353} \left(\frac{B}{T_C} \right)^{2.371} \left(\frac{D_W}{B} \right)^{0.303} \frac{EI d^2}{(B/2)^3}$$

ii) 降伏後 ($M > P_{c_{max}} \cdot \frac{d}{2}$)

$$K_r = \left\{ 9.971 + \frac{1.614 \times 10^4}{(B/T_C - 2.0)^{2.902}} \right\} d^2$$

6. 6 結論

半剛接合部の一つである外ダイアフラム接合形式の角形鋼管柱・H形鋼梁接合部の仕口挙動を骨組解析に組入れ易い形で表現することを目的として、仕口の挙動を精度良く追跡できる有限要素解析プログラムを用い、接合部の広範囲に亘る数多くの数値実験を行った。

以下に結論を要約する。

- 1) 柱梁仕口の局部変形は、ダイアフラムの局部座屈発生までは梁部材中心軸を回転の中心とする。
- 2) 外ダイアフラム形式柱梁仕口の非線形有限要素解析では素材の機械的性質を忠実に用いて溶接ビードを考慮すれば実挙動を精度良く追跡できると考えられる。
- 3) 外ダイアフラム形式柱梁仕口の復元力特性を bi-linear の型で骨組解析プログラムに組み込み易い精度良い式(6.8)を導いた。

参考文献

- [6. 1] 田淵基嗣, 金谷 弘, 上場輝康: 角形鋼管柱・H形はり接合部の局部破壊・角形鋼管柱溶接接合部の実験的研究 1-, 日本建築学会論文報告集, 第349号, 昭和60年3月, pp. 71-80
- [6. 2] 田淵基嗣, 金谷 弘, 上場輝康: 角形鋼管柱・H形はり接合部の局部耐力推定式・角形鋼管柱溶接接合部の実験的研究 2-, 日本建築学会論文報告集, 第352号, 昭和60年6月, pp. 79-89
- [6. 3] M. Tabuchi, H. Kanatani and T. Kamba : BEHAVIOR OF TUBULAR COLUMN TO H-BEAM CONNECTIONS UNDER SEISMIC LOADING, Proc. of 9WCEE, Aug., Vol. IV, 1988, pp. 181-186
- [6. 4] J. B. Davison, P. A. Kirby and D. A. Nethercot : Rotational Stiffness Characteristics of Steel Beam-to-Column Connections, J. Construct. Steel Research, Aug., 1987, pp. 17-54
- [6. 5] A. R. Kukreti, T. M. Murray and A. Abolmaali : End-Plate Moment-Rotation Relationship, J. Construct. Steel Research, Aug., 1987, pp. 137-157
- [6. 6] 山成 實, 金谷 弘: 鋼管柱・はり仕口の局部変形を考慮したラーメン骨組の解析について - 鋼管柱ラーメンの復元力特性に関する研究 I -, 日本建築学会論文報告集, 第334号, 昭和58年12月, pp. 29-36
- [6. 7] 加藤 勉, 青木博文, 黒澤隆志: 冷間成形角形鋼管の塑性ひずみ履歴と残留応力, 日本建築学会構造系論文報告集, 第385号, 昭和63年3月, pp. 39-48
- [6. 8] S. S. Rao : The Finite Element Method in Engineering 2nd Edition, Pergamon Press, 1989
- [6. 9] 伴 潔, 今井克彦: 三角板により補強された角形鋼管柱・H形鋼はり接合部の実験的研究 水平荷重下の弾塑性挙動に関する考察, 日本建築学会論文報告集, 第294号, 昭和55年8月, pp. 35-43
- [6. 10] 海原広幸, 山成 實, 小川厚治, 黒羽啓明, 渡辺純仁: 角形鋼管柱梁接合部の局部変形挙動に関する実験(単純化試験体の圧縮および引張実験), 日本建築学会大会学術講演梗概集(中国), 1990年10月, pp. 1617-1618

第7章 直交梁をもつ半剛接合された 部分骨組の実験

第7章 直交梁をもつ半剛接合された部分骨組の実験

7.1 序

これまでに行われてきたラーメン骨組実験の多くは平面架構を対象としてきた。これらの研究からは骨組の挙動を調べる上で多くの知見を得ることができたことは周知である。しかしながら実際の建物は三次元的構造物であり、骨組の多くの部分は二次元問題として抽象化することで十分説明できるものの、例えば梁が2軸対称に接合されない隅柱部分においては、平面問題で実際の挙動を説明するには無理があると考えられる。

本研究ではラーメン骨組内の隅柱部分に焦点を当て、直交梁の存在が柱梁接合部の最終挙動におよぼす影響を調べる手始めとして2つの形式の異なる柱梁接合部をもつ隅柱部分骨組の加力実験の概要およびそれらの結果について述べる。モーメント抵抗骨組で柱梁接合部が柔らかくあるいは弱い場合、接合部にエネルギー吸収が集中し易くなるが、接合部のもつ耐力上昇率および硬化係数の高さから接合部が降伏した後でも柱梁部材はやがて降伏し主部材のエネルギー吸収がなされることを考慮すると、接合部の損傷を上手に制御することでより合理的な接合部設計が可能となると考えられる。

7.2 実験概要

7.2.1 実験装置

実験は図7.1に示すような直交する2つの梁自由端に等荷重を与え、それらに比例して柱の自由端に軸力を作用させる繰返し加力実験である。実験骨組は建物の隅柱部分から取出したことを想定することで、骨組の転倒モーメントによる柱軸力変動を考慮した。また、本実験では剛床の条件は満たされないが、骨組の構面を維持することで装置の安定を確保した。

梁自由端および柱自由端には複動式油圧ジャッキを用い、繰返し水平力下の骨組の応力状態を実現した。

7.2.2 試験体

試験体は表7.1に示す2体の試験体である。その内の外ダイアフラム形式接合部骨組は、第4章で示した平面骨組[7.1]と同一の接合部詳細をもつ骨組である。この試験体では、直交梁の存在により接合部には平面骨組の場合に比べて応力状態は複雑になることで、接合部耐力および変形性能がどのように影響を受けるかを調べる。

一方、内ダイアフラム接合部試験体は、製作上の改善を目指した接合部をもつ。すなわち、柱材はダイアフラムの上面(あるいは下面)で継がれるものであるが、継目を接合部パネルの途中に置くものとし、柱の接合前に鋼管内にダイアフラムを梁フランジ位置に挿入した内ダイアフラム接合部としたことが第一点である。第二点は、接合部内の一部のダイアフラムを省くことである。実在の骨組では互いに直交する梁のせいが異なるのが常である。2本の梁せい寸法の差が少ない場合には、それぞれの梁フランジ位置でダイアフラムを設けることは工作上的困難が増し、むしろ製作時に接合部に欠陥が生じ得ることも考えられる。近接するダイアフラム設置を避けることで、接合部は剛接合を満足できなくなる反面、製作上の省力化に貢献できることが、この試験体の接合部製作上の改善案である。

図 7.2 は試験体骨組の概要および接合部詳細である。2 体の試験体は、共に階高 2.0m , スパン長 2.83 m の比較的柱間が小さいプランをもつ約 1/2 スケールのラーメン骨組を想定し、水平荷重下における骨組の隅柱部の柱および梁反曲点で取出した部分骨組である。

外ダイアフラム試験体(CFRE)は文献[7.1]の製作条件を一致させたものであり、特に文献[7.2]の接合部詳細と異なり、外ダイアフラムは一枚の鋼板からアイトレーサにより切出し、ダイアフラム入隅部の不連続を排除した。

内ダイアフラム試験体(CFRI)では、互いに直交する梁の上フランジ位置を一致させ、下フランジは 50mm の段差をもち、せいの低い梁の下フランジ位置には内ダイアフラムを設けない詳細をもつ。結果としてこの試験体は弾性状態から比較的柔らかい仕口をもつ。梁せいの差が大きい場合はそれぞれのフランジ位置にダイアフラムを設けるのが常識である。逆に段差が僅少である場合はむしろ一枚のダイアフラムを割愛する方が工作上的納まりから妥当な設計であると考えられる。

以上の 2 体の試験体は接合部が早期に降伏するか、もしくは初期剛性が低い半剛接鋼骨組の例であり、必ずしも現実的なプロポーションをもつものではないが、接合部の変形挙動が骨組全体に対する影響を調べるためには十分供し得る設計であり、むしろ接合部の強度および剛性を低下させて設計することで、接合部が骨組のエネルギー吸収要素としての役割を果たし得るものかを調べるのには適当であろう。当然これらの接合部は、保有耐力接合の条件[7.3]を満たしていない。

表 7.1 骨組試験体

名称	部材断面(mm)		接合部形式
CFRE	Column	□-200x200x6	外ダイアフラム
	Beam 1	H-250x125x6x9	
	Beam 2	〃	
	Diaphragm	PL-9	
CFRI	Column	□-200x200x6	内ダイアフラム
	Beam 1	H-250x125x6x9	
	Beam 2	H-200x100x5.5x8	
	Diaphragm	PL-9	

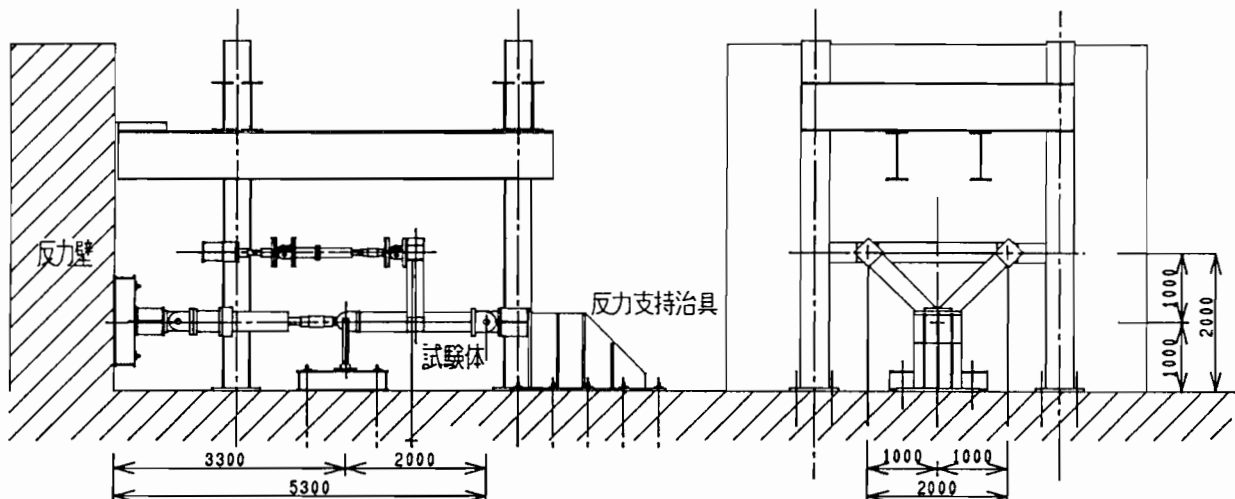


図 7.1 実験装置

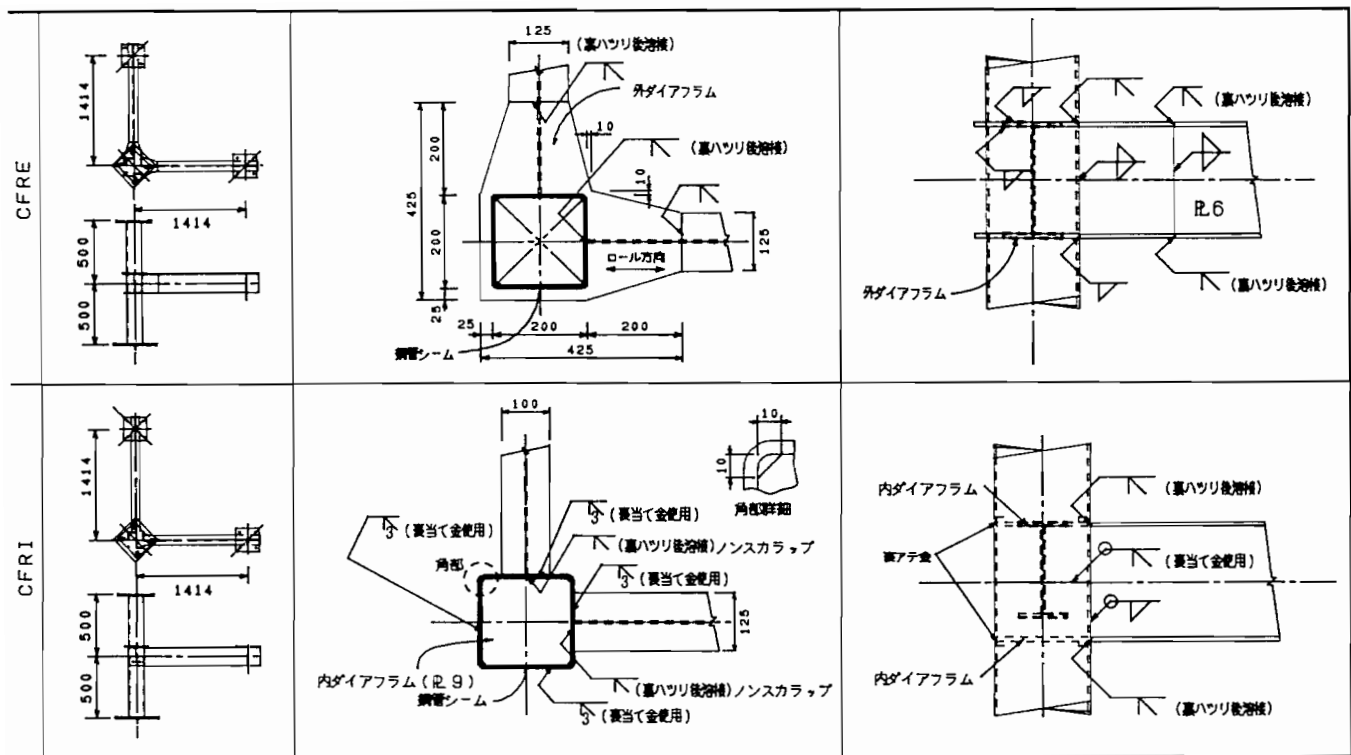


図 7.2 接合部詳細

7.2.3 素材の機械的性質

試験体を構成する部材の素材試験結果を表 7.2 と表 7.3 に示す。鋼管は STKR490 の角形鋼管とし、試験片は骨組試験体の柱に対応させた 2 本の定尺長さの材料からそれぞれ採取した。鋼管断面の平板部および角部から試験片を 4 本ずつ採取し引張試験を行うと同時に外径の 3 倍の長さをもつ両端部を平行に機械仕上げした短柱の圧縮試験各 1 本を行った。梁材は SS400 の H 形鋼を用いた。すべての梁材のフランジおよびウェブからそれぞれ 4 本および 3 本ずつの JIS 1 号試験片を採取し引張試験を行った。ダイアフラムには厚さ 9 mm の圧延鋼板を用いた。直交する梁フランジ力により鋼板には圧延方向（ロール方向）とそれに直交する方向に変形を強いられる。素材試験片はそれぞれの方向について採取し、引張試験を行った。

