

スチフナ補強形式 H 形断面柱梁接合部の耐力評価
(Strength Evaluation of Beam to Wide Flange Column Connections with Stiffeners)

劉 翠平

(LIU, Cuiping)

名古屋大学大学院環境学研究科 博士 (工学)

2009 年

スチフナ補強形式 H 形断面柱梁接合部の耐力評価

1 序論	1
1.1 研究の背景	1
1.2 既往の研究	3
1.3 研究の目的	6
1.4 論文の構成	7
参考文献	8
2 梁フランジ幅が降伏耐力に及ぼす影響	10
2.1 はじめに	10
2.2 降伏線理論による耐力評価式の導出	11
2.2.1 機構 1	11
2.2.2 機構 2	12
2.2.3 機構 3	13
2.2.4 梁フランジ幅による崩壊機構の変化	14
2.3 接合部引張実験	15
2.3.1 試験体および荷重・計測方法	15
2.3.2 荷重～変形関係曲線	17
2.3.3 柱ウェブ，スチフナおよび梁フランジの歪分布	18
2.3.4 実験後の残留変形	19
2.3.5 耐力評価と実験結果の比較	19
2.3.5.1 隅肉溶接の影響	21
2.3.5.2 フィレットの影響	21
2.3.5.3 耐力評価値の比較	23
2.4 有限要素解析	24
2.4.1 解析概要	24
2.4.2 解析ケース	25
2.4.3 解析結果	26
2.4.3.1 荷重～変形関係曲線	26
2.4.3.2 降伏耐力～梁フランジ幅の関係曲線	27
2.4.3.3 解析終了時の面外変形状態	30
2.5 まとめ	31
参考文献	32

3	フランジ局部曲げを考慮した降伏耐力	34
3.1	はじめに	34
3.2	スチフナ補強接合部の耐力評価式	35
3.2.1	機構 A	35
3.2.2	機構 B	36
3.2.2.1	最小条件による耐力評価式の導出	36
3.2.2.2	力の釣合を考慮した耐力評価式の導出	37
3.2.3	フランジ局部曲げ耐力の評価式	38
3.3	接合部引張実験	38
3.3.1	試験体および載荷・計測方法	38
3.3.2	荷重～変形関係曲線	41
3.3.3	柱ウェブ，スチフナおよび梁フランジの歪分布	42
3.3.4	実験後の残留変形	44
3.4	有限要素解析	44
3.4.1	解析概要	44
3.4.2	解析ケース	46
3.4.3	解析結果	46
3.4.3.1	荷重～変形関係曲線	46
3.4.3.2	降伏耐力～梁フランジ幅の関係曲線	47
3.4.3.3	解析終了時の面外変形状態	48
3.5	簡易耐力評価式の検討	49
3.5.1	耐力評価式	50
3.5.2	適用範囲	50
3.6	まとめ	50
	参考文献	51
4	弱軸梁フランジからの荷重を考慮した降伏耐力	52
4.1	はじめに	52
4.2	強軸梁フランジ - 柱接合部の耐力	53
4.2.1	弱軸梁フランジ力を考慮しない場合の耐力評価式	53
4.2.2	弱軸梁フランジ力を考慮する場合の耐力評価式	54
4.3	接合部載荷実験	56
4.3.1	試験体および載荷・計測方法	56
4.3.2	スチフナ軸力の導入方法	59
4.3.3	荷重～変形関係曲線	59
4.3.4	柱ウェブ，スチフナおよび梁フランジのひずみ分布	60
4.3.5	実験後の残留変形	62

4.4	地震時の荷重条件を考慮した耐力評価	63
4.4.1	局部降伏耐力評価式	64
4.4.2	解析概要	64
4.4.3	解析ケース	66
4.4.4	解析結果	67
4.4.4.1	荷重～変形関係曲線	67
4.4.4.2	降伏耐力～軸力比の関係曲線	68
4.4.4.3	変形状態	69
4.5	スチフナせん断応力を考慮した耐力評価式	69
4.5.1	降伏条件	70
4.5.2	局部降伏耐力評価式	71
4.5.3	耐力評価式の比較	72
4.5.4	有限要素解析	73
4.5.4.1	解析概要	73
4.5.4.2	解析ケース	74
4.5.4.3	解析結果	74
4.6	まとめ	75
	参考文献	78
5	H形断面柱梁偏心接合部の局部降伏耐力	80
5.1	はじめに	80
5.2	局部耐力評価式の導出	81
5.2.1	崩壊機構 R	81
5.2.2	崩壊機構 NR シリーズ	82
5.2.3	偏心接合部の局部降伏耐力評価式	83
5.3	接合部局部引張実験	84
5.3.1	試験体および載荷・計測方法	84
5.3.2	荷重～変形関係曲線	87
5.3.3	梁フランジ回転の検討	88
5.3.4	ひずみ分布の推移	90
5.3.5	実験後の残留変形	91
5.4	まとめ	92
	参考文献	93
6	H形断面柱梁偏心接合部のパネル耐力	94
6.1	はじめに	94

6.2 偏心接合部パネルの耐力評価式の導出	94
6.2.1 ねじりモーメント	94
6.2.2 せん断力の分担	95
6.2.3 ねじりモーメントの分担	95
6.2.4 柱パネルおよび梁パネルのせん断力	97
6.2.5 梁パネル降伏耐力評価式	98
6.3 接合部載荷実験	98
6.3.1 実験計画	98
6.3.2 載荷方法および変位測定	99
6.3.3 実験結果	102
6.3.3.1 骨組全体の変形性状	102
6.3.3.2 梁の変形性状	102
6.3.3.3 パネルの変形性状	102
6.3.3.4 パネルの耐力評価	104
6.3.3.5 パネル，柱フランジおよび梁フランジの歪	105
6.4 有限要素解析	108
6.4.1 解析概要	108
6.4.2 解析モデル	109
6.4.3 解析結果	110
6.4.3.1 荷重～変形角関係曲線	110
6.4.3.2 梁パネル耐力評価値と降伏荷重の比較	111
6.4.3.3 梁端部ねじり拘束の影響	112
6.5 まとめ	113
参考文献	113
7 結論	115
7.1 総括	115
7.2 今後の課題	117
参考文献	117
謝辞	118
これまでの業績	119

図リスト

図 1.1	骨組に作用する曲げモーメント分布	1
図 1.2	極厚 H 形鋼柱梁接合部	2
図 1.3	柱の局部挙動	2
図 1.4	ウェブ局部降伏の応力伝達	3
図 1.5	梁フランジ幅が狭い場合のスチフナ応力分布	4
図 1.6	角形鋼管柱梁偏心接合部	5
図 1.7	研究の流れ	7
図 2.1	梁フランジ幅が狭い場合のスチフナ応力分布	10
図 2.2	スチフナ補強された梁フランジ - H 形鋼柱接合部の崩壊機構	11
図 2.3	降伏耐力評価値 ~ 梁フランジ幅の関係曲線 (模式図)	14
図 2.4	試験体の形状および歪ゲージ位置 (A-1)	15
図 2.5	荷重および変位計測方法	16
図 2.6	荷重 ~ 変形関係曲線	17
図 2.7	降伏耐力 ~ 梁フランジ幅の関係曲線	18
図 2.8	柱ウェブの歪分布 (, , : 機構 1, 2, 3 の予想降伏範囲)	19
図 2.9	スチフナおよび梁フランジの歪分布 (, , : 機構 1, 2, 3 の予想降伏範囲)	20
図 2.10	柱フランジ面外残留変形の等高線および予想降伏線	21
図 2.11	隅肉溶接の降伏場	22
図 2.12	フィレットの影響	23
図 2.13	解析対象	24
図 2.14	材料特性のモデル化例	25
図 2.15	Case 1-model 7 の荷重 ~ 変形関係曲線	26
図 2.16	Case 2-model 8 の荷重 ~ 変形関係曲線	27
図 2.17	降伏耐力 ~ 梁フランジ幅関係曲線 (Case 1)	28
図 2.18	降伏耐力 ~ 梁フランジ幅関係曲線 (Case 2)	29
図 2.19	解析終了時の面外変形等高線と予想降伏線 (Case 1)	30
図 2.20	解析終了時の面外変形等高線と予想降伏線 (Case 2)	31
図 2.21	解析終了時の変形状態	32
図 3.1	柱フランジ局部曲げ発生時の応力分布 (模式図)	34
図 3.2	柱フランジ局部曲げを伴う崩壊機構 (上段 : 1/8 モデル)	35
図 3.3	試験体の形状および歪ゲージ位置	39
図 3.4	荷重方法および変位計測位置	40
図 3.5	荷重 ~ 変形関係曲線 (A-7 は原点を 2.5mm 右に移動して表示)	41

図 3.6	柱ウェブの歪分布	42
図 3.7	スチフナおよび梁フランジの歪分布	43
図 3.8	実験後の柱フランジ面外残留変形の等高線および予想降伏線	44
図 3.9	解析対象	45
図 3.10	材料特性のモデル化例	45
図 3.11	解析における荷重～変形関係曲線	47
図 3.12	降伏耐力～梁フランジ幅の関係曲線	48
図 3.13	解析終了時の柱フランジ面外変形等高線と予想降伏線	49
図 3.14	解析終了時の変形状態 (model 2)	49
図 4.1	H 形断面柱梁モーメント接合部	52
図 4.2	スチフナの降伏を伴う梁フランジ 柱部分接合部の崩壊機構	53
図 4.3	弱軸梁フランジの応力分布	54
図 4.4	降伏耐力評価値～軸力比 n の関係曲線 (模式図)	56
図 4.5	試験体およびひずみゲージ位置	57
図 4.6	載荷方法および変位計測位置	58
図 4.7	鋼棒の軸力～歪関係曲線	59
図 4.8	荷重～変形関係曲線 (原点を 2mm ずつ右に移動して表示)	60
図 4.9	降伏耐力～軸力比 n の関係曲線	60
図 4.10	柱ウェブのひずみ分布	61
図 4.11	スチフナおよび梁フランジのひずみ分布 (柱強軸方向)	61
図 4.12	各荷重における試験体 WC1 の最大主ひずみ (細実線) および最小主ひずみ (太実線)	62
図 4.13	柱フランジ面外残留変形の等高線 (0.5mm 間隔) および予想降伏線	63
図 4.14	解析対象 (網掛け部分は弾性, その他は弾塑性)	65
図 4.15	材料特性のモデル化例	66
図 4.16	荷重～変形関係曲線 (model 1)	67
図 4.17	荷重～変形関係曲線 (model 2)	67
図 4.18	荷重～変形関係曲線 (model 3)	67
図 4.19	$f_{em} P_y \sim n$ の関係曲線 (model 1～model 3)	68
図 4.20	解析終了時の変形状態 (model 3; $n=0.5$)	69
図 4.21	地震荷重時スチフナ端部断面の応力状態	69
図 4.22	垂直応力 σ_s ～せん断応力 τ_w の降伏条件	70
図 4.23	降伏耐力評価値～軸力比 n の関係曲線の例	72
図 4.24	部分骨組モデル	73
図 4.25	中柱モデル詳細	73
図 4.26	材料特性のモデル化	74
図 4.27	部分骨組モデルの接合部詳細	75

図 4.28	強軸梁端部曲げモーメント～局部回転角の関係曲線	76
図 4.29	局部回転角の定義	76
図 4.30	降伏モーメント解析値および評価値と軸力比の関係曲線	77
図 4.31	弱軸梁端部荷重のみ作用時のスチフナせん断応力 τ_{xy} 分布 (単位 N/mm^2)	78
図 5.1	H 形断面柱梁偏心接合部	80
図 5.2	崩壊機構 R (上図: 1/4 モデル)	81
図 5.3	崩壊機構 NR シリーズ (1/4 モデル)	81
図 5.4	試験体およびひずみゲージ位置	85
図 5.5	载荷および変位計測方法	87
図 5.6	$P \sim \Delta$ 関係曲線	88
図 5.7	$P \sim d_1 (d_2)$ 関係曲線	89
図 5.8	柱ウェブのひずみ分布および予想降伏範囲	90
図 5.9	縦スチフナのひずみ分布および予想降伏範囲	90
図 5.10	水平スチフナおよび梁フランジのひずみ分布	91
図 5.11	柱フランジ面外残留変形の等高線および予想降伏線	91
図 6.1	H 形断面柱梁偏心接合部	94
図 6.2	梁フランジレベルの力の置換	95
図 6.3	検討モデル	96
図 6.4	T 字形試験体 (t-12B) 形状および歪ゲージ位置	100
図 6.5	载荷方法および変位測定位置	101
図 6.6	载荷振幅	101
図 6.7	荷重～全体変形角関係曲線	102
図 6.8	荷重～梁変形角関係曲線	103
図 6.9	荷重～梁パネルせん断変形角関係曲線	103
図 6.10	荷重～柱パネルせん断変形角関係曲線	104
図 6.11	パネルせん断変形角の算定に用いる記号	104
図 6.12	骨格曲線の比較	105
図 6.13	荷重～梁パネルの最大せん断歪の関係曲線	106
図 6.14	荷重～柱パネルの最大せん断歪の関係曲線	106
図 6.15	柱フランジの歪分布	107
図 6.16	梁フランジの歪分布	107
図 6.17	十字形骨組モデル	108
図 6.18	材料特性のモデル化例	109
図 6.19	$F \sim {}_p \gamma_b$ の関係曲線 (C200b200-d40)	111
図 6.20	$F \sim {}_p \gamma_c$ の関係曲線 (C200b200-d40)	111
図 6.21	$F \sim {}_p \gamma_b ({}_p \gamma_c)$ の関係曲線 (C200b200-d40)	111

表リスト

表 2.1	試験体	15
表 2.2	材料特性	16
表 2.3	耐力の比較	23
表 2.4	解析で用いた材料特性	24
表 2.5	Case 1 の解析モデル	25
表 2.6	Case 2 の解析モデル	25
表 3.1	試験体諸元および耐力評価値	38
表 3.2	材料特性	40
表 3.3	解析で用いた材料特性	45
表 3.4	解析モデルおよび耐力評価値	46
表 4.1	試験体諸元および降伏耐力	57
表 4.2	材料特性	57
表 4.3	解析で用いた材料特性	66
表 4.4	解析モデル	66
表 4.5	解析で用いた材料特性	74
表 5.1	試験体諸元および耐力評価値	84
表 5.2	材料特性	86
表 6.1	試験体諸元	98
表 6.2	材料特性	99
表 6.3	試験体降伏荷重の比較	105
表 6.4	材料特性	109
表 6.5	十字形骨組モデル	110
表 6.6	耐力評価値と降伏荷重の比較	112

写真リスト

写真 2.1	载荷状況 (試験体 A-1)	17
写真 2.2	実験後の残留変形	21
写真 3.1	実験状況 (試験体 A-7)	40
写真 3.2	実験後の残留変形	44
写真 4.1	セットアップ (試験体 WC1)	57
写真 4.2	実験後の試験体	59
写真 5.1	試験体セットアップ (試験体 VS6-22)	63
写真 5.2	実験後の変形状態 (試験体 VS6-22)	87
写真 6.1	試験体のセットアップ (試験体 t-6P)	101
写真 6.2	実験終了後の変形性状 (試験体 t-6P)	107

符号リスト

B_b	: 梁フランジ幅
B_b^c	: ${}_1P_y$ と ${}_2P_y$ が交わる点の梁フランジ幅
B_b^s	: ${}_2P_y$ と ${}_3P_y$ が交わる点の梁フランジ幅
B_b^*	: 余盛を考慮した梁フランジ幅
B_c	: 柱フランジ幅
B_s	: スチフナ幅の合計
d	: 偏心側柱フランジ縁から梁フランジ縁までの距離
d_{vs}	: 柱ウェブから縦スチフナ中心間の距離
D_c	: 柱フランジ中心間距離
e	: 梁ウェブ中心線とせん断中心 S との距離
E_A^{ex}	: 機構 A において外部仮想仕事の合計
E_A^{in}	: 機構 A において内部仮想仕事の合計
E_B^{ex}	: 機構 B において外部仮想仕事の合計
E_B^{in}	: 機構 B において内部仮想仕事の合計
E_R^{ex}	: 機構 R において外部仮想仕事の合計
E_R^{in}	: 機構 R において内部仮想仕事の合計
E_2^{ex}	: 機構 2 において外部仮想仕事の合計
E_2^{in}	: 機構 2 において内部仮想仕事の合計
E_3^{ex}	: 機構 3 において外部仮想仕事の合計
E_3^{in}	: 機構 3 において内部仮想仕事の合計
F	: 強軸梁端に作用する荷重
$eval F_{bp}$: 梁パネル降伏時の梁端荷重
F_{bpl}	: 梁断面全塑性時の梁端荷重
$fem F_{bpy}$: 梁パネル降伏荷重解析値
$test F_{bpy}$: 梁パネル降伏荷重実験値
$eval F_{by}$: 梁降伏時の梁端荷重
$test F_{by}$: 梁の降伏荷重実験値
$eval F_{con}$: 接合部降伏時の梁端荷重
$test F_{con}$: 接合部降伏実験値
$eval F_{cp}$: 柱パネル降伏時の梁端荷重
$fem F_{cpy}$: 柱パネル降伏荷重解析値

${}_{test}F_{cpy}$: 柱パネル降伏荷重実験値
${}_{eval}F_{cy}$: 柱降伏時の梁端荷重
F_{sb}	: 鋼棒に加える軸力
${}_{local}F_y$: 梁フランジ接合部局部降伏時の梁端荷重
h	: 柱のスパン
h_c	: 柱のせい
H_b	: 梁フランジ中心間距離
${}_sH_{bc}$: 強軸梁のせい
${}_wH_{bc}$: 弱軸梁のせい
K_{tc}	: 柱のサンブナンねじり定数
K_{tp}	: 接合部全断面のサンブナンねじり定数
K_{tube}	: 閉断面と考えたねじり定数
K_{cf}	: 閉断面以外の柱フランジのねじり定数
b	: ウェブフィレット先端から柱フランジ端までの距離
l	: 梁のスパン
l_c	: 柱長さ
l_p	: パネル高さ
l_s	: 柱中心線から強軸梁先端までの距離
l_v	: 縦スチフナ長さ
l_w	: 柱中心線から弱軸梁先端までの距離
L	: ウェブの降伏範囲
L_T	: 荷重作用点から柱中心軸までの鉛直方向距離
m	: フィレット先端の距離
M	: 縦軸の梁端部曲げモーメント
${}_tM$: ねじりモーメント
M_L	: フィレットを考慮する時柱フランジ上の降伏線における単位長さあたりの全塑性モーメント
M_p	: 柱フランジ上の降伏線における単位長さあたりの全塑性モーメント
M_s	: 閉断面部分が分担するねじりモーメント
M_{tc}	: 柱のねじりモーメント
M_{tp}	: 接合部部分のねじりモーメント
${}_M M_{WS}$: Mises の降伏条件による地震荷重時梁端降伏モーメント評価値

$M_S M_{WS}$: Mises の降伏条件によるスチフナせん断応力を考慮した梁端降伏モーメント評価値
$T M_{WS}$: Tresca の降伏条件による地震荷重時梁端降伏モーメント評価値
$T_S M_{WS}$: Tresca の降伏条件によるスチフナせん断応力を考慮した梁端降伏モーメント評価値
$fem M_y$: 降伏モーメント解析値
n	: 軸力比
n_b	: 梁の本数
n_+	: 耐力上昇側スチフナの軸力比
n_-	: 耐力低下側スチフナの軸力比
p	: 反偏心側梁フランジ端部から縦スチフナ中心線間の距離
P	: 梁フランジに作用する荷重
wP	: 弱軸梁フランジの荷重
$w_+ P$: 弱軸梁フランジからの引張力
$w_- P$: 弱軸梁フランジからの圧縮力
P_b	: 梁フランジの降伏耐力評価値
P_f	: 梁フランジ力の合計
P_{LWY}	: 柱ウェブ局部降伏耐力
P_{LWY+S}	: 田川らにより提案された耐力評価式値
P_S	: スチフナの降伏耐力
$M P_S$: Mises の降伏条件による弱軸梁からの荷重を考慮したスチフナ降伏耐力
$M_+ P_S$: Mises の降伏条件による地震荷重時耐力上昇側スチフナの降伏耐力
$M_- P_S$: Mises の降伏条件による地震荷重時耐力低下側スチフナの降伏耐力
$T P_S$: Tresca の降伏条件による弱軸梁からの荷重を考慮したスチフナ降伏耐力
$T_+ P_S$: Tresca の降伏条件による地震荷重時耐力上昇側スチフナの降伏耐力
$T_- P_S$: Tresca の降伏条件による地震荷重時耐力低下側スチフナの降伏耐力
$EM P_{WS}$: Mises の降伏条件による地震荷重時スチフナ補強接合部の局部降伏耐力
$ET P_{WS}$: Tresca の降伏条件による地震荷重時スチフナ補強接合部の局部降伏耐力
$M P_{WS}$: Mises の降伏条件による常時荷重時強軸梁フランジ引張側の局部降伏耐力
$M_S P_{WS}$: Mises の降伏条件によるスチフナせん断応力を考慮したスチフナ補強接合部の局部降伏耐力
$T P_{WS}$: Tresca の降伏条件による常時荷重時スチフナ補強接合部の局部降伏耐力
$T_S P_{WS}$: Tresca の降伏条件によるスチフナせん断応力を考慮したスチフナ補強接合部の局部降伏耐力
P_W	: ウェブ局部降伏耐力
P_W^C	: 田川らにより提案された耐力評価式値

P_{WS}	: スチフナ補強接合部の降伏耐力
$evalP_y$: 耐力評価値
$evalP_y^C$: 隅肉溶接および柱フィレットを考慮して修正した耐力評価値
$femP_y$: 降伏荷重解析値
$local P_y$: H 形断面柱梁偏心接合部の局部降伏耐力評価値
$testP_y$: 降伏荷重実験値
P_y^A	: 機構 A の耐力評価値
$s P_y$: スチフナの降伏耐力
$M P_y^1$: 森田らにより提案された耐力評価式値
$w P_y^1$: Wardenier, J により提案された耐力評価式値
$z P_y^1$: Zoetemeijer, P により提案された耐力評価式値
$P_y^{A2.5}$: 指針に示されているフィレット先端の設計耐力 ($L = 2.5(t_f + r) + t_b$ の場合)
P_y^{A5}	: 指針に示されているフィレット先端の設計耐力 ($L = 5(t_f + r) + t_b$ の場合)
P_y^B	: 機構 B の耐力評価値
P_y^{NR1}	: 機構 NR1 の耐力評価値
P_y^{NR2}	: 機構 NR2 の耐力評価値
P_y^{NR3}	: 機構 NR3 の耐力評価値
P_y^{NR4}	: 機構 NR4 の耐力評価値
$1 P_y$: 機構 1 の耐力評価値
$2 P_y$: 機構 2 の耐力評価値
$3 P_y$: 機構 3 の耐力評価値
Q	: 接合部せん断中心 S を通るせん断力
q_c	: ウェブフィレット先端から柱フランジ端までの距離
wQ	: 弱軸梁端に作用する荷重
Q_{bp}	: 梁パネルのせん断力
Q_{bpy}	: 梁パネルの降伏せん断力
Q_{cp}	: 柱パネルのせん断力
Q_{cw}	: 柱パネルが分担するせん断力
tQ_{cw}	: ねじりモーメント M_s による柱パネルせん断力の低減分
tQ_{vs}	: ねじりモーメント M_s による梁パネルせん断力の増加分
Q_{vs}	: 梁パネルが分担するせん断力
R_F	: 設計指針に示されるフランジ局部曲げ耐力

R_{FS}	: スチフナ補強接合部のフランジ局部曲げ耐力
r	: フィレット半径
t_b	: 梁フランジ厚
$w t_{bf}$: 弱軸梁フランジ厚
$s t_{bf}$: 強軸梁フランジ厚
t_f	: 柱フランジ厚
t_s	: 水平スチフナ厚
t_{se}	: 偏心側水平スチフナ厚さ
t_{sn}	: 反偏心側水平スチフナ厚さ
t_{vs}	: 縦スチフナ厚さ
t_w	: 柱ウェブ厚
w	: 隅肉溶接のサイズ
$2x$: 機構 2 においてウェブの降伏範囲を表す変数
Ax	: 機構 A において梁フランジ引張降伏場の範囲を表す変数
x	: 機構 NR4 においてウェブの降伏範囲を表す変数
By	: 機構 B において梁フランジ引張降伏場の範囲を表す変数
y	: 機構 NR4 においてスチフナの降伏範囲を表す変数
3α	: 機構 3 においてウェブの降伏範囲を表す変数
$A\alpha$: 機構 A において降伏線の位置を与える変数
$L\alpha$: スチフナの降伏を伴う梁フランジ 柱部分接合部の崩壊機構においてウェブの降伏範囲を表す変数
α	: 機構 NR3 においてウェブの降伏範囲を表す変数
β	: 機構 NR3 においてスチフナの降伏範囲を表す変数
3β	: 機構 3 においてスチフナの降伏範囲を表す変数
$L\beta$: スチフナの降伏を伴う梁フランジ 柱部分接合部の崩壊機構において柱フランジの降伏範囲を表す変数
$B\beta$: 機構 B において降伏線の位置を与える変数
Δ	: 相対変位
ΔP_f	: フィレットの塑性変形を考慮することにより増加する耐力
ΔP_s	: 隅肉溶接による耐力上昇の合計
Δ_u	: 試験体 t-12B の梁降伏時全体変形
δ	: 仮想変位

δ_R	: 対角線長さの変化量
δ_L	: 対角線長さの変化量
δ_T	: 変位計 d1 の値
ε	: 柱ウェブの歪分布
ε_{bf}	: 梁フランジの歪分布
ε_{cf}	: 柱フランジの歪分布
ε_m	: 解析で用いた鋼材の歪
ε_{\max}	: 最大主ひずみ
ε_{\min}	: 最小主ひずみ
ε_s	: スチフナの歪分布
ε_{sb}	: 鋼棒の歪
ε_v	: 縦スチフナひずみ分布
γ	: 機構 NR1 においてウェブの降伏範囲を表す変数
${}_1\gamma$: 機構 1 においてウェブの降伏範囲を表す変数
${}_p\gamma$: パネルせん断変形角
${}_p\gamma_b$: 梁パネルせん断変形角
${}_p\gamma_{b\max}$: 梁パネル最大せん断歪
${}_p\gamma_{bs}$: 骨格曲線における梁パネル変形角
${}_p\gamma_c$: 柱パネルせん断変形角
${}_p\gamma_{c\max}$: 柱パネル最大せん断歪
${}_p\gamma_{cs}$: 骨格曲線における柱パネル変形角
η	: 機構 NR2 においてウェブの降伏範囲を表す変数
θ	: 機構 R において降伏線の位置を与える変数
θ_b	: 梁変形角
θ_{bs}	: 骨格曲線における梁変形角
θ_g	: 全体変形角
θ_j	: 局部回転角
θ_L	: 降伏線の回転角
σ_{bfy}	: 梁フランジの降伏応力
σ_m	: 解析で用いた鋼材の応力
σ_s	: スチフナ垂直応力
σ_{sey}	: 偏心側水平スチフナ降伏応力

- σ_{SM} : Mises の降伏条件による強軸梁フランジ力 P に対するスチフナの降伏応力
- σ_{+SM} : Mises の降伏条件による引張側スチフナの降伏応力
- σ_{-SM} : Mises の降伏条件による圧縮側スチフナの降伏応力
- σ_{sny} : 反偏心側水平スチフナ降伏応力
- σ_{ST} : Tresca の降伏条件による強軸梁フランジ力 P に対するスチフナの降伏応力
- σ_{+ST} : Tresca の降伏条件による引張側スチフナの降伏応力
- σ_{-ST} : Tresca の降伏条件による圧縮側スチフナの降伏応力
- σ_{vy} : 縦スチフナ降伏応力
- σ_{wy} : 柱ウェブの降伏応力
- σ_w : 弱軸梁フランジ応力
- σ_{sy} : スチフナの降伏応力
- σ_y : 柱フランジの降伏応力
- σ_{ys} : 隅肉溶接の降伏応力
- τ_w : スチフナのせん断応力
- τ_{-w} : 弱軸梁フランジ力 $w_- P$ によるせん断応力
- τ_{+WM} : Mises の降伏条件による引張側スチフナのせん断応力
- τ_{-WM} : Mises の降伏条件による圧縮側スチフナのせん断応力
- τ_{+WT} : Tresca の降伏条件による引張側スチフナのせん断応力
- τ_{-WT} : Tresca の降伏条件による圧縮側スチフナのせん断応力
- τ_{+w} : 弱軸梁フランジ力 $w_+ P$ によるせん断応力
- τ_{sy} : スチフナの降伏せん断応力
- τ_{syM} : Mises の降伏せん断応力
- τ_{syT} : Tresca の降伏せん断応力
- $\tau_{v sy}$: 縦スチフナの降伏せん断応力
- τ_{xy} : 強軸梁方向断面の弱軸梁方向のせん断応力
- ${}_3\xi$: ${}_3\beta$ と ${}_3\alpha$ の比
- ξ : β と α の比

第1章 序論

1.1 研究の背景

鋼構造物では、各部材を接合部で結合することによって成り立っており、接合部は最も重要な部位の一つである。一般に鉄骨構造物における接合部は剛接合と仮定し、設計あるいは構造解析が実施されていることが多い^{1.1-1.5)}。柱梁接合部が剛につながる場合の鉛直荷重(自重や積載荷重)が作用したとき曲げモーメントを図 1.1(a)、水平荷重(地震荷重や風荷重)が作用したとき生じる曲げモーメントを図 1.1(b)に示す。鉛直荷重に対しては柱と梁の節点に大きな曲げモーメントが作用する。また、図 1.1(b)に示す水平荷重に対しては接合部においてモーメントは急変し、大きなせん断力が作用する。このように、柱梁接合部は軸力、せん断、曲げモーメントを受けるため、接合部周辺の応力状態が複雑であり、接合部に関する研究には様々な課題がある。

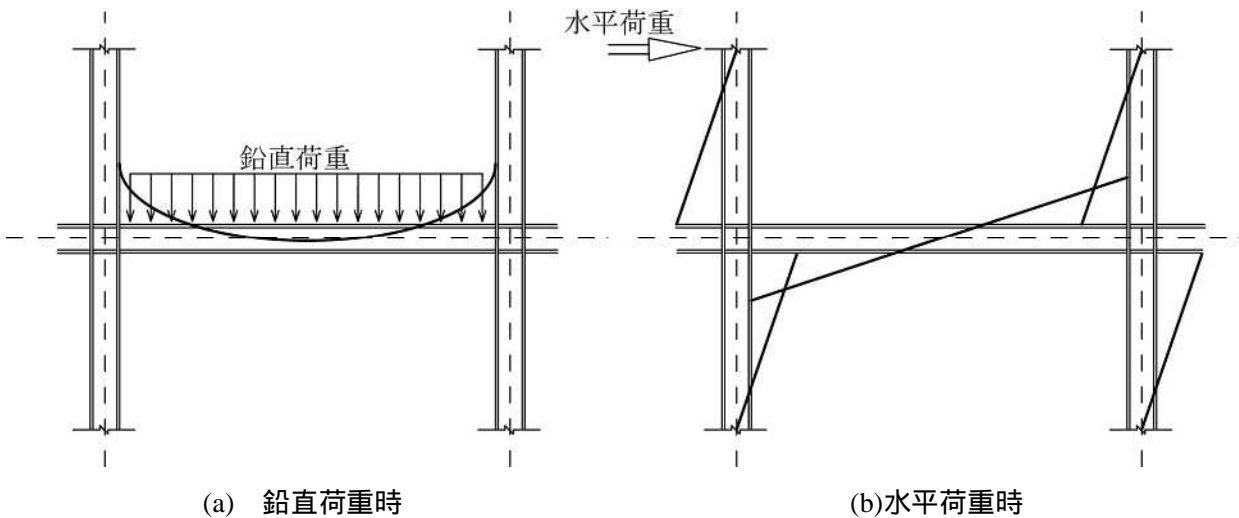


図 1.1 骨組に作用する曲げモーメント分布

鋼材の圧延技術の進歩によって、より多様なユーザーの要求に応えられる断面寸法のものが製造されるようになってきている。例えば、圧延中の温度の制御によって鋼組織を改善する TMCP(Thermo-Mechanical-Control Process) などの特殊な技術を使って降伏応力を確保することにより、断面に求められる性能が高く強度の高い極厚 H 形鋼(図 1.2)が実現されて、超高層ビルに採用されている^{1.6)}。H 形鋼のせい方向の寸法が一定のシリーズでフランジやウェブの厚さが異なるものが数種類製造され、せいは同じで強度や剛性の異なる部材を使って設計する時にはその中から選択することができる。このように、設計・施工の自由度が高くなる H 形鋼は形鋼の中で用途を広げてきたと言える。新たに、製造可能になった H 形鋼を使う場合、例えば、現行の設計で用いられている局部破壊を検定するための耐力評価式は適用が難しくなる。そのような場合、新たに力学的挙動を検討するとともに、耐力評価式等を整備する必要がある。

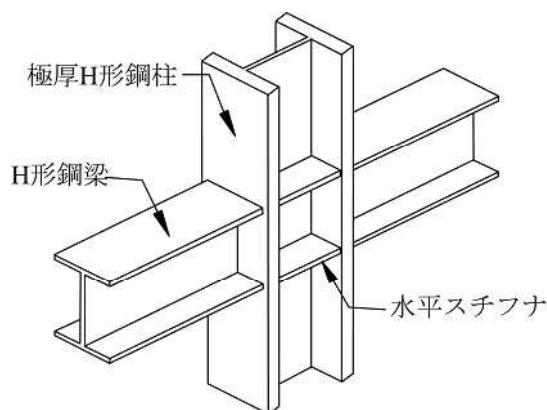


図 1.2 極厚 H 形鋼柱梁接合部

一方,1994年に米国カリフォルニア州で発生したノースリッジ地震^{1.7)},それから1年後の1995年に神戸周辺で起こった兵庫県南部地震^{1.8)}では鋼構造骨組の柱梁接合部での破壊が問題視され,接合部に関する研究が近年国内外を問わず活発に行われている。兵庫県南部地震による被害は,接合部の設計・施工の重要性に対する認識を高め,またそれに応じて,接合部の設計・施工に対する研究開発も深化してきた。例えば,梁の端部に近い位置でフランジの幅を小さくするRBS型式^{1.9)},端部補強や柱梁仕口での取り合い^{1.10)}の新しい接合形式に関する研究がある。他方,典型的な接合形式を再評価する研究もある^{1.11),1.12)}。

剛接合の柱梁接合部において,梁端部より柱へ伝達される曲げモーメントは,梁フランジの引張または圧縮の軸方向力として柱に伝達するものとみなすことが出来る。すなわち,図 1.3 に示すように上下の梁フランジ位置に集中応力として,圧縮力または引張力が柱フランジに作用する。スチフナが無い場合には,ウェブの局部降伏あるいはフランジの局部曲げなどにより局部破壊する恐れがある。H形鋼の局部破壊に対する耐力を検討する場合,構造設計者は一般に設計指針等^{1.1-1.5)}に示されている耐力評価式を用いて評価を行い,耐力が不足する時には水平スチフナを設置する。水平スチフナのサイズが小さいと危険であるという考えから,安全のために十分な強さの水平スチフナを設置する場合が多い。しかし,過大なサイズの水平スチフナを柱のフランジ間に溶接によって取り付ければ,溶接量が多くなるため,コスト面だけでなく品質管理の面でも望ましくない。適切なサイズを与える設計式の構築が重要となる。

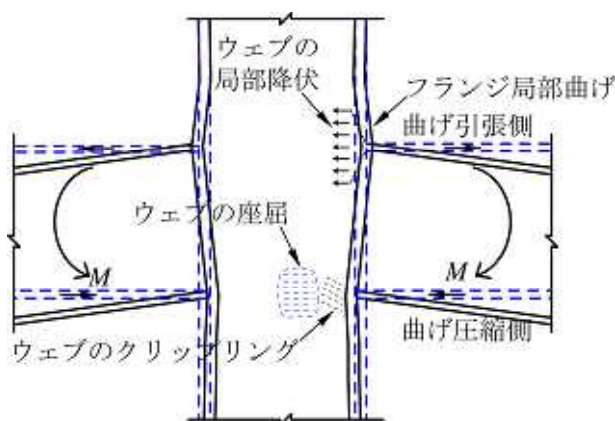


図 1.3 柱の局部挙動

ところで、鉄骨造建築物において、ALC板などの壁部材の取り付けを容易にするため、側柱などに梁を偏心させて取り付ける例が増加傾向にある。これまでに、角形鋼管柱とH形断面梁との偏心接合に関する多くの研究が行われている^{1.13-1.19}。それに対して、H形断面柱とH形断面梁との偏心接合に関する研究例はほとんど見られない。その理由として、例えば中幅系列のH形断面柱を用いることで柱と梁のフランジ幅の差を小さくすれば、梁偏心接合を回避できることが考えられる。一方、広幅系列のH形断面柱部材に対して梁を偏心接合させる場合には、梁ウェブ面と柱ウェブ面が不一致となるため、梁フランジ力、梁せん断力および梁端部曲げモーメントが効率よく柱に伝達されないことを考慮し、適切な偏心接合形式を構築する必要がある。

1.2 既往の研究

(1) ウェブ局部降伏耐力評価に関する研究

図1.4に示すように梁フランジからの集中力 P が柱フランジを介して L の範囲に広がるとする。集中力が作用する点におけるウェブフィレット先端の設計耐力として、次式が用いられることがある。

a) 引張または圧縮の集中力の作用点が材端からH形断面柱の全せい以上離れているとき

$$P_y^{A5} = L \cdot t_w \cdot \sigma_{wy} = \{5(t_f + r) + t_b\} \cdot t_w \cdot \sigma_{wy} \quad (1.1)$$

b) 上記集中力の作用点が材端からH形断面柱の全せいより小さい距離に作用するとき

$$P_y^{A2.5} = L \cdot t_w \cdot \sigma_{wy} = \{2.5(t_f + r) + t_b\} \cdot t_w \cdot \sigma_{wy} \quad (1.2)$$

ここに、 L : ウェブの降伏範囲、 t_w : 柱ウェブ厚、 σ_{wy} : 柱ウェブの降伏応力、 t_f : 柱フランジ厚、 r : 柱フィレット半径、 t_b : 梁フランジ厚、 σ_{wy} : 柱ウェブ降伏応力をそれぞれ表す。

これらの式はGraham^{1.20}の研究結果に基づいており、AISCの「LRFD設計基準」^{1.5}にも規定されている。斎藤^{1.21}、金谷^{1.22}の実験によってもその妥当性が検証されている。

集中力が作用する部分のスチフナには、一般の設計ではスチフナの所要断面寸法が次式によって検討される。

$$B_s t_s \sigma_{sy} + t_w \{t_b + 5(t_f + r)\} \sigma_y \geq t_b B_b \sigma_{bfy} \quad (1.3)$$

ここに、 B_s : スチフナ幅の合計、 t_s : 水平スチフナ厚、 σ_{sy} : 水平スチフナの降伏応力、 σ_y : 柱フランジの降伏応力、 B_b : 梁フランジ幅、 σ_{bfy} : 梁フランジの降伏応力をそれぞれ表す。

式(1.3)は式(1.1)に示す柱ウェブ局部降伏応力とスチフナの降伏耐力の合計が梁フランジ降伏耐力を超えるようにスチフナを設計することを示す。引張側についても圧縮側と同様に取り扱い扱えばよいとされる。

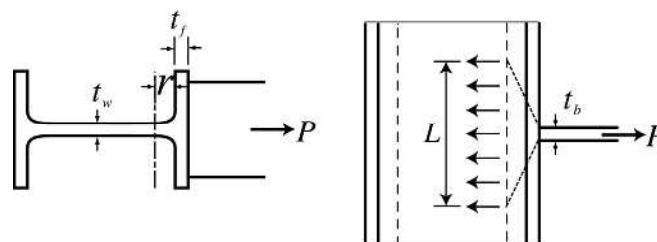


図 1.4 ウェブ局部降伏の応力伝達

Zoetemeijer, P^{1.23)} および Wardenier, J^{1.24)}はスチフナが無い場合の H 形鋼局部破壊の耐力評価式を提案している。Zoetemeijer, P は梁フランジの応力は柱フランジの面外曲げ抵抗を介して柱ウェブに伝達されると考え、 B_c が柱フランジ幅を表し、次の耐力評価式を提案している。

$${}_z P_y^1 = 2t_f \sqrt{B_c t_w \sigma_{wy} \sigma_y + t_b t_w \sigma_{wy}} \quad (1.4)$$

Wardenier, J は接合部の局部変形(L)として $L = 0.65t_f$ を許容した接合部耐力として次式を提案している。

$${}_w P_y^1 = 2.4t_f \sqrt{B_c t_w \sigma_{wy} \sigma_y + t_b t_w \sigma_{wy}} \quad (1.5)$$

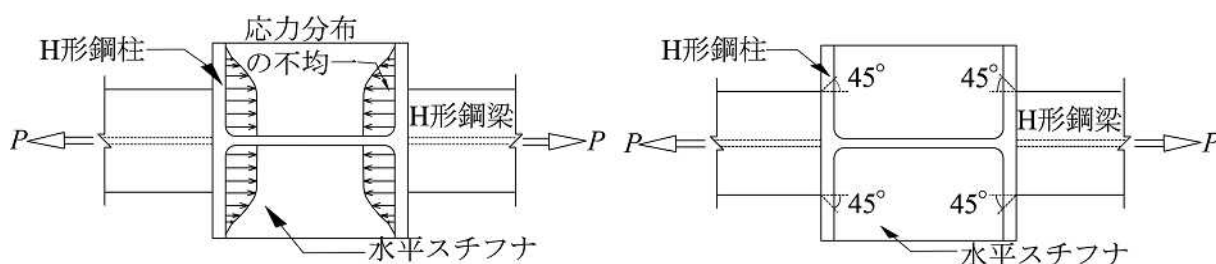
森田ら^{1.25)}はスチフナ補強のない部分モデル実験の結果より、接合部の耐力は柱フランジの幅 B_c および厚さ t_f 、柱ウェブ厚さ t_w 、梁フランジ厚さ t_b 、柱フランジ降伏応力 σ_y とウェブの降伏応力 σ_{wy} に依存し、接合部の降伏耐力は式(1.6)により評価できることを確認した。さらに、スチフナ補強のある部分モデル試験の結果より接合部の降伏耐力評価式として次式を提案した。

$${}_M P_y^1 = {}_z P_y^1 + {}_s P_y \quad (1.6)$$

ここで、 ${}_s P_y$ はスチフナの降伏耐力を表し、 ${}_s P_y = B_s t_s \sigma_{sy}$ である。

文献 1.12)および文献 1.26)は降伏線理論により、スチフナ設計式を提案した。

梁フランジ幅がある程度狭いケースでは、スチフナの全幅が有効とならないことが知られている。梁フランジ幅が狭ければ、図 1.5(a)に示すようにスチフナの応力分布に偏りが生じて、スチフナが全幅付いている場合にも全幅塑性化が期待できない。応力分布の不均一性を考えず、設計指針等に示されている評価式で設計された接合部は構造的に弱くなる可能性がある。梁フランジ幅と接合部耐力の関係を明らかにすること、耐力評価法を確立する必要がある。文献^{1.4, 1.27)}では、図 1.5(b)のように梁フランジからの集中応力が柱フランジを介して 45°方向の広がりをもってスチフナに伝達されるものとして設計する方法が示されているが、理論的な背景はない。したがって、水平スチフナで補強された柱梁接合部について、梁フランジ幅が比較的狭い場合の耐力評価に関する理論的な検討が必要である。既に述べたように梁フランジ幅がある程度狭い場合、スチフナ全幅塑性化が期待できず、式(1.6)を用いれば降伏耐力を高く評価する可能性がある。梁フランジ幅を考慮できる耐力評価式を導くことが必要となる。



(a) スチフナの応力分布 (模式図) (b) 応力伝達仮定の例
 図 1.5 梁フランジ幅が狭い場合のスチフナ応力分布

ところで、H 形断面柱と H 形断面梁を剛接合する場合に、柱弱軸側の梁フランジを柱フランジ間に配置し、柱強軸側の梁フランジ力に対する水平スチフナとして用いる場合がある。この場合、

弱軸梁からの荷重は、強軸梁に対するスチフナの補強効果に影響を及ぼすと考えられる。しかし、強軸梁フランジ力に対する水平スチフナとして用いた場合に、弱軸梁フランジ力がスチフナの降伏耐力に及ぼす影響については検討されていない。弱軸梁からの荷重が H 形断面柱梁スチフナ補強接合部の局部降伏耐力に及ぼす影響を明らかにする必要がある。

(2) フランジ局部曲げ耐力評価に関する研究

フランジに垂直に溶接された板からの引張力によって曲げを受けるフランジの設計耐力 R_F として、次式が用いられることがある。

$$R_F = 6.25t_f^2 \cdot \sigma_y \quad (1.7)$$

式(1.7)は AISC の「LRFD 設計基準」^{1.5)}にも規定されている。式(1.7)は降伏線理論によって検討されている^{1.20), 1.28)}。梁フランジの幅が柱フランジ全幅の 0.15 倍以下の時には、式(1.7)による検討を必要としないとされている。また、接合部設計指針^{1.2)}では、梁フランジの寸法と降伏応力を考慮して柱フランジ局部曲げに対してスチフナ補強が不要となるための柱フランジ厚の必要寸法を提示している。

梁フランジ幅が柱フランジ幅に近い場合には、柱フランジの端部付近にまで梁フランジ力が作用するので、スチフナ断面が小さくなると、柱フランジの局部曲げが発生する可能性がある。あるいは、柱ウェブの耐力が標準的な断面より高められた圧延あるいは組み立て H 形鋼柱においてもその可能性がある。しかし、柱フランジ局部曲げが生じる場合のスチフナ補強接合部の降伏耐力に関する既往の研究は見当たらない。

(3) 梁偏心接合部に関する研究

文献 1.13) ~ 1.19) では図 1.6 に示すような角形鋼管柱と H 形断面梁との偏心接合部を対象にして、接合部局部降伏耐力およびパネル耐力について実験的な研究を行っている。一方、H 形断面柱と H 形断面梁との偏心接合に関する研究例はほとんど見られない。

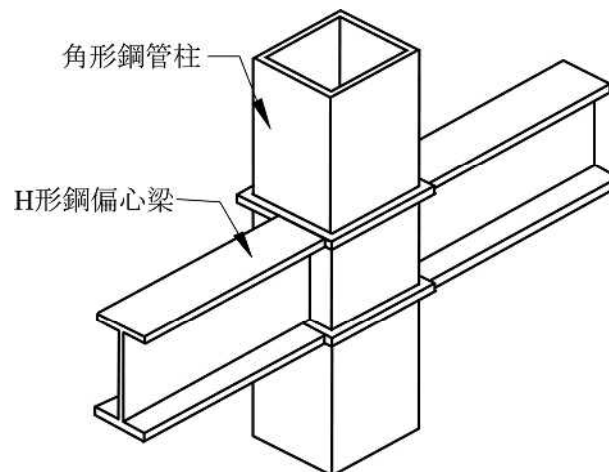


図 1.6 角形鋼管柱梁偏心接合部

1.3 研究の目的

本研究の流れを図 1.7 に示す。即ち、既存の H 形断面柱梁接合形式について既存の耐力評価式より高精度のものを導出すること、さらに新たな接合形式を提案し耐力評価式を導出することを目的とする。なお、第 2 章～第 4 章は既存の接合形式に関する研究であり、第 5 章と第 6 章は新たな接合形式に関する研究である。第 2 章～第 5 章は局部降伏耐力に関する研究であり、第 6 章はパネル耐力に関する研究である。

以下に研究の目的を項目別に示す。

- (1) H 形鋼柱と H 形鋼梁の溶接接合部では、スチフナ幅に対して、梁フランジ幅が比較的小さいときには、スチフナの応力分布が不均一になり、スチフナが全幅機能せず、耐力が減少する可能性があることが知られている。本研究では梁フランジ幅が柱スチフナ補強接合部の耐力に及ぼす影響を、柱や梁の寸法を考慮して検討するための手法を構築する。
- (2) スチフナで補強された H 形鋼柱梁接合部では、梁フランジ幅が柱フランジ幅に近い場合には、柱フランジの端部付近にまで梁フランジ力が作用するので、スチフナ断面が小さくなると、柱フランジの局部曲げが発生する可能性がある。あるいは、柱ウェブの耐力が標準的な断面より高められた圧延あるいは組み立て H 形鋼柱においてもその可能性がある。柱フランジ局部曲げが生じるような場合には、スチフナの応力分布が一様でなくなるため、スチフナ耐力が低下する恐れがある。本研究では、柱フランジ局部曲げが生じる場合のスチフナ必要寸法の評価式を構築する。
- (3) H 形断面柱と H 形断面梁を剛接合する場合に、柱弱軸側の梁フランジを柱フランジ間に配置し、柱強軸側の梁フランジ力に対する水平スチフナとして用いる場合がある。この場合、弱軸梁からの荷重は、強軸梁に対するスチフナの補強効果に影響を及ぼすと考えられる。一般に水平スチフナを設計するときは、強軸梁フランジからの荷重のみを考慮して検討する。本研究では、弱軸梁からの荷重が H 形断面柱梁スチフナ補強接合部の局部降伏耐力に及ぼす影響を明らかにする。
- (4) 広幅系列の H 形断面柱部材に対して梁を偏心接合させる場合には、梁ウェブ面と柱ウェブ面が不一致となるため、梁フランジ力、梁せん断力および梁端部曲げモーメントが効率よく柱に伝達されないことを考慮する必要がある。荷重伝達効率は低下するものの、H 形断面柱と H 形断面梁との偏心接合部の効果的な補強形式および耐力評価式を構築することで、設計の自由度が高められることが期待される。本研究では、偏心梁のフランジ力に対するスチフナの補強効果を明らかにする。
- (5) (4)では、柱に H 形鋼を用いる場合の柱梁偏心接合部に着目し、梁ウェブと同一面上に縦スチフナを配置するとともに、縦スチフナの外側に水平スチフナを配置し、梁フランジ接合部の局部耐力を検討する。ところで、柱梁接合部の設計では局部耐力に関する検討に加えて、パネルゾーンのせん断耐力に関する検討も重要である。梁が偏心して柱に接合される場合、ねじりモーメントが生じるため、その影響を考慮してパネル耐力を評価する必要がある。本研究では、H 形断面柱梁偏心接合部におけるパネル耐力評価式の構築とパネル変形性状を解明する。
- (6) (1)～(5)総括するとともに、今後の課題を整理する。

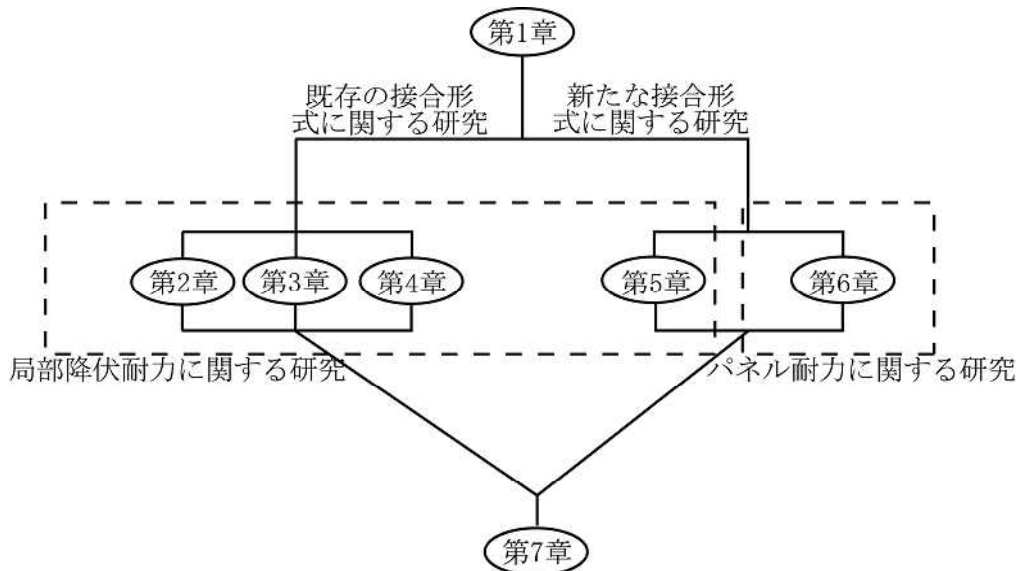


図 1.7 研究の流れ

1.4 論文の構成

第 1 章では、本研究の背景，スチフナ設計に関する現在までの問題点を整理し，本研究の位置づけを明確する。

第 2 章では、梁フランジ幅が柱スチフナ補強接合部の耐力に及ぼす影響を、柱や梁の寸法を考慮して検討するための手法を提示する。まず、梁フランジ幅が狭い場合の崩壊機構を想定し、降伏線理論に基づき耐力評価式を導出する。続いて、引張側梁フランジ接合部を模擬した試験体を用いて載荷実験を行い、耐力評価式の精度および想定した崩壊機構の妥当性を確認する。さらに、合計 168 ケースの有限要素解析結果を分析し、梁フランジ幅減少に伴う耐力低下が的確に予測できることを示すとともに、スチフナの有効幅について検討する。

第 3 章では、柱フランジ局部曲げが生じる場合のスチフナ必要寸法を把握することを目的として、フランジ局部曲げによりスチフナが一様に塑性変形しない崩壊機構を想定し、降伏線理論を用いてスチフナ補強接合部の耐力評価式を導出する。接合部の載荷実験および有限要素解析を行い、導出した評価式の精度および想定した崩壊機構の妥当性を確認するとともに、評価式の適用範囲を検討する。さらに、安全側に評価する簡易耐力評価式を提示する。

第 4 章では、弱軸梁からの荷重が H 形断面柱梁スチフナ補強接合部の局部降伏耐力に及ぼす影響を明らかにする。まず、常時荷重作用時を想定した荷重条件に対して、Mises および Tresca の降伏条件を用いて、弱軸梁フランジ荷重を考慮したスチフナ補強接合部の耐力評価式を導出する。スチフナに軸力を導入した部分接合部載荷実験を行い、耐力評価式の精度および想定した崩壊機構の妥当性を確認する。続いて、地震荷重作用時を想定した荷重条件を考慮した耐力評価式を導出するとともに、隅柱、中柱および側柱を想定した接合部モデルの弾塑性有限要素解析を通じて評価式の精度を検討する。後半では、弱軸梁フランジからの荷重がスチフナからせん断力により柱フランジに伝わると仮定し、スチフナ補強接合部の局部降伏耐力評価式を導出し、せん断応力を考慮しない降伏条件によって導出した耐力評価式との比較を行う。地震荷重作用時を想定した荷重条件に対して、隅柱、側柱および中柱を想定した接合部全体モデルの弾塑性有限要素解析を行い評価式の精度を検討する。

第5章では、偏心梁のフランジ力に対するスチフナの補強効果を明らかにする。梁フランジと柱との部分接合部のみを取り出したモデルを対象としており、柱軸力や梁ウェブなどが耐力に及ぼす影響は考慮しない。まず、複数の崩壊機構に対して降伏線理論を用いて降伏耐力の評価式を導出する。ここで、H形断面柱弱軸側(反偏心側)に取り付ける梁をピン接合する場合を想定し、梁フランジに回転が生じる崩壊機構も考慮する。続いて、引張側梁フランジ接合部を模擬した試験体を用いて載荷実験を行い、弾塑性性状を検討するとともに、耐力評価式の精度および想定した崩壊機構の妥当性を示す。

第6章では、H形断面柱梁偏心接合部におけるパネル耐力評価式の構築とパネル変形性状の解明を行う。まず、ねじりモーメントを考慮したパネルの耐力評価式を導出する。続いて、T字形骨組試験体を用いた載荷実験を行い、パネルゾーンの変形性状や周辺部材のひずみ分布を検討するとともに、導出したパネル耐力評価式の精度を確認する。最後に、逆対称荷重を受ける十字形骨組モデルの弾塑性有限要素解析を行い、部材断面の大きさがパネル耐力評価式の精度に与える影響を検討する。

第7章では、各章で得られた結論をまとめるとともに、今後の課題を提示する。

参考文献

- 1.1) 鋼構造設計規準，第4版，日本建築学会，2005
- 1.2) 鋼構造接合部設計指針，第2版，日本建築学会，2006
- 1.3) 鋼構造限界状態設計指針・同解説，日本建築学会，1998
- 1.4) 鋼構造塑性設計指針，日本建築学会，1975
- 1.5) Load and Resistance Factor Design, 2nd Edition, Volume II, Part 10 FR Moment Connections, AISC, 1994
- 1.6) 甲津功夫，吹田啓一郎：「これからの鉄骨構造」(学芸出版社)，pp.57，1994.8
- 1.7) 中島正愛：ノースリッジ地震 - 鉄骨接合部の被害 - ，建築技術，pp.66-73，1994.8
- 1.8) 1995年兵庫県南部地震鉄骨造建物被害調査報告書，日本建築学会近畿支部鉄骨構造部，1995.3
- 1.9) 吹田啓一郎，田村 匠，森田周平，中島正愛，マイケルDエンゲルハート：ノンスカラップ工法とRBS工法による柱梁接合部の塑性変形能力，日本建築学会構造系論文集，第526号，pp.177-184，1999.12
- 1.10) 辻岡静雄：圧延H形鋼を用いた鉄骨梁ハンチのフランジ曲げ加工に関する研究，鋼構造論文集，第10巻第40号，pp.17-22，2003.12
- 1.11) Dexter, R. J., Hajjar, J. F., Cotton, S. C., Prochnow, S. D., & Ye, T.: Reassessment of Design Criteria and New Alternatives for Column Transverse Stiffeners (Continuity Plates) and Web Doubler Plates, Interim Report, Structural Engineering Report no. ST-99-3, Dept. of Civil Eng., Univ. of Minnesota, Minneapolis, MN, USA, 1999
- 1.12) 田川 浩，渡辺貴仁，シベルグレール：降伏線理論に基づくH形鋼ウェブ局部降伏の耐力評価式，日本建築学会構造系論文集，第573号，pp.193-199，2003.11
- 1.13) 吉田文久，小野徹郎：梁が偏心して取り付くノンダイアフラム形式柱梁接合部の耐力について，日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1，pp.531-532，2006.9
- 1.14) 久保田淳，瀧 正哉，藤村 博，荻原行正，福元敏之：分割外ダイアフラム形式を用いたコンクリート充填角形鋼管柱・鉄骨梁接合部の実験的研究 その2 側柱形式の接合部局部引張実験，日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1，pp.1105-1106，2004.8
- 1.15) 槇枝丈史，橋本篤秀，菅野哲也，萩野 毅，武田成悟，中村真洋：ノンダイアフラム形式の鋳鋼製柱梁接合部に関する研究 その4 梁偏心の影響，日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1，pp.823-824，2005.9

