

Title	フィレットを有する鋼製ラーメン橋脚隅角部の弾塑性挙動および設計法に関する研究
Author(s)	美島, 雄士
Citation	大阪大学, 2014, 博士論文
Version Type	VoR
URL	https://doi.org/10.18910/34449
rights	
Note	

Osaka University Knowledge Archive : OUKA

<https://ir.library.osaka-u.ac.jp/>

Osaka University

博士学位論文

フィレットを有する鋼製ラーメン橋脚隅角部の
弾塑性挙動および設計法に関する研究

美 島 雄 士

2013 年 12 月

目 次

第 1 章 序論

1.1 研究の背景	1
1.2 鋼製ラーメン橋脚隅角部に関する既往の研究と課題	4
1.3 従来設計法の概要と問題点	7
1.3.1 隅角部を構成する部材および要素の定義	7
1.3.2 従来設計法の概要	7
1.3.3 従来設計法の問題点	8
1.4 本研究の目的	10
1.5 本論文の構成	12
参考文献	13

第 2 章 フィレットを有する隅角部の弾塑性挙動と限界状態に関する検討

2.1 概説	15
2.2 正負交番載荷実験	16
2.2.1 実験概要	16
2.2.2 実験結果および考察	19
2.3 弾塑性有限変位解析	46
2.3.1 解析手法	46
2.3.2 解析概要	52
2.3.3 解析結果および考察	53
2.4 隅角部の弾塑性挙動に基づく限界状態の設定	72
2.4.1 設計荷重時の隅角部の状態	72
2.4.2 常時・レベル 1 に対する限界状態の設定	73
2.4.3 レベル 2 に対する限界状態の設定	81
2.5 結論	97
参考文献	99

第 3 章 フィレットの弾塑性挙動と性能に関する検討

3.1 概説	101
3.2 フィレットに要求される性能と限界状態	102
3.2.1 要求性能	102
3.2.2 限界状態	102
3.3 設計荷重の定義	104
3.4 載荷実験	105

3.4.1	実験概要	105
3.4.2	実験結果および考察	106
3.5	弾塑性有限変位解析	115
3.5.1	解析概要	115
3.5.2	解析結果および考察	116
3.6	フィレットの性能	142
3.6.1	ひずみ集中低減効果	142
3.6.2	耐荷力	142
3.6.3	フィレットの構造条件	143
3.7	結論	151
	参考文献	152
第4章 鋼製ラーメン橋脚隅角部の弾塑性挙動およびフィレットの効果を考慮した設計法の提案		
4.1	概説	153
4.2	適用範囲	154
4.3	常時およびレベル1に対する隅角部の限界状態と設計法	155
4.3.1	限界状態	155
4.3.2	提案設計法	155
4.4	レベル2に対する隅角部の限界状態と設計法	158
4.4.1	限界状態	158
4.4.2	提案設計法	158
4.5	実構造物への適用性と効果	161
4.6	結論	172
	参考文献	173
第5章 総括		
5.1	本論文の研究成果の総括	174
5.2	鋼製ラーメン橋脚隅角部の設計法に関する今後の展望	176
	参考文献	177

謝辞

本論文に関する発表論文

写真, 図表一覧

【第1章】

- 写真-1.1.1 鋼製橋脚の倒壊
- 写真-1.1.2 柱の局部座屈
- 写真-1.1.3 はりのせん断座屈
- 写真-1.1.4 隅角部の座屈
- 写真-1.1.5 隅角部の溶接割れ
- 写真-1.1.6 隅角部の疲労き裂
- 図-1.3.1 本研究で対象とする鋼製ラーメン橋脚隅角部
- 図-1.3.2 従来設計方法の手順
- 図-1.4.1 課題に対する検討手順と検討方法

【第2章】

- 図-2.2.1 試験体の構造詳細
- 表-2.2.1 試験体の名称と諸元
- 図-2.2.2 はりと柱のウェブ高 (実績調査)
- 図-2.2.3 隅角部の材質の実績調査結果
- 図-2.2.4 幅厚比パラメータ R_R , R_F の実績調査結果
- 図-2.2.5 補剛材剛比 γ_1 の実績調査結果
- 図-2.2.6 フィレット形状
- 図-2.2.7 スカラップ形状
- 図-2.2.8 実験装置
- 写真-2.2.1 実験装置全景
- 図-2.2.9 正負交番載荷実験の手順
- 図-2.2.10 はり下フランジひずみゲージ設置位置
- 図-2.2.11 ウェブひずみゲージ設置位置
- 図-2.2.12 試験体における変位計の設置位置
- 図-2.2.13 ラーメン橋脚曲げモーメント性状
- 図-2.2.14 ジャッキ角度と曲げモーメントの分布
- 図-2.2.15 軸力と曲げモーメントによる応力比の実績値
- 図-2.2.16 荷重載荷方法
- 図-2.2.17 荷重 P —隅角変位 δ 関係
- 表-2.2.2 実験結果一覧
- 図-2.2.18 隅角部の非線形化の定義
- 図-2.2.19 荷重 P —隅角変位 δ 関係の包絡線
- 写真-2.2.2 補剛材の溶接割れ (試験体 4, $+3\delta_y$)

- 図-2.2.20 はり下フランジ交差部近傍の応力度分布 (試験体 1,2,3)
- 図-2.2.21 はり下フランジ交差部近傍の応力度分布 (試験体 5)
- 図-2.2.22 はり下フランジ交差部近傍の応力度分布 (試験体 6)
- 図-2.2.23 フランジの面外変形 (試験体 1)
- 図-2.2.24 フランジの面外変形 (試験体 2)
- 図-2.2.25 フランジの面外変形 (試験体 3)
- 図-2.2.26 フランジの面外変形 (試験体 4)
- 図-2.2.27 フランジの面外変形 (試験体 5)
- 図-2.2.28 フランジの面外変形 (試験体 6)
- 図-2.2.29 荷重低下時のフランジ変形挙動
- 図-2.2.30 ウェブパネルのひずみ分布 (試験体 1)
- 図-2.2.31 ウェブパネルのひずみ分布 (試験体 2)
- 図-2.2.32 ウェブパネルのひずみ分布 (試験体 3)
- 図-2.2.33 ウェブパネルのひずみ分布 (試験体 4)
- 図-2.2.34 ウェブパネルのひずみ分布 (試験体 5)
- 図-2.2.35 ウェブパネルのひずみ分布 (試験体 6)
- 写真-2.2.3 フィレットの変形 (試験体 1, $+2\delta_y$)
- 図-2.2.36 荷重とフィレット面外変位の関係
- 図-2.2.37 荷重 P とせん断変形角 γ の関係
- 写真-2.2.4 フランジ交差部端部の溶接ビード割れ (試験体 2, $-3\delta_y$)
- 写真-2.2.5 スカラップまわし溶接部止端の割れ (試験体 3, $-3\delta_y$)
- 写真-2.2.6 隅角部ウェブパネルのせん断座屈 (試験体 5, 終了後)
- 写真-2.2.7 フランジの面外座屈
- 図-2.2.38 各試験体の状態と発生荷重
- 図-2.3.1 単調載荷曲線
- 図-2.3.2 繰返し載荷経路
- 図-2.3.3 非線形遷移領域
- 図-2.3.4 非線形遷移領域での反転
- 図-2.3.5 非線形遷移領域での再反転
- 写真-2.3.1 繰返し試験片 (SM570 材)
- 図-2.3.6 平板試験片引張試験の応力-ひずみ関係
- 表-2.3.1 単調載荷曲線の材料定数
- 図-2.3.7 単調載荷曲線
- 図-2.3.8 弾性域の大きさの減少に関する実験結果
- 図-2.3.9 $\varepsilon_{\text{mon}}^P$ と κ/κ_0 の関係
- 表-2.3.2 材料定数 c
- 図-2.3.10 両振り実験
- 図-2.3.11 $\varepsilon_{\text{mon}}^P$ と $\Delta\varepsilon^P$ の関係

- 図-2.3.12 $\varepsilon_{\text{mon}}^{\text{P*}}$ と m の関係
- 表-2.3.3 材料定数 d, e, f, g
- 図-2.3.13 ランダム載荷試験と数値シミュレーションの比較
- 図-2.3.14 解析モデル
- 表-2.3.4 構成式に含まれる材料定数
- 図-2.3.15 解析に導入した残留応力分布
- 図-2.3.16 解析に導入した初期たわみ
- 図-2.3.17 荷重載荷パターン
- 図-2.3.18 実験結果と解析結果の比較
- 図-2.3.19 変形性状（最大荷重時）の比較
- 図-2.3.20 対象とするラーメン橋脚の標準断面
- 図-2.3.21 解析モデル
- 図-2.3.22 隅角部寸法の定義
- 表-2.3.5 解析モデル諸元
- 表-2.3.6 構成式に含まれる材料定数
- 図-2.3.23 荷重と隅角変位の関係（その1）
- 図-2.3.24 荷重と隅角変位の関係（その2）
- 図-2.3.25 最大荷重時の変形状態の例
- 図-2.3.26 ウェブパネル辺長比 a の影響
- 図-2.3.27 ウェブパネル辺長比 a の影響（最大荷重時）
- 図-2.3.28 柱部フランジ幅とウェブ幅の比 β の影響
- 図-2.3.29 柱部フランジ幅とウェブ幅の比 β の影響（最大荷重時）
- 図-2.3.30 はり・柱フランジの幅厚比パラメータ R_R の影響
- 図-2.3.31 はり・柱フランジの幅厚比パラメータ R_R の影響（最大荷重時）
- 図-2.3.32 はり・柱フランジの幅厚比パラメータ R_F の影響
- 図-2.3.33 はり・柱フランジの幅厚比パラメータ R_F の影響（最大荷重時）
- 図-2.3.34 ウェブパネルの幅厚比パラメータ R_w の影響
- 図-2.3.35 ウェブパネルの幅厚比パラメータ R_w の影響（最大荷重時）
- 図-2.3.36 ウェブとフランジの断面積比 S の影響
- 図-2.3.37 ウェブとフランジの断面積比 S の影響（最大荷重時）
- 図-2.3.38 隅角部におけるフランジとウェブの板厚の比較
- 図-2.3.39 隅角部におけるフランジとウェブの断面積の比較
- 図-2.4.1 載荷荷重と隅角変位の関係（正負交番載荷実験）
- 表-2.4.1 解析諸元
- 図-2.4.2 載荷荷重と隅角変位の関係（弾塑性有限変位解析）
- 図-2.4.3 2層ラーメン橋脚の隅角部
- 図-2.4.4 隅角部に作用する断面力および応力度の定義
- 図-2.4.5 隅角部実験の構造モデル
- 図-2.4.6 従来の方法と実験値による降伏荷重の比較

- 図-2.4.7 隅角部のウェブとフランジの板厚の比
- 図-2.4.8 隅角部に作用する応力度のモデル化
- 図-2.4.9 提案式より算出した応力度と実験値との比較 (x 方向応力度)
- 図-2.4.10 提案式より算出した応力度と実験値との比較 (y 方向応力度)
- 図-2.4.11 提案式より算出した応力度と実験値との比較 (せん断応力度)
- 図-2.4.12 提案式より算出した応力度と実験値との比較 (ミーゼス応力度)
- 図-2.4.13 提案方法と実験値による降伏荷重の比較
- 図-2.4.14 隅角部に作用する応力度のモデル化 (T 形隅角部)
- 図-2.4.15 ラーメン橋脚曲げモーメント性状
- 図-2.4.16 荷重と隅角変位の関係 (正負交番載荷実験)
- 図-2.4.17 載荷荷重と隅角変位の関係 (弾塑性有限変位解析)
- 図-2.4.18 はり下フランジ 3 線交差部のひずみ分布 (正負交番載荷実験)
- 図-2.4.19 はり下フランジ 3 線交差部のひずみ分布 (弾塑性有限変位解析)
- 図-2.4.20 ウェブパネルおよびフィレットの降伏判定 (弾塑性有限変位解析)
- 図-2.4.21 荷重とウェブパネル残留せん断変形角の関係 (正負交番載荷実験)
- 図-2.4.22 荷重とウェブパネル残留せん断変形角の関係 (弾塑性有限変位解析)

【第 3 章】

- 表-3.2.1 フィレットの要求性能および限界状態
- 図-3.3.1 設計荷重時の応力算出位置
- 図-3.4.1 正負交番載荷実験におけるフィレット詳細図
- 図-3.4.2 試験体詳細図
- 図-3.4.3 フィレット形状図
- 表-3.4.1 試験体諸元
- 図-3.4.4 実験装置
- 図-3.4.5 荷重載荷パターン
- 図-3.4.6 ひずみの計測位置
- 図-3.4.7 変位の計測位置
- 図-3.4.8 荷重と隅角変位の関係
- 写真-3.4.1 正負交番載荷実験におけるフィレットの面外変形の状態 (実験終了後)
- 写真-3.4.2 フィレットの面外変形の状態 (実験終了後)
- 図-3.4.9 フィレットの初期たわみ形状
- 図-3.4.10 荷重とフィレット面外変位の関係 (正負交番載荷実験)
- 図-3.4.11 フィレットの主応力ベクトル (正負交番載荷実験, 試験体 1)
- 図-3.4.12 荷重とフィレット面外変位の関係
- 図-3.4.13 載荷荷重とフィレット面外残留変位増加量の関係 (試験体 1)
- 図-3.4.14 フィレットの主応力ベクトル ($P=200\text{kN}$)
- 図-3.4.15 はり下フランジ交差部近傍のひずみ分布 (試験体 1)

- 図-3.5.1 解析モデルの形状
- 図-3.5.2 解析モデルの標準断面
- 図-3.5.3 境界条件
- 図-3.5.4 解析モデル
- 図-3.5.5 隅角部寸法の定義
- 表-3.5.1 パラメトリック解析ケース
- 表-3.5.2 構成則に含まれる材料定数
- 図-3.5.6 真応力-真ひずみの関係
- 図-3.5.7 導入した初期たわみ
- 図-3.5.8 初期たわみの実測結果（フィレット実験）
- 図-3.5.9 隅角変位の算出位置
- 図-3.5.10 荷重と隅角変位の関係（SM570，辺長比 1.0，突出率 10%）
- 図-3.5.11 荷重と隅角変位の関係（SM570，辺長比 1.0，突出率 20%）
- 図-3.5.12 荷重と隅角変位の関係（SM570，辺長比 1.3，突出率 15%）
- 図-3.5.13 荷重と隅角変位の関係（SM490Y，辺長比 1.0，突出率 20%）
- 図-3.5.14 荷重と隅角変位の関係（板厚 32mm）
- 図-3.5.15 フィレット変形図（CASE6）
- 図-3.5.16 荷重とフィレット面外変位の関係（CASE6）
- 図-3.5.17 フィレットの降伏判定（SM570，突出率 10%）
- 図-3.5.18 フィレットの降伏判定（SM570，突出率 20%）
- 図-3.5.19 フィレットの降伏判定（SM570，突出率 15%）
- 図-3.5.20 フィレットの降伏判定（SM490Y，突出率 20%）
- 図-3.5.21 フィレットの降伏判定（板厚 32mm）
- 図-3.5.22 フィレットの発生ひずみ（レベル 1，SM570，突出率 10%）
- 図-3.5.23 フィレットの発生ひずみ（レベル 1，SM570，突出率 20%）
- 図-3.5.24 フィレットの発生ひずみ（レベル 1，SM570，突出率 15%）
- 図-3.5.25 フィレットの発生ひずみ（レベル 1，SM490Y，突出率 20%）
- 図-3.5.26 はり下フランジ交差部近傍のひずみ分布（SM570，突出率 10%）
- 図-3.5.27 はり下フランジ交差部近傍のひずみ分布（SM570，突出率 20%）
- 図-3.5.28 柱内側フランジ交差部近傍のひずみ分布（SM570，突出率 15%）
- 図-3.5.29 はり下フランジ交差部近傍のひずみ分布（SM490Y，突出率 20%）
- 図-3.5.30 ひずみの評価位置（CASE6）
- 図-3.5.31 はり下フランジ交差部近傍のひずみ分布（SM570，板厚 32mm）
- 図-3.5.32 交差部から 60mm の位置におけるはり下フランジでのひずみ分布（SM570，板厚 32mm）
- 図-3.6.1 ひずみ集中低減効果とフィレット突出率の関係
- 図-3.6.2 フィレット境界辺の主応力分布（模式図）
- 図-3.6.3 フィレット座屈荷重の算定方法
- 図-3.6.4 平均主応力度と載荷荷重の関係（SM570，辺長比 1.0，突出率 10%）
- 図-3.6.5 平均主応力度と載荷荷重の関係（SM570，辺長比 1.0，突出率 20%）

- 図-3.6.6 平均主応力度と載荷荷重の関係 (SM570, 辺長比 1.3, 突出率 15%)
- 図-3.6.7 平均主応力度と載荷荷重の関係 (SM490Y, 辺長比 1.0, 突出率 20%)
- 図-3.6.8 フィレット耐荷力曲線
- 図-3.6.9 設計荷重とフィレット耐荷力の関係