7.2.4 測定

実験における測定は、荷重変換器、変位計およびひずみゲージによった。変位計は骨組の変形を捉えるよう各所に設置し、ひずみゲージは接合部近傍の柱および梁断面に材軸方向および周方向に貼付した。また 2 面の接合部パネル中央点に直交 3 軸ロゼットゲージを貼付した。

2 つの梁自由端変位の平均値を制御変数とし、変位が完全に止まった時点で静的ひずみ測定器によりこれらのデータを計測しパーソナルコンピュータの記憶媒体に収録した。

7.2.5 荷重プログラム

表 7.2 梁および鋼板の機械的性質

断面 (mm)	採取位置	σ_y	σ_u	E	e
		tf/cm ²	tf/cm ²	tf/cm ²	%
H-250x125x6x9	フランジ	2.982	4.581	2071	26.1
	ウェブ	3.348	4.72	2076	27.7
H-200x100x5.5x8	フランジ	3.184	4.671	2108	28.1
	ウェブ	3.364	4.763	2057	26.3
PL-9 (外ダ ^イ アフラム)	ロール方向	2.819	4.431	2137	31.3
	直交方向	2.847	4.343	2162	30.7
PL-9 (内ダ ^イ アフラム)	ロール方向	2.799	4.081	2113	30.9
	直交方向	2.867	4.083	2141	32

表 7.3 柱の機械的性質

断面 (mm)	採取位置	引張試験				圧縮試験		
		σ_y tf/cm ²	σ_u tf/cm ²	E tf/cm ²	e %	σ_y tf/cm ²	σ_m tf/cm ²	E tf/cm ²
□-200x200x6 for CFRE	平板	4.275	5.248	2103	25.3	4.046	4.222	2627
	角部	5.593	6.049	-	-			
	シーム	6.275	6.666	2157	10.0			
□-200x200x6 for CFRI	平板	4.110	5.222	2107	26.3	4.119	4.159	2102
	角部	5.672	6.056	-	-			
	シーム	6.233	6.688	2112	10.0			

荷重は漸増変位振幅の交番繰返しによった。弾性限内で ±1.0 tonf の馴らし運転を行った後に、変位振幅を骨組の変形角にして ±1/100, ±1/50, ±1/25, ±1/10 と増加させて、各々 1 サイクルずつ荷重した。

7. 3 実験結果

7.3.1 荷重—変形関係

外ダイアフラム試験体(CFRE)

外ダイアフラム試験体の実験結果を図 7.3 に示す。図 7.3 の縦軸は 2 つの梁自由端のジャッキ荷重 (P)、横軸は梁自由端の変位 (δ) である。同図中には実験中に観察によって記録された現象を記号によって記してある。記号 B, L および C はそれぞれダイアフラムの局部座屈、接合部の局部変形およびキレツを意味し、それらの記号に続く数字は現象の発生あるいは発見の順序を意味する。

外ダイアフラム試験体の荷重—変形図に見られる安定した履歴曲線は、骨組の変形角にして 1/25 まで耐力劣化を呈することなく健全な挙動を示した。変形角 1/25 ($\delta=40\text{mm}$) を超えると、この試験体では 2 つの梁フランジ力により仕口の局部変形が顕著となり、鋼管断面は糸巻き型の形状に変形した。局部変形は、ダイアフラムの局部座屈発生後梁フランジ力が梁幅中央に集中することでさらに顕著となることが観察された。

実験の最終段階の変形角が +1/10 ($\delta=100\text{mm}$) に達した後の逆荷重に入ると直ちに鋼管角部の内部から鋼管板を貫通する亀裂が発生した。写真 1 はそのキレツ発生直後の様子である。このキレツ発生は前述した圧縮梁フランジ力によって鋼管断面が変形した状態から逆荷重に伴う梁フランジ力が引張力に転じて鋼管断面は膨らむ方向の変形が始まり鋼管角部の内壁からキレツが始まったものである。

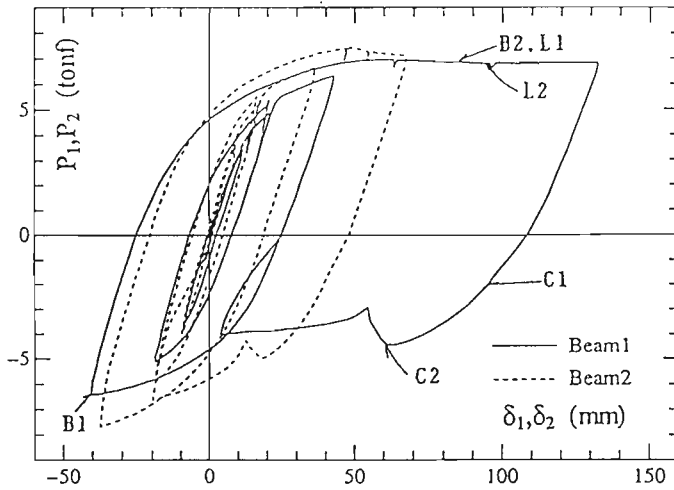


図 7.3 CFRE骨組実験結果

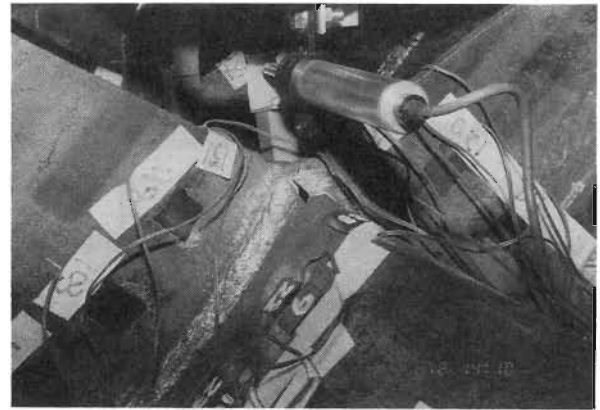


写真 7.1 CFRE骨組の接合部破壊状況

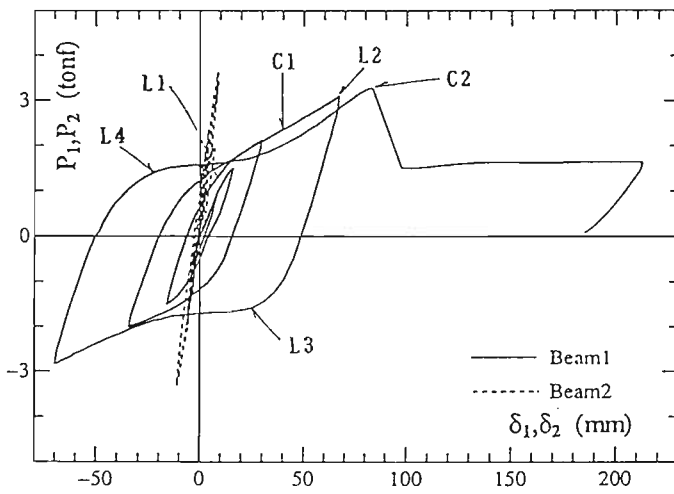


図 7.4 CFRI骨組実験結

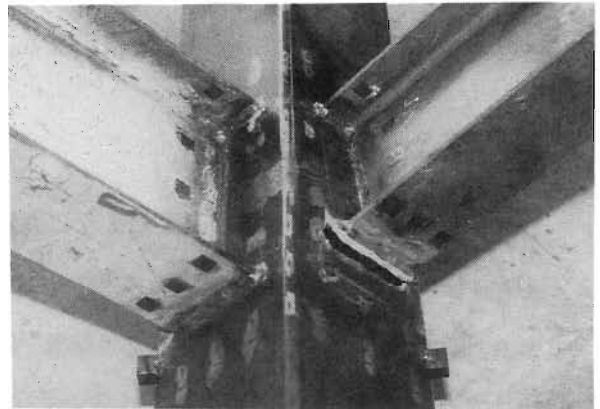


写真 7.2 CFRI骨組の接合部破壊状況

内ダイアフラム試験体(CFRI)

内ダイアフラム試験体の実験結果を図 7.4 に示す。この試験体ではせいの低い梁の下フランジ位置に内ダイアフラムを設けなかったことにより、実験当初から仕口の局部変形が目視観察された。局部変形は梁フランジ力が柱のフランジに作用して生じる面外変形であり、この変形が仕口の回転変形として現れる。ただし、この試験体では CFRE 試験体のように梁の上下フランジの接合条件が同じではないので回転変形のみならず軸方向変形も生じる。

図 7.4 に見られる逆 S 字曲線は、内ダイアフラムを省いた梁フランジ位置の局部変形が一方に十分大きく生じた後に骨組が逆載荷を受ける際に、局部変形が反対方向に生じようとするのに対して柱フランジが既に大きく面外変形しているため柱フランジが妨げる効果が働き、しばらく除荷時の剛性を保つが、やがて柱フランジも逆載荷に抗しきれず飛移現象ともいえる反対側への変形が急激に生じることで描かれた。この現象は繰り返し載荷によって生まれるものであり、一方向載荷実験では得られないものである。

前節の CFRE 試験体と同様であるが、骨組の変形角が $\pm 1/50$ ($\delta = \pm 20\text{mm}$) の変位振幅までは接合

部の著しい損傷は見られず、仕口のみの変形が骨組の変形を支配していることが特徴的である。2.2節で述べたように試験体のプロポーションに比べて2つの梁せいの寸法差(50 mm)が大きいため、局部変形が強調された嫌いがあるように考えられる。

この試験体の実験結果のもう一つの特徴は写真2に示すように、損傷が下フランジ部周りの一箇所に限られていることである。従ってこのタイプの接合部設計を行うための設計パラメータは比較的簡潔に表現できるものと予想される。接合部の損傷は柱フランジの面外変形と梁フランジ溶接部止端部で起こることがこの実験で明かとなった。

7. 4 骨組の解析の準備

7.4.1 記号および名称

実験結果の検討を行う前に図7.5に示すように骨組試験体の各所の記号と名称をまとめておく。座標系は右手系とし、回転の正方向は右ねじの法則に従うものとする。2.1節で述べたように図中の P_1 および P_2 は等しいので、骨組の構面は一定に保たれる。

7.4.2 仮定

骨組の挙動を解析する際、以下のように仮定する。

- (1) 柱および梁部材は線材として扱い、変形後も断面は平面保持する。
- (2) 接合部パネルは柱および梁のフランジ厚中心間距離で囲まれた領域であるとし、変形はせん断変形のみを考慮する。
- (3) 柱梁仕口の変形は回転変形のみを考慮する。

7. 5 骨組の弾塑性挙動

2体の骨組試験体の実験結果について検討する。まず、接合部の塑性化が大きくても繰返し加力に対して健全な履歴挙動を示した外ダイアフラム接合部骨組の弾塑性挙動を追跡できるよう骨組構成部材の剛性を求める。これらを用いて骨組の荷重-変形関係を計算し実験結果と比較検討する。さらに、内ダイアフラム接合部骨組では無補剛の梁フランジ接合部の降伏耐力について検討する。

7.5.1 CFRE骨組の構成部材の剛性

梁部材

梁部材のみが変形するときの梁自由端たわみ (δ_B) は式(7.1)で与えられる。

$$\delta_B = \left(\frac{L^2}{3EI_B} + \frac{1}{GA_{WB}} \right) PL \quad \dots \dots \dots (7.1)$$

ここに、 L 、 I_B および A_{WB} は、それぞれ梁部材の実長、断面2次モーメントおよびウェブ断面積である。

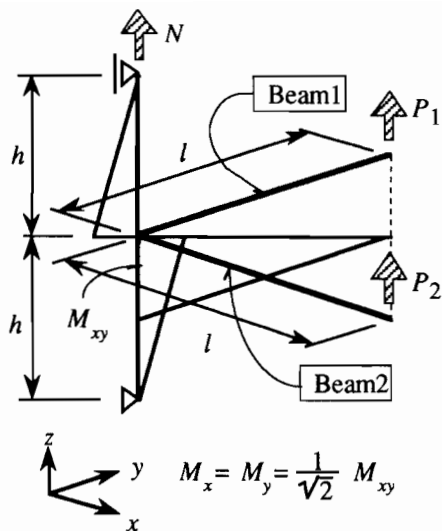


図 7.5 記号および名称

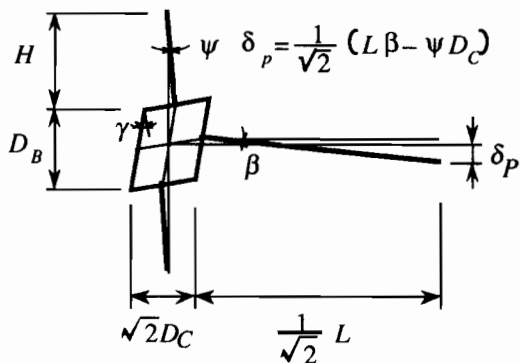


図 7.6 接合部パネルの変形

P は梁自由端に作用する横力である。 E および G はそれぞれヤング係数およびせん断弾性係数である。

式(7.1)から梁部材が骨組の剛性に関与する剛性 (K_B) を求めると式(2)が得られる。

$$K_B = \frac{1}{L} \left(\frac{L^2}{3EI_B} + \frac{1}{GA_{WB}} \right)^{-1} \dots \dots \dots (7.2)$$

柱部材

梁部材と同様に外力によって柱部材のみが変形するときの梁自由端変位から柱部材が骨組の剛性に関与する剛性を求める。柱部材には梁自由端の横力および柱自由端に軸方向力が作用するので、それぞれの外力について考えると、各剛性 K_C , K_N はそれぞれ式(7.3)および式(7.4)で表される。

$$K_C = \frac{2h^2}{l^2 H} \left(\frac{H^2}{3EI_C} + \frac{1}{GA_{WC}} \right)^{-1} \dots \dots \dots (7.3)$$

$$K_N = \frac{3EA_C}{16h} \dots \dots \dots (7.4)$$

ただし、 H , I_C および A_{WC} は柱部材の実長、断面2次モーメントおよびウェブ断面積である。

接合部パネル

図 7.6 に示されるように接合部パネルのみが変形するときの梁自由端変位 (δ_p) を求め、接合部パネルの変形が骨組の剛性に関与する剛性 (K_p) は式(7.5)で与えられる。

$$K_p = \frac{1}{\kappa} GA_C \frac{2D_B h (2H + D_B)}{(2HL - D_B D_C)(2Lh - D_B l)} \dots \dots \dots (7.5)$$