- 1.16) 押田光弘，一戸康生，齋藤啓一，福元敏之，立花正彦，森田耕次：鉄骨偏心梁の取り付く通しダイアフラム形式・角形 CFT 柱梁接合部の力学的性状，日本鋼構造協会鋼構造論文集，第 12 巻第 47 号，pp.23-32，2005.9
- 1.17) 押田光弘，一戸康生，齋藤啓一，福元敏之，立花正彦，森田耕次：鉄骨偏心梁の取り付く通しダイアフラム形式・角形 CFT 部分骨組の力学的性状，日本鋼構造協会鋼構造論文集，第 12 巻第 48 号，pp.17-30，2005.12
- 1.18) 田中智三，田淵基嗣，田中 剛：梁偏心接合形式の角形鋼管柱・梁接合部パネルに関する研究 - その 1 . 有限要素解析による予備検討 - ，日本建築学会近畿支部研究報告集，第 39 号，pp.241-244，1999.6
- 1.19) 田中智三，田淵基嗣，田中 剛，難波 尚：梁が偏心するテーパ管形式接合部パネルに関する研究 - その 1 . 実験，その 2 . 考察 - ，日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1，pp.643-646，2000.9
- 1.20) Graham JD, Shearbourne AN, Khabbaz RN, Jensen CD: Welded interior beam-to-column connections, Report for AISC, AISC, 1959
- 1.21) 齊藤 光・仲 威雄ほか：全溶接鉄骨構造の耐力に関する研究(その 1～14)，日本建築学会論文報告集および日本建築学会関東支部研究発表会(1953～1960)
- 1.22) 金谷弘ほか：H 形鋼ウェブの圧縮実験，熊本大学工学部研究報告，第 12 巻，第 1 号，1963.2
- 1.23) Zoetemeijer, P.: A Limit State Design Method for Stiffened Columns and Flush End-plates, Stevin Report, 6-82-4, 1982
- 1.24) Wardenier, J : Plate to I-beam connections , Welding in the Word , Vol.23 , No.3/4 , pp.64-82 , 1985
- 1.25) 森田耕次，浦 等，植野良二：柱はり接合部のスチフナ補強に関する実験的研究，日本建築学会構造系論文報告集，第 376 号，pp.30-40，1987.6
- 1.26) 渡辺貴仁，田川 浩，シベルグレール：H 形鋼柱梁接合部における水平スチフナ設計に関する研究，日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1，構造 III，pp.599-600，2004.8
- 1.27) 高梨晃一，福島暁男：「最新鉄骨構造」(森北出版株式会社)，pp.180，2001.3
- 1.28) 加藤 勉：鉄骨構造，建築構造学体系 18 巻，彰国社，1971

第2章 梁フランジ幅が降伏耐力に及ぼす影響

2.1 はじめに

H形鋼柱とH形鋼梁の溶接接合部では、柱貫通形式の場合、梁フランジからの集中荷重による柱の局部破壊を防ぐため水平スチフナにより補強する場合が多い。水平スチフナの必要寸法は、スチフナが無い場合の柱ウェブ局部降伏耐力を考慮し、水平スチフナに付与すべき耐力を算出することにより決定する^{2.1)~2.4)}。ところで、スチフナ幅に対して、梁フランジ幅が比較的小さいときには、図2.1(a)に示すようにスチフナの応力分布が不均一になり、スチフナが全幅機能せず、耐力が減少する可能性があることが知られている。このとき、図2.1(b)のような応力の広がり方を仮定してスチフナの有効幅を算定し、スチフナ補強接合部の耐力を算定する場合がある^{2.5)}。図2.1(b)では、応力が広がる方向を45度と仮定しているが、この方向は柱フランジやウェブの厚さおよび梁フランジの幅などの組み合わせにより変化するものと考えられる。

本章では、梁フランジ幅が柱スチフナ補強接合部の耐力に及ぼす影響を、柱や梁の寸法を考慮して検討するための手法を提示する。まず、梁フランジ幅が狭い場合の崩壊機構を想定し、降伏線理論に基づき耐力評価式を導出する。続いて、引張側梁フランジ接合部を模擬した試験体を用いて載荷実験を行い、耐力評価式の精度および想定した崩壊機構の妥当性を確認する。さらに、合計168ケースの有限要素解析の結果を分析し、梁フランジ幅減少に伴う耐力低下が的確に予測できることを示すとともに、スチフナの有効幅について検討した結果を示す。なお、既往の研究において、梁フランジ引張側または圧縮側を取り出した部分接合部の挙動が柱梁接合部の局部挙動と適合すること^{2.6)}、局部耐力に基づく梁端接合部の曲げ耐力評価が安全側となること^{2.3),2.7)}、が示されている。本章ではH形鋼柱梁接合部における梁フランジ引張側の局部降伏耐力を検討する。

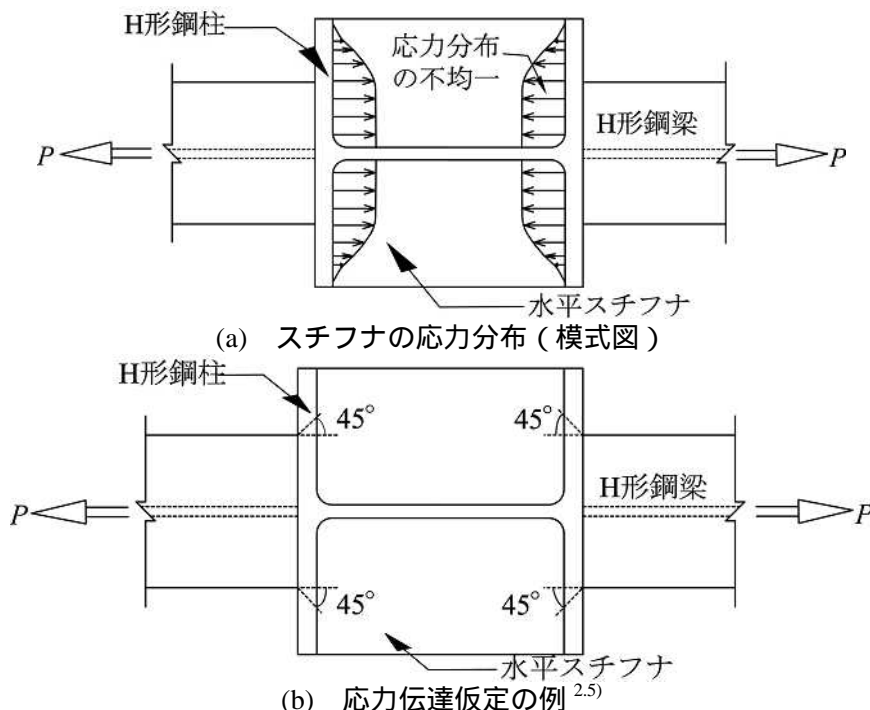


図2.1 梁フランジ幅が狭い場合のスチフナ応力分布

2.2 降伏線理論による耐力評価式の導出

梁フランジ幅が狭くなるのに伴い，崩壊機構が図 2.2 に示す機構 1 から機構 3 へ変化すると仮定する。これらの機構では梁フランジは剛体とし，図 2.1 に示したようにスチフナ外縁と柱フランジ外縁が一致する場合を対象とする。なお，梁フランジ幅が十分広い場合の崩壊機構として，機構 1 では 4 本の平行な降伏線を柱フランジ上に想定しているのに対して，文献(2.4)，(2.8)では外側の 2 本が平行ではない実際の崩壊形に近い機構を用いて耐力評価を行っている。本章では，機構 2 および機構 3 の崩壊形との連続性を考慮して機構 1 の崩壊形を想定する。

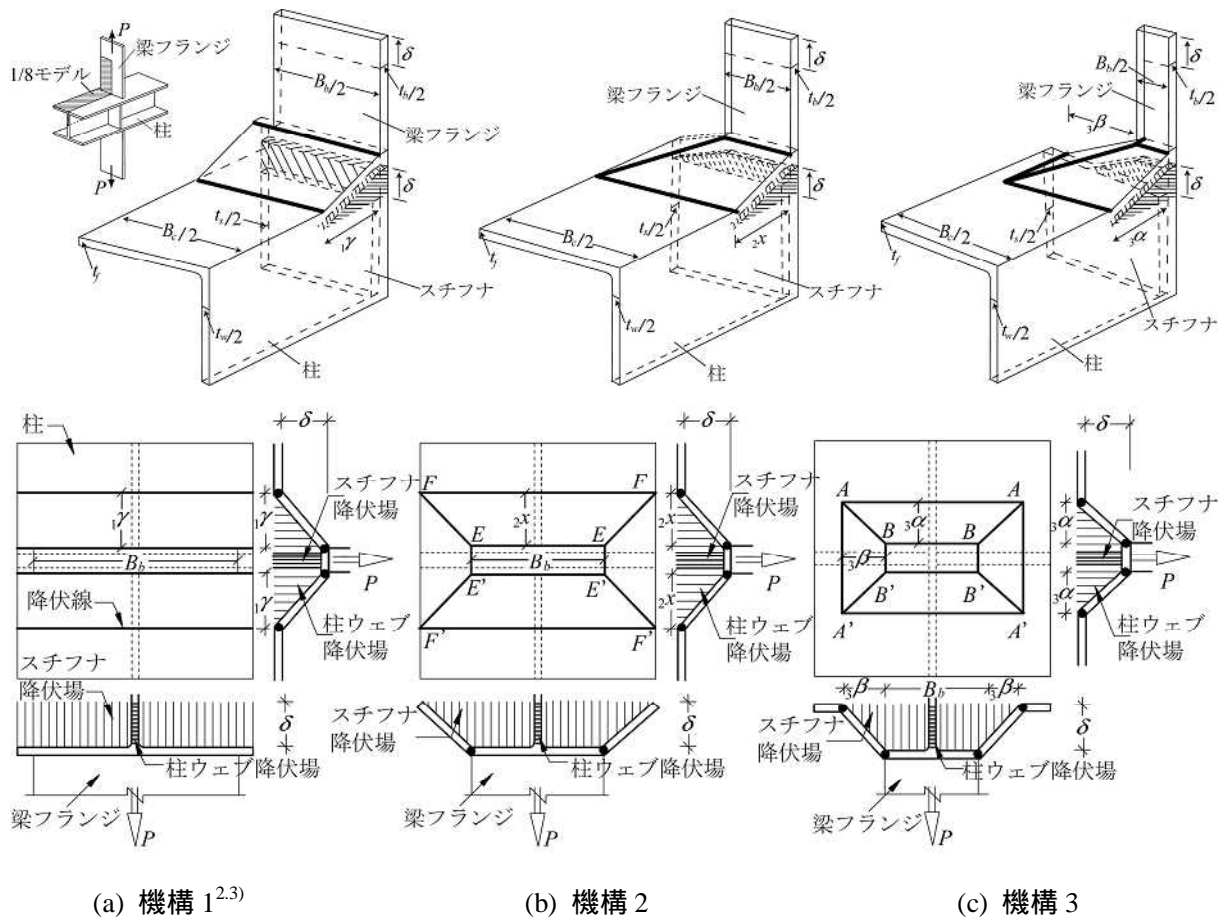


図 2.2 スチフナ補強された梁フランジ - H 形鋼柱接合部の崩壊機構 (上段：1/8 モデル)

2.2.1 機構 1^{2,3)}

機構 1 は図 2.2(a)に示すように，互いに平行な 4 本の降伏線が柱フランジに生じ，ウェブに降伏場が生じる。スチフナは一樣に塑性変形する。機構 1 の耐力は文献(2.3)において森田らにより検討されており，耐力評価式は次式で表される。

$${}_1P_y = 2t_f \sqrt{B_c t_w \sigma_{wy} \sigma_y} + t_b t_w \sigma_{wy} + (B_c - t_w) t_s \sigma_{sy} \quad (2.1)$$

$$\text{ただし, } {}_1\gamma = t_f \sqrt{B_c \sigma_y / (t_w \sigma_{wy})} \quad (2.2)$$

ここに， B_c ：柱フランジ幅， t_f ：柱フランジ厚， t_w ：柱ウェブ厚， t_b ：梁フランジ厚， σ_y ：柱フラン

ジ降伏応力， σ_{wy} ：柱ウェブの降伏応力をそれぞれ表す。

2.2.2 機構 2

機構 2 を図 2.2(b)に示す。機構 2 は 10 本の降伏線が柱フランジに生じ，ウェブに降伏場が生じる。スチフナは全幅にわたり降伏するが，梁フランジ端部位置より外側での塑性変形量が減少する。

図 2.2(b)に示すように鋼板に仮想変位 δ を与えたとき，降伏線 $EE (E'E')$ ， $FF (F'F')$ の回転角は $\delta/2x$ ，降伏線 EE' の回転角は $2\delta/(B_c - B_b)$ ，降伏線 $EF (E'F')$ の回転角は $\delta\sqrt{2x^2 + (B_c - B_b)^2/4} / \{2x(B_c - B_b)/2\}$ となる。 $|FE| = \sqrt{2x^2 + p^2 + \delta^2} \cong \sqrt{2x^2 + p^2}$ とし，柱フランジ上の降伏線における単位長さあたりの全塑性モーメントを M_p で表すと，各降伏線における内力仕事はそれぞれ次のように得られる。

$$E_{EE}^{in} = M_p \frac{B_b \delta}{2x} \quad (2.3)$$

$$E_{FF}^{in} = M_p \frac{B_c \delta}{2x} \quad (2.4)$$

$$E_{EE'}^{in} = 2M_p \frac{t_b}{B_c - B_b} \delta \quad (2.5)$$

$$E_{EF}^{in} = M_p \delta \left(\frac{2x}{B_c - B_b} + \frac{B_c - B_b}{2x} \right) \quad (2.6)$$

ウェブ降伏場およびスチフナ降伏場の内力仕事はそれぞれ次のように得られる。

$$E_{YFW}^{in} = (2x + t_b)t_w \sigma_{wy} \delta \quad (2.7)$$

$$E_{YFS}^{in} = \left(\frac{B_c + B_b}{2} - t_w \right) t_s \sigma_{sy} \delta \quad (2.8)$$

式(2.3)～(2.8)により内部仮想仕事の合計 E_2^{in} は次式のように得られる。

$$E_2^{in} = 2E_{EE}^{in} + 2E_{FF}^{in} + 4E_{EF}^{in} + 2E_{EE'}^{in} + E_{YFW}^{in} + E_{YFS}^{in} \quad (2.9)$$

梁フランジに作用する荷重を P で表すと，外力仕事 E_2^{ex} は次式で表すことができる。

$$E_2^{ex} = P\delta \quad (2.10)$$

仮想仕事の原理から $E_2^{in} = E_2^{ex}$ が成立する。よって， $M_p = t_f^2 \sigma_y / 4$ を考慮すると，崩壊荷重の上界は次式のように得られる。

$${}_2\hat{P}_y = t_f^2 \sigma_y \left(\frac{B_c}{2x} \right) + \left(\frac{2t_f^2 \sigma_y}{B_c - B_b} + t_w \sigma_{wy} \right) 2x + t_b t_w \sigma_{wy} + \frac{t_f^2 \sigma_y t_b}{B_c - B_b} + \left(\frac{B_c + B_b}{2} - t_w \right) t_s \sigma_{sy} \quad (2.11)$$

式(2.11)において相加平均 \geq 相乗平均の関係を考慮して，次式を得る。

$${}_2\hat{P}_y \geq 2t_f \sqrt{B_c \sigma_y [2t_f^2 \sigma_y / (B_c - B_b) + t_w \sigma_{wy}]} + t_b t_w \sigma_{wy} + t_f^2 \sigma_y t_b / (B_c - B_b) + [(B_c + B_b) / 2 - t_w] t_s \sigma_{sy} = {}_2P_y \quad (2.12)$$

なお，式(2.12)に示すように ${}_2\hat{P}_y$ の最小値を ${}_2P_y$ で表す。 ${}_2P_y$ を与える $2x$ は次式で表される。

$$2x = t_f \sqrt{B_c \sigma_y (B_c - B_b) / [2t_f^2 \sigma_y + t_w \sigma_{wy} (B_c - B_b)]} \quad (2.13)$$

2.2.3 機構3

機構3を図2.2(c)に示す。機構3は12本の降伏線が柱フランジに生じ、ウェブに降伏場が生じる。スチフナ外縁に近い領域は塑性変形しない。図2.2(c)に示すように鋼板に仮想変位 δ を与えたとき、降伏線AA(A'A'), BB(B'B')の回転角は $\delta/3\alpha$, 降伏線BB'(AA')の回転角は $\delta/3\beta$, 降伏線AB(A'B')の回転角は $\delta\sqrt{{}_3\alpha^2+{}_3\beta^2}/({}_3\alpha{}_3\beta)$ となる。柱フランジ上の降伏線における単位長さあたりの全塑性モーメントを M_p で表すと、降伏線AA(A'A'), BB(B'B'), AB(A'B'), AA', BB'における内力仕事はそれぞれ次のように得られる。

$$E_{AA}^{in} = (B_b + 2{}_3\beta)M_p \frac{\delta}{{}_3\alpha} \quad (2.14)$$

$$E_{BB}^{in} = B_b M_p \frac{\delta}{{}_3\alpha} \quad (2.15)$$

$$E_{AB}^{in} = M_p \delta \left(\frac{{}_3\alpha}{{}_3\beta} + \frac{{}_3\beta}{{}_3\alpha} \right) \quad (2.16)$$

$$E_{AA'}^{in} = M_p \frac{t_b + 2{}_3\alpha}{{}_3\beta} \delta \quad (2.17)$$

$$E_{BB'}^{in} = M_p \frac{t_b}{{}_3\beta} \delta \quad (2.18)$$

ウェブ降伏場およびスチフナ降伏場の内力仕事はそれぞれ次のように得られる。

$$E_{YFW}^{in} = ({}_3\alpha + t_b)t_w \sigma_{wy} \delta \quad (2.19)$$

$$E_{YFS}^{in} = (B_b - t_w + {}_3\beta)t_s \sigma_{sy} \delta \quad (2.20)$$

式(2.14)～(2.20)により内部仮想仕事の合計 E_3^{in} は次式のように得られる。

$$E_3^{in} = 2E_{AA}^{in} + 2E_{BB}^{in} + 4E_{AB}^{in} + 2E_{AA'}^{in} + 2E_{BB'}^{in} + E_{YFW}^{in} + E_{YFS}^{in} \quad (2.21)$$

梁フランジに作用する荷重を P で表す。外力仕事 E_3^{ex} は次式で表すことができる。

$$E_3^{ex} = P\delta \quad (2.22)$$

仮想仕事の原理から $E_3^{in} = E_3^{ex}$ が成立する。以上より、 $M_p = t_f^2 \sigma_y / 4$ を考慮すると、崩壊荷重の上界は次式のように得られる。

$$\begin{aligned} {}_3\hat{P}_y &= t_f^2 \sigma_y \left(\frac{B_b}{{}_3\alpha} + \frac{t_b}{{}_3\beta} \right) + 2t_f^2 \sigma_y \left(\frac{{}_3\beta}{{}_3\alpha} + \frac{{}_3\alpha}{{}_3\beta} \right) \\ &+ ({}_3\alpha + t_b)t_w \sigma_{wy} + (B_b - t_w + {}_3\beta)t_s \sigma_{sy} \end{aligned} \quad (2.23)$$

式(2.23)において相加平均 \geq 相乗平均の関係性を考慮して、 ${}_3\beta = {}_3\xi_3 \alpha$ の関係を用いると、次式を得る。

$${}_3\hat{P}_y \geq 2t_f \left[\sqrt{\sigma_y \left(B_b + \frac{t_b}{{}_3\xi} \right) (t_w \sigma_{wy} + {}_3\xi t_s \sigma_{sy})} + t_f \sigma_y \left(\frac{1}{{}_3\xi} + {}_3\xi \right) \right] + t_b t_w \sigma_{wy} + (B_b - t_w) t_s \sigma_{sy} = {}_3P_y \quad (2.24)$$

$$\text{ただし, } {}_3\alpha = t_f \sqrt{\sigma_y \left(B_b + \frac{t_b}{{}_3\xi} \right) / (t_w \sigma_{wy} + {}_3\xi t_s \sigma_{sy})} \quad (2.25)$$

なお、式(2.24)に示すように ${}_3\hat{P}_y$ の最小値を ${}_3P_y$ で表す。 ${}_3P_y$ を与える ${}_3\alpha$ は式(2.25)で表される。 ${}_3P_y$

が最小となるときの ${}_3\xi$ は次式を満足する。

$$\frac{t_s B_b \sigma_y \sigma_{sy} {}_3\xi^2 - t_w t_b \sigma_y \sigma_{wy}}{2 {}_3\xi \sqrt{\sigma_y (B_b {}_3\xi + t_b) (t_w {}_3\xi \sigma_{wy} + {}_3\xi^2 t_s \sigma_{sy})}} + t_f \sigma_y \left(1 - \frac{1}{{}_3\xi^2}\right) = 0 \quad (2.26)$$

式(2.26)の ${}_3\xi$ は数値的に求める必要がある。なお、H-150×150×7×10 および H-300×300×10×15 を柱に用いた場合について検討した結果、 ${}_3\xi=1$ とおけば、精度 98%程度 of 解が得られることを確認した。

2.2.4 梁フランジ幅による崩壊機構の変化

機構 1 の耐力評価式 ${}_1P_y$ には梁フランジ幅 B_b は含まれないが、耐力評価式 ${}_2P_y$ および ${}_3P_y$ は梁フランジ幅 B_b の関数になっている。梁フランジ幅に対応する ${}_1P_y$ 、 ${}_2P_y$ 、 ${}_3P_y$ の最小値が降伏耐力となることから、降伏耐力は次式により評価することができる。

$${}_{eval}P_y = \min({}_1P_y, {}_2P_y, {}_3P_y) \quad (2.27)$$

降伏耐力評価値と梁フランジ幅の関係を図 2.3 に模式的に示す。この模式図は次節以降の結果を参考にして描いたものである。 ${}_1P_y$ と ${}_2P_y$ が交わる点の梁フランジ幅を B_b^c で表すと、梁フランジ幅が B_b^c より狭くなると降伏耐力が減少する。次式によって表される B_b に関する方程式の解が B_b^c となる。

$${}_1P_y = {}_2P_y \quad (2.28)$$

また、 ${}_2P_y$ と ${}_3P_y$ が交わる点の梁フランジ幅を B_b^s で表すと、次式によって表される B_b に関する方程式の解が B_b^s となる。

$${}_2P_y = {}_3P_y \quad (2.29)$$

梁フランジ幅が B_b^s より狭くなると機構 3 が生じる。

以上より、図 2.3 に示すように、梁フランジ幅によって生じる崩壊機構が変化すると予想される。

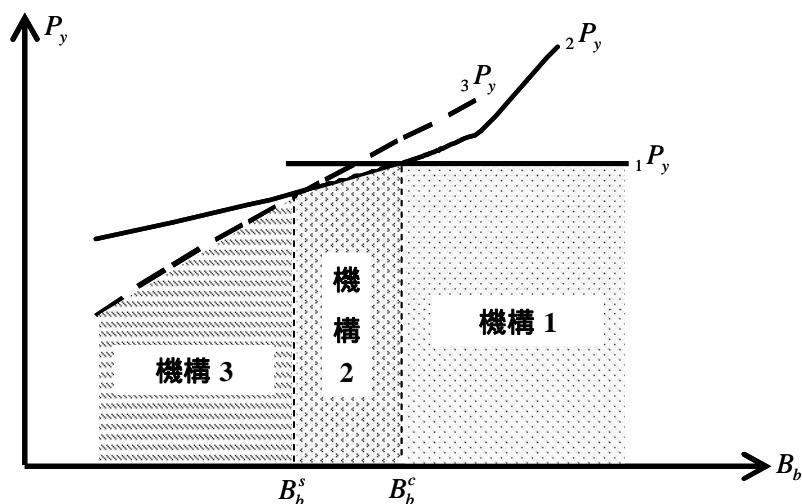


図 2.3 降伏耐力評価値～梁フランジ幅の関係曲線（模式図）

2.3 接合部引張実験

2.3.1 試験体および载荷・計測方法

試験体は、H形鋼柱梁接合部における引張側梁フランジ接合部をモデル化したものである。図2.4および表2.1に示すように、梁フランジ幅 B_b が異なるA1～A6の6体の試験体は、全て柱がH-150×150×7×10のスチフナ付き引張試験体である。表2.1に耐力評価値も示す。スチフナはノンスカラップとし、梁フランジを模擬した鋼板の厚さ t_b は破壊を防ぐために十分厚くした。H形鋼と鋼板との溶接は完全溶込み溶接として、裏はつり形式とする。スチフナはサイズ6mmの隅肉溶接で取り付けた。表2.2に材料特性を示す。

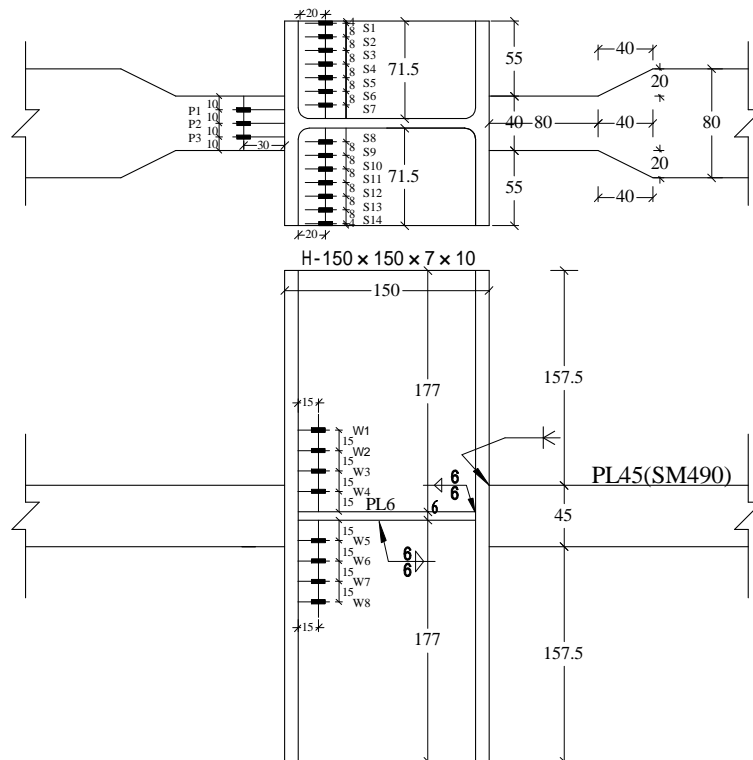


図 2.4 試験体の形状および歪ゲージ位置 (A-1)

表 2.1 試験体

試験体	梁フランジ		耐力評価値 $evalP_y$ (kN)	機構
	B_b (mm)	t_b (mm)		
A-1	40	45	532.4 ($_3P_y$)	機構 3
A-2	60	45	566.2 ($_2P_y$)	機構 2
A-3	80	45	600.5 ($_2P_y$)	機構 2
A-4	100	22	569.5 ($_1P_y$)	機構 1
A-5	120	22	569.5 ($_1P_y$)	機構 1
A-6	140	22	569.5 ($_1P_y$)	機構 1

表 2.2 材料特性

材料	降伏応力 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	伸び率 (%)
H-150×150*	309	448	26.75
[SN400B]	326	457	24.50
45mm 鋼板	378	541	27.50
[SM490A]			
22mm 鋼板	375	527	25.50
[SN490B]			
12mm 鋼板	313	446	26.28
[SN400B]			
6mm 鋼板	340	451	20.25
[SN400B]			

* H-150×150 上段：フランジ 下段：ウェブ

図 2.5 に荷重および変位計測方法を示す。柱フランジ外縁からそれぞれ 155mm ずつ離れたところの相対変位 Δ を測定する。なお、 Δ は図 2.5 に示す d1～d4 の平均値とする。万能試験機により柱フランジの面外変形が明瞭となった時点まで荷重した。写真 2.1 は試験体 A-1 の荷重状況を示す。

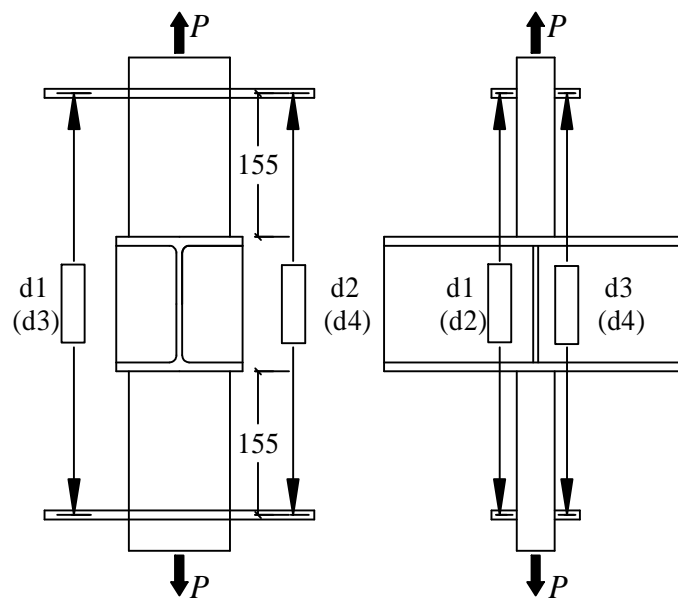


図 2.5 荷重および変位計測方法



写真 2.1 荷重状況 (試験体 A-1)

2.3.2 荷重～変形関係曲線

図 2.6 に各試験体の荷重～変形関係曲線を実線で描く。荷重～変形関係曲線において、接線剛性が初期剛性の 1/3 となる荷重を降伏荷重 $test P_y$ とし、そのレベルを図中に示す。表 2.1 に示した降伏耐力の評価値 $eval P_y$ も図中に示す。試験体 A-1 の耐力評価値は機構 3、試験体 A-2 および試験体 A-3 の耐力評価値は機構 2、試験体 A-4～A-6 の耐力評価値は機構 1 にそれぞれ対応する。ここで、梁フランジ幅 B_b および梁フランジ厚 t_b には余盛サイズを考慮して耐力評価値を算出している。いずれのケースも耐力評価値 $eval P_y$ と実験値 $test P_y$ はよく対応しており、 ${}_1P_y$ 、 ${}_2P_y$ 、 ${}_3P_y$ により降伏耐力が良好な精度で評価できることが分かる。ただし、機構 1～機構 3 の耐力評価式では、スチフナの隅肉溶接および柱フィレットを考慮していない。これらが評価値に及ぼす影響について 2.3.5 節で考察する。

図 2.7 に試験体 A-1～A-3 および試験体 A-4～A-6 について降伏耐力評価値～梁フランジ幅の関係曲線と実験時の降伏耐力値 $test P_y$ を重ねて示す。横軸 B_b^* は余盛を考慮した梁フランジ幅である。図(a)より試験体 A-1～A-3 では梁フランジ幅の減少とともに耐力が減少すること、図(b)より試験体 A-4～A-6 はいずれも機構 1 に対応しており、梁フランジ幅が降伏耐力に影響しないことが確認できる。

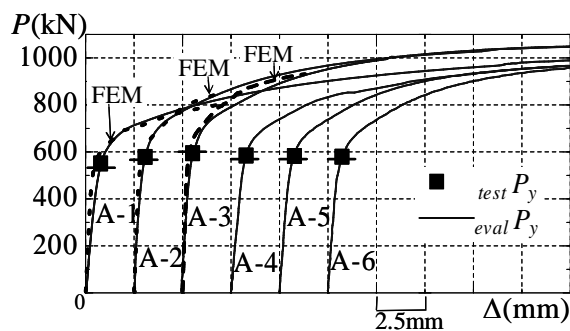
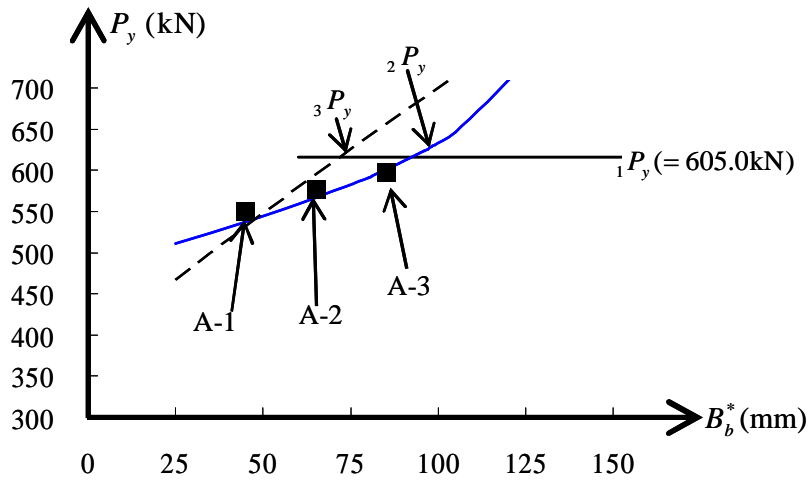
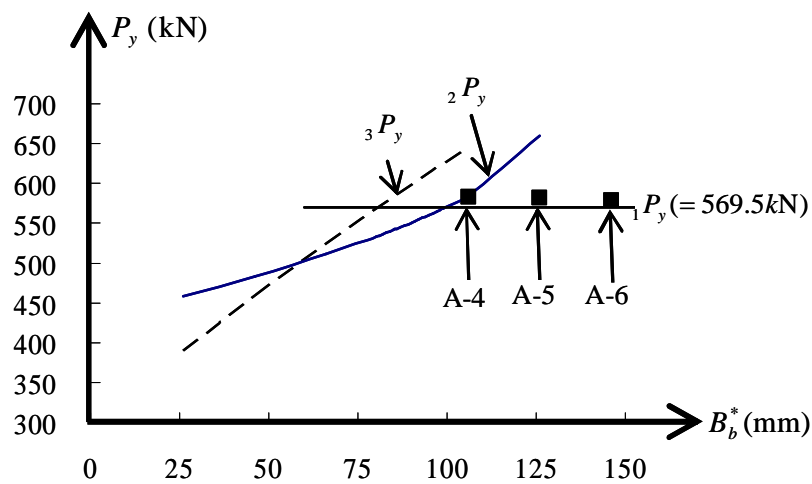


図 2.6 荷重～変形関係曲線



(a) 試験体 A-1 ~ A-3

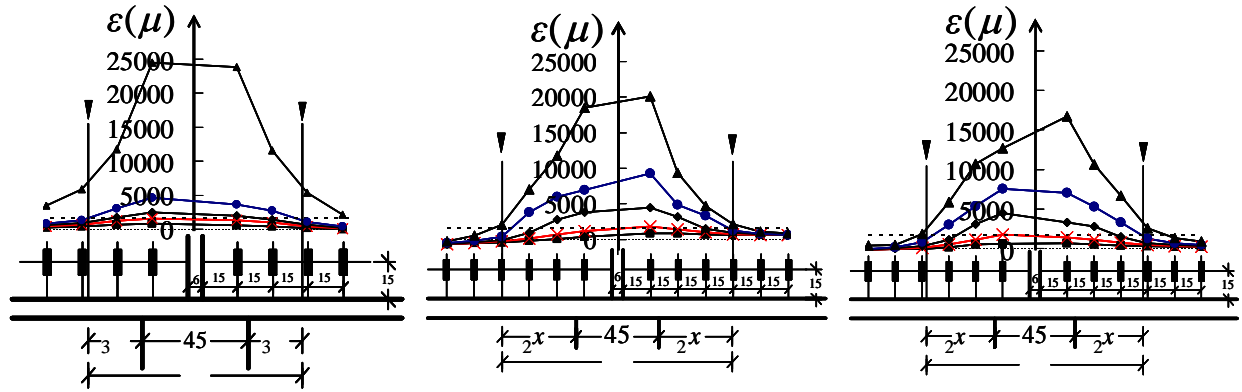


(b) 試験体 A-4 ~ A-6

図 2.7 降伏耐力～梁フランジ幅の関係曲線

2.3.3 柱ウェブ，スチフナおよび梁フランジの歪分布

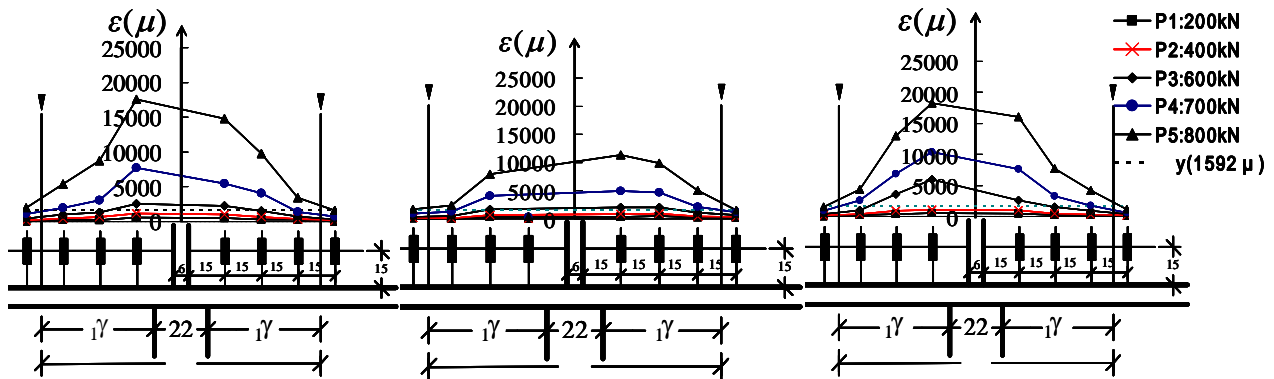
歪ゲージにより柱ウェブ，スチフナおよび梁フランジの歪分布を測定した。200kN から 800kN までの各荷重レベルにおける柱ウェブ歪分布と予想降伏範囲を図 2.8 に示す。試験体 A-5 の左から 4 番目の歪が計測不能となっており，左から 3 番目と 5 番目を直線で結んだ。試験体 A-1 ~ A-6 のいずれのケースもウェブの予想降伏範囲内（▼印間の領域）で大きく塑性変形している。次に 200kN から 800kN までの各荷重レベルにおけるスチフナの歪分布 ε_s および梁フランジの歪分布 ε_{bf} と予想降伏範囲を図 2.9 に示す。試験体 A-1 では，スチフナ外縁に近い部分がほとんど塑性変形しておらず，機構 3 に対応している。試験体 A-2 および試験体 A-3 はスチフナ全幅にわたり降伏しているが，梁フランジ端部より外側での塑性変形量が減少する傾向があり，機構 2 と対応している。試験体 A-4 ~ A-6 は概ねスチフナ全幅にわたり降伏しており，機構 1 と対応している。また，試験体 A-1 ~ A-6 において，降伏荷重付近（600kN）の梁フランジの歪分布がほぼ弾性範囲内にあることが確認できる。



(a) 試験体 A-1

(b) 試験体 A-2

(c) 試験体 A-3



(d) 試験体 A-4

(e) 試験体 A-5

(f) 試験体 A-6

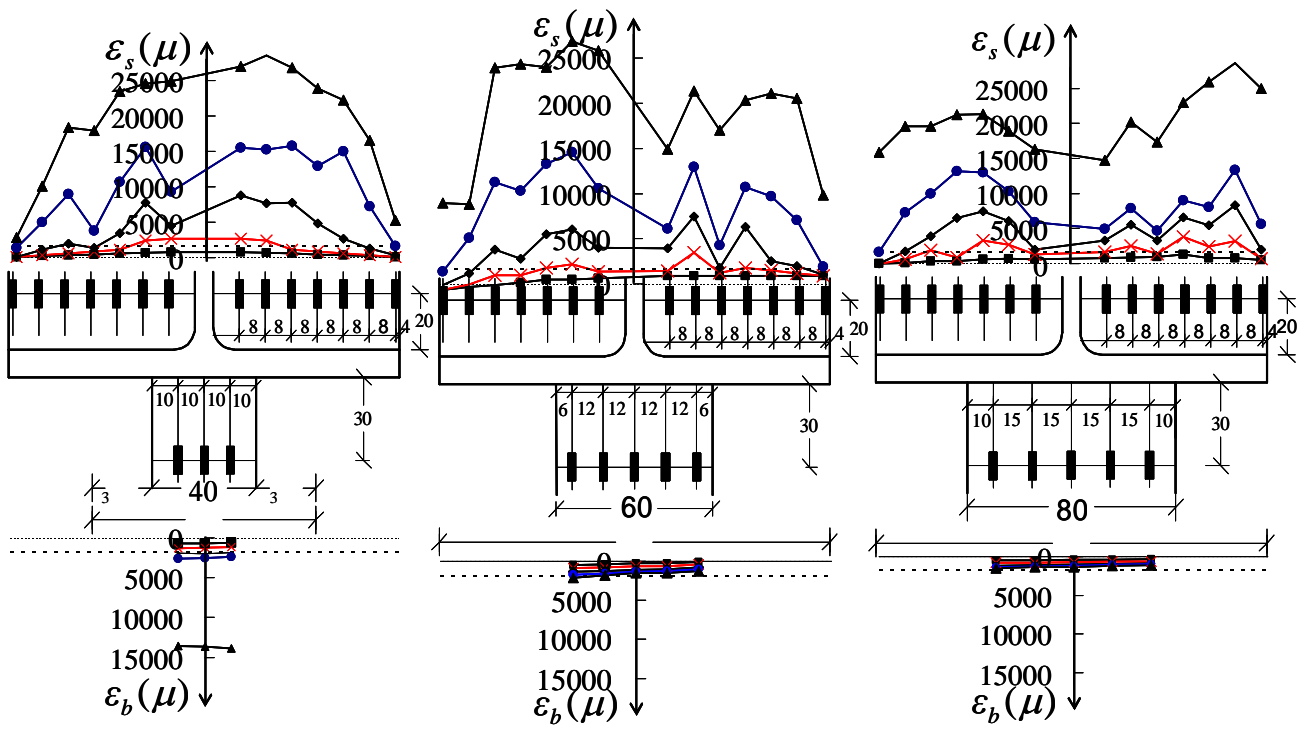
図 2.8 柱ウェブの歪分布 (, , : 機構 1, 2, 3 の予想降伏範囲)

2.3.4 実験後の残留変形

実験後の面外残留変形を測定した。実験前にあらかじめ試験体の柱フランジに 1cm 間隔の格子を描き、実験後に梁フランジを切断して、各格子点の面外変形量を測定した。図 2.10 は、試験体 A-1 ~ A-3 において実験後の柱フランジ面外残留変形の等高線を細い実線で、降伏線理論により予想される降伏線位置を太い実線で描いたものである。等高線は予想降伏線の外側にも広がっているが、等高線の間隔から判断すると、想定した崩壊機構と似ている形状が生じていることが分かる。写真 2.2 には、実験後の残留変形を試験体 A-1 と試験体 A-2 について示す。

2.3.5 耐力評価と実験結果の比較

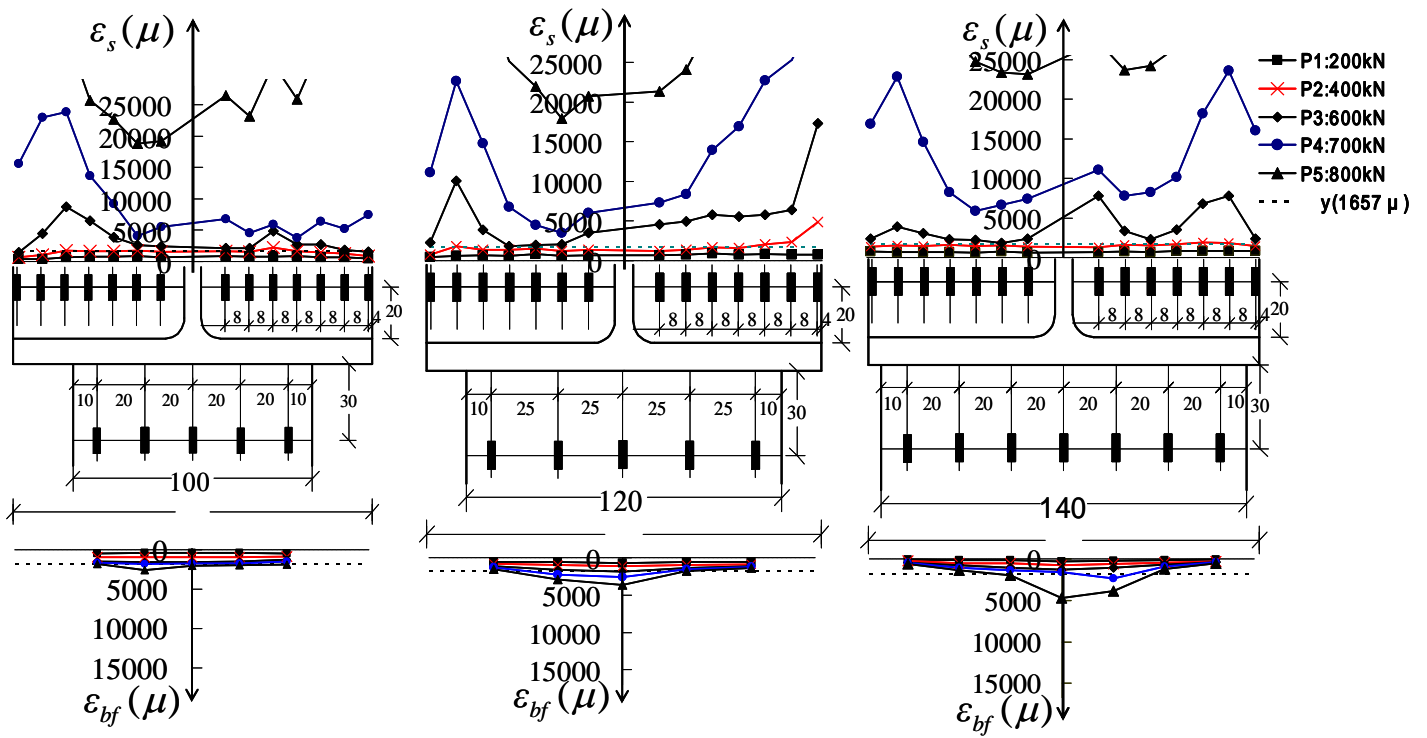
本章で展開した降伏線理論は降伏荷重の上界を示すものであり、導出した耐力評価式は真の降伏荷重よりも高く評価する。それに対して、2.3.2 節で行った実験では降伏荷重を同程度が僅かではあるが低く評価した。その理由として、耐力評価式の導出過程において、スチフナ隅肉溶接および柱フランジ降伏線と交差するフィレットの影響を考慮していないことが考えられる。これらについて、本章で用いた試験体に対して検討した結果を以下に示す。



(a) 試験体 A-1

(b) 試験体 A-2

(c) 試験体 A-3



(d) 試験体 A-4

(e) 試験体 A-5

(f) 試験体 A-6

図 2.9 スチフナおよび梁フランジの歪分布 (, , : 機構 1, 2, 3 の予想降伏範囲)

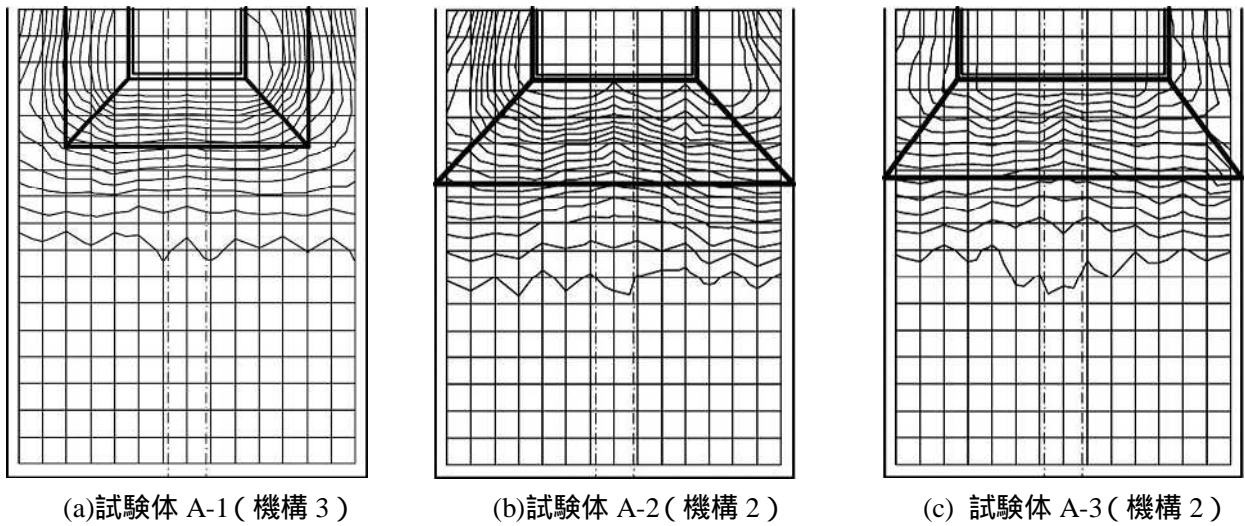


図 2.10 柱フランジ面外残留変形の等高線および予想降伏線

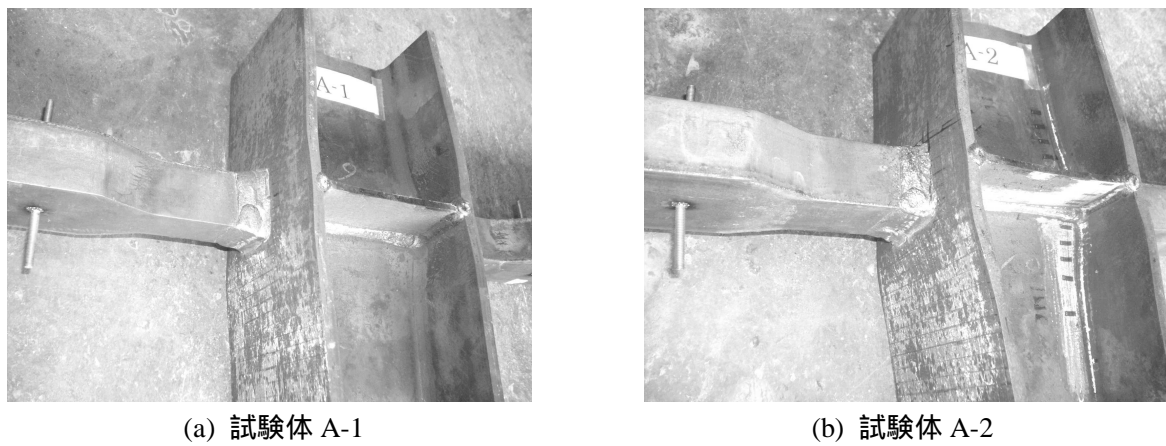


写真 2.2 実験後の残留変形

2.3.5.1 隅肉溶接の影響

スチフナを隅肉溶接でウェブに取り付ける場合、図 2.2 のいずれの崩壊機構においても、柱ウェブの塑性変形に伴い、隅肉溶接も塑性変形する。隅肉溶接部の耐力評価式を導出するため、図 2.11 に示す隅肉溶接の降伏場を想定する。このとき、隅肉溶接のサイズを w 、降伏応力を σ_{ys} で表すと、隅肉溶接は 4 箇所あることから、仮想変位 δ を与えたときの隅肉溶接降伏場の内力仕事は $2w^2\sigma_{ys}\delta$ となる。よって、隅肉溶接による耐力上昇の合計は次式で表される。

$$\Delta P_s = 2w^2\sigma_{ys} \quad (2.30)$$

2.3.5.2 フィレットの影響

図 2.12(a)に、崩壊機構における柱フランジ断面および柱ウェブを示す。この図に示すように、柱ウェブの降伏場はフィレット先端よりも下の領域に生じる。よって、柱フランジに生じる降伏線が柱ウェブと交差する部分においては、降伏線にフィレットも含まれる。フィレット部の降伏線の厚さは、同(b)図に示すように座標を考えると、 BB' 部分において、 $t(x) = t_f + r - \sqrt{r^2 - x^2}$ とな

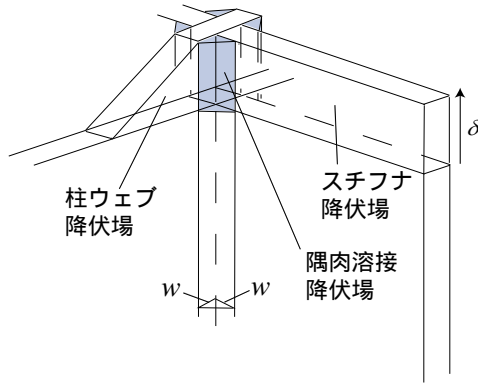


図 2.11 隅肉溶接の降伏場

る。よって、 BB' (CC')、 $B'C'$ 部分における降伏線の内力仕事は次のようになる。なお、左上添え字の I は 2.2 節で検討したフィレットを考慮しない場合を II はフィレットを考慮する場合を表す。 θ_L は降伏線の回転角である。

$$\begin{aligned}
 {}^{\text{II}}E_{BB'}^{\text{in}} &= \theta_L M_L = \theta_L \left\{ \int_0^r \frac{\sigma_y(t(x))^2}{4} dx \right\} \\
 &= \theta_L \left\{ \int_0^r \frac{\sigma_y(t_f + r - \sqrt{r^2 - x^2})^2}{4} dx \right\} \\
 &= \theta_L \left\{ \frac{1}{4} \sigma_y t_f^2 r + \frac{5}{12} \sigma_y r^3 + \frac{1}{2} \sigma_y t_f r^2 - \frac{\pi}{8} \sigma_y r^2 (r + t_f) \right\}
 \end{aligned} \tag{2.31}$$

$${}^{\text{I}}E_{BB'}^{\text{in}} = \theta_L M_L = \theta_L \left(\int_0^r \frac{\sigma_y t_f^2}{4} dx \right) = \theta_L \left(\frac{1}{4} \sigma_y t_f^2 r \right) \tag{2.32}$$

$${}^{\text{II}}E_{BB'}^{\text{in}} - {}^{\text{I}}E_{BB'}^{\text{in}} = \theta_L M_L = \theta_L \left\{ \frac{1}{2} \sigma_y t_f r^2 + \frac{5}{12} \sigma_y r^3 - \frac{\pi}{8} \sigma_y r^2 (r + t_f) \right\} \tag{2.33}$$

$${}^{\text{II}}E_{B'C'}^{\text{in}} = \theta_L M_L = \theta_L \left(\int_0^{t_f} \frac{\sigma_y (t_f + r)^2}{4} dx \right) = \theta_L \left(\frac{\sigma_y t_w (t_f + r)^2}{4} \right) \tag{2.34}$$

$${}^{\text{I}}E_{B'C'}^{\text{in}} = \theta_L M_L = \theta_L \left(\int_0^{t_f} \frac{\sigma_y r^2}{4} dx \right) = \theta_L \left(\frac{\sigma_y t_w r^2}{4} \right) \tag{2.35}$$

$${}^{\text{II}}E_{B'C'}^{\text{in}} - {}^{\text{I}}E_{B'C'}^{\text{in}} = \theta_L M_L = \theta_L \left(\frac{1}{4} \sigma_y t_w t_f^2 + \frac{1}{2} \sigma_y t_w t_f r \right) \tag{2.36}$$

式 (2.31) ~ (2.36) によりフィレットの塑性変形を考慮することにより増加する内力仕事は次式になる。

$$E_f^{\text{in}} = 4\theta_L \left\{ \sigma_y t_f r^2 + \frac{5}{6} \sigma_y r^3 - \frac{\pi}{4} \sigma_y r^2 (r + t_f) + \frac{1}{4} \sigma_y t_w t_f^2 + \frac{1}{2} \sigma_y t_w t_f r \right\} \tag{2.37}$$

仮想仕事の原理より、フィレットの塑性変形を考慮することにより増加する耐力 ΔP_f は、機構 1

～機構3について，それぞれ次のように評価される。

$$\Delta_1 P_f = \frac{4}{1\gamma} \left\{ \sigma_y t_f r^2 + \frac{5}{6} \sigma_y r^3 - \frac{\pi}{4} \sigma_y r^2 (r + t_f) + \frac{1}{4} \sigma_y t_w t_f^2 + \frac{1}{2} \sigma_y t_w t_f r \right\} \quad (2.38)$$

$$\Delta_2 P_f = \frac{4}{2x} \left\{ \sigma_y t_f r^2 + \frac{5}{6} \sigma_y r^3 - \frac{\pi}{4} \sigma_y r^2 (r + t_f) + \frac{1}{4} \sigma_y t_w t_f^2 + \frac{1}{2} \sigma_y t_w t_f r \right\} \quad (2.39)$$

$$\Delta_3 P_f = \frac{4}{3\alpha} \left\{ \sigma_y t_f r^2 + \frac{5}{6} \sigma_y r^3 - \frac{\pi}{4} \sigma_y r^2 (r + t_f) + \frac{1}{4} \sigma_y t_w t_f^2 + \frac{1}{2} \sigma_y t_w t_f r \right\} \quad (2.40)$$

ここで， 1γ ， $2x$ ， 3α は式(2.2)，式(2.13)，式(2.25)を用いる。

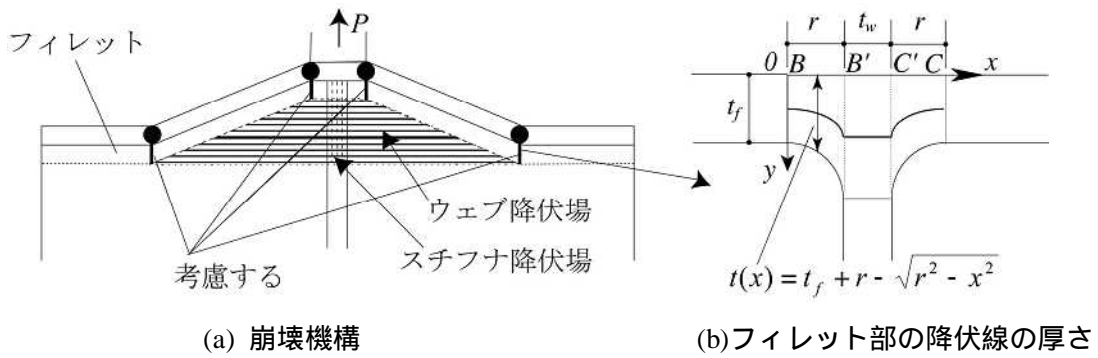


図 2.12 フィレットの影響

2.3.5.3 耐力評価値の比較

以上より，隅肉溶接および柱フィレットを考慮して修正した耐力評価式は次式となる。

$${}_{eval} P_y^C = {}_{eval} P_y + \Delta P_s + \Delta P_f \quad (2.41)$$

試験体 A1～A6 について，各耐力評価値と実験時の降伏荷重を表 2.3 にまとめる。なお，スチフナの隅肉溶接には，溶接材料として YGW-11 を用いた。ミルシートに示されている溶接金属の降伏応力は JIS で規定された溶接条件下で得たものであり，ここで対象とする隅肉溶接の溶接条件下とは降伏応力が異なるが，ここでは参考値としてミルシート値 515N/mm^2 を用いた。表 2.3 より，隅肉溶接およびフィレットを考慮して得られた耐力評価値 ${}_{eval} P_y^C$ は実験時における降伏耐力よりも大きな値となることが確認できる。