【第4章】

- 図-4.2.1 本研究で対象とする鋼製ラーメン橋脚隅角部
- 図-4.3.1 隅角部に作用する応力度のモデル化
- 図-4.4.1 はり・柱断面照査位置
- 表-4.5.1 隅角部の限界状態
- 図-4.5.1 従来設計法と提案設計法の手順の比較
- 図-4.5.2 施工実績に基づく対象橋脚諸元
- 表-4.5.2 試設計検討ケース
- 図-4.5.3 構造一般図 (model-1)
- 図-4.5.4 構造一般図 (model-2)
- 図-4.5.5 構造一般図 (model-3)
- 図-4.5.6 構造一般図 (model-4)
- 表-4.5.3 設計条件一覧表
- 図-4.5.7 動的解析に用いた解析モデル
- 表-4.5.4 従来設計法および提案設計法による隅角部断面構成の比較
- 図-4.5.8 塑性化範囲 (model-1)
- 図-4.5.9 塑性化範囲 (model-2)
- 図-4.5.10 塑性化範囲 (model-3)
- 図-4.5.11 塑性化範囲 (model-4)
- 表-4.5.5 従来設計法および提案設計法による隅角部鋼重比較

第1章 序論

1.1 研究の背景

1995年1月17日に発生した兵庫県南部地震は、多数の鋼構造物に甚大な被害をもたらした。鋼製橋脚も例外ではなく、この地震によって初めて大きな損傷を受け、そのうち2基が完全に倒壊した(写真-1.1.1^{1.1)})。他にも柱の局部座屈を伴う変形(写真-1.1.2^{1.1)})や鋼製ラーメン橋脚におけるはりのせん断座屈(写真-1.1.3^{1.1)})が見られた。また、鋼製ラーメン橋脚隅角部においては、座屈(写真-1.1.4^{1.2)})や溶接割れ(写真-1.1.5^{1.1)})等の損傷が見られ、それまでの耐震設計法や製作方法に対する抜本的な見直しが必要となった。

兵庫県南部地震による損傷を踏まえ、単柱橋脚を対象として数多くの研究が実施され、その成果を基に道路橋示方書・同解説V耐震設計編^{1.3)}が改定された。鋼製橋脚については、新設橋に対して従来の震度法といった弾性設計に加え、部材の塑性域の耐力および変形能を考慮した耐震設計法が規定され、また、脆性的な破壊の防止やじん性の向上を目的とした構造細目も規定された。

鋼製橋脚の中でも都市高速道路において実績の多い鋼製ラーメン橋脚は、構造物としての重要度が高く、大規模地震に対しても脆性破壊せず、さらに崩壊に至らない性能が要求される構造物である。特に、鋼製ラーメン橋脚を構成するはりとは柱の接合部である隅角部は力の伝達が複雑であり、地震の影響により橋脚基部と同様、大きな断面力が発生する部位であることから、隅角部の弾塑性挙動を正確に把握することは隅角部のみならず鋼製ラーメン橋脚全体の性能を評価する上において非常に重要である。

一方、近年では鋼製ラーメン橋脚隅角部において点検時に疲労き裂が発見された例が報告されている(写真-1.1.6^{1.4)})。疲労き裂の原因としては、柱およびはりのフランジ端部でのせん断遅れ現象や構造上の不連続に起因する高い応力集中、およびはりとは柱のフランジの交差部(以下、「フランジ交差部」という)の完全溶け込み溶接の施工性に起因する内部キズの存在による疲労強度の低下であることが指摘されている^{1.4), 1.5)}。このため、疲労耐久性向上の対策としてははりとは柱のウェブをフィレットにより滑らかに連結する構造や、フランジ交差部にスカラップを設けて完全溶け込み溶接の施工性を改善する構造が提案され^{1.6)~1.10)}、新設鋼製橋脚の建設工事に適用されている。

ところで、鋼製ラーメン橋脚隅角部に関する具体的な設計方法は、わが国の道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編^{1.11)}(以下、「道示Ⅱ」という)および道示V^{1.12)}(以下、「道示V」という)には未だ規定がない。その一方、都市内の高架橋を建設する高速道路会社の設計基準では、各社間で多少内容の差違はあるものの設計方法が規定されている^{1.13), 1.14)}。具体的には、常時荷重(以下、「常時」という)やレベル1地震動の影響(以下、「レベル1」という)に対しては、奥村・石沢^{1.15)}や中井ら^{1.16)}の提案した方法によるフランジ交差部付近に生じるせん断遅れ現象に起因する局所的なピーク応力を用いた弾性設計法が適用されている。しかし、この設計法によると隅角部の板厚が一般部と比べて厚く、重量が大きくなることから、経済性や施工性に不都合が生じる場合がある。また、従来の設計法^{1.15)}は40年以上も前に提案されたものであることから、大規模地震であるレベル2地震動の影響(以下、「レベル2」という)に対してその適用性が不明である。

これまでも鋼製ラーメン橋脚隅角部については、合理的な設計法の確立を目指して、弾塑性

挙動に着目した研究^{1.17)~1.26)}がなされてきた。鉄道構造物等設計標準・同解説 鋼・合成構造物^{1.27)}では、大規模地震時の設計法はいまだ確立していないとしながらも、隅角部の損傷を抑えるために曲線構造のフランジを用いる等の構造細目、復旧性の照査におけるせん断遅れの影響を考慮しない平均応力に対する照査等が解説されている。他方、高速道路会社の基準^{1.13)}等で示されるフィレットを有する隅角部は鉄道の鋼製橋脚隅角部と構造細目が異なっている。また、隅角部の弾塑性挙動を対象とした研究^{1.17)~1.21), 1.23)~1.26)}も実施されているが、ほとんどの研究において道路橋の施工実績に基づいた鋼材材質、補剛材およびフィレット等の構造詳細が考慮されていない。従って、フィレットを有する隅角部のレベル2に対する具体的な設計法は確立されていない。

隅角部を耐震設計の観点から考えると、道示 V^{1.12)}よりレベル1に対して橋全体は耐震性能1を確保することが要求され、この場合の橋脚の限界状態は「力学的特性が弾性域を超えない限界の状態」と規定されている。鋼製ラーメン橋脚の一部である隅角部もこの限界状態に従う必要があるが、従来の設計法では先述したように実構造物における隅角部の挙動や応力状態が適切に把握できていないため、耐震性能の照査が厳密に行われていない可能性がある。

また、レベル2に対して橋全体が耐震性能2を確保する場合の橋脚の限界状態は「損傷の修復を容易に行い得る限界の状態」と規定されており、橋脚の限界状態は明確であるものの隅角部については要求性能や限界状態が具体化されておらず、その照査方法も規定されていない。そのため、実務設計でのレベル2に対する照査は常時やレベル1に対する設計方法を準用する等、設計者の判断により行われている状態であり、従来の設計法ではレベル2に対する隅角部の安全性照査が確実に確保されている保証がない。

このような背景から、本研究は、フィレットを有する鋼製ラーメン橋脚隅角部に対する新しい設計法の提案をテーマとして取り組むこととした。



写真-1.1.1 鋼製橋脚の倒壊^{1.1)}

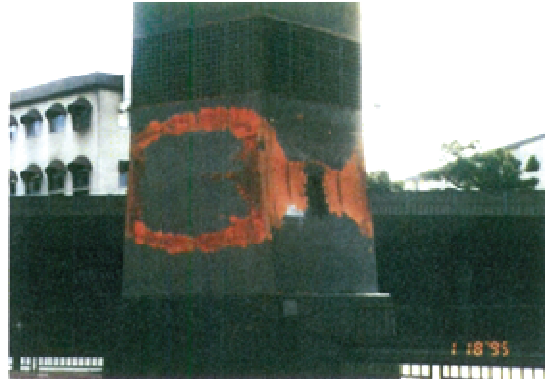


写真-1.1.2 柱の局部座屈^{1.1)}



写真-1.1.3 はりのせん断座屈^{1.1)}

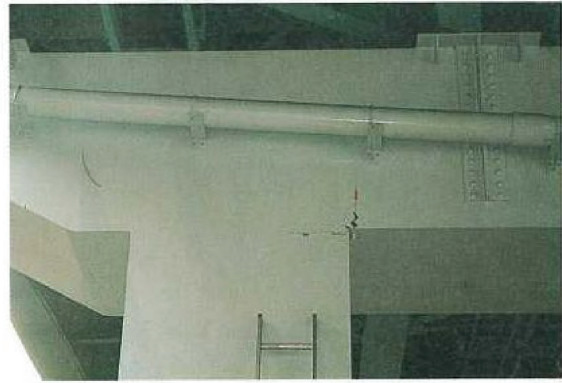


写真-1.1.4 隅角部の座屈^{1.2)}



写真-1.1.5 隅角部の溶接割れ^{1.1)}



写真-1.1.6 隅角部の疲労き裂^{1.4)}

1.2 鋼製ラーメン橋脚隅角部に関する既往の研究と課題

兵庫県南部地震において鋼製橋脚が損傷し、それ以降、主として単柱橋脚を対象として研究が行われてきたが、鋼製ラーメン橋脚やその構成部材である隅角部に対してもこれまで研究がなされてきた。

ここでは、本研究において参考とした既往の研究について整理し、隅角部の設計法を確立する上で考え得る課題について概説する。

(1) 設計法に関する研究

はり柱の接合部である隅角部については、建築分野において初めにBeedleら^{1.28)}がH型断面を有するはり・柱からなるラーメン構造物を対象として研究を行い、隅角部の腹板（以下、「ウェブパネル」という）にせん断応力が卓越することを示した。奥村・石沢^{1.15)}は、箱型断面部材からなるウェブパネルのせん断応力の実測結果から、その分布が放物線に近い分布を示すことを確かめ、均等分布と仮定したBeedleらの研究^{1.28)}に修正を加え、また、はりおよび柱部材のフランジに対しては、せん断遅れ現象による付加応力を考慮した直応力算定法を提案し、この設計法が現在まで道路橋の設計に用いられている。中井ら^{1.29)}は、鋼製橋脚の合理的でしかも信頼性に富んだ設計法を模索する研究の一環として、鋼製ラーメン橋脚の実績調査を行った。さらに、隅角部を対象とした実験結果を基に隅角部の力学的特性を簡単なはり理論で解析可能となるモデルを用いたせん断遅れ解析法を示し、せん断遅れ現象を考慮した鋼製ラーメン橋脚隅角部の限界状態設計法を提案した^{1.17), 1.19)}。また、石橋ら^{1.30)}は、前述の奥村・石沢の方法^{1.15)}を用いた慣用設計法をそのまま利用することができない特殊な隅角部が実構造に数多く出現していることに言及し、従来の隅角部設計法の問題点と課題を整理するとともに、隅角部の設計にあたっていくつかの提案を行った。

以上のように、既往の研究を基に規定された従来の設計法は、フランジのせん断遅れ現象に起因した局所的な応力集中を考慮した弾性設計法であるため、経済性や施工性に問題が生じる場合がある。また、ウェブパネルにはBeedleらの研究^{1.27)}に基づきせん断応力のみが作用するとしているが、実際にはせん断応力に加えて直応力も作用することから、従来のせん断応力のみによる評価が実構造物の応力状態を正確に評価できているかどうか不明である。さらに、従来設計法は兵庫県南部地震以前に提案されたものであるからレベル2に対する設計法が規定されていない状況にある。

(2) 弾塑性挙動に関する研究

酒造ら^{1.18)}は隅角部の崩壊のメカニズムや崩壊形式と変形能の基本的特性に関する実験的研究を行った。黄ら^{1.20), 1.21)}は箱型断面部材からなる都市高速道路の鋼製ラーメン橋脚の耐震安全性に関連し、種々の鋼材や寸法を用いた実験と解析によって単調あるいは正負交番载荷を受ける隅角部の強度および変形特性を解明するとともに、それらを考慮に入れた使用限界状態および終局限界状態の照査法を提案した。佐々木ら^{1.23)}は隅角部の補剛構造が弾塑性挙動に与える影響について着目し、補剛構造が損傷形態や耐力に影響を与えることを示した。また、依田ら^{1.24)~1.26)}は、ラーメン橋脚隅角部を対象に正負交番载荷実験を用いて隅角部の終局状態やそれ以降の挙動について

検討し、さらに座屈形状を分類するための既存のパラメータの精度についても詳細な検討を行った。佐々木ら^{1.31)}は現行設計法により設計されたラーメン橋脚を対象に、実スケールでモデル化した解析モデルを用いて動的弾塑性有限要素解析を実施し、大規模地震時の挙動を明らかにするとともに、隅角部に対する現行設計法の問題点について考察している。

このように、これまでも隅角部の弾塑性挙動に着目した研究は数多く行われている。しかし、既往の研究の多くが隅角構造の基本的な挙動特性に着目し、対象とした試験体や解析モデルは隅角部の特徴である直交した箱断面形状を主眼において再現したもので、道路橋における実構造物の諸元（鋼材材質、補剛構造および近年、疲労耐久性向上のために設置されているフィレットなどの細部構造）が正確に考慮されていないことから、実構造物の弾塑性挙動に関する知見が十分得られていない。このようなことから未だ弾塑性挙動を考慮した設計法は確立されていない。

(3) 疲労に関する研究

三木ら^{1.32)}は、兵庫県南部地震において鋼製ラーメン橋脚隅角部に発生した脆性破壊に着目し、正負交番載荷実験によって隅角部角部の溶接ビード交差部に低サイクル疲労が発生し、それが起点となって脆性破壊が生じるメカニズムについて検討した。さらに脆性破壊の原因と考えられる隅角部でのひずみ集中を緩和するための構造ディテールについて提案を行った。

隅角部の常時に対する疲労特性については、森河ら^{1.4)}が隅角部のフランジ交差部で発見された疲労について実構造物の調査を行い、応力頻度計測やFEM解析を用いて疲労き裂の原因を検討した。その結果、疲労き裂の原因が非常に大きな応力集中と溶接施工に起因した疲労強度の低下にあることを示した。また、三木ら^{1.5)}は疲労試験およびFEM解析によって疲労強度や応力分布を確認し、さらに疲労き裂の発生原因と進展性状を明らかにすることによって疲労強度改善のための溶接方法に言及した。

近年ではフランジ交差部の疲労耐久性向上を目的とした種々の細部構造が提案されており、これらについて研究が実施されている。田辺ら^{1.6)}は、既設隅角部の補修方法として隅角部に三角リブを溶接で取り付ける構造を提案し、解析および大型試験体を用いた疲労実験を実施することによって提案構造の疲労強度改善に対する有効性を示した。時田ら^{1.7)}および並川ら^{1.8), 1.9)}は、新設隅角部におけるフランジ交差部の疲労強度向上策に着目し、フィレットの寸法形状をパラメータとした隅角部を対象としてFEM解析を用いることによりフランジの応力集中低減効率の良いフィレット形状について検討を行った。また、長谷川ら^{1.10)}は、フィレットを設置した隅角部を対象として大型疲労試験を行ってその耐久性を確認した。さらに、フランジ交差部における溶接施工性を改善することと非破壊検査を確実に実施するため、溶接線の交差部にスカラップ構造を設置する提案を行っている。

以上に、大規模地震時に生じる低サイクル疲労および常時に対する高サイクル疲労に関する既往の研究を整理した。特に、近年ではフランジ交差部の疲労き裂対策が喫緊の課題として研究が行われ、疲労強度向上策としてフィレットやスカラップなどの細部構造が提案され道路橋に適用されている。しかし、これらの構造はあくまで常時レベルの疲労強度向上を目的とした細部構造の改善という位置付けのため、隅角部の弾塑性挙動に与える影響や、隅角部の設計に考慮する荷重（以下、「設計荷重」という）に対する状態について明確とはなっていない。

(4) ハンチまたはフィレットの効果に関する研究

鉄道橋に適用される鋼製ラーメン橋脚隅角部には、以前から地震時のひずみ集中対策として曲線構造のフランジや曲線状のハンチ（フィレット）が設置されている。池田ら^{1.22)}は、ハンチプレートを設置したラーメン橋脚隅角部を対象として正負交番載荷実験とFEM解析を行い、ハンチプレートが隅角部の耐力に与える影響やひずみ集中を緩和する効果などについて検討を行った。山口らは、文献1.33)において解析的検討によりハンチを有する隅角部の耐震特性について解析的検討を行い、また文献1.34)ではフィレットを設置した隅角部の疲労耐久性および耐震性に着目し、FEM解析を用いて検討を行い、隅角部に対して従来のせん断遅れに起因した応力集中を考慮するのではなく公称応力（平均応力）による設計の可能性について言及している。