ここに、 κ は角形鋼管断面のせん断に関する形状係数である。 D_B および D_C は図 7.6 を参照。

柱梁仕口

柱梁仕口の変形を回転変形として評価すると、仕口のみが変形したときの梁自由端の変位（ δ_L ）を求めて、仕口が骨組に参与する剛性（ K_L ）は式(7.6)で与えられる。

$$K_L = \frac{K_r}{L^2} \dots \dots \dots (7.6)$$

ここに、 K_r は文献[7.4]で示した外ダイアフラム仕口の回転剛性である。

骨組の剛性

以上で求めた骨組の構成部材剛性を用いて骨組の初期剛性を求めると、式(7.7)が得られる。

$$K = \left(\frac{1}{K_B} + \frac{1}{K_C} + \frac{1}{K_N} + \frac{1}{K_P} + \frac{1}{K_L} \right)^{-1} \dots \dots \dots (7.7)$$

7.5.2 CFRE骨組の荷重－変形関係

骨組の構成部材の降伏耐力を全塑性耐力として扱うこととし、それらを表7.4に示す。表中の仕口の降伏耐力は田渕らの降伏耐力推定式[7.5]から求めたものである。仕口の降伏後の硬化係数は文献[7.4]によるものとし、接合部パネルを含む他の部材の降伏後の硬化係数を一律2.0%とするパイリニヤー型の部材復元力特性を用いて骨組の荷重－変形を計算すると、図7.7の破線が描かれ、簡単な計算でありながら骨組の実挙動を良く追跡できている。ここに、硬化係数は部材の弾性剛性に対する第2次剛性の比であり、素材試験から得られた応力度－歪度関係に基づいて決定したものである。角形鋼管に関しては、表7.3中の短柱圧縮試験結果を計算に用いた。同図の縦軸および横軸は、それぞれ2つの梁自由端外力の和および両端の変位の平均値である。この実験では2つの外力が常に等し保たれるので、構面は変化せずに柱の軸線と2つの梁自由端の midpoint を含む平面に留まる。

7.5.3 CFRI骨組の仕口の降伏耐力

内ダイアフラム接合部骨組の梁フランジにダイアフラムを省いた場合、実験結果に示されたように、その部分でフランジ力による柱材の管壁面が面外変形する。仕口の変形の大部分はこれによるものであり、接合部は弾性状態から柔らかいのが特徴である。文献[7.6]に見られる接合部のクラス分けに照らし合わせると半剛接合の範疇に入る。

無補剛部分の降伏耐力の計算方法は文献[7.8]が挙げられる。これは降伏線理論に基づくものであり、この接合部には適したものであろう。接合部降伏時のフランジ力（ P_{Jy} ）は式(7.8)で与えられる。

表 7.4 部材の降伏耐力および骨組の耐力

降伏モード	部材耐力 t_f cm	梁自由端力 t_f
柱の曲げ	940.5	10.68
梁の曲げ	1091.4	8.312
パネルのせん断	926.7	5.388
仕口の曲げ	797.2	6.066

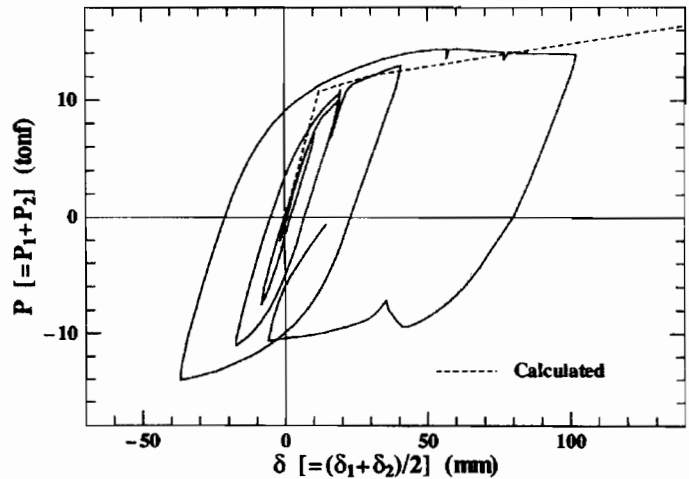


図 7.7 CFRE骨組の荷重—変形関

$$P_{Jy} = 8 M_P \sqrt{2 \frac{D_C - T_C}{D_m} + 4 M_P \frac{T_F}{D_m}} \dots \dots \dots (7.8)$$

ただし、 $M_P = \frac{T_C^2}{4} \sigma$ 、 $D_m = \frac{D_C - B_F}{2}$ であり、式中の記号は図 7.8 を参照。

実験結果と式(7.8)から求められる接合部降伏耐力を梁自由端外力に換算して図示すると、図 7.9 のようになり骨組の降伏荷重を良く表していることが分かる。

7.6 接合部パネルの剛性と耐力

図 7.10 は接合部パネルの変形挙動の結果である。縦軸および横軸は梁と柱の材軸線を含む面のパネルモーメントおよびパネル外壁面中央に貼付したロゼットゲージの計測データから求めたせん断ひずみ度である。田口等の示した接合部パネルの初期降伏臨界曲線[7.9]で降伏モードを判定すると図 7.11 のようになり、せん断降伏することが分かる。図 7.11 の縦軸は、パネルのアスペクト比であり、ここではパネルの幅は鋼管の対角径を取る。同図の横軸は鋼管の径厚比である。図 7.11 の曲線は、周辺の部材から伝

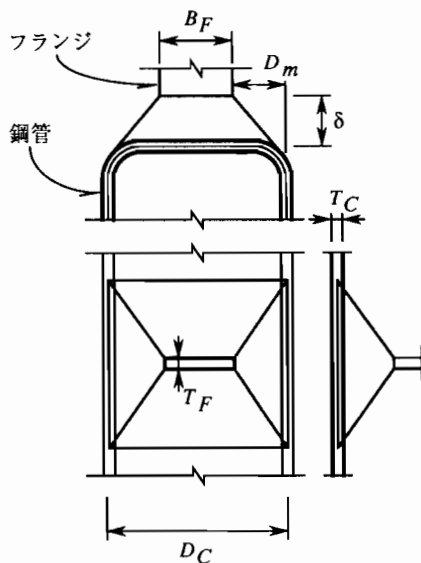


図 7.8 無補剛仕口部の機

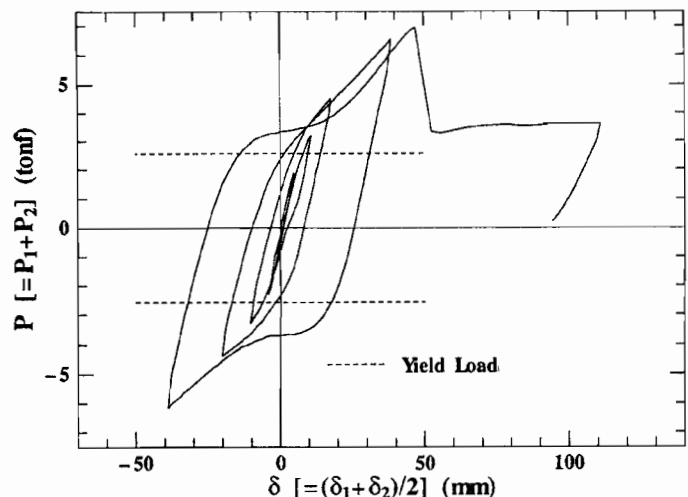


図 7.9 CFRI骨組の荷重—変形関係

えられる曲げモーメントおよびせん断力によるパネル内の最大曲げ応力度および最大せん断応力度がそれぞれの降伏点と同時に達するとして求めた等式から求めたものである。パネルの剛性および降伏耐力は文献[7.7]で述べているように、鋼管の基準軸が45度回転した場合であり、計算値は式(7.9)~(7.11)で求められる。

弾性剛性

$$K_S = \frac{10}{3} G D_B D_C T_C \quad \dots \dots \dots (7.9)$$

初期降伏耐力

$$M_{Sy} = \frac{4}{3} \sqrt{2} D_B D_C T_C \cdot \tau_y \quad \dots \dots \dots (7.10)$$

全塑性耐力

$$M_{Sp} = 2 \sqrt{2} D_B D_C T_C \cdot \tau_y \quad \dots \dots \dots (7.11)$$

図7.10の破線は式(7.9),(7.10),(7.11)に鋼管パネル平板部の素材試験結果を用いて計算した結果をパネルの2つの鋼管壁面の方向に対応させて表示したものである。降伏は鋼管断面の角部から始まり平板部中央部へと広がって行くためグラフでは塑性化が余り進んでいないように見えるが、実際はパネルは相当に塑性化している。

一方、図7.10(c)の内ダイアフラム骨組のパネルは、せいが異なる梁部材の下フランジの位置に段差が

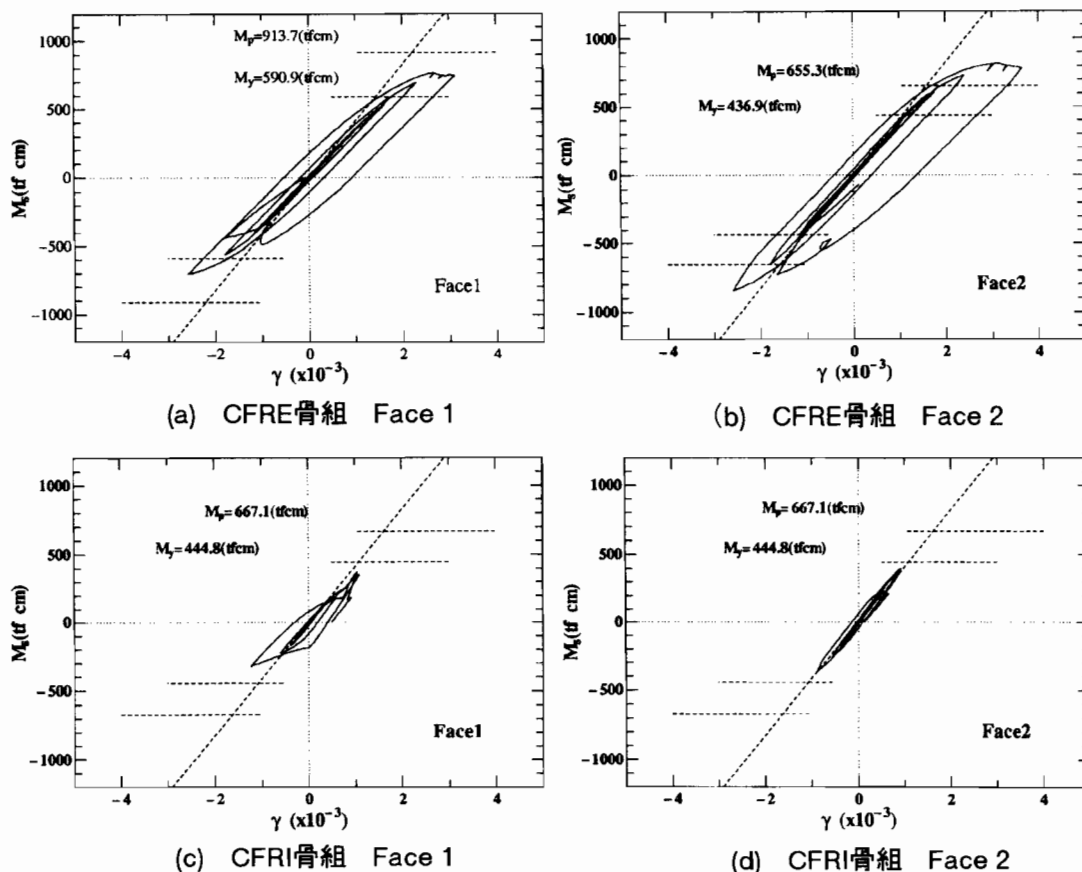


図 7.10 接合部パネルの挙動

あることとフランジによって生じる鋼管壁の面外変形により、パネル中央面のひずみデータからはせん断ひずみを得ることができない。しかし、両フランジ位置に内ダイアフラムがあるパネル面2では履歴曲線はほぼ線形関係を保っている。この骨組では仕口のみが降伏し接合部パネルは降伏しないため、パネルモーメントは初期降伏モーメントにさえも達していない。

7. 7 接合変形が骨組の挙動におよぼす影響

図 7. 12 は第 5 節で述べた骨組の荷重－変形関係の計算方法を用いて、CFRE骨組の接合部変形が骨組変形に及ぼす影響を調べたものである。以下の場合分けで接合部の変形を考慮して解くことにする。

Case1 全ての変形成分を考慮する場合

Case2 仕口の変形成分を無視する場合

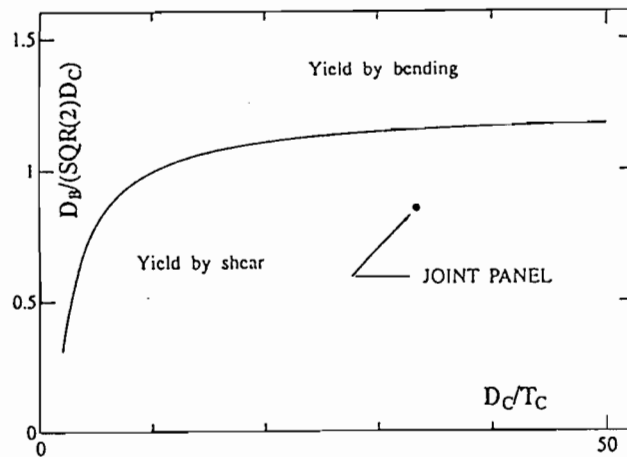


図 7. 11 接合部パネルの降伏モード

Case3 接合部を剛と見なした場合

接合部変形が骨組全体の变形に占める割合は上記の計算結果から算出できる。弾性域では接合部パネルおよび仕口の变形の寄与分は、それぞれ 6.7% および 26.2% であり、接合部のみでおよそ 3 割の变形寄与があったことが分かる。接合部の降伏以後は更に寄与分が増すことは図 7. 12 を見ても理解できよう。

7. 8 結論

2 種類の接合形式の角形鋼管柱・H形鋼梁部分骨組の繰返し加力実験を各 1 体ずつ行った結果と考察を要約すると以下のようになる。

- (1) いずれの接合部も完全剛接を満足するものではないが、大変形域に亘る繰返し外乱に対して接合部は早期に破断することなく良好な弾塑性履歴性状を示した。
- (2) 外ダイアフラム試験体は平面骨組の実験結果と同様に直交梁の存在にも拘らず十分な変形性能を示し