表 2.3 耐力の比較

試験体	評価値 ${}_{eval} P_y$ (kN)	ΔP_s (kN)	ΔP_f (kN)	修正値 ${}_{eval} P_y^C$ (kN)	実験値 ${}_{test} P_y$ (kN)
A-1	532.4	37.1	28.3	597.7	550
A-2	566.2	37.1	18.5	621.8	577
A-3	600.5	37.1	19.3	656.8	593
A-4	569.5	37.1	16.0	615.6	583
A-5	569.5	37.1	16.0	615.6	581
A-6	569.5	37.1	16.0	615.6	578

2.4 有限要素解析

2.4.1 解析概要

図 2.13 に示す解析対象は、H 形鋼柱梁接合部における引張側梁フランジ接合部をモデル化したものである。荷重分布およびモデル対称性を考慮して、1/8 モデルを作成し解析を行った。ここで、梁フランジと柱の溶接部余盛およびスチフナ取り付けの隅肉溶接は考慮しないが、柱ウェブフィレットは考慮してモデル化した。解析には ANSYS 7.0^{2,9)} を使用し、要素には 8 節点ソリッド要素を用いる。部材断面の要素分割は板厚方向に 2 分割とし、応力変化が激しい部分の分割は細かく行う。メッシュサイズは 5mm 以下とする。鋼材の応力～歪関係は von Mises の降伏条件を考え、材料試験結果を参考にした multi-linear モデルとする。解析で用いた材料特性を表 2.4 に示す。材料特性のモデル化の例を図 2.14 に示す。ヤング係数は $2.05 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ 、ポアソン比は 0.3 とする。梁フランジを模擬した鋼板は弾性とする。なお、解析モデルの妥当性を確認するため、2.3 節で示した実験と同じ条件で有限要素解析を行った。図 2.6 に試験体 A-1～A-3 の解析結果を破線で重ねて示した。試験体 A-1 では剛性に差が見られるものの、耐力レベルではいずれも同等の結果となっている。

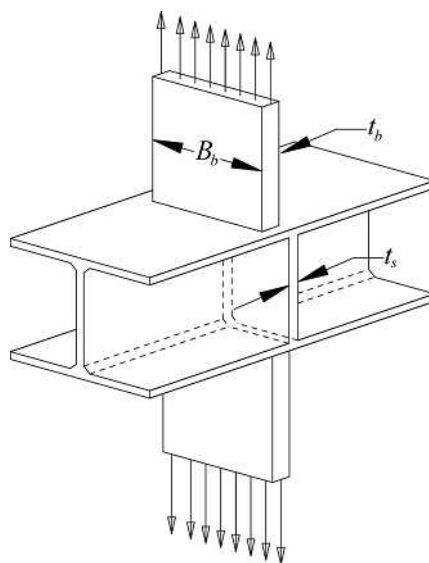


図 2.13 解析対象

表 2.4 解析で用いた材料特性

材料	降伏応力 (N/mm^2)	引張強さ (N/mm^2)	伸び率 (%)
H-150×150*	287.90	427.32	30.5
	319.82	441.43	27.8
H-300×300*	287.90	427.32	30.5
	319.82	441.43	27.8
9mm 鋼板	305.00	460.10	26.0
6mm 鋼板	339.00	460.10	26.0

* H-150×150 (H-300×300) 上段：フランジ 下段：ウェブ

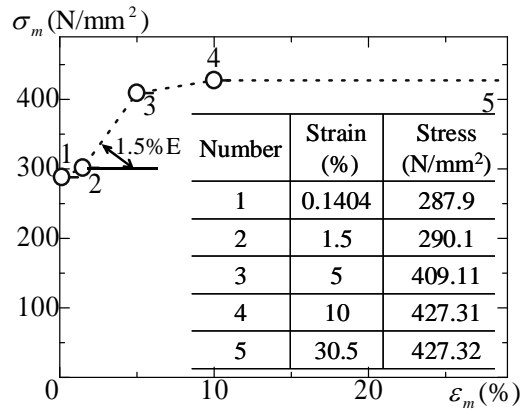


図 2.14 材料特性のモデル化例

2.4.2 解析ケース

表 2.5 ~ 2.6 に示す 2 つのケースに対して解析を行う。解析モデルの総数は 168 である。スチフナは柱フランジ全幅に取り付ける。

Case 1 柱 : H-150×150×7×10 (フィレット半径 $r = 8$)

梁フランジ幅 : $B_b = 23, 40, 60, 80, 100, 120, 140, 150\text{mm}$,

梁フランジの厚さ $t_b = 22, 19, 12, 9\text{mm}$, スチフナの厚さ $t_s = 6, 9\text{mm}$

各パラメタの組み合わせによる計 56 個のモデル (表 2.5)

Case 2 柱 : H-300×300×10×15 (フィレット半径 $r = 13$)

梁フランジ幅 : $B_b = 36, 60, 80, 100, 120, 140, 160, 180, 200, 220, 240, 260, 280, 300\text{mm}$,

梁フランジの厚さ $t_b = 32, 28, 22, 16\text{mm}$, スチフナの厚さ $t_s = 6, 9\text{mm}$

各パラメタの組み合わせによる計 112 個のモデル (表 2.6)

表 2.5 Case 1 の解析モデル

model	t_b (mm)	t_s (mm)
model 1	22	6
model 2	22	9
model 3	19	6
model 4	19	9
model 5	12	6
model 6	12	9
model 7	9	6

表 2.6 Case 2 の解析モデル

model	t_b (mm)	t_s (mm)
model 1	32	6
model 2	32	9
model 3	28	6
model 4	28	9
model 5	22	6
model 6	22	9
model 7	16	6
model 8	16	9

FEM 解析モデル記号の表示方法：

表示法 1：（解析ケース）-（解析モデル）

表示法 2：（解析ケース）-（解析モデル）-（梁フランジ幅）

解析モデル記号の例：

Case 1-model 7：Case 1 の model 7 の解析グループ（梁フランジ幅が異なる計 8 個のモデル群）

Case 1-model 7-B-80：Case 1 の model 7 の解析グループにおける梁フランジ幅 B_b が 80mm であるモデル

2.4.3 解析結果

2.4.3.1 荷重～変形関係曲線

例として、Case 1-model 7 の荷重～変形関係曲線を図 2.15 に、Case 2-model 8 の荷重～変形関係曲線を図 2.16 に示す。荷重～変形曲線において、接線剛性が初期剛性の 1/3 となる荷重を降伏荷重 $_{fem}P_y$ で表し図中に示す。評価レベル $_{eval}P_y$ も重ねて描く。図より、いずれのケースも耐力評価値 $_{eval}P_y$ は降伏荷重 $_{fem}P_y$ よりある程度高いが、梁フランジ幅減少による降伏耐力の低下が評価できている。

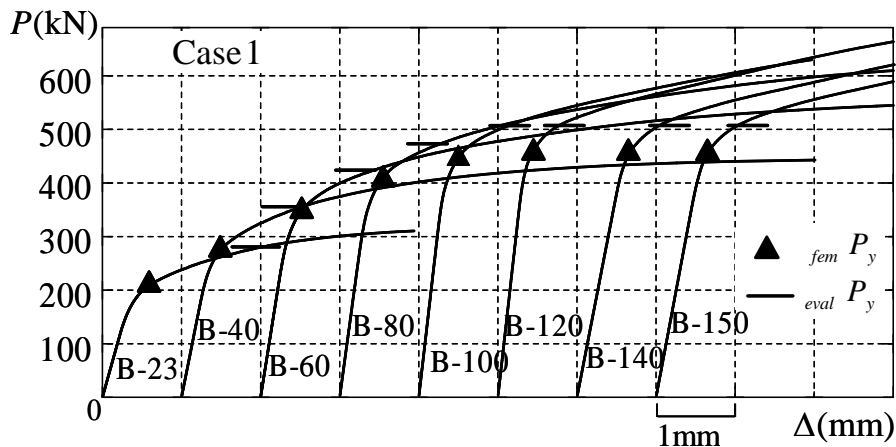


図 2.15 Case 1-model 7 の荷重～変形関係曲線

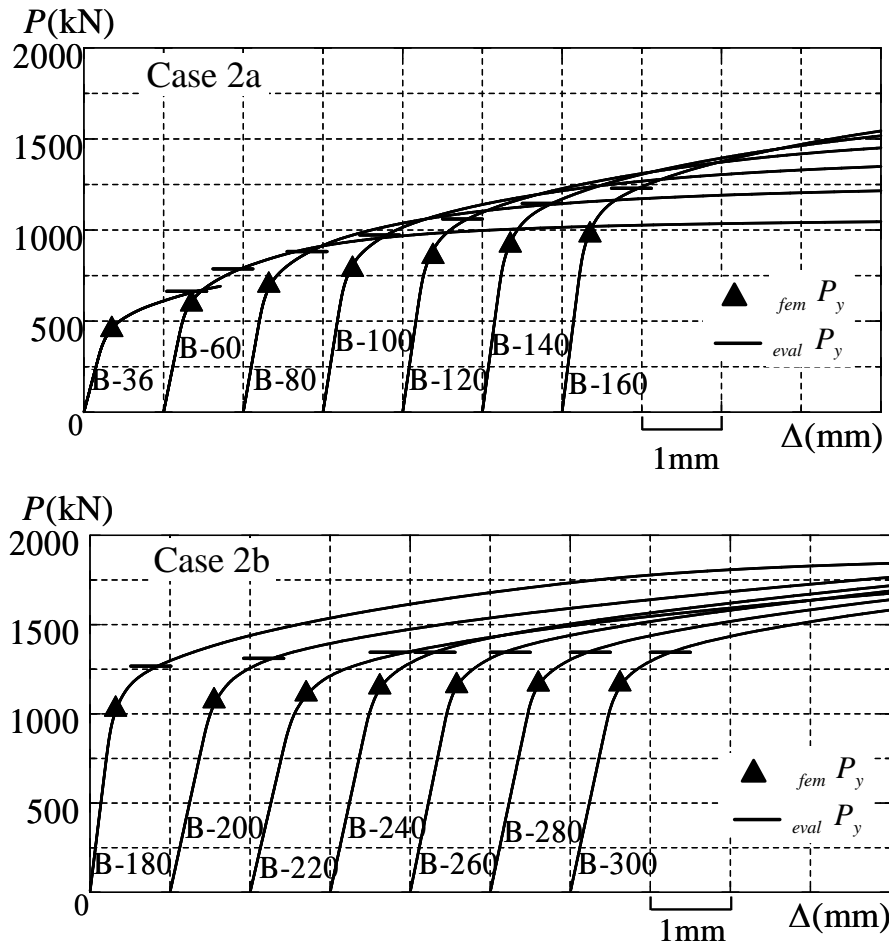
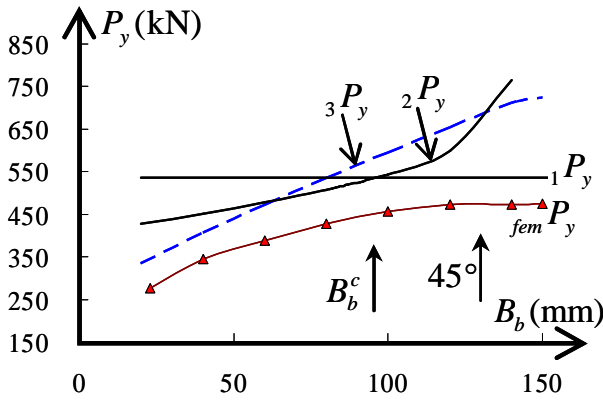


図 2.16 Case 2-model 8 の荷重～変形関係曲線

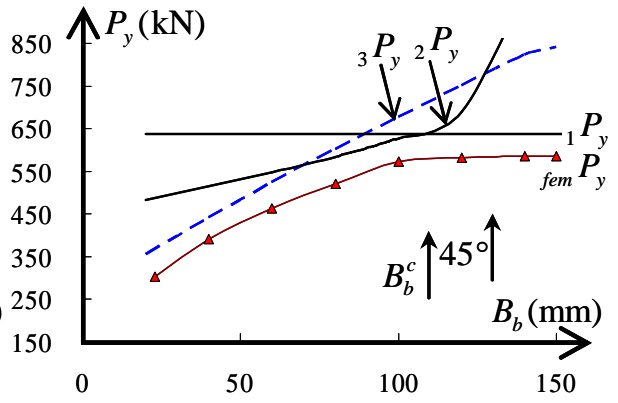
2.4.3.2 降伏耐力～梁フランジ幅の関係曲線

降伏耐力の評価値 ${}_1P_y \sim {}_3P_y$ と降伏荷重 ${}_{fem}P_y$ について、梁フランジ幅との関係を図 2.17 (Case 1) および図 2.18 (Case 2) に示す。多少高く評価しているものの、3つの評価曲線が降伏荷重を良好に包絡しており、梁フランジ幅の減少による耐力の減少、特に耐力減少が始まる限界フランジ幅が評価できていることが確認できる。

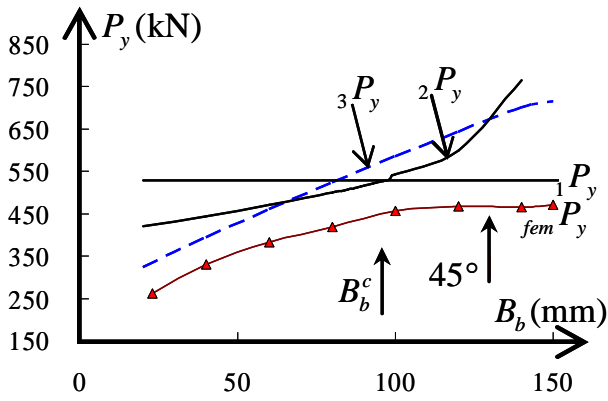
ここで、図 2.1(b) に示した従来用いられている 45 度方向への応力伝達の仮定について検討する。この仮定の下では、梁フランジ幅が、Case 1 では 130mm、Case 2 では 270mm より小さい場合に耐力低下を考慮することになる。図 2.17 および図 2.18 中にこの寸法のレベルを 45° と表示するとともに、式(2.28)により定まる機構 1 と機構 2 の境界を表す梁フランジ幅 B_b^c を図中に示す。両者を比較するといずれのケースにおいても、 B_b^c の方が 45° よりも小さいことが分かる。



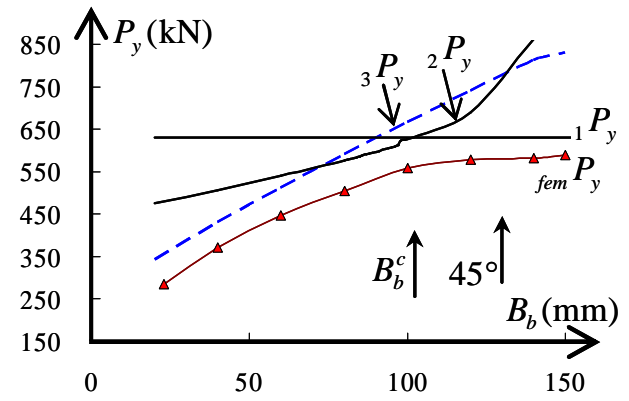
(a) Case 1-model 1



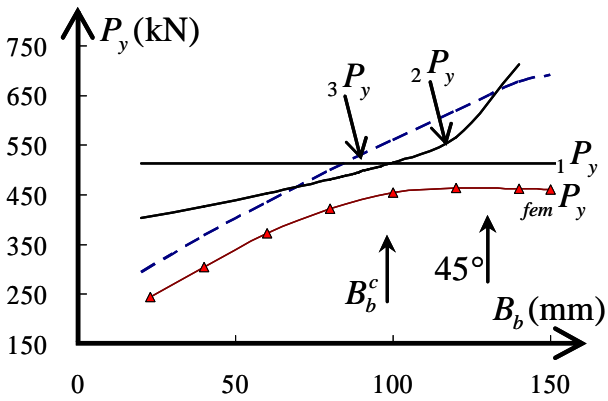
(b) Case 1-model 2



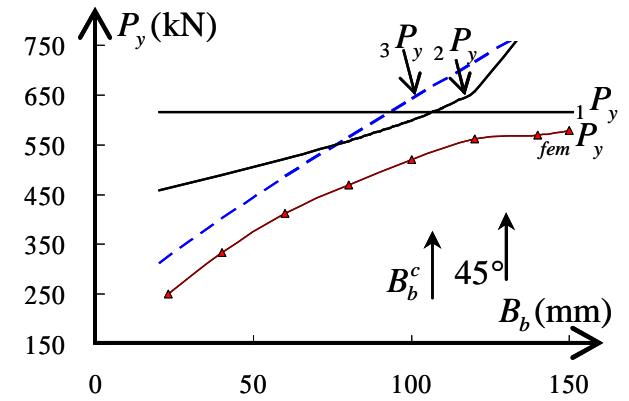
(c) Case 1-model 3



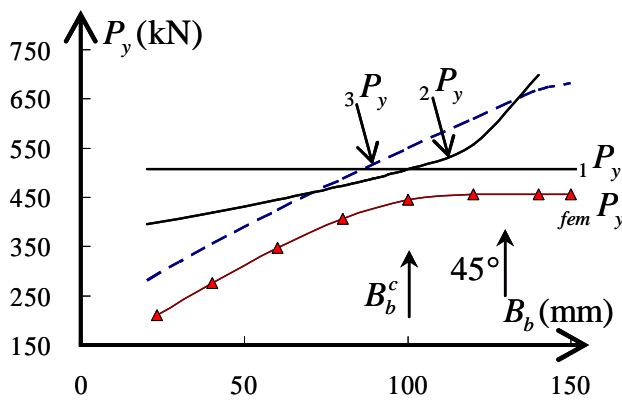
(d) Case 1-model 4



(e) Case 1-model 5

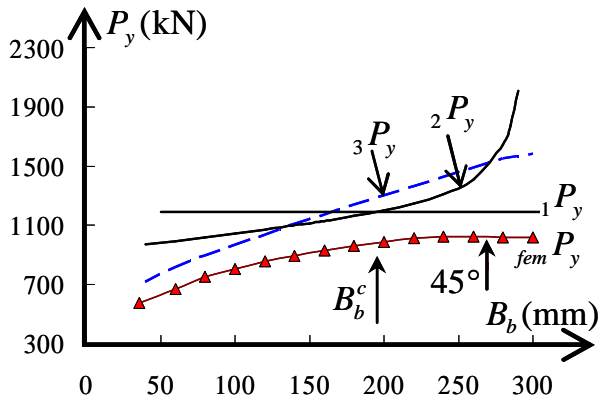


(f) Case 1-model 6

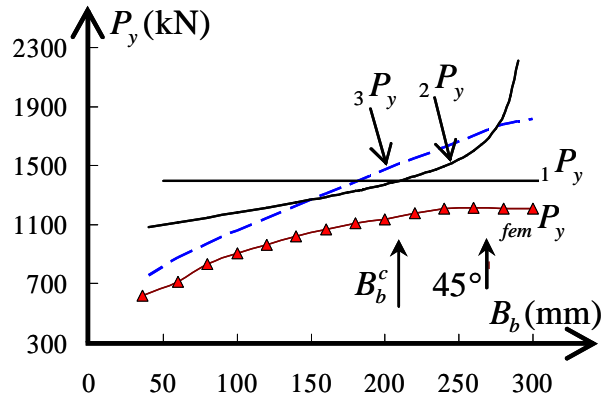


(g) Case 1-model 7

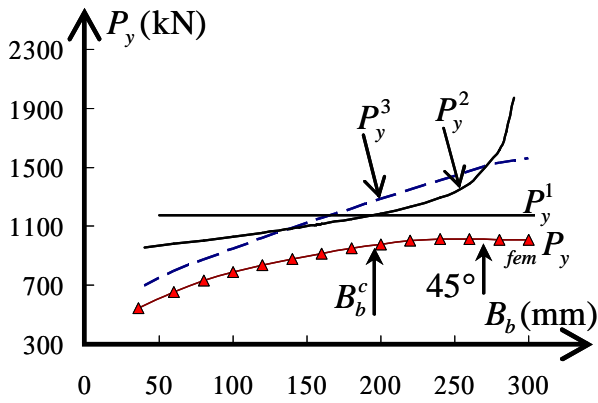
図 2.17 降伏耐力～梁フランジ幅関係曲線 (Case 1)



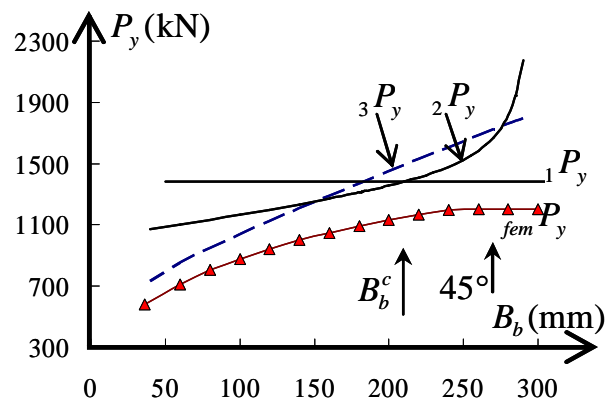
(a) Case 2-model 1



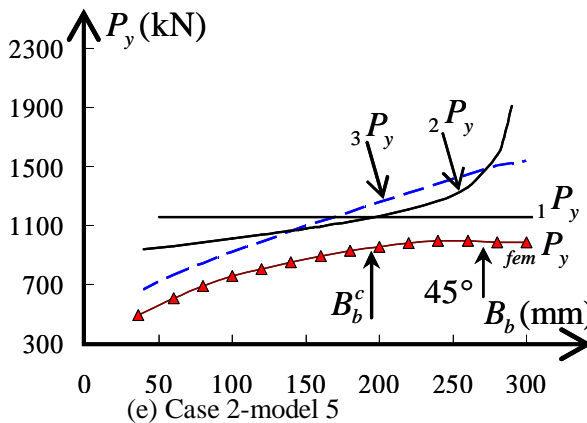
(b) Case 2-mode 2



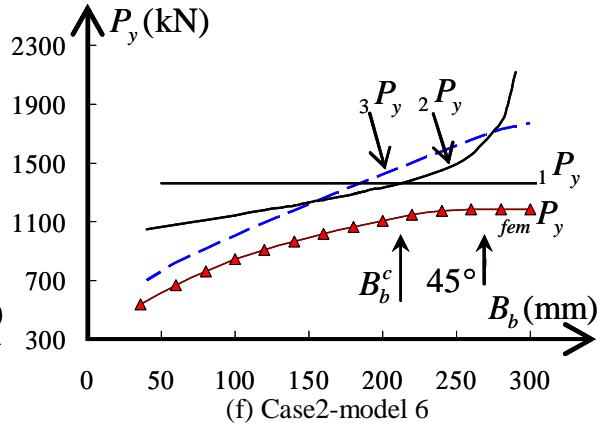
(c) Case 2-model 3



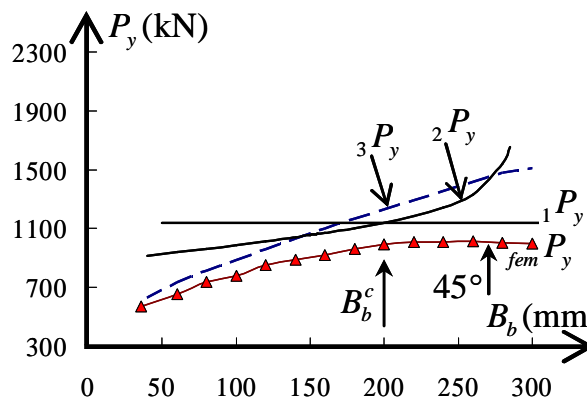
(d) Case 2-model 4



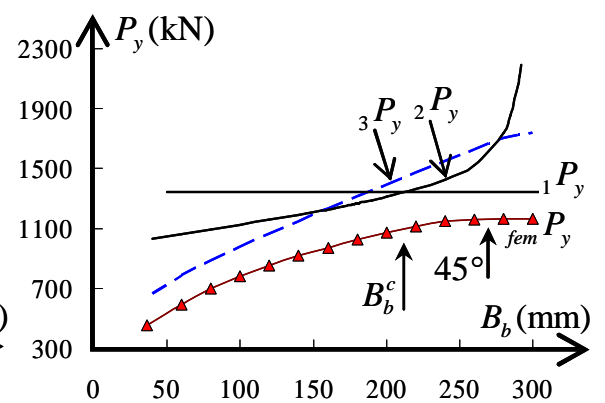
(e) Case 2-model 5



(f) Case 2-model 6



(g) Case 2-model 7



(h) Case 2-model 8

図 2.18 降伏耐力 ~ 梁フランジ幅関係曲線 (Case 2)

2.4.3.3 解析終了時の面外変形状態

図 2.19 (Case 1) および図 2.20 (Case 2) は、解析終了時の面外変形等高線に、降伏線理論により予想される降伏線位置を太い実線で重ねて描いたものである。いずれのケースにおいても、変形の範囲が異なるものの、想定した崩壊機構と類似した変形状態が生じていることが確認できる。図 2.21 に解析終了時の変形状態を示す。

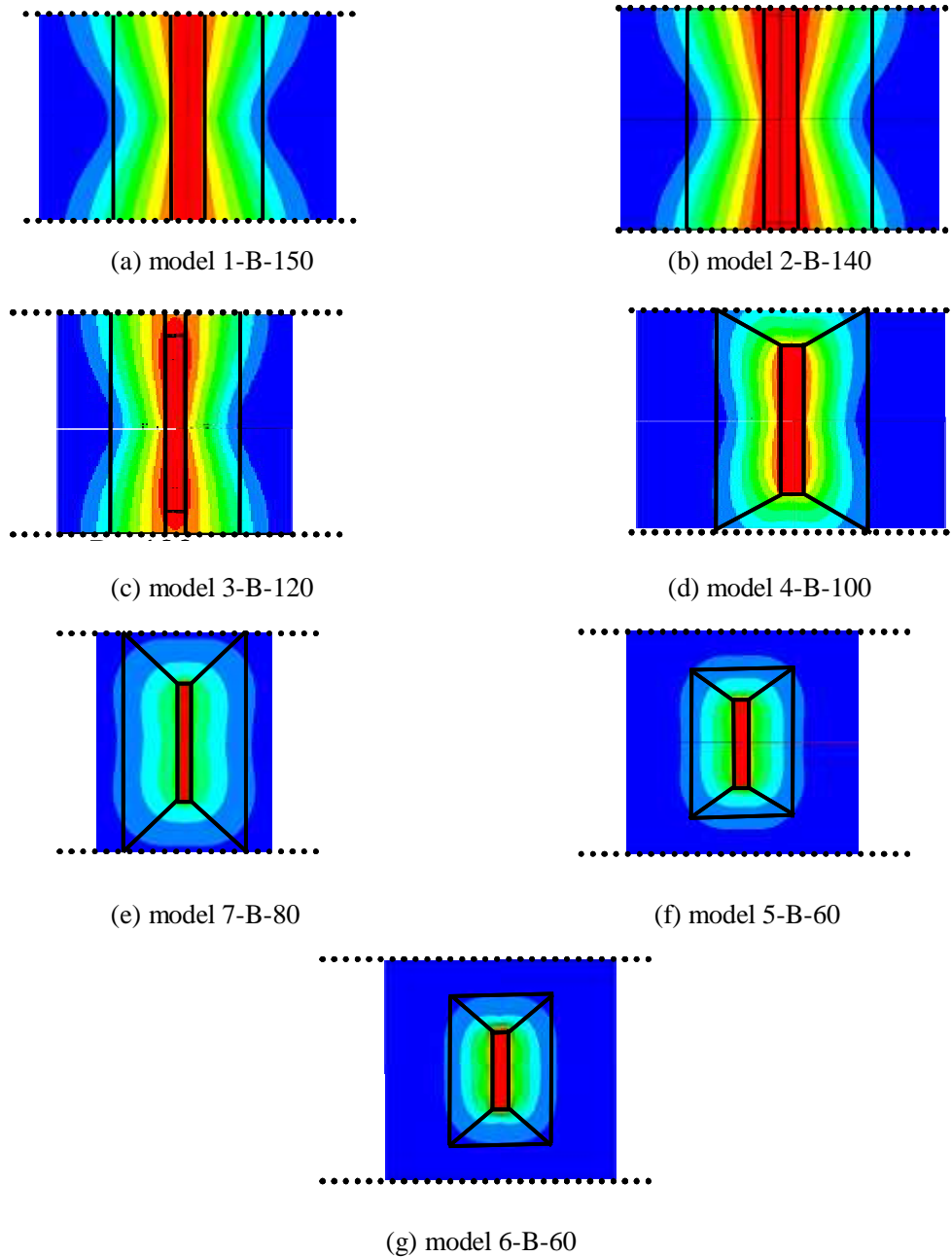


図 2.19 解析終了時の面外変形等高線と予想降伏線 (Case 1)

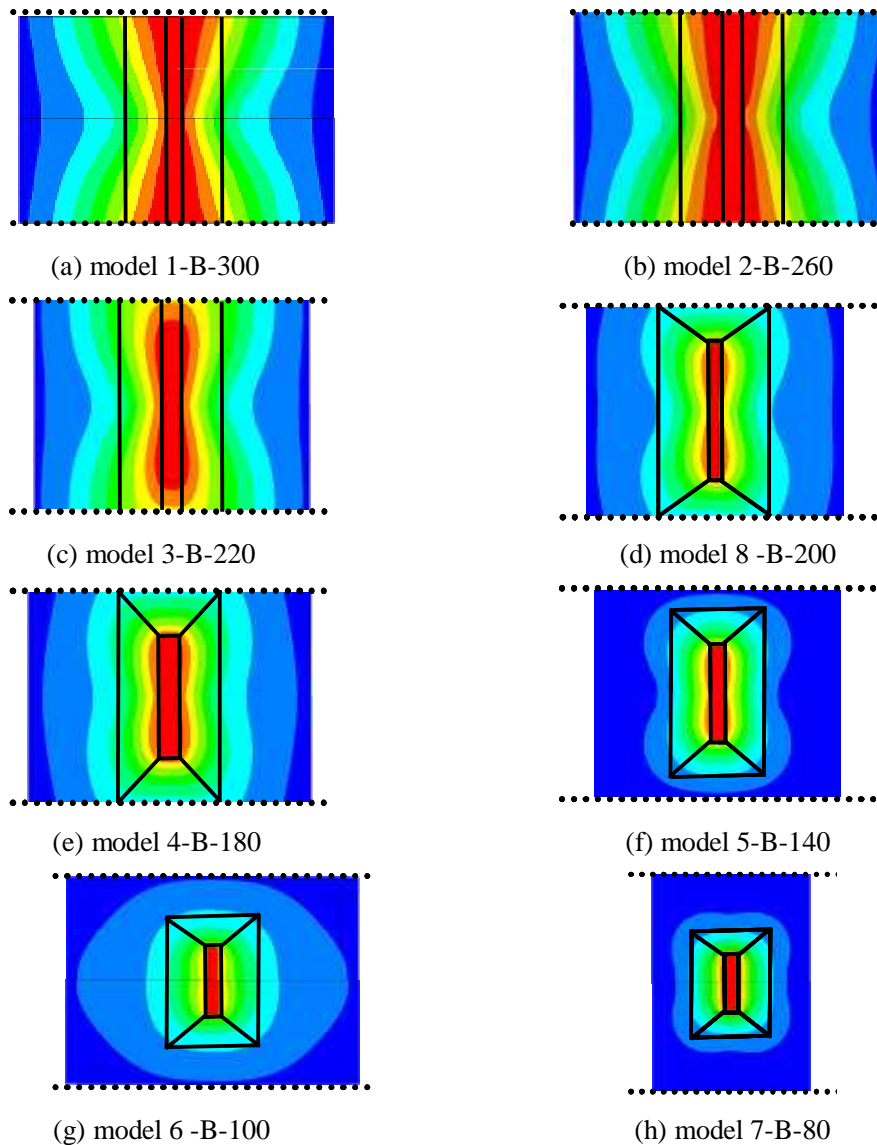


図 2.20 解析終了時の面外変形等高線と予想降伏線 (Case 2)

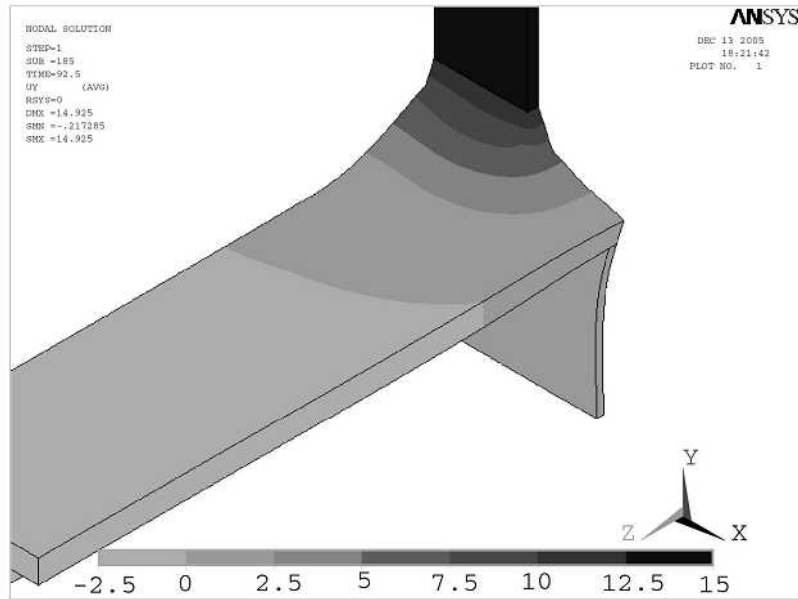
2.5 まとめ

水平スチフナで補強された H 形断面柱梁接合部において梁フランジ幅が狭い場合、スチフナの応力分布に偏りが生じて接合部耐力が低下する可能性がある。本章では、梁フランジ幅を考慮した耐力評価式を導出するとともに、接合部載荷実験および弾塑性有限要素解析を行った。結論を以下にまとめる。

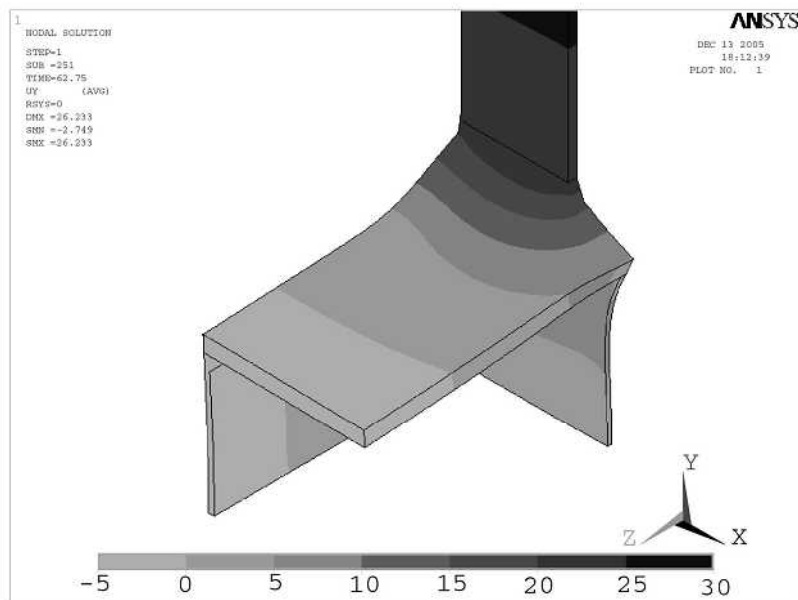
- (7) 梁フランジ幅によって、生じる崩壊機構を 3 つに分類することができ、耐力評価値の大小関係により発生する崩壊機構が予想できることを示した。
- (8) 水平スチフナ補強試験体の載荷実験を行い、梁フランジ幅減少により降伏耐力が低下すること、耐力評価値と実験値がよく対応することを示した。載荷過程の柱ウェブおよびスチフナの歪分布と実験後のフランジ面外変形を測定し、想定した崩壊機構が妥当であることを実証した。
- (9) 有限要素解析を行い、梁フランジ幅減少により降伏耐力が低下する傾向を多数のモデルに対して確認した。解析終了時の面外変形等高線により、想定した崩壊機構が妥当であることを

確認した。

- (10) 耐力評価過程で評価される耐力低下が始まる限界の梁フランジ幅と、梁フランジ縁から 45 度の方向への応力伝達を仮定した場合に耐力低下を考慮する限界の梁フランジ幅を比較し、対象としたケースでは前者の方が小さくなることを示した。



(a) Case 1-model 7-B-80



(b) Case 2-model 8-B-200

図 2.21 解析終了時の変形状態

参考文献

- 2.1) 鋼構造設計規準，第 4 版，日本建築学会，2005

- 2.2) Load and Resistance Factor Design, 2nd Edition, Volume II, Part 10 FR Moment Connections, AISC, 1994
- 2.3) 森田耕次, 浦 等, 植野良二: 柱はり接合部のスチフナ補強に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 376 号, pp.30-40, 1987.6
- 2.4) 渡辺貴仁, 田川 浩, シベルグレール: H 形鋼柱梁接合部における水平スチフナ設計に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1, 構造 III, pp.599-600, 2004.8
- 2.5) 鋼構造塑性設計指針, 日本建築学会, 1975
- 2.6) 仲 威雄, 斎藤 光: 水平荷重を受ける柱梁接合部の実験(全溶接鉄骨構造の耐力に関する研究 - その 15), 日本建築学会論文報告集, 第 66 号, pp.569-572, 1960.10
- 2.7) Graham JD, Shearbourne AN, Khabbaz RN, Jensen CD: Welded interior beam-to-column connections, Report for AISC, AISC, 1959
- 2.8) 田川 浩, 渡辺貴仁, シベルグレール: 降伏線理論に基づく H 形鋼ウェブ局部降伏の耐力評価式, 日本建築学会構造系論文集, 第 573 号, pp.193-199, 2003.11
- 2.9) ANSYS User's manual, ver. 7.0: Swanson Analysis System, Inc., USA, 2003
- 2.10) 劉 翠平, 田川 浩: 梁フランジ幅が H 形断面柱スチフナ補強部の降伏耐力に及ぼす影響, 日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1, 構造 III, pp.757-758, 2005.9
- 2.11) 劉 翠平, 田川 浩: 梁フランジ幅を考慮した H 形断面柱スチフナ補強部の降伏耐力に関する実験的研究, 日本建築学会東海支部研究報告集, 第 44 号, pp.205-208, 2006.2

第3章 フランジ局部曲げを考慮した降伏耐力

3.1 はじめに

H形鋼柱のフランジ面にH形鋼梁を剛接合する場合、梁フランジからの力による柱の局部破壊を防止するため、水平スチフナで補強する場合が多い。水平スチフナで補強された梁フランジ接合部耐力は、柱が負担する力とスチフナの降伏耐力の合計として算定される。ここで、柱の負担力としてはスチフナが無い場合における柱の局部破壊耐力を考慮する。局部破壊の形式には、ウェブ局部降伏、フランジ局部曲げ、ウェブ座屈などがあるが、スチフナ補強接合部の耐力算定ではウェブ局部降伏の耐力評価式が一般に用いられる。この場合、スチフナ補強接合部の降伏耐力 P_{WS} は次式により表される。

$$P_{WS} = P_W + B_s t_s \sigma_{sy} \quad (3.1)$$

ここで、 P_W ：ウェブ局部降伏耐力、 B_s ：スチフナ幅の合計、 t_s ：スチフナ厚さ、 σ_{sy} ：スチフナの降伏応力を表す。それに対して、図3.1に示すように梁フランジ幅が柱フランジ幅に近い場合には、柱フランジの端部付近にまで梁フランジ力が作用するので、スチフナ断面が小さくなると、柱フランジの局部曲げが発生する可能性がある。あるいは、柱ウェブの耐力が標準的な断面より高められた圧延あるいは組み立てH形鋼柱においてもその可能性がある。フランジ局部曲げ耐力 R_F は設計指針等^{31-3.4)}に示されており、次式で与えられる。

$$R_F = 6.25 t_f^2 \sigma_y \quad (3.2)$$

ここに、 t_f ：H形鋼柱のフランジ厚さ、 σ_y ：柱フランジの降伏応力である。式(3.2)は降伏線理論によって検討されている^{3.5), 3.6)}。また、接合部設計指針^{3.1)}では、梁フランジの寸法と降伏応力を考慮して柱フランジ局部曲げに対してスチフナ補強が不要となるための柱フランジ厚の必要寸法を提示している。

ところで、柱フランジ局部曲げが生じる場合のスチフナ補強接合部の降伏耐力は、式(3.1)において P_W のかわりに R_F を用いて評価することが考えられる。しかし、図3.1に示すように柱フランジ局部曲げが生じるような場合には、スチフナの応力分布が一様でなくなるため、スチフナ耐力が低下する恐れがある。

本章では、柱フランジ局部曲げが生じる場合のスチフナ必要寸法を把握することを目的として、フランジ局部曲げによりスチフナが一様に塑性変形しない崩壊機構を想定し、降伏線理論を用いてスチフナ補強接合部の耐力評価式を導出する。接合部の載荷実験および有限要素解析を行い、導出した評価式の精度および想定した崩壊機構の妥当性を確認するとともに、評価式の適用範囲を検討する。さらに、安全側に評価する簡易耐力評価式を提示する。

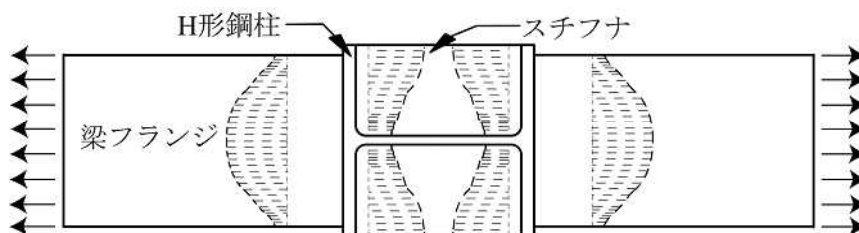


図3.1 柱フランジ局部曲げ発生時の応力分布（模式図）

3.2 スチフナ補強接合部の耐力評価式

本章では，図 3.1 のようにスチフナ外縁と柱フランジ外縁が一致する場合を対象とする。柱フランジの曲げ変形と梁フランジの面内変形が生じる図 3.2 に示す 2 つの崩壊機構を考える。いずれも柱ウェブに降伏場は生じない。降伏線を太線，降伏場を網掛けで表す。

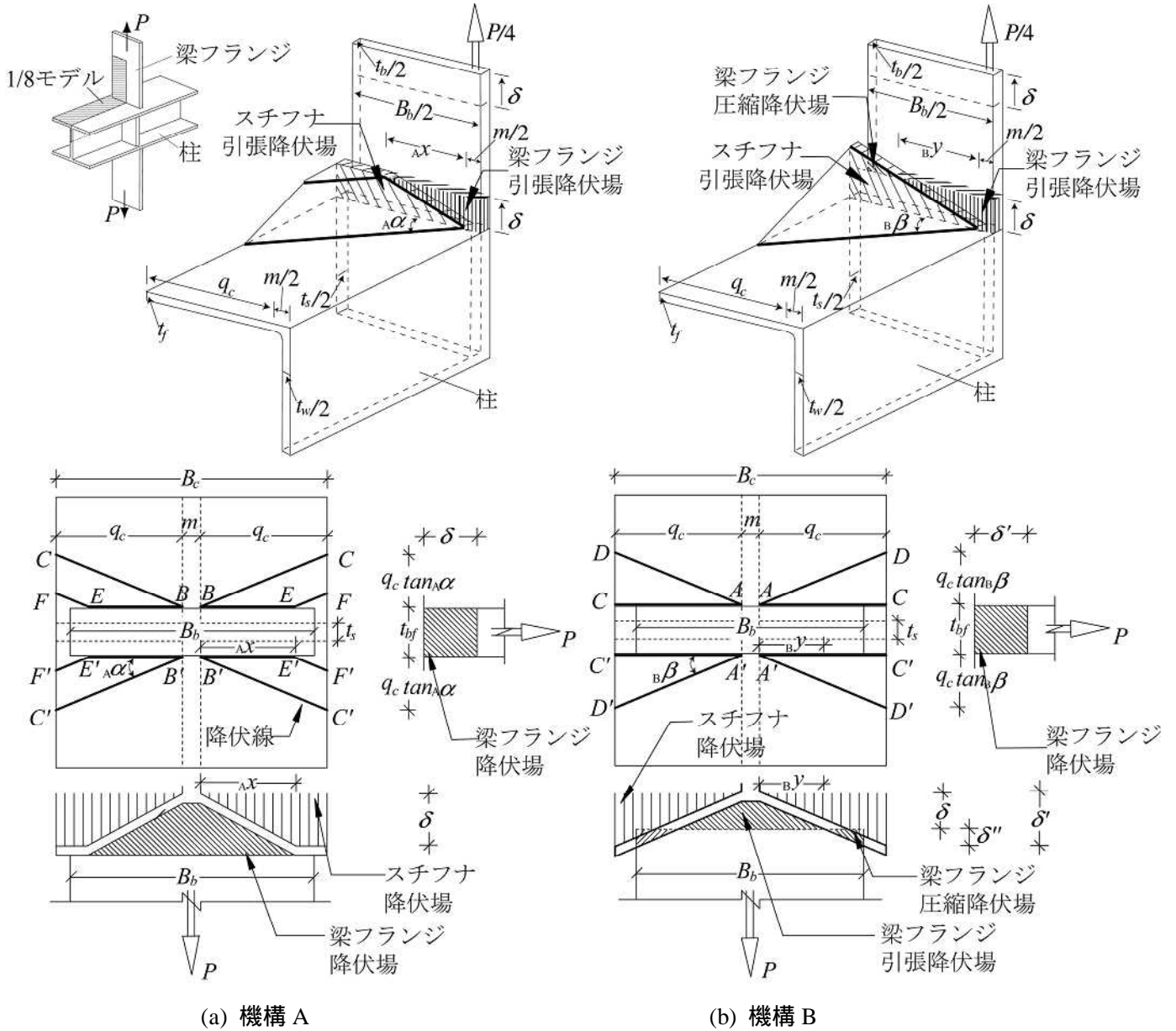


図 3.2 柱フランジ局部曲げを伴う崩壊機構（上段：1/8 モデル）

3.2.1 機構 A

図 3.2(a)に機構 A を示す。上図は，柱ウェブ中央面と梁フランジ中央面で分割した 1/8 部分モデルである。機構 A は，スチフナに台形の降伏場，梁フランジに三角形の降伏場が形成される。ここで， Δx および $\Delta \alpha$ は変数である。スチフナがないモデルについて，類似の機構が文献 3.7) に示されている。

図中に示すように鋼板に仮想変位 δ を与えたとき，降伏線 BC ($B'C'$)， EF ($E'F'$) の回転角は $\delta / (\Delta x \sin \Delta \alpha)$ ，降伏線 BE の回転角は $\delta / (\Delta x \tan \Delta \alpha)$ となる。柱フランジ上の降伏線における単位長

さあたりの全塑性モーメントを M_p で表すと、降伏線 $BC (B'C')$, $EF (E'F')$, $BE (B'E')$ における内力仕事は次のように得られる。

$$E_{BC}^{in} = M_p \frac{q_c}{x \sin_A \alpha \cos_A \alpha} \delta \quad (3.3)$$

$$E_{EF}^{in} = M_p \frac{q_c - x}{x \sin_A \alpha \cos_A \alpha} \delta \quad (3.4)$$

$$E_{BE}^{in} = \frac{M_p}{\tan_A \alpha} \delta \quad (3.5)$$

スチフナの降伏応力を σ_{sy} とすれば、スチフナ降伏場の内力仕事は次式のように得られる。

$$E_{YFS}^{in} = (2q_c - x) t_s \sigma_{sy} \delta \quad (3.6)$$

梁フランジの内力仕事は次式のように得られる。

$$E_{YFB}^{in} = (m + x) t_b \sigma_{bfy} \delta \quad (3.7)$$

ここで、 σ_{bfy} : 梁フランジの降伏応力、 $m = t_w + 2r$, r : フィレット半径を表す。式(3.3) ~ (3.7)により内部仮想仕事の合計 E_A^{in} は次式のように得られる。

$$E_A^{in} = 4E_{EF}^{in} + 4E_{BC}^{in} + 4E_{BE}^{in} + E_{YFS}^{in} + E_{YFB}^{in} \quad (3.8)$$

梁フランジに作用する荷重を P で表すと、外力仕事 E_A^{ex} は次式で表される。

$$E_A^{ex} = P \delta \quad (3.9)$$

仮想仕事の原理から $E_A^{in} = E_A^{ex}$ が成立する。以上より、柱フランジの降伏応力を σ_y とし、 $M_p = t_f^2 \sigma_y / 4$ とすると、崩壊荷重の上界は次式のように得られる。

$$\begin{aligned} \hat{P}_y^A &= 2t_f^2 \sigma_y \frac{q_c}{x \sin_A \alpha \cos_A \alpha} + (t_b \sigma_{bfy} - t_s \sigma_{sy}) x \\ &+ t_f^2 \sigma_y \left(\frac{1}{\tan_A \alpha} - \frac{1}{\sin_A \alpha \cos_A \alpha} \right) + 2q_c t_s \sigma_{sy} + m t_b \sigma_{bfy} \end{aligned} \quad (3.10)$$

式(3.10)において相加平均 \geq 相乗平均の関係より、次式を得る。

$$\begin{aligned} \hat{P}_y^A &\geq 2t_f \sqrt{2\sigma_y \frac{q_c}{\sin_A \alpha \cos_A \alpha} (t_b \sigma_{bfy} - t_s \sigma_{sy})} \\ &+ t_f^2 \sigma_y \left(\frac{1}{\tan_A \alpha} - \frac{1}{\sin_A \alpha \cos_A \alpha} \right) + 2q_c t_s \sigma_{sy} + m t_b \sigma_{bfy} \equiv P_y^A \end{aligned} \quad (3.11)$$

なお、式(3.11)に示すように \hat{P}_y^A の最小値を P_y^A で表す。 P_y^A を与える x は次式で表される。

$$x = t_f \sqrt{2\sigma_y \frac{q_c}{\sin_A \alpha \cos_A \alpha} (t_b \sigma_{bfy} - t_s \sigma_{sy})} \quad (3.12)$$

式(3.11) , (3.12)には変数 α が含まれており、 P_y^A が最小となる α を数値的に求める必要がある。なお、本章で検討したモデルでは、 α が $45 \sim 65^\circ$ の範囲では崩壊荷重 P_y^A に大きな変動が見られないことを確認しており、 $\alpha = 45^\circ$ とすれば式(3.11) , (3.12)は簡単化できる。

3.2.2 機構 B

3.2.2.1 最小条件による耐力評価式の導出

図 3.2(b)に機構 B を示す。スチフナおよび梁フランジには三角形の降伏場が形成される。梁フランジの両端部には圧縮降伏場が形成される。ここで、 β および β は変数である。

図中に示すように鋼板に仮想変位 δ を与えたとき，降伏線 AC ($A'C'$) の回転角は $\delta / ({}_B y \tan_B \beta)$ ，降伏線 AD ($A'D'$) の回転角は $\delta / ({}_B y \sin_B \beta)$ となる。柱フランジ上の降伏線における単位長さあたりの全塑性モーメントを M_p で表すと，降伏線 AC ($A'C'$)， AD ($A'D'$) における内力仕事は次のように得られる。

$$E_{AC}^{in} = M_p \frac{q_c}{{}_B y \tan_B \beta} \delta \quad (3.13)$$

$$E_{AD}^{in} = M_p \frac{q_c}{{}_B y \sin_B \beta \cos_B \beta} \delta \quad (3.14)$$

スチフナ降伏場の内力仕事は次式のように得られる。

$$E_{YFS}^{in} = \frac{q_c^2}{{}_B y} t_s \sigma_{sy} \delta \quad (3.15)$$

梁フランジの内力仕事は次式のように得られる。

$$E_{YFB}^{in} = 2 {}_B y t_b \sigma_{bfy} \delta + \frac{(B_b - m)^2}{4 {}_B y} t_b \sigma_{bfy} \delta + 2 m t_b \sigma_{bfy} \delta - B_b t_b \sigma_{bfy} \delta \quad (3.16)$$

式(3.13)～(3.16)を考慮すると，内部仮想仕事の合計 E_B^{in} は次式のように得られる。

$$E_B^{in} = 4E_{AC}^{in} + 4E_{AD}^{in} + E_{YFS}^{in} + E_{YFB}^{in} \quad (3.17)$$

ここで，梁フランジに作用する荷重を P で表すと，外力仕事 E_B^{ex} は次式となる。

$$E_B^{ex} = P \delta \quad (3.18)$$

仮想仕事の原理から $E_B^{in} = E_B^{ex}$ が成立する。 $M_p = t_f^2 \sigma_y / 4$ を考慮すると，機構 B に対する崩壊荷重の上界は次式のように導出される。

$$\hat{P}_y^B = \frac{1}{{}_B y} \left[\frac{t_f^2 \sigma_y q_c}{\sin_B \beta \cos_B \beta} + \frac{t_f^2 \sigma_y q_c}{\tan_B \beta} + q_c^2 t_s \sigma_{sy} + \frac{(B_b - m)^2}{4} t_b \sigma_{bfy} \right] + 2 {}_B y t_b \sigma_{bfy} + 2 m t_b \sigma_{bfy} - B_b t_b \sigma_{bfy} \quad (3.19)$$

\hat{P}_y^B が最小となる条件 $\partial \hat{P}_y^B / \partial {}_B y = 0$ および $\partial \hat{P}_y^B / \partial \beta = 0$ より， \hat{P}_y^B の最小値 P_y^B を与える ${}_B y$ と ${}_B \beta$ は次のように得られる。

$${}_B y = \sqrt{\left[\frac{t_f^2 \sigma_y q_c}{\sin_B \beta \cos_B \beta} + \frac{t_f^2 \sigma_y q_c}{\tan_B \beta} + q_c^2 t_s \sigma_{sy} + \frac{(B_b - m)^2}{4} t_b \sigma_{bfy} \right] / (2 t_b \sigma_{bfy})} \quad (3.20)$$

$${}_B \beta = \tan^{-1} \sqrt{2} \quad (3.21)$$

式(3.20)および式(3.21)より得られる値を式(3.19)に代入すれば，機構 B に対する耐力評価値 P_y^B が求められる。

3.2.2.2 力の釣合を考慮した耐力評価式の導出

機構 B では梁フランジ端部において引張降伏場と圧縮降伏場が生じる。引張降伏場の合力を ${}_T \hat{P}_y^B$ ，圧縮降伏場の合力を ${}_C \hat{P}_y^B$ で表すとそれぞれ次式となる。

$${}_T \hat{P}_y^B = (m + 2 {}_B y) t_b \sigma_{bfy} \quad (3.22a)$$

$${}_C \hat{P}_y^B = (B_b - m - 2 {}_B y) t_b \sigma_{bfy} \quad (3.22b)$$

式(3.19)に示した崩壊荷重の上界 \hat{P}_y^B はこれらの力と釣り合うことから次式が成立する。

$$\hat{P}_y^B = (2m + 4_{B,y} - B_b) t_b \sigma_{bfy} \quad (3.23)$$

式(3.19)と式(3.23)を等値させ、変数 $_{B,y}$ について整理すれば式(3.20)と同じ式が得られる。また、式(3.23)から \hat{P}_y^B は $_{B,y}$ の一次関数になっており、 $_{B,y}$ の最小値が \hat{P}_y^B の最小値を与えることが分かる。一方、式(3.20)は $_{B,\beta}$ の関数となっており、 $_{B,y}$ の最小条件 $\partial_{B,y}/\partial_{B,\beta} = 0$ を満足する $_{B,\beta}$ を算出すると式(3.21)と同じ式が得られる。よって、式(3.21)を式(3.20)に代入して得られる $_{B,y}$ の値を式(3.23)に代入することで耐力評価値が得られる。

以上の検討から、導出した機構 B の耐力評価式は、梁フランジ端部における力の釣合条件を満足していることが確認できる。

3.2.3 フランジ局部曲げ耐力の評価式

P_y^A および P_y^B はいずれも降伏線理論によって導出したものであり、値の小さい方が真の降伏荷重に近いと考えられる。よって、次式により耐力評価値が得られる。

$$eval P_y = \min(P_y^A, P_y^B) \quad (3.24)$$

各耐力評価式においてスチフナの厚さを 0 とすれば、スチフナが無い場合のフランジ局部曲げの耐力評価値が得られる。

3.3 接合部引張実験

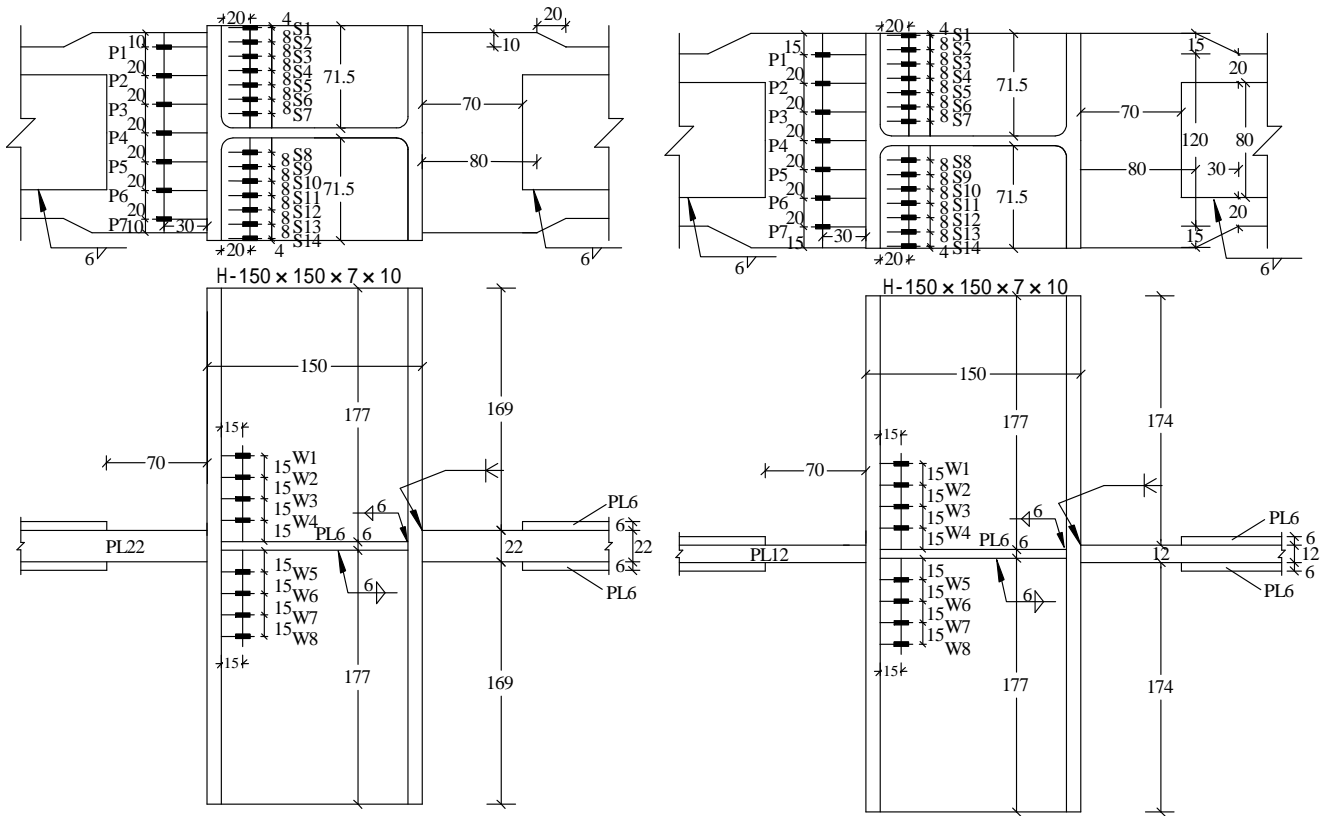
3.3.1 試験体および载荷・計測方法

試験体は表 3.1 および図 3.3 に示すように、柱が H-150×150×7×10 のスチフナ付き試験体 A-6 および A-7 と、柱が H-125×125×6.5×9 の nonsチフナ試験体 A-8 である。梁フランジを模擬した鋼板の幅は試験体 A-7 および A-8 では柱フランジ幅と等しく、試験体 A-6 では 10mm 狭い。スチフナは nonsカラップとし、サイズ 6mm の隅肉溶接で 6mm の鋼板を取り付ける。表 3.2 に材料特性を、図 3.4 に载荷方法および変位計測位置を示す。変位は、柱フランジ外縁からそれぞれ 155mm ずつ離れたところの相対変位 Δ を測定する。 Δ は図 3.4 に示す d1 ~ d4 の平均値とする。なお、試験体 A-8 は d1 のみを測定し Δ とする。万能試験機により柱フランジの面外変形が明瞭となった時点まで载荷する。写真 3.1 は実験状況を試験体 A-7 について示す。