以上の研究は、ハンチまたはフィレットが隅角部全体の耐力や変形能に与える影響を検討しているものの、フィレット自体の弾塑性挙動や耐荷力特性については言及していない。また、文献1.34)のようにフィレットの効果を利用して隅角部を平均応力で設計するためには、フィレットの弾塑性挙動を把握した上で、フィレットの性能、すなわちフランジの応力集中低減効果、耐荷力特性を明確にし、さらにそれらと設計荷重との関係を把握する必要がある。

1.3 従来設計法の概要と問題点

1.3.1 隅角部を構成する部材および要素の定義

図-1.3.1に本研究で対象とする鋼製ラーメン橋脚隅角部と隅角部を構成する部材と要素を示す。本論文で用いる部材・要素および部位はそれぞれ以下のように定義する。

隅角部：図-1.3.1の着色部分のことで、はりおよび柱断面とウェブパネルとで構成される。

はり・柱断面：隅角部の構造部材で、ウェブパネルからフランジ幅の1/2の範囲内にあるフランジとウェブで構成される断面のこと。

ウェブパネル：隅角部の構造要素で、はりと柱のウェブが交差するせん断パネルのこと。

フィレット：フランジ交差部におけるせん断遅れに起因した応力集中を緩和するために設置される構造要素のこと。

フランジ交差部：はり下フランジと柱内側フランジが交差する部位のこと。

1.3.2 従来設計法の概要

隅角部の設計法は、レベル2を除き高速道路会社の設計基準で規定されている^{1.13), 1.14)}。その内容は各社間で多少異なるが、せん断遅れの影響を考慮することは一致している。従来から用いられてきた常時およびレベル1に対する標準的な設計方法（以下、「従来設計法」という）を式(1.3.1)～式(1.3.4)に示す。また、従来設計法の手順を図-1.3.2に示す。

(1) はり，柱断面

1) 板厚の算出

$$\text{フランジ} \quad \sigma_n + \sigma_s \leq \frac{\sigma_y}{\gamma} \quad (1.3.1)$$

$$\text{ウェブ} \quad \tau \leq \frac{\sigma_y}{\sqrt{3}\gamma} \quad (1.3.2)$$

ただし， $t_f \geq t_w$

ここに、 σ_n : フランジに作用する平均直応力度(MPa)
 σ_s : フランジに作用するせん断遅れによる直応力度(MPa)
 σ_y : 鋼材の降伏点(MPa)
 γ : 安全率
 τ : せん断応力度(MPa)
 t_f : フランジの板厚(mm)
 t_w : ウェブの板厚(mm)

2) 合成応力度の照査

$$\left(\frac{\sigma_n + \sigma_s}{\sigma_y / \gamma} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\sigma_y / \sqrt{3}\gamma} \right)^2 \leq 1.0 \quad (1.3.3)$$

(2) ウェブパネル

$$\text{せん断応力度の照査} \quad \tau \leq 0.45 \frac{\sigma_y}{\gamma} \quad (1.3.4)$$

(3) フィレット

細部構造として形状のみ規定されているが、断面性能に関する規定はない。

1.3.3 従来設計法の問題点

1.2において示した鋼製ラーメン橋脚隅角部を対象とした既往の研究とそれらに対する課題を踏まえ、1.3.2に示した従来設計法に対する問題点を以下に示す。

- ・はりと柱断面は、せん断遅れ現象の影響により生じる局所的なピーク応力 ($\sigma_n + \sigma_s$) を用いているため、隅角部が一般部より厚板となる (式(1.3.1), 式(1.3.3))。
- ・ウェブパネルはBeedleらの研究^{1.28)}に基づきせん断応力のみが作用するとしているが、実際はせん断応力と同時に直応力も作用するため、作用応力が適切に評価できていない可能性がある (式(1.3.4))。
- ・ウェブパネルの降伏条件は最大せん断応力説に従うとしているが、一般的に鋼材の降伏条件はvon Misesのせん断ひずみエネルギー一定説に従うため、許容値が過度に安全側となっている。ただし、せん断ひずみエネルギー一定説に基づいた設計基準^{1.14)}もある (式(1.3.4))。
- ・フィレットは設計荷重に応じて要求される性能や限界状態が明確ではなく、限界状態に対する照査方法も規定されていない。
- ・レベル2に対する設計法が規定されていない。

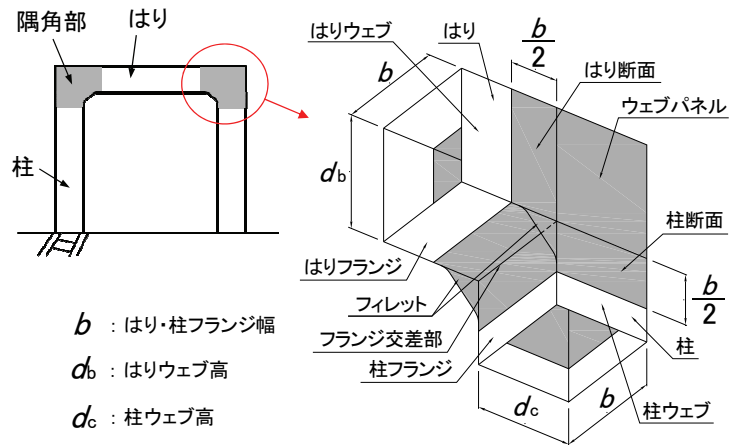


図-1.3.1 本研究で対象とする鋼製ラーメン橋脚隅角部

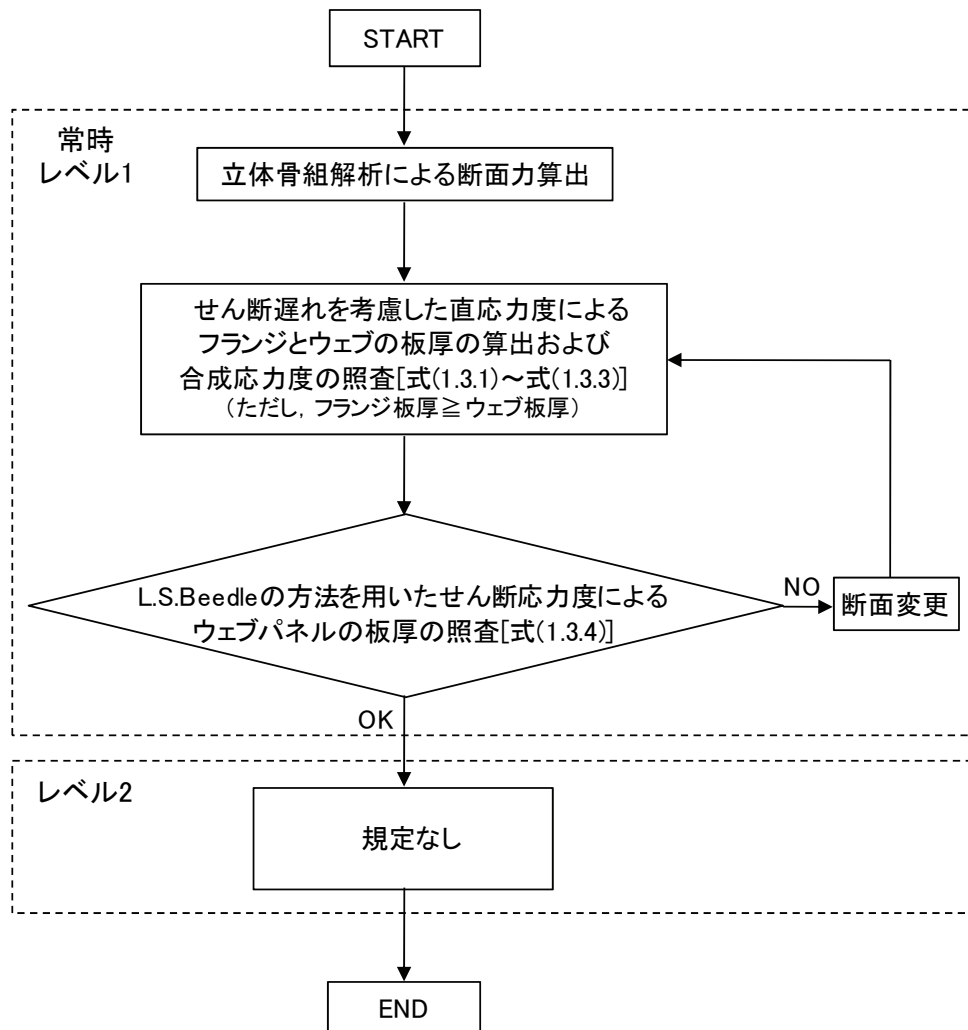


図-1.3.2 従来設計方法の手順

1.4 本研究の目的

本研究は、フィレットを有する隅角部に対して常時からレベル2までの安全性照査が可能となる新たな設計法を確立することを目的とし、1.3 に示した従来設計法に対する問題点を本研究の課題として取り組む。本研究は、道路橋における鋼製橋脚の施工実績に基づいた図-1.3.1 に示した標準的な門形ラーメン橋脚の隅角構造で、隅角部に作用する断面力は橋脚面内の曲げモーメントが卓越する場合を対象とする。なお、面外曲げモーメントが卓越する場合や、文献 1.30) に示された複雑な形状の隅角部のようにねじりモーメントが大きく作用する場合は対象外とする。隅角部の板厚構成は高速道路会社の設計基準^{1.13), 1.14)}や実構造物の施工実績、さらにフィレットが通常ウェブパネルと一体で製作されることを考慮して、フランジの板厚はウェブの板厚以上とし、ウェブとフィレットは同厚とする。

以下に、本研究で設定した課題と課題に対する検討概要を示す。

【課題】

はりおよび柱断面は、せん断遅れ現象の影響により生じる局所的なピーク応力を用いているため隅角部が一般部より厚板となり、施工性や経済性に問題となる場合がある。

【検討概要】

隅角部を構成する要素（フランジ、ウェブパネルおよびフィレット）の挙動特性とフィレットの性能を明らかにすることにより、フランジに対して従来のせん断遅れの影響を考慮した応力でなく、フィレットの応力集中低減効果を活用した平均応力による設計法の可能性について検討する。

【課題】

ウェブパネルはBeedleらの研究^{1.28)}に基づきせん断応力のみが作用するとしているが、実際はせん断応力と同時に直応力も作用するため、作用応力が適切に評価できていない可能性がある。さらに、ウェブパネルの降伏条件は最大せん断応力説に従うとしているが、一般的に鋼材の降伏条件はvon Misesのせん断ひずみエネルギー一定説に従うため、許容値が過度に安全側となっている。

【検討概要】

実構造物に対するウェブパネルの応力性状を明確にし、応力性状に基づいた適切な応力評価方法を提案する。

【課題】

疲労耐久性向上のための細部構造として設置されたフィレットは設計荷重に応じて要求される性能や限界状態が明確ではなく、限界状態に対する照査方法も規定されていない。

【検討概要】

まず、既往の研究を踏まえてフィレットの要求性能と限界状態の設定について検討する。次に、フィレットの弾塑性挙動および性能（フランジの応力集中低減効果、耐荷力特性）を把握する。そして、弾塑性挙動および性能に基づき設定した要求性能と限界状態を満足した上

で、フランジを平均応力で設計するために必要なフィレットの構造条件について検討する。

【課 題】

レベル2に対する隅角部の挙動特性が未解明であるため設計法が規定されていない。

【検討概要】

フィレットを有する隅角部の部材と部材を構成する要素（フランジ，ウェブパネル）の弾塑性挙動を明らかとし，弾塑性挙動に基づき隅角部に対する要求性能と限界状態を設定する．そして，設計荷重と弾塑性挙動の関係を踏まえた上でレベル2に対する設計法を提案する．

上述の課題に対する検討手順と検討方法を図-1.4.1に示す．検討の主な手順は次のとおりである．まず初めに，フィレットを有する隅角部の弾塑性挙動と弾塑性挙動に基づく限界状態の設定に関する検討を行う．ここでは，特に隅角部の挙動特性に対して支配的となるフランジとウェブパネルについて着目する．次に，フィレットの弾塑性挙動と性能（フランジの応力集中低減効果，耐荷力特性），さらに，フィレットの性能を活用したフランジの設計方法に関する検討を行う．そして，それらの結果に基づきフィレットを有する隅角部に対して弾塑性挙動とフィレットの効果を活用した新しい設計法を提案する．また，提案設計法の適用性と有用性について実構造物を対象とした試設計によって示す．

検討方法は，実構造物の縮尺模型を用いた載荷実験および実構造物モデルを用いた弾塑性有限変位解析を用いる．

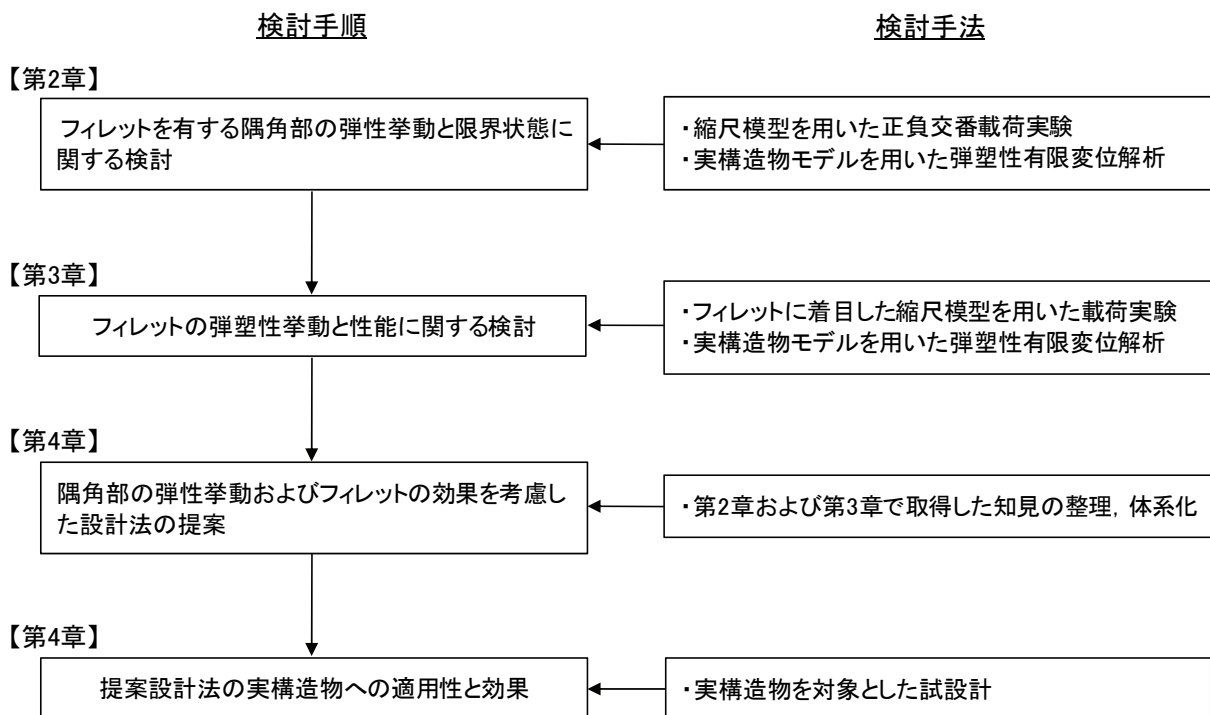


図-1.4.1 課題に対する検討手順と検討方法

1.5 本論文の構成

本論文は全5章で構成されている。以下に、各章の内容について概説する。

第2章では、フィレットを有する鋼製ラーメン橋脚隅角部の弾塑性挙動を明らかにするため道路橋における実建造物の鋼材材質、補剛構造および疲労に配慮した細部構造を再現した縮尺模型を用いた正負交番載荷実験と実建造物を対象とした弾塑性有限変位解析を実施する。それらの結果において、隅角部の耐力と変形能に関する基本特性と構造部材や構造要素の損傷過程や状態について明らかにする。また、隅角部の形状や補剛構造並びに細部構造が隅角部の挙動特性に与える影響について考察する。さらに、明らかとした隅角部の弾塑性挙動に基づき隅角部の限界状態を設定するとともに、限界状態に対する照査法の提案に向けた課題を抽出し、その課題に対して検討を行う。

なお、本章では、特に隅角部の弾塑性挙動に支配的となる構造要素であるフランジおよびウェブパネルに着目する。

第3章では、近年、フランジ交差部の疲労耐久性向上のために設置されるフィレットに着目し、フィレットが有するフランジの応力集中低減効果を活用した設計法の提案に向けた検討を行う。具体的には、まず、既往の研究を参考にフィレットに要求される性能とその性能を満たすべき限界状態を設定する。次に、フィレットに着目した縮尺模型を用いた載荷実験と実建造物モデルを用いた弾塑性有限変位解析を実施し、フィレットの挙動特性並びにフィレットの有する性能、すなわち、フランジに対する応力集中低減効果と耐荷力特性を解明する。そして、明らかにしたフィレットの性能に対して設計荷重との関係を調べることによって設定した要求性能と限界状態を満足した上で、フランジに対して従来の応力集中の影響を考慮する方法ではなく、フィレットの効果を活用した平均応力による設計法を可能とするフィレットの構造条件を検討する。