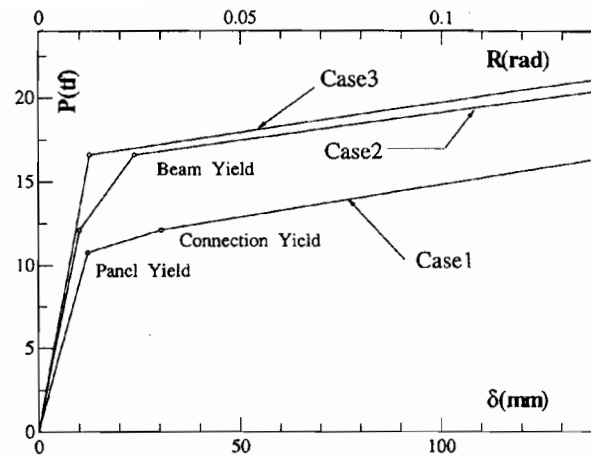


図 7.12 接合部変形が骨組の変形に及ぼす影響

た。接合部の破壊形式は、直交梁フランジ力により鋼管角部からキレツが生じた。

- (3) 内ダイアフラム試験体はダイアフラムを設けない梁フランジ位置で局部変形が実験の早期から生じ、骨組剛性を低下させたが、仕口の降伏後も骨組は健全な履歴挙動を示した。この種の仕口の接合形式では、仕口の局部変形が大きくなるにつれて履歴曲線は逆S字曲線を描くことが確認できた。
- (4) 外ダイアフラム接合部骨組の弾塑性挙動をここで示した簡単な計算方法で良く追跡できることが分かった。
- (5) 無補剛の角形鋼管・H形鋼フランジの溶接接合部の降伏耐力は降伏線理論で精度良く予測できることを確認した。
- (6) 半剛接合部の一例である無補強接合部の繰返し弾塑性変形挙動に対する予測は今後の課題である。

参考文献

- [7.1] 山成實, 渡辺純仁, 小川厚治, 黒羽啓明: 接合部降伏型の角形鋼管柱ラーメン骨組の弾塑性挙動に関する実験的研究(その1), (その2), 日本建築学会中国・九州支部研究報告, 第8号, 平成2年3月
- [7.2] 日本建築学会: 鋼管構造設計施工指針・同解説(1990)
- [7.3] 日本建築学会: 建築耐震設計における保有耐力と変形性能(1990)
- [7.4] 山成實, 小川厚治, 黒羽啓明, 海原広幸: 外ダイアフラム接合部の有限要素解析による剛性評価式(半剛接鋼骨組柱梁仕口の復元力特性に関する研究), 構造工学論文集, Vol.38B, 1992年3月
- [7.5] 田淵基嗣, 金谷弘, 上場輝康: 角形鋼管柱・H形鋼はり接合部の局部耐力推定式・角形鋼管柱溶接接合部の実験的研究2-, 日本建築学会論文報告集, 第352号, 昭和60年6月
- [7.6] Bjorhovde, R., Colson, A. and Brozzetti, A.: Classification System for Beam-to-column Connections, Proc. of ASCE, Jr. of St. Engng., Vol.116, No.11, Nov., 1990
- [7.7] 海原広幸, 山成實, 小川厚治, 黒羽啓明: 任意方向から曲げ・せん断力を受ける角形鋼管の弾塑性挙動に関する考察(実験および解析結果との比較), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C構造II, 1991

年9月

[7.8] 森田耕次, 江波戸和正, 渡辺仁, 山本昇, 安田博和, 里見孝之: 箱形断面柱-H形顔面はり接合部のダイアフラム補強に関する研究 -接合部降伏耐力の評価-, 日本建築学会構造系論文報告集, 第368号, 昭和63年6月

[7.9] 田口武一, 笹川明: 鋼管柱・はり接合部の強度・剛性に関する研究(その2)-鋼管径厚比の変化による接合部の応力・変形の相違および接合部の降伏について-, 日本建築学会論文報告集, 第197号, 昭和47年7月

第 8 章 半剛接鋼骨組の地震応答

第 8 章 半剛接鋼骨組の地震応答

8. 1 序

柱に角形鋼管、梁にH形鋼を用いた外ダイアフラム型接合部をもつ骨組では、接合部パネルのせん断変形のみならず、柱梁仕口の回転変形（柱梁仕口の局部変形）が生じる。接合部が柱材や梁材に比べて弱く設計された骨組の接合部変形は静的加力実験から骨組全体の变形に及ぼす影響が大きく、繰返し力を受けても接合部が大きいエネルギー吸収性能を発揮できることが文献[8.1]で報告されている。本研究では、この点に着目して接合部を地震外乱等に対するエネルギー吸収要素として捉え、接合部パネルおよび柱梁仕口の变形が生じる半剛接鋼骨組の動的挙動を調べるための地震応答解析方法を示し、それを用いた解析例を示して、弱くて柔らかい柱梁接合部をもつ重層骨組が強い地震力を受けた時にどのような応答性状が見られるかを調べ、半剛接合接合部の設計の可能性について検討する。

8. 2 解析方法と解析条件

8.2.1 半剛接骨組の解析モデル

本研究で扱う半剛接骨組は、図 8.1 に示す均等多層多スパン骨組の梁材反曲点位置で取り出したN層骨

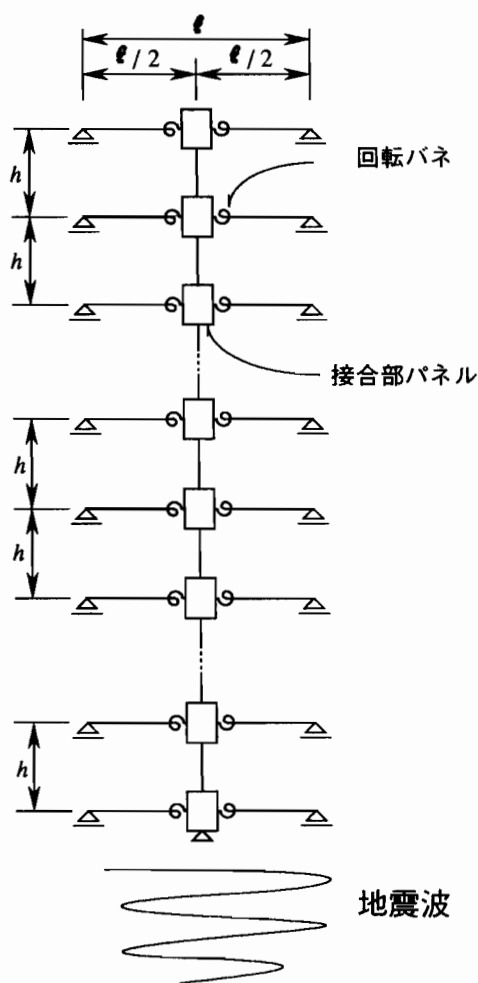


図 8.1 解析モデル

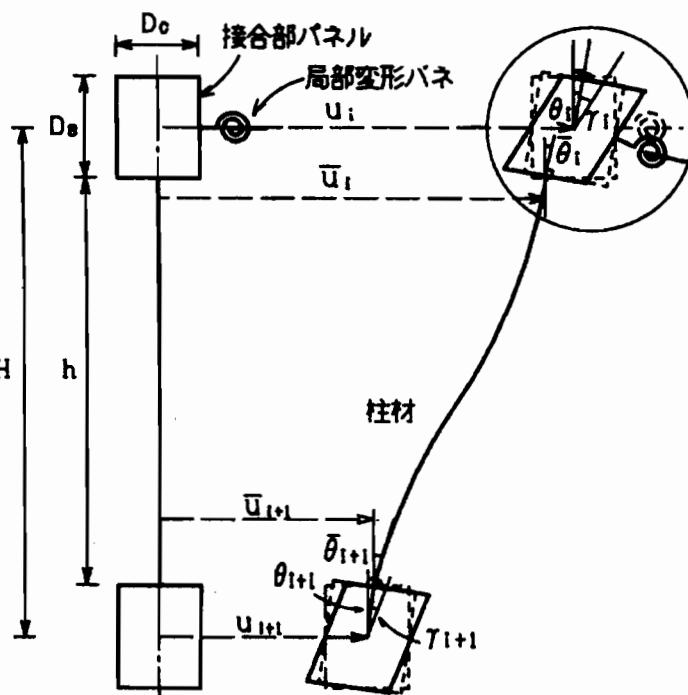


図 8.2 変形状態

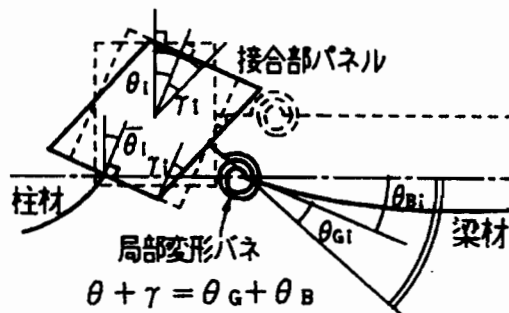


図 8.3 梁材と仕口の回転パネの变形

組である。接合部変形の本質は接合部パネルのせん断変形および柱梁仕口の局部変形であり、図中の変形要素で表現する。階高 (h)、スパン長 (l)、梁材のせい (D_B) および柱材のせい (D_C) は全層に亘り一定とし、層数は N 、層番号 i は上層部から数える。

8.2.2 考慮する自由度

水平力を受けた骨組のある層の変形状態を図 8.2 に示す。解析では接合部パネルの中心を節点とし、接合部パネルの剛体回転角 (θ)、せん断変形角 (γ) および水平変位 (u) の 3 つの自由度を用いる。これらの変位要素と柱材の回転角 ($\bar{\theta}$)、水平変位 (\bar{u}) との関係を変換マトリックスを用いて表すと式 (8.1) となる。

$$\begin{Bmatrix} \bar{\theta}_i \\ \bar{u}_i \\ \bar{\theta}_{i+1} \\ \bar{u}_{i+1} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -D_B/2 & -D_B/2 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & D_B/2 & D_B/2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \theta_i \\ \gamma_i \\ u_i \\ \theta_{i+1} \\ \gamma_{i+1} \\ u_{i+1} \end{Bmatrix} \quad \dots (8.1)$$

図 8.3 は接合部部分を拡大して部材変形間の関係を図示したものである。梁材端には回転バネが付いており、曲げモーメントが仕口に作用すると、梁と回転バネにはそれらの回転剛性の比に逆比例した変形が生じる。接合部パネルの剛体回転によって生じる梁材の部材角を無視すると、局部変形バネの回転角 (θ_L) と梁材の曲げ変形角 (θ_B) との和は接合部パネルの剛体回転角 (θ) とパネルのせん断変形角 (γ) との和と等しい。

8.2.3 部材の復元力特性

全ての部材の復元力特性は bi-linear 型であるとし、梁材、局部変形バネは図 8.4 (b) に、柱材、接合部パネルは図 8.4 (a) に示す履歴特性をもつとする。柱材、梁材、接合部パネルの硬化係数はそれぞれ $\tau_C = 0.02$ 、 $\tau_B = 0.02$ 、 $\tau_P = 0.05$ とし、局部変形バネの回転剛性は、有限要素解析による一連の数値実験から導かれた評価式 [8.2] で求め、降伏モーメントは仕口局部降伏耐力 [8.3] に梁材フランジ板厚中心

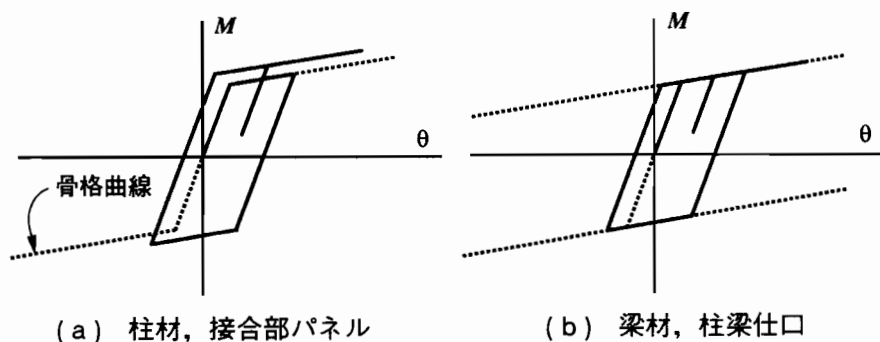


図 8.4 部材の復元力特性

間距離を乗じた値を用いる。

8.2.4 強度パラメータ

骨組の設計に際し構成部材の強度の設定を行う。導入するパラメータは3種であり、梁柱強度比(R_{PBC})、パネル強度比(R_{PP})および仕口梁強度比(R_{PL})である。それぞれを、

$$R_{PBC} = M_{PB} / M_{PC} \dots\dots\dots (8.2)$$

$$R_{PP} = M_{PP} / \min(\sum_i M_{PB_i}, \sum_i M_{PC_i}) \dots\dots\dots (8.3)$$

$$R_{PL} = M_{PL} / M_{PB} \dots\dots\dots (8.4)$$

で定義する。ただし、 M_{PC_i} はパネルに接続する上下の柱の降伏耐力、 M_{PB} 、 M_{PP} および M_{PL} は、それぞれ梁材、接合部パネルおよび局部変形バネの降伏耐力であり、柱材、梁材については全塑性モーメントを降伏耐力とする。

8.2.5 解析骨組の設計

解析骨組の設計は以下の手順で行う。まず、最下層の柱材の全塑性モーメント(M_0)を基準値とし、上部の柱材の降伏耐力を適正強度分布|8.4|に従って求め、さらに前述の強度パラメータを柱の強度に乘じ他の部材の全塑性モーメントを算定する。ただし、最上層と最下層については梁材、接合部パネル、仕口の早期降伏による骨組倒壊を防ぐため、それぞれの強度比に30%の割増しを施した。表 8.1 に重力効

表 8.1 解析用ベースシア係数

	5層	10層	20層
C_a	0.4455	0.2386	0.1265

果を考慮したベースシア係数 C_B を示す|8.5|。

8.2.6 解析条件

骨組の減衰定数(h)は Reyleigh 型で1次、2次共に 3.0 %であるとし、入力地震波はスペクトル強度が 150 *kine* (第2種地盤相当) の表 8.2 に示すEL CENTRO(1940)N-S成分、八戸(1968)N-S成分の2種類と

表 8.2 入力地震波

入力地震波名	継続時間	実記録の最大加速度	入力最大加速度
EL CENTRO(1940)N-S	30sec	341.7 gal	782.5 gal
八戸(1968)N-S	30sec	225.0 gal	549.0 gal

し、いずれも初期の30秒間を用いた。数値計算はNewmark β 法によった。

8. 3 解析例

解析例として骨組は、階高 $H=350\text{cm}$ 、梁スパン長 $L=700\text{cm}$ の 5、10、20 層骨組で、使用する鋼材は梁材を SS400 の H形鋼、柱材を STKR400 の角形鋼管とし、各々の降伏応力度は $\sigma_{yB} = 2.4\text{ ton/cm}^2$ 、 $\sigma_{yC} = 3.0\text{ ton/cm}^2$ とする。また、各層の床重量を 500 kg/m^2 と仮定し一層当りの重量 (W) を 25 ton とする。梁せい (D_B) は梁材長の $1/12$ とし、接合部パネルのせい幅比 (D_B/D_C) は 1.75 とする。また、接合部パネルの板厚はその直下側の柱の板厚に等しいとする。