表 3.1 試験体諸元および耐力評価値

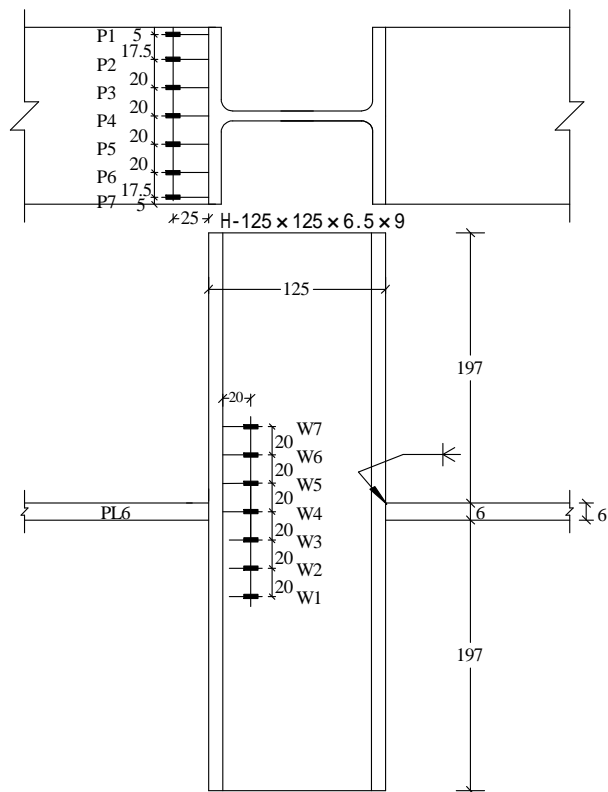
試験体	梁フランジ		t_s (mm)	$eval P_y$ (kN)	P_w P_{ws} (kN)*	$test P_y$ (kN)	実験値 /理論値
	B_b (mm)	t_b (mm)					
A-6	140	22	6	853(P_y^A)	602	591	0.98
A-7	150	12	6	538 (P_y^B)	561	512	0.95
A-8	125	6	/	210(P_y^B)	169	180	1.07

* P_w および P_{ws} はウェブ局部降伏を考慮した耐力評価値^{3.8), 3.9)}



(a) 試験体 A-6

(b) 試験体 A-7



(c) 試験体 A-8

図 3.3 試験体の形状および歪ゲージ位置

表 3.2 材料特性

材料	降伏応力 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	伸び率 (%)
H-150×150* [SN400B]	309	448	27
H-125×125* [SN400B]	270	439	25
22mm 鋼板 [SN490B]	375	527	26
12mm 鋼板 [SN400B]	313	446	26
9mm 鋼板 [SN400B]	305	446	30
6mm 鋼板 [SN400B]	340	451	20

* フランジの材料試験結果

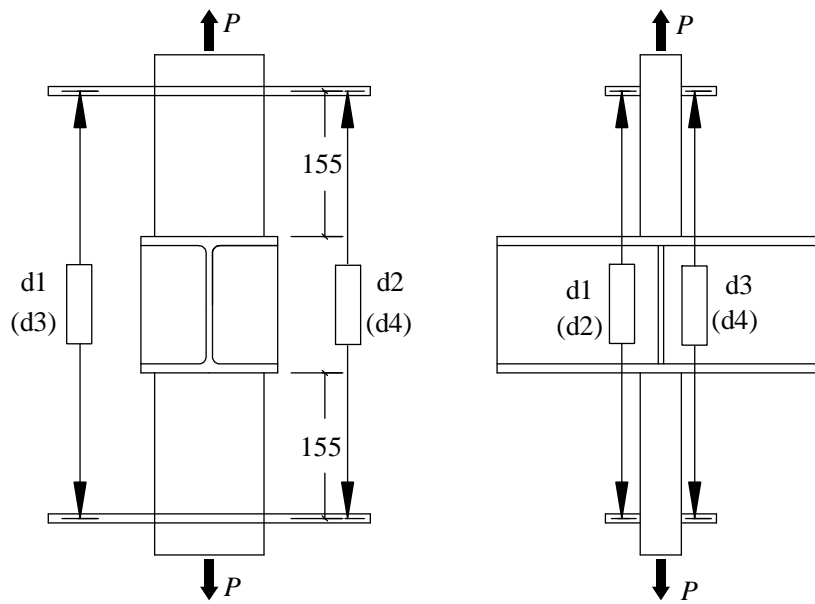


図 3.4 荷重方法および変位計測位置

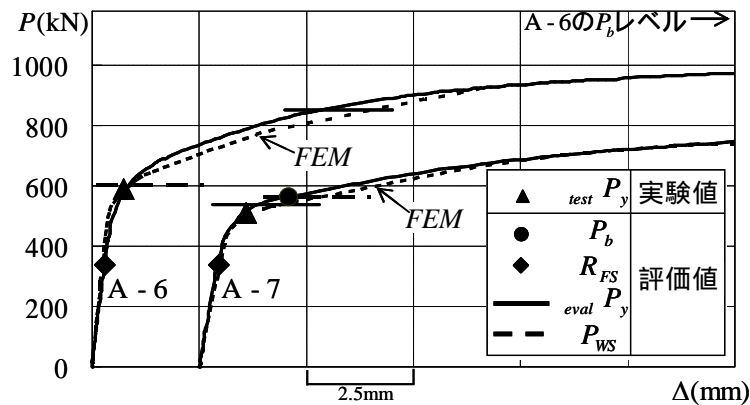


写真 3.1 実験状況 (試験体 A-7)

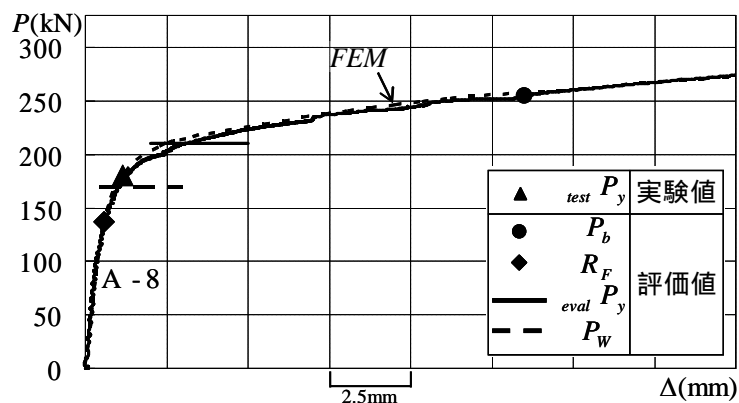
3.3.2 荷重～変形関係曲線

図 3.5 に各試験体の荷重～変形関係曲線を実線で描く。破線は 3.4.1 節で検討する FEM 結果である。接線剛性が初期剛性の 1/3 となる荷重を降伏荷重 $test P_y$ とする。式(3.24)に示した降伏耐力評価値 $eval P_y$ および $test P_y$ を図中に示す。梁フランジの降伏耐力評価値 $P_b (=B_b \times t_b \times \sigma_{bfy})$ のレベルも示す。柱ウェブの降伏が見られたため、ウェブ局部降伏を考慮した耐力評価値 P_W および P_{WS} も図中に示す。 P_W は文献 3.8) で導出したウェブ局部耐力評価式であり、文献 3.8) では記号 P_W^C を用いて表したものである。他方、 P_{WS} は P_W にスチフナの降伏耐力を累加した耐力であり、文献 3.9) では P_{LWY+S} で表している。耐力評価には、2.3.5 節に示したようにスチフナ取り付けの隅肉溶接と柱フイレットを考慮している^{3.10)}。なお、評価値 R_F および R_{FS} は 3.5 節で検討する。

梁フランジの厚い試験体 A-6 では $eval P_y$ が P_{WS} よりもかなり高くなることが図 3.5(a) から分かる。これは梁フランジが厚いため梁フランジ面内変形と柱フランジ局部曲げが抑制されるためである。他方、梁フランジが比較的薄い試験体 A-7 では $eval P_y$ が P_{WS} より小さく、 P_b が $eval P_y$ より僅かに大きな値となっている。スチフナの無い試験体 A-8 については、 $eval P_y$ が P_W よりも高くなる。表 3.1 の最右列に示した実験値と理論値 ($eval P_y$ と $P_{W(S)}$ の小さい方の値) の比が、1.0 に近い値となっていることが確認できる。



(a) 試験体 A-6 および A-7



(b) 試験体 A-8

図 3.5 荷重～変形関係曲線 (A-7 は原点を 2.5mm 右に移動して表示)

3.3.3 柱ウェブ，スチフナおよび梁フランジの歪分布

歪ゲージにより歪を測定した。各荷重レベルにおける柱ウェブの歪分布 ε を図 3.6 に示す。試験体 A-6 は降伏荷重実験値 $testP_y (=591\text{kN})$ に近い 600kN においてウェブが降伏しているが，試験体 A-7 は $testP_y (=512\text{kN})$ を超えた 600kN においてもウェブがほとんど塑性変形していない。試験体 A-8 は $testP_y (=180\text{kN})$ に達する前の 150kN 付近からウェブが降伏している。

各荷重レベルにおけるスチフナの歪分布 ε_s および梁フランジの歪分布 ε_{bf} を図 3.7 に示す。試験体 A-6 では，荷重が 600kN のときの梁フランジは降伏歪に達していないが，スチフナはほぼ全幅にわたり降伏している。試験体 A-7 では，荷重が 600kN のとき梁フランジの塑性変形量が大きく，梁フランジの中央部から端部に向けて塑性変形量が減少している。他方，スチフナは中央部から端部に向けて塑性変形量が増大している。柱ウェブ，スチフナおよび梁フランジの歪分布から，試験体 A-7 では柱フランジ局部曲げが生じていることが分かる。

図 3.7(c) に示す試験体 A-8 の梁フランジ歪分布において，右から 3 番目の歪が計測不能であり，右から 2 番目と 4 番目を直線で結んでいる。試験体 A-8 では，図 3.6(c) に示したように 150kN において柱ウェブの方から先に降伏が始まるが，柱フランジ局部曲げの耐力評価値 $evalP_y (=210\text{kN})$ に近い 200kN においては，梁フランジにおいても両端部が弾性を維持しつつ，幅広い領域で塑性変形が生じている。

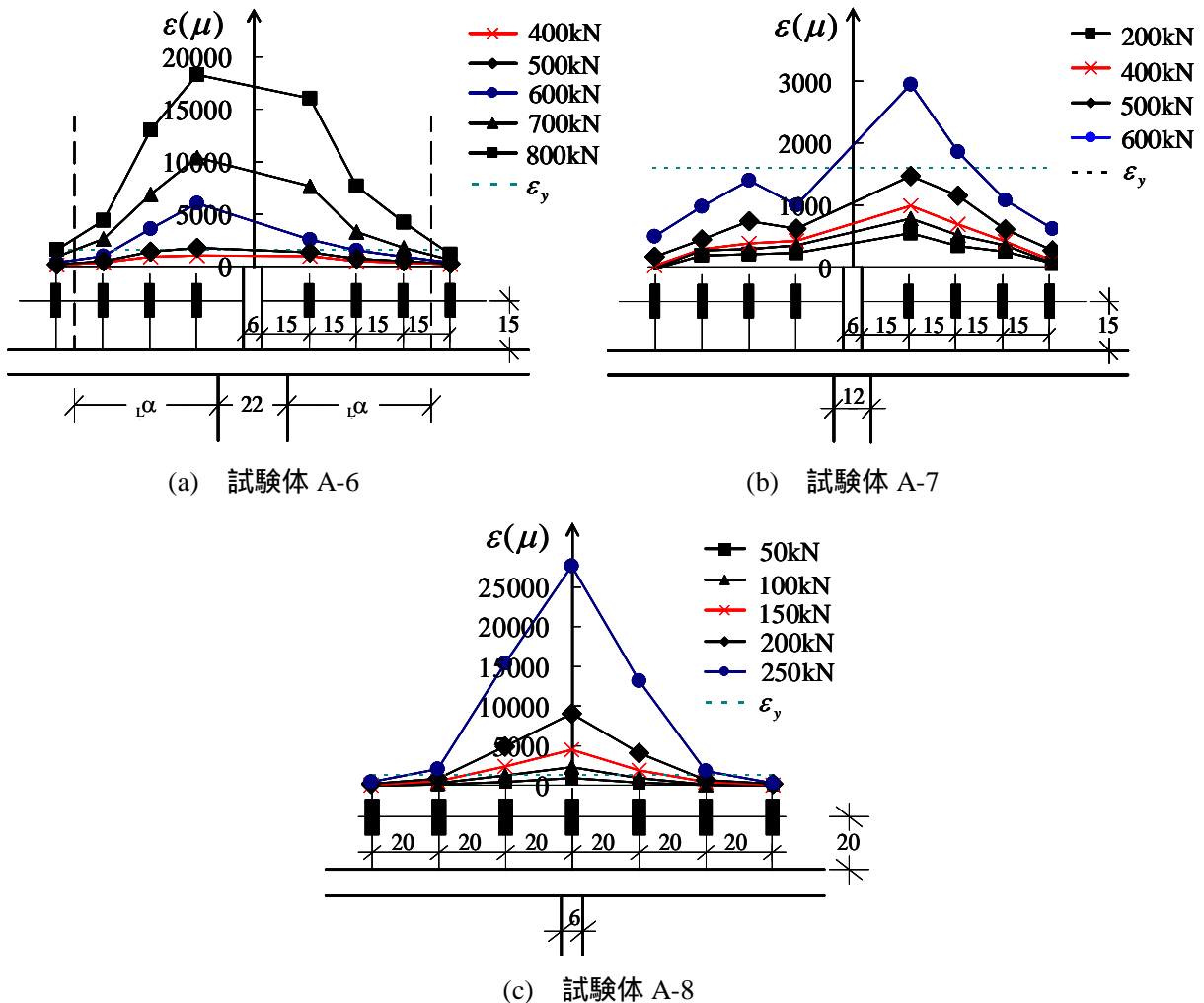
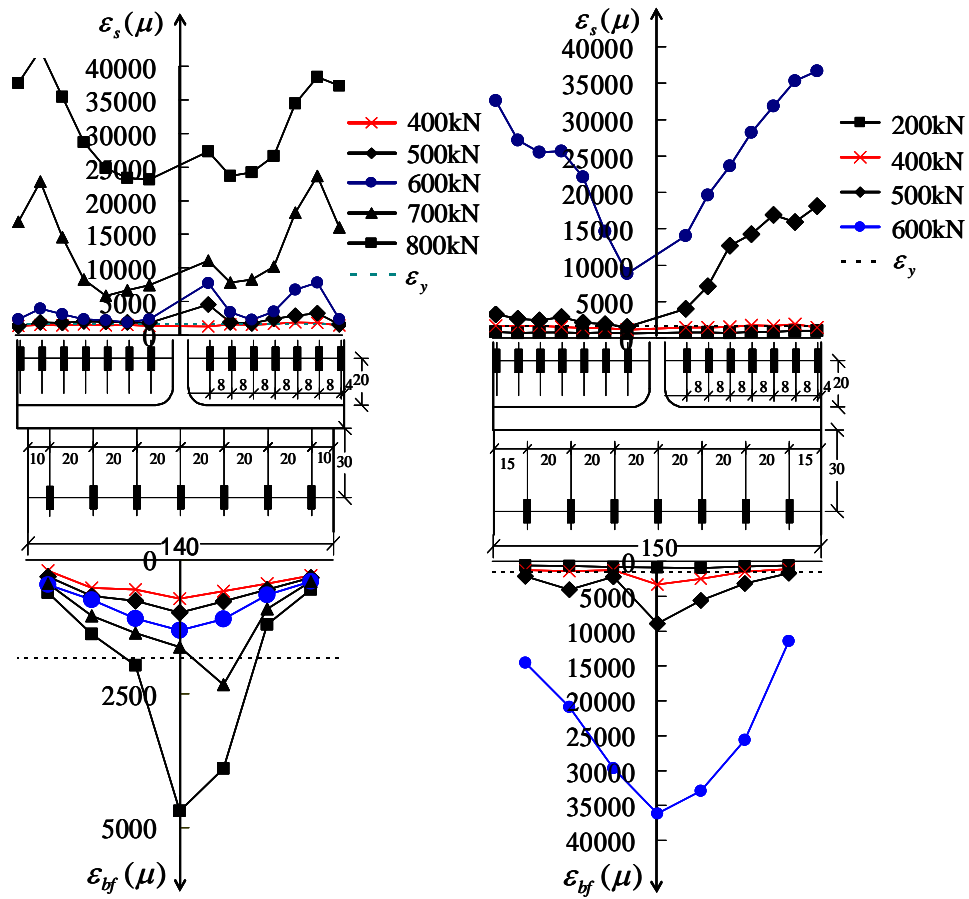
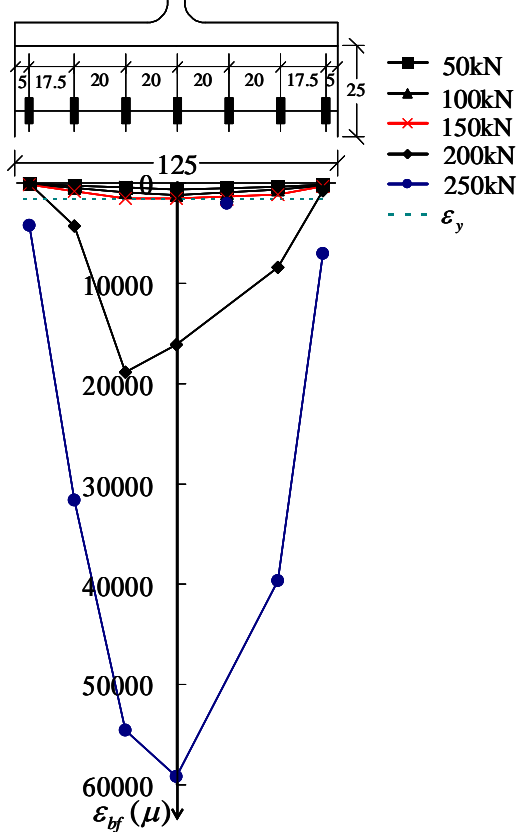


図 3.6 柱ウェブの歪分布



(a) 試験体 A-6

(b) 試験体 A-7



(c) 試験体 A-8

図 3.7 スチフナおよび梁フランジの歪分布

3.3.4 実験後の残留変形

実験前にあらかじめ試験体の柱フランジに 1cm×1cm 間隔の格子を描いておき、実験後に柱フランジの面外変形を測定する。図 3.8 に、実験後の柱フランジ面外残留変形の等高線を 0.5mm 間隔で細い実線で示す。さらに、試験体 A-7 および A-8 では 3.2 節で示した機構 B、試験体 A-6 および A-8 では文献 3.8)、3.9) で示した機構の発生が予想され、その降伏線位置を太い線で重ねて描く。試験体 A-6 は柱ウェブの変形が顕著となっており、予想された柱ウェブ局部降伏の崩壊機構に類似した変形状態が現れている。他方、試験体 A-7 ではフランジ面外変形が卓越し、予想崩壊機構と似ている形状が生じていることが分かる。試験体 A-8 では、柱フランジ局部曲げと柱ウェブ局部降伏が混在する機構が生じており、耐力評価値の低い柱ウェブ局部降伏に対応する予想降伏線に加え、破線で示した柱フランジ局部曲げの予想降伏線とも類似した変形となっている。写真 3.2 に、試験体 A-6 および試験体 A-7 について実験後の残留変形を示す。

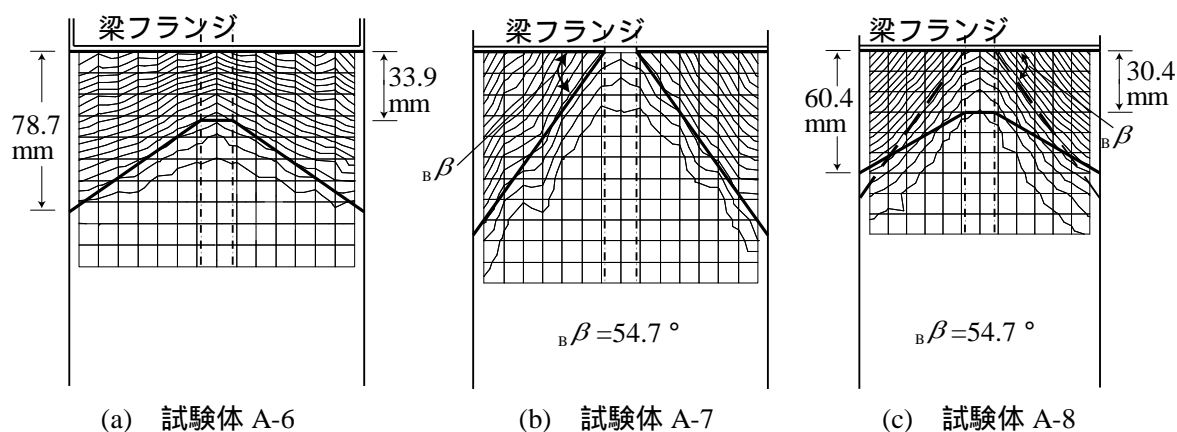


図 3.8 実験後の柱フランジ面外残留変形の等高線および予想降伏線

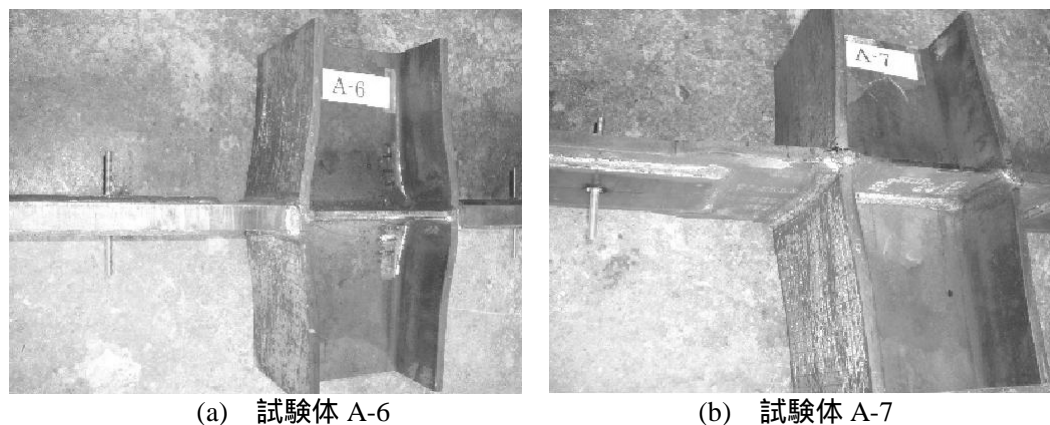


写真 3.2 実験後の残留変形

3.4 有限要素解析

3.4.1 解析概要

図 3.9 に示す解析対象は、H 形鋼柱梁接合部における梁フランジ引張側の接合部モデルである。ここで、溶接余盛やスチフナの隅肉溶接は考慮しないが、柱フィレットはモデル化する。荷重分布とモデルの対称性を考慮した 1/8 モデル(図 3.2 左上の図参照)を解析する。モデルの境界条件には対称性を考慮する。解析には ANSYS 7.0^{3.11)} を使用し、要素は 8 節点ソリッド要素を用いる。部材断面の要素分割は基本として板厚方向に 2 分割、応力変化が激しい部分の要素分割を細かく

行う。メッシュサイズは 5mm 以下とする。鋼材の応力～歪関係は von Mises の降伏条件を考え、材料試験結果に基づく multi-linear モデルとする。ヤング係数は $2.05 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ 、ポアソン比は 0.3 とする。材料特性を表 3.3 に、材料のモデル化例を図 3.10 に示す。解析の妥当性を確認するため、3.3 節の実験と同じ条件で有限要素解析を行った結果を図 3.5 に破線で示す。実験結果と良好な対応が見られる。なお、3.3 節の実験では柱ウェブ降伏が生じたが、本節では柱フランジ局部曲げに着目するため、以下の解析では柱ウェブとフィレット部分については弾性とする。さらに、梁フランジを模擬した鋼板について、塑性変形領域を限定するため柱フランジ端部から 70mm 以上離れた部分を弾性とする。

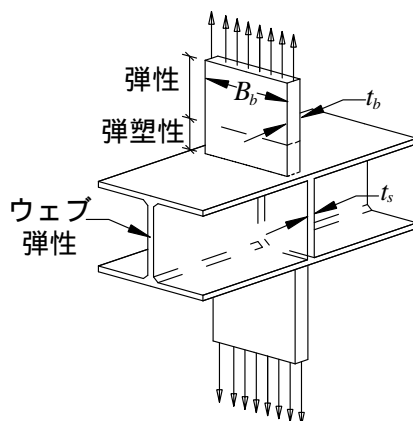


図 3.9 解析対象

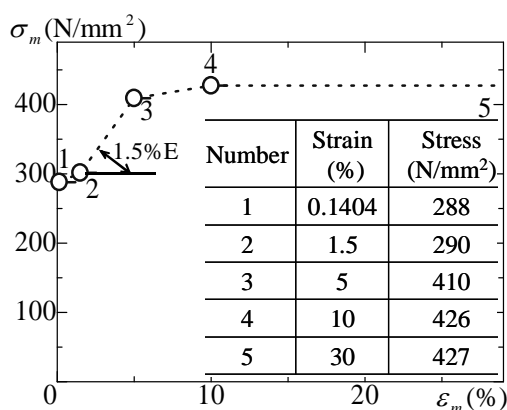


図 3.10 材料特性のモデル化例

表 3.3 解析で用いた材料特性

材料	降伏応力 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	伸び率 (%)
H-200×200×8×12* H-300×300×10×15*	288	427	30
14mm, 16mm, 19mm, 22mm 鋼板	352	538	27
6mm 鋼板	339	460	26
9mm 鋼板	305	426	30

*フランジの材料特性

3.4.2 解析ケース

表 3.4 に示すモデルに対して解析を行う。model 1, 2, 5~7 はスチフナ付きモデルであり, スチフナは柱フランジ全幅に取り付けられる。model 3, 4, 8~10 は nonsチフナモデルである。

表 3.4 解析モデルおよび耐力評価値

Model	柱	B_b (mm)	t_b (mm)	t_s (mm)	$\alpha ({}_B\beta)$ (°)	${}_A x ({}_B y)$ (mm)	$evalP_y$ (kN)	$femP_y$ (kN)	解析値/ 評価値	$R_{FS} (R_F)$ (kN)
model 1	H-200 × 200 × 8 × 12	200	14	6	52.1	70.1	857 (P_y^A)	708	0.83	454
model 2		180			54.7	71.2	852 (P_y^B)	707	0.83	
model 3		200		/	50.4	53.3	643 (P_y^A)	476	0.74	259
model 4		180			54.7	60.4	639 (P_y^B)	473	0.74	
model 5	H-300 × 300 × 10 × 15	280	16	9	54.7	117.6	1479 (P_y^B)	1197	0.81	803
model 6			19		50.4	94.0	1628 (P_y^A)	1259	0.77	
model 7			22		50.4	83.5	1760 (P_y^A)	1322	0.75	
model 8			16	/	50.4	78.6	1010 (P_y^A)	665	0.66	405
model 9			19		48.7	71.8	1127 (P_y^A)	796	0.71	
model 10			22		48.7	66.7	1238 (P_y^A)	823	0.65	

3.4.3 解析結果

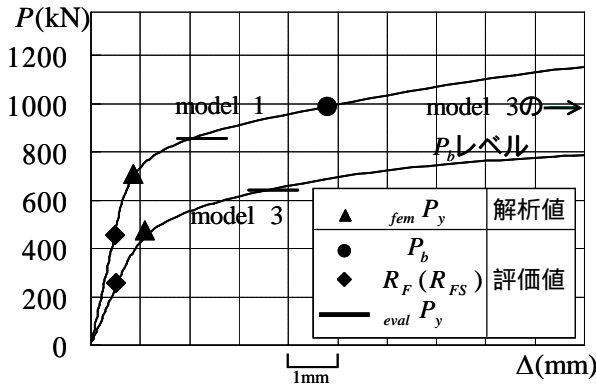
3.4.3.1 荷重 ~ 変形関係曲線

図 3.11 に荷重 ~ 変形関係曲線を描く。荷重 ~ 変形関係曲線において, 接線剛性が初期剛性の 1/3 となる荷重を降伏荷重 $femP_y$ で表す。耐力評価値 $evalP_y$ および梁フランジの降伏耐力評価値 P_b も図中に示す。同 3.11(a)図は, スチフナ付き model 1 と nonsチフナの model 3 の比較である。梁フランジは同一であり, P_b は等しい。 $evalP_y$ と $femP_y$ を比べると, いずれのモデルも過大評価となるが, スチフナ付き model 1 の方が, model 3 より差が小さい。 $evalP_y$ (評価値) と $femP_y$ (解析値) および両者の比を表 3.4 中に示す。スチフナ補強による耐力増大量 即ち model 1 と model 3 の耐力差は, 解析値で 232kN, 評価値で 214kN であり, スチフナが一樣に塑性変形する場合のスチフナの降伏耐力 391kN の 59% および 55% である。フランジ局部曲げによりスチフナの降伏耐力が低下している。

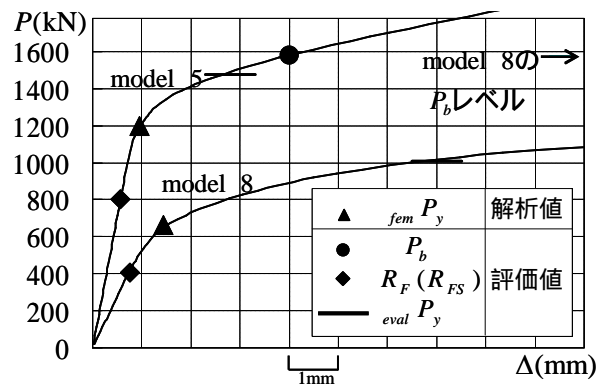
同 3.11(b)図は, スチフナ付き model 5 と nonsチフナの model 8 の比較である。3.11(a)図のケースと同様 $evalP_y$ と $femP_y$ の差はスチフナ付きモデルの方が小さい。スチフナ補強による耐力増大については, 解析値では 532kN, 評価値では 469kN である。スチフナが一樣に塑性変形する場合の耐力 796kN の 67% および 59% であり, 耐力低下が生じている。

同 3.11(c)図は, 梁フランジ厚が異なるスチフナ付きモデル model 5~7 の比較である。梁フランジ厚の増大に伴い, 耐力が増大するとともに $evalP_y$ と P_b の差が大きくなっている。なお, 本節の有限要素解析では柱ウェブは弾性としているが, 3.3 節の実験において図 3.5(a)の試験体 A-6 の結果が示すように梁フランジが厚いケースでは, 柱ウェブ局部降伏が顕著になる場合があることに

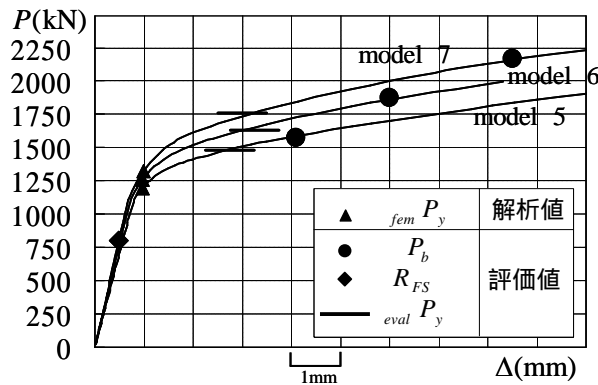
留意する必要がある。



(a) model 1 および model 3



(b) model 5 および model 8



(c) model 5 ~ model 7

図 3.11 解析における荷重～変形関係曲線

3.4.3.2 降伏耐力～梁フランジ幅の関係曲線

図 3.12 にフランジ局部曲げを考慮した降伏耐力評価値 P_y^A および P_y^B と梁フランジ幅 B_b の関係曲線を描く。同 3.12(a) および 3.12(b) 図は柱 H-200×200 を用いたケース，同 3.12(c) および 3.12(d) 図は柱 H-300×300 を用いたケースである。機構 A の耐力評価値は一定値，機構 B の耐力評価値は B_b に応じて変動することが分かる。梁フランジの降伏耐力 P_b も図中に示す。機構 A および機構 B はいずれも図 3.2 に示したように梁フランジに降伏場が生じるモデルであり， P_y^A および P_y^B のいずれについても P_b よりも大きくなる解は有意ではない。

図 3.12(a) はスチフナ付き model 1 および model 2 に対応するケースである。梁フランジ幅が $0.87B_c$ (B_c : 柱フランジ幅) よりも広い領域で $eval P_y$ (P_y^A と P_y^B の小さい方) が P_b よりも小さくなっている。で示す $fem P_y$ のレベルは評価値の 83% 程度となっている。同 3.12(b) 図はノンスチフナの model 3 および model 4 に対応するケースである。梁フランジ幅が $0.62B_c$ よりも広い領域で $eval P_y$ が P_b よりも小さい。なお $B_b > 0.62B_c$ における耐力評価値の変動は大きくない。 $fem P_y$ は $eval P_y$ の 75% 程度となっている。図 3.12(a) および 3.12(b) を比較すると，スチフナ付きモデルの方が，柱フランジ局部曲げ耐力で決まる梁フランジ幅の領域が小さいことが分かる。

図 3.12(c) はスチフナ付き model 5 に対応するケースである。梁フランジ幅が $0.88B_c$ よりも広い

領域で $evalP_y$ が P_b よりも小さい。 $femP_y$ は $evalP_y$ の 81% 程度となっている。同 3.12(d) 図はノンスチフナの model 8 に対応する。梁フランジ幅が $0.56B_c$ よりも広い領域で $evalP_y$ が P_b よりも小さい。 $femP_y$ は $evalP_y$ の 66% 程度となっている。図 3.12(c) および 3.12(d) を比較すると、上述した 3.12(a) 図および 3.12(b) 図の比較と同様、スチフナ付きモデルの方が、柱フランジ局部曲げ耐力で決まる梁フランジ幅の領域が小さいことが分かる。

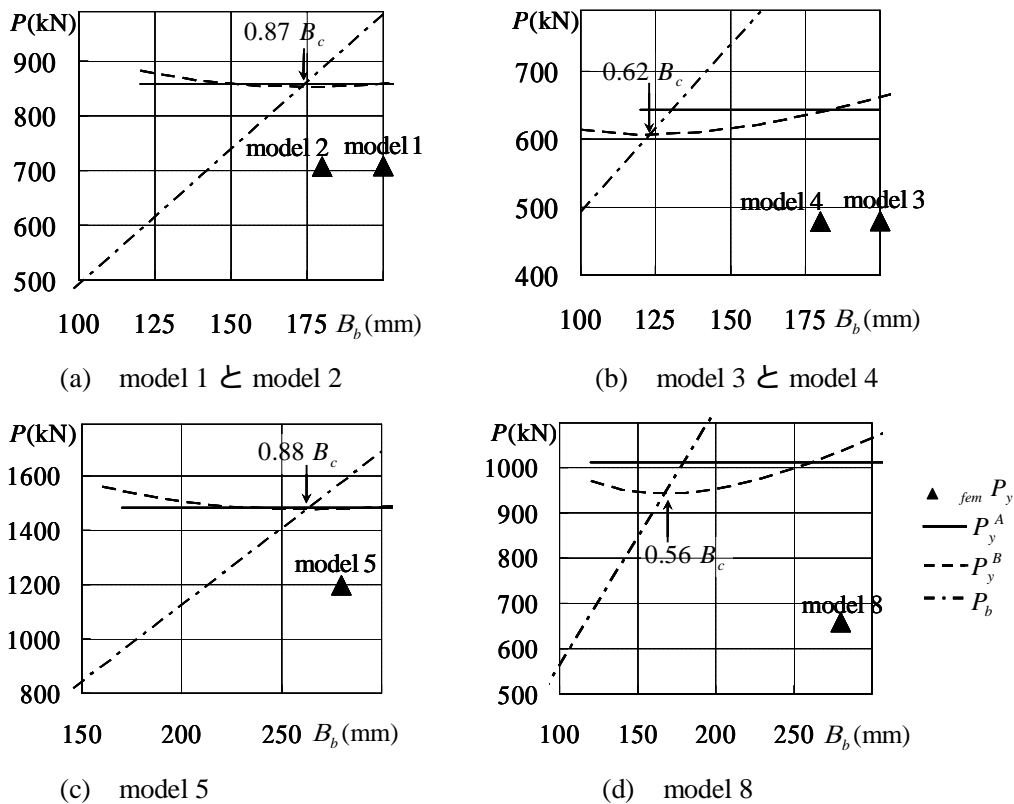


図 3.12 降伏耐力～梁フランジ幅の関係曲線

3.4.3.3 解析終了時の面外変形状態

図 3.13 は、解析終了時の柱フランジ面外変形等高線に、降伏線理論により予想される降伏線位置を太い実線で重ねて描いたものである。なお、括弧内は崩壊機構の種類、凡例の単位は mm である。表 3.4 に機構 A の降伏線位置を定める ${}_A\alpha$ と ${}_A x$ の値、あるいは機構 B を定める ${}_B\beta$ と ${}_B y$ の値を示す。等高線が楕円状になっているのが特徴的である。これは、図 3.8(b) に示した柱フランジ局部曲げが卓越した試験体 A-7 の面外残留変形では明確には見られないが、有限要素解析では柱ウェブを弾性要素としたため明確に現れたと考えられる。このような崩壊形状に対しては等角螺旋形の降伏場の適用が考えられ、文献 3.12) に適用例が見られる。本章で想定した降伏線は直線で構成されており、楕円の崩壊形状を予想できないものの、フランジ局部曲げが生じた領域の範囲などを一定の精度で評価できている。図 3.14 に、model 2 について解析終了時の変形状態（等高線は荷重作用方向の変位量）を示す。

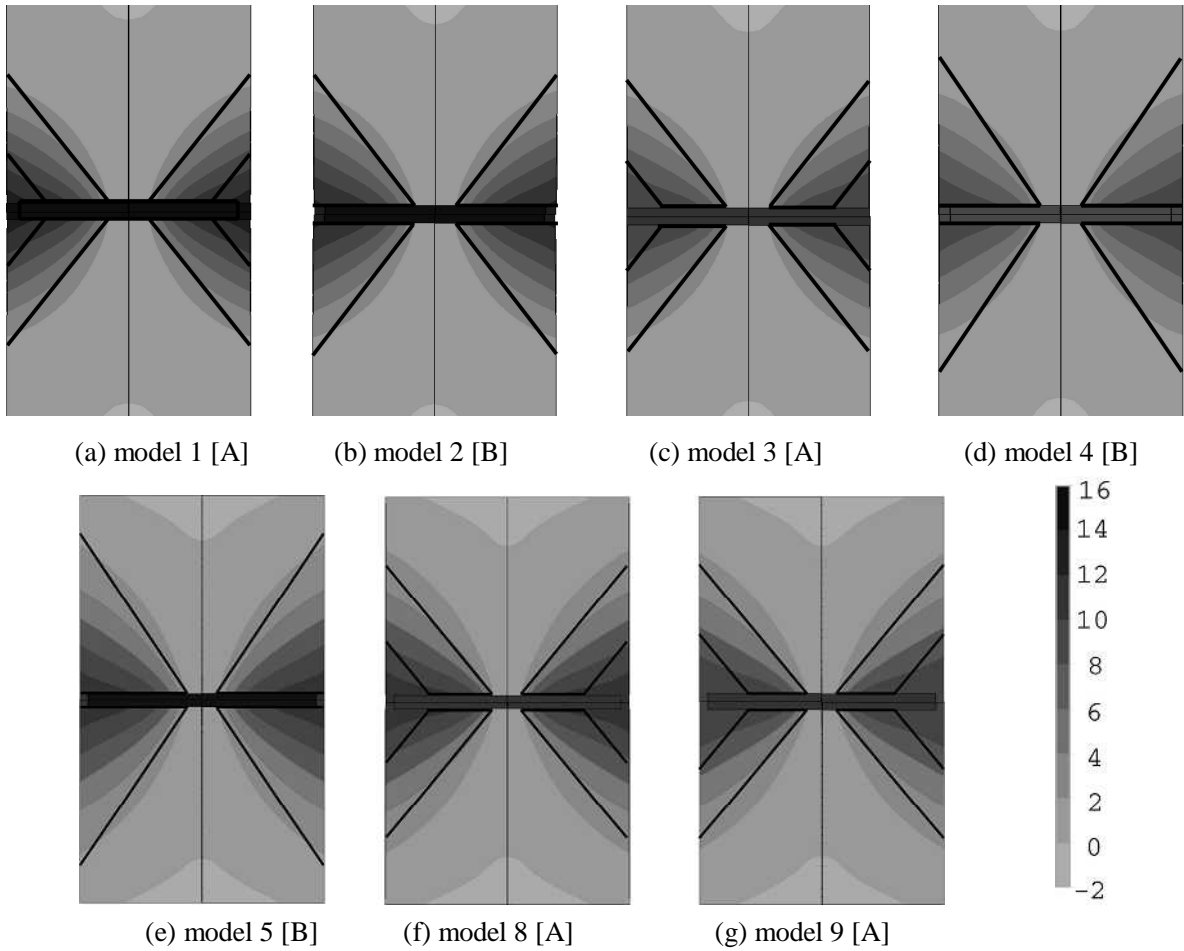


図 3.13 解析終了時の柱フランジ面外変形等高線と予想降伏線

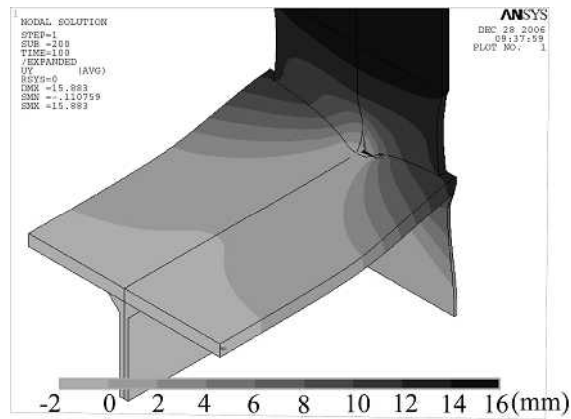


図 3.14 解析終了時の変形状態 (model 2)

3.5 簡易耐力評価式の検討

一般に梁フランジからの荷重が式(3.2)の耐力評価値を超える場合に水平スチフナが必要とされる。このとき、梁フランジの全強を考えスチフナ断面を梁フランジと同等以上とすれば、本章で検討する柱フランジ局部曲げの検討は基本的に必要がないと考えられる。それに対して、式(3.2)の耐力評価値を超える荷重分についてのみスチフナ補強を検討する場合（存在応力設計）、スチ

フナ断面が梁フランジより小さくなり、柱フランジ局部曲げが生じる恐れがある。この場合、式(3.11)、(3.12)および式(3.19)~(3.21)により接合部耐力を検討すればよい。ただし、これらの式が比較的複雑なことから、本節では安全側に評価する簡易耐力評価式について検討する。

3.5.1 耐力評価式

前節までに示したように、スチフナ補強接合部で柱フランジ局部曲げが生じる場合にはスチフナの全耐力は期待できない。a) 図 3.2 に示した崩壊機構においてスチフナ降伏場が 3 角形または台形となること、b) 3.4 節で検討したケースでは、スチフナ補強による耐力増加がスチフナ全耐力の 55~65%程度であったこと、を考慮すれば、スチフナ全耐力の半分程度の耐力低下を考えれば安全側の評価になると言える。よって、次の耐力評価式が考えられる。

$$R_{FS} = R_F + B_s t_s \sigma_{sy} / 2 \quad (3.25)$$

ここで、 R_F : 式(3.2)、 B_s : スチフナ幅の合計、 t_s : スチフナ厚さ、 σ_{sy} : スチフナの降伏応力を表す。

図 3.5 および図 3.11 の荷重～変形関係曲線に R_{FS} と R_F のレベルを示した。解析モデルの各評価値を表 3.4 右に示す。関係曲線より、 R_{FS} によるスチフナ付きモデルの耐力評価が、ノンスチフナモデルに対する R_F による耐力評価と同程度に安全側となっていることが分かる。

3.5.2 適用範囲

続いて、式(3.25)の適用範囲について検討する。図 3.12 で検討した例では、スチフナ付きモデルの場合、梁フランジ幅が柱フランジ幅の概ね 0.85 倍以上において柱フランジ局部曲げ耐力の検討が必要であった。よって、スチフナ付きモデルでは、梁フランジ幅が柱フランジ幅の 0.8 倍程度を超える場合に式(3.25)による検討をすれば十分であると考えられるが、今後のデータ蓄積が必要であろう。なお、上述したようにスチフナ断面が梁フランジと同等以上であれば、式(3.25)による検討は不要である。

3.6 まとめ

本章では、水平スチフナ補強接合部に対し柱フランジ局部曲げを考慮した耐力評価式を構築し、接合部載荷実験および弾塑性有限要素解析を行った。検討した事項と得られた知見を以下にまとめる。

- (1) スチフナで補強された H 形断面柱について、柱フランジ局部曲げを伴う 2 種類の崩壊機構を想定して、降伏線理論により耐力評価式を導出した。
- (2) 接合部実験を行い、耐力評価式の精度を検討した。梁フランジ幅が広い場合においても、梁フランジが厚い場合やノンスチフナの場合には、柱ウェブ局部降伏が卓越あるいは混在する場合がある。実験後の歪分布およびフランジ面外変形の測定結果から想定した崩壊機構の妥当性を確認した。
- (3) スチフナ付きモデルおよびノンスチフナモデルに対して有限要素解析を行った。スチフナ付きモデルでは、耐力評価が 20% 程度過大となった。解析終了時の面外変形等高線と予想降伏線の間には一定の対応が見られた。スチフナ付きモデルの耐力評価では、梁フランジ幅が柱フランジ幅の概ね 0.85 倍以上のとき、柱フランジ局部曲げで耐力が決定された。

(4) スチフナ断面が梁フランジより小さく柱フランジ局部曲げが生じる場合には、スチフナによる耐力上昇が十分でないことが解析結果より確認された。そこで、スチフナの降伏耐力が半減すると仮定した簡易耐力評価式を提示した。評価式の適用範囲について検討を加えた。

参考文献

- 3.1) 鋼構造接合部設計指針，第 2 版，日本建築学会，2006
- 3.2) 鋼構造限界状態設計指針・同解説，日本建築学会，1998
- 3.3) 鋼構造設計規準，第 4 版，日本建築学会，2005
- 3.4) Load and Resistance Factor Design，2nd Edition，Volume II，Part 10 FR Moment Connections，AISC，1994
- 3.5) 加藤 勉：鉄骨構造，建築構造学体系 18 巻，彰国社，1971
- 3.6) Graham，J.D.， et al.：Welded Interior Beam-to-column Connections，AISC，1959
- 3.7) Wardenier，J：Plate to I-beam connections，Welding in the World，Vol.23，No.3/4，pp.64-82，1985
- 3.8) 田川 浩，渡辺貴仁，シベルグレル：降伏線理論に基づく H 形鋼ウェブ局部降伏の耐力評価式，日本建築学会構造系論文集，第 573 号，pp.193-199，2003.11
- 3.9) 渡辺貴仁，田川 浩，シベルグレル：H 形鋼柱梁接合部における水平スチフナ設計に関する研究，日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1，構造 III，pp.599-600，2004.8
- 3.10) 田川 浩，劉 翠平：梁フランジ幅が H 形断面柱スチフナ補強部の降伏耐力に及ぼす影響，日本建築学会構造系論文集，第 614 号，pp.115-122，2007.4
- 3.11) ANSYS 7.0 User manuals：Swanson Analysis System，Inc.，Houston，USA，2003
- 3.12) 吹田啓一郎，狩野直樹，井上一朗：高力ボルト接合されたパネル降伏型 H 形断面柱梁接合部の耐力，日本建築学会構造系論文集，第 559 号，pp.219-224，2002.9
- 3.13) 劉 翠平，田川 浩：スチフナで補強された H 形鋼柱におけるフランジ局部曲げの耐力評価，日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1，構造 III，pp.559-560，2006.9

第4章 弱軸梁フランジからの荷重を考慮した降伏耐力

4.1 はじめに

鋼構造骨組においてH形断面柱とH形断面梁を剛接合する場合に、図4.1に示すように、柱弱軸側の梁（以下、弱軸梁と呼ぶ）フランジを柱フランジ間に配置し、柱強軸側の梁（強軸梁）フランジ力に対する水平スチフナとして用いる場合がある。この場合、弱軸梁からの荷重は、強軸梁に対するスチフナの補強効果に影響を及ぼすと考えられる。常時荷重作用時には、例えば図4.1(a)に矢印で示すように上フランジレベルが全て引張荷重となる場合が考えられ、他方、地震荷重作用時には、両方向ラーメン架構の場合には図4.1(b)に示すように引張荷重と圧縮荷重が同時に作用する場合が考えられる。

一般に水平スチフナを設計するときは、強軸梁フランジからの荷重のみを考慮して検討する^{4.1)}。しかし、上述のように弱軸梁フランジからの荷重を受けるとスチフナが多軸応力状態になり、スチフナの降伏条件が単軸応力時のものとは異なる。この場合、スチフナ補強接合部の降伏耐力も変動する。これまでに、弱軸方向に梁を剛接合する場合のスチフナの応力分布に関する研究^{4.2-4.3)}があり、AISCのLRFD設計基準^{4.4)}にも示されている。しかし、強軸梁フランジ力に対する水平スチフナとして用いた場合に、弱軸梁フランジ力がスチフナの降伏耐力に及ぼす影響については検討されていない。

本章の目的は、弱軸梁からの荷重がH形断面柱梁スチフナ補強接合部の局部降伏耐力に及ぼす影響を明らかにすることである。まず、図4.1(a)に示すような常時荷重作用時を想定した荷重条件に対して、Mises および Tresca の降伏条件を用いて、弱軸梁フランジ荷重を考慮したスチフナ補強接合部の耐力評価式を導出する。スチフナに軸力を導入した部分接合部載荷実験を行い、耐力評価式の精度および想定した崩壊機構の妥当性を確認する。続いて、図4.1(b)に示すような地震荷重作用時を想定した荷重条件を考慮した耐力評価式を導出するとともに、隅柱、中柱および側柱を想定した接合部モデルの弾塑性有限要素解析を通じて評価式の精度を検討する。4.5節では、せん断応力を考慮して強軸梁に対するスチフナ補強接合部の耐力評価式を導出し、せん断応力を考慮しない降伏条件によって導出した耐力評価式との比較を行う。図4.1(b)に示すような地震荷重作用時を想定した荷重条件に対して、隅柱、側柱および中柱を想定した接合部全体モデルの弾塑性有限要素解析を行い評価式の精度を検討する。

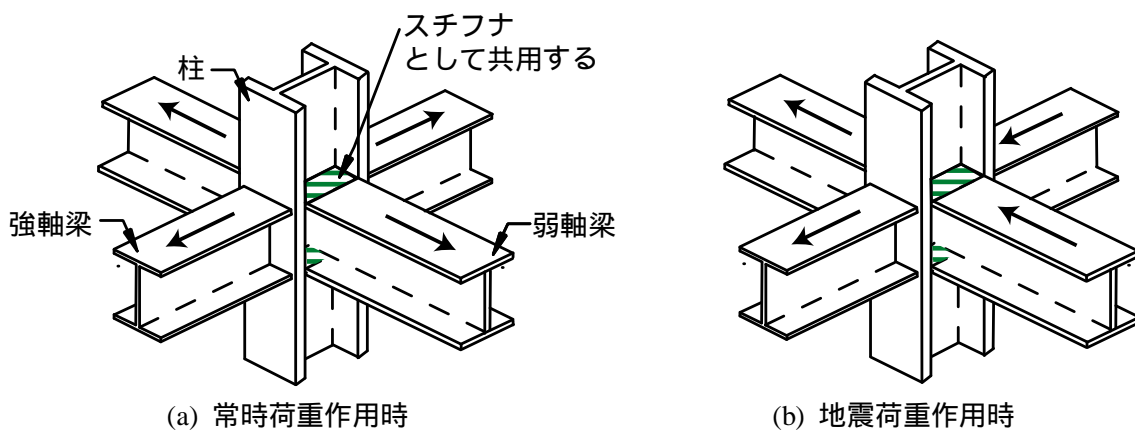


図4.1 H形断面柱梁モーメント接合部

4.2. 強軸梁フランジ - 柱接合部の耐力

4.2.1 弱軸梁フランジ力を考慮しない場合の耐力評価式

水平スチフナで補強されたH形断面柱梁接合部において、柱強軸側の梁フランジと柱との部分接合部の降伏耐力は、柱が負担する力とスチフナの降伏耐力の合計として算定される。一般に、柱の負担力として柱ウェブ局部降伏の耐力評価式が用いられる。この場合、強軸梁に対するスチフナ補強接合部の降伏耐力 P_{WS} は次式により評価される。

$$P_{WS} = P_{LWY} + P_S \quad (4.1)$$

ここで、 P_{LWY} ：柱ウェブ局部降伏耐力、 P_S ：スチフナの降伏耐力をそれぞれ表す。式(4.1)について、文献 4.5)、4.6)では降伏線理論に基づく耐力評価式が提案されている。本章においても、 P_{LWY} として、図 4.2 においてスチフナを除いた崩壊機構について降伏線理論により導出された次に示す耐力評価式^{4.7)}を用いる。

$$P_{LWY} = 2t_f \sigma_y \sqrt{\left\{ \frac{4b}{L\xi + 1} + m \right\} \left\{ \frac{2t_f^2}{b} \cdot \frac{(L\xi - 1)^2}{L\xi + 1} + t_w \right\}} + B_b^* t_w \sigma_{wy} \quad (4.2)$$

$$L\xi = (-B + \sqrt{3\eta_1 + \sqrt{3\eta_2}}) / (3A) \quad (4.3)$$

ここで、 $L\xi = L\beta / L\alpha$ であり、 η_1 および η_2 は次の 2 次方程式の解である。

$$\eta^2 - (9ABC - 2B^3 - 27A^2D)\eta + (B^2 - 3AC)^3 = 0 \quad (4.4)$$

上式において、 t_w ：柱ウェブ厚、 t_f ：柱フランジ厚、 B_b^* ：余盛を考慮した梁フランジ厚、 b ：ウェブフィレット先端から柱フランジ端までの距離、 $m = t_w + 2r$ 、 r ：フィレット半径、 σ_y ：柱フランジの降伏応力、 σ_{wy} ：柱ウェブの降伏応力をそれぞれ表し、 $A = mt_f^2 / b$ 、 $B = 3mt_f^2 / b$ 、 $C = 16t_f^2 - 2bt_w - mt_f^2 / b$ 、 $D = -16t_f^2 - 2bt_w - 3mt_f^2 / b$ である。図中に示す $L\alpha$ の長さは次式で評価できる。

$$L\alpha = \left\{ \frac{4b}{L\xi + 1} + m \right\} / \left\{ \frac{2t_f^2}{b} \cdot \frac{(L\xi - 1)^2}{L\xi + 1} + t_w \right\} \quad (4.5)$$