第4章では、**第2章**および**第3章**で行った結果を整理、体系化し、さらに検討を加えることによって、常時からレベル2までを対象とした鋼製ラーメン橋脚隅角部の弾塑性挙動およびフィレットの効果を検討した新しい設計法を提案する。また、提案する設計法の適用性および有用性は実建造物を対象とした試設計によって示す。

第5章では、本研究で得られた結論の総括を行い、さらに今後取り組むべき課題について示す。

【第 1 章参考文献】

- 1.1) 土木学会鋼構造委員会, 鋼構造新技術委員会, 社団法人鋼材倶楽部: 鋼構造物の安全性の調査報告, 1995.5.
- 1.2) 渡邊英一, 前川義男, 杉浦邦征, 北根安雄: 鋼橋の被害と耐震性, 土木学会誌, 第 80 巻, 第 8 号, pp.54-62, 1995.7.
- 1.3) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 1995.12.
- 1.4) 森河久, 下里哲弘, 三木千壽, 市川篤司: 箱断面柱を有する鋼製橋脚に発生した疲労損傷の調査と応急対策, 土木学会論文集, No.703/I-59, pp.177-183, 2002.4.
- 1.5) 三木千壽, 市川篤司, 坂本拓也, 田辺篤史, 時田英夫, 下里哲弘: 鋼製箱型ラーメン橋脚隅角部の疲労特性, 土木学会論文集, No.710/I-60, pp.361-371, 2002.7.
- 1.6) 田辺篤史, 三木千壽, 市川篤司, 佐々木栄一, 下里哲弘: 既設箱形断面鋼製ラーメン橋脚隅角部のリブ取付による疲労強度向上, 土木学会論文集, No.773/I-69, pp.137-148, 2004.10.
- 1.7) 時田英夫, 溝口孝夫, 町田文孝, 澁谷敦, 宮森雅之, 清川昇悟: 新設鋼製橋脚隅角部におけるフィレット構造の応力低減効果 (その 1), 土木学会第 58 回年次学術講演会講演概要集, I-424, 2003.9.
- 1.8) 並川賢治, 溝口孝夫, 町田文孝, 澁谷敦, 宮森雅之, 清川昇悟: 新設鋼製橋脚隅角部におけるフィレット構造の応力低減効果 (その 2), 土木学会第 58 回年次学術講演会講演概要集, I-425, 2003.9.
- 1.9) 並川賢治, 溝口孝夫, 町田文孝, 澁谷敦, 宮森雅之, 清川昇悟: 新設鋼製橋脚隅角部におけるフィレット構造の応力低減効果 (その 3), 土木学会第 58 回年次学術講演会講演概要集, I-426, 2003.9.
- 1.10) 長谷川和夫, 伊東昇, 山本泰幹, 齋藤亮, 清川昇悟, 村野益巳: 首都高速道路の建設における鋼製橋脚隅角部の疲労耐久性向上の技術, 橋梁と基礎, Vol.41, No.2, pp.31-39, 2007.2.
- 1.11) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説II 鋼橋編, 2012.3.
- 1.12) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 2012.3.
- 1.13) 首都高速道路株式会社: 橋梁構造物設計施工要領, 鋼橋編, 2008.7.
- 1.14) 阪神高速道路株式会社: 設計基準第 2 部, 構造物設計基準 (橋梁編) 第 2 編鋼構造, 2011.11.
- 1.15) 奥村敏恵, 石沢成夫: 薄板構造ラーメン隅角部の応力計算について, 土木学会論文集, 第 153 号, pp.1-18, 1968.5.
- 1.16) 中井博, 橋本良之, 酒造敏廣, 祝賢治: 鋼製ラーメン橋脚隅角部の限界状態設計法とその数値計算例, 橋梁と基礎, Vol.27, No.1, pp.43-52, 1993.1.
- 1.17) 中井博, 福岡悟, 酒造敏廣, 明橋克良: 鋼製ラーメン隅角部の Shear lag と耐荷力とに関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.33A, pp.193-206, 1987.3.
- 1.18) 酒造敏廣, 事口寿男: 鋼製ラーメン隅角部の崩壊性状と変形性能に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.37A, pp.121-134, 1991.3.
- 1.19) 中井博, 酒造敏廣, 橋本良之: せん断遅れ現象を考慮した鋼製ラーメン隅角部の限界状態設計法について, 土木学会論文集, No.455/I-21, pp.95-104, 1992.10.
- 1.20) 黄元燮, 西村宣男, 高津秀俊: 鋼製ラーメン隅角部の強度と変形能に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.40A, pp.201-214, 1994.3.

- 1.21) 黄元燮, 西村宣男, 西野滋博: 鋼製ラーメン隅角部パネルの強度および変形能の評価法, 構造工学論文集, Vol.40A, pp.215-226, 1994.3.
- 1.22) 池田学, 市川篤司, 山田正人, 安原真人: 鋼製ラーメン隅角部の正負交番載荷実験, 鉄道総研報告, Vol.13, No.4, pp.41-46, 1999.4.
- 1.23) 佐々木栄一, 高橋和也, 市川篤司, 三木千壽, 名取暢: 鋼製ラーメン橋脚隅角部の補剛構造がその弾塑性挙動に及ぼす影響, 土木学会論文集, No.689/I-57, pp.201-214, 2001.10.
- 1.24) 高久英彰, 依田照彦, 井浦雅司: ラーメン隅角部の崩壊形式とパネルの降伏耐力の相関性について, 第57回土木学会年次学術講演会講演概要集, I-012, 2002.9.
- 1.25) 小玉乃理子, 依田照彦: 箱断面鋼製2層ラーメン橋脚の時刻歴応答解析, 土木学会地震工学論文集, 論文番号306, 2003.
- 1.26) 早稲田大学理工学部: 液状化・側方流動と強地震動に対する次世代高性能橋脚の開発, 合成構造を用いた次世代高性能橋脚の開発, 平成14年度報告書, pp.82-110, 2005.3.
- 1.27) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説鋼・合成構造物, 2009.7.
- 1.28) Beedle, L. S., Topractsoglou, A. A., and Johnston, B. G.: Connection for Welded Continuous Portal Frame, *Welding Journal*, Vol.30, pp.359-384, July, 1951.
- 1.29) 中井博, 河井章好, 吉川紀, 北田俊行, 酒造敏廣: 鋼製ラーメン橋脚の実績調査, (上)・(下), 橋梁と基礎, Vol.16,17, pp.35-40, 43-49, 1982.
- 1.30) 石橋和美, 小林徳寿, 森本千秋, 依田照彦: 鋼製橋脚隅角部の設計上の諸問題と一考察, 橋梁と基礎 Vol.24, No.4, pp.21-27, 1990.4.
- 1.31) 佐々木栄一, 三木千壽, 市川篤司, 高橋和也: 鋼製ラーメン橋脚の大規模地震時挙動, 構造工学論文集, Vol.50A, pp.1467-1477, 2004.3.
- 1.32) 三木千壽, 四十沢利康, 穴見健吾: 鋼製橋脚ラーメン隅角部の地震時脆性破壊, 土木学会論文集, No.591/I-43, pp.273-281, 1998.4.
- 1.33) 山口栄輝, 市川篤司, 池田学, 久保知徳, 三木千壽: 繰り返し荷重を受ける鋼製ラーメン隅角部におけるハンチの効果, 構造工学論文集, Vol.46A, pp.119-125, 2000.3.
- 1.34) 山口栄輝, 藤原康典: 鋼製ラーメン隅角部のフィレット補強に関する解析的研究, 構造工学論文集, Vol.53A, pp.125-132, 2007.3.

第2章 フィレットを有する隅角部の弾塑性挙動と限界状態に関する検討

2.1 概説

鋼製ラーメン橋脚隅角部の弾塑性挙動を考慮した設計法を確立するためには、まず隅角部が地震等の繰り返し荷重を受けた場合の耐力や変形能を把握する必要がある。これまでも鋼製ラーメン橋脚隅角部の挙動特性を把握するため数多くの研究^{2.1)~2.10)}が行われてきたが、未だ弾塑性挙動を考慮した設計法の確立には至っていない。この理由は、既往の研究の多くが隅角構造として直交した箱断面形状の基本的な挙動特性に着目しており、道路橋における実構造物の鋼材材質や補剛構造およびフィレットなどの細部構造の影響を考慮していないために実構造物の弾塑性挙動に関する知見が十分得られていないことにある。

本章では、鋼製ラーメン橋脚隅角部の弾塑性挙動を明らかにするため実験および解析的手法を用いて検討を行い、明らかとした弾塑性挙動に基づき隅角部の限界状態を設定する。

具体的には次の手順で検討を行う。まず、実構造物と同等の鋼材材質、補剛構造や疲労に配慮したフィレットなどの細部構造を忠実に再現した矩形箱型断面の隅角部の縮尺模型を対象とした正負交番載荷実験を実施し、実験結果から隅角部の耐力と変形能に関する基本的な挙動特性や鋼材材質、補剛構造および細部構造が隅角部の弾塑性挙動に与える影響について明らかにする。また、隅角部を構成する部材や要素に生じる降伏や座屈等の損傷過程について考察する。

次に、正負交番載荷実験を補完する目的から弾塑性有限変位解析を実施する。弾塑性有限変位解析では実験で対象にできない実構造物のスケールについて、構造諸元（断面形状、補剛の程度）をパラメータとした解析を行い、縮尺模型実験と同様、実構造物における部材や要素に生じる降伏や座屈等の損傷過程、並びに実構造物の構造諸元が隅角部の弾塑性挙動に与える影響について明らかにする。

最終的に実験と解析から得られた結果から設計荷重時の隅角部の状態を明らかにし、その状態に基づき限界状態を設定する。さらに、限界状態に対する照査法の提案に向けた課題を抽出し、その課題に対して検討を行う。

なお、本章では隅角部全体および各構造要素の挙動特性に着目するが、構造要素については特に隅角部の弾塑性挙動に支配的となるフランジとウェブパネルを詳細に取り上げる。フィレットについては第3章において詳細な検討を行う。

2.2 正負交番載荷実験

2.2.1 実験概要

(1) 試験体の設計および諸元

試験体の構造詳細を実際の構造物に近いものとするため、兵庫県南部地震以降に改定された道示 V^{2.11)}および道示 II^{2.12)}に基づいて設計・施工された鋼製ラーメン橋脚隅角部を対象とした実績調査を実施し、試験体の断面寸法、補剛材配置、座屈パラメータに反映させることとした。さらに、疲労に配慮した細部構造については、隅角部の疲労に対する最新の知見^{2.13)}や高速道路会社の設計基準^{2.14)}を考慮した。なお、後述する実績調査結果には施工実績データに加えて過去に実施された隅角部実験^{2.1), 2.2), 2.4), 2.6), 2.8), 2.10)}の試験体のデータを合わせて示している。試験体を図-2.2.1 に、試験体諸元を表-2.2.1 に示す。諸元の決定方法については施工実績調査の結果と併せて以下に詳述する。

1) 断面寸法

試験体の断面寸法は、既存の載荷フレームを活用することと、試験体の溶接作業性を勘案して高さが約 750mm の矩形断面を基本とした。これは実構造物に対し約 1/3 のスケールに相当する。また、隅角部におけるはり と 柱のウェブ高さの比率に関する実績調査結果を図-2.2.2 に示す。施工実績のウェブ高さは、概ねはり：柱=3：4～4：3 の間に分布していることから、本研究でのウェブ高さは、はり：柱=1：1 を基本とし、ウェブ高さの違いを調べるため試験体 4 のみはり：柱=4：3 となるようはりのウェブ高さを大きくした。

2) 鋼材材質および板厚

材質に関する実績調査結果を図-2.2.3 に示す。過去の試験体ではほとんどの場合で SS400 が使用されているのに対し、施工実績は SM570 が多く使用されており、次いで SM490Y、SM520 が使用されている。この結果より本研究における試験体の材質は実績の多い SM570 とすることを基本とし、材質による違いを調べるため試験体 6 のみ SM490Y とした。また、板厚については載荷フレームおよびジャッキの能力を勘案して SM570 の試験体については 10mm とし、SM490Y の試験体については後述する補剛板の幅厚比パラメータが SM570 の試験体と同程度となるよう 9mm とした。

3) 補剛材本数（パネル分割数）

フランジおよびウェブに配置する補剛材の本数は、道示 II^{2.12)}に記述される補剛板の幅厚比パラメータ R_R を実績調査に合わせるよう決定することとした。

フランジの R_R に関する実績調査の結果を図-2.2.4 に示す。施工実績では R_R が 0.3～0.5 の間に分布しているのに対し、過去の試験体では R_R は 0.4～1.0 で分布している。過去の試験体は施工実績と比較して全体的に R_R が大きい。これは、過去の研究がフランジよりもウェブパネルの変形能に主眼をおいていたためであると推測する。本研究では施工実績の上限値程度となる $R_R=0.5$ 程度となるよう、補剛材本数は 3 本とすることを基本とした。

4) 補剛材の断面寸法

フランジおよびウェブに配置する補剛材の断面寸法は、道示Ⅱ^{2.12)}に記述される補剛材の幅厚比パラメータ R_F が前項に示した補剛板の幅厚比パラメータ R_R と同程度の値となること、および補剛材の剛比 γ_1 が実構造物を極力再現できるよう決定することとした。補剛材の剛比 γ_1 の実績調査結果を図-2.2.5に示す。実績調査の γ_1 は、道示Ⅱ^{2.15)}に記述される縦補剛材の必要剛比 γ_{1req} よりは大きい ($\gamma_1/\gamma_{1req} \geq 1.0$) が、道示Ⅴ^{2.16)}に記述される最適剛比 γ_1^* よりは小さい ($\gamma_1/\gamma_1^* < 1.0$) という傾向にある。そこで、本研究では R_F と R_R が0.5程度で、 $\gamma_1/\gamma_{1req} \geq 1.0$ かつ $\gamma_1/\gamma_1^* < 1.0$ となるよう補剛材断面寸法を決定した。また、フランジとウェブパネルに配置する縦リブは道路橋における道路橋における実構造物と同様、フランジ交差部手前で止め、柱フランジやダイヤフラムとは接合していない。

5) 疲労に配慮した細部構造

鋼製橋脚隅角部の溶接交差部に疲労損傷が多数発見されたことを受け、近年では新設の鋼製橋脚に対し疲労の原因となる応力集中の緩和や、溶接施工を確実にするための細部構造に関する研究^{2.13), 2.17)~2.22)}が進められている。本研究では、こうした疲労に配慮した細部構造を採用することによって、隅角部の耐荷性能に及ぼす影響を調べることも目的の一つとしている。そこで、疲労に配慮した隅角部の細部構造としてフィレットおよびスカラップを試験体の構造に反映させることとした。

a) フィレット

隅角部に設置するフィレットとは、はりと柱のウェブを滑らかに連結することにより構造上の不連続をなくし、はりに作用するせん断力を柱に円滑に伝達するものである。これにより、柱とはりのフランジ交差部近傍で発生するせん断遅れ現象や応力集中を緩和することができ疲労耐久性が向上する。

フィレット形状の詳細を図-2.2.6に示す。フィレットは既往の研究成果^{2.13)}をもとに定められた基準^{2.14)}を参考にして、突出長さがはり幅の20%、はりまたは柱のウェブとの円弧状擦り付け部の半径がはり幅の20%となるよう決定した。

b) スカラップ

隅角部近傍におけるスカラップは、従来溶接作業の難易度が高く未溶着部が発生しやすいとされる柱-はりフランジ交差部十字溶接継手の両端部における溶接線の交差をなくし、溶接施工性を向上させるとともに非破壊検査による溶接品質確保をめざして考案された構造である。

本研究では、既往の研究成果^{2.13)}に基づいて実構造物におけるスカラップ寸法を算出し、本試験体に設置するスカラップを試験体サイズにスケールダウンすることとした。実構造物において、板厚 30mm に対しては図-2.2.7(a)に示す寸法となる。この寸法を 1/3 にスケールダウンした図-2.2.7(b)を本実験の試験体に採用することとした。

6) ウェブパネルの補剛材本数

ウェブパネルには、実際の鋼製ラーメン橋脚隅角部と同様、柱のウェブと同寸法・同本数の補剛材を設置する。この補剛材は通常断面計算では考慮されないが、ウェブパネルの耐力や変形能

には寄与していると考えられるため、補剛の程度がウェブパネルの耐力やせん断変形に影響するものと思われる。そのため、試験体5のみウェブパネルの補剛材本数を1本として挙動を比較することとした。

(2) 実験装置および荷重方法

1) 実験装置

正負交番荷重実験は、**図-2.2.8** および**写真-2.2.1** に示すようにフレームの一部に試験体と両端をピンとしたジャッキを組み込むことにより、荷重荷重はフレーム内力となり実験場床面等には自重のみでジャッキ荷重による反力が作用しない方法とする。実験の手順を**図-2.2.9** に示す。以下では計測方法および荷重の荷重方法について具体的に示す。