図 8.5 は層数 $N = 5, 10, 20$ で 5 種類の強度比を変化させた骨組のエネルギー応答量と入力地震波の

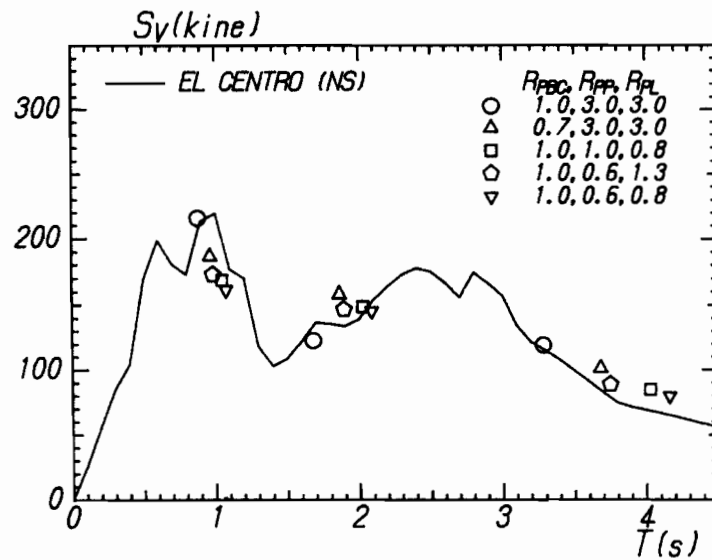


図 8.5 疑似速度応答スペクトル

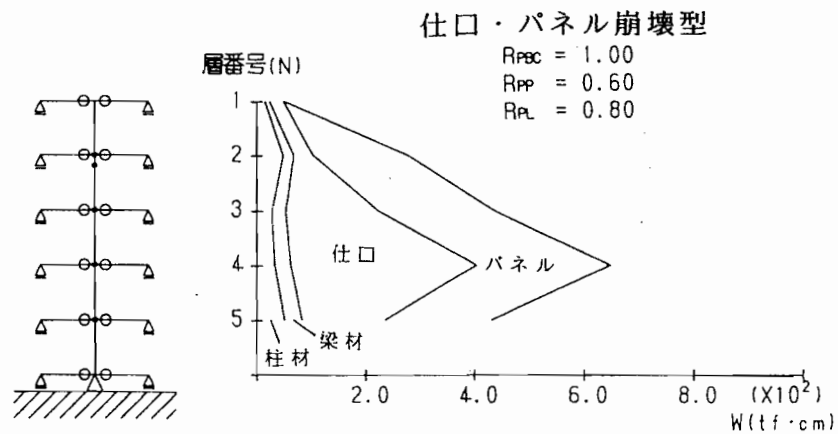
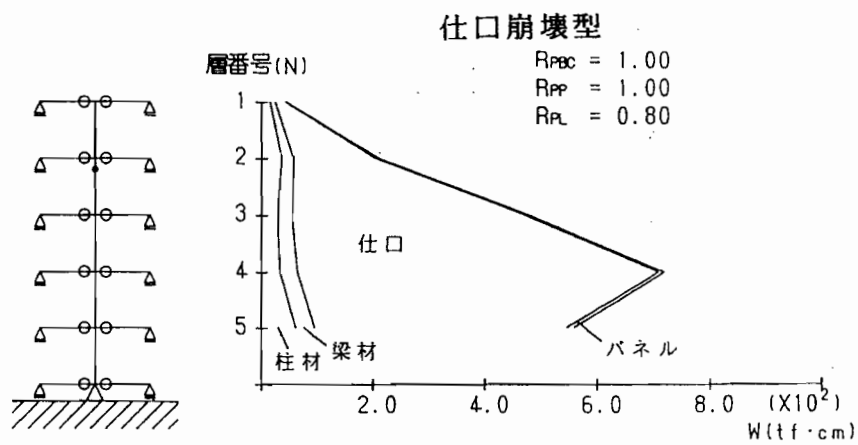
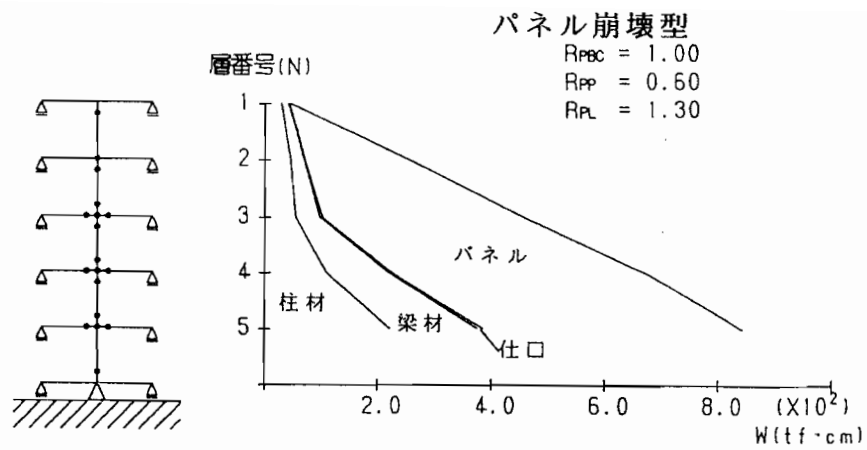


図 8.6 地震応答計算終了までに構成部材が吸収したエネルギー

S_V とを比較したものである。骨組の固有周期はそれぞれ 0.85, 1.59, 3.06 sec である。同図は入力地震波に EL CENTRO (1940) N-S を用いた結果である。

図 8.6 に接合部が弱く設計された骨組の各部材の損傷状況とエネルギー吸収量を示す。層数 $N = 5$ とし入力地震波は EL CENTRO (1940) N-S を用いる。縦軸は層数、横軸は吸収エネルギーである。

8.4 接合部強度が骨組の地震応答性状に及ぼす影響

8.1 節では柱梁接合部パネルと柱梁仕口の回転バネを耐震要素として捉え、柱材に角形鋼管、梁材に H 形鋼を用いた外ダイアフラム型接合部をもつ半剛接骨組の地震応答解析方法について述べた。ここではその解析方法に基づいて 2 つの接合部強度比を変化させて設計した接合部が早期に降伏する骨組の地震応答解析結果を示し若干の検討を加える。

8.4.1 接合部崩壊型骨組

接合部崩壊型骨組とは 2 つの接合部強度比を座標軸に取った図 8.7 に示すパネル崩壊型、仕口崩壊型お

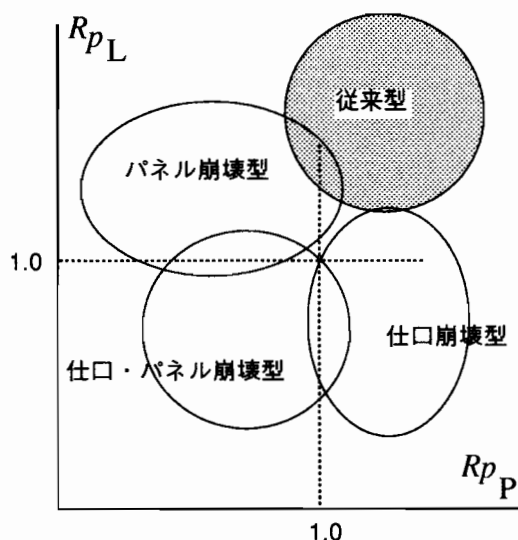


図 8.7 接合部の設計空間

表 8.3 各崩壊型の強度パラメータ

	パネル崩壊型	仕口崩壊型	仕口・パネル崩壊型
パネル強度比 R_{pP}	0.4~1.0	1.0	0.7
仕口強度比 R_{pL}	1.3	0.5~1.3	0.5~1.3
梁柱強度比 R_{pBC}	1.0	1.0	1.0

よび仕口・パネル崩壊型骨組の 3 つの領域にある骨組である。各崩壊型を実現するために 8.1 節で定義した強度パラメータの値を変化させて地震応答性状を調べることにする。解析はパネル強度比 (R_{pP}) および仕口強度比 (R_{pL}) をそれぞれ 0.1 ずつ変化させ、梁柱強度比 (R_{pBC}) は 1.0 と固定して行う。各崩壊型の骨組に用いた入力強度パラメータをまとめると表 8.3 のようになる。骨組は □ 各崩壊型について 5, 10, 20 層と層数を変化させた。

8.4.2 解析結果と考察

地震応答解析結果について崩壊型ごとに、

- 1) 骨組の全層の最大層間変形角を平均した値
- 2) 骨組の最大層間変形角のばらつき度を示す値（変動係数）
- 3) 骨組構成部材の応答計算終了時の全骨組吸収エネルギーに対する寄与分

で整理して以下にまとめる。全ての骨組は、各層の塑性変形を 0.02 (rad) として設計し、地震時入力エネルギーが骨組の応答エネルギーと等価であるとする G.W.Housner の仮説に基づいてベースシア係数 (C_B) を決定して応答計算を行っている。

なお全ての骨組について 8.2 節で示した計算方法で地震応答計算を行った結果、地震継続時間30秒以内で倒壊に至るものはなかった。

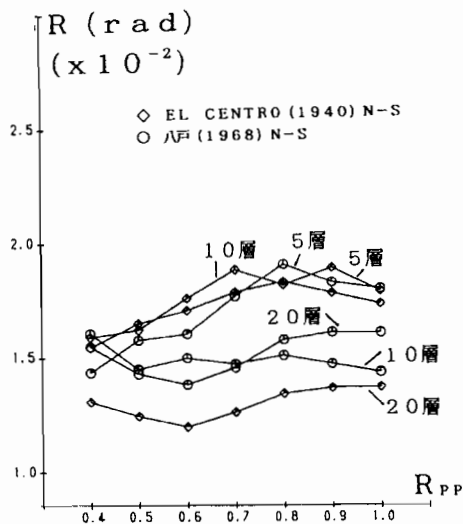


図 8.8 最大層間変形角の平均値

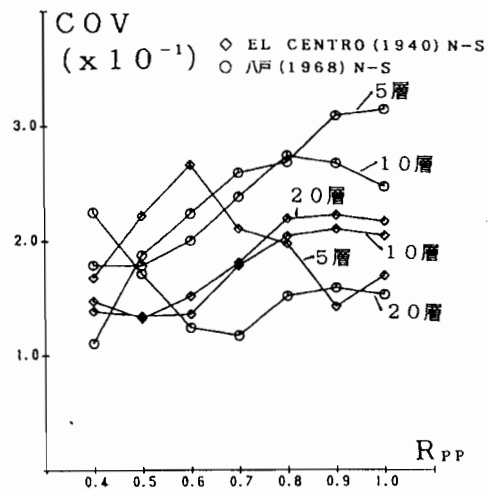


図 8.9 最大層間変形角の変動係数

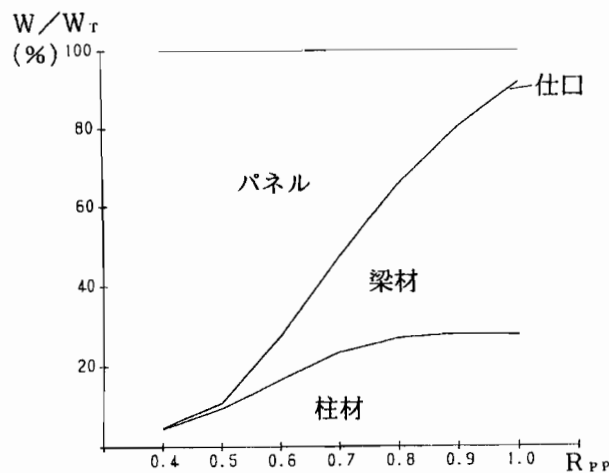


図 8.10 構成部材のエネルギー吸収率

パネル崩壊型骨組

図 8.8, 図 8.9 および図 8.10 はパネル崩壊型骨組の解析結果である。全ての図の横軸はパネル強度比であり、その変化に対する骨組の応答結果の推移を調べている。長谷川等はパネル降伏先行型骨組について地震応答解析を行いパネル強度比がおよそ 0.4 を下回ると応答性状がむしろ悪くなるなることを報告している [8.6]。図 8.8 で示すようにパネル強度比の変化にかかわらず最大層間変形角の平均値はほぼ一定である。一方、その変動係数はパネル強度比が 1.0 からおよそ 0.5 ないしは 0.6 までの範囲で小さくなり、それより下回ると特定層へ損傷集中の傾向が見られ大きくなる。このことは解析条件は異なるものの文献 [8.6] と同様の傾向の結果が得られた。図 8.10 のパネルのエネルギー吸収率は R_{PP} が小さくなるにつれて直線的に増加し、パネルのエネルギー吸収率は $R_{PP} = 0.8$ で約 30%、 $R_{PP} = 0.6$ で約 60% となる。また、 $R_{PP} = 0.5$ では梁材の吸収エネルギーはほぼ零となり、接合部パネルのみの損傷が起こり骨組の崩壊機構形成ができ易くなることが窺える。