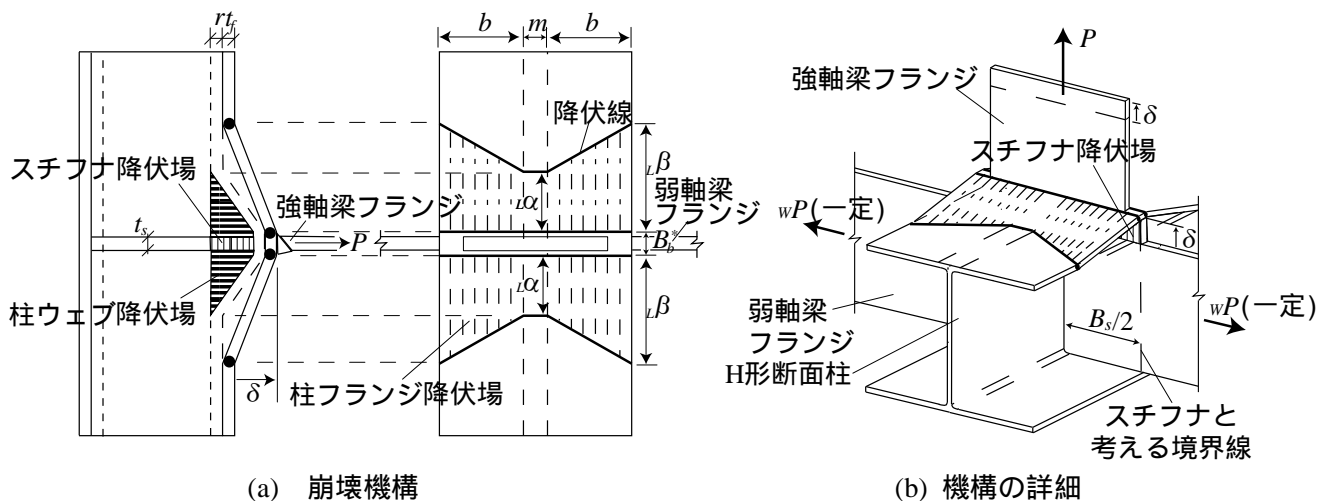


図 4.2 スチフナの降伏を伴う梁フランジ 柱部分接合部の崩壊機構

一方，スチフナの降伏耐力 P_S は次式で与えられる。

$$P_S = B_s t_s \sigma_{sy} \quad (4.6)$$

ここに， B_s ：スチフナ幅の合計， t_s ：スチフナ厚， σ_{sy} ：スチフナの降伏応力をそれぞれ表す。

4.2.2 弱軸梁フランジ力を考慮する場合の耐力評価式

図 4.2(b)に示すように，両側の弱軸梁フランジに一定荷重 wP （図のように引張を正とする）が作用した状態で，強軸梁フランジの荷重 P （図のように引張を正とする）が漸増する場合を考える。弱軸梁フランジの応力分布について，既往の実験的研究^{4.2),4.4)}において図 4.3 のようになることが示されている。すなわち，接合部から離れた B-B 断面では一様である応力分布が，スチフナ近傍 A-A 断面では梁フランジ端部の応力が増大する。スチフナ上でも応力分布は不均一になり，柱フランジ側が大きくなる。ただし，ここでは応力の不均一分布については考慮せず，スチフナに生じる応力は一様に分布すると仮定する。スチフナのせん断応力を考慮する場合については 4.5 節で検討する。したがって， wP によって次式で表される応力 σ_w がスチフナに一様分布すると考える。

$$\sigma_w = wP / [t_s \times (h_c - 2t_f)] \quad (4.7)$$

ここで， h_c は柱のせいを表す。次式で表される σ_w の σ_{sy} に対する比 n を，以下では軸力比と呼ぶこととする。

$$n = \sigma_w / \sigma_{sy} \quad (4.8)$$

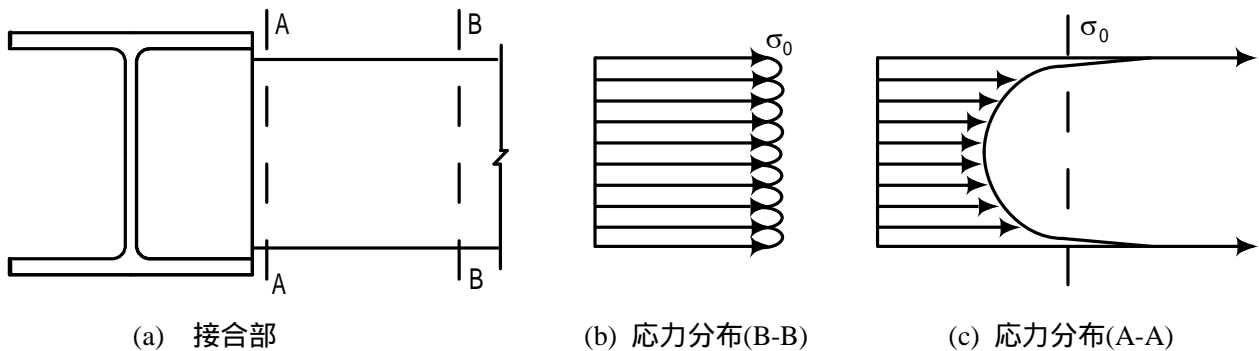


図 4.3 弱軸梁フランジの応力分布^{4.2,4.4)}

次に，強軸梁フランジ力 P を漸増させたときの局部降伏耐力評価式を，Mises および Tresca の降伏条件を考慮して導出する。

(1) Mises の降伏条件

強軸梁フランジ力 P に対する強軸方向のスチフナ降伏応力を σ_{SM} で表すと，Mises の降伏条件は次式で表される。

$$\sigma_{SM}^2 - \sigma_{SM} \sigma_w + \sigma_w^2 = \sigma_{sy}^2 \quad (4.9)$$

以下，強軸梁フランジ力 P が引張となる場合と，圧縮となる場合に分けて耐力評価式を導出する。

引張側 ($\sigma_{SM} \geq 0$): 式(4.9)は σ_{SM} に関する 2 次方程式であり，強軸梁フランジが引張となる場合に

ついて工学的に有意かつ $\sigma_{SM} \geq 0$ の解は次式で表される。

$$\sigma_{SM} = (\sigma_W + \sqrt{4\sigma_{sy}^2 - 3\sigma_W^2})/2 \quad (-\sigma_{sy} \leq \sigma_W \leq \sigma_{sy}) \quad (4.10)$$

式(4.6)において、 σ_{sy} の代わりに式(4.10)に示した σ_{SM} を用いると、弱軸梁からの荷重を考慮したスチフナの降伏耐力は次式で表される。

$${}_M P_S = B_s t_s \sigma_{sy} (n + \sqrt{4 - 3n^2})/2 \quad (4.11)$$

式(4.1)において、 P_S の代わりに、式(4.11)に示した ${}_M P_S$ を用いると、強軸梁フランジ引張側の局部降伏耐力 ${}_M P_{WS}$ は次のように得られる。

$${}_M P_{WS} = P_{LWY} + B_s t_s \sigma_{sy} (n + \sqrt{4 - 3n^2})/2 \quad (-\sigma_{sy} \leq \sigma_W \leq \sigma_{sy}) \quad (4.12)$$

圧縮側 ($\sigma_{SM} \leq 0$): 強軸梁フランジが圧縮となる場合について局部降伏耐力 ${}_M \hat{P}_{WS}$ は引張側と同様に次のように得られる。

$${}_M \hat{P}_{WS} = -P_{LWY} - B_s t_s \sigma_{sy} (n - \sqrt{4 - 3n^2})/2 \quad (-\sigma_{sy} \leq \sigma_W \leq \sigma_{sy}) \quad (4.13)$$

式(4.12)および式(4.13)において n は変数であり、 -1 から 1 までの値をとる。図 4.4 に ${}_M P_{WS} \sim n$ の関係曲線を実線で描く。

(2) Tresca の降伏条件

強軸梁フランジ力 P に対する強軸方向のスチフナ降伏応力を σ_{ST} で表すと、Tresca の降伏条件は次式で表される。

$$\sigma_{ST} = \sigma_{sy} \quad (\sigma_{ST} / \sigma_W \geq 0) \quad (4.14)$$

$$\sigma_{ST} = \sigma_W + \sigma_{sy} \quad (\sigma_{ST} / \sigma_W < 0) \quad (4.15)$$

以下、強軸梁フランジが引張となる場合と、圧縮となる場合に分けて耐力評価式を導出する。

引張側 ($\sigma_{ST} \geq 0$): 式(4.6)において、 σ_{sy} の代わりに式(4.14)および(4.15)に示した σ_{ST} を用いると、弱軸梁からの荷重を考慮したスチフナの降伏耐力は次式で表される。

$${}_T P_S = B_s t_s \sigma_{sy} \quad (\sigma_{ST} / \sigma_W \geq 0) \quad (4.16)$$

$${}_T P_S = B_s t_s \sigma_{sy} (n+1) \quad (\sigma_{ST} / \sigma_W < 0) \quad (4.17)$$

式(4.1)において、 P_S の代わりに、式(4.16)および(4.17)に示した ${}_T P_S$ を用いると、強軸梁フランジ引張側の局部降伏耐力 ${}_T P_{WS}$ は次のように得られる。

$${}_T P_{WS} = P_{LWY} + B_s t_s \sigma_{sy} \quad (\sigma_{sy} \geq \sigma_{ST} \geq 0 \text{ かつ } \sigma_{sy} \geq \sigma_W \geq 0) \quad (4.18)$$

$${}_T P_{WS} = P_{LWY} + B_s t_s \sigma_{sy} (n+1) \quad (\sigma_{sy} \geq \sigma_{ST} \geq 0 \text{ かつ } -\sigma_{sy} \leq \sigma_W \leq 0) \quad (4.19)$$

圧縮側 ($\sigma_{ST} \leq 0$): 強軸梁フランジが圧縮となる場合について局部降伏耐力 ${}_T \hat{P}_{WS}$ は引張側と同様に次のように得られる。

$${}_T \hat{P}_{WS} = -P_{LWY} - B_s t_s \sigma_{sy} \quad (-\sigma_{sy} \leq \sigma_{ST} \leq 0 \text{ かつ } -\sigma_{sy} \leq \sigma_W < 0) \quad (4.20)$$

$${}_T \hat{P}_{WS} = -P_{LWY} - B_s t_s \sigma_{sy} (n-1) \quad (-\sigma_{sy} \leq \sigma_{ST} \leq 0 \text{ かつ } \sigma_{sy} \geq \sigma_W > 0) \quad (4.21)$$

式(4.18)~(4.21)において n は変数であり、 -1 から 1 までの値をとる。図 4.4 に、 ${}_T P_{WS} \sim n$ の関係曲線を破線で描く。

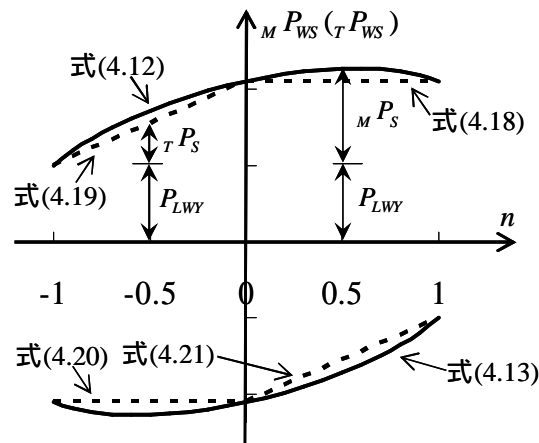


図 4.4 降伏耐力評価値～軸力比 n の関係曲線（模式図）

図 4.4 より次のことが分かる。

- ・ $T P_{WS}$ が $M P_{WS}$ よりも安全側の評価となるが両者の差は小さい。
- ・ “ $P > 0$ かつ $1 > n > 0$ (強軸梁フランジと弱軸梁フランジがいずれも引張：図 4.1(a)に示した常時荷重時の上フランジレベルの荷重条件)” および “ $P < 0$ かつ $-1 < n < 0$ (強軸フランジと弱軸フランジがいずれも圧縮)” の領域では，降伏耐力は $n = 0$ の場合と比べて，多少大きくなる (Mises) が同じ (Tresca) である。
- ・ “ $P > 0$ かつ $-1 < n < 0$ ” および “ $P < 0$ かつ $1 > n > 0$ ” の領域では，降伏耐力は $n = 0$ の場合よりも低下し，特に $n = \pm 1$ のときスチフナの耐力は 0 となり接合部耐力は P_{LWY} と一致する。

4.3 接合部載荷実験

4.3.1 試験体および載荷・計測方法

試験体は，H 形断面柱梁接合部における強軸梁フランジ引張側接合部をモデル化したものである。表 4.1 および図 4.5 に示すように，柱が H-175×175×7.5×11 の 4 体のスチフナ付き試験体である。試験体 WT, WC1 および WC2 は形状が同じであり，スチフナに与える軸力比が異なる。強軸梁フランジを模擬した鋼板は十分な耐力を持つように，厚さ 22mm，幅 140mm の鋼板を用いる。スチフナはノンスカラップとし，サイズ 6mm の隅肉溶接で 6mm の鋼板を取り付ける。柱と強軸梁フランジとの溶接は完全溶け込み溶接（裏はつり形式）とする。表 4.2 に材料特性を示す。

図 4.6 に載荷方法および変位計測位置を示す。万能試験機により柱フランジの面外変形が明瞭となる時点まで引張荷重 P を載荷する。柱フランジ外縁からそれぞれ 120mm ずつ離れた点の荷重作用方向変位 $d1$ および $d2$ を測定し，その平均値 Δ を図 4.8 の荷重～変形関係曲線で用いる。なお，後述する載荷過程でのナット調節作業のため，2 つの変位計を図 4.6 に示すような位置に配置した。

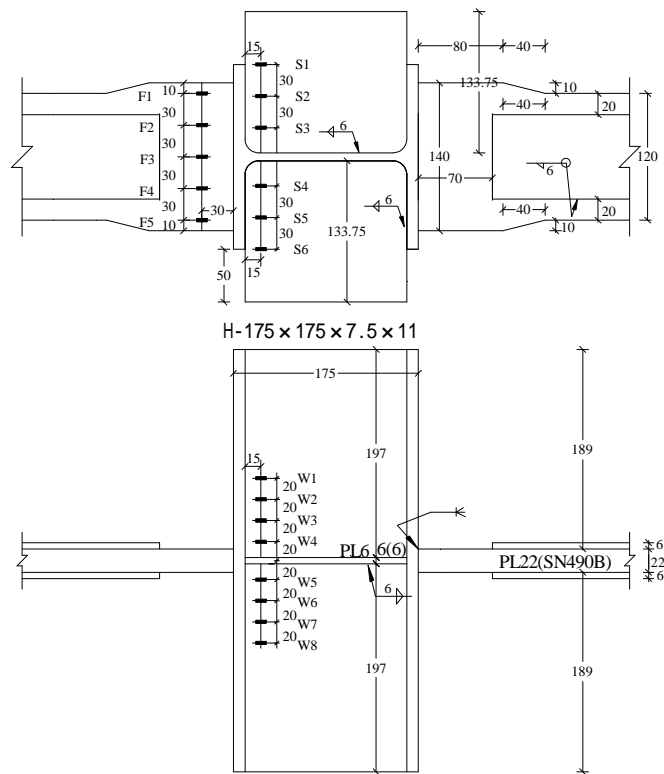
表 4.1 試験体諸元および降伏耐力

試験体	軸力比 n	$test P_y$ (kN)	$M P_{WS}$ (kN)	$T P_{WS}$ (kN)	$test P_y / M P_{WS}$	$test P_y / T P_{WS}$
WN	0.0	647	622	622	1.04	1.04
WT	+0.5 (引張)	670	666	622	1.01	1.08
WC1	- 0.5 (圧縮)	540	523	479	1.03	1.13
WC2	- 0.3 (圧縮)	609	570	536	1.07	1.14

表 4.2 材料特性

材料	降伏応力 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	伸び率 (%)
H-175×175×7.5×11* [SS400B]	291 304	444 446	28.50 25.50
22mm 鋼板 [SN490B]	397	555	25.66
12mm 鋼板 [SN400B]	314	445	28.30
6mm 鋼板 [SN400B]	285	414	27.50

* H-175×175 上段：フランジ 下段：ウェブ



(a) 試験体 WN

4.3.2 スチフナ軸力の導入方法

図 4.6 に示すように 4 本の鋼棒（径 20mm，鋼種 S45C）を用いてスチフナに荷重を導入する。各鋼棒の中央部にひずみゲージを 2 枚貼り，平均ひずみの値から鋼棒の軸力を算定し，スチフナ軸力比 n をコントロールする。導入軸力を引張とする時には A 側から，圧縮とする時には B 側からナットを締め付ける。強軸梁フランジからの引張荷重 P を漸増させる過程で，鋼棒のひずみゲージの値をモニタリングし，軸力比 n が変動しないようにナットで調節する。接合部載荷実験の前にあらかじめ行った同一材料の鋼棒に対する引張試験より得られた軸力～ひずみ関係曲線を図 4.7 に示す。軸力比が， $n=0.5$ ， 0.3 に対応する鋼棒 1 本当りの軸力が 32.70kN および 19.62kN であり，軸力比が $n=0.5$ の場合においても鋼棒が弾性であることが確認できる。写真 4.1 に試験体 WC1 のセットアップを示す。

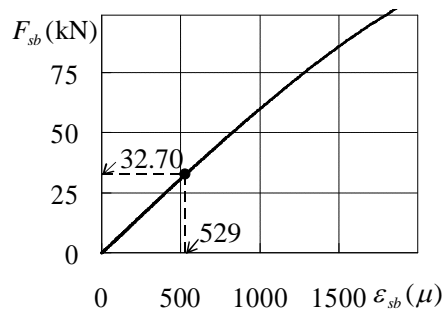


図 4.7 鋼棒の軸力～歪関係曲線

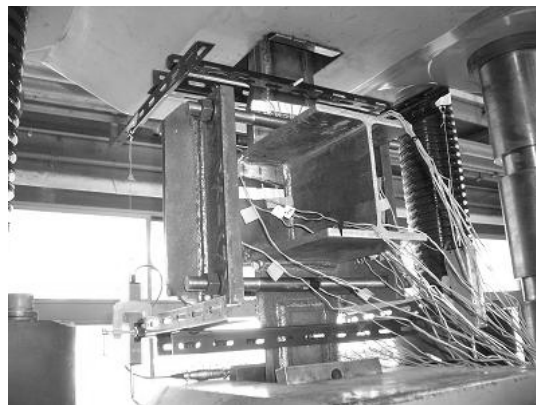


写真 4.1 セットアップ（試験体 WC1）

4.3.3 荷重～変形関係曲線

図 4.8 に各試験体の荷重～変形関係曲線を実線で描く。破線は 4.4 節で行う有限要素解析結果である。接線剛性が初期剛性の $1/3$ となる荷重を降伏荷重実験値 ${}_{test}P_y$ とする。式(4.12)および式(4.18)，(4.19)により算出した降伏耐力評価値 (${}_T P_{WS}$ ， ${}_M P_{WS}$) を表 4.1 と図 4.8 に示す。なお，耐力評価には，スチフナ取り付けのための隅肉溶接と柱フィレットを考慮している^{4.8)}。表 4.1 の右側には評価値と実験値の比を示した。

スチフナの軸力比が0の試験体 WN では、評価値と実験値の比が1に近い値となることを確認できる。試験体 WT では軸力比が $n = 0.5$ であり、試験体 WN より耐力が低下している。表 4.1 右に示した実験値と評価値の比について $_{test}P_y / M P_{WS}$ と $_{test}P_y / T P_{WS}$ を比べると、WN を除くいずれの試験体においても $_{test}P_y / M P_{WS}$ の方が 1.0 に近い値となっている。

図 4.9 に試験体について降伏耐力評価値～軸力比 n の関係曲線を描くとともに、4 ケースの降伏耐力実験値 $_{test}P_y$ を重ねて示す。軸力比 n の変化によって降伏耐力が変動しており、 $n > 0$ の領域における耐力上昇、 $n < 0$ の領域における耐力低下が良好に評価できている。

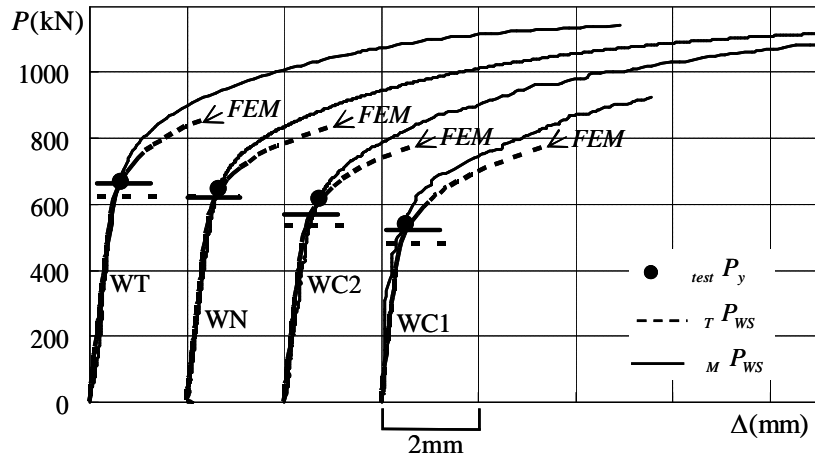


図 4.8 荷重～変形関係曲線（原点を 2mm ずつ右に移動して表示）

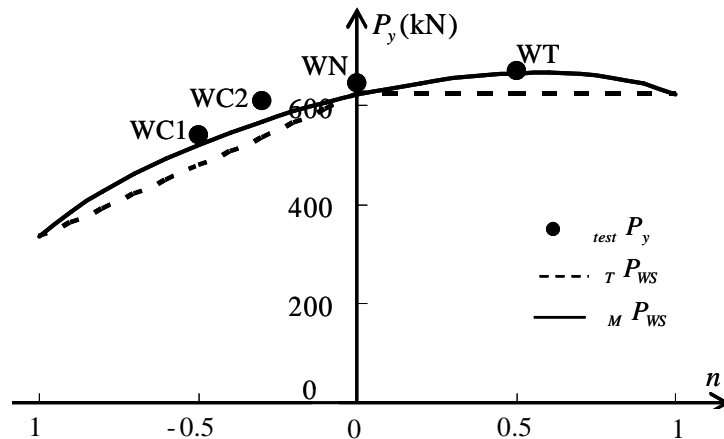


図 4.9 降伏耐力～軸力比 n の関係曲線

4.3.4 柱ウェブ、スチフナおよび梁フランジのひずみ分布

ひずみゲージにより柱ウェブ、スチフナおよび梁フランジのひずみ分布を測定した。400kN～800kN までの各荷重レベルにおける柱ウェブのひずみ分布 ϵ と予想降伏範囲（印間の領域）を図 4.10 に示す。試験体 WT、WN および WC1～WC2 のいずれのケースも予想降伏範囲内で大きく塑性変形している。次に 400kN～700kN までの各荷重レベルにおける柱強軸方向のスチフナひずみ分布 ϵ_s および梁フランジのひずみ分布 ϵ_{bf} を図 4.11 に示す。いずれの試験体においてもスチフナは全幅にわたり降伏しており（試験体 WC2 の左から 2 つ目を除く）、想定した崩壊機構と対応して

いる。また、梁フランジのひずみ分布は概ね弾性範囲内にあることが確認できる。

試験体 WC1 について、 $P=0\text{kN}$ 、 300kN および 600kN の荷重レベルにおける、3 軸ゲージから算定される最大主ひずみ ε_{\max} および最小主ひずみ ε_{\min} の分布を図 4.12 に示す。数字は、 $(\varepsilon_{\max}, \varepsilon_{\min})$ を表す。載荷中にもスチフナに導入する圧縮軸力が入っていること、柱フランジ外縁に近い位置のスチフナのひずみ（をつけた A, A 点）が大きくなることが分かる。

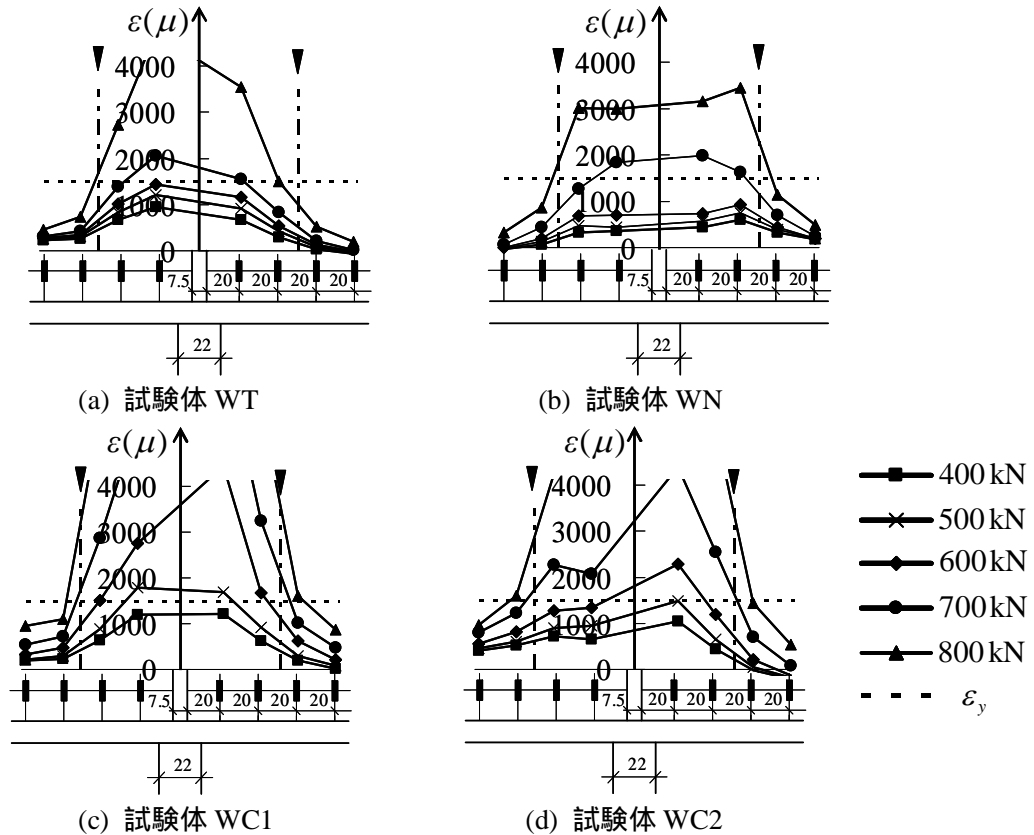
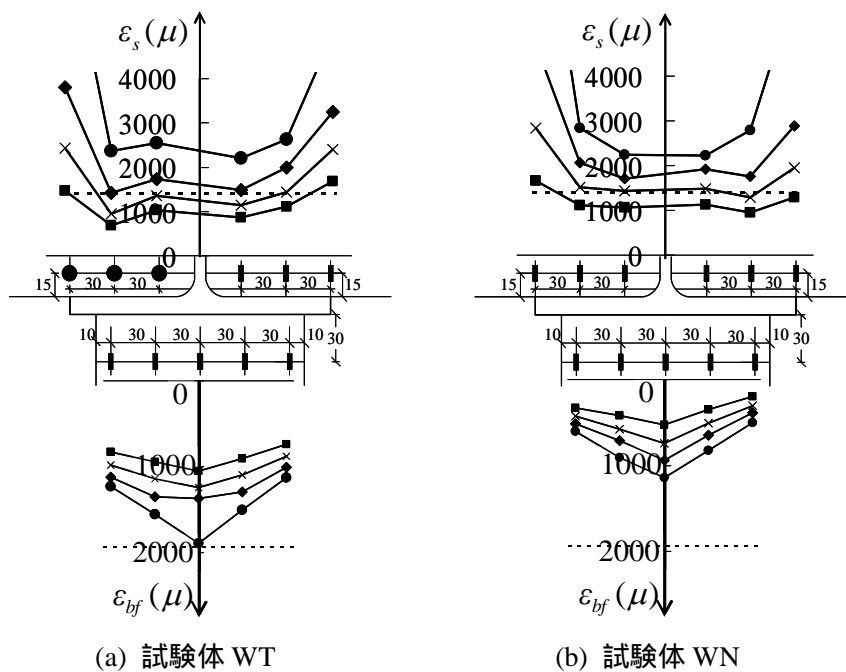


図 4.10 柱ウェブのひずみ分布



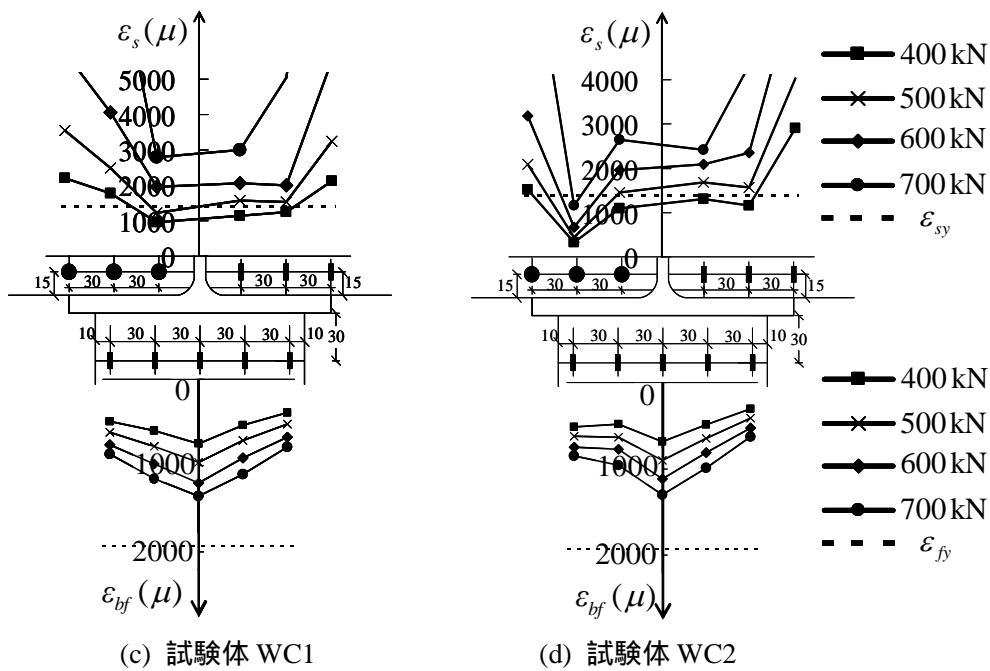


図 4.11 スチフナおよび梁フランジのひずみ分布（柱強軸方向）

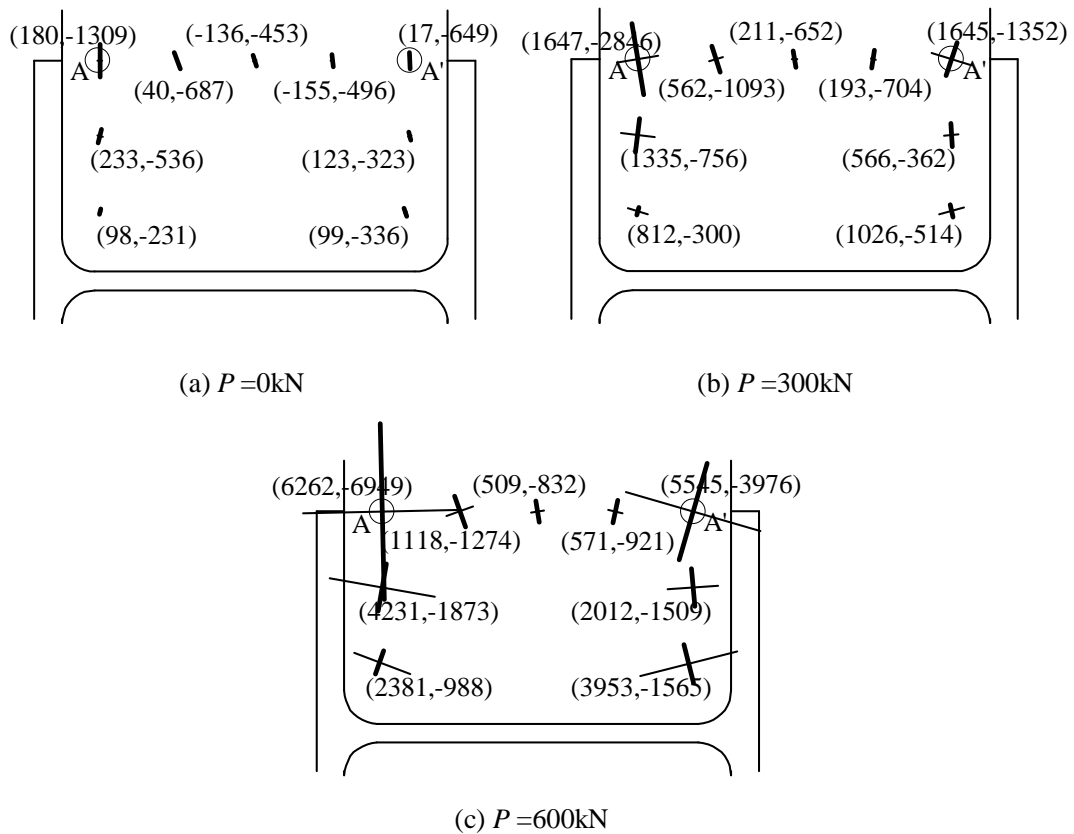


図 4.12 各荷重における試験体 WC1 の最大主ひずみ（細実線）および最小主ひずみ（太実線）

4.3.5 実験後の残留変形

実験後の面外残留変形を測定した。実験前にあらかじめ試験体の柱フランジに 1cm×1cm 間隔

の格子を描いておき、実験後に梁フランジを切断し、各格子点の面外変形を測定した。図 4.13 は、実験後の柱フランジ面外残留変形の等高線を 0.5mm 間隔で細い実線で、降伏線理論により予想される降伏線位置を太い実線で描いたものである。等高線は予想降伏線の外側にも広がっているが、想定した崩壊機構と似ている形状が生じていることが分かる。写真 4.2 に、実験後の試験体 WN および WC1 を示す。

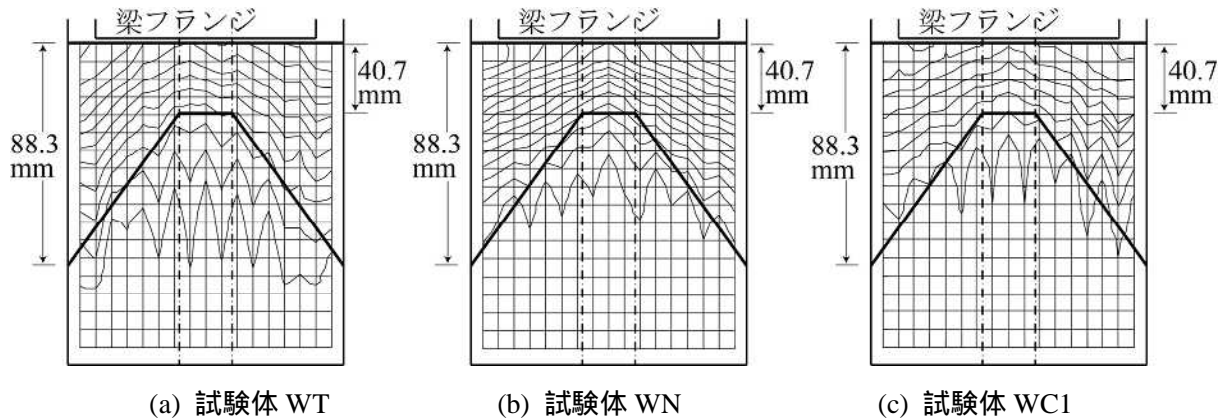


図 4.13 柱フランジ面外残留変形の等高線 (0.5mm 間隔) および予想降伏線

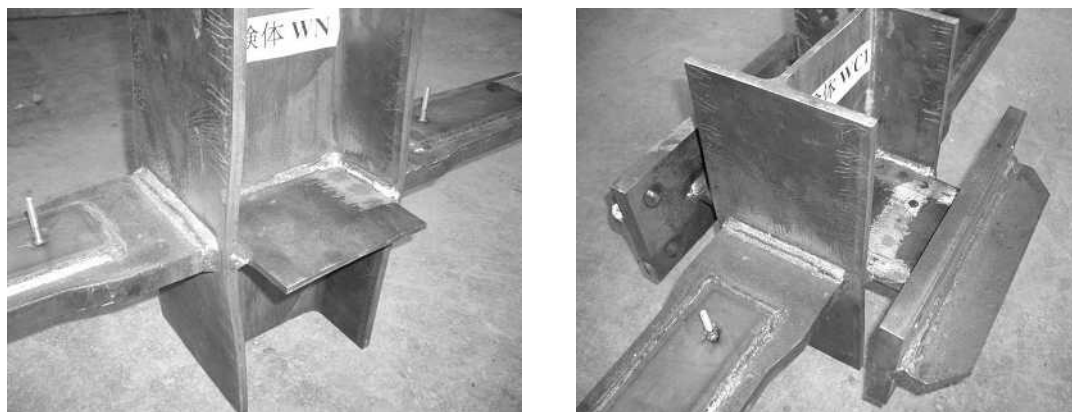


写真 4.2 実験後の試験体

4.4 地震時の荷重条件を考慮した耐力評価

前節までは、図 4.2 に示したように弱軸梁フランジが両側に設置されるモデルを対象とし、それぞれの弱軸梁フランジ力として大きさが同じで向きが反対の力、すなわち両側とも引張力となる場合、あるいは両側とも圧縮力となる場合を想定していた。それに対して、図 4.1(b) に示したように地震荷重作用時には、弱軸梁フランジ力として片側が引張力となり反対側が圧縮力となる場合がある。また、隅柱のように片側からのみ荷重を受ける場合もある。地震荷重作用時には、弱軸梁フランジ力がスチフナからせん断力として柱フランジに流れる傾向が強くなり、常時荷重作用時よりもスチフナ応力分布の不均一性が増大すると考えられるが、地震荷重作用時においても応力分布が一様になるとの仮定の元で耐力評価式を導出する。スチフナのせん断応力を考慮する

場合については 4.5 節で検討する。なお、以下では煩雑さを避けるため強軸梁フランジが引張となる場合のみを対象とするが、強軸梁フランジが圧縮となる場合も前節までと同様に考えることができる。

4.4.1 局部降伏耐力評価式

前節までの検討の結果、強軸梁フランジ引張 弱軸梁フランジ引張の場合にはスチフナ補強接合部耐力は上昇し、強軸梁フランジ引張 弱軸梁フランジ圧縮の場合にはスチフナ補強接合部耐力は低下した。そこで、強軸引張 - 弱軸引張となる側を耐力上昇側スチフナ（ただし、Tresca の降伏条件では評価耐力は一定）、強軸引張 - 弱軸圧縮となる側を耐力低下側スチフナと呼ぶこととする。

(1) Mises の降伏条件

Mises の降伏条件を考慮すると、スチフナ補強接合部の局部降伏耐力は次式で表される。

$${}_{EM}P_{WS} = P_{LWY} + {}_{M+}P_S + {}_{M-}P_S \quad (4.22)$$

ここに、 ${}_{M+}P_S$ ：耐力上昇側スチフナの降伏耐力、 ${}_{M-}P_S$ ：耐力低下側スチフナの降伏耐力であり、次式により算定される。

$${}_{M+}P_S = B_s t_s \sigma_{sy} (n_+ + \sqrt{4 - 3n_+^2}) / 4 \quad (4.23a)$$

$${}_{M-}P_S = B_s t_s \sigma_{sy} (n_- + \sqrt{4 - 3n_-^2}) / 4 \quad (4.23b)$$

ここに、 n_+ ：耐力上昇側スチフナの軸力比（ $0 \leq n_+ \leq 1.0$ ）、 n_- ：耐力低下側スチフナの軸力比（ $-1.0 \leq n_- \leq 0$ ）を表す。

(2) Tresca の降伏条件

Tresca の降伏条件を考慮すると、スチフナ補強接合部の局部降伏耐力は次式で表される。

$${}_{ET}P_{WS} = P_{LWY} + {}_{T+}P_S + {}_{T-}P_S \quad (4.24)$$

ここに、 ${}_{T+}P_S$ ：耐力上昇側スチフナの降伏耐力、 ${}_{T-}P_S$ ：耐力低下側スチフナの降伏耐力であり、次式により算定される。

$${}_{T+}P_S = B_s t_s \sigma_{sy} / 2 \quad (4.25a)$$

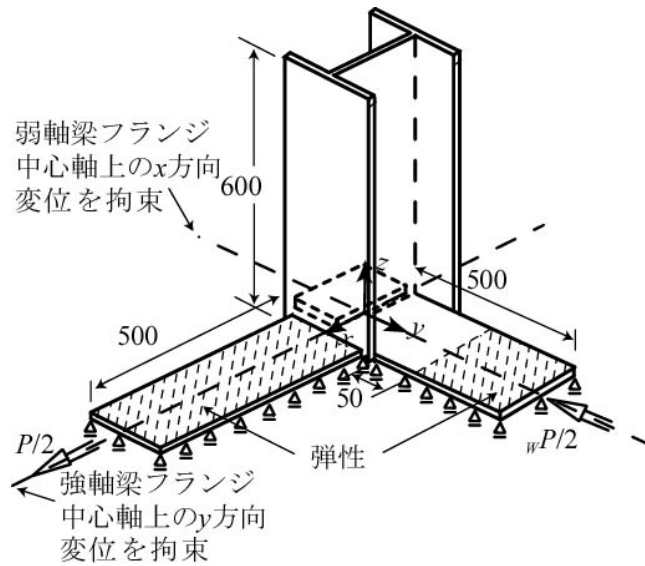
$${}_{T-}P_S = B_s t_s \sigma_{sy} (n_- + 1) / 2 \quad (4.25b)$$

ここに、 n_- ：耐力低下側スチフナの軸力比（ $-1.0 \leq n_- \leq 0$ ）を表す。

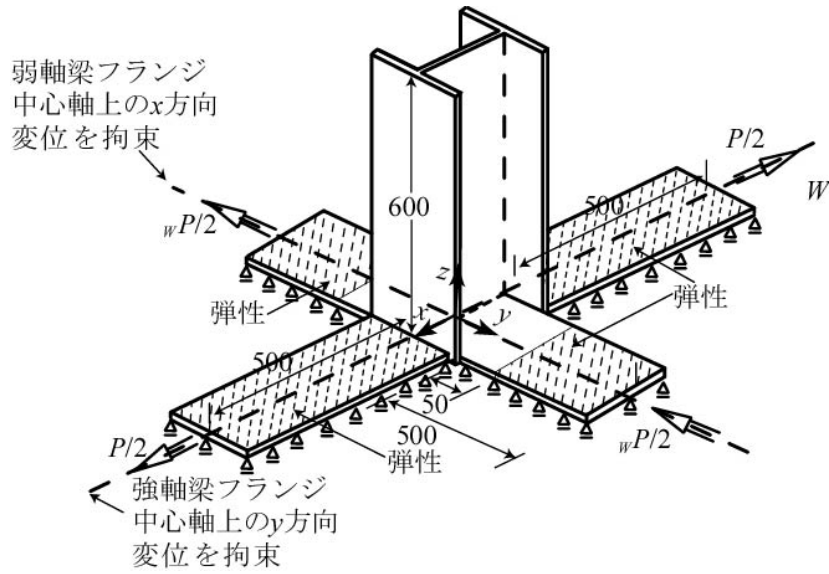
4.4.2 解析概要

地震時の荷重条件を考慮した局部降伏耐力評価式の精度を検討するため、隅柱、中柱および側柱を想定した弾塑性有限要素解析を行う。ここに、梁フランジと柱の溶接余盛およびスチフナ取り付けのための隅肉溶接は考慮しないが、柱ウェブフィレットはモデル化する。荷重分布およびモデル対称性を考慮して、図 4.14 に示す 1/2 モデルを解析する。解析には ANSYS 7.0^{4,9)} を使用し、要素には 8 節点ソリッド要素を用いる。部材断面の要素分割は基本として板厚方向に 2 分割、応力変化が激しい部分の要素分割を細かく行う。メッシュサイズは 5mm 以下にする。

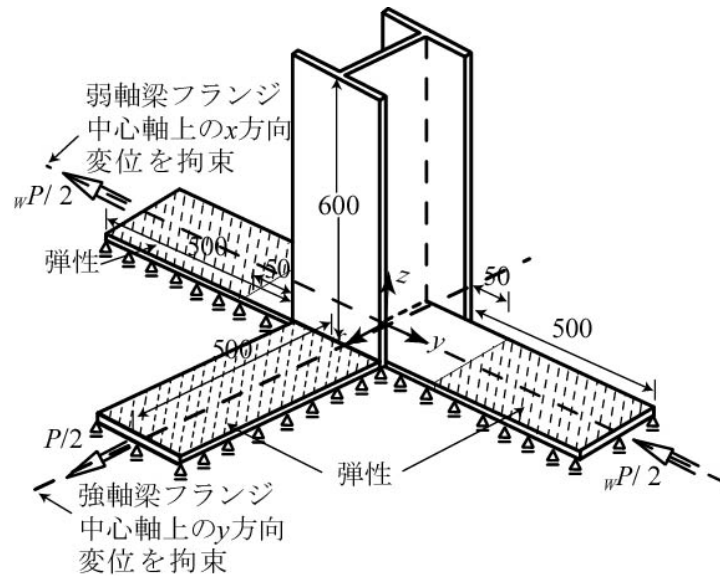
鋼材には Mises の降伏条件を想定し、材料特性を表 4.3 に示す。応力～ひずみ関係は multi-linear モデルとし、例を図 4.15 に示す。ヤング係数は $2.05 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ 、ポアソン比は 0.3 とする。弱軸梁フランジの全面降伏を避けるため、柱フランジ外縁から 50mm 以上離れた弱軸梁フランジは弾



(a) 隅柱の 1/2 モデル (model 1)



(b) 中柱の 1/2 モデル (model 2)



(c) 側柱の 1/2 モデル (model 3)

図 4.14 解析対象 (網掛け部分は弾性, その他は弾塑性)

表 4.3 解析で用いた材料特性

材料	降伏応力 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	伸び率 (%)
H-250×250×9×14*	303	427	25.5
H-300×300×10×15*	313	446	26.3
9mm 鋼板	290	438	27
13mm 鋼板	300	426	30

* H-250×250, H-300×300 上段：フランジ 下段：ウェブ

** 強軸梁フランジおよび弱軸梁フランジの一部は弾性とする。

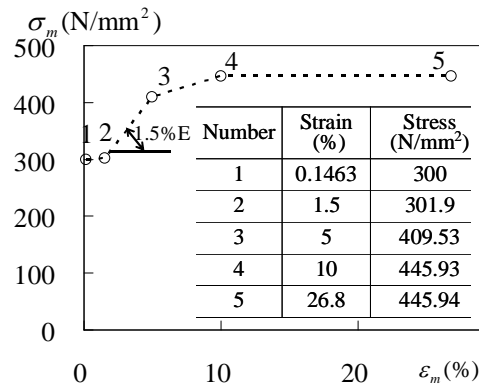


図 4.15 材料特性のモデル化例

性とする。また，強軸梁フランジは弾性とする。なお，弾塑性有限要素解析の妥当性を確認するため，4.3 節の実験と同じ条件で有限要素解析を行った結果を図 4.8 に破線で示した。降伏後の挙動に差異が見られるものの，降伏耐力レベルでは実験結果と良好な対応が見られる。

4.4.3 解析ケース

表 4.4 および図 4.14 に示す隅柱(model 1)，中柱(model 2)および側柱(model 3)の部分モデルを考える。弱軸梁フランジに一定荷重を作用させた状態で，強軸梁フランジに引張荷重 P を漸増する。弱軸梁の荷重は $w P = n \times [t_s \sigma_{sy} (h_c - 2t_f)]$ とし，軸力比 n は 0~1.0 まで 0.1 の間隔で与える。ここで

表 4.4 解析モデル

モデル (柱位置)	H 形鋼	t_b (mm)	t_s (mm)	B_b (mm)
model 1 (隅柱)	H-300 × 300 × 10 × 15	12	9	200
model 2 (中柱)	H-250 × 250 × 9 × 14	13	13	200
model 3 (側柱)	H-300 × 300 × (10+5) × 15	14	9	250

(t_b : 強軸梁フランジ厚, t_s : 弱軸梁フランジ厚 [スチフナ厚])

は、軸力比の符号は図の矢印の向きを正としている。なお、model 3 では、接合部パネルゾーンを 5mm の鋼板で補強した場合を想定し、柱ウェブ厚を増大させている。

4.4.4 解析結果

4.4.4.1 荷重～変形関係曲線

荷重～変形関係曲線を図 4.16～4.18 に model 1～model 3 について描く。作図上、各曲線の原点を 2mm ずつ移動して表示している。荷重～変形曲線において、接線剛性が初期剛性の 1/3 となる荷重を降伏荷重 $_{fem}P_y$ で表す。model 1～model 3 について式(4.22)および式(4.24)によって計算した耐力評価値を図中に示す。

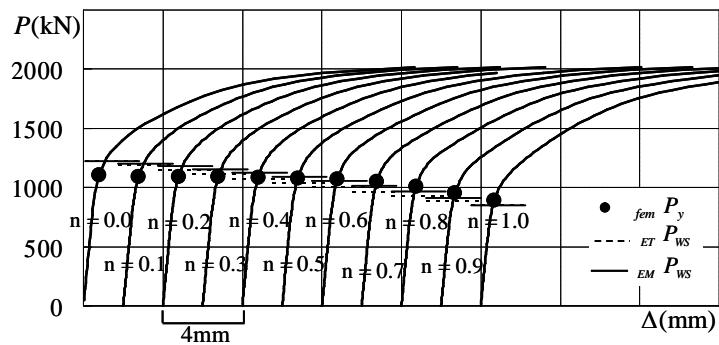


図 4.16 荷重～変形関係曲線 (model 1)

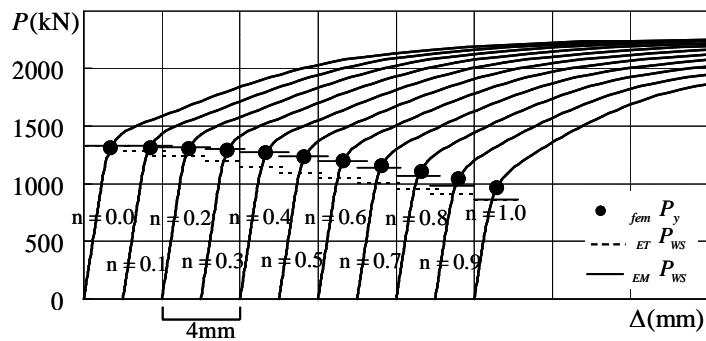


図 4.17 荷重～変形関係曲線 (model 2)

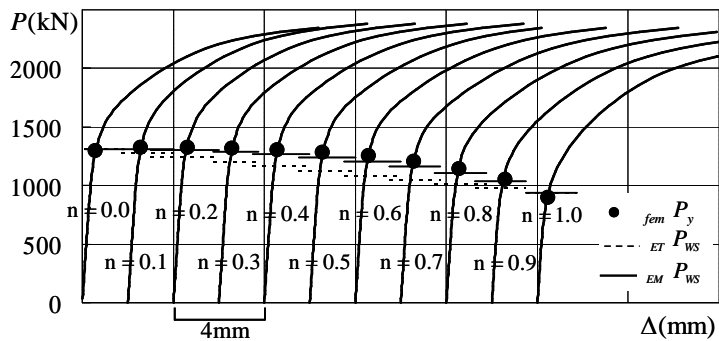
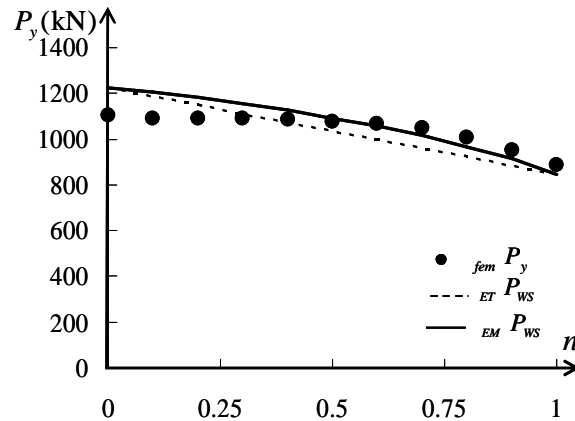


図 4.18 荷重～変形関係曲線 (model 3)

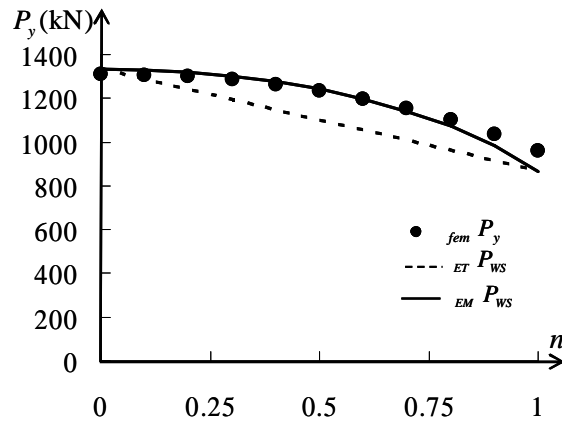
4.4.4.2 降伏耐力～軸力比の関係曲線

図 4.19 に、耐力評価値 $EM P_{WS}$ 、 $ET P_{WS}$ および軸力比との関係曲線とともに、図 4.16～4.18 の関係曲線より得られた各ケースの降伏荷重解析値 $fem P_y$ を重ねて示す。model 1（隅柱）の軸力比が $0 < n < 0.5$ の領域においては耐力が過大評価となっているが、それ以外は概ね $EM P_{WS}$ の評価曲線に近い値をとっており、精度よく評価できている。

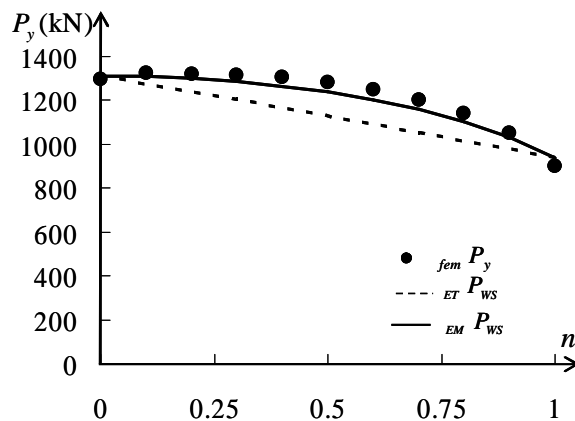
いずれのモデルについても軸力比 n の増大とともに耐力が低下している。軸力比が $n = 0.5$ 程度までは耐力低下の割合は小さいが $n = 0.5$ 付近を超えると低下の割合が大きくなること分かる。



(a) model 1



(b) model 2



(c) model 3

図 4.19 $fem P_y \sim n$ の関係曲線 (model 1～model 3)

4.4.4.3 変形状態

図 4.20 に一例として model 3 において軸力比 $n = 0.5$ を与えたときの解析終了時の変形状態を示す。コンタは X 方向（強軸梁フランジの荷重作用方向）の変位（単位：mm）を示す。柱フランジに図 4.2 に示した崩壊機構と類似した形状が現われている。

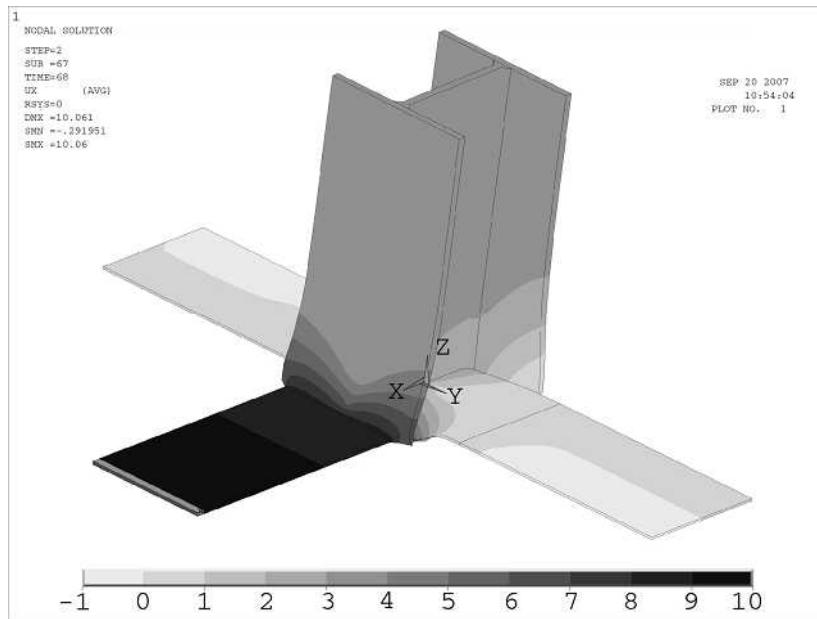


図 4.20 解析終了時の変形状態（model 3; $n = 0.5$ ）

4.5 スチフナせん断応力を考慮した耐力評価式

図 4.21(a)に示すように弱軸梁フランジが両側に設置される場合、地震荷重作用時には、弱軸梁フランジ力として片側が引張力となり反対側が圧縮力となる場合がある。このとき、弱軸梁フランジ力がスチフナからせん断力として柱フランジに流れる割合が大きくなると考えられる。前節まではスチフナ上において弱軸梁フランジ力により一様な垂直応力分布が生じると仮定したが、ここでは弱軸梁フランジ力が全てせん断力として柱フランジに流れるとして、図 4.21(b)に示すように柱フランジに接するスチフナ断面に一樣にせん断応力が生じるという仮定の下で耐力評価式を導出する。

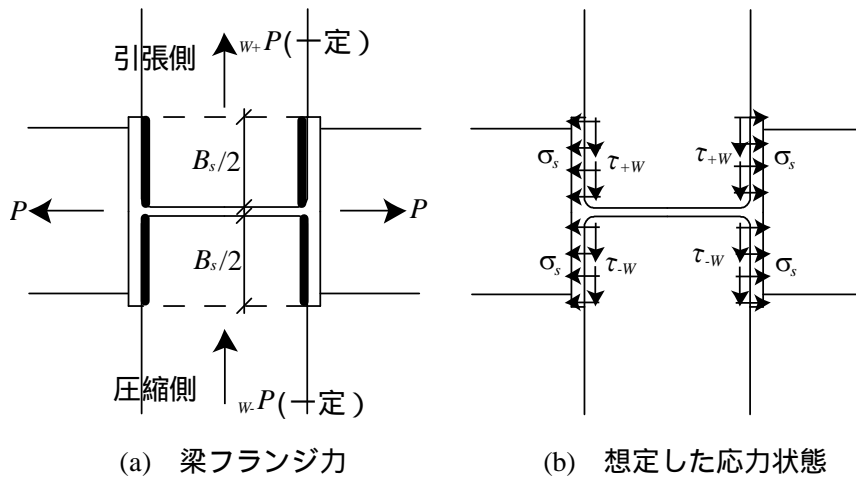


図 4.21 地震荷重時スチフナ端部断面の応力状態

図 4.21(a)に示すように，両側の強軸梁フランジから引張力 P と弱軸梁フランジから圧縮力 $w_- P$ と引張力 $w_+ P$ が作用する場合を考える。この場合，強軸梁フランジ力 P から柱ウェブに流れる力を除いた荷重により生じるスチフナ垂直応力 σ_s と，弱軸梁フランジ力 $w_- P$ ($w_+ P$) によるせん断応力 τ_w (τ_{+w}) が作用する応力状態 (図 4.21(b)) となり，以下では垂直応力およびせん断応力で表した降伏条件を用いて耐力評価式を導出する。なお，荷重及び垂直応力はいずれも引張を正とする。

本節では図 4.21(a)に示すように柱強軸側梁フランジから両方向に引張力が作用する場合を対象としているが，強軸梁フランジから圧縮力が作用する場合や柱強軸方向にも地震荷重が作用し一方から引張力，他方から圧縮力が作用する場合にも同様の評価ができると考える。