2) 計測方法

a) ひずみ

フランジのひずみ計測は、**図-2.2.10** に示すようにフランジ交差部のフランジ表面より 50mm の位置(以下、「フランジ交差部近傍」という)で実施した。ウェブパネルのひずみ計測は**図-2.2.11** に示す位置で実施した。

b) 変位

変位の計測は、はり先端部およびジャッキストロークに加え、**図-2.2.12** に示す隅角部から柱・はりそれぞれに1パネル分だけ離れたダイヤフラム位置同士を結んだ線上で実施する。この変位計による値を隅角変位 δ と称し、後述する荷重荷重の制御に使用する。また、フランジおよびフィレットの面外変形を計測するため、はり下フランジおよび柱内側フランジとフィレットの突出部にも鋼板の面外方向に変位計を設置した。

3) 荷重荷重方法

a) 荷重角度

鋼製ラーメン橋脚に鉛直荷重および水平荷重が作用した場合、橋脚に作用する曲げモーメント分布は**図-2.2.13** に示すようになる。本実験においてジャッキを鉛直方向に設置した場合、荷重荷重時に試験体に作用する曲げモーメント分布は**図-2.2.14(a)** に示すようになり、実構造物と異なる断面力分布となる。そこで、試験体に作用する断面力分布を極力実構造物に近づけるため、**図-2.2.14(b)** に示すように、ジャッキに角度を持たせて荷重することとした。隅角部の断面は曲げモーメントが支配的であり、また、曲げモーメントの大きい方がせん断遅れの影響も顕著となる。そのため、荷重角度は隅角部の挙動を安全側に評価できるように軸力と曲げモーメントによる応力の成分比(軸力による応力 σ_N / 曲げモーメントによる応力 σ_M) が実績調査(**図-2.2.15**) に対して曲げモーメントの影響が大きくなるよう鉛直方向に対して 35° とした。

b) 荷重方法

本実験では、はり下フランジまたは柱内側フランジそれぞれのフランジ交差部近傍の表裏に

設置したひずみゲージの値の平均のうち、大きいほうの値が材料試験より算出した降伏ひずみに達した時点フランジの降伏とみなし、この時点での隅角変位 δ をフランジの実験時降伏変位 δ_y と定義する。荷重の荷重方向はジャッキが縮む方向（はりが鉛直下方に変形する方向）を正、ジャッキが伸びる方向（はりが鉛直上方に変形する方向）を負とし、正方向より荷重を開始する。そして、フランジが降伏に達した時点（隅角変位 $+1\delta_y$ ）で荷重方向を反転させて除荷を行い、次に負方向に隅角変位 $-1\delta_y$ まで荷重を行う。以降、**図-2.2.16** に示すように $\pm 2\delta_y$ 、 $\pm 3\delta_y$ 、・・・と $1\delta_y$ ずつ変位を漸増させながら正負交番荷重を行い、最大荷重が観察されるまで荷重を行った。具体的には、**図-2.2.16** に示す荷重方法で荷重を実施し当該サイクルの変位目標値に対する荷重値が直前のサイクルの変位目標値における荷重値を下回った場合に、最大荷重が観察されたものと考え、当該サイクルにて荷重を終了した。ここで、繰り返し回数は文献 2.23)における鋼製橋脚を対象とした正負交番荷重実験の結果において最大耐力までの領域であれば荷重繰り返し回数の影響をほとんど受けず安定した塑性履歴特性が得られることが示されていることから1回とした。なお、本荷重に先立ち、100kN 程度の荷重で弾性荷重を数回行った。その際、荷重－隅角変位関係、ひずみ等の測定値がほぼ弾性挙動であったことを確認している。

2.2.2 実験結果および考察

(1) 荷重－変位関係

各試験体の荷重 (P) と隅角変位 (δ) の関係を**図-2.2.17** に、降伏荷重 (P_{ye})、最大荷重 (P_{max}) および荷重低下の要因となった座屈性状を**表-2.2.2** に示す。ここで、 P_{max} は実験における正側の最大荷重とし、このときの変位を δ_m とする。また、実験の P － δ 関係において試験体の剛性が変化し、関係が線形から非線形に移行するときを「隅角部の非線形化」と定義し、このときの荷重を降伏荷重 (P_{ye})、変位を δ_{ye} と定義する。 P_{ye} の具体的な算出方法は、黄らの研究²⁴⁾を参考に**図-2.2.18** に示すように横軸を隅角変位の二乗とした P － δ^2 関係をもとに算出した。降伏荷重 (P_{ye}) および変位 (δ_{ye}) は構造諸元が異なる各試験体の塑性域の挙動を比較する場合において無次元化の基準として用いる。

P － δ 曲線の包絡線を荷重 P については P_{ye} で、隅角変位 δ については δ_{ye} で除して無次元化したものを**図-2.2.19** に示す。

以下に、**表-2.2.2** および**図-2.2.19** の結果から試験体 1 を基本として各試験体の構造や材質の違いによる耐力や変形能に関する考察を示す。なお、**図-2.2.17** については後述の(5)において考察する。

1) フィレットの有無

試験体 1 (フィレットあり) と試験体 2 (フィレットなし) を比較すると、 P_{max} 、 δ_m いずれもフィレットを有する試験体 1 のほうが若干大きい、それらの差は 1 割程度と小さなものとなっている。それに対して、 δ_{ye} については、試験体 2 が試験体 1 より 2 割程度大きくなっており、そのため、 δ_m/δ_{ye} については試験体 2 が試験体 1 より 3 割程度小さくなっている。これは、 δ_{ye} の決定には弾性域の外挿線 (**図-2.2.18** 参照) を利用したが、 P_{ye} は試験体 1 および試験体 2 でほぼ等し

くなっていた（表-2.2.2 参照）のに対し、 $P_{ye}-\delta_{ye}$ 関係で整理した包絡線では弾性域の剛性が試験体 2の方が試験体 1より小さくなっており、その結果、試験体 2の δ_{ye} が試験体 1より大きくなったことが原因と考えられる。また、試験体 2の弾性域の剛性が試験体 1より小さくなった原因は、試験体 2ではフィレットがないことから、後述の図-2.2.20に示すようにフランジ端部での応力集中が大きくなり、試験体 1に比べてフランジ断面が有効に機能しなかったことが考えられる。つまり、フィレットは下フランジに作用する応力の一部を分担することから、試験体 1の弾性域の剛性は試験体 2より大きくなったといえる。

以上より、フィレットは隅角部の弾性域における剛性には影響するが、耐力および変形能にはほとんど影響しないことが明らかとなった。

2) スカラップの有無

試験体 1（スカラップなし）と試験体 3（スカラップあり）を比較すると、 P_{ye} 、 P_{max} 、 δ_{ye} 、 δ_m はいずれも差が 1 割程度以下で小さく、包絡線の形状も似ていることがわかる。よって、本実験で再現した程度の大きさであれば、スカラップによる断面欠損は降伏、耐力および変形能にはほとんど影響しない。

3) はり高さ

試験体 1（はり高さ 754mm）と試験体 4（はり高さ 1000mm）では、はりの断面積が異なる。そこで、断面積の影響を除くために、 P_{max} および δ_m を無次元化した P_{max}/P_{ye} および δ_m/δ_{ye} の比較を行った。 P_{max}/P_{ye} については、試験体 1 で 1.30、試験体 4 で 1.26 とほぼ等しくなっているが、 δ_m/δ_{ye} については 2 倍程度の大きな差が生じている。ところで、図-2.2.19 の試験体 4 の包絡線では、 δ/δ_{ye} が δ_m ($\delta/\delta_{ye}=2.76$) 付近で一度荷重が下がった後、再度、荷重が上昇していることがわかる。荷重が低下した際、試験体内部を観察したところ、写真-2.2.2 に示すように柱内フランジの補剛材とフランジの溶接部が裂け、補剛材がフランジから剥がれていることがわかった。この補剛材の剥がれが荷重低下および δ_m の値が小さくなった原因であると考えられる。なお、再度荷重上昇後に観察された最大荷重 (1,156kN) が観察された変位を δ_{ye} で除して無次元化した値は 4.63 であり、試験体 1 との差は約 1 割程度小さくなっている。

4) ウェブパネル補剛材本数

試験体 1（補剛材 3 本）と試験体 5（補剛材 1 本）を比較すると、 P_{ye} 、 P_{max} についてはほとんど差がないことがわかる。それに対し、 δ_{ye} 、 δ_m については試験体 5の方が試験体 1より小さく、 δ_{ye} については約 2 割程度、 δ_m については約 4 割程度も小さくなっている。試験体 5の δ_m が小さくなった理由としては、試験体 5についてはウェブパネルの補剛の程度が弾塑性挙動に与える影響を把握する目的からウェブパネルが弾性範囲内で座屈しない程度の補剛、具体的にはウェブパネルをせん断に対する幅厚比パラメータ $R_p = 0.6$ にしているのに対して、他の試験体は $R_p = 0.3$ としていることから、試験体 5のウェブパネルの座屈耐荷力が他の試験体より低くなっていることが原因と考えられる。

5) 鋼材材質

試験体 1 (SM570) と試験体 6 (SM490Y) の材料の降伏点の大小による影響を除くため P_{\max} および δ_m を無次元化した P_{\max}/P_{ye} および δ_m/δ_{ye} の比較を行った。その結果、試験体 6 は試験体 1 と比較して、 P_{\max}/P_{ye} で 1.3 倍程度、 δ_m/δ_{ye} で 1.7 倍程度と、耐力および変形能のいずれも優れていることがわかる。

(2) フランジのひずみ分布

フィレットおよびスカラップによる下フランジへの影響を調べるため、実構造物の実績に多いウェブパネルが正方形断面である試験体 1~3、試験体 5 および試験体 6 の各試験について、設計荷重として常時およびレベル 1 におけるフランジ交差部から 50mm 離れた縦リブの配置された断面でのひずみ分布を調べた。その結果を図-2.2.20~図-2.2.22 に示す。なお、設計荷重はフランジ交差部の断面に作用するせん断遅れによる応力集中を考慮しない平均直応力度が式(2.2.1)に示す応力状態になるときの荷重として算定した。設計荷重として常時は試験体 1~5 が 540kN 程度、試験体 6 が 360kN、レベル 1 は試験体 1~5 が 810kN 程度、試験体 6 が 540kN である。

$$\text{常時およびレベル1} \quad \sigma = \sigma_a = \sigma_y / \gamma \quad (2.2.1)$$

ここに、

σ : フランジ交差部に作用する直応力度(MPa)

σ_a : 許容応力度(MPa)

σ_y : 鋼材の降伏点(MPa)

γ : 常時およびレベル1に対する安全率

常時 1.76 (SM570の場合)

1.69 (SM490Yの場合)

レベル1 (常時に対する安全率/レベル1の割増し係数)

1.17 (=1.76/1.5) (SM570の場合)

1.13 (=1.69/1.5) (SM490Yの場合)

試験体 1~3 は隅角部断面が同じであるため同じ図-2.2.20 に示している。図中には計測値の他に降伏ひずみと設計荷重時の作用断面力より算出した平均ひずみを併記している。また、フランジ交差部近傍については奥村・石沢の式^{2,24)}により算出したせん断遅れによるひずみを示している。従来の隅角部は、奥村・石沢の式^{2,24)}で算出したひずみ(応力)を許容値以内とすることによりフランジの板厚が設計されている。

以下では、試験体 1~3 の結果に着目し、フィレットおよびスカラップの有無がフランジのひずみ分布に与える影響について考察する。

1) フィレットの有無

図-2.2.20(a)より、常時でのフランジ交差部近傍に着目すると、フィレットの無い試験体 2 はフランジ端部に奥村・石沢の式^{2,24)}による算出値と同程度せん断遅れによるひずみ集中がみられるが、フィレットを有する試験体 1 および試験体 3 はひずみ集中が試験体 2 の結果や奥村・石沢

の式^{2.24)}による算出値より40%程度低減されていることがわかる。また、フィレットを有する試験体1および試験体3ではフランジ全幅にわたり発生ひずみが設計荷重時の平均ひずみ以下となっている。これは、フィレットによるひずみ集中の低減効果が発揮されたもので、フィレットが下フランジの応力の一部を分担しているためと考えられる。

図-2.2.20(b)より、レベル1では全ての試験体において常時に比べてフランジ端部にひずみの集中が見られるが、フィレットを設置した試験体1および試験体3はほぼ平均ひずみと同等であることがわかる。

上述の常時およびレベル1におけるひずみ分布は図-2.2.21および図-2.2.22に示した試験体5, 6でも同様の傾向である。従って、フィレットを設置した場合は、奥村・石沢の式^{2.23)}によるせん断遅れの影響を考慮した設計は過度に安全側となっている可能性があり、合理化の余地があると考えられる。すなわち、フィレットを有する隅角部は従来からのせん断遅れの影響を考慮した応力ではなく、平均応力により設計できる可能性が考えられる。これについては第3章で詳細に検討する。

2) スカラップの有無

図-2.2.20(a), (b)より、常時およびレベル1においてスカラップを有する試験体3のひずみ分布はスカラップの無い試験体1とほぼ同じであり、本実験の試験体に設置した形状のスカラップであれば、断面欠損がフランジのひずみ分布に与える影響はほとんど無いことが確認できた。

(3) フランジの面外変形

各試験体のはり下フランジおよび柱内側フランジの面外変形の状況を図-2.2.23～図-2.2.28に示す。図では、各载荷サイクルで変位 δ が目標値に達したときのフランジの変形状態を示す。

図より、各試験体とも载荷サイクルが増えるとともに、フランジの面外変形が増加しているのがわかる。特に、試験体1と試験体3については载荷サイクルが増えるにつれて、はり下フランジ、柱内フランジとも内面側の面外変形が増大する凹の状態となっていたが、 $+4\delta_y$ においては、はり下フランジが座屈して凹の変形が急増し、それと同時に柱内フランジが凹から凸に飛び移るように変化する現象が観察され、試験体1(図-2.2.23)および試験体3(図-2.2.25)の変位の計測値にもこの現象が明確に現れている。この現象の原因としては、はり下フランジと柱内フランジとの十字溶接部の剛性がフランジ一般部に比べて高いために、はり下フランジの座屈による面外変形の急増とともに、柱-はりフランジの十字溶接部が直角を保とうとして図-2.2.29に示すように柱内フランジの変形を逆方向に変化させるものと考えられる。他の試験体に比べて試験体1および試験体3は最大荷重時の変位が大きかったことから、この現象が生じたものと推察される。

(4) ウェブパネルのひずみ分布

図-2.2.30～図-2.2.35にウェブパネルの対角線上に設置したひずみゲージから得られたx軸方向、y軸方向のひずみおよび最大せん断ひずみの分布を示す。ひずみは常時およびウェブパネルの初期降伏荷重付近の荷重時の計測値である。

図において、まず軸方向ひずみについて着目すると、x軸方向ひずみははり側で大きく、柱外側に向うにつれて減衰しているのがわかる。y軸方向ひずみは柱側で大きく、はり上側に向うに

つれて減衰していく。また、フィレットの無い試験体2ではx軸およびy軸方向のひずみともフランジ交差部が最大となっているが、フィレットを設置した試験体ではフランジ交差部のひずみは試験体2より小さくなっている。このようにフィレットの有無により軸方向ひずみに差違があるのは、フィレットの断面が隅角部の剛性に寄与することからフランジ交差部付近のひずみが低減されたものと考えられる。

次に、最大せん断ひずみに着目すると、すべての試験体でウェブパネル中央付近を頂点とした放物線状の分布となっている。特に、ウェブパネル初期降伏荷重時では中央部に降伏ひずみ程度の高いひずみが生じている。

以上の結果から、ウェブパネルにはx方向およびy軸方向のひずみが作用し、それらは柱外側またははり上側に向かうにつれて減衰する。また、ウェブパネル中央付近に最大値となるせん断ひずみが作用する。つまり、ウェブパネルにはせん断ひずみだけでなく軸方向ひずみも同時に作用していることが明らかとなった。

(5) 隅角部の状態

1) 試験体の状態とその定義

先に示した図-2.2.17の図中には、正負交番載荷実験で観察され、隅角部の限界状態の設定に必要な隅角部や隅角部を構成する部材と要素に関する降伏および座屈の状態を示している。試験体各部位の状態とその定義について以下に詳述する。

a) フィレットの座屈

フィレットを有する試験体（試験体1、試験体3～6）においては、写真-2.2.3に示すように、まず初めにフィレットが初期の荷重載荷中（ $+1\delta_y$ ）に面外変形が発生した。ただし、この現象によって荷重の低下や変形の増大などの変化はみられなかった。本研究では、荷重載荷によりフィレットの面外変形が急増する状態を「フィレットの座屈」と定義する。ここで、フィレットの面外変形が急増する状態、つまり座屈を生じる荷重は隅角部の非線形化の定義で用いた図-2.2.18と同様、荷重（ P ）とフィレット面外変位（ δ_{fil} ）の二乗の関係（ $P-\delta_{fil}^2$ ）から算出した。