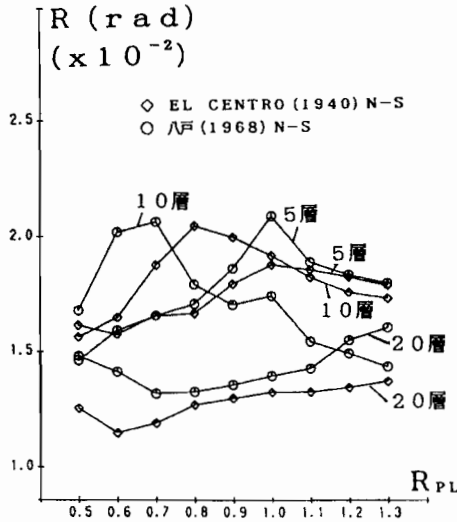


図 8.11 最大層間変形角の平均値

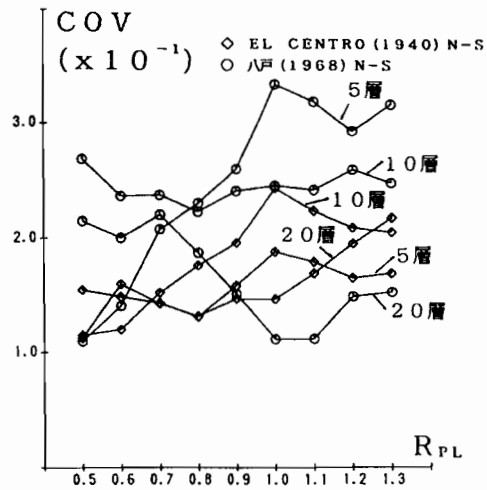


図 8.12 最大層間変形角の変動係数

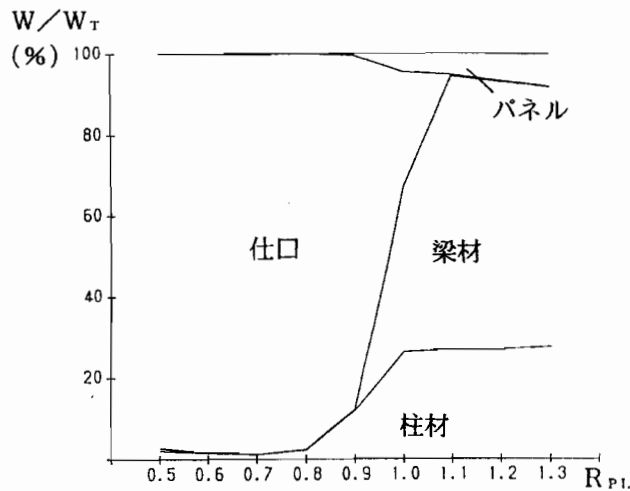


図 8.13 構成部材のエネルギー吸収率

仕口崩壊型骨組

図 8.11, 8.12, 8.13 は仕口崩壊型骨組の解析結果であり、全ての図の横軸は仕口強度比である。このタイプの骨組は、梁端部の回転バネが早期降伏することで柱材の降伏を遅延させる効果が期待でき、梁降伏型骨組の応答性状に似た結果が予想される。図 8.12 に見られるように R_{PL} が小さくなるにつれて骨組の応答性状が良くなる傾向を示す反面、図 8.11 に示す最大層間変形角の平均値がパネル崩壊型に比べ若干大きくなる結果が得られた。中村等は「耐力分布が A_i 分布からはずれていても柱/梁耐力比が 1.3 以上あれば梁降伏型性状を示す。」[8.7] と報告しており、その逆数の約 0.7 は本解析結果の傾向を支持している。一方、図 8.13 が示すように仕口強度比が $R_{PL} = 1.0$ 以下になると急激に仕口のエネルギー吸収率が増加するのがみられる。これは解析に用いた仕口の硬化係数が梁部材のものとはほとんど変わらないか少し大きい値であったため、仕口降伏後、耐力が上昇しても梁材の降伏には至りにくくなったことによると考えられる。

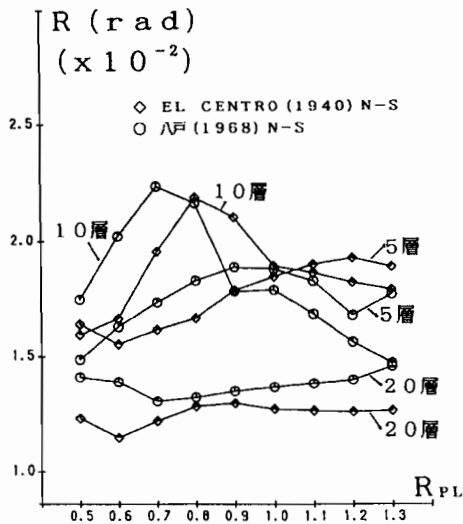


図 8.14 最大層間変形角の平均値

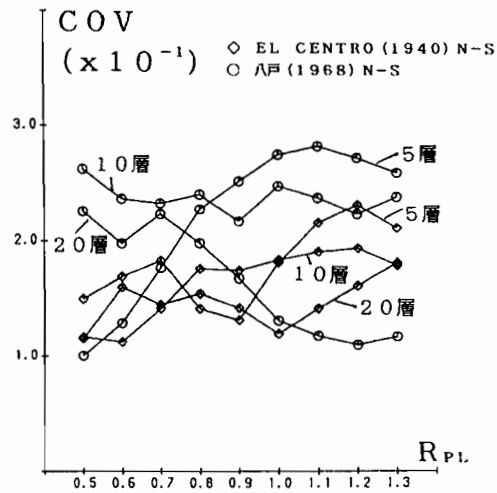


図 8.15 最大層間変形角の変動係数

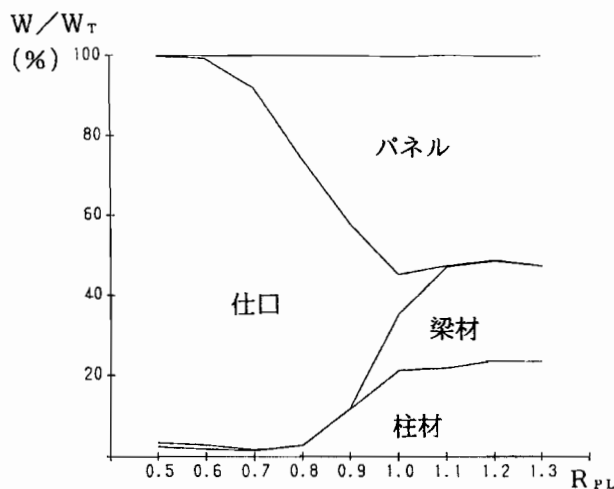


図 8.16 構成部材のエネルギー吸収率

仕口・パネル崩壊型骨組

十字形の半剛接骨組の静的解析から現実的な部材断面を選んで設計された骨組で□は接合部パネルの降伏は特別な補強をしない限り避けられない[8.8]。図 8.14, 8.15, 8.16 はそれらを考慮した仕口・パネル崩壊型骨組の解析結果である。ここでは2つの強度比を同時に変化させずに、パネル強度比は $R_{pp} = 0.7$ で一定とし、仕口強度比を変化させてまとめている。仕口・パネル崩壊型骨組の最大層間変形角の平均値は他の接合部崩壊型に比べ若干高くなるものの、その変動係数についてはばらつきが減少し概ね一定とみなせる。

8.5 柱梁仕口の剛性が骨組の地震応答性状に及ぼす影響

前節では、接合部変形をエネルギー吸収要素とした地震応答解析方法及び接合部強度比のみを変化させた解析例について述べたが、ここでは更に仕口の降伏耐力、弾性剛性及び2次剛性が骨組の応答性状に及ぼす影響について考察する。

8.5.1 解析

解析骨組は接合部変形を考慮した半剛接骨組で、層数は5層とする。部材の復元力特性は前節と同様にbilinear型とし、柱材、梁材、接合部パネルの硬化係数も同じ値を用いる。骨組の設計では接合部パネルが骨組の応答に及ぼす影響を取り除くため、パネル強度比 $R_{pp} = 3.0$ としてパネルの強度を高めている。

仕口の弾性剛性及び2次剛性の算定においては梁材の弾性剛性に対する比を用い、それぞれ仕口梁剛性比及び仕口2次剛性比として次式で定義する。

$$\text{仕口梁剛性比} \quad k_{LB} = K_L / K_B \quad \dots \dots \dots (8.5)$$

$$\text{仕口2次剛性比} \quad k_{2LB} = K_{2L} / K_B \quad \dots \dots \dots (8.6)$$

ここで、 K_B および K_L はそれぞれ梁材および仕口の弾性剛性、 K_{2L} は仕口の2次剛性である。但し、

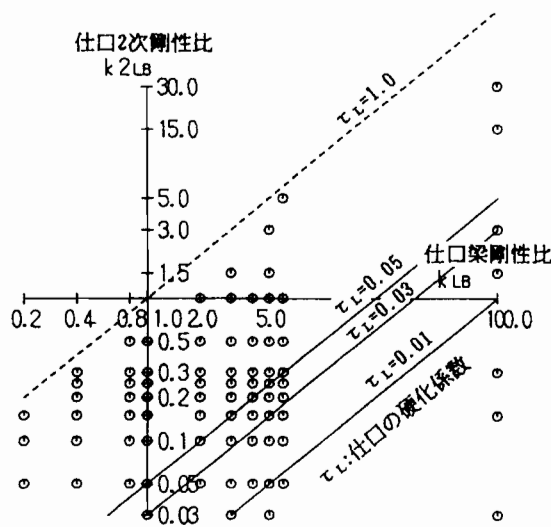


図 8.17 仕口の初期剛性と2次剛性の組合わせ

梁材の弾性剛性は $K_B = 6EI / \ell$ である。解析ではこれらを解析パラメータとし、図 8.17 に示す様な k_{LB} と k_{2LB} の組合せに加え、仕口強度比 R_{PL} を 0.1~1.3 の範囲で変化させて解析を行う。

表 8.4 骨組の固有周期

k_{LB}	0.2	0.4	0.8	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	100
T(sec.)	1.719	1.357	1.141	1.094	0.993	0.957	0.939	0.927	0.920	0.883

8.5.2 解析条件

解析に用いる重力効果を考慮した 5 層骨組のベースシア係数は $C_B = 0.4455$ 、骨組の減衰定数は Reyleigh 型で 1 次, 2 次共に 3.0% とした。また、入力地震波はスペクトル強度を 150 kine (第 2 種地盤相当) に増幅した EL CENTRO (1940) N-S 成分とし、解析には初期の 30 秒間を用いた。表 8.4 に解析に用いた骨組の固有周期を示す。

8.5.3 解析結果の検討

結果の評価には前節と同様に最大層間変形角の平均値、仕口のエネルギー吸収率 W_L / W_T を用いるが、ここでは更に、

$$\eta_{Lmax} = \max(\sum_N \delta_L, \sum_P \delta_L) / \delta_{EL} \dots \dots \dots (8.8)$$

で定義される仕口の塑性率の最大値 η_{Lmax} も評価に用いる。ただし、 $N\delta_L$ 、 $P\delta_L$ は正側、負側それぞれの最大累積変形量、 δ_{EL} は仕口の弾性変形量である。なお、横軸は全て仕口の強度比 R_{PL} である。

仕口の弾性剛性が応答に与える影響

ここでは、 $k_{2LB} = 0.15$ で一定とした解析結果を一例として示す。図 8.18 は最大層間変形角の平均値を示したもので、欧米で半剛接の範疇 [8.10] にある $k_{LB} = 0.2 \sim 1.0$ では、骨組自体が柔らかいために

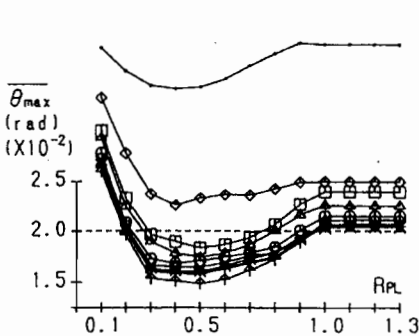


図 8.18 最大層間変形角の平均値

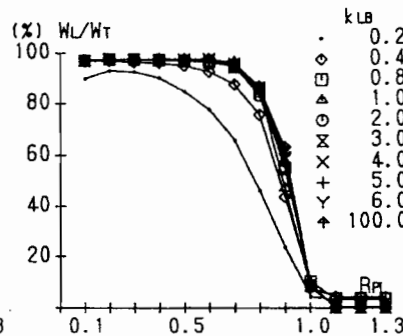


図 8.19 仕口のエネルギー吸収率

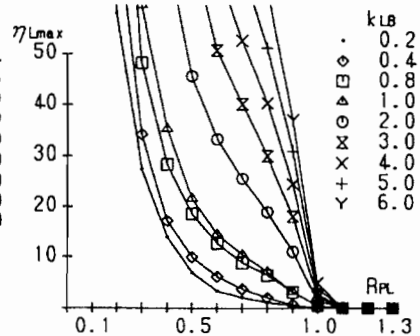


図 8.20 仕口の塑性率

は比較的大きな値を示す。また、 $k_{LB} = 1.0$ 以上では、 $k_{LB} = \infty$ の完全剛接合に近づいてもその差はほとんど見られず、 $R_{pL} = 0.5 \sim 0.6$ では最小となり応答性状が最も良くなる。図 8.19 の仕口のエネルギー吸収率 W_L / W_T では、 $W_L / W_T = 1.0$ 以上で W_L / W_T の変化による差はほとんど見られないものの、仕口降伏後、梁材が降伏する $R_{pL} = 0.7 \sim 1.0$ では W_L / W_T は若干小さくなり、弱い仕口へのエネルギー集中が緩和されることが分かる。図 8.20 に示す仕口の塑性率の最大値 η_{Lmax} からは、 k_{LB} が大きくなると仕口の弾性変形量が小さくなり、 η_{Lmax} が極端に大きくなることが分かる。これは仕口にとって厳しい状態ではあるが、 k_{2LB} を大きくし、仕口降伏後、梁材を早期に降伏させることで η_{Lmax} を低減させることができる。

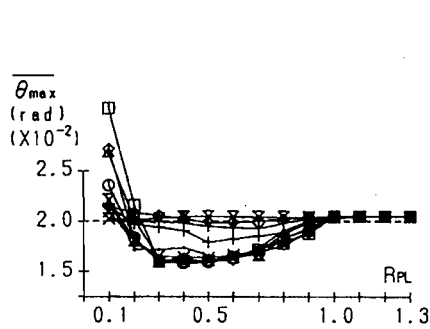


図 8.21 最大層間変形角の
平均値

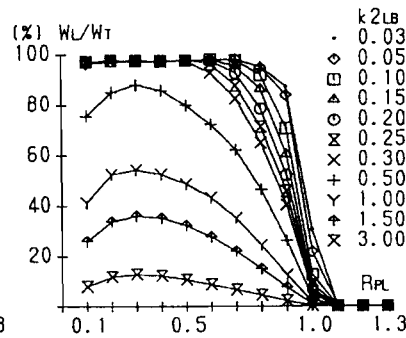


図 8.22 仕口のエネルギー
吸収率

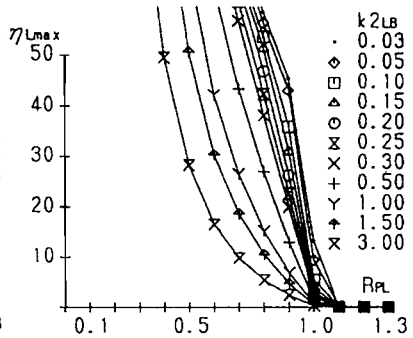


図 8.23 仕口の塑性率

仕口の2次剛性が応答に与える影響

ここでは、 $k_{LB} = 5.0$ で一定とした解析結果を一例として示す。図 8.21 に示すように $k_{2LB} = 0.3$ までは前項で述べた傾向を示すものの、 $k_{2LB} = 0.5$ 以上では R_{pL} が変化しても概ね一定と見なせる。また、 k_{2LB} が大きくなるに従って、仕口降伏後、早期に梁材が降伏すること、仕口の降伏後の耐力上昇により、仕口降伏後、梁材が降伏する R_{pL} の範囲が広がること等により、図 8.22 の仕口のエネルギー吸収率 W_L / W_T 、図 8.23 の仕口の塑性率の最大値 η_{Lmax} は共に小さくなる傾向を示す。但し、 k_{2LB} が極端に大きくなると仕口は降伏後も弾性状態とほとんど変わらないため、図 8.22 に示すように仕口でのエネルギー吸収はほとんど見込めない。