4.5.1 降伏条件

強軸梁フランジ方向のスチフナ垂直応力を σ_s で表すと，図 4.21(b)の応力状態では降伏条件が次式で表され，図 4.22 に Mises の降伏条件を実線で，Tresca の降伏条件を点線で描く。

$$(\sigma_s / \sigma_{sy})^2 + (\tau_w / \tau_{sy})^2 = 1 \quad (4.26)$$

ここに， σ_{sy} ：スチフナの降伏応力， τ_w ：スチフナのせん断応力， τ_{sy} ：スチフナの降伏せん断応力を表す。

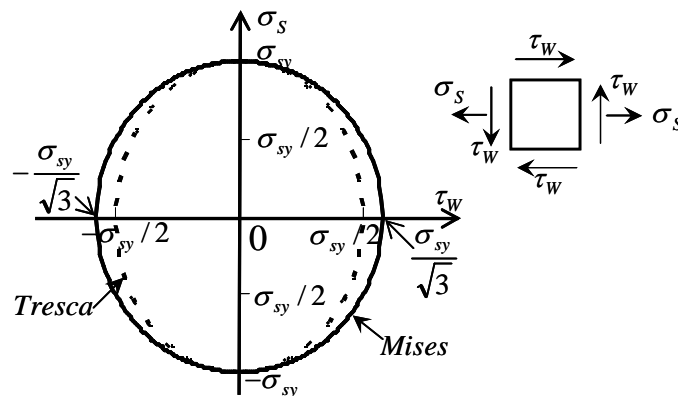


図 4.22 垂直応力 σ_s ~ せん断応力 τ_w の降伏条件

式(4.26)は σ_s に関する 2 次方程式であり，強軸梁フランジが引張となる場合について工学的に有意かつ $\sigma_s \geq 0$ の解は次式で表される。

$$\sigma_s = \sigma_{sy} \sqrt{(\tau_{sy}^2 - \tau_w^2) / \tau_{sy}^2} \quad (4.27)$$

Mises の降伏せん断応力 τ_{syM} 及び Tresca の降伏せん断応力 τ_{syT} は次式で表される。

$$\tau_{syM} = \sigma_{sy} / \sqrt{3} \quad (4.28)$$

$$\tau_{syT} = \sigma_{sy} / 2 \quad (4.29)$$

式(4.27)において， τ_{sy} の代わりに τ_{syM} および τ_{syT} を用いると，強軸方向のスチフナ降伏応力がそれぞれ次のように得られる。

$$\sigma_{sM} = \sqrt{3} \sqrt{\sigma_{sy}^2 / 3 - \tau_w^2} \quad \text{かつ} \quad -\sigma_{sy} / \sqrt{3} \leq \tau_w \leq \sigma_{sy} / \sqrt{3} \quad (4.30)$$

$$\sigma_{ST} = 2\sqrt{\sigma_{sy}^2/4 - \tau_W^2} \quad \text{かつ} \quad -\sigma_{sy}/2 \leq \tau_W \leq \sigma_{sy}/2 \quad (4.31)$$

ここに、 σ_{SM} : Mises の降伏条件による降伏応力、 σ_{ST} : Tresca の降伏条件による降伏応力をそれぞれ表す。

4.5.2 局部降伏耐力評価式

図 4.21(a)に示す弱軸梁フランジ力として片側が引張となり反対側が圧縮となる場合について耐力評価式を導出する。既に述べたように、地震荷重作用時に図 4.21 に示すように弱軸梁フランジ力 $_{W-}P$ (圧縮) および $_{W+}P$ (引張) がせん断力として柱フランジに伝達し、スチフナの柱フランジに接する断面に一樣なせん断応力が生じると仮定する。以下、強軸引張 - 弱軸引張となる側を引張側スチフナ、強軸引張 - 弱軸圧縮となる側を圧縮側スチフナと呼ぶこととする。

(1) Mises の降伏条件

Mises の降伏条件を考慮する場合の圧縮側スチフナのせん断応力を τ_{-WM} 、引張側スチフナのせん断応力を τ_{+WM} で表すと、それぞれ次のように算定される。右側に適用範囲を示す。

$$\tau_{-WM} = {}_{W-}P/(B_s t_s) \quad \text{かつ} \quad -\sigma_{sy}/\sqrt{3} \leq \tau_{-WM} \leq 0 \quad (4.32)$$

$$\tau_{+WM} = {}_{W+}P/(B_s t_s) \quad \text{かつ} \quad 0 \leq \tau_{+WM} \leq \sigma_{sy}/\sqrt{3} \quad (4.33)$$

式(4.32)、(4.33)を式(4.30)に代入すると、圧縮側スチフナの降伏応力 σ_{-SM} 及び引張側スチフナの降伏応力 σ_{+SM} は次式のように得られる。

$$\sigma_{-SM} = \sqrt{3}\sqrt{\sigma_{sy}^2/3 - \tau_{-WM}^2} \quad (4.34)$$

$$\sigma_{+SM} = \sqrt{3}\sqrt{\sigma_{sy}^2/3 - \tau_{+WM}^2} \quad (4.35)$$

以上より、耐力低下側スチフナの降伏耐力 $_{M-}P_S$ 及び耐力上昇側スチフナの降伏耐力 $_{M+}P_S$ は次式で表される。

$$_{M-}P_S = B_s t_s \sigma_{-SM} / 2 \quad (4.36)$$

$$_{M+}P_S = B_s t_s \sigma_{+SM} / 2 \quad (4.37)$$

式(4.1)において、 P_S の代わりに、式(4.36)及び(4.37)に示した $_{M-}P_S$ と $_{M+}P_S$ の合計を用いると、スチフナ補強接合部の局部降伏耐力 $_{MS}P_{WS}$ は次のように得られる。

$$_{MS}P_{WS} = P_{LWY} + B_s t_s (\sigma_{-SM} + \sigma_{+SM}) / 2 \quad (4.38)$$

(2) Tresca の降伏条件

Tresca の降伏条件を考慮する場合の圧縮側スチフナのせん断応力を τ_{-WT} 、引張側スチフナのせん断応力を τ_{+WT} で表すと、それぞれ次のように算定される。右側に適用範囲を示す。

$$\tau_{-WT} = {}_{W-}P/(B_s t_s) \quad \text{かつ} \quad -\sigma_{sy}/2 \leq \tau_{-WT} \leq 0 \quad (4.39)$$

$$\tau_{+WT} = {}_{W+}P/(B_s t_s) \quad \text{かつ} \quad 0 \leq \tau_{+WT} \leq \sigma_{sy}/2 \quad (4.40)$$

式(4.39)、(4.40)を式(4.31)に代入すると、圧縮側スチフナの降伏応力 σ_{-ST} 及び引張側スチフナの降伏応力 σ_{+ST} は次式のように得られる。

$$\sigma_{-ST} = 2\sqrt{\sigma_{sy}^2/4 - \tau_{-WT}^2} \quad (4.41)$$

$$\sigma_{+ST} = 2\sqrt{\sigma_{sy}^2/4 - \tau_{+WT}^2} \quad (4.42)$$

以上より，耐力低下側スチフナの降伏耐力 T_-P_S 及び耐力上昇側スチフナの降伏耐力 T_+P_S は次式で表される。

$$T_-P_S = B_s t_s \sigma_{-ST} / 2 \quad (4.43)$$

$$T_+P_S = B_s t_s \sigma_{+ST} / 2 \quad (4.44)$$

式(4.1)において， P_S の代わりに，式(4.43)及び(4.44)に示した T_-P_S と T_+P_S の合計を用いると，スチフナ補強接合部の局部降伏耐力 $TS P_{WS}$ は次のように得られる。

$$TS P_{WS} = P_{LWY} + B_s t_s (\sigma_{-ST} + \sigma_{+ST}) / 2 \quad (4.45)$$

4.5.3 耐力評価式の比較

4.4 節ではスチフナ上において弱軸梁フランジ力により一様な垂直応力分布が生じると仮定して，スチフナ補強接合部の局部降伏耐力評価式を Mises 降伏条件および Tresca 降伏条件を考慮して導出した。ここで，4.5.2 節でせん断応力を考慮して導出した局部降伏耐力評価式との比較を行う。

図 4.23 に局部降伏耐力評価値～スチフナの軸力比 n の関係曲線の例を示す。この例は，弱軸梁フランジ力によるスチフナの軸力比について引張側と圧縮側の絶対値が等しい場合であり，横軸は引張側軸力比である ($n = n_+ = -n_-$)。 n_+ ：耐力上昇側スチフナの軸力比 ($0 \leq n_+ \leq 1.0$)， n_- ：耐力低下側スチフナの軸力比 ($-1.0 \leq n_- \leq 0$) を表す。耐力低下側スチフナの軸力比及び耐力上昇側スチフナの軸力比は次式で表される。

$$n_- = W_- P / [t_s \sigma_{sy} (h_c - 2t_f)] \quad (4.46)$$

$$n_+ = W_+ P / [t_s \sigma_{sy} (h_c - 2t_f)] \quad (4.47)$$

$MS P_{WS}$ (式(4.38)) 及び $TS P_{WS}$ (式(4.45)) の適用範囲は式(4.32)，(4.33)及び式(4.39)，(4.40)の右側に示しており，式(4.46)，(4.47)を考慮すると式(4.38)の適用範囲は $-B_s / [\sqrt{3}(h_c - 2t_f)] \leq n_- \leq 0$ かつ $0 \leq n_+ \leq B_s / [\sqrt{3}(h_c - 2t_f)]$ ，式(4.45)の適用範囲は $-B_s / [2(h_c - 2t_f)] \leq n_- \leq 0$ かつ $0 \leq n_+ \leq B_s / [2(h_c - 2t_f)]$ となる。

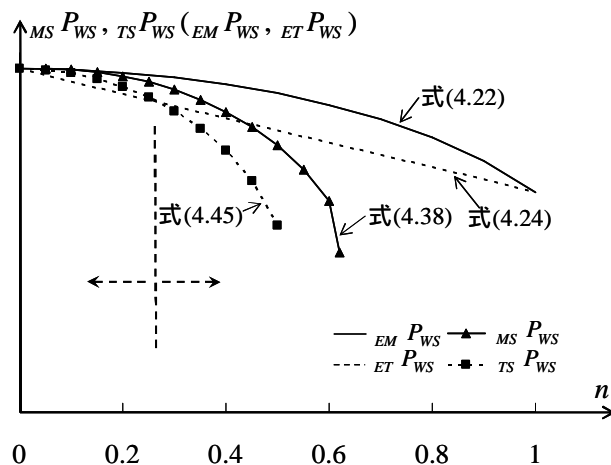


図 4.23 降伏耐力評価値～軸力比 n の関係曲線の例

図 4.23 より次のことが分かる。

- $n = 0$ の時, ${}_{MS}P_{WS} = {}_{TS}P_{WS} = {}_{EM}P_{WS} = {}_{ET}P_{WS}$ となる。
- 軸力比が小さい領域 (図 4.23 に示す の範囲) では, ${}_{ET}P_{WS}$ が最も小さい評価となる。軸力が大きい領域 (図 4.23 に示す の範囲) では各耐力評価値の差が大きくなり, いずれも軸力比 n の増加とともに評価値が低下している。 ${}_{TS}P_{WS}$ の評価値の低下が最も顕著である。他方, ${}_{EM}P_{WS}$ の評価値が最大となっている。
- ${}_{EM}P_{WS}$ 及び ${}_{ET}P_{WS}$ では適用範囲が $0 \leq n \leq 1.0$ であるが, ${}_{MS}P_{WS}$ および ${}_{TS}P_{WS}$ では適用範囲が小さくなっている。

4.5.4 有限要素解析

4.5.4.1 解析概要

地震荷重作用時における, 4.4.1 節および 4.5.2 節で導出した局部降伏耐力評価式の精度を検討するため, 図 4.24 に示す隅柱, 側柱および中柱を想定した部分骨組モデルの弾塑性有限要素解析を行う。図 4.25 に中柱を例として, 要素配置を示す。ここに, 柱ウェブフィレット, 梁フランジと柱の溶接余盛およびスチフナ取り付けのための隅肉溶接は考慮しない。荷重分布およびモデル

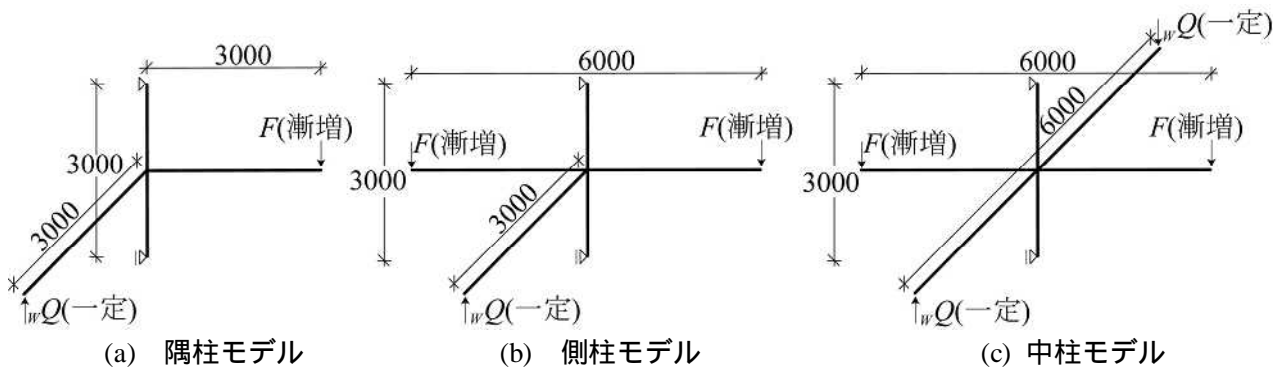


図 4.24 部分骨組モデル

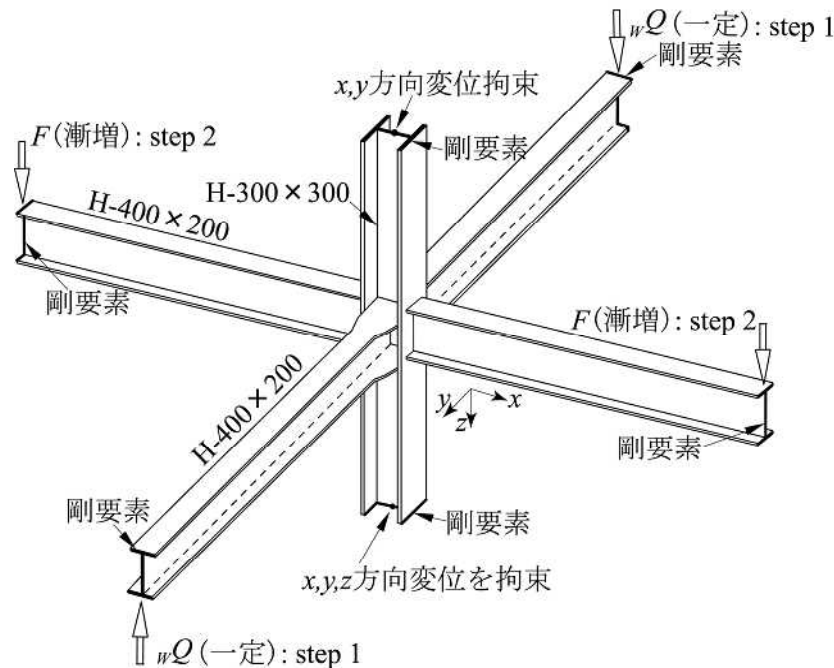


図 4.25 中柱モデル詳細

対称性を考慮して，中柱および側柱は 1/2 モデルで解析する。図 4.27 に接合部詳細図を示す。解析には ANSYS 11.0^{4,10)} を使用し，要素には 8 節点ソリッド要素を用いる。部材の要素分割は板厚方向に 2 分割以上，板幅方向メッシュサイズは 40mm 以下とし，応力変化が激しい部分の要素分割を細かく行う。

鋼材には Mises の降伏条件を想定し，材料特性を表 4.5 に示す。ここで，各値は材料試験結果を参考に行っているが，降伏応力のみが考察しやすいため 300N/mm² とした。応力～ひずみ関係は multi-linear モデルとし図 4.26 に示す。ヤング係数は 2.05×10⁵N/mm²，ポアソン比は 0.3 とする。柱，スチフナおよび柱外縁から 120mm 以内の弱軸梁フランジハンチとウェブは表 4.5 の弾塑性材料とするが，強軸梁および弱軸梁（ハンチ部を除く）は弾性とする。変位拘束点及び荷重作用点付近の要素を剛とする。

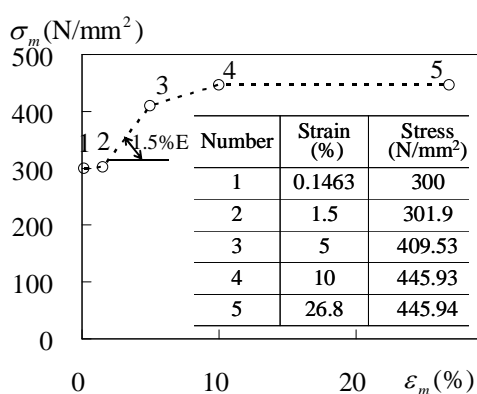


図 4.26 材料特性のモデル化

表 4.5 解析で用いた材料特性

材料	降伏応力 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	伸び率 (%)
H-300×300×10×15	300	445.94	26.8
8mm 鋼板			
9mm 鋼板			
13mm 鋼板			

* H-300×300 フランジとウェブは材料特性が同じである

** 強軸梁及び弱軸梁（ハンチ部を除く）は弾性とする。

*** 変位拘束点及び荷重作用点付近の要素を剛とする。

4.5.4.2 解析ケース

図 4.24 に示す隅柱，側柱および中柱モデルにおいて，柱は H-300×300×10×15，強軸梁および弱軸梁は H-400×200×8×13 である。柱及び梁の長さは図中に示す寸法を与える。隅柱モデルのみ接合部パネルを補強するため，図 4.27(a)に示すようにスチフナおよび柱フランジに挟まれた柱ウェブを 2 枚の PL9（表 4.5 に示す）を用いて厚くした。図 4.27 に示すように弱軸梁フランジと接続するハンチおよびスチフナの厚さは 13mm，ウェブ厚は 8mm とする。弱軸梁フランジ力をスチフナまでスムーズに伝達させるため，文献 4.11)を参考にしてハンチ寸法を与えた。

図 4.1(b)と同様 柱弱軸方向には地震荷重 柱強軸方向には常時荷重が作用する場合を想定する。解析では図 4.24 に示すように、まず弱軸梁端部に一定荷重 wQ を作用（中柱モデルでは逆対称）させた状態で(step 1)、強軸梁端部に荷重 F を漸増する(step 2)。一定荷重 wQ は、弱軸梁フランジ力によるスチフナの軸力比 n が指定値 ($n=0, 0.1, 0.2, 0.3, \dots$ のように 0 から 0.1 ずつ増大する各値を考え、最大 1.0 までの範囲で解析可能な値を軸力比として指定する) となるように次式を用いて算定する。

$$wQ = n[t_s \sigma_{sy}(h_c - 2t_f)](wH_{bc} - w t_{bf}) / (l_w - B_c / 2) \quad (4.48)$$

ここに、 h_c : 柱のせい、 t_f : 柱フランジ厚、 wH_{bc} : 弱軸梁のせい、 $w t_{bf}$: 弱軸梁フランジ厚、 l_w : 柱中心線から弱軸梁先端までの距離、 B_c : 柱フランジ幅をそれぞれ表す。

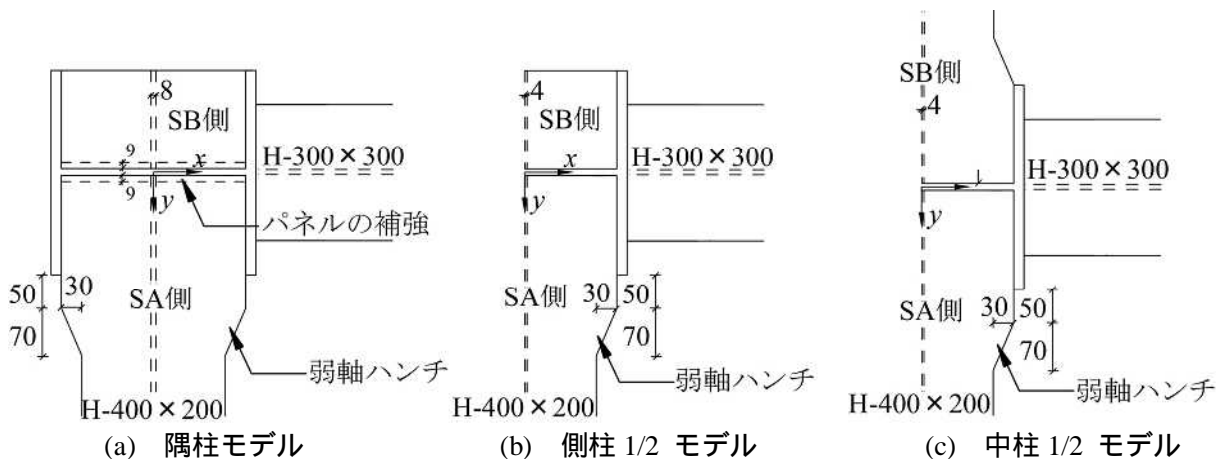


図 4.27 部分骨組モデルの接合部詳細

4.5.4.3 解析結果

(1) 強軸梁端部曲げモーメント～局部回転角関係曲線

強軸梁端部曲げモーメント～局部回転角の関係曲線を図 4.28 に隅柱、側柱および中柱モデルについて描く。作図上、各曲線の原点をずらして表示する。縦軸の梁端部曲げモーメントは $M = F(l_s - h_c / 2)$ により算定する (l_s = 柱中心線から強軸梁先端までの距離)。横軸の局部回転角 θ_j は図 4.29 のように定義し、強軸梁のせいを ${}_s H_{bc}$ で表す。曲げモーメント～局部回転角関係曲線において、接線剛性が初期剛性の 1/3 となる点を降伏モーメント ${}_{fem} M_y$ で表し図中に示す。なお、隅柱モデル及び側柱モデルについては軸力比 n が 0～1.0 の範囲で解析を行ったが、中柱モデルでは耐力低下が大きく軸力比 n が 0～0.7 の範囲を対象とした。

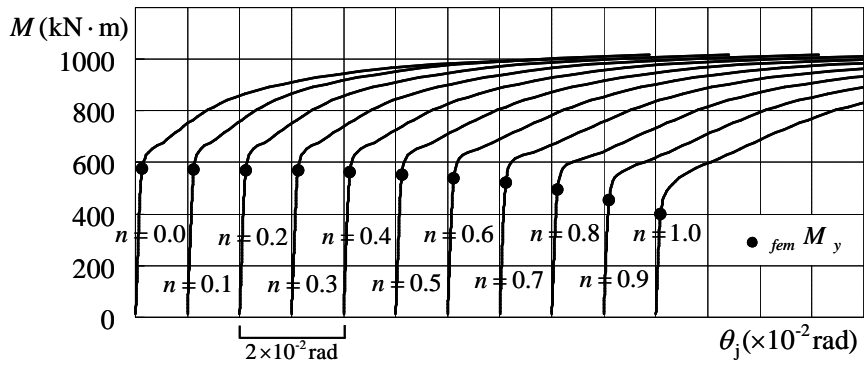
(2) 降伏モーメント～軸力比の関係曲線

図 4.30 に、耐力評価値 ${}_M M_{WS}$ 、 ${}_T M_{WS}$ 、 ${}_{MS} M_{WS}$ 、 ${}_{TS} M_{WS}$ と軸力比 n の関係曲線とともに、図 4.28 に示す曲げモーメント～局部回転角関係曲線より得られた各ケースの降伏モーメント解析値 ${}_{fem} M_y$ を重ねて示す。ここで、耐力評価値は次式により算出した。

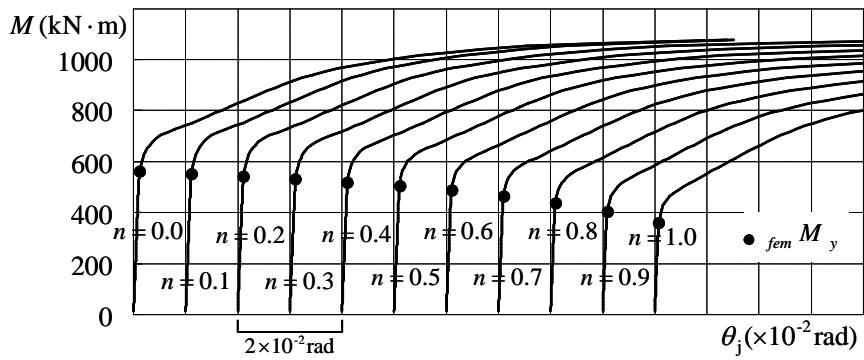
$${}_M M_{WS} = {}_{EM} P_{WS} \times ({}_s H_{bc} - {}_s t_{bf}), \quad {}_T M_{WS} = {}_{ET} P_{WS} \times ({}_s H_{bc} - {}_s t_{bf}) \quad (4.49, 4.50)$$

$${}_{MS} M_{WS} = {}_{MS} P_{WS} \times ({}_s H_{bc} - {}_s t_{bf}), \quad {}_{TS} M_{WS} = {}_{TS} P_{WS} \times ({}_s H_{bc} - {}_s t_{bf}) \quad (4.51, 4.52)$$

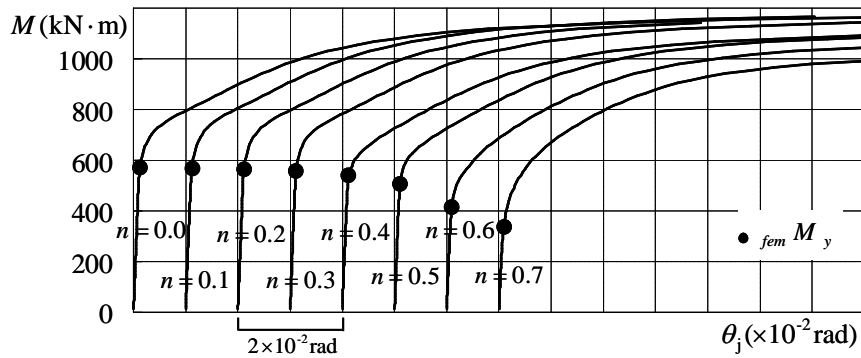
ここに、強軸梁フランジ厚を ${}_s t_{bf}$ で表す。耐力評価にはスチフナ取り付けのための隅肉溶接と柱ウェブフレットを考慮しない^{4.7)}。隅柱及び側柱モデルについては弱軸梁が片側のみ配置されており、弱軸梁が配置されない側のスチフナについてはせん断応力が 0 として耐力評価値を算定した。



(a) 隅柱モデル



(b) 側柱モデル



(c) 中柱モデル

図 4.28 強軸梁端部曲げモーメント～局部回転角の関係曲線

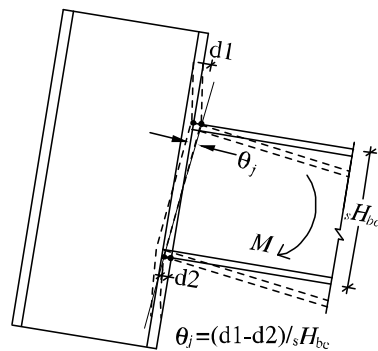


図 4.29 局部回転角の定義

隅柱モデルでは、軸力比が $n > 0.5$ の領域においては解析値が評価値より多少大きくなっているが、隅柱及び側柱モデルにおいては、降伏モーメント解析値 ${}_{fem}M_y$ の変動が ${}_M M_{WS}$ 及び ${}_T M_{WS}$ の評

価曲線と概ね対応していることが分かる。他方、中柱モデルでは、軸力比が $n > 0.4$ の領域において耐力の低下が大きく、せん断応力を考慮しない $M M_{WS}$ 及び $T M_{WS}$ の評価では解析値より過大評価となっている。それに対し $TS M_{WS}$ 及び $MS M_{WS}$ の評価では耐力低下を捉えており、安全側の評価となることが確認できる。

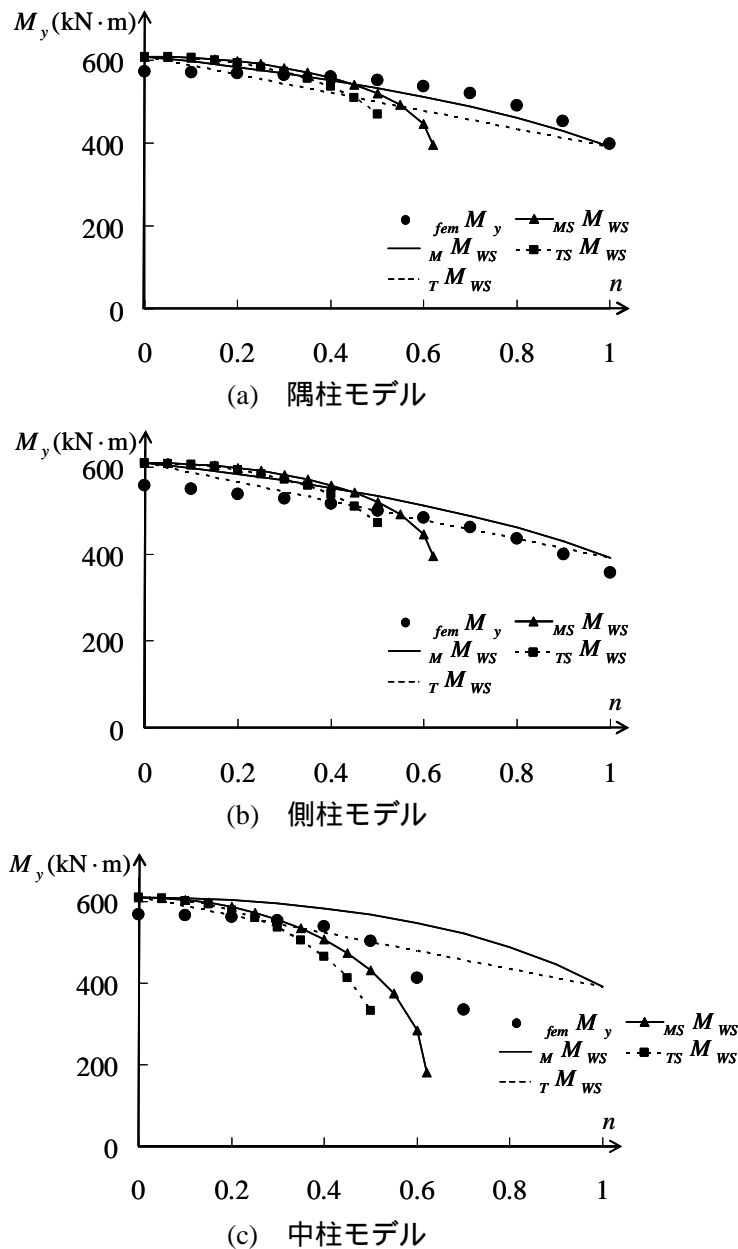


図 4.30 降伏モーメント解析値および評価値と軸力比の関係曲線

(3) 弱軸梁フランジ力によるスチフナせん断応力分布

4.5.2 節では、柱フランジに接するスチフナ断面に様にせん断応力が生じるという仮定の下で耐力評価式を導出した。この仮定の妥当性について検討するため、スチフナの軸力比を $n=0.5$ とするケースについて、弱軸梁端部に一定荷重を作用させた時点（強軸梁端部は無荷重）のせん断応力分布を図 4.31 に示す。ここでは、強軸梁方向 (x 方向) 断面の弱軸梁方向 (y 方向) のせん断応力 τ_{xy} に着目する。

スチフナの軸力比を $n=0.5$ とするケースでは、弱軸梁フランジ力が全てせん断力により柱フランジに伝達すると考える場合、平均 140 N/mm^2 のせん断応力が柱フランジに接するスチフナ断面に生じると算定できる。まず、隅柱及び側柱モデルではスチフナの中央部付近に 83.333 N/mm^2 の等高線（図中に矢印で示す）が見られる。4 割程度の低下であり、せん断力以外で柱に流れる力の割合が大きいいと言える。それに対して、中柱モデルではスチフナの中央部付近に 116.667 N/mm^2 の等高線が見られ 2 割程度の低下である。中柱では地震荷重時にせん断力で柱フランジに流れる力の割合が大きいいことが確認でき、図 4.30(c)においてせん断応力を考慮した耐力評価式が耐力低下の傾向を良好に捉えていることを裏付けていると言える。

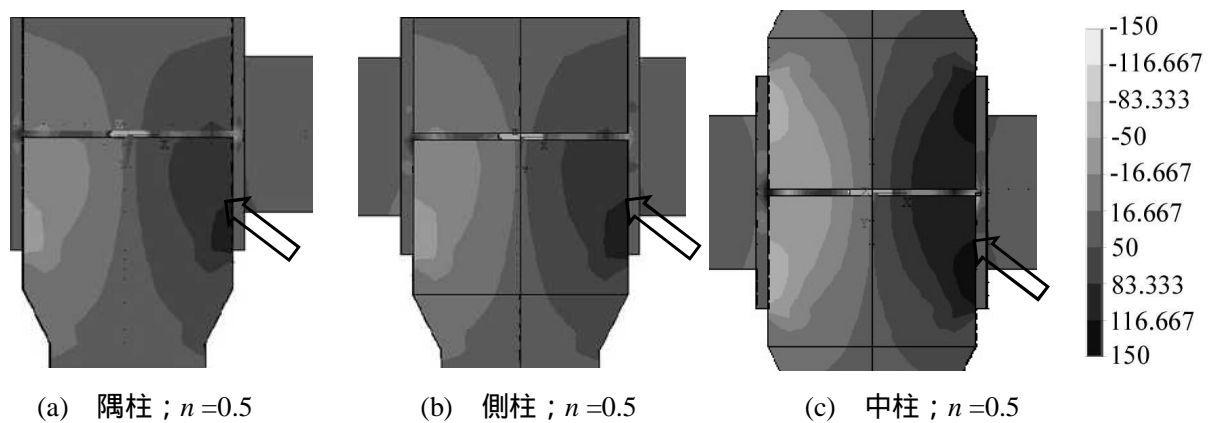


図 4.31 弱軸梁端部荷重のみ作用時のスチフナせん断応力 τ_{xy} 分布（単位 N/mm^2 ）

4.6 まとめ

本章では、H 形断面柱と H 形断面梁との接合部において、柱弱軸側の梁フランジが柱強軸側梁の水平スチフナとして用いられる場合について、弱軸梁フランジ力を考慮したスチフナ補強接合部の降伏耐力を検討した。検討した事項と得られた知見を以下にまとめる。

- (1) 弱軸梁フランジからの荷重を考慮したスチフナ補強接合部の局部降伏耐力評価式を Mises 降伏条件および Tresca 降伏条件を考慮して導出した。荷重条件として、強軸梁フランジ力および弱軸梁フランジ力の作用する方向が異なる複数のケース（常時荷重作用時および地震荷重作用時など）を想定した。
- (2) スチフナに軸力を導入した部分接合部試験体を用いて載荷実験を行った。強軸梁フランジと弱軸梁フランジ（スチフナ）の両方が引張となる場合（常時荷重作用時の上フランジレベルに対応）には耐力が上昇すること、強軸梁フランジが引張となり、弱軸梁フランジ（スチフナ）が圧縮となる場合には耐力が低下することを実証した。
- (3) 試験体各部のひずみ分布および実験後の柱フランジ面外変形の測定結果から、耐力評価式導出時に想定した崩壊機構が妥当であることを確認した。
- (4) 有限要素解析では梁フランジ接合部を取り出した単純モデルの隅柱、中柱、側柱を想定した接合部モデルに対して、地震荷重の載荷条件を考慮して有限要素解析を行った。スチフナの軸力比をパラメトリックに変動させて解析を行った結果、想定したケースではいずれも耐力

が低下することを確認した。ただし、軸力比が0.5程度までは低下の割合は小さい。

- (5) 弱軸梁フランジからの荷重がスチフナからせん断力により柱フランジに伝わると仮定し、スチフナ補強接合部の局部降伏耐力評価式を導出した。せん断応力を考慮しない耐力評価式との比較を行った。耐力低下の傾向や評価式の適用範囲などを検討した。
- (6) 隅柱、側柱、中柱を想定した部分骨組モデルに対して、地震荷重の載荷条件を考慮して有限要素解析を行った。中柱モデルの耐力低下が顕著であり、せん断応力を考慮した耐力評価式が耐力低下の傾向を捉えていることを確認した。弱軸梁フランジ力によるスチフナせん断応力分布を分析し、中柱モデルのせん断応力が最大となることを確認した。

参考文献

- 4.1) 鋼構造設計規準第4版，日本建築学会，2005
- 4.2) George C. Driscoll and Lynn S. Beedle: Suggestions for Avoiding Beam-to-Column Web Connection Failure, Engineering Journal, Vol. 19, No. 1, 1st Qtr., pp. 16-19, AISC, 1982
- 4.3) Chad S. Gilton and Chia-Ming Uang: Cyclic Response and Design Recommendations of Weak-Axis Reduced Beam Section Moment Connections, Journal of Structural Engineering, Vol. 128, No. 4, April 1, pp. 452-462, 2002
- 4.4) Load and Resistance Factor Design, 2nd Edition, Volume II, Part 10 FR Moment Connections, AISC, 1994
- 4.5) 森田耕次，浦 等，植野良二：柱はり接合部のスチフナ補強に関する実験的研究，日本建築学会構造系論文報告集，第376号，pp.30-40，1987.6
- 4.6) 渡辺貴仁，田川 浩，シベルグレル：H形鋼柱梁接合部における水平スチフナ設計に関する研究，日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1，構造 III，pp.599-600，2004.8
- 4.7) 田川 浩，渡辺貴仁，シベルグレル：降伏線理論に基づく H 形鋼ウェブ局部降伏の耐力評価式，日本建築学会構造系論文集，第573号，pp.193-199，2003.11
- 4.8) 田川 浩，劉 翠平：梁フランジ幅が H 形断面柱スチフナ補強部の降伏耐力に及ぼす影響，日本建築学会構造系論文集，第614号，pp.115-122，2007.4
- 4.9) ANSYS User's manual, ver. 7.0: Swanson Analysis System, Inc., USA, 2003
- 4.10) ANSYS User's manual, ver. 11.0: Swanson Analysis System, Inc., USA, 2007
- 4.11) 田中直樹，澤本佳和，佐伯俊夫，深田良雄：水平ハンチ付はり角形鋼管柱接合部の弾塑性挙動，日本鋼構造協会鋼構造論文集，第5巻第20号，pp.101-111，1998.12

第5章 H形断面柱梁偏心接合部の局部降伏耐力

5.1 はじめに

鉄骨造建築物において、ALC板などの壁部材の取り付けを容易にするため、側柱などに梁を偏心させて取り付ける例が増加傾向にある。これまでに、角形鋼管柱とH形断面梁との偏心接合に関する多くの研究が行われている^{5.1-5.5)}。それに対して、H形断面柱とH形断面梁との偏心接合に関する研究例はほとんど見られない。その理由として、例えば中幅系列のH形断面柱を用いることで柱と梁のフランジ幅の差を小さくすれば、梁偏心接合を回避できることが考えられる。一方、広幅系列のH形断面柱部材に対して梁を偏心接合させる場合には、梁ウェブ面と柱ウェブ面が不一致となるため、梁フランジ力、梁せん断力および梁端部曲げモーメントが効率よく柱に伝達されないことを考慮する必要がある。例えば文献5.6)では、H形断面柱ウェブ厚の3倍の距離を梁偏心させて接合した場合、約10%の耐力低下が生じることが報告されている。

荷重伝達効率は低下するものの、H形断面柱とH形断面梁との偏心接合部の効果的な補強形式および耐力評価式を構築することで、設計の自由度が高められることが期待される。そこで本章では、図5.1に示すような、柱と梁のウェブ面のずれによる耐力低下を軽減するため梁ウェブ位置に縦スチフナを配置し、梁フランジ力を効率よく伝達させるため水平スチフナを偏心側および反偏心側の両方に取り付けた接合形式を考える。溶接による入熱を低減させるため、また製作工程を簡略化するため、縦スチフナと柱ウェブの間に水平スチフナを設けない。これまでに筆者ら^{5.7)}は、逆対称荷重を受ける十字形部分骨組の弾塑性有限要素解析により、縦スチフナによるパネルゾーンのせん断変形に対する補強効果を検討している。

本章では、梁フランジ力に対するスチフナの補強効果を明らかにすることを目的として、梁フランジと柱との部分接合部のみを取り出したモデルを対象としており、柱軸力や梁ウェブなどが耐力に及ぼす影響は考慮しない。まず、複数の崩壊機構に対して降伏線理論を用いて降伏耐力の評価式を導出する。ここで、H形断面柱弱軸側（反偏心側）に取り付ける梁を図5.1に破線で描くようにピン接合する場合を想定し、梁フランジに回転が生じる崩壊機構も考慮する。続いて、引張側梁フランジ接合部を模擬した試験体を用いて載荷実験を行い、弾塑性性状を検討するとともに、耐力評価式の精度および想定した崩壊機構の妥当性を示す。

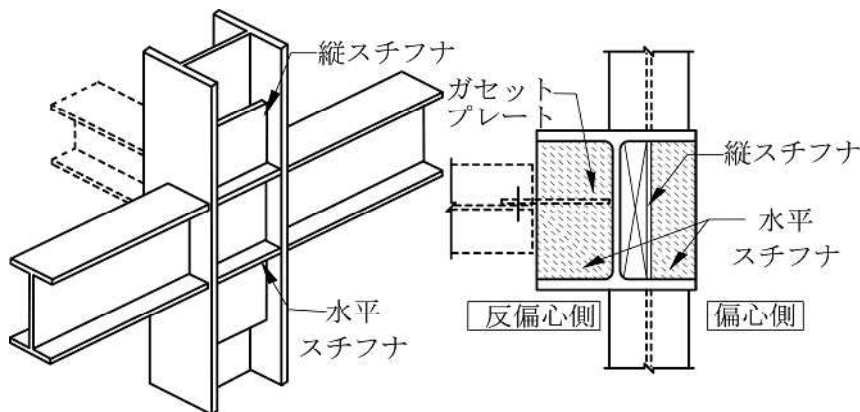


図5.1 H形断面柱梁偏心接合部

5.2 局部耐力評価式の導出

梁フランジと柱との接合部の耐力評価のために、図 5.2 に示す崩壊機構 R および図 5.3 に示す崩壊機構 NR1 ~ NR4 を考える。いずれも梁フランジは剛体とする。太線は降伏線、網掛け部分は降伏場を表す。いずれの図も引張側を想定しているが、圧縮側についても同様に考えられる。なお、本章では図 5.1 に示したようにスチフナ外縁と柱フランジ外縁が一致する場合を対象とする。

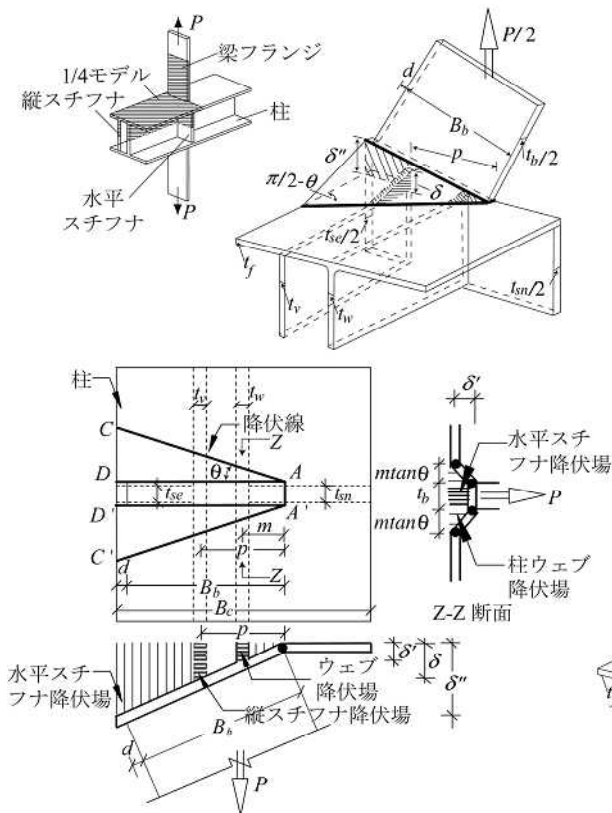


図 5.2 崩壊機構 R (上図：1/4 モデル)

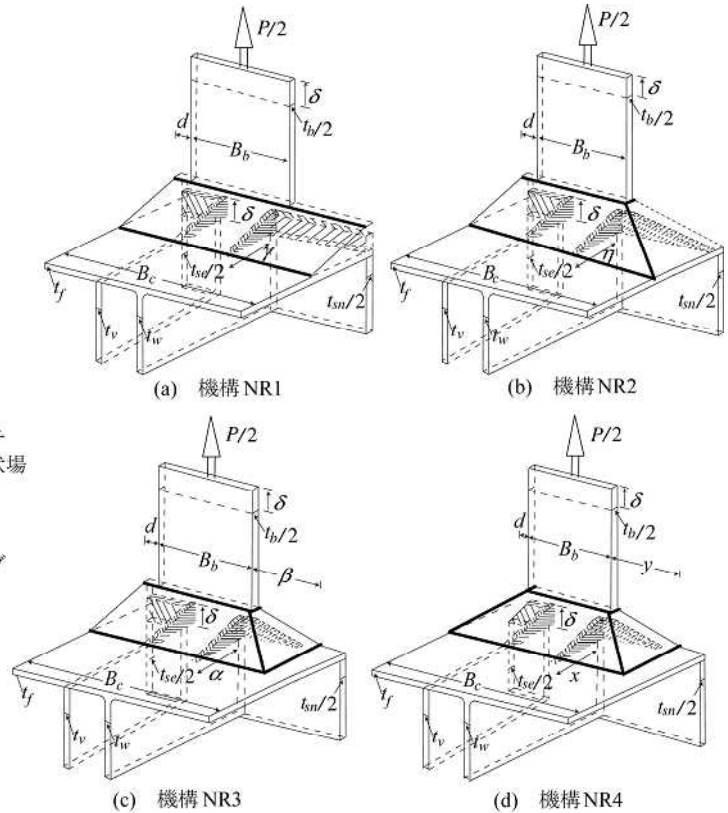


図 5.3 崩壊機構 NR シリーズ (1/4 モデル)

5.2.1 崩壊機構 R

柱弱軸側の梁がピン接合される場合には、弱軸梁のフランジが接合部の横方向への移動を拘束しない。そこで、図 5.2 に示す梁フランジが回転する機構 R を考える。梁フランジ力の作用方向はフランジ回転した後も初期材軸方向を維持するものとする。柱ウェブおよび縦スチフナに三角形の降伏場が生じる。偏心側の水平スチフナには台形の降伏場が生じ、反偏心側の水平スチフナには柱ウェブに近い領域で三角形の降伏場が生じる。ウェブの中央面と鋼板の中央面で分割した 1/4 モデルの透視図を図 5.2 の上側に示す。

図 5.2 に示すように鋼板に仮想変位 δ を与えたとき、降伏線 AC ($A'C'$) の回転角は $\delta / (p \sin \theta)$ 、降伏線 AD ($A'D'$) の回転角は $\delta / (p \tan \theta)$ 、降伏線 AA' の回転角は δ / p となる。ここで、 p は反偏心側梁フランジ端部から縦スチフナ中心線間の距離を表し、 $p = B_b / 2$ である。柱フランジ上の降伏線における単位長さあたりの全塑性モーメントを M_p で表すと、降伏線 AC ($A'C'$)、AD ($A'D'$)、AA' における内力仕事は次式のように得られる。

$$E_{AC}^{in} = \frac{(B_b + d)M_p}{p \sin \theta \cos \theta} \delta \quad (5.1)$$

$$E_{AD}^{in} = (B_b + d)M_p \frac{\delta}{p \tan \theta} \quad (5.2)$$

$$E_{AA'}^{in} = t_b M_p \frac{\delta}{p} \quad (5.3)$$

ここで、 B_b ：梁フランジ幅， t_b ：梁フランジ厚さ， d ：偏心側柱フランジ縁から梁フランジ縁までの距離をそれぞれ表す。縦スチフナ降伏場の内力仕事は次式のように得られる。

$$E_{YFV}^{in} = (t_b + p \tan \theta) t_{vs} \sigma_{vy} \delta \quad (5.4)$$

ここで、 t_{vs} ：縦スチフナ厚さ， σ_{vy} ：縦スチフナ降伏応力をそれぞれ表す。柱ウェブ降伏場の内力仕事は次式のように得られる。

$$E_{YFW}^{in} = [t_b + m \tan \theta] t_w \sigma_{wy} \frac{m}{p} \delta \quad (5.5)$$

ここで、 $m = B_b + d - B_c / 2$ ， B_c ：柱フランジ幅， t_w ：柱ウェブ厚さ， σ_{wy} ：柱ウェブの降伏応力をそれぞれ表す。水平スチフナ降伏場の内力仕事は次式のように得られる。

$$E_{YFS}^{in} = \frac{(m - t_{vs} / 2)(B_b + d + p + t_{vs} / 2)}{2p} t_{se} \sigma_{sey} \delta + (m - t_w / 2)^2 t_{sn} \sigma_{sny} / (2p) \delta \quad (5.6)$$

ここで、 t_{se} ：偏心側水平スチフナ厚さ， t_{sn} ：反偏心側水平スチフナ厚さ， σ_{sey} ：偏心側水平スチフナ降伏応力， σ_{sny} ：反偏心側水平スチフナ降伏応力をそれぞれ表す。式(5.1)～(5.6)により内部仮想仕事の合計 E_R^{in} は次式となる。

$$E_R^{in} = 2E_{AC}^{in} + 2E_{AD}^{in} + E_{AA'}^{in} + E_{YFV}^{in} + E_{YFW}^{in} + E_{YFS}^{in} \quad (5.7)$$

梁フランジ力を P で表すと、外力仕事 E_R^{ex} は次式となる。

$$E_R^{ex} = P \delta \quad (5.8)$$

仮想仕事の原理から $E_R^{in} = E_R^{ex}$ が成立する。以上より、柱フランジの厚さ t_f および柱フランジの降伏応力 σ_y を用いて、 $M_p = t_f^2 \sigma_y / 4$ とすると耐力評価式は次式のように得られる。

$$\begin{aligned} \hat{P}_y^R &= \frac{(B_b + d)t_f^2 \sigma_y}{p \sin 2\theta} + \frac{(B_b + d)t_f^2 \sigma_y}{2p \tan \theta} + [p t_{vs} \sigma_{vy} + m^2 t_w \sigma_{wy} / p] \tan \theta \\ &+ \frac{t_b t_f^2 \sigma_y}{4p} + t_b t_{vs} \sigma_{vy} + m t_b t_w \sigma_{wy} / p + (m - t_w / 2)^2 t_{sn} \sigma_{sny} / (2p) \\ &+ \frac{(m - t_{vs} / 2)(B_b + d + p + t_{vs} / 2)}{2p} t_{se} \sigma_{sey} \end{aligned} \quad (5.9)$$

ここで、 P_y^R の最小値を与える θ を数値的に求める必要がある。得られた θ により降伏線が現れる位置を予想できる。

5.2.2 崩壊機構 NR シリーズ

文献 5.8) で検討した崩壊機構を参考にして、梁フランジが回転しない機構として、図 5.3 に示す 4 種類の機構 NR1～NR4 を考える。いずれも縦スチフナと柱ウェブは同様に降伏するが、水平ス

チフナの降伏場の形状が異なっている。耐力評価式の導出過程は文献 5.8)で検討したものと類似であり、以下では耐力評価式のみを示す。

機構 NR1 および NR2 は未知数を 1 つ (γ および η) 含むが、耐力評価式 P_y^{NR1} , P_y^{NR2} は次のように陽に表すことができる。

$$P_y^{NR1} = 2t_f \sqrt{\sigma_y B_c (t_w \sigma_{wy} + t_{vs} \sigma_{vy})} + t_b t_w \sigma_{wy} + t_b t_{vs} \sigma_{vy} + \left(\frac{B_b}{2} + d - \frac{t_{vs}}{2}\right) t_{se} \sigma_{sey} + \left(\frac{B_c}{2} - \frac{t_w}{2}\right) t_{sn} \sigma_{sny} \quad (5.10)$$

$$\text{ただし, } \gamma = t_f \sqrt{B_c \sigma_y / (t_w \sigma_{wy} + t_{vs} \sigma_{vy})} \quad (5.11)$$

$$P_y^{NR2} = 2t_f \sqrt{B_c \sigma_y \left[\frac{t_f^2 \sigma_y}{2(B_c - B_b - d)} + t_w \sigma_{wy} + t_{vs} \sigma_{vy} \right]} + t_b t_w \sigma_{wy} + t_b t_{vs} \sigma_{vy} + t_f^2 \sigma_y \frac{t_b}{4(B_c - B_b - d)} + \left(\frac{B_b}{2} + d - \frac{t_{vs}}{2}\right) t_{se} \sigma_{sey} + \left(\frac{B_b}{2} + \frac{d}{2} - \frac{t_w}{2}\right) t_{sn} \sigma_{sny} \quad (5.12)$$

$$\text{ただし, } \eta = t_f \sqrt{B_c \sigma_y / \left[\frac{t_f^2 \sigma_y}{2(B_c - B_b - d)} + t_w \sigma_{wy} + t_{vs} \sigma_{vy} \right]} \quad (5.13)$$

機構 NR3 および機構 NR4 は未知数を 2 つ (α と β , x と y) 含むため、耐力評価式 P_y^{NR3} , P_y^{NR4} は陽に導出できず、変数 ξ および λ を含む形で得られる。ここで、 $\beta = \xi \alpha$ および $y = \lambda x$ の関係である。式(5.14)および式(5.16)において、耐力評価値が最小となる変数 ξ および λ を数値的に求める必要がある。

$$P_y^{NR3} = 2t_f \sqrt{\sigma_y \left(B_b + d + \frac{t_b}{2\xi} \right) (t_w \sigma_{wy} + t_{vs} \sigma_{vy} + \frac{\xi}{2} t_{sn} \sigma_{sny})} + t_f^2 \sigma_y \left(\frac{1}{\xi} + \xi \right) + t_b t_w \sigma_{wy} + t_b t_{vs} \sigma_{vy} + \left(\frac{B_b}{2} - \frac{t_{vs}}{2} + d\right) t_{se} \sigma_{sey} + \left(B_b - \frac{B_c}{2} - \frac{t_w}{2} + d\right) t_{sn} \sigma_{sny} \quad (5.14)$$

$$\text{ただし, } \alpha = t_f \sqrt{\sigma_y \left(B_b + d + \frac{t_b}{2\xi} \right) / (t_w \sigma_{wy} + t_{vs} \sigma_{vy} + \frac{\xi}{2} t_{sn} \sigma_{sny})} \quad (5.15)$$

$$P_y^{NR4} = 2t_f \sqrt{\sigma_y \left(\frac{2B_b + d}{2} + \frac{3t_b}{4\lambda} + \frac{d}{2} \right) (t_f^2 \sigma_y \frac{1}{2d} + t_w \sigma_{wy} + t_{vs} \sigma_{vy} + \frac{\lambda}{2} t_{sn} \sigma_{sny})} + t_f^2 \sigma_y \left(\frac{1}{\lambda} + \lambda \right) + t_b t_w \sigma_{wy} + t_b t_{vs} \sigma_{vy} + \left(\frac{B_b}{2} + \frac{d}{2} - \frac{t_{vs}}{2}\right) t_{se} \sigma_{sey} + \left(B_b - \frac{B_c}{2} - \frac{t_w}{2} + d\right) t_{sn} \sigma_{sny} \quad (5.16)$$

$$\text{ただし, } x = t_f \sqrt{\sigma_y \left(\frac{2B_b + d}{2} + \frac{3t_b}{4\lambda} + \frac{d}{2} \right) (t_f^2 \sigma_y \frac{1}{2d} + t_w \sigma_{wy} + t_{vs} \sigma_{vy} + \frac{\lambda}{2} t_{sn} \sigma_{sny})} \quad (5.17)$$

5.2.3 偏心接合部の局部降伏耐力評価式

機構 R および機構 NR シリーズの降伏耐力はいずれも降伏線理論によって導出したものであり、

値の小さい方が真の降伏荷重に近いと考えられる。よって、次式により H 形断面柱梁偏心接合部の局部降伏耐力評価値が得られる。

$$local P_y = \min(P_y^R, P_y^{NR1}, P_y^{NR2}, P_y^{NR3}, P_y^{NR4}) \quad (5.18)$$

5.3 接合部局部引張実験

5.3.1 試験体および载荷・計測方法

試験体は、H 形断面柱梁接合部における引張側梁フランジ接合部をモデル化したものである。表 5.1 および図 5.4 に示すように、縦スチフナおよび水平スチフナの厚さが異なる 6 体の試験体は、全て柱が H-175×175×7.5×11 のスチフナ付き試験体である。梁フランジを模擬した鋼板（以下梁フランジと呼ぶ）の厚さ t_b は 22mm, 9mm とする。 t_b が 22mm の試験体は柱の局部降伏が先行することを想定している。 t_b が 9mm の試験体は梁降伏が先行することを想定しており、スチフナによる補強効果を確認する。反偏心側水平スチフナ厚さ t_{sn} と偏心側水平スチフナ厚さ t_{se} および縦スチフナ厚さ t_{vs} は、各試験体ごとで同じ寸法を与える。梁フランジは水平スチフナと芯を合わせて、柱と完全溶込み溶接（裏はつり形式）で接合する。柱局部降伏の耐力評価精度を 2 つの試験体で検討するため、スチフナ厚として 6mm および 9mm を考える。スチフナはノンスカラップとし、厚さ 6mm の水平スチフナは隅肉溶接で、厚さ 9mm の水平スチフナは完全溶込み溶接（裏はつり形式）で取り付ける。縦スチフナは全て完全溶込み溶接（裏当て金形式）で取り付ける。

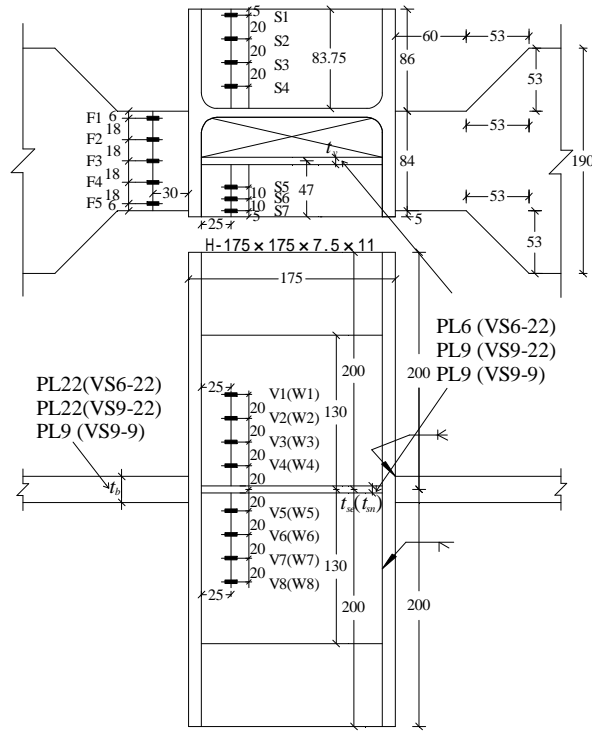
表 5.1 試験体諸元および耐力評価値

試験体	t_{se} (t_{sn}) (mm)	t_{vs} (mm)	t_b (mm)	θ (°)	P_y^R (kN)	P_y^{NR1} (kN)	P_y^{NR2} (kN)	P_y^{NR3} (kN)	P_y^{NR4} (kN)	${}_2P_y^*$ (kN)	P_b (kN)	$test P_y$ (kN)	実験値/ 評価値
VS6-22	6(6)	6	22	37	382	681	607	532	686	/	642	460	1.20
VS9-22	9(9)	9	22	34	463	809	704	600	746	/		573	1.24
VS9-9	9(9)	9	9	34	425	743	637	523	661	/	231	229	0.99
VS9-9H	9(9)	9	9	19	464	854	1076	736	1144	/		226	0.98
VS6-22H	6(6)	6	22	19	491	765	1042	707	1075	/	642	590	1.20
TS6-22N*	6	/	22	/	/	/	/	/	/	575		636	1.11