図-2.2.36に載荷荷重とフィレットの面外変位の関係を示す。図中には、先述の方法で求めたフィレットの座屈荷重と後述するウェブパネルの初期降伏荷重を併記している。

図から、フィレットを有する全ての試験体ではフィレットの座屈荷重とウェブパネルの初期降伏荷重が近接することがわかる。b)およびc)で詳述するが、隅角部はウェブパネルが初期降伏するとウェブパネルのせん断変形が急増し、それとともに隅角部の挙動が非線形化する。つまり、ウェブパネルが降伏してせん断変形が大きくなると剛性の小さなフィレットには大きな圧縮力が作用し、それにより面外変形が急増して座屈するものと考えられる。なお、(2)においてフィレットによるフランジの応力集中の低減効果について示したが、この効果を有効とするためにはフィレットが座屈しないことが必要条件となる。

b) 隅角部の非線形化

(1)の荷重と変位の関係で述べたように、 $P-\delta$ 関係において試験体の剛性が変化し、関係が線

形から非線形に移行するときを「隅角部の非線形化」と定義し、このときの荷重を隅角部の降伏荷重 (P_{ye}) とする。

c) ウェブパネルの初期降伏

ウェブパネルには直応力とせん断応力が同時に作用するため、作用応力度より算出した von Mises の相当応力度 σ_e が降伏点を超過する状態を「ウェブパネルの初期降伏」と定義する。具体的には、**図-2.2.11** に示したウェブパネルに設置した 3 軸ひずみゲージのいずれかにおいて、ひずみ計測値より算出した von Mises の相当応力度が**表-2.2.1** に示す降伏点に達した状態とした。

図-2.2.37 に荷重とウェブパネルのせん断変形角の関係を示す。図中には上述の方法で算出したウェブパネルの初期降伏荷重を併記している。図より、全ての試験体においてせん断変形角はウェブパネルの初期降伏以降に急増することがわかる。また、**図-2.2.17** の $P-\delta$ 関係と合わせて考えると、ウェブパネルが初期降伏するとウェブパネルのせん断変形角、すなわち隅角変位が増大し、隅角部が非線形化することになる。このように、隅角部の挙動はウェブパネルの応力状態に支配されており、隅角部の限界状態を設定する上でウェブパネルの初期降伏を適切に評価することが重要と言える。

d) フランジの降伏

フランジ交差部近傍のフランジ表裏に設置したひずみゲージの値の平均が降伏ひずみに達した状態を「フランジの降伏」と定義した。

e) フランジ交差部十字溶接ビードの割れ

フィレットのない隅角部のフランジ交差部端部に地震に相当する荷重を繰り返し作用させると、せん断遅れを含めた構造的なひずみ集中により溶接ビードに割れが発生することが三木ら^{2,25)}により確認されている。本研究においてもフィレットが無い試験体2では、 $-3\delta_y$ に達したところで、**写真-2.2.4**に示すようにフランジ交差部端部の溶接ビードに割れが観察されたが、割れ発生時に荷重の低下等はみられなかった。この割れは、フランジ交差部端部で発生する高いひずみ集中により、低サイクル疲労が起こったものと推測される。実構造物ではこの部位の溶接ビードを滑らかな形状に仕上げて応力集中を緩和するために、こうした低サイクル疲労が発生するか否かについては別途詳細な検討が必要であるが、本実験ではスカラップの寸法が小さいためにグラインダーが溶接ビード端に十分届かず、ビード形状が十分滑らかになっていなかったと考えられる。なお、この割れはフィレットを設置した他の試験体では見られず、フィレットは溶接部の割れの抑制にも効果があると言える。

f) スカラップまわし溶接部止端の割れ

スカラップを設置した試験体3では $-3\delta_y$ に達したところで**写真-2.2.5**に示すようにスカラップのはりフランジ側端部でまわし溶接部にき裂が発生した。これは、本研究の試験体はスカラップの寸法が小さく、まわし溶接止端の仕上げが困難であったため、溶接止端の凹凸によるひずみ集中が原因であると推測される。ただし、実構造物に採用されるスカラップ^{2,13)}では、本実験の試験体よりも溶接止端を滑らかに仕上げるため割れは生じにくいものと考えられる。

g) ウェブパネルのせん断座屈

ウェブパネルの補剛材本数が少ない試験体5では、写真-2.2.6に示すようなせん断座屈が発生し、この現象の発生により荷重が低下したため、試験体5の P_{max} の状態を「ウェブパネルのせん断座屈」発生と定義する。

h) フランジの座屈

$P-\delta$ 関係において、写真-2.2.7 に示すようにはり下フランジまたは柱内フランジのうち一方のフランジの面外変形の急増し、荷重の低下が生じた状態を「フランジの座屈」と定義する。つまり、試験体5以外の P_{max} の状態をフランジの座屈発生と定義する。

2) 隅角部の状態と発生荷重の関係

各試験体において隅角部が上述した状態となる荷重を図-2.2.38に示す。図は従来の設計方法^{2,24)}により算出した常時に対してせん断遅れの影響による応力集中を考慮した応力度が許容応力度に達するときの荷重を設計荷重として併せて示している。なお、e)とf)は発生したときの荷重を厳密に検知できなかったことや、試験体の耐力や変形能に影響を与えるものではなかったことから除外している。

まず、図-2.2.38 より隅角部の損傷過程を整理する。本実験においてフィレットが無い試験体2以外の試験体では、まず a) フィレットの面外変形による座屈が最初に発生し、それと近い荷重で、b) 隅角部の非線形化と、c) ウェブパネルの初期降伏がほぼ同時に発生している。その後、d) フランジの降伏が発生し、さらに荷重の繰り返しにより、g) ウェブパネルのせん断座屈（試験体5）または h) フランジの座屈（試験体1~4、試験体6）が発生し、それと同時に荷重の低下が生じる。

次に、設計荷重と隅角部の状態を比較すると、設計荷重は全ての試験体において最初に発生した限界状態であるフィレットの座屈やウェブパネルの初期降伏と比べても50%以下である。つまり、応力集中を考慮して設計された隅角部は設計荷重に対して安全余裕度が2以上あり、過度に余裕のある可能性がある。そのため、フィレットを有する隅角部を構成する部材や要素の耐力を適切に評価することができれば、応力集中を考慮した設計法よりも隅角部の弾塑性挙動やフィレットの効果を考慮した合理的な設計法が確立できる。ただし、隅角部の中で最初に損傷するフィレットは従来から部材設計の対象ではなく細部構造として扱われてきているため、(2)で述べたようにフランジをフィレットの効果を活用した平均応力で設計するためにはフィレットに対して他の構造要素と同様、設計法を規定する必要がある。

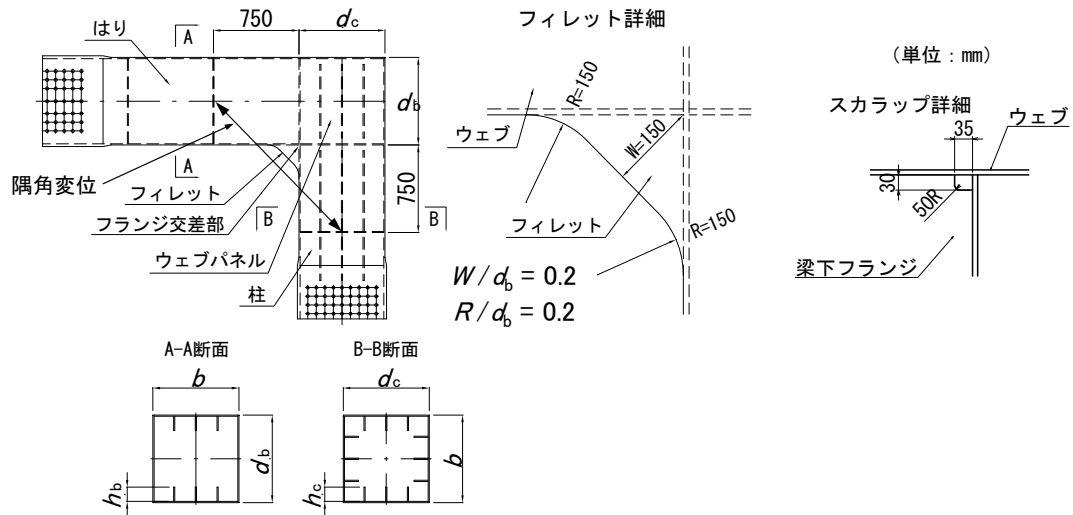


図-2.2.1 試験体の構造詳細

表-2.2.1 試験体の名称と諸元

試験体 名称	はり断面寸法		柱断面寸法		縦リブ 断面寸法 $h_r \times t_r$ (mm)	構造詳細		隅角部 ウェブパネル 補剛材本数 N_p	材質	降伏点 σ_y (MPa)
	フランジ $b \times t_f$ (mm)	ウェブ $d_b \times t_w$ (mm)	フランジ $b \times t_f$ (mm)	ウェブ $d_c \times t_w$ (mm)		ファイレット の有無	スカロップ の有無			
試験体1	722×10	754×10	722×10	754×10	74×10	○	×	3	SM570	563
試験体2	722×10	754×10	722×10	754×10	74×10	×	×	3	SM570	589
試験体3	722×10	754×10	722×10	754×10	74×10	○	○	3	SM570	571
試験体4	722×10	1000×10	722×10	754×10	74×10	○	×	3	SM570	570
試験体5	722×10	754×10	722×10	754×10	74×10	○	×	1	SM570	544
試験体6	720×9	752×9	720×9	752×9	68×9	○	×	3	SM490YA	400

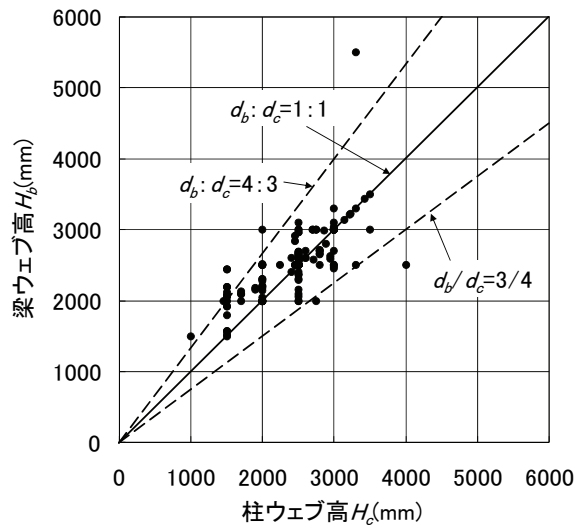


図-2.2.2 はりと柱のウェブ高 (実績調査)

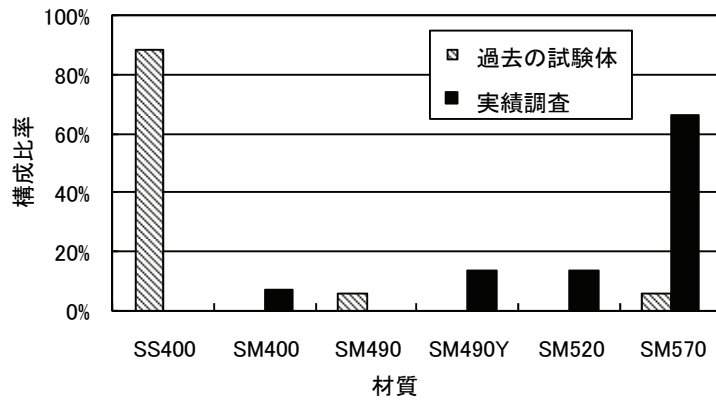
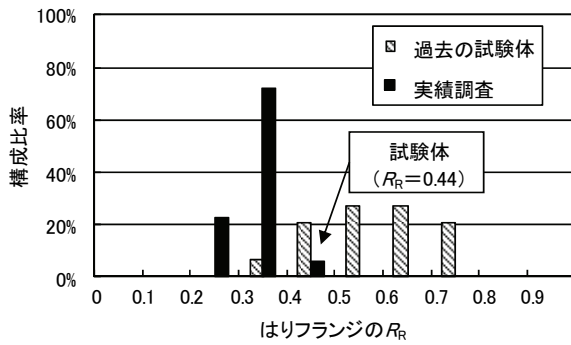
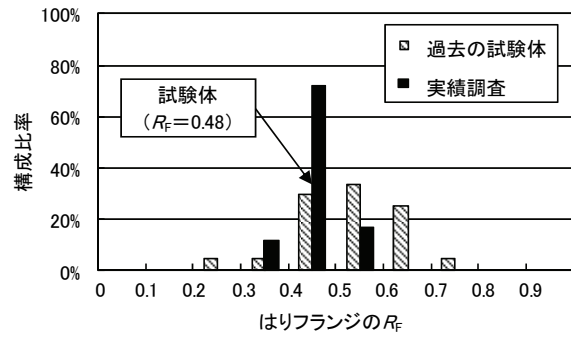