8.6 結論

仕口降伏耐力、弾性剛性及び2次剛性が骨組の地震応答性状に及ぼす影響について調べた結果、以下のことが分かった。

- 1) 柱梁仕口が保有耐力接合され接合部パネルが早期に降伏する骨組では、パネル強度比が 1.0 を下回ると応答性状は良くなる傾向が見られ、その下限値は概ね 0.6 である。
- 2) 仕口・接合部パネル崩壊型骨組は静的解析によれば、一般に最大層間変形角の平均値は他の崩壊型式の骨組に比べて大きくなることは周知であるが、動的解析によれば応答量は大差なく、さらに特定層への変形の集中も起こりにくい。

3) 仕口の弾性剛性が梁材の弾性剛性より高く、仕口の2次剛性が梁材の2次剛性に比べ過度に大きくなければ、仕口を早期に降伏させても各層の最大変位応答量は仕口梁強度比が1.0以下では減少傾向を示し、0.5～0.6程度で最小値を示す。

4) 仕口が早期に降伏する仕口崩壊型骨組では仕口降伏後、仕口の耐力上昇により梁材が降伏するように仕口の降伏耐力、弾性剛性及び2次剛性を選ぶと、仕口にエネルギーを集中させる事なく、骨組構成部材全体でバランスの良いエネルギー吸収ができる。

5) 仕口の塑性率の最大値の限界値を20.0としたときの仕口梁強度比の下限值は、仕口の弾性剛性、2次剛性の組合せで仕口の強度比が0.5～1.0で変化するものの、その下限値における仕口のエネルギー吸収率は、概ね30～40%程度となる。

参考文献

- [8. 1] 山成實,小川厚治,黒羽啓明,渡辺純仁:接合部降伏型の角形鋼管柱ラーメン骨組の弾塑性挙動に関する実験的研究(その2実験結果と考察),日本建築学会中国・九州支部研究報告集,第8号,平成2年3月,pp.161-164
- [8. 2] 山成實,小川厚治,黒羽啓明,海原広幸:外ダイアフラム接合部の有限要素解析による剛性評価式(半剛接鋼骨組柱梁仕口の復元力特性に関する研究),日本建築学会構造工学論文集,Vol.38B,1992年3月,pp.475-484
- [8. 3] 田淵基嗣,金谷弘,上場輝康:角形鋼管柱・H形はり接合部の局部耐力推定式:角形鋼管柱溶接接合部の実験的研究2-,日本建築学会構造系論文報告集,第352号,昭和60年6月,pp.79-89
- [8. 4] 小川厚治:鋼構造骨組構成部材の適正強度分布に関する研究 その1 動的崩壊機構特性とエネルギー吸収能力,日本建築学会論文報告集,第323号,昭和58年1月,pp.13-22
- [8. 5] 塩崎洋一,小川厚治,黒羽啓明:耐力劣化型梁をもつ重層骨組の地震応答に関する一考察,日本建築学会大会学術講演梗概集,構造IIC,1991年9月,pp.1491-1492
- [8. 6] 長谷川隆,山内泰之:地震時に柱梁接合部パネルが他に先行して降伏する骨組の耐震性能に関する解析的研究,日本建築学会大会学術講演梗概集,構造監C,1991年9月,pp.1145-1146
- [8. 7] 中村武,藤原光弥:鉄骨骨組の地震時崩壊型に及ぼす柱梁耐力比に関する研究,日本建築学会近畿支部研究報告集,第30号・構造系,平成2年5月,pp.241-244
- [8. 8] 渡辺純仁,山成實,小川厚治,黒羽啓明:半剛接合骨組の耐震設計に関する研究(十字形骨組の接合部エネルギー吸収),日本建築学会大会学術講演梗概集,構造監C,1991年9月,pp.1497-1498
- [8. 8] 山成實,藤田芳治,小川厚治,黒羽啓明:半剛接鋼骨組の地震応答に関する研究(その1 解析方法),(その2 パラメトリックスタディ結果と考察),日本建築学会大会学術講演梗概集(北陸),1992年8月,pp.1387-1390
- [8. 9] 藤田芳治,山成實,小川厚治,黒羽啓明:半剛接鋼骨組の柱梁仕口の強度と剛性が骨組の動的応答に与える影響,日本建築学会中国・九州支部研究報告,第9号,1993年3月,pp.433-436
- [8. 10] Bjorhovde,R. , Colson,A. and Broz-zetti,A. :CLASSIFICATION SYSTEM FOR BEAM-TO-COLUMN CONNECTIONS ,Proc. of ASCE ,Jr. of St. Engog. ,Vol.116,No.11,Nov.,1990,pp.3059-3076
- [8. 11] 渡辺純仁,山成實,小川厚治,黒羽啓明,海原広幸:水平荷重を受ける角形鋼管柱骨組の接合部の弾塑性挙動に関する実験的研究(柱梁接合部の局部変形挙動について),日本建築学会大会学術講演梗概集(中国),構造IIC,1990年10月,pp.1619-1620

第9章 総括

第9章 総括

本論文は、柱梁接合部に変形が生じる鋼ラーメン骨組の弾塑性性状に影響する効果について実験的および解析的に明らかにし、現在の接合部設計の思想を超えた柔らかくもしくは弱い接合部を可能とする骨組設計法の確立を目指した研究をまとめたものである。

以下に本論文の各章で明らかにされた点および得られた知見を総括する。

第2章では、これまでになされてきた柱梁接合部の設計に関する研究ならびに接合部変形を考慮した骨組の変形解析に関する研究を概観し、接合部設計と部材設計間に潜む問題点を明らかにしつつ本研究の位置付けを示した。さらに、以降の章で論述するのに用いられる指標の定義を行い、それらの物理的意味を記述した。

第3章では、接合部変形を接合部パネルと柱梁仕口の変形の2種類と捕え、それぞれの変形特性を組入れ易くした拡張たわみ角法を誘導した。さらにこの解析法に基づく数値解析から以下のことが結論された。

- 1) 仕口の局部変形が骨組の水平剛性に与える影響は層数とスパン数によって変化し、骨組頂部の水平変位に対しては、総数あるいはスパン数が増加するとその影響量は大きくなる。
- 2) 各層の水平剛性に与える仕口の変形の効果は上下の層の影響を受ける。特に、最下層では通常の線材理論による値の方が剛性を過小評価する。
- 3) 解析例から仕口の局部変形により層水平剛性は最大5%低下する。
- 4) 弾塑性域にわたる解析例から、接合部変形が骨組全体の水平変形に占める割合は約5~10%である。

第4章では、規準式を満たさない接合部をもつ骨組内での接合部の力学的性状を実際に調べるために、外ダイアフラム形式の補剛を施した柱梁接合部をもつ円形鋼管柱および角形鋼管柱ラーメン骨組の繰返し水平加力実験を行なった。以下に結論を要約する。

- 1) 降伏後の接合部の吸収エネルギーが骨組の全吸収エネルギーの90%を超える骨組でも、大きい繰返し塑性変形性能を持たせることができる。
- 2) 弱く設計された接合部では早期損傷が起るが、骨組全体についていえば健全な履歴挙動が見られる。
- 3) 接合部補剛量の寸法上の僅かな変化で骨組の損傷過程が変化する。

第5章では、接合部パネルに注目し、角形鋼管パネルに2軸曲げを作用させその塑性耐力と変形性能を単調載荷実験により調べた。さらに、すべての供試体に関する非線形有限要素解析を行ないパネルの弾塑性挙動の追跡を試みた。最後に、構造設計用マニュアルに存在する角形鋼管およびH形鋼材を用いた外ダイアフラム接合部をもつ十字形骨組の静的解析を行ない、接合部パネルのエネルギー吸収能力について検討を加えた。以下のことが結論される。

1) 外力の作用方向が角形鋼管断面の対角線方向に近くなるほど、断面の降伏耐力は上昇するが最大耐力はほとんど変化しない。

2) 最も不利な作用方向力下でもパネルは十分なエネルギー吸収能力を有する。

3) 素材試験結果を用いた有限要素解析でパネルの弾塑性挙動を良く追跡できる。

4) 角形鋼管柱を用いた接合部パネルの強度比は殆どが 0.5 ~ 1.0 の範囲にある。

第6章では、柱梁仕口に注目し、外ダイアフラム仕口の剛性を定量的に評価するために、仕口部を取出した模型実験および有限要素解析を行なった。有限要素解析は実験結果を正しく追跡できるように解析対象のモデリング手法について検討し、さらに数値実験から仕口の剛性評価式を導いた。

1) 外ダイアフラムを集成とせず1枚の板として製作すれば、仕口の最大耐力は大幅に改善される。

2) 外ダイアフラム仕口の溶接ビードの余盛りを考慮することで精度良い有限要素解析が可能となる。

3) 誘導された推定式をもって外ダイアフラム仕口の弾塑性剛性を実用の範囲で精度良く評価できる。

第7章では、柱梁仕口が最も苛酷な条件下に置かれる状態を実現できる直交梁をもつ隅柱部から取出した部分骨組の繰返し載荷実験を行ない、接合部の力学的性能を検討した。供試体は同じ断面をもつ外ダイアフラム接合部骨組と梁せいの異なる内ダイアフラム接合部骨組である。後者の接合部ではせいの低い梁フランジ位置にはダイアフラムが省いてある。得られた結果は以下のとおりである。

1) いずれの接合部も剛接合を満足できるものではないが、大変形領域にわたる繰返し変形に対し、接合部は早期に破断することなく良好な弾塑性性状を有する。

2) 外ダイアフラム接合部では直交梁の存在にも拘わらず平面骨組の場合と同等の変形能力を発揮する。

3) 仕口部の内ダイアフラムの存在しない部分で骨組の殆ど変形が費やされる。

第8章では、接合部パネルおよび仕口の変形を考慮した重層骨組の地震応答解析を行い、接合部の剛性および強度が骨組の応答に及ぼす影響を数値実験を行い検討を行った。

1) 柱梁仕口が保有耐力されかつ接合部パネルが弱い骨組では、パネル強度比が 1.0 を下回ると応答性状は良くなる傾向にあり、その下限値は約 0.6 である。

2) 柱梁仕口が保有耐力接合の条件を満たさない骨組でも、動的応答は梁崩壊形骨組の応答と同様に特定層への損傷集中はなくなる。また、応答性状が最も良くなるのは仕口の強度比が約 0.5 のときである。

3) 仕口が早期に降伏する場合、仕口の降伏後の耐力上昇に伴い梁部材が降伏するように仕口の強度と初期および2次剛性を選ぶことで、仕口のみ損傷集中を起させることのないバランスの良い骨組の設計が可能である。

発表論文

本研究に関するもの

論 文

- 1) 山成 實, 小川厚治, 黒羽啓明: 半剛接合された角形鋼管柱・H形鋼梁骨組の弾塑性挙動, 構造工学論文集, Vol. 40B, 1994.3 (掲載予定)
- 2) 山成 實, 小川厚治, 黒羽啓明, 海原広幸: 外ダイアフラム接合部の有限要素解析による剛性評価式 (半剛接鋼骨組柱梁仕口の復元力特性に関する研究), 構造工学論文集, Vol. 38B, 1992.4
- 3) M. Tabuchi, H. Kanatani, T. Kamba, M. Yamanari, H. Uemori, Effect of joint panels on elastic-plastic behavior of moment resisting frames, Proc. of 10WCEE, Vol. 8, 1992.7
- 4) 山成 實, 金谷 弘: 鋼管柱・はり仕口の局部変形を考慮したラーメン骨組の解析について - 鋼管柱ラーメンの復元力特性に関する研究 I -, 日本建築学会論文報告集, 第 334 号, 1983.12
- 5) M. Yamanari, H. Kanatani, M. Tabuchi, T. Kamba: Participation of beam-to-column connection deformation in hysteretic behavior of steel frames, Proc. of 9WCEE, Vol. 4, 1988.8

研 究 報 告

- 1) 藤田芳治, 山成 實, 小川厚治, 黒羽啓明: 半剛接鋼骨組の地震応答に関する研究 (その3 柱梁仕口の強度と剛性が動的応答に与える影響), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C構造II, 1993.8
- 2) 海原広幸, 山成 實, 小川厚治, 黒羽啓明: 半剛接合された角形鋼管柱・H形鋼梁骨組の実験的研究 (その1 実験), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C構造II, 1993.8
- 3) 山成 實, 小川厚治, 黒羽啓明, 海原広幸: 半剛接合された角形鋼管柱・H形鋼梁骨組の実験的研究 (その2 考察), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C構造II, 1993.8
- 4) 山成 實, 小川厚治, 黒羽啓明, 海原広幸: 直交梁をもつ半剛接鋼骨組の研究 (その2 考察), 日本建築学会中国・九州支部研究報告集, 第 8 号, 1993.3
- 5) 藤田芳治, 山成 實, 小川厚治, 黒羽啓明: 半剛接鋼骨組の柱梁仕口の強度と剛性が骨組の動的応答に与える影響, 日本建築学会中国・九州支部研究報告集, 第 8 号, 1993.3
- 6) 海原広幸, 山成 實, 小川厚治, 黒羽啓明, 藤田芳治: 直交梁をもつ半剛接鋼骨組の研究 (その1 実験計画および実験結果), 日本建築学会中国・九州支部研究報告集, 第 8 号, 1993.3
- 7) 山成 實, 小川厚治, 黒羽啓明, 海原広幸: 直交梁をもつ半剛接鋼骨組の研究 (その2 考察), 日本建築学会中国・九州支部研究報告集, 第 8 号, 1993.3
- 8) 藤田芳治, 山成 實, 小川厚治, 黒羽啓明: 半剛接鋼骨組の地震応答に関する研究 (その1 解析方法), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C構造II, 1992.8