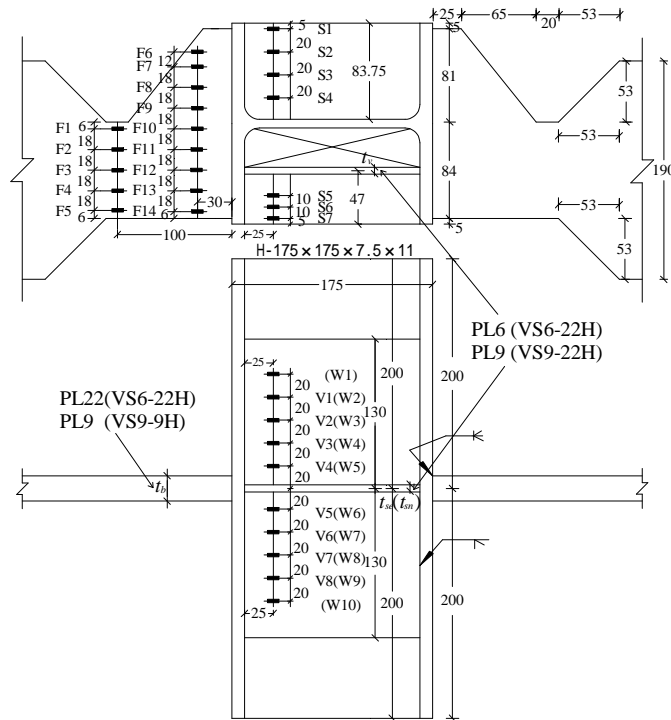
* 非偏心試験体であり、文献 5.8) に示された崩壊機構 2 に対する耐力評価式 ${}_2P_y$ を用いる。

図 5.4(b) に示す試験体 VS9-9H および VS6-22H は、ハンチの補強効果^{5.3), 5.9)}を検討するためのハンチ付き試験体である。一般にハンチは梁端溶接部等の応力低減を主目的としているのに対し、ここでは偏心の影響を低減することも目的の 1 つと考えている。本章では载荷装置寸法の制約もあり、一例として図のようなハンチ寸法を与えた。また、図 5.4(c) に示す試験体 TS6-22N は比較のための水平スチフナのみで補強した非偏心試験体である。表 5.2 に材料特性を、図 5.5 に载荷および変位計測方法を示す。図 5.2 に示した梁フランジが回転する崩壊機構 R の発生を可能とするためピン治具を用いる。柱フランジ外縁から 170mm 離れたところの相対変位 d_1 および d_2 を測定し、梁フランジ中心点の変位 Δ は d_1 および d_2 の平均値とする。万能試験機により柱フランジの面

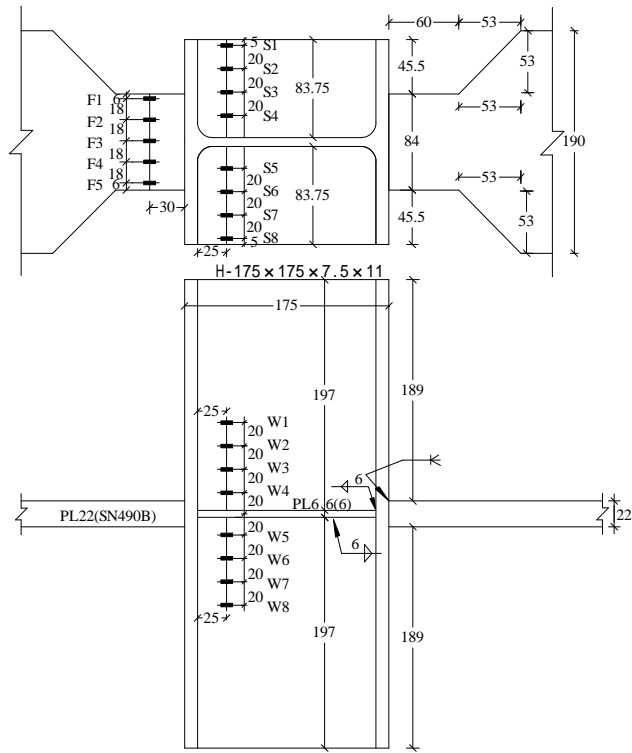
外変形が明瞭となる時点まで载荷する。なお、偏心試験体では柱両端の自由縁部にまで変形が達することを防ぐため写真 5.1 に示すように H 形鋼の材端にクランプを用いて拘束した。



(a) 試験体 VS6-22 (VS9-22, VS9-9)



(b) 試験体 VS6-22H (VS9-9H)



(c) 試験体 TS6-22N

図 5.4 試験体および歪ゲージ位置

表 5.2 材料特性

材料	降伏応力 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	伸び率 (%)
H-175×175×7.5×11*	291	444	28.50
[SS400]	304	446	25.50
22mm 鋼板 [SN490B]	375	527	25.50
9mm 鋼板 [SN400B]	305	446	29.50
6mm 鋼板 [SN400B]	340	451	20.25

* H-175 × 175 上段：フランジ 下段：ウェブ

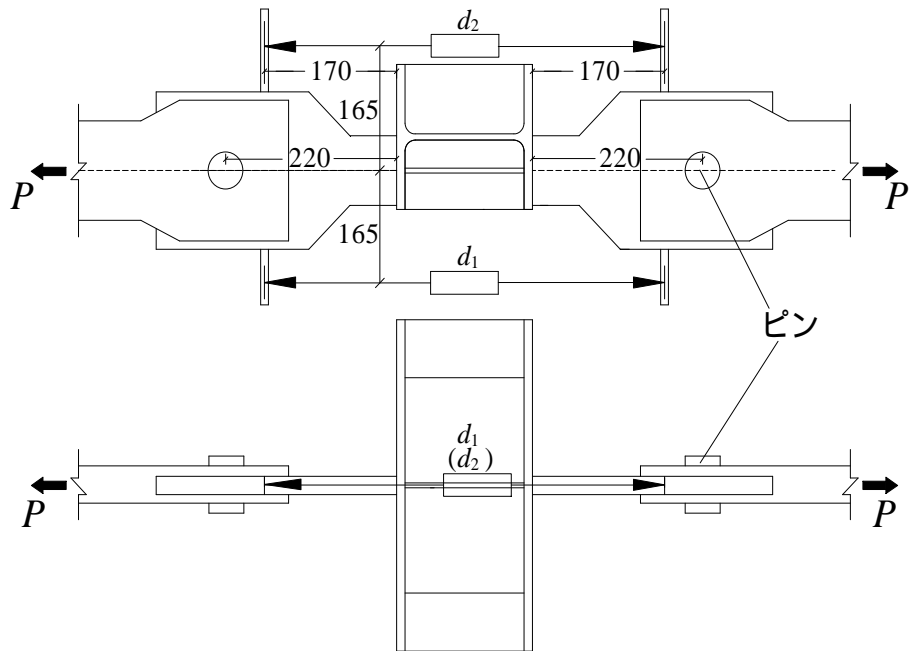


図 5.5 荷重および変位計測方法



写真 5.1 試験体セットアップ (試験体 VS6-22)

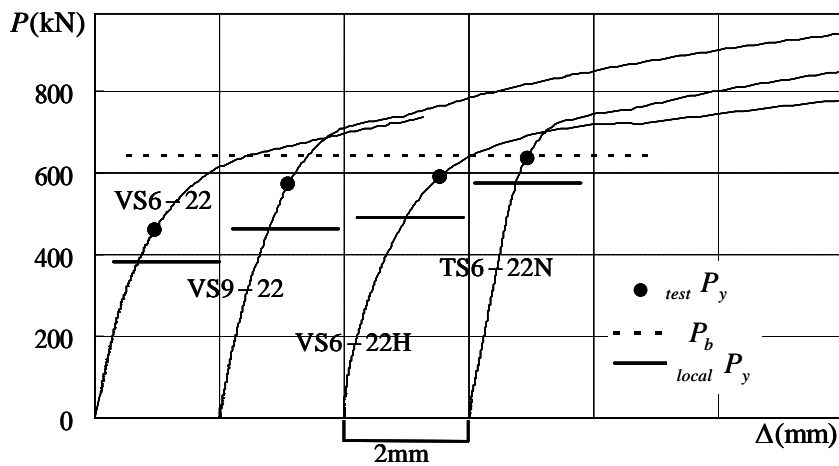
5.3.2 荷重～変形関係曲線

図 5.6 に荷重～変形関係曲線を各試験体について実線で描く。荷重～変形関係曲線において、接線剛性が初期剛性の $1/3$ となる荷重を降伏荷重 ${}_{test}P_y$ とし、図中に示す。式(5.18)に示した ${}_{local}P_y$ (表 5.1 に示した局部耐力評価値 $P_y^R, P_y^{NR1}, P_y^{NR2}, P_y^{NR3}, P_y^{NR4}$ の最小値) および梁フランジの降伏耐力評価値 ($P_b = B_b \times t_b \times \sigma_{bfy}$: σ_{bfy} は梁フランジ降伏応力。) のレベルも図中に示す。なお、試験体 TS6-22N では ${}_{local}P_y = {}_2P_y$ である。

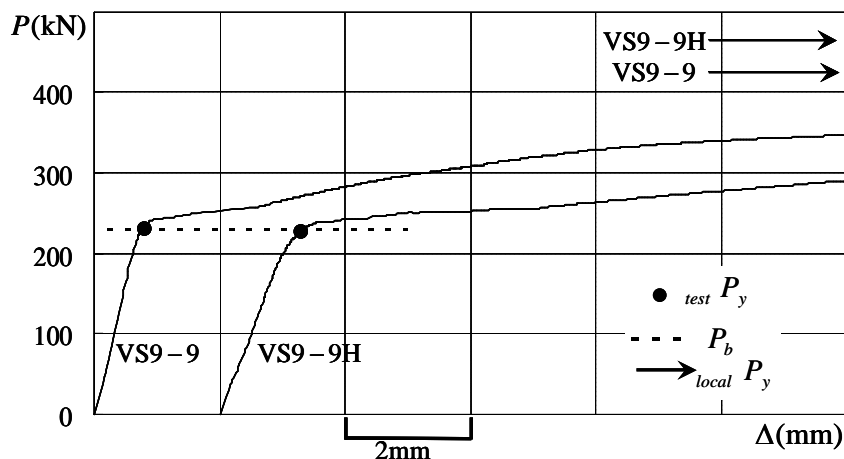
試験体 VS6-22, VS9-22, VS6-22H, TS6-22N は、 ${}_{local}P_y$ が P_b より十分小さく、柱の局部降伏が確認

された。降伏荷重実験値 $_{test}P_y$ と耐力評価値（太字で示す）の比を表 5.1 の右側に示す。偏心試験体（VS6-22，VS9-22，VS6-22H）では 2 割程度，非偏心試験体（TS6-22N）では 1 割程度実験値が大きい。なお，本章の耐力評価の過程ではスチフナの隅肉溶接や柱フィレットを考慮していないが，文献 5.8)にはこれらを考慮することで 1 割程度評価値が増大することが示されている。試験体 VS6-22 と試験体 VS9-22 を比べると，縦スチフナおよび水平スチフナを厚くすることにより降伏耐力が上昇している。試験体 VS6-22 と試験体 VS6-22H を比べると，ハンチによる耐力上昇が確認できる。なお，梁フランジと角形鋼管柱の偏心接合部に対するハンチによる補強効果については，文献 5.3)において有限要素解析により示されている。

一方，試験体 VS9-9，VS9-9H は $_{local}P_y$ が P_b より十分大きく，梁フランジの降伏が確認された。実験値 $_{test}P_y$ が梁フランジの降伏耐力評価値 P_b とほぼ対応している。



(a) 試験体 VS6-22，VS9-22，VS6-22H，TS6-22N



(b) 試験体 VS9-9，VS9-9H

図 5.6 $P \sim \Delta$ 関係曲線

5.3.3 梁フランジ回転の検討

5.2 節で検討した崩壊機構 R では，梁フランジの偏心側および反偏心側の変位が等しくならず，剛体とした梁フランジが回転するという特徴がある。図 5.7 に $P \sim d_1$ および $P \sim d_2$ 関係曲線を各

試験体ごとに示す。局部降伏耐力評価値 $local P_y$ および梁フランジの降伏耐力評価値 P_b も図中に示す。ここに、 d_1 および d_2 は図 5.5 に示したようにそれぞれ偏心側および反偏心側の相対変位である。

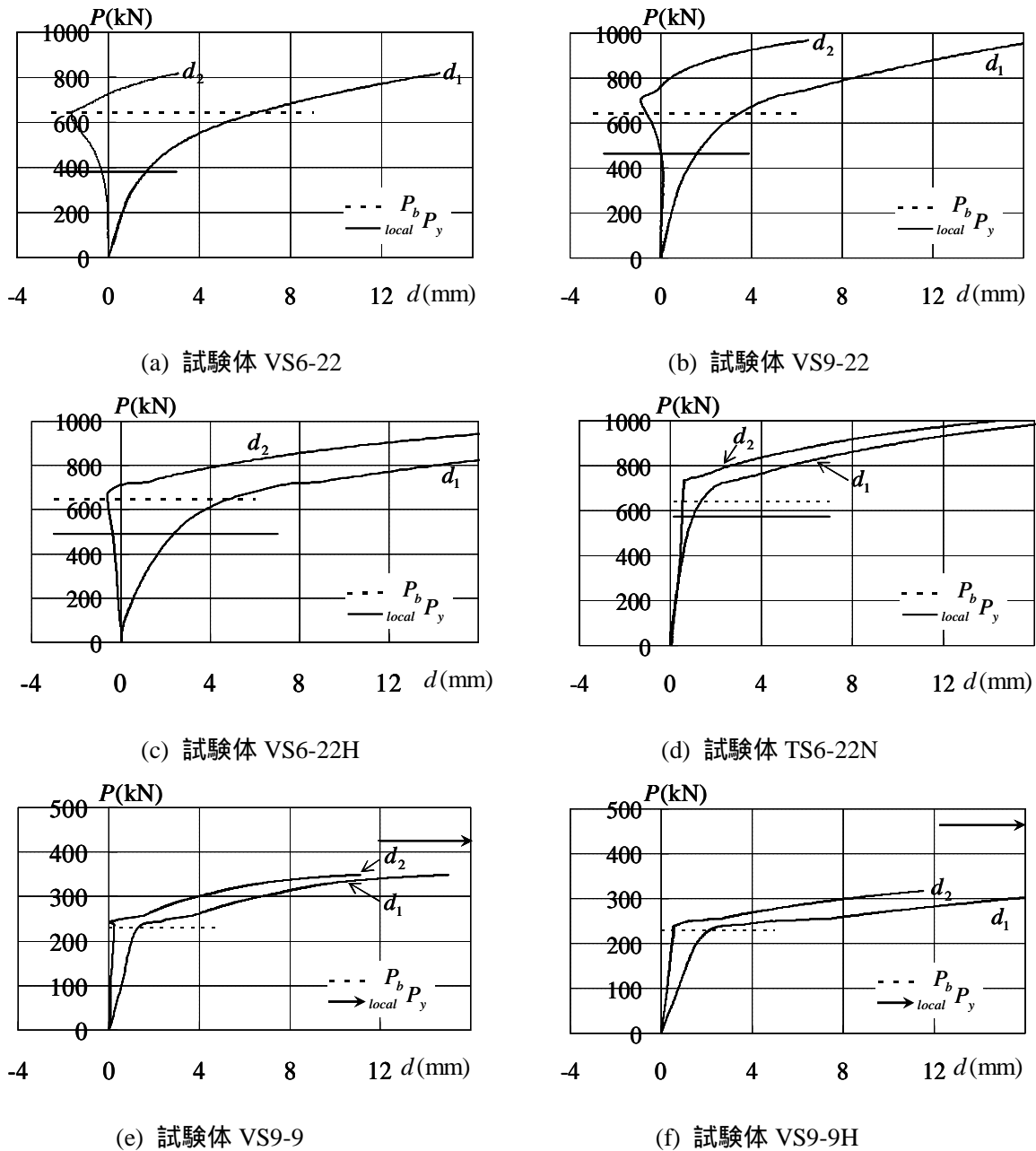


図 5.7 $P \sim d_1 (d_2)$ 関係曲線

試験体 VS6-22, VS9-22, VS6-22H では、偏心側の変位 d_1 が単調に増大しているのに対し、梁降伏荷重 P_b 付近までは反偏心側の変位 d_2 が縮む方向に進むことが分かる。特に、ハンチの無い試験体 VS6-22, VS9-22 では、局部降伏耐力評価値 $local P_y$ の付近から d_2 の縮み量が顕著となっている。これは、梁フランジの回転を伴う崩壊機構 R が生じたことを示しており、機構 R の耐力評価値が最小となっていることに対応する。梁が降伏した後は d_2 は d_1 と同じ方向に単調に増大している。梁降伏荷重 P_b 付近において梁フランジ回転角 (d_1 と d_2 の差から算定) が最も大きい試験体は

VS6-22 であり，回転角は 1/80 程度である。

非偏心試験体 TS6-22N では降伏荷重付近で d_1 と d_2 の間に差が生じるものの差は小さい。偏心試験体 VS9-9, VS9-9H は梁フランジが先行降伏し柱の局部降伏は生じないが，弾性域において d_1 と d_2 の増大量に差が見られる。これは偏心側の剛性が反偏心側よりも小さいことに起因すると考えられる。

5.3.4 歪分布の推移

歪ゲージを用いて試験体各部の歪分布を測定した。図 5.8 および図 5.9 に，梁フランジ降伏荷重までの各荷重レベルにおける柱ウェブ歪分布 ε および縦スチフナ歪分布 ε_v と，崩壊機構 R についての予想降伏範囲（印間の領域）を，試験体 VS6-22, VS9-22 および VS6-22H について示す。図 5.9(c)では左から 4 番目の歪が計測不能となっており，左から 3 番目と 5 番目を直線で結んだ。いずれも，柱ウェブの歪と比べて，縦スチフナの歪が大きくなっており，崩壊機構 R に対応している。縦スチフナでは，予想降伏範囲における歪が大きい。ハンチ付き試験体 VS6-22H の柱ウェブ歪が予想降伏範囲内であまり大きくない。これは，後に図 5.10(c)に示すように反偏心側の水平スチフナと梁フランジの歪の一部が負（圧縮）になることと関係していると考えられる。

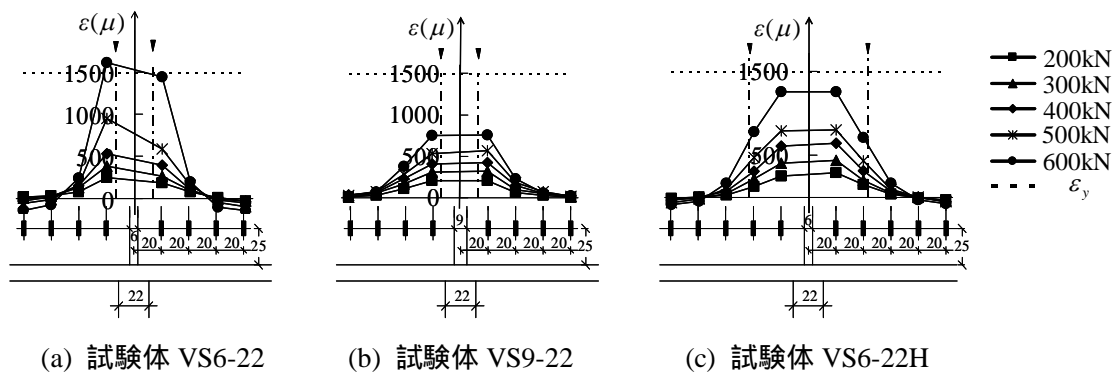


図 5.8 柱ウェブの歪分布および予想降伏範囲

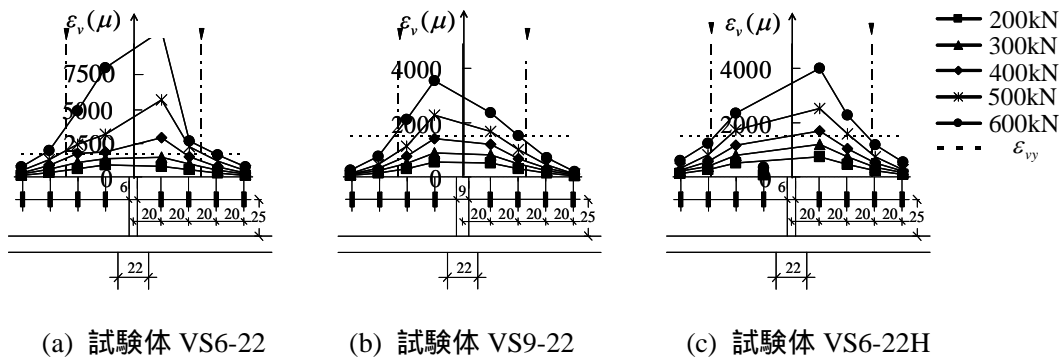
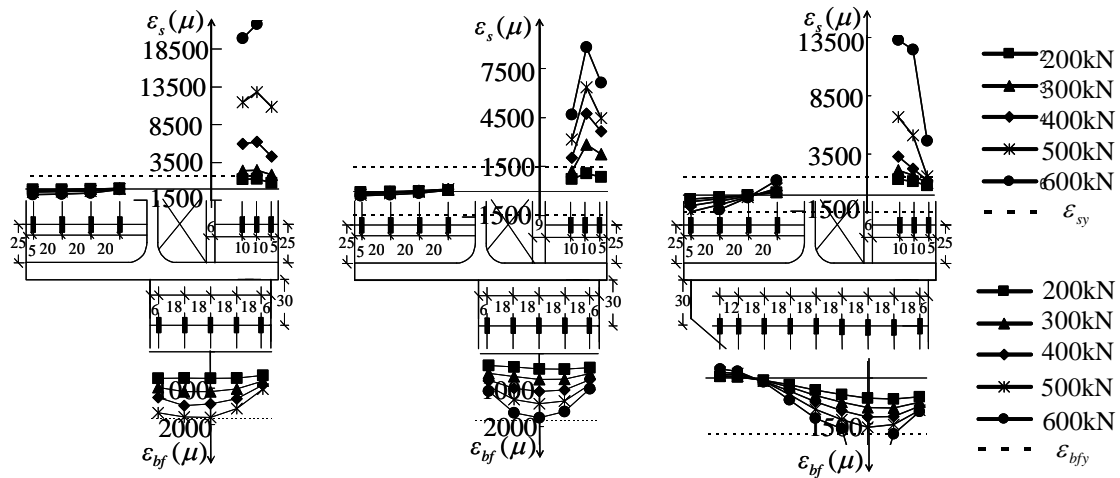


図 5.9 縦スチフナの歪分布および予想降伏範囲

次に各荷重レベルにおける水平スチフナの歪分布 ε_s および梁フランジの歪分布 ε_{bf} を図 5.10 に示す。反偏心側の水平スチフナについては，試験体 VS6-22, VS9-22 では歪がほとんど生じていないのに対し，ハンチ付き試験体 VS6-22H では外縁に近い領域で圧縮歪が生じている。偏心側の水

平スチフナでは、いずれも降伏荷重実験値 $_{test}P_y$ (460kN, 573kN および 590kN) よりも小さい荷重レベルから降伏歪を超えている。梁フランジの歪分布では、ハンチ付き試験体 VS6-22H において水平スチフナと同様、反偏心側の外縁に近い領域で圧縮歪が生じており、ハンチによる梁フランジの回転抑止効果が確認できる。

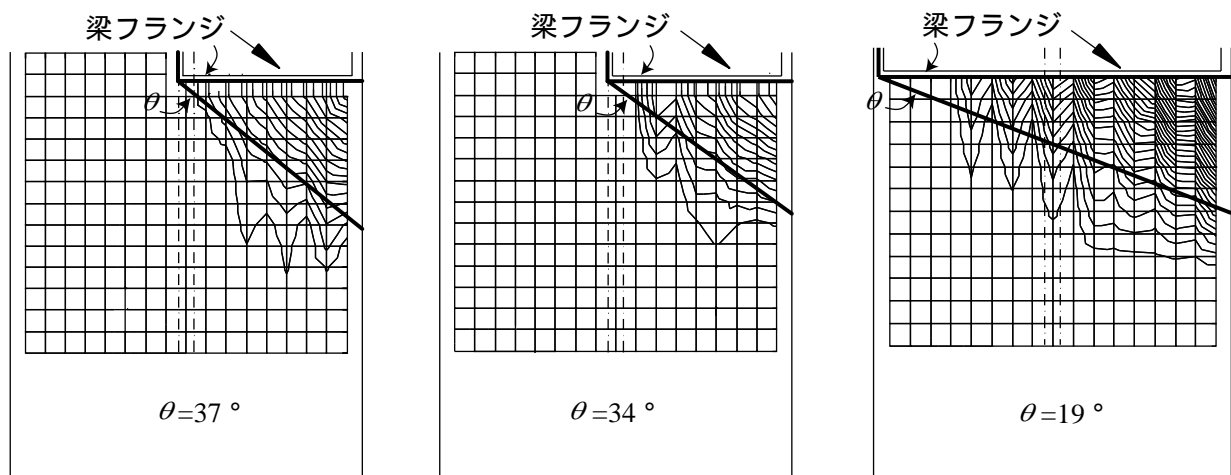


(a) 試験体 VS6-22 (b) 試験体 VS9-22 (c) 試験体 VS6-22H

図 5.10 水平スチフナおよび梁フランジの歪分布

5.3.5 実験後の残留変形

実験前にあらかじめ試験体の柱フランジ上に 1cm×1cm 間隔の格子を描いておき、実験後に柱フランジの面外変形を測定する。図 5.11 には、試験体 VS6-22, VS9-22, VS6-22H について実験後の柱フランジ面外残留変形の等高線を 0.25mm 間隔で細い実線で描くとともに、機構 R について予想される降伏線位置を太い実線で描く。表 5.1 に機構 R の降伏線位置を定める θ の値を示した。等高線は予想降伏線の外側にも広がっているが、機構 R と類似した変形状態が現われていると言える。いずれの試験体も柱の変形は梁フランジ接合部の近傍の領域でのみ生じており、柱端部の領域まで変形は達していない。写真 5.2 に試験体 VS6-22 について実験終了後の変形状態を示す。



(a) 試験体 VS6-22

(b) 試験体 VS9-22

(c) 試験体 VS6-22H

図 5.11 柱フランジ面外残留変形の等高線および予想降伏線



写真 5.2 実験後の変形状態（試験体 VS6-22）

5.4 まとめ

本章では、縦スチフナおよび水平スチフナで補強された H 形断面柱と H 形断面梁との偏心接合に着目し、梁フランジと柱との部分接合部の局部降伏耐力評価式を導出するとともに、部分接合部試験体の載荷実験を行った。検討した事項と得られた知見を以下にまとめる。

- (1) 梁フランジが剛体的に回転する機構を含む 5 種類の崩壊機構を想定し、降伏線理論により耐力評価式を導出した。
- (2) 引張側梁フランジ接合部を模擬した 6 体の部分接合部試験体に対して、梁フランジの回転を可能とするためピン治具を用いて引張載荷実験を行い、弾塑性挙動を分析した。
- (3) 柱に局部降伏が生じる偏心試験体では、柱が局部降伏してから梁フランジが降伏するまでの間、梁フランジの回転が顕著となる挙動を呈した。これは、回転を考慮した崩壊機構に対する耐力評価値が最小であったことと対応している。耐力評価値は実験時の降伏荷重よりも 20% 程度小さく、過小評価となった。
- (4) 載荷過程の柱ウェブ、縦スチフナおよび水平スチフナの歪分布と実験後の柱フランジ面外変形を測定し、局部降伏が生じる偏心試験体の変形状態が回転を考慮した崩壊機構と良好に対応することを示した。
- (5) 梁フランジにハンチを付けた試験体の実験結果より、ハンチにより降伏荷重が増大することを示した。反偏心側の水平スチフナおよび梁フランジハンチの外縁部で歪が圧縮となり、ハンチによる梁フランジの回転抑止効果が確認された。
- (6) a) 柱に局部降伏が生じる偏心試験体では偏心側水平スチフナの塑性変形が顕著になったこと、
b) 梁が先行降伏する試験体では弾性域において偏心側の変形が大きくなったこと、を考慮すると、接合部補強の観点からは偏心側水平スチフナを十分厚くすることが望ましいと考えられる。

本章では H 形断面柱梁偏心接合部に関する研究の第 1 段階として、梁フランジ接合部の局部降

伏耐力について検討した。これまでに縦スチフナによる接合部パネルの補強効果を有限要素解析により明らかにしているが^{5.7)}、梁偏心により生じるねじりモーメントを考慮したパネルゾーンの耐力評価については第 6 章で検討する。

参考文献

- 5.1) 田中智三, 田淵基嗣, 田中 剛: 梁偏心接合形式の角形鋼管柱・梁接合部パネルに関する研究 - その 1 . 有限要素解析による予備検討 - , 日本建築学会近畿支部研究報告集, 第 39 号, pp.241-244, 1999.6
- 5.2) 久保田淳, 瀧 正哉, 藤村 博, 荻原行正, 福元敏之: 分割外ダイアフラム形式を用いたコンクリート充填角形鋼管柱・鉄骨梁接合部の実験的研究 その 2 側柱形式の接合部局部引張実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1, pp.1105-1106, 2004.8
- 5.3) 槇枝丈史, 橋本篤秀, 菅野哲也, 萩野 毅, 武田成悟, 中村真洋: ノンダイアフラム形式の鋳鋼製柱梁接合部に関する研究 その 4 梁偏心の影響, 日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1, pp.823-824, 2005.9
- 5.4) 押田光弘, 一戸康生, 齋藤啓一, 福元敏之, 立花正彦, 森田耕次: 鉄骨偏心梁の取り付け通しダイアフラム形式・角形 CFT 部分骨組の力学的性状, 日本鋼構造協会鋼構造論文集, 第 12 巻第 48 号, pp.17-30, 2005.12
- 5.5) 吉田文久, 小野徹郎: 梁が偏心して取り付けノンダイアフラム形式柱梁接合部の耐力について, 日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1, pp.531-532, 2006.9
- 5.6) Lyle P.Carden, Gokhan Pekcan and Ahmad M.Itani: Web Yielding, Crippling, and Lateral Buckling under Post Loading, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.133, No.5, pp.665-673, 2007
- 5.7) 劉 翠平, 田川 浩: 梁偏心接合形式の H 形断面柱梁接合部パネルの弾塑性有限要素解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1, pp.819-820, 2007.8
- 5.8) 田川 浩, 劉 翠平: 梁フランジ幅が H 形断面柱スチフナ補強部の降伏耐力に及ぼす影響, 日本建築学会構造系論文集, 第 614 号, pp.115-122, 2007.4
- 5.9) 田中直樹, 澤本佳和, 佐伯俊夫, 深田良雄: 水平ハンチ付はり角形鋼管柱接合部の弾塑性挙動, 日本鋼構造協会鋼構造論文集, 第 5 巻第 20 号, pp.101-111, 1998.12
- 5.10) 劉 翠平, 田川 浩: H 形鋼柱と H 形鋼梁の偏心接合部の耐力評価式, 日本建築学会東海支部研究報告集, 第 45 号, pp.161-164, 2007.2

第6章 H形断面柱梁偏心接合部のパネル耐力

6.1 はじめに

鉄骨造建築物において、側柱などに梁を偏心させて取り付ける例が増加傾向にある。梁偏心接合骨組では柱は一般に角形鋼管が用いられ、最近の研究^{6.1-6.4)}では、CFT 鋼管柱やノンダイアフラム鋼管柱と H 形断面梁との偏心接合について検討されている。第 5 章^{6.5)}では柱に H 形鋼を用いる場合の柱梁偏心接合部に着目し、図 6.1 に示す接合形式における梁フランジ接合部の局部耐力を検討している。この接合形式では、梁ウェブと同一面上に縦スチフナを配置するとともに、縦スチフナの外側に水平スチフナを配置する。ところで、柱梁接合部の設計では第 5 章^{6.5)}で検討した局部耐力に関する検討に加えて、パネルゾーンのせん断耐力に関する検討も重要である。梁が偏心して柱に接合される場合、ねじりモーメントが生じるため、その影響を考慮してパネル耐力を評価する必要がある。既往の研究^{6.6-6.8)}において、角形鋼管柱 - 梁偏心接合部のパネル耐力に関して検討されている。

本章では、H 形断面柱梁偏心接合部におけるパネル耐力評価式の構築とパネル変形性状の解明を目的とする。まず、ねじりモーメントを考慮したパネルの耐力評価式を導出する。続いて、T 字形骨組試験体を用いた載荷実験を行い、パネルゾーンの変形性状や周辺部材の歪分布を検討するとともに、導出したパネル耐力評価式の精度を確認する。最後に、逆対称荷重を受ける十字形骨組モデルの弾塑性有限要素解析を行い、部材断面の大きさがパネル耐力評価式の精度に与える影響を検討する。

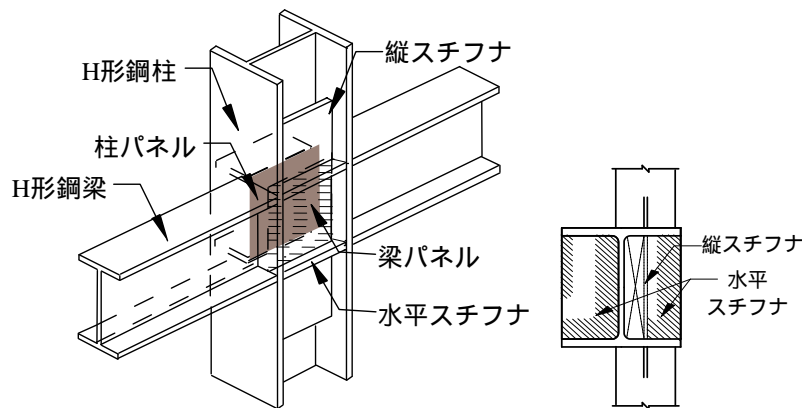


図 6.1 H 形断面柱梁偏心接合部^{6.5)}

6.2 偏心接合部パネルの耐力評価式の導出

本章では図 6.1 に示す形式の偏心接合部^{6.5)}を検討対象とし、縦スチフナ上のパネルを梁パネル、柱ウェブ上のパネルを柱パネルと呼ぶ。本節では、梁偏心の影響で生じるねじりモーメントを考慮したパネルの耐力評価式を導出する。

6.2.1 ねじりモーメント

図 6.2(a)に示すように梁フランジ接合部の断面が、梁フランジから合計 $P_f = P_f^L + P_f^R$ の力を受け

る場合、この梁フランジ力は図 6.2(b)に示すように接合部せん断中心 S に作用する力 P_f およびねじりモーメント M に置換することができる。なお、同(b)図中の e は梁ウェブ中心線とせん断中心 S との距離を表す。

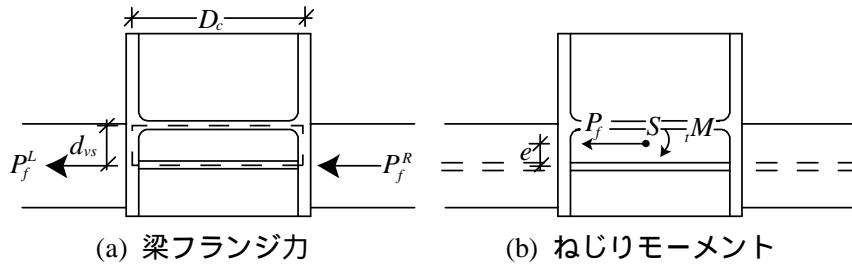


図 6.2 梁フランジレベルの力の置換

6.2.2 せん断力の分担

図 6.3(a)に示す十字形骨組および梁が片側に付く骨組を考える場合、接合部せん断中心 S を通るせん断力 Q は、標準形式パネルと同様に次のように求めることができる。

$$Q = n_b \frac{Fl}{2H_b} \left(1 - \frac{D_c}{l} - \frac{H_b}{h}\right) \quad (6.1)$$

ここに、 F : 梁端荷重、 D_c : 柱フランジ中心間距離、 H_b : 梁フランジ中心間距離、 l : 梁のスパン、 h : 柱のスパンを表す。 n_b は梁の本数で、十字形骨組では $n_b = 2$ 、梁が片側に付く骨組では $n_b = 1$ である。

図 6.2 について、梁フランジ力に対して両パネルのみが抵抗すると仮定して、接合部せん断中心を近似的に想定する。このとき、せん断中心 S を通る荷重 Q は梁パネルと柱パネルの断面 2 次モーメントに応じて分配され、梁パネル及び柱パネルが分担するせん断力 Q_{vs} 及び Q_{cw} はそれぞれ次式で表される。

せん断中心 S を通る荷重 Q は梁パネルと柱パネルの断面 2 次モーメントに応じて分配され、梁パネルおよび柱パネルが分担するせん断力 Q_{vs} および Q_{cw} はそれぞれ次式で表される。

$$Q_{vs} = \frac{n_b \cdot Fl}{2H_b} \frac{t_{vs}}{t_w + t_{vs}} \left(1 - \frac{D_c}{l} - \frac{H_b}{h}\right) \quad (6.2)$$

$$Q_{cw} = \frac{n_b \cdot Fl}{2H_b} \frac{t_w}{t_w + t_{vs}} \left(1 - \frac{D_c}{l} - \frac{H_b}{h}\right) \quad (6.3)$$

ここに、 t_w は柱ウェブ厚、 t_{vs} は縦スチフナ厚である。また、せん断中心回りのモーメントの釣合 $Q_{vs} \cdot e - Q_{cw} \cdot (d_{vs} - e) = 0$ を考慮すると、接合部せん断中心 S の位置は次のように得られる。

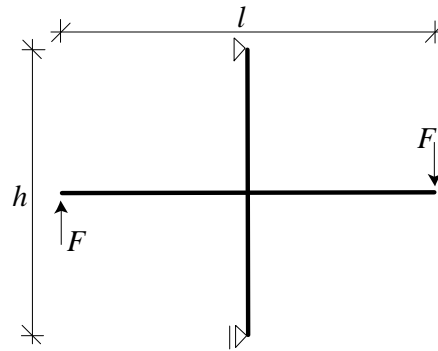
$$e = \frac{t_w d_{vs}}{t_w + t_{vs}} \quad (6.4)$$

ここに、 d_{vs} は柱ウェブから縦スチフナ中心間の距離である。

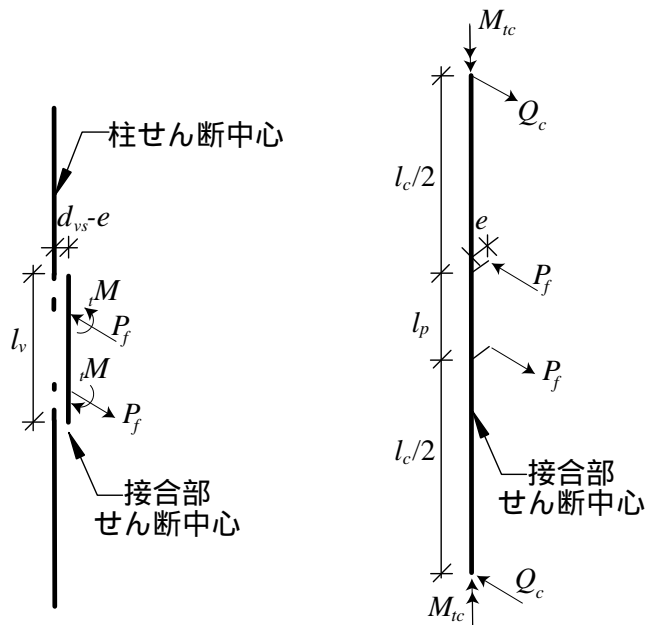
6.2.3 ねじりモーメントの分担

縦スチフナ（長さ l_v は梁せいよりも大きい）が配置されていない柱部分ではせん断中心は柱ウェブの中心にある。そのため図 6.3(b)に示すように柱せん断中心と接合部せん断中心は一致しないが、本論文では図 6.3(c)に示すように接合部せん断中心が続くと仮定して、トルクの釣り合い^{6.6)}

を考える。図中、 l_p はパネル高さ、 l_c は柱長さを表し、上下に同じモデルが続くと考える。



(a) 十字形骨組



(b) せん断中心の位置

(c) せん断中心の仮定とトルクの釣合^{6.6)}

図 6.3 検討モデル

ねじりモーメント ${}_iM$ は次式で表される。

$${}_iM = P_f \cdot e \quad (6.5)$$

式(6.4)を式(6.5)に代入して $P_f = n_b F(l - D_c)/(2H_b)$ を考慮すると、ねじりモーメント ${}_iM$ が次のように得られる。

$${}_iM = n_b \cdot F \frac{l - D_c}{2H_b} \frac{t_w d_{vs}}{t_w + t_{vs}} \quad (6.6)$$

ねじりモーメント ${}_iM$ は柱及び接合部部分にねじり定数に応じて分配される。一般に H 形鋼材ではサンプナンねじり抵抗に加えて反りねじり抵抗も考えるが、上述した柱部分と接合部部分のせん断中心不一致の影響が未解明であり、ここでは反りねじり抵抗を無視することとする。このとき、柱のねじりモーメント M_{tc} 及び接合部部分のねじりモーメント M_{tp} は、次のように表される。

$${}_iM = M_{tc} + M_{tp} \quad (6.7)$$

$$M_{tc} = \frac{n_b \cdot F(l - D_c)}{2H_b} \cdot \frac{t_w d_{vs}}{t_w + t_{vs}} \left(1 - \frac{K_{tp}/l_p}{K_{tp}/l_p + K_{tc}/l_c}\right) \quad (6.8)$$

$$M_{tp} = \frac{n_b \cdot F(l - D_c)}{2H_b} \cdot \frac{t_w d_{vs}}{t_w + t_{vs}} \frac{K_{tp}/l_p}{K_{tp}/l_p + K_{tc}/l_c} \quad (6.9)$$

ここに、 K_{tc} ：柱のサンブナンねじり定数、 K_{tp} ：接合部全断面のサンブナンねじり定数をそれぞれ表す。なお、 K_{tc} および K_{tp} は次式から算定される。

$$K_{tc} = \frac{1}{3}[2B_c t_f^3 + (D_c - t_f)t_w^3] \quad (6.10)$$

$$K_{tp} = K_{tube} + K_{cf} \quad (6.11)$$

ここに、 t_f ：柱フランジ厚、 B_c ：柱フランジ幅を表す。また、縦スチフナによって新たな閉断面が形成されるため、 K_{tube} は閉断面と考えたねじり定数である。 K_{cf} は閉断面以外の柱フランジのねじり定数を表す。 K_{tube} および K_{cf} は次式から算定される。

$$K_{tube} = 4(d_{vs} D_c)^2 \times \frac{1}{\frac{D_c}{t_{vs}} + \frac{D_c}{t_w} + 2 \times \frac{d_{vs} - t_w/2 - t_{vs}/2}{t_f}} \quad (6.12)$$

$$K_{cf} = 2\left[\left(\frac{B_c}{2} - \frac{t_w}{2}\right) \times t_f^3 / 3 + \left(\frac{B_c}{2} - d_{vs} - \frac{t_{vs}}{2}\right) \times t_f^3 / 3\right] \quad (6.13)$$

なお、6.2.2節で接合部せん断中心を算定する際は、両パネルの抵抗のみ考え柱フランジの抵抗を無視したが、式(6.10)に示すように柱について全断面のねじり定数を考えることに対応し接合部部分についても全断面のねじり定数を考えている。

ねじりモーメントは、梁パネルのせん断力が増加する方向、柱パネルのせん断力が低下する方向に作用する。ここで、閉断面部分が分担するねじりモーメント M_s は、式(6.9)に示した接合部部分のねじりモーメントをねじり定数に応じて分配されるものであり、 $M_s = M_{tp} K_{tube} / K_{tp}$ となることから次式で表される。

$$M_s = \frac{n_b \cdot F(l - D_c)}{2H_b} \cdot \frac{t_w d_{vs}}{t_w + t_{vs}} \frac{K_{tube}/l_p}{K_{tp}/l_p + K_{tc}/l_c} \quad (6.14)$$

ねじりモーメント M_s による梁パネルせん断力の増加分 ${}_t Q_{vs}$ および柱パネルせん断力の低減分 ${}_t Q_{cw}$ は次式より得られる。

$${}_t Q_{vs} = \frac{M_s}{2D_c d_{vs} t_{vs}} D_c t_{vs} = \frac{n_b \cdot F(l - D_c)}{4H_b} \cdot \frac{t_w}{t_w + t_{vs}} \frac{K_{tube}/l_p}{K_{tp}/l_p + K_{tc}/l_c} \quad (6.15)$$

$${}_t Q_{cw} = \frac{M_s}{2D_c d_{vs} t_w} D_c t_w = \frac{n_b \cdot F(l - D_c)}{4H_b} \cdot \frac{t_w}{t_w + t_{vs}} \frac{K_{tube}/l_p}{K_{tp}/l_p + K_{tc}/l_c} \quad (6.16)$$

6.2.4 柱パネルおよび梁パネルのせん断力

式(6.2)～(6.3)および式(6.15)～(6.16)を考慮すると、梁パネルのせん断力 Q_{bp} および柱パネルのせん断力 Q_{cp} は次式により表される。

$$Q_{bp} = Q_{vs} + {}_t Q_{vs} = \frac{n_b \cdot Fl}{2H_b} \cdot \frac{t_{vs}}{t_w + t_{vs}} \left[\left(1 - \frac{D_c}{l} - \frac{H_b}{h}\right) + \frac{t_w}{t_{vs}} \frac{(l - D_c)}{2l} \frac{K_{tube}/l_p}{K_{tp}/l_p + K_{tc}/l_c} \right] \quad (6.17)$$

$$Q_{cp} = Q_{cw} - t Q_{cw} = \frac{n_b \cdot Fl}{2H_b} \cdot \frac{t_w}{t_w + t_{vs}} \left[\left(1 - \frac{D_c}{l} - \frac{H_b}{h}\right) - \frac{(l - D_c)}{2l} \frac{K_{tube}/l_p}{K_{ip}/l_p + K_{ic}/l_c} \right] \quad (6.18)$$

6.2.5 梁パネル降伏耐力評価式

縦スチフナの降伏せん断応力を τ_{vsv} で表すと、梁パネルはせん断力が $Q_{bpy} = D_c t_{vs} \tau_{vsv}$ に達する時に降伏すると考える。このとき、図 6.3(a) に示すように梁端部に荷重 F をさせる場合、梁端荷重が次式に達すると梁パネルが降伏する。

$${}_{eval}F_{bp} = Q_{bpy} / \left\{ \frac{n_b \cdot l}{2H_b} \cdot \frac{1}{t_w + t_{vs}} \left[t_{vs} \left(1 - \frac{D_c}{l} - \frac{H_b}{h}\right) - t_w \frac{(l - D_c)}{2l} \frac{K_{tube}/l_p}{K_{ip}/l_p + K_{ic}/l_c} \right] \right\} \quad (6.19)$$

接合部降伏時の梁端荷重 ${}_{eval}F_{con}$ は次式で評価できる。

$${}_{eval}F_{con} = \min({}_{eval}F_{bp}, {}_{eval}F_{by}, {}_{local}F_y, {}_{eval}F_{cy}, {}_{eval}F_{cp}) \quad (6.20)$$

ここで、 ${}_{eval}F_{by}$ ：梁降伏時の梁端荷重、 ${}_{local}F_y$ ：梁フランジ接合部局部降伏^{6.5)}時の梁端荷重、 ${}_{eval}F_{cy}$ ：柱降伏時の梁端荷重、 ${}_{eval}F_{cp}$ ：柱パネル降伏時の梁端荷重を表す。なお、ねじりモーメントによって、梁パネルのせん断力は増大し柱パネルのせん断力は減少するので、基本的に梁パネルの方が先に降伏する。

6.3 接合部載荷実験

6.3.1 実験計画

3体の試験体は、H形断面柱梁偏心接合部を有するT字形部分骨組モデルである。図 6.4 に示すように柱を水平に、梁を鉛直に配置する。表 6.1 に示すように、柱には H-200×200×8×12 を、梁には H-200×100×5.5×8 および BH-208×100×12×16 の2種類を用いる。偏心側水平スチフナ厚 t_{se} は十分厚く 16mm として局部破壊を防ぐ。また、反偏心側水平スチフナ厚 t_{sn} は 9mm とする。梁フランジと柱との溶接は完全溶込み溶接（ノンスカラップ工法）とする。厚さ 9mm の水平スチフナは隅肉溶接で、厚さ 16mm の水平スチフナは完全溶込み溶接（裏はつり形式）で、縦スチフナは完全溶込み溶接（裏当て金形式）で取り付ける。表 6.2 に材料特性を示す。

表 6.1 試験体諸元

試験体	柱	梁	$t_{se}(t_{sn})$ (mm)	t_{vs} (mm)	${}_{eval}F_{bp}$ (kN)	${}_{eval}F_{by}$ (kN)
t-6P	H-200×200 ×8×12	BH-208×100 ×12×16	16(9)	6	46.1	100.2
t-6B		H-200×100		6	46.1	42.6
t-12B		×5.5×8		12	84.1	42.6

表 6.1 に示すように、梁が BH-208×100×12×16、縦スチフナ厚が 6mm のモデルを試験体 t-6P と呼ぶ。梁が H-200×100×5.5×8、縦スチフナ厚が 6mm および 12mm のモデルを、それぞれ試験体 t-6B および t-12B と呼ぶ。表 6.1 に各試験体の梁パネル降伏荷重評価値 ${}_{eval}F_{bp}$ および梁降伏荷重

評価値 $evalF_{by}$ を示す。試験体 t-6P では $evalF_{bp}$ の方が小さい。他方、試験体 t-6B および t-12B では $evalF_{by}$ の方が小さい。

表 6.2 材料特性

材料	降伏応力 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	伸び率 (%)
H-200×200×8×12* [SN400B]	268 338	423 440	32.0 27.0
H-200×100×5.5×8* [SS400]	299 345	416 467	30.5 29.5
6mm 鋼板 [SN400B]	340	451	20.3
9mm 鋼板 [SN400B]	305	446	29.5
12mm 鋼板 [SN400B]	308	416	25.8
16mm 鋼板 [SM490A]	390	541	23.0

* H-200×200 および H-200×100 上段：フランジ 下段：ウェブ

6.3.2 載荷方法および変位測定

図 6.5 に載荷方法および変位測定位置を示す。水平に配置した柱の両端部をピン支持し、鉛直に配置した梁の上端部エンドプレートを 2 組の横倒れおよびねじれ防止治具により挟み込む。6.2 節の耐力評価式の導出過程では、梁端部のねじり拘束を考慮していないが、実験ではピン治具自由度の制約からねじりを拘束した。この拘束の影響が小さいことについて 6.4.3.3 節で示す。載荷容量 1MN、ストローク±150mm の油圧ジャッキを使用し、載荷梁とリンク部材を介して梁端部を載荷する。リンク部材は柱材軸から 45mm 偏心した構面（梁ウェブ中心面）にある。写真 6.1 にセットアップを示す。

図 6.6 に載荷振幅の履歴を示す。各サイクルの目標全体変形(変位計 d1 の値)を $\pm 2\Delta_u$ 、 $\pm 4\Delta_u$ 、 $\pm 8\Delta_u$ とし、それぞれ 2 サイクルずつ正負繰返し載荷する。その後は正加力を続け、荷重が 90% まで低下する時または加力装置の限界変位に達する時に実験を終了する。なお、 Δ_u は試験体 t-12B の梁降伏時全体変形とし $\Delta_u = 8.6\text{mm}$ である。

変位計 d1 ~ d9 によって、全体変形、梁変形、パネルせん断変形を測定する。梁および柱パネルの中心に 3 軸ゲージ、梁および柱フランジに歪ゲージを貼付し測定する。図 6.4 および図 6.15 ~ 6.16 に歪ゲージ貼付位置を示す。

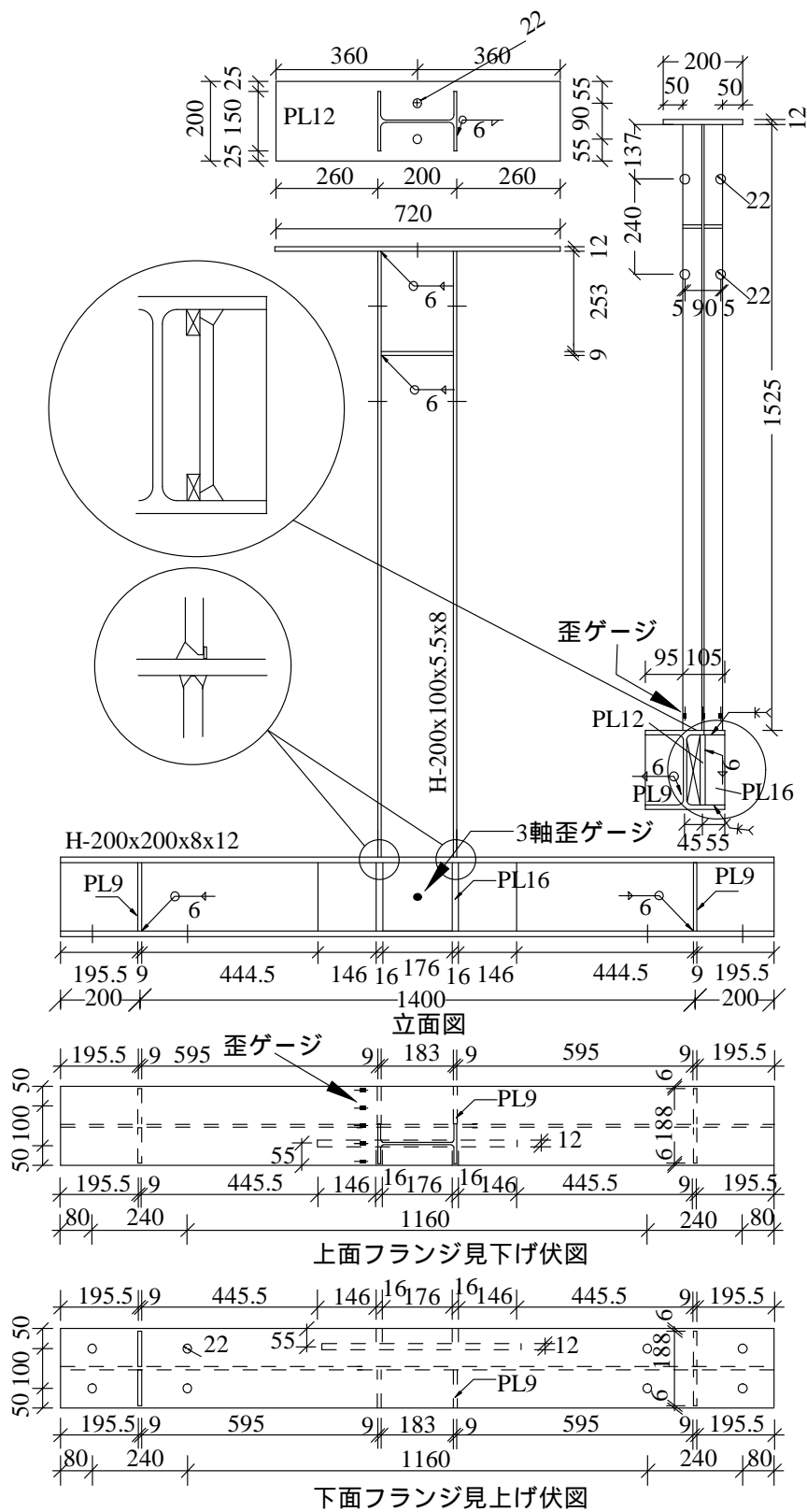


図 6.4 T 字形試験体 (t-12B) 形状および歪ゲージ位置

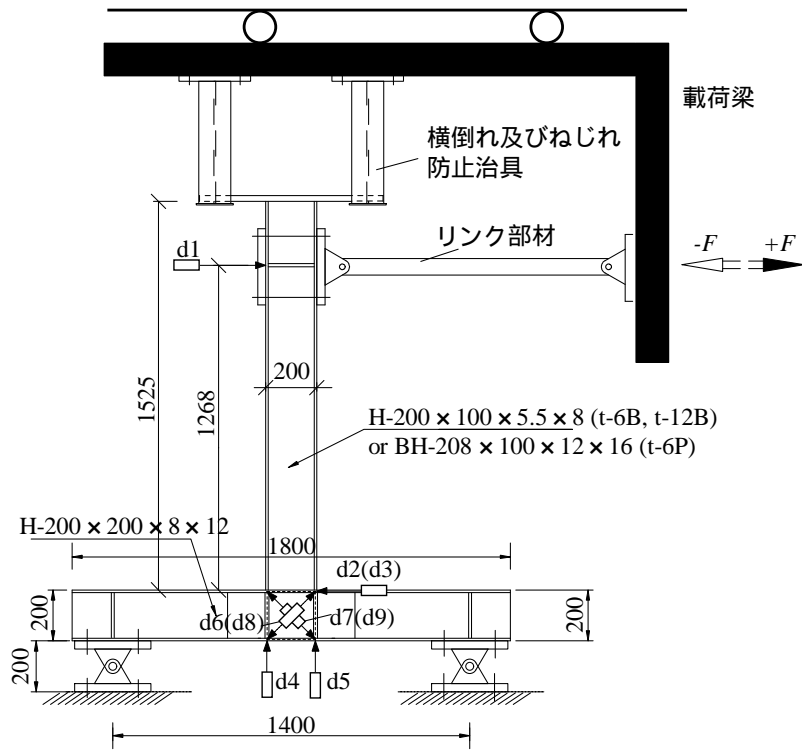


図 6.5 載荷方法および変位測定位置

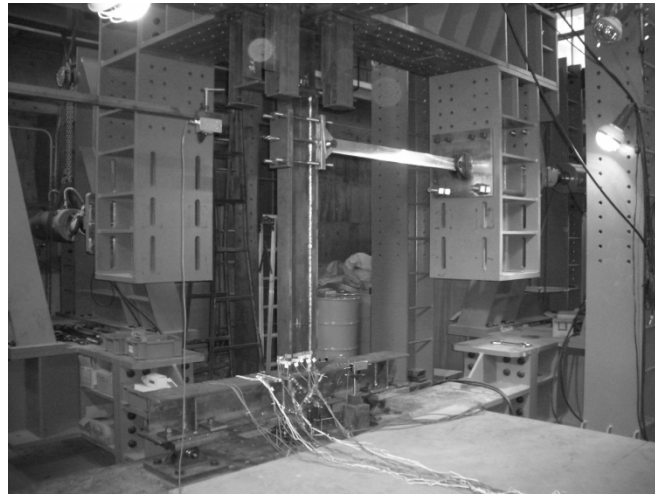


写真 6.1 試験体のセットアップ（試験体 t-6P）

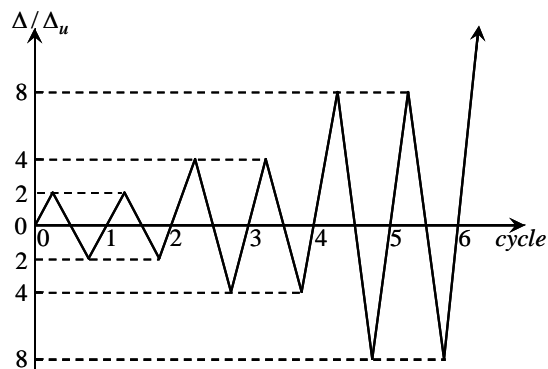
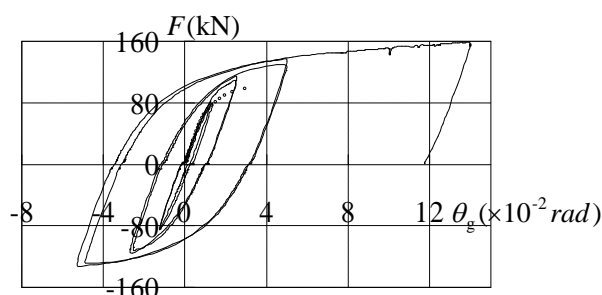