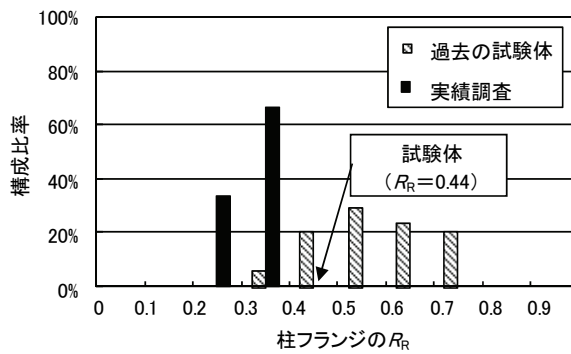
図-2.2.3 隅角部の材質の実績調査結果



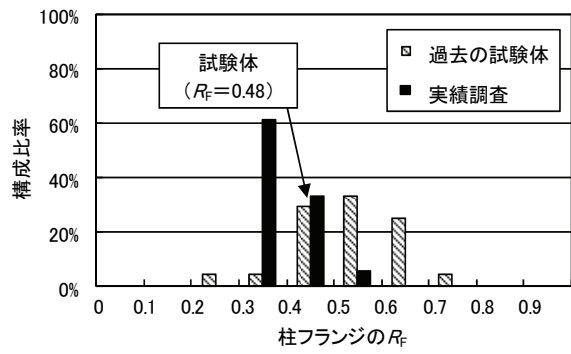
(a) はりフランジの R_R



(b) はりフランジの R_F



(c) 柱フランジの R_R



(d) 柱フランジの R_F

図-2.2.4 幅厚比パラメータ R_R , R_F の実績調査結果

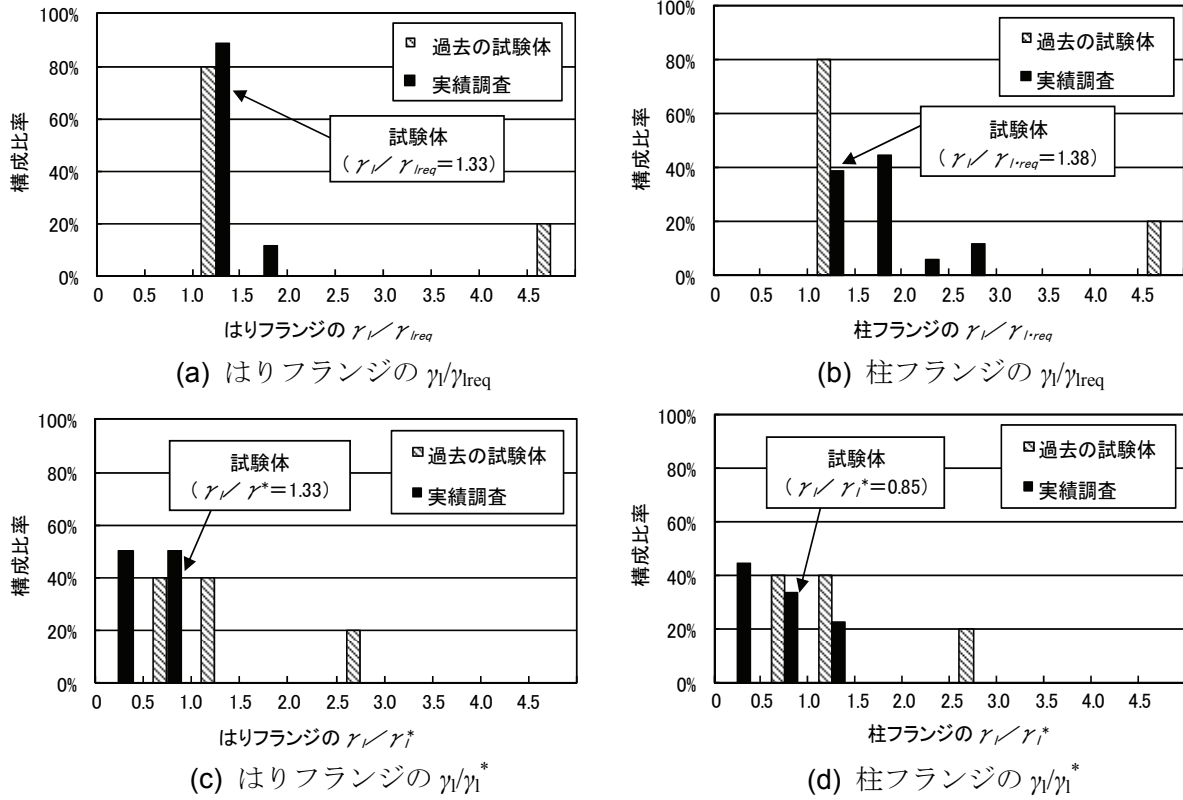


図-2.2.5 補剛材剛比 γ の実績調査結果

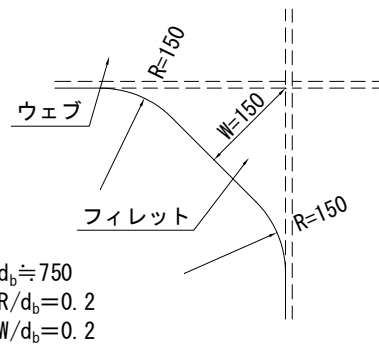


図-2.2.6 フィレット形状

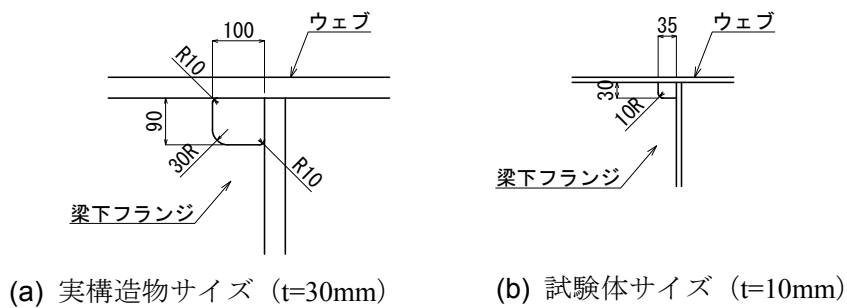


図-2.2.7 スカラップ形状

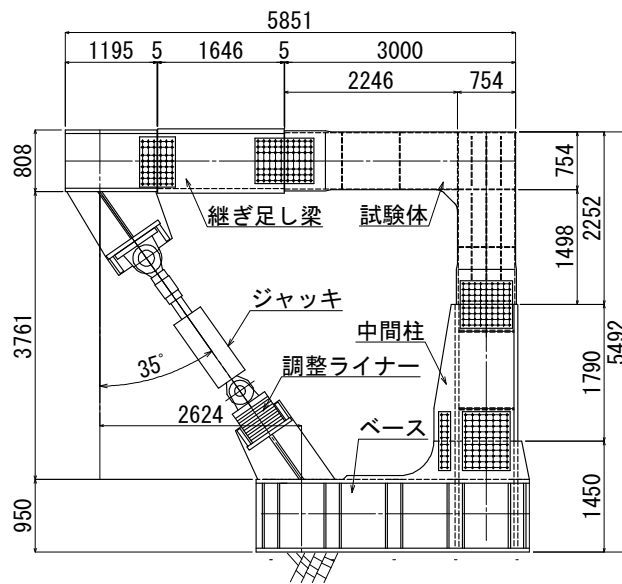


図-2.2.8 実験装置



写真-2.2.1 実験装置全景

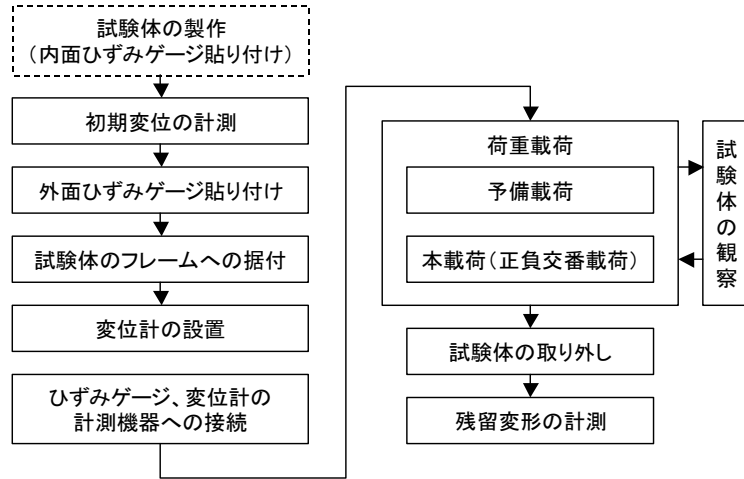


図-2.2.9 正負交番載荷実験の手順

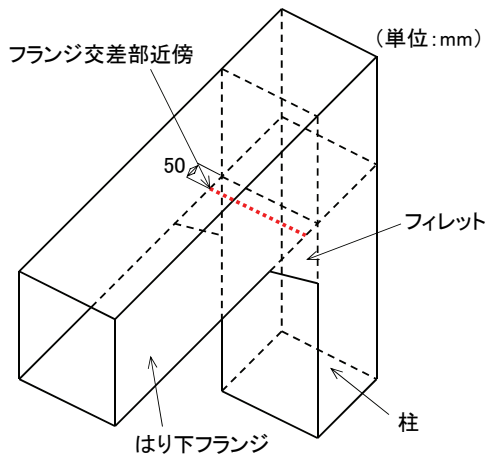


図-2.2.10 はり下フランジひずみ
ゲージ設置位置

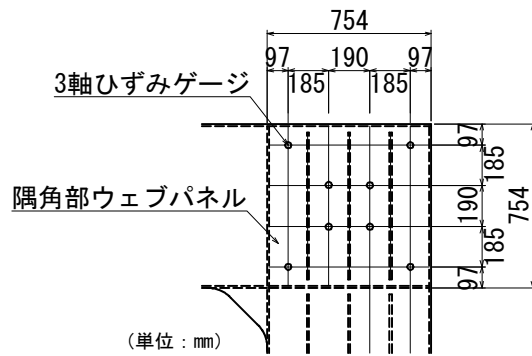


図-2.2.11 ウェブひずみ
ゲージ設置位置

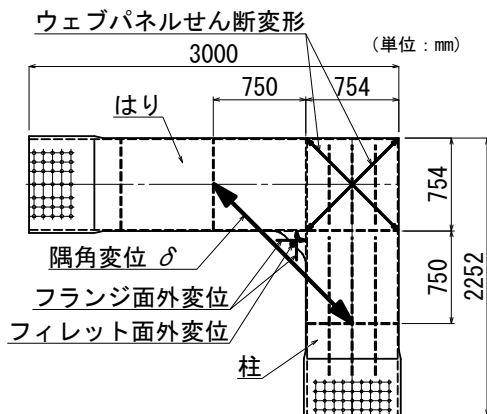


図-2.2.12 試験体における変位計の設置位置

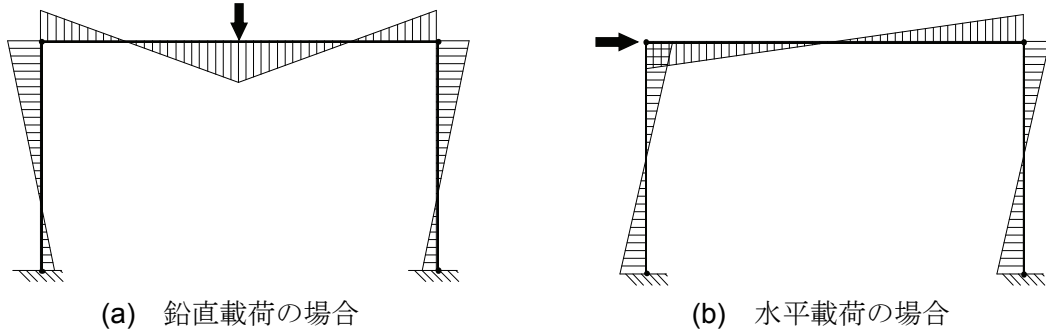


図-2.2.13 ラーメン橋脚曲げモーメント性状

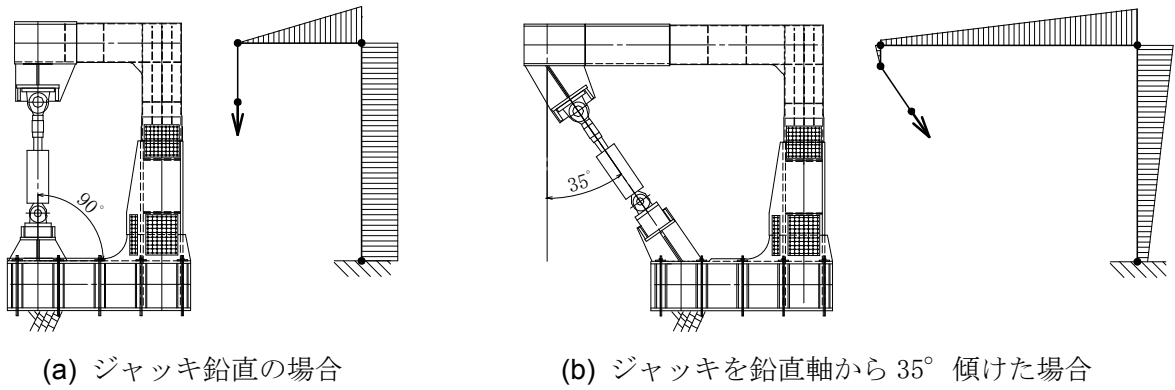


図-2.2.14 ジャッキ角度と曲げモーメントの分布

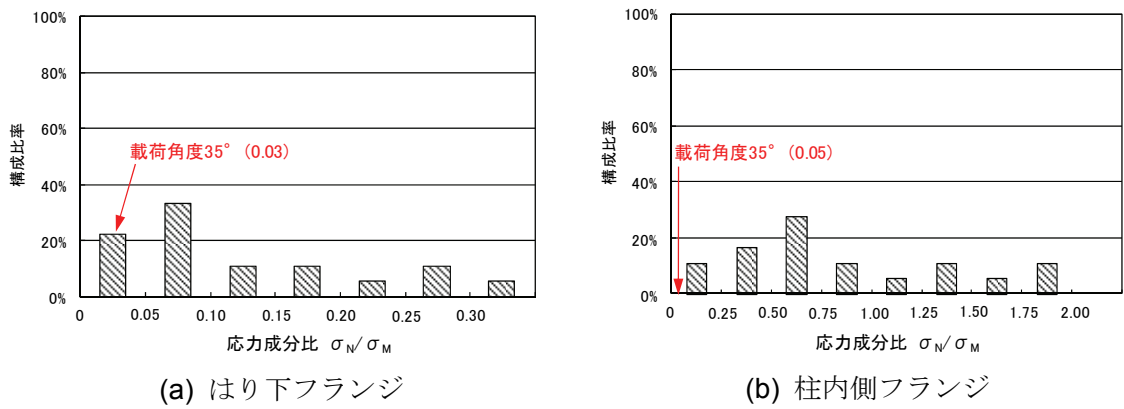


図-2.2.15 軸力と曲げモーメントによる応力比の実績値

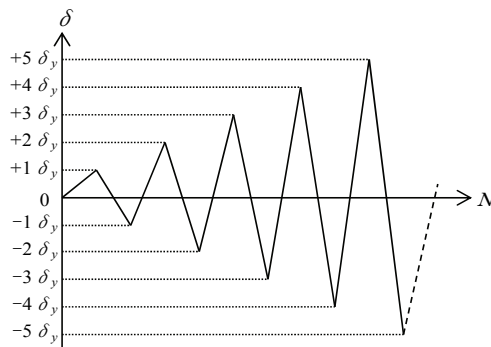
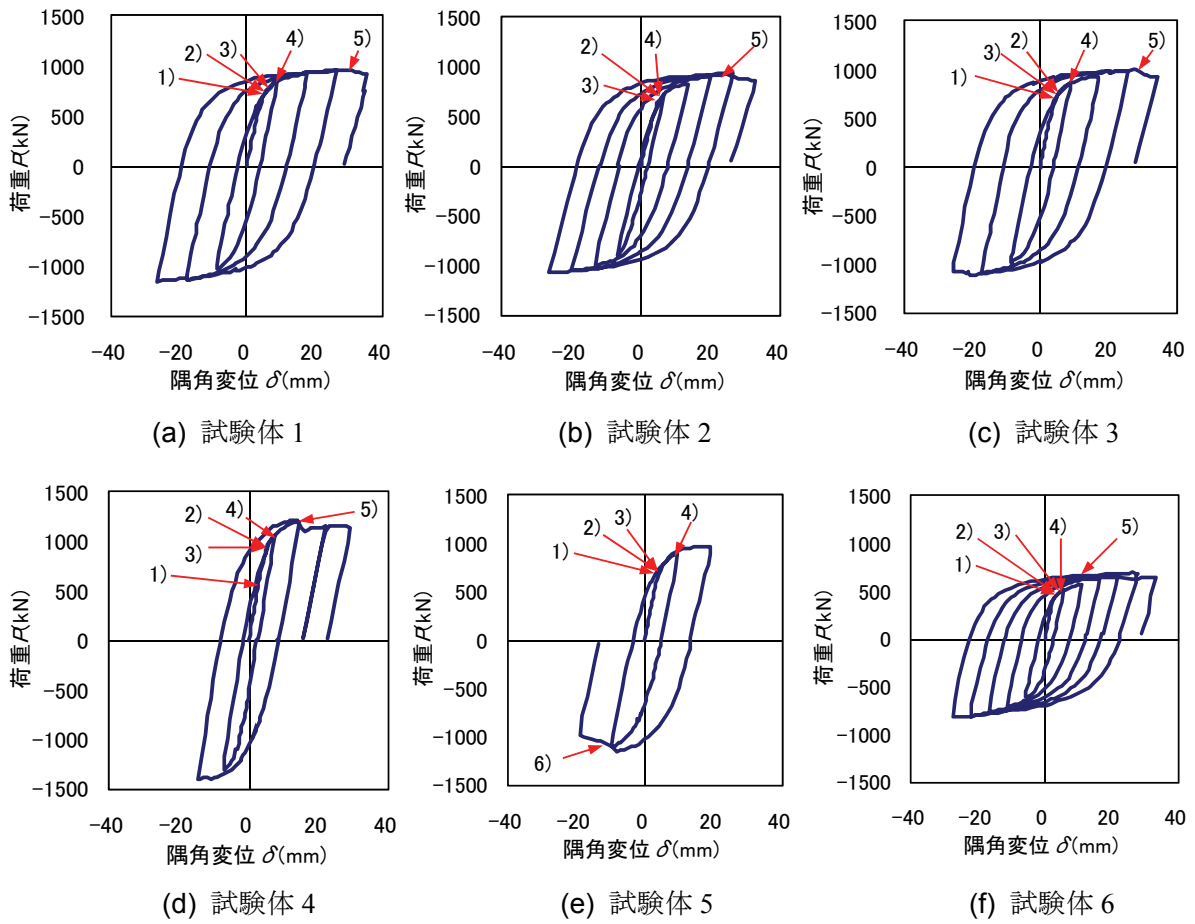


図-2.2.16 荷重載荷方法



※図中の 1)~6)は試験体の以下の状態を示す。(定義は 2.2.2 (4) 参照)

1) フィレット座屈 2) 隅角部の非線形化 3) ウェブパネル初期降伏
4) フランジ降伏 5) フランジ座屈 6) ウェブせん断座屈

図-2.2.17 荷重 P —隅角変位 δ 関係

表-2.2.2 実験結果一覧

試験体名称	実験時降伏変位 δ_y (mm)	降伏荷重 (実験値) P_{ye} (kN)	降伏時変位 δ_{ye} (mm)	最大荷重 P_{max} (kN)	最大荷重時変位 δ_m (mm)	P_{max}/P_{ye}	δ_m/δ_{ye}	荷重低下の要因
試験体1	8.8	737	5.6	955	30.0	1.30	5.38	はり下フランジの座屈
試験体2	6.6	745	6.5	937	26.4	1.26	4.04	柱内フランジの座屈
試験体3	8.6	777	5.7	995	28.1	1.28	4.94	はり下フランジの座屈
試験体4	7.3	953	5.4	1205	14.6	1.26	2.69	柱内フランジの座屈
試験体5	9.6	739	4.7	966	17.0	1.31	3.65	ウェブパネルの座屈
試験体6	5.5	411	2.8	694	26.0	1.69	9.32	はり下フランジの座屈

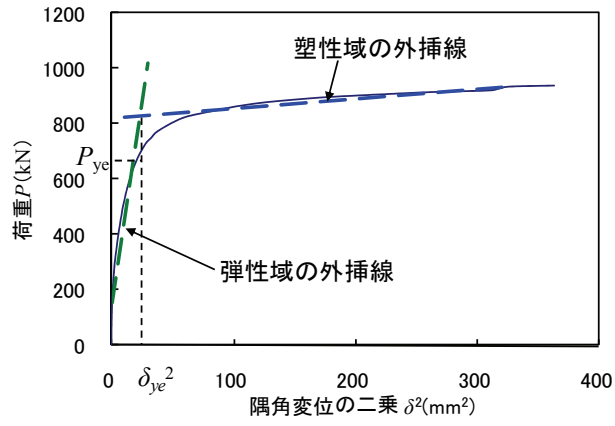


図-2.2.18 隅角部の非線形化の定義

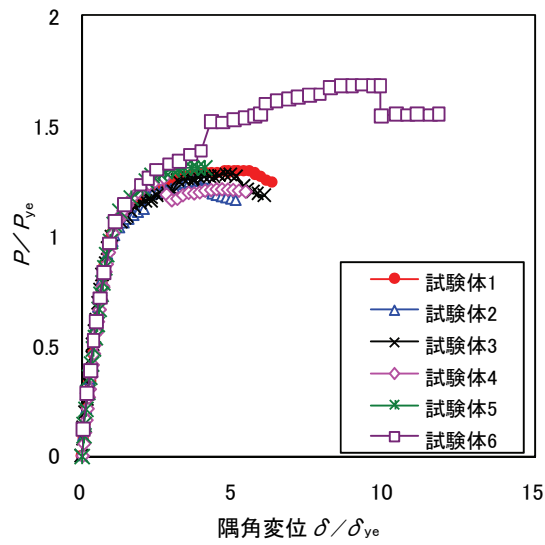
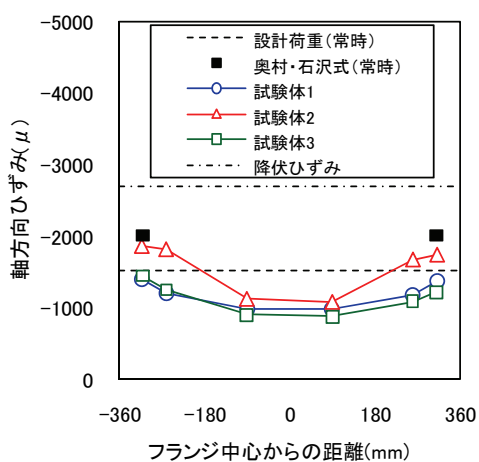


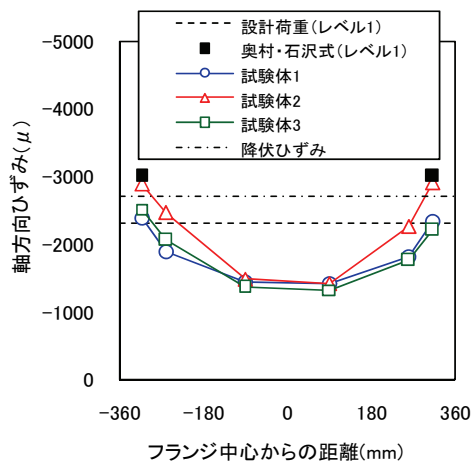
図-2.2.19 荷重 P —隅角変位 δ 関係の包絡線



写真-2.2.2 補剛材の溶接割れ (試験体 4, $+3\delta_y$)

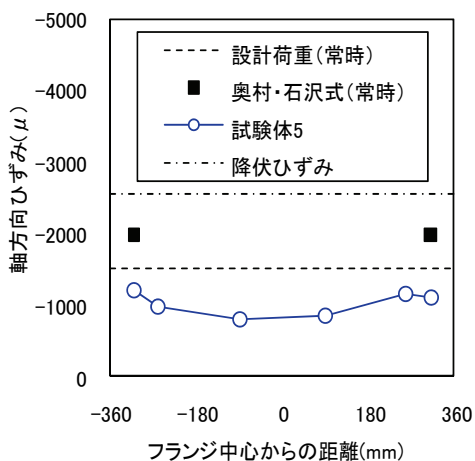


(a) 常時

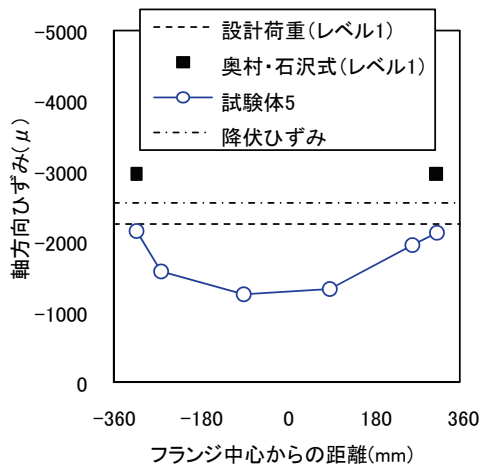


(b) レベル 1

図-2.2.20 はり下フランジ交差部近傍の応力度分布 (試験体 1,2,3)

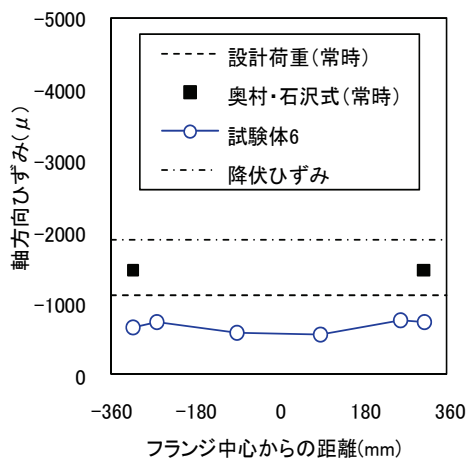


(a) 常時

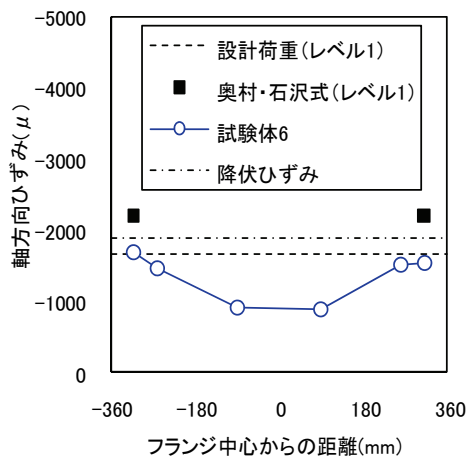


(b) レベル 1

図-2.2.21 はり下フランジ交差部近傍の応力度分布 (試験体 5)

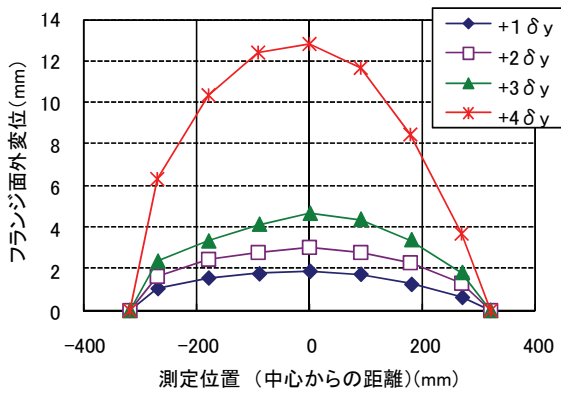


(a) 常時

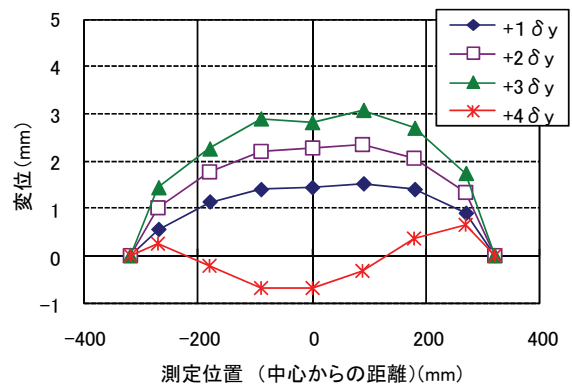


(b) レベル 1

図-2.2.22 はり下フランジ交差部近傍の応力度分布 (試験体 6)

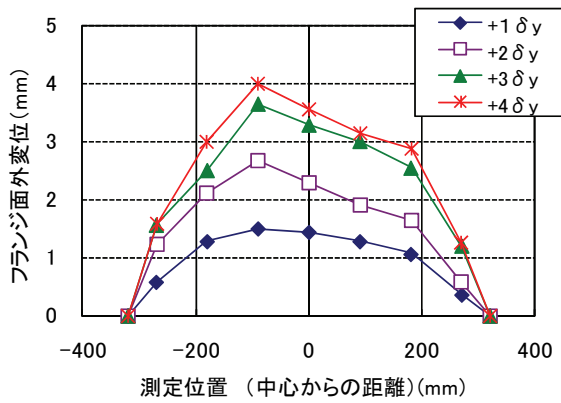


(a) はり下フランジ

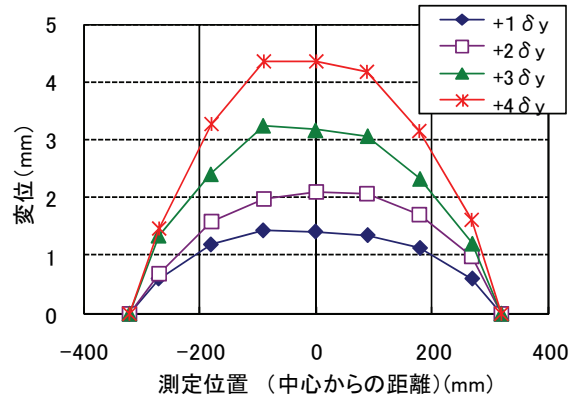


(b) 柱内フランジ

図-2.2.23 フランジの面外変形 (試験体 1)

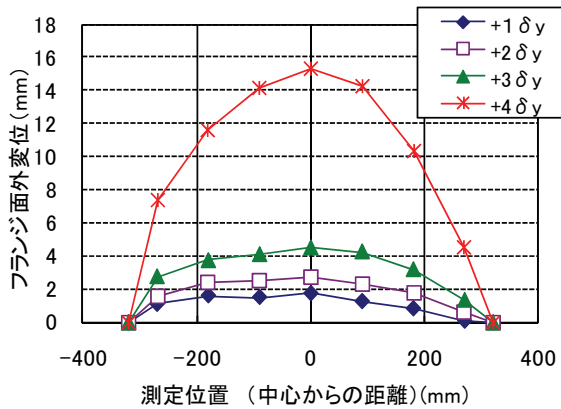


(a) はり下フランジ

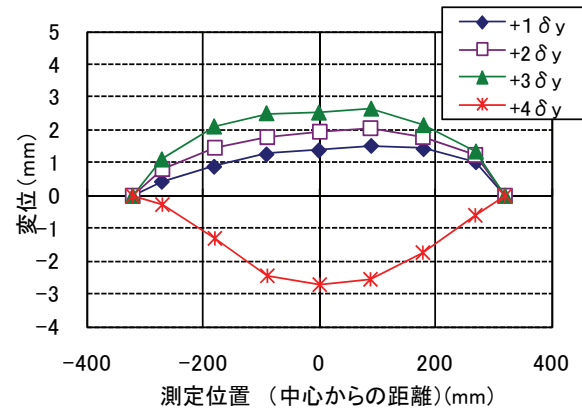


(b) 柱内フランジ

図-2.2.24 フランジの面外変形 (試験体 2)

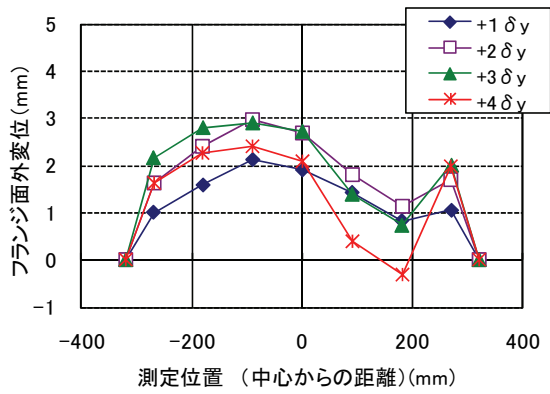


(a) はり下フランジ

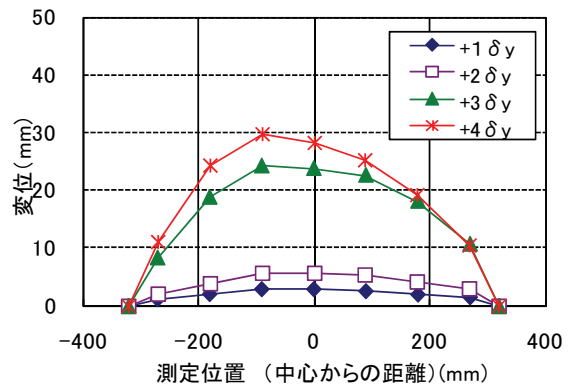


(b) 柱内フランジ

図-2.2.25 フランジの面外変形 (試験体 3)

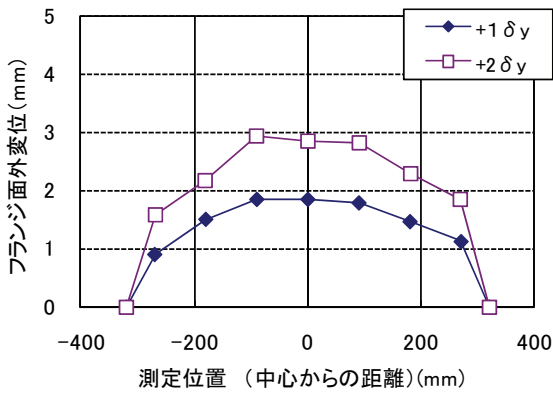


(a) はり下フランジ

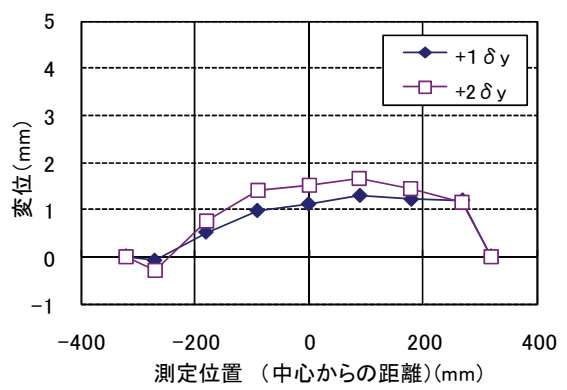


(b) 柱内フランジ

図-2.2.26 フランジの面外変形 (試験体 4)

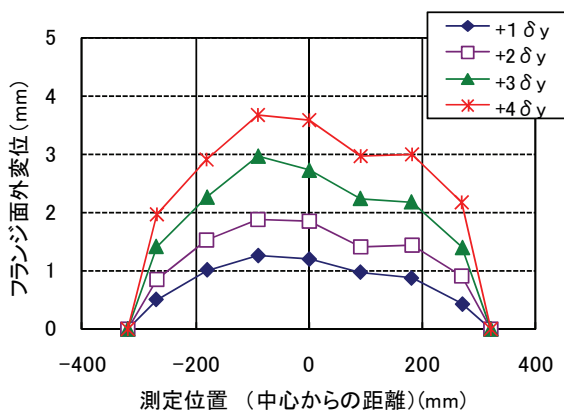


(a) はり下フランジ

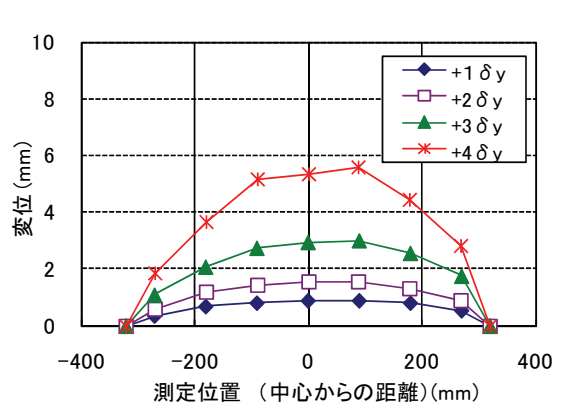


(b) 柱内フランジ

図-2.2.27 フランジの面外変形 (試験体 5)



(a) はり下フランジ



(b) 柱内フランジ

図-2.2.28 フランジの面外変形 (試験体 6)

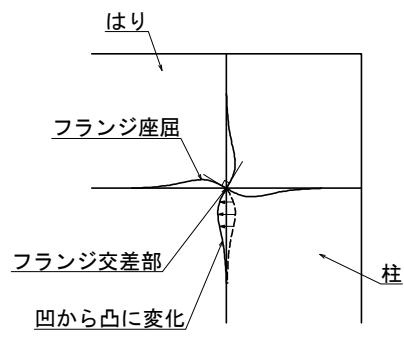