- 9) 山成 實, 小川厚治, 黒羽啓明, 藤田芳治: 半剛接鋼骨組の地震応答に関する研究 (その2 パラメトリックスタディ結果と考察), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C構造II, 1992.8
- 10) 海原広幸, 山成 實, 小川厚治, 黒羽啓明: 角形鋼管柱・H形鋼梁外ダイアフラム型仕口の復元力特性, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C構造II, 1992.8
- 11) 山田誠一郎, 山成 實, 小川厚治, 黒羽啓明, 海原広幸: 角形鋼管柱・H形鋼梁をもつ外ダイアフラム型接合部の有限要素モデリングに関する一考察, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C構造II, 1992.8
- 12) 山成 實, 小川厚治, 黒羽啓明: 角形鋼管柱・H形鋼梁仕口の復元力特性, Proc. of 12th MARC Users' Meeting, 1992.5
- 13) 海原広幸, 山成 實, 小川厚治, 黒羽啓明: 柱軸力を考慮した角形鋼管柱・H形鋼梁仕口の復元力特性, 日本建築学会九州支部研究報告集, 第33号, 1992.3
- 14) 山田誠一郎, 山成 實, 小川厚治, 黒羽啓明, 海原広幸: 角形鋼管柱・H形鋼梁をもつ外ダイアフラム型接合部の非線形有限要素解析, 日本建築学会九州支部研究報告集, 第33号, 1992.3
- 15) 渡辺純仁, 山成 實, 小川厚治, 黒羽啓明, 海原広幸: 半剛接鋼骨組の耐震設計に関する研究 (十字形骨組の接合部エネルギー吸収), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C構造II, 1991.9
- 16) 海原広幸, 山成 實, 小川厚治, 黒羽啓明: 任意方向からの曲げ・せん断力を受ける角形鋼管の弾塑性挙動に関する考察 (実験および解析結果の比較), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C構造II, 1991.9
- 17) 海原広幸, 山成 實, 小川厚治, 黒羽啓明, 渡辺純仁: 斜め方向から曲げ・せん断力を受ける柱梁接合部パネルの耐力と変形性能に関する実験 (正方形角形鋼管の場合), 日本建築学会九州支部研究報告集, 第32号, 1991.3
- 18) 渡辺純仁, 山成 實, 小川厚治, 黒羽啓明: 半剛接骨組の柱梁仕口の復元力特性に関する研究 (角形鋼管柱・H形鋼梁仕口の回転剛性の評価式), 日本建築学会九州支部研究報告集, 第32号, 1991.3
- 19) 渡辺純仁, 山成 實, 小川厚治, 黒羽啓明, 海原広幸: 水平荷重を受ける角形鋼管柱骨組の接合部の弾塑性挙動に関する実験的研究 (柱梁接合部の局部変形挙動について), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C構造II, 1990.10
- 20) 海原広幸, 山成 實, 小川厚治, 黒羽啓明, 渡辺純仁: 角形鋼管柱梁接合部の局部変形挙動に関する実験 (単純化試験体の圧縮および引張実験), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C構造II, 1990.10
- 21) 上森 博, 金谷 弘, 田淵基嗣, 上場輝康, 山成 實: 鉄骨造ラーメン架構の弾塑性挙動に及ぼす接合部パネルの影響 - その2 接合部パネルのエネルギー吸収 -, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C構造II, 1990.10
- 22) 渡辺純仁, 山成 實, 小川厚治, 黒羽啓明: 接合部降伏型の角形鋼管柱ラーメン骨組の弾塑性挙動の実験的研究 (その1 実験), 日本建築学会中国・九州支部研究報告集, 第8号, 1990.3
- 23) 山成 實, 小川厚治, 黒羽啓明, 渡辺純仁: 接合部降伏型の角形鋼管柱ラーメン骨組の弾塑性挙動の実験的研究 (その2 実験結果と考察), 日本建築学会中国・九州支部研究報告集, 第8号, 1990.3
- 24) 上森 博, 金谷 弘, 田淵基嗣, 上場輝康, 山成 實: 鉄骨造ラーメン架構の弾塑性挙動に及ぼす接

合部パネルの影響 — その1 パネル降伏比の影響 —, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C構造II, 1989.10

25) 山成 實, 金谷 弘: 鋼管柱・はり接合部のせん断変形挙動について — ラーメン骨組の周辺部柱・はり接合部の場合 —, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C構造II, 1984.10

26) 山成 實, 金谷 弘, 田淵基嗣, 上場輝康, 上田恭伸: 鋼管骨組の繰返し水平加力実験(その1)(その2) 日本建築学会大会学術講演梗概集, C構造II, 1983.9

27) 山成 實, 金谷 弘: 鋼管柱をもつ骨組のエネルギー吸収 — 漸増荷重時のエネルギー計算 —, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C構造II, 1982.10

28) 山成 實, 金谷 弘: 骨組の弾塑性挙動に及ぼす局部変形の影響, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C構造II, 1981.9

29) 山成 實, 金谷 弘: 接合部変形を考慮した骨組解析法に関する一考察(既往の研究の解析仮定に基づく比較と柱断面形を変えた場合の骨組変形性状), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C構造II, 1980.9

資料など

1) 山成 實: MARC/MENTAT の紹介と使用方法, 熊本総合情報処理センター広報, 第4号, 平成5年3月

2) 山成 實: MARC/MENTAT 利用の手引き, 九州大学大型計算機センター広報, Vol. 25, No. 1, 1992.1

3) 山成 實: SSU の MARC 使用による性能評価, 九州大学大型計算機センター広報, Vol. 26, No. 4, 1993.7

本研究には直接関係しないもの

論文

1) 小川厚治, 黒羽啓明, 山成 實: 弦材の構面外座屈長さの実用算定法(繰返し力を受ける鋼管トラスの終局挙動 その3), 日本建築学会構造系論文報告集, 第443号, 1993.1

2) 小川厚治, 黒羽啓明, 山成 實: トラス個材の座屈長さと座屈強度に関する実験的研究(繰返し力を受ける鋼管トラスの終局挙動 その2), 日本建築学会構造系論文報告集, 第438号, 1992.8

3) 小川厚治, 黒羽啓明, 山成 實: 実トラスの載荷実験における分岐継手の挙動(繰返し力を受ける鋼管トラスの終局挙動 その1), 日本建築学会構造系論文報告集, 第433号, 1992.3

4) 小川厚治, 牧野雄二, 山成 實, 黒羽啓明: 鋼管トラスウェブ材の座屈長さに関する研究, 日本建築学会構造系論文報告集, 第388号, 1988.6

5) K. Ogawa, M. Yamanari, Y. Makino, Y. Kurobane, M. Yamashita, S. Sakamoto: Buckling and post-buckling behavior of complete tubular trusses under cyclic loading, Proc. of Offshore Technology Conference, 1987.4

研究報告

- 1) 伊藤善三, 小川厚治, 山成 實, 黒羽啓明, 角田光正, 西村 章, 野村智文: 合成トラス梁架構の終局耐力に関する実験的研究(続報)(その1 試験体と実験方法), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C構造II, 1992.8
- 2) 野村智文, 小川厚治, 山成 實, 黒羽啓明, 角田光正, 西村 章, 伊藤善三: 合成トラス梁架構の終局耐力に関する実験的研究(続報)(その2 実験結果と概要), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C構造II, 1992.8
- 3) 西村 章, 小川厚治, 山成 實, 黒羽啓明, 角田光正, 野村智文, 伊藤善三: 合成トラス梁架構の終局耐力に関する実験的研究(続報)(その3 最大耐力及び弾性剛性), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C構造II, 1992.8
- 4) 角田光正, 小川厚治, 山成 實, 黒羽啓明, 西村 章, 野村智文, 伊藤善三: 合成トラス梁架構の終局耐力に関する実験的研究(続報)(その4 弦材の座屈挙動), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C構造II, 1992.8
- 5) 野村智文, 小川厚治, 山成 實, 黒羽啓明, 福田 章, 古海賢二, 真有信博: 合成トラス梁架構の終局耐力に関する実験的研究(その1 実験の概要), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C構造II, 1991.9
- 6) 角田光正, 小川厚治, 山成 實, 黒羽啓明, 福田 章, 古海賢二, 野村智文, 真有信博: 合成トラス梁架構の終局耐力に関する実験的研究(その2 合成トラスの曲げ挙動), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C構造II, 1991.9
- 7) 真有信博, 小川厚治, 山成 實, 黒羽啓明, 福田 章, 古海賢二, 野村智文: 合成トラス梁架構の終局耐力に関する実験的研究(その3 下弦材の構面外座屈), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C構造II, 1991.9
- 8) 真有信博, 小川厚治, 山成 實, 黒羽啓明, 北島博文: ウェブ材が座屈する鋼管トラスはり架構の終局挙動に関する研究(その1 座屈耐力と座屈後耐力), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C構造II, 1990.10
- 9) 北島博文, 小川厚治, 山成 實, 黒羽啓明, 真有信博: ウェブ材が座屈する鋼管トラスはり架構の終局挙動に関する研究(その2 座屈後挙動解析), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C構造II, 1990.10
- 10) 焦 然, 小川厚治, 山成 實, 黒羽啓明: 弦材にコンクリートを充填した鋼管トラスの終局挙動に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C構造II, 1990.10
- 11) 與田香二, 黒羽啓明, 小川厚治, 山成 實, 今井克彦: 幅厚比の大きいH形鋼を用いた骨組の静的荷重-変形挙動, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C構造II, 1990.10
- 12) 上野清人, 山成 實, 小川厚治, 黒羽啓明: 三角形断面を持つ立体鋼管トラス梁の終局挙動に関する考察, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C構造II, 1990.10
- 13) 北島博文, 小川厚治, 山成 實, 黒羽啓明, 真有信博: 弦材が座屈する鋼管トラスはり架構の終局挙動に関する考察, 日本建築学会中国・九州支部研究報告集, 第8号, 1990.3

- 14) J. McGuire, Y. Kurobane, K. Ogawa, M. Yamanari: Experimental study of the effective length in space trusses, 日本建築学会中国・九州支部研究報告集, 第8号, 1990.3
- 15) J. McGuire, Y. Kurobane, K. Ogawa, M. Yamanari: Buckling behavior of chord members in a triangular space truss, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C構造II, 1989.10
- 16) 真有信博, 小川厚治, 山成 實, 黒羽啓明, 牧野雄二, 北島博文: 逆対称曲げを受ける鋼管トラスばりの繰返し加力実験(その1 実験方法と最大耐力予測), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C構造II, 1989.10
- 17) 北島博文, 小川厚治, 山成 實, 黒羽啓明, 牧野雄二, 真有信博: 逆対称曲げを受ける鋼管トラスばりの繰返し加力実験(その2 実験結果), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C構造II, 1989.10
- 18) 渡辺純仁, 黒羽啓明, 小川厚治, 山成 實, 名智竜哉, 今井克彦, 與田香二: 幅厚比の大きいH形鋼を用いた剛節骨組の水平加力実験(その1 実験方法), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C構造II, 1989.10
- 19) 名智竜哉, 黒羽啓明, 小川厚治, 山成 實, 渡辺純仁, 今井克彦, 與田香二: 幅厚比の大きいH形鋼を用いた剛節骨組の水平加力実験(その2 実験結果), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C構造II, 1989.10
- 20) 與田香二, 黒羽啓明, 小川厚治, 山成 實, 名智竜哉, 渡辺純仁, 今井克彦, : 幅厚比の大きいH形鋼を用いた剛節骨組の水平加力実験(その3 実験結果の検討), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C構造II, 1989.10
- 21) 北島博文, 酒井弘文, 小川厚治, 山成 實, 黒羽啓明, 牧野雄二, 山下正弘, 坂本 傑: 繰返し力を受ける鋼管トラスの終局挙動(続報)(その3 実験結果の概要), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C構造II, 1988.10
- 22) 酒井弘文, 小川厚治, 山成 實, 黒羽啓明, 牧野雄二, 山下正弘, 坂本 傑: 繰返し力を受ける鋼管トラスの終局挙動(続報)(その4 分岐継手の終局挙動), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C構造II, 1988.10
- 23) John Roy McGuire, 北島博文, 小川厚治, 山成 實, 黒羽啓明, 山下正弘, 坂本 傑: 繰返し力を受ける鋼管トラスの終局挙動(続報)(その5 弦材座屈), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C構造II, 1988.10
- 24) 仲宗根淳, 小川厚治, 山成 實, 黒羽啓明, 牧野雄二, 坂本 傑, 山下正弘: 繰返し力を受ける鋼管トラスの終局挙動(続報)(その1 実験), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C構造II, 1987.10
- 25) 山成 實, 小川厚治, 牧野雄二, 黒羽啓明, 仲宗根淳, 坂本 傑, 山下正弘: 繰返し力を受ける鋼管トラスの終局挙動(続報)(その2 解析), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C構造II, 1987.10
- 26) 仲宗根淳, 山成 實, 小川厚治, 黒羽啓明, 牧野雄二, 山下正弘, 坂本 傑: 細長比の大きい斜材をもつ鋼管トラスの実験的研究, 日本建築学会中国・九州支部研究報告集, 第7号, 1987.3
- 27) 五島英志, 小川厚治, 山成 實, 牧野雄二, 黒羽啓明, 坂本 傑, 山下正弘: K形溶接継手をもつ鋼

- 管トラスの実験的研究（その1 実験方法），日本建築学会大会学術講演梗概集，C構造II，1986.8
- 28) 山成 實，小川厚治，牧野雄二，黒羽啓明，五島英志，坂本 傑，山下正弘：K形溶接継手をもつ鋼管トラスの実験的研究（その2 実験結果），日本建築学会大会学術講演梗概集，C構造II，1986.8
- 29) 小川厚治，山成 實，牧野雄二，黒羽啓明，坂本 傑，山下正弘：K形溶接継手をもつ鋼管トラスの実験的研究（その3 実験結果の検討），日本建築学会大会学術講演梗概集，C構造II，1986.8
- 30) 山成 實，黒羽啓明，牧野雄二：軸力と曲げモーメントを受ける鋼管T継手の実験的研究（その2 面外曲げを受ける場合の解析的考察），日本建築学会大会学術講演梗概集，C構造II，1985,10

謝辞

本研究に着手して以来、十余年に亘り終始懇切なご指導と示唆に富むお言葉を下さり、著者を励まし続けて下さいました神戸大学教授 金谷 弘 博士に心から感謝申し上げます。

本研究を纏める上で適切なお指導とご批判を賜りました神戸大学教授 辻 文三 博士、同教授 日下部 馨 博士ならびに同助教授 田淵基嗣 博士に深く感謝申し上げます。

神戸大学大学院進学以来、本研究に対する討論において貴重なご意見を頂きました神戸大学助教授 藤原勝義 博士ならびに同助手 上場輝康 博士に感謝致します。

著者が熊本大学に赴任して以来、本研究を続けて行くのに寛容の心をもったご助言とお励ましを下さいました熊本大学教授 黒羽啓明 博士ならびに同助教授 小川厚治 博士に深甚の謝意を表します。また、同大学にて本研究に関する実験の準備および実行において数々のご協力を頂きました同技術官 林田正信 氏に厚くお礼申し上げます。

本研究に関連した卒業研究あるいは修士課程における研究で、著者の研究遂行に惜しみないご協力を頂きました、竹中 茂 氏 (現 中央信託銀行)、上田恭伸 氏 (現 川崎製鉄(株))、上森 博 氏 (現 (株)日本設計)、渡辺純仁 氏 (現 (株)日建設計)、海原広幸 氏 (現 新日本製鐵(株)) ならびに藤田芳治 氏 (現 熊本大学大学院生) の方々にお礼申し上げます。また、この論文を完成させるまでに励ましのお言葉を下さった他の多くの知己に感謝致します。

最後に、著者を常に陰で支えてくれた妻 智子に感謝します。この論文を智子と母 秀代と今は亡く心に居ます父 由太郎に捧げます。