図 6.6 載荷振幅

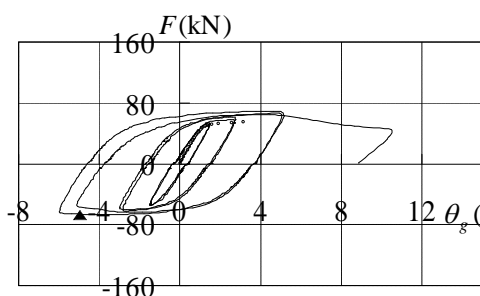
6.3.3 実験結果

6.3.3.1 骨組全体の变形性状

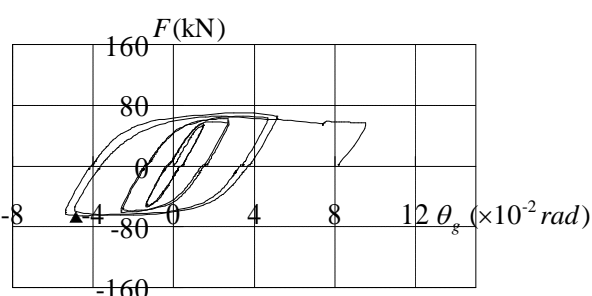
図 6.7 に梁端荷重 F ~ 全体变形角 θ_g の関係曲線を各試験体について実線で描く。●は 6.4.1 節の FEM 解析結果である。ここに δ_T は変位計 d1 の値とする。 $L_T (=1368\text{mm})$ は荷重作用点から柱中心軸までの鉛直方向距離である。なお、同図中の \blacktriangle は圧縮側梁フランジの局部座屈が確認された時点を示す。試験体 t-6P は加力装置の限界変位に達したため終了した。一方、試験体 t-6B および t-12B は耐力が 90% まで低下したため実験を終了した。試験体 t-6P は試験体 t-6B と比べて梁の耐力が高く、安定した履歴挙動を示した。これは、試験体 t-6P では主としてパネルにおいて塑性変形が繰返されたためと考えられる。他方、試験体 t-6B および t-12B は梁降伏型となり、大振幅時に梁フランジに局部座屈が生じて耐力劣化が生じた。



(a) 試験体 t-6P



(b) 試験体 t-6B



(c) 試験体 t-12B

図 6.7 荷重 ~ 全体变形角関係曲線 (点線：6.4.1 節・有限要素解析結果)

6.3.3.2 梁の变形性状

図 6.8 に荷重 ~ 梁变形角 θ_b の関係曲線を示す。ここで、梁变形角とは全体变形角から接合部回転角を除いた梁端相対回転角を表し、変位計 d1 ~ d5 を用いて算定した。梁降伏型となった試験体 t-6B および t-12B の変形状態は類似している。

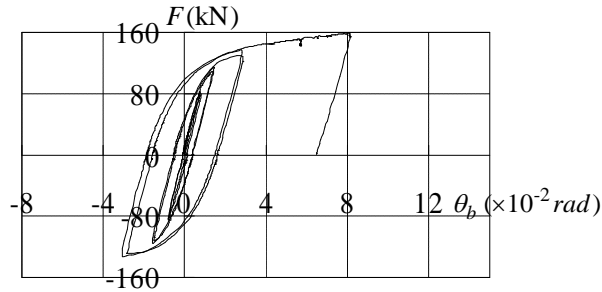
6.3.3.3 パネルの变形性状

図 6.9 に荷重 ~ 梁パネルせん断变形角の関係曲線、図 6.10 に荷重 ~ 柱パネルせん断变形角の関係曲線を示す。パネルのせん断变形角 γ_p は次式によって算定し、梁パネルを γ_{pb} 、柱パネルを γ_{pc}

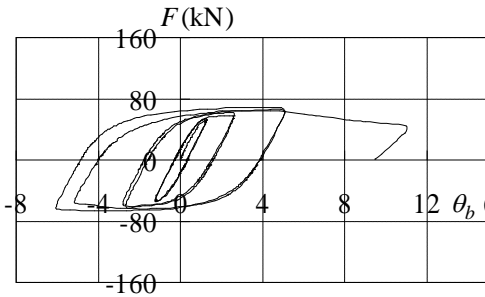
で表す。

$${}_p\gamma = \sqrt{D_c^2 + H_b^2} (\delta_R - \delta_L) / (2D_c H_b) \quad (6.21)$$

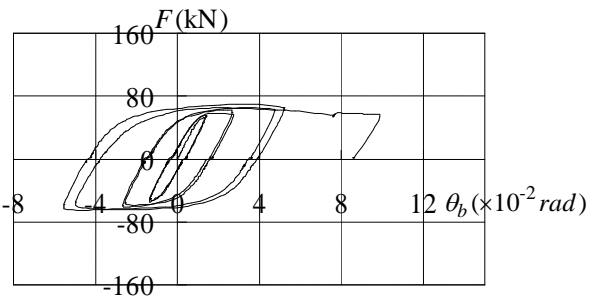
ここに、各記号は図 6.11 に示すものであり、 δ_R, δ_L : 図中に示す対角線長さの変化量を表す。梁パネルでは δ_R, δ_L は変位計 d6 および d7 の値、柱パネルでは δ_R, δ_L は変位計 d8 および d9 の値とする。なお、変位計 d6 ~ d9 は梁フランジ縁にスタッドにより取り付けられた。



(a) 試験体 t-6P

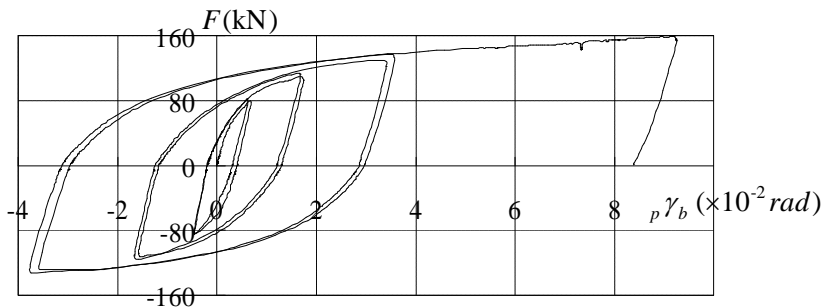


(b) 試験体 t-6B

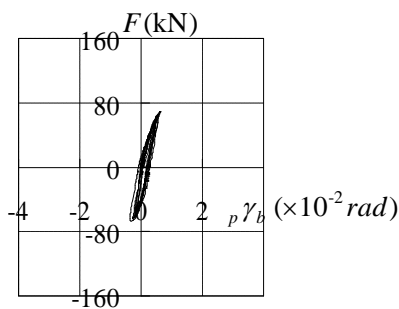


(c) 試験体 t-12B

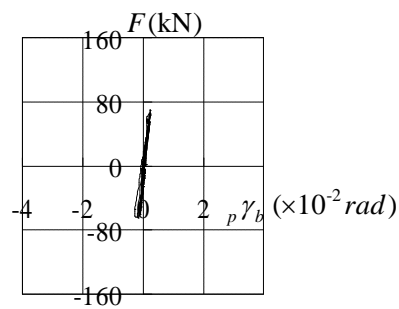
図 6.8 荷重 ~ 梁変形角関係曲線



(a) 試験体 t-6P



(b) 試験体 t-6B



(c) 試験体 t-12B

図 6.9 荷重 ~ 梁パネルせん断変形角関係曲線

試験体 t-6P では梁パネルおよび柱パネルが大きくせん断変形するのに対し、試験体 t-6B および試験体 t-12B は梁降伏型でありパネルのせん断変形角は小さい。6.4 節で扱う十字形モデルと異なり、片側にのみ梁が付いたモデルであるため、試験体 t-6B では梁ウェブ（厚さ 5.5mm）と同程度の厚さ 6mm の縦スチフナによるパネル補強が十分であった。また、試験体 t-6P では梁パネルの方が柱パネルより変形が大きい。

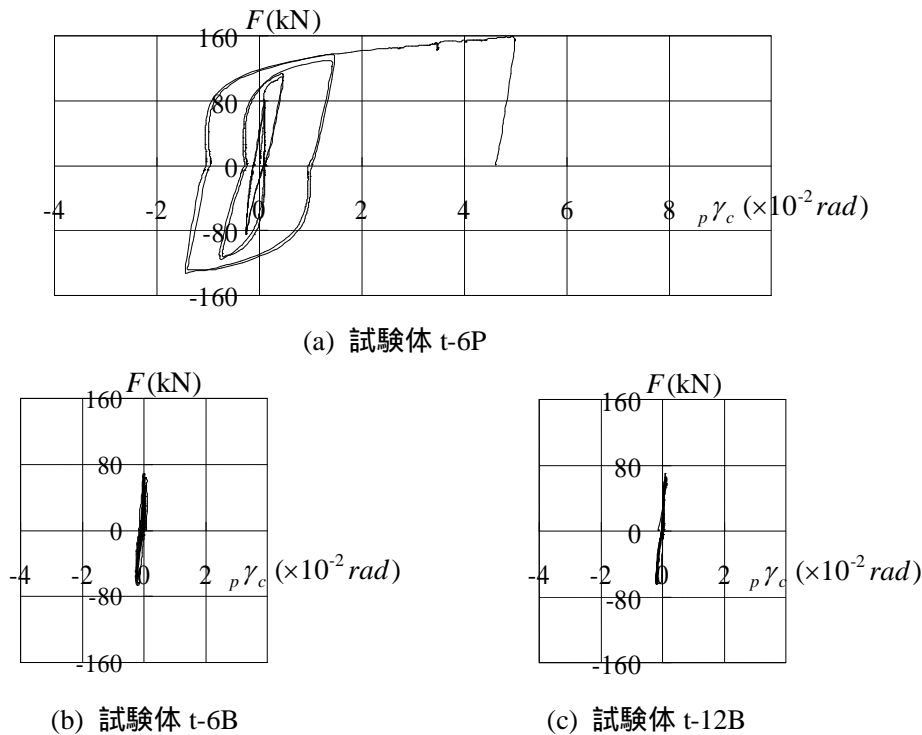


図 6.10 荷重～柱パネルせん断変形角関係曲線

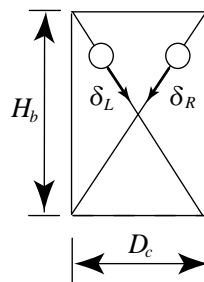


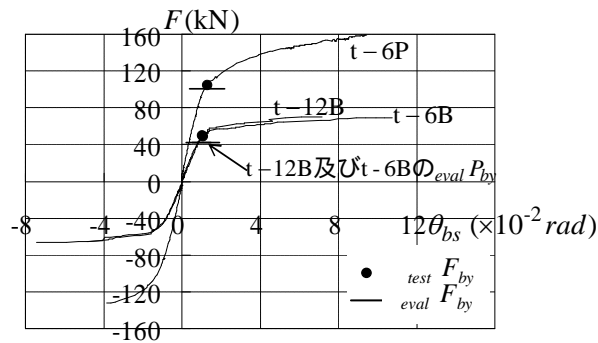
図 6.11 パネルせん断変形角の算定に用いる記号

6.3.3.4 パネルの耐力評価

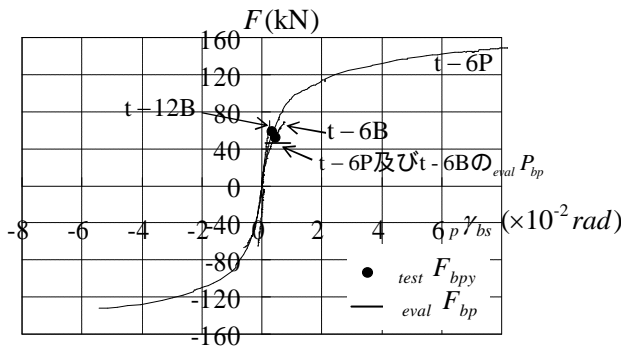
図 6.12 に最大耐力に達するまでに得られた梁変形角、梁パネル変形角および柱パネル変形角の骨格曲線を示す。ここに、骨格曲線において、梁変形角を θ_{bs} 、梁パネル変形角を ${}_p\gamma_{bs}$ 、柱パネル変形角を ${}_p\gamma_{cs}$ でそれぞれ表す。接線剛性が初期剛性の 1/3 となる荷重を梁パネル降伏荷重 ${}_{test}F_{bpy}$ 、柱パネル降伏荷重 ${}_{test}F_{cpy}$ 、梁の降伏荷重 ${}_{test}F_{by}$ とし、図中に示す。式(6.19)に示した梁パネル降伏時荷重の評価値 ${}_{eval}F_{bp}$ および梁降伏時荷重の評価値 ${}_{eval}F_{by}$ のレベルを図中に横棒で示す。

各試験体の降伏荷重を表 6.3 にまとめる。実験より得られた降伏荷重の最小値を斜体の太文字

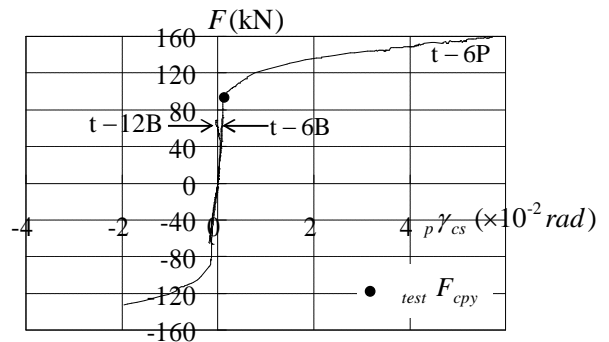
で示し $test F_{con}$ で表す。評価値の最小値を太文字で示し $eval F_{con}$ で表す。最右列に $test F_{con} / eval F_{con}$ を示す。パネル降伏の試験体 t-6P では実験値の方が 26%大きくなっている。



(a) 梁の変形性状



(b) 梁パネルの変形性状



(c) 柱パネルの変形性状

図 6.12 骨格曲線の比較

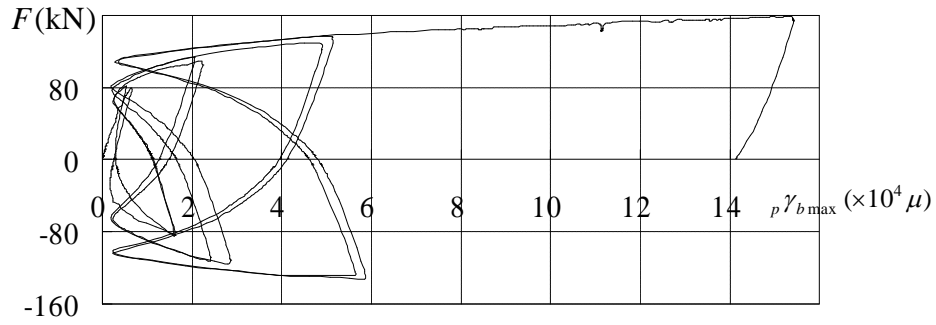
表 6.3 試験体降伏荷重の比較

試験体	$test F_{bpy}$ (kN)	$test F_{cpy}$ (kN)	$test F_{by}$ (kN)	$eval F_{bp}$ (kN)	$eval F_{by}$ (kN)	$test F_{con} / eval F_{con}$
t-6P	58.2	92.6	104.2	46.1	100.2	1.26
t-6B	52.1	- *	49.7	46.1	42.6	1.16
t-12B	- *	- *	48.5	84.1	42.6	1.14

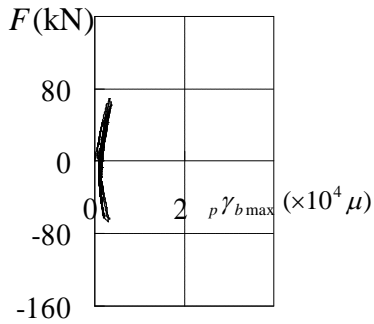
* パネル降伏せず。

6.3.3.5 パネル, 柱フランジおよび梁フランジの歪

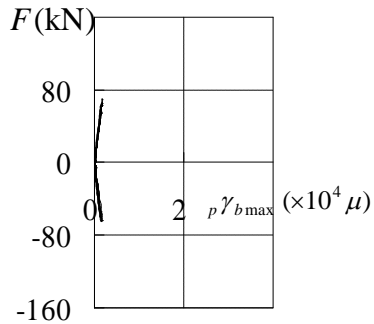
梁および柱パネルの中心に貼付した 3 軸ゲージより得られた, 荷重 ~ 梁パネル最大せん断歪 $\gamma_{b\max}$ および柱パネル最大せん断歪 $\gamma_{c\max}$ の関係曲線を図 6.13 ~ 6.14 に示す。試験体 t-6P では両方のパネルがせん断降伏し, 梁パネルの方が柱パネルよりもせん断歪が大きい。他方, 試験体 t-6B および t-12B では, ほぼ弾性域で推移している。これらは, 図 6.9 ~ 6.10 に示したパネルのせん断変形と良く対応している。



(a) 試験体 t-6P

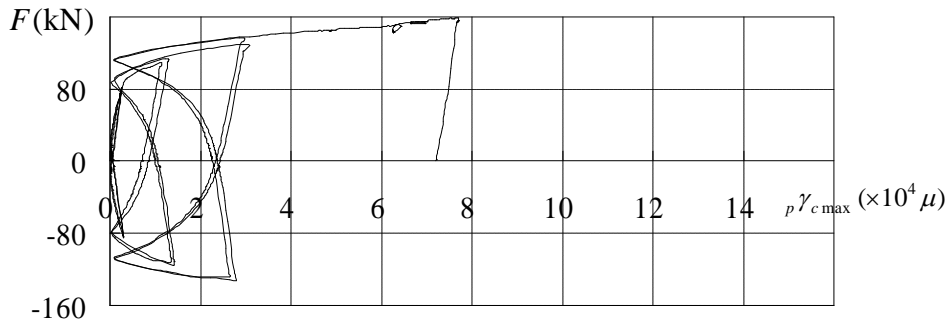


(b) 試験体 t-6B

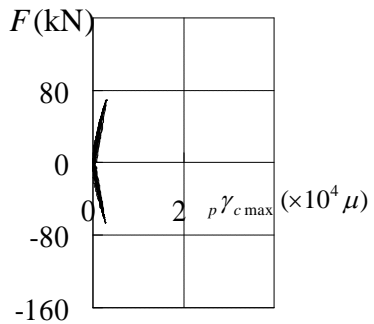


(c) 試験体 t-12B

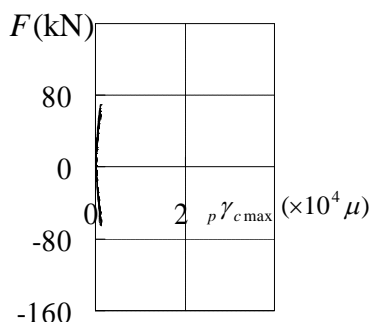
図 6.13 荷重～梁パネルの最大せん断歪の関係曲線



(a) 試験体 t-6P



(b) 試験体 t-6B



(c) 試験体 t-12B

図 6.14 荷重～柱パネルの最大せん断歪の関係曲線

載荷開始直後の荷重増分過程について、各荷重レベルにおける柱フランジの歪分布 ε_{cf} および梁フランジの歪分布 ε_{bf} を図 6.15 および図 6.16 に示す。柱フランジの歪分布を比べると、試験体 t-6P および t-6B では偏心側の歪が相対的に大きくなっており偏心接合の影響が見られるが、縦スチフナが厚い試験体 t-12B では柱フランジの歪が一様に近くなっており影響が小さくなっている。梁フランジの歪分布についても同様の傾向が見られ、試験体 t-6P では偏心側の歪(bf3)が大きくなっている。実験終了後の試験体 t-6P について写真 6.2 に示す。

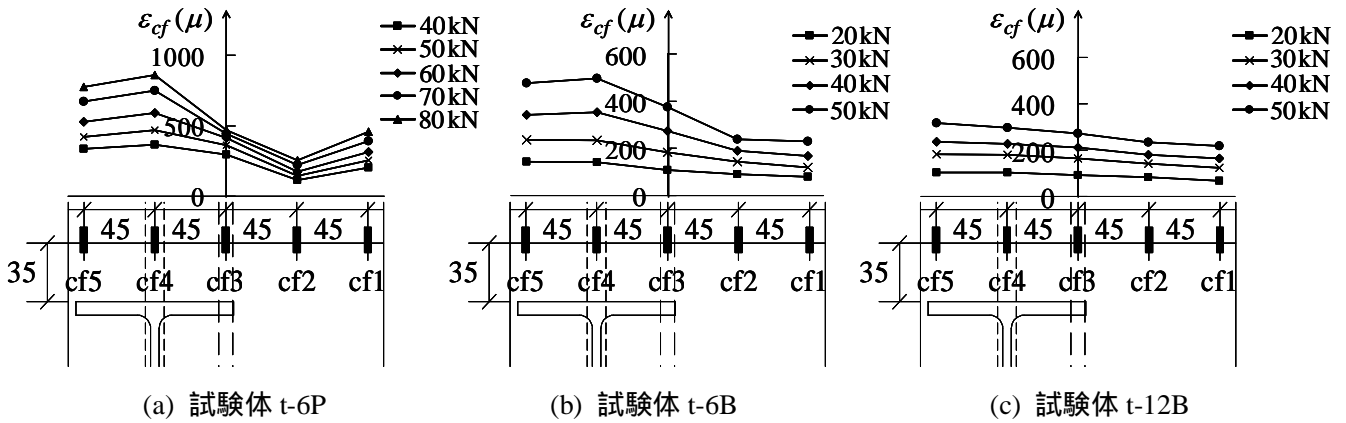


図 6.15 柱フランジの歪分布

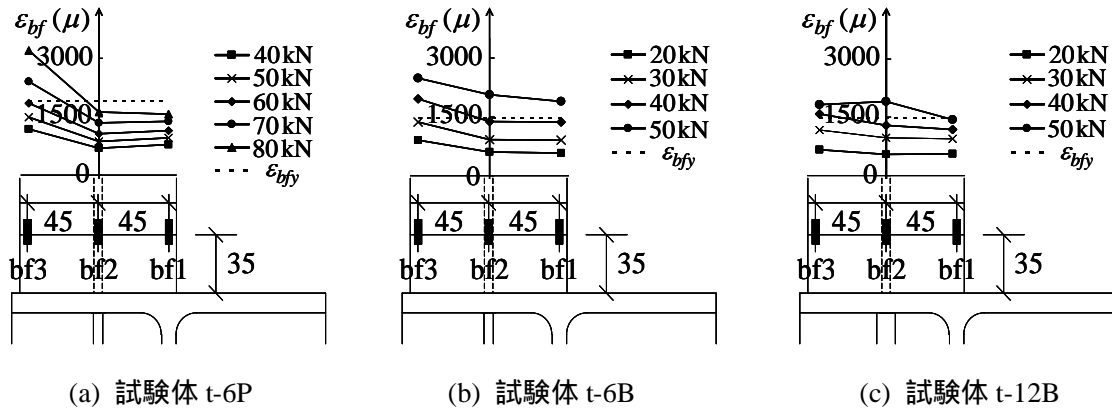


図 6.16 梁フランジの歪分布



(a) 偏心側パネル

(b) 反偏心側パネル

写真 6.2 実験終了後の変形性状 (試験体 t-6P)

6.4 有限要素解析

6.4.1 解析概要

前節に示した実験では H-200 × 200 の柱を用いたが、本節では部材断面が変動したときの耐力評価精度を検討するため、断面規模が異なるモデルを対象に弾塑性有限要素解析を行う。図 6.17 に示す十字形骨組モデルを対象とし、溶接余盛、ウェブフィレット、隅肉溶接は考慮しない。解析には汎用有限要素解析プログラム ANSYS 11.0^{6,9)} を使用し、要素は弾塑性 4 節点 shell.181 要素を用いる。柱断面では、フランジを 20 分割、ウェブを 20 分割する。梁断面では、フランジを 10 分割、ウェブを 20 分割する。材軸方向には、柱梁接合部近傍は密に分割し、柱梁接合部から離れた領域では分割密度を粗くする。柱の上下端部に図に示す拘束条件を与え、梁端部に逆対称荷重を漸増し、全体回転角が 0.05rad に達した時点で解析を終了する。変位拘束点および荷重作用点付近の要素を剛とする。鋼材の応力～歪関係は von Mises の降伏条件を考え、材料試験結果に基づく multi-linear モデルとする。ヤング係数は $2.05 \times 10^5 \text{N/mm}^2$ 、ポアソン比は 0.3 とする。材料特性を表 6.4、材料のモデル化例を図 6.18 に示す。なお、解析の妥当性確認のため、6.3 節で示した実験と同じ条件で有限要素解析を行った。図 6.7(a)および 6.7(b)に解析結果を点線で示す。同図(a)で解析結果の耐力が低いのは溶接余盛などを考慮していないためと考える。

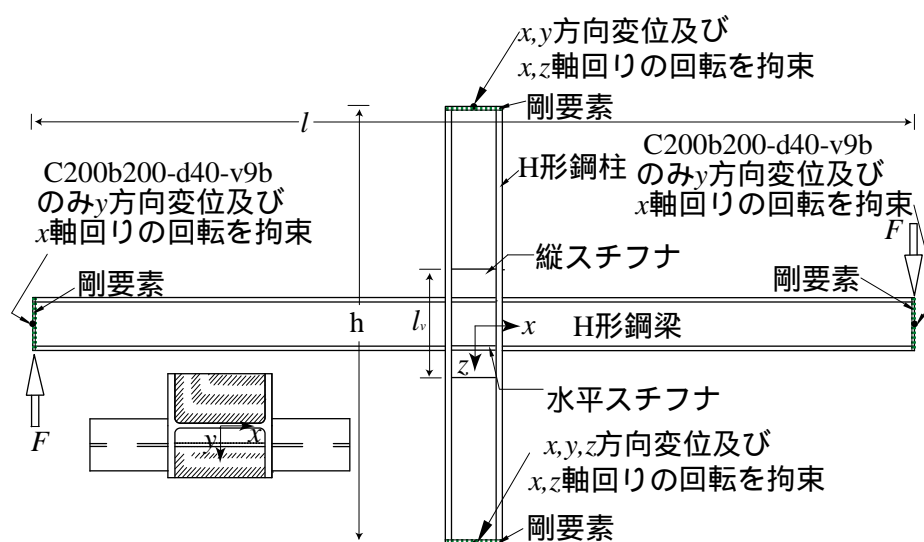


図 6.17 十字形骨組モデル

表 6.4 材料特性

材料	降伏応力 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	伸び率 (%)
H 形鋼柱*	291	444	28.5
	304	446	25.5
H 形鋼梁*	303	424	25.5
	303	424	25.5
9mm 鋼板	305	460	26.0
12mm 鋼板	314	446	26.3
16mm 鋼板	343	469	24.0
19mm 鋼板	352	538	26.5
22mm 鋼板	375	527	25.5

* H 形鋼柱および H 形鋼梁 上段：フランジ 下段：ウェブ

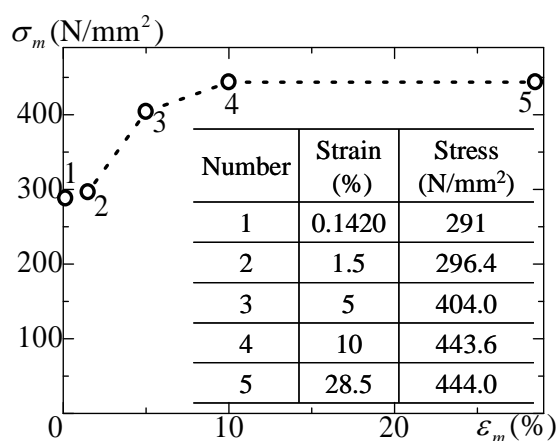


図 6.18 材料特性のモデル化例

6.4.2 解析モデル

表 6.5 に示すモデルに対して解析を行う。第 5 章で検討した梁フランジからの力による柱の局部破壊^{6.5)}を避けるため水平スチフナ厚 t_s を十分厚くする。反偏心側の水平スチフナ厚 t_{sm} は偏心側と同じ、 t_s とする。パネル耐力を変動させるため、縦スチフナ厚 t_{vs} をパラメトリックに変動させる。縦スチフナの長さ l_v は第 5 章で検討した局部降伏時の崩壊機構^{6.5)}を考慮し、十分な寸法を与えた。部材の長さは部材断面に応じて変動させる。

表 6.5 十字形骨組モデル

Model	柱	梁	l (mm)	h (mm)	t_s (mm)	t_{vs} (mm)	l_v (mm)	d_{vs} (mm)
C200b200-d40-v9 (-V9b)	H-200×200 ×8×12	H-200×100 ×5.5×8	4000	2000	16	9	480	40
C200b200-d40-v12						12	480	
C200b200-d40-v16						16	450	
C250b250-d62.5-v9	H-250×250 ×9×14	H-250×125 ×6×9	5000	2500	19	9	540	62.5
C250b250-d62.5-v12						12	520	
C250b250-d62.5-v16						16	490	
C300b300-d75-v9	H-300×300 ×10×15	H-300×150 ×6.5×9	6000	3000	19	9	650	75
C300b300-d75-v12						12	620	
C300b300-d75-v16						16	580	
C350b350-d87.5-v9	H-350×350 ×12×19	H-350×175 ×7×11	7000	3500	22	9	790	87.5
C350b350-d87.5-v12						12	750	
C350b350-d87.5-v16						16	710	
C400b400-d70-v12	H-400×400 ×13×21	H-400×200 ×8×13	8000	4000	22	12	1020	70
C400b400-d70-v16						16	980	
C400b400-d70-v19						19	960	

有限要素解析モデル記号の表示方法：

C (柱寸法) b (梁寸法) -d (縦スチフナと柱ウェブとの中心間距離) -v (縦スチフナ厚)

6.4.3 解析結果

6.4.3.1 荷重～変形角関係曲線

C200b200-d40 の3つのモデルについて $F \sim {}_p\gamma_b$ および $F \sim {}_p\gamma_c$ の関係曲線を図 6.19～6.20 に示す。ここで、 ${}_p\gamma_b$ ：梁パネルのせん断変形角、 ${}_p\gamma_c$ ：柱パネルのせん断変形角であり 6.3 節で定義したものである。梁端荷重～変形関係曲線において接線剛性が初期剛性の 1/3 となるときの荷重を降伏荷重とし、図中に示すように有限要素解析より得られた梁パネル降伏荷重を ${}_{fem}F_{bpy}$ 、柱パネル降伏荷重を ${}_{fem}F_{cpy}$ で表す。いずれも縦スチフナ厚の増大とともに降伏荷重が増大し、v16 のモデルでは梁の塑性変形が卓越しパネルは降伏しない。

次に柱パネルと梁パネルの変形性状を比較するために、図 6.21 に C200b200-d40 のモデル毎に、

$F \sim {}_p\gamma_b$ および $F \sim {}_p\gamma_c$ の関係曲線を重ねて示す。パネルが降伏する v9 および v12 のモデルについて、柱パネルの方が梁パネルと比べて剛性と耐力のいずれも大きいことが分かる。

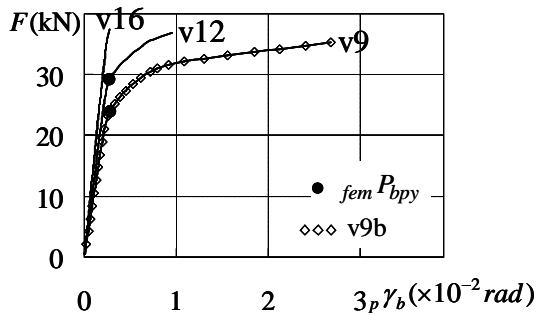


図 6.19 $F \sim {}_p\gamma_b$ の関係曲線 (C200b200-d40)

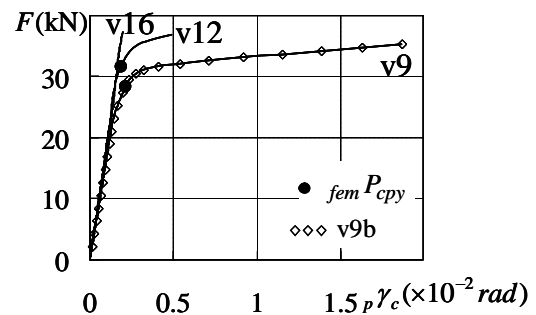
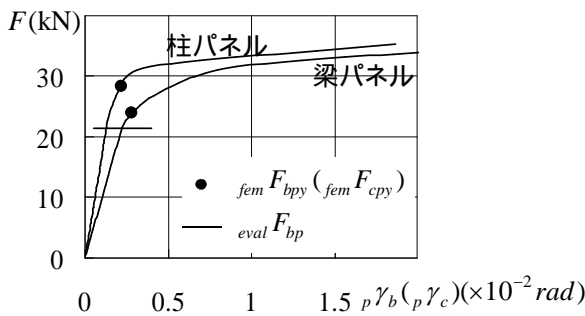
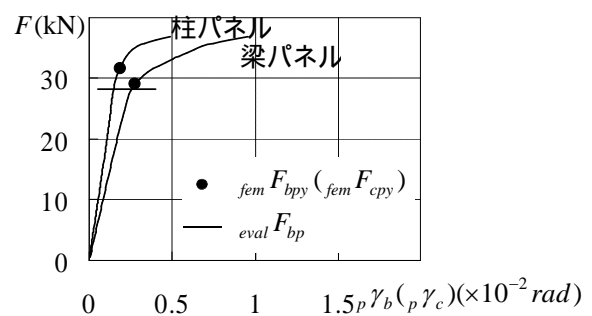


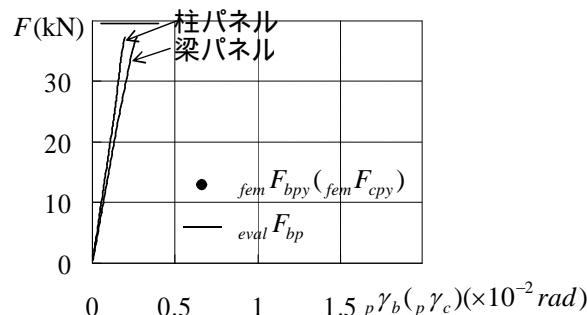
図 6.20 $F \sim {}_p\gamma_c$ の関係曲線 (C200b200-d40)



(a) v9



(b) v12



(c) v16

図 6.21 $F \sim {}_p\gamma_b$ (${}_p\gamma_c$) の関係曲線 (C200b200-d40)

6.4.3.2 梁パネル耐力評価値と降伏荷重の比較

表 6.6 に、各解析モデルの降伏荷重 ${}_{fem}F_{bpy}$ および ${}_{fem}F_{cpy}$ と、式(6.19)に示した梁パネル降伏時梁端荷重の評価値 ${}_{eval}F_{bp}$ を示す。さらに、式(6.19)の精度を検討するため ${}_{fem}F_{bpy} / {}_{eval}F_{bp}$ を示すとともに、参考のため梁断面全塑性時の梁端荷重 F_{bpl} を最右列に示す。

C200b200-d40-v16 では、 ${}_{eval}F_{bp}$ が F_{bpl} の 1.2 倍程度であり、梁および柱パネルのいずれも降伏していない。また、C250b250-d62.5-v16 および C300b300-d75-v16 では ${}_{eval}F_{bp}$ が F_{bpl} の 1.1 倍程度であり、梁パネルは降伏したが、柱パネルは降伏しない。その他のモデルは、 ${}_{eval}F_{bp}$ が F_{bpl} と同程度かそれ以下であり、両パネルとも降伏している。この場合、いずれのモデルも梁パネルの降伏荷重

の方が柱パネルよりも小さくなっている。

$femF_{bpy} / evalF_{bp}$ を比べると、柱と梁部材断面が同じグループにおいて、縦スチフナが薄いモデルでは 1 よりも大きく、縦スチフナが厚いモデルでは 1 よりも小さい (C200b200-d40 を除く)。縦スチフナが厚くなると梁パネル降伏荷重が柱パネル降伏荷重に近づくことが一因と考えられる。この傾向は部材断面規模が異なるモデルにおいて同様に見られ、パネル耐力評価精度が部材断面規模の影響をあまり受けていない。

表 6.6 耐力評価値と降伏荷重の比較

Model	$femF_{bpy}$ (kN)	$femF_{cpy}$ (kN)	$evalF_{bp}$ (kN)	$femF_{bpy} / evalF_{bp}$	F_{bpl} (kN)
C200b200-d40-v9	23.9	28.4	21.4	1.11	32.7
C200b200-d40-v12	29.1	31.6	28.1	1.03	
C200b200-d40-v16	- *	- *	39.5	-	
C250b250-d62.5-v9	30.0	36.2	27.6	1.09	45.7
C250b250-d62.5-v12	37.2	41.6	36.3	1.03	
C250b250-d62.5-v16	46.7	- *	50.9	0.92	
C300b300-d75-v9	35.8	43.6	34.3	1.05	57.6
C300b300-d75-v12	44.6	50.2	45.1	0.99	
C300b300-d75-v16	56.4	- *	63.3	0.89	
C350b350-d87.5-v9	46.0	62.2	41.2	1.12	78.7
C350b350-d87.5-v12	56.4	66.3	54.2	1.04	
C350b350-d87.5-v16	73.1	77.6	76.0	0.96	
C400b400-d70-v12	80.3	96.4	64.0	1.26	104.4
C400b400-d70-v16	96.9	103.9	89.4	1.08	
C400b400-d70-v19	102.9	104.6	106.3	0.97	

* パネル降伏せず。

6.4.3.3 梁端部ねじり拘束の影響

図 6.17 中に示すように梁端部のねじりと H 形鋼梁弱軸方向変位を拘束したモデル C200b200-d40-v9b の解析を行い、これらの拘束の影響を検討する。6.2 節のパネル耐力評価式の導

出過程ではこれらの拘束の影響を考慮していないが、実際の建物では小梁などにより拘束されているためである。図 6.19, 6.20 には、 $F \sim \gamma_b$ 及び $F \sim \gamma_c$ の関係曲線をモデル C200b200-d40-v9b について示す。C200b200-d40-v9 とほぼ重なっており、梁端部のねじりと弱軸方向変位の拘束が梁パネル及び柱パネルの変形状にほとんど影響がしないことが分かる。

6.5 まとめ

本章では、H 形断面柱に対して H 形断面梁が偏心する柱梁接合部のパネルゾーンに着目し、パネル耐力評価式を導出するとともに、T 字形骨組の載荷実験および十字形骨組の有限要素解析を通じてパネルの変形状を分析した。検討した事項と得られた知見を以下にまとめる。

- (7) 縦スチフナおよび水平スチフナで補強された H 形断面柱梁偏心接合部パネルについて、梁偏心により生じるねじりモーメントを考慮して耐力評価式を導出した。このとき、ねじりモーメントを各部材のねじり定数に応じて分配し、縦スチフナ上の梁パネルと柱ウェブ上の柱パネルに作用するせん断力を算定した。
- (8) T 字形骨組の繰返し載荷実験を行い偏心接合部の弾塑性挙動を検討した。梁パネル耐力評価式は実験より得られた降伏荷重よりも 2 割程度小さい値を与えた。また、梁フランジの局部座屈で終局に至る試験体と比べて、パネルの塑性変形が卓越する試験体の方が高い変形性能を示した。
- (9) 載荷過程の接合部近傍の柱フランジおよび梁フランジ歪を測定し、パネル降伏する試験体では偏心側の歪が大きくなるのに対し、縦スチフナが厚くパネルが降伏しない試験体ではフランジ歪分布の偏りが小さいことを確認した。梁パネルおよび柱パネルの歪を 3 軸ゲージで測定し、パネルが降伏する試験体では梁パネルの方がせん断歪が大きくなることを確認した。
- (10) H-200 × 200 から H-400 × 400 まで 5 種類の柱を用いて、十字形骨組モデルの有限要素解析を行った。柱断面規模に応じて、梁断面および部材長も変動させた。部材断面規模が耐力評価式の精度に与える影響が小さいのに対して、縦スチフナの厚さによる評価精度の変動が大きくなることを確認した。縦スチフナが薄いモデルでは降伏耐力評価値が過小評価になり、縦スチフナが厚いモデルでは過大評価になる傾向が見られた。

参考文献

- 6.1) 久保田淳, 瀧 正哉, 藤村 博, 萩原行正, 福元敏之: 分割外ダイアフラム形式を用いたコンクリート充填角形鋼管柱・鉄骨梁接合部の実験的研究 その 2 側柱形式の接合部局部引張実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1, pp.1105-1106, 2004.8
- 6.2) 槇枝丈史, 橋本篤秀, 菅野哲也, 萩野 毅, 武田成悟, 中村真洋: ノンダイアフラム形式の鋳鋼製柱梁接合部に関する研究 その 4 梁偏心の影響, 日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1, pp.823-824, 2005.9
- 6.3) 押田光弘, 一戸康生, 齋藤啓一, 福元敏之, 立花正彦, 森田耕次: 鉄骨偏心梁の取り付く通しダイアフラム形式・角形 CFT 柱梁接合部の力学的性状, 日本鋼構造協会鋼構造論文集, 第 12 巻第 47 号, pp.23-32, 2005.9
- 6.4) 吉田文久, 小野徹郎: 梁が偏心して取り付く ノンダイアフラム形式柱梁接合部の耐力について, 日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1, pp.531-532, 2006.9
- 6.5) 劉 翠平, 田川 浩: H 形断面柱梁偏心接合部の局部降伏耐力, 日本建築学会構造系論文集, 第 73 巻第 628 号, pp.965-971, 2008.6

- 6.6) 田中智三, 田淵基嗣, 田中 剛: 梁偏心接合形式の角形鋼管柱・梁接合部パネルに関する研究 - その1. 有限要素解析による予備検討 -, 日本建築学会近畿支部研究報告集, 第39号, pp.241-244, 1999.6
- 6.7) 田中智三, 田淵基嗣, 田中 剛, 難波 尚: 梁が偏心するテーパ管形式接合部パネルに関する研究 - その1. 実験, その2. 考察, 日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1, pp.643-646, 2000.9
- 6.8) 押田光弘, 一戸康生, 齋藤啓一, 福元敏之, 立花正彦, 森田耕次: 鉄骨偏心梁の取り付く通しダイアフラム形式・角形 CFT 部分骨組の力学的性状, 日本鋼構造協会鋼構造論文集, 第12巻第48号, pp.17-30, 2005.12
- 6.9) ANSYS User's manual, ver. 11.0: Swanson Analysis System, Inc., USA, 2007.
- 6.10) 劉 翠平, 田川 浩: H形断面柱梁偏心接合部パネルの耐力評価, 日本建築学会東海支部研究報告集, 第46号, pp.249-252, 2008.2

第7章 結論

7.1 総括

本論文では、スチフナで補強された H 形断面柱梁接合部について、既存の接合形式および新たに提案する接合形式を対象として耐力評価を行った。(1) 梁フランジ幅を考慮した降伏耐力、(2) フランジ局部曲げを考慮した降伏耐力、(3) 弱軸梁フランジからの荷重を考慮した降伏耐力、(4) H 形断面柱梁偏心接合部の局部降伏耐力、(5) H 形断面柱梁偏心接合部のパネル耐力について、耐力評価式を導出するとともに、弾塑性有限要素解析および接合部実験を行った。各章で得られた結論を次のようにまとめ、本論文の結論とする。

第1章では、スチフナで補強された H 形断面柱梁接合部の耐力評価に関する既往の研究成果について整理し、本研究の位置づけを行った。

第2章では、水平スチフナで補強された H 形断面柱梁接合部において梁フランジ幅によって、生じる崩壊機構を3つに分類することができ、耐力評価値の大小関係により発生する崩壊機構が予想できることを示した。水平スチフナ補強試験体の載荷実験を行い、梁フランジ幅減少により降伏耐力が低下すること、耐力評価値と実験値がよく対応することを示した。載荷過程の柱ウェブおよびスチフナの歪分布と実験後のフランジ面外変形を測定し、想定した崩壊機構が妥当であることを実証した。有限要素解析を行い、梁フランジ幅減少により降伏耐力が低下する傾向を多数のモデルに対して確認した。解析終了時の面外変形等高線により、想定した崩壊機構が妥当であることを確認した。耐力評価過程で評価される耐力低下が始まる限界の梁フランジ幅と、梁フランジ縁から45度の方向への応力伝達を仮定した場合に耐力低下を考慮する限界の梁フランジ幅を比較し、対象としたケースでは前者の方が小さくなることを示した。

第3章では、スチフナで補強された H 形断面柱について、柱フランジ局部曲げを伴う2種類の崩壊機構を想定して、降伏線理論により耐力評価式を導出した。接合部実験を行い、耐力評価式の精度を検討した。梁フランジ幅が広い場合においても、梁フランジが厚い場合やノンスチフナの場合には、柱ウェブ局部降伏が卓越あるいは混在する場合がある。実験後の歪分布およびフランジ面外変形の測定結果から想定した崩壊機構の妥当性を確認した。スチフナ付きモデルおよびノンスチフナモデルに対して有限要素解析を行った。解析終了時の面外変形等高線と予想降伏線の間で一定の対応が見られた。スチフナ付きモデルの耐力評価では、梁フランジ幅が柱フランジ幅の概ね0.85倍以上のとき、柱フランジ局部曲げで耐力が決定された。

第4章では、H 形断面柱と H 形断面梁との接合部において、柱弱軸側の梁フランジが柱強軸側梁の水平スチフナとして用いられる場合について、弱軸梁フランジからの荷重を考慮したスチフナ補強接合部の局部降伏耐力評価式を Mises 降伏条件および Tresca 降伏条件を考慮して導出した。荷重条件として、強軸梁フランジ力および弱軸梁フランジ力の作用する方向が異なる複数のケース（常時荷重作用時および地震荷重作用時など）を想定した。スチフナに軸力を導入した部分接合部試験体を用いて載荷実験を行った。強軸梁フランジと弱軸梁フランジ（スチフナ）の両方が引張となる場合（常時荷重作用時の上フランジレベルに対応）には耐力が上昇すること、強軸梁フランジが引張となり、弱軸梁フランジ（スチフナ）が圧縮となる場合には耐力が低下することを実証した。試験体各部のひずみ分布および実験後の柱フランジ面外変形の測定結果から、耐力評価式導出時に想定した崩壊機構が妥当であることを確認した。隅柱、中柱、側柱を想定した接

合部モデルに対して、地震荷重の載荷条件を考慮して有限要素解析を行った。スチフナの軸力比をパラメトリックに変動させて解析を行った結果、想定したケースではいずれも耐力が低下することを確認した。後半では、弱軸梁フランジからの荷重がスチフナからせん断力により柱フランジに伝わると仮定し、スチフナ補強接合部の局部降伏耐力評価式を導出した。せん断応力を考慮しない耐力評価式との比較を行うとともに、耐力低下の傾向や評価式の適用範囲などを検討した。隅柱、側柱、中柱を想定した部分骨組モデルに対して、地震荷重の載荷条件を考慮して有限要素解析を行った。中柱モデルの耐力低下が顕著であり、せん断応力を考慮した耐力評価式が耐力低下の傾向を捉えていることを確認した。弱軸梁フランジ力によるスチフナせん断応力分布を分析し、中柱モデルのせん断応力が最大となることを確認した。

第5章では、縦スチフナおよび水平スチフナで補強されたH形断面柱とH形断面梁との偏心接合に着目し、梁フランジが剛体的に回転する機構を含む5種類の崩壊機構を想定し、降伏線理論により耐力評価式を導出した。引張側梁フランジ接合部を模擬した6体の部分接合部試験体に対して、梁フランジの回転を可能とするためピン治具を用いて引張載荷実験を行い、弾塑性挙動を分析した。柱に局部降伏が生じる偏心試験体では、柱が局部降伏してから梁フランジが降伏するまでの間、梁フランジの回転が顕著となる挙動を呈した。これは、回転を考慮した崩壊機構に対する耐力評価値が最小であったことと対応している。載荷過程の柱ウェブ、縦スチフナおよび水平スチフナのひずみ分布と実験後の柱フランジ面外変形を測定し、局部降伏が生じる偏心試験体の変形状態が回転を考慮した崩壊機構と良好に対応することを示した。梁フランジにハンチを付けた試験体の実験結果より、ハンチにより降伏荷重が増大することを示した。反偏心側の水平スチフナおよび梁フランジハンチの外縁部でひずみが圧縮となり、ハンチによる梁フランジの回転抑止効果が確認された。a) 柱に局部降伏が生じる偏心試験体では偏心側水平スチフナの塑性変形が顕著になったこと、b) 梁が先行降伏する試験体では弾性域において偏心側の変形が大きくなったこと、を考慮すると、接合部補強の観点からは偏心側水平スチフナを十分厚くすることが望ましいと考えられる。

第6章では、H形断面柱に対してH形断面梁が偏心する柱梁接合部のパネルゾーンに着目し、縦スチフナおよび水平スチフナで補強されたH形断面柱梁偏心接合部パネルについて、梁偏心により生じるねじりモーメントを考慮して耐力評価式を導出した。このとき、ねじりモーメントを各部材のねじり定数に応じて分配し、縦スチフナ上の梁パネルと柱ウェブ上の柱パネルに作用するせん断力を算定した。T字形骨組の繰返し載荷実験を行い偏心接合部の弾塑性挙動を検討した。梁パネル耐力評価式は実験より得られた降伏荷重よりも2割程度小さい値を与えた。また、梁フランジの局部座屈で終局に至る試験体と比べて、パネルの塑性変形が卓越する試験体の方が高い変形性能を示した。載荷過程の接合部近傍の柱フランジおよび梁フランジ歪を測定し、パネル降伏する試験体では偏心側の歪が大きくなるのに対し、縦スチフナが厚くパネルが降伏しない試験体ではフランジ歪分布の偏りが小さいことを確認した。梁パネルおよび柱パネルの歪を3軸ゲージで測定し、パネルが降伏する試験体では梁パネルの方がせん断歪が大きくなることを確認した。H-200×200からH-400×400まで5種類の柱を用いて、十字形骨組モデルの有限要素解析を行った。柱断面規模に応じて、梁断面および部材長も変動させた。部材断面規模が耐力評価式の精度に与える影響が小さいのに対して、縦スチフナの厚さによる評価精度の変動が大きくなることを確認した。縦スチフナが薄いモデルでは降伏耐力評価値が過小評価になり、縦スチフナが厚いモデルでは過大評価になる傾向が見られた。

7.2 今後の課題

今後の課題について、以下に挙げておく。

(1) 実際の崩壊形に近い機構を用いた「梁フランジ幅が降伏耐力に及ぼす影響」についての検討

第2章では、機構2および機構3の崩壊形との連続性を考慮して、図2.1に示す機構1^{7.1)}の崩壊形を想定し、梁フランジ幅が降伏耐力に及ぼす影響について検討した。機構1では4本の平行な降伏線を柱フランジ上に想定しているのに対して、文献7.2)、7.3)では外側の2本が平行ではない実際の崩壊形に近い機構を用いて耐力評価を行っている。図2.19及び図2.20に示すように機構2及び機構3と類似した変形状態を生じることが確認できるが、実際の崩壊形に近い機構との連続性を考慮して、「梁フランジ幅が降伏耐力に及ぼす影響」について検討することも必要であろう。

(2) 等角螺旋形の降伏場を適用したフランジ局部曲げを考慮した降伏耐力

第3章では、図3.2に示す2つの柱フランジ局部曲げを伴う崩壊機構によって、フランジ局部曲げを考慮した降伏耐力について検討した。それに対して3.4節で行った有限要素解析では、解析終了時の面外変形等高線において等高線が楕円状になっているのが特徴的であった。このような崩壊形状に対しては等角螺旋形の降伏場の適用が考えられ、文献7.4)に適用例が見られる。等角螺旋形の降伏場を適用し、フランジ局部曲げを考慮した降伏耐力について検討すればさらに評価精度が高まると考えられる。

(3) スチフナの軸力比の異なる弱軸梁フランジから荷重を受ける降伏耐力

第4章では、図4.2に示すように弱軸梁フランジが両側に設置されるモデルを対象とし、それぞれの弱軸梁フランジ力として大きさが同じで向きが反対の力を想定していた。弱軸梁フランジ軸力比の絶対値が両側で異なる場合についても評価精度を検討する必要がある。

(4) 柱に作用する軸力がH形断面柱梁偏心接合部耐力に与える影響

第5章ではH形断面柱梁偏心接合部の局部降伏耐力を、第6章ではH形断面柱梁偏心接合部のパネル耐力を検討したが、柱軸力を考慮していなかった。実際には柱に軸力が作用していることから、柱軸力が局部降伏耐力およびパネル耐力に与える影響を検討することが望ましい。

参考文献

- 7.1) 森田耕次，浦 等，植野良二：柱はり接合部のスチフナ補強に関する実験的研究，日本建築学会構造系論文報告集，第376号，pp.30-40，1987.6
- 7.2) 渡辺貴仁，田川 浩，シベルグレル：H形鋼柱梁接合部における水平スチフナ設計に関する研究，日本建築学会大会学術講演梗概集C-1，構造III，pp.599-600，2004.8
- 7.3) 田川 浩，渡辺貴仁，シベルグレル：降伏線理論に基づくH形鋼ウェブ局部降伏の耐力評価式，日本建築学会構造系論文集，第573号，pp.193-199，2003.11
- 7.4) 吹田啓一郎，狩野直樹，井上一朗：高力ボルト接合されたパネル降伏型H形断面柱梁接合部の耐力，日本建築学会構造系論文集，第559号，pp.219-224，2002.9

謝辞

本論文は筆者が修士から5年間で、名古屋大学大学院環境学研究科・田川 浩准教授のご指導のもと、まとめられたものです。

田川 浩准教授は、本研究を進めるにあたり、研究の方向性から具体的な内容に至るまで、多くのことをご指導していただきました。ここに、厚く御礼申し上げます。

名古屋大学大学院環境学研究科・大森博司教授、同森 保宏教授には、お忙しい中を、本論文の内容について慎重に御審査を頂きました。ご指摘・ご助言を頂きまして、ここに心より厚く御礼申し上げます。

名古屋大学大学院環境学研究科・平塚義正技官は、実験ではご協力を頂きました。また、講座の皆さんが研究に集中できる最適な環境を整えていただきました。ここに深く感謝の意を表します。

建築コースの多くの方々への応援を得られまして、ここに感謝いたします。

最後になりますが、日本に来てから家族に支えられて今日に至ることができましたことに感謝し、本論文の結びといたします。

これまでの研究業績

学術誌等

- (1) 田川 浩, 劉 翠平: 梁フランジ幅が H 形断面柱スチフナ補強部の降伏耐力に及ぼす影響, 日本建築学会構造系論文集, 第 614 号, 115-122, 2007.4
- (2) 田川 浩, 劉 翠平: フランジ局部曲げを考慮した H 形鋼スチフナ補強接合部の耐力評価, 日本建築学会構造系論文集, 第 619 号, 157-164, 2007.9
- (3) 劉 翠平, 田川 浩: 弱軸梁フランジから荷重を受ける H 形断面柱梁スチフナ補強接合部の降伏耐力, 日本建築学会構造工学論文集, Vol. 54B, 693-700, 2008.3
- (4) 劉 翠平, 田川 浩: H 形断面柱梁偏心接合部の局部降伏耐力, 日本建築学会構造系論文集, 第 73 巻, 第 628 号, 965-971, 2008.6
- (5) 劉 翠平, 田川 浩: H 形断面柱梁偏心接合部のパネル耐力, 日本建築学会構造系論文集, 第 74 巻, 第 636 号, 375-384, 2009.2

国際会議

- (1) H. Tagawa, C. Liu, "Relationship of Beam-flange Width to Local Yield Strength of Beam-to-column Connections with Transverse Stiffeners", Proceedings of Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas (STESSA 2006), 351-356, Yokohama, 2006.8

その他

- (1) 劉 翠平, 田川 浩: 梁フランジ幅が H 形断面柱スチフナ補強部の降伏耐力に及ぼす影響, 日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1, 構造 III, 757-758, 2005.8
- (2) 劉 翠平, 田川 浩: 梁フランジ幅を考慮した H 形断面柱スチフナ補強部の降伏耐力に関する実験的研究, 日本建築学会東海支部研究報告集, 第 44 号, 205-208, 2006.2
- (3) 劉 翠平, 田川 浩: スチフナで補強された H 形鋼柱におけるフランジ局部曲げの耐力評価, 日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1, 構造 III, 559-560, 2006.9
- (4) 劉 翠平, 田川 浩: H 形鋼柱と H 形鋼梁の偏心接合部の耐力評価式, 日本建築学会東海支部研究報告集, 第 45 号, 161-164, 2007.2
- (5) 劉 翠平, 田川 浩: 梁偏心接合形式の H 形断面柱梁接合部パネルの弾塑性有限要素解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1, 819-820, 2007.8
- (6) 劉 翠平, 田川 浩: H 形断面柱梁偏心接合部パネルの耐力評価, 日本建築学会東海支部研究報告集, 第 46 号, 249-252, 2008.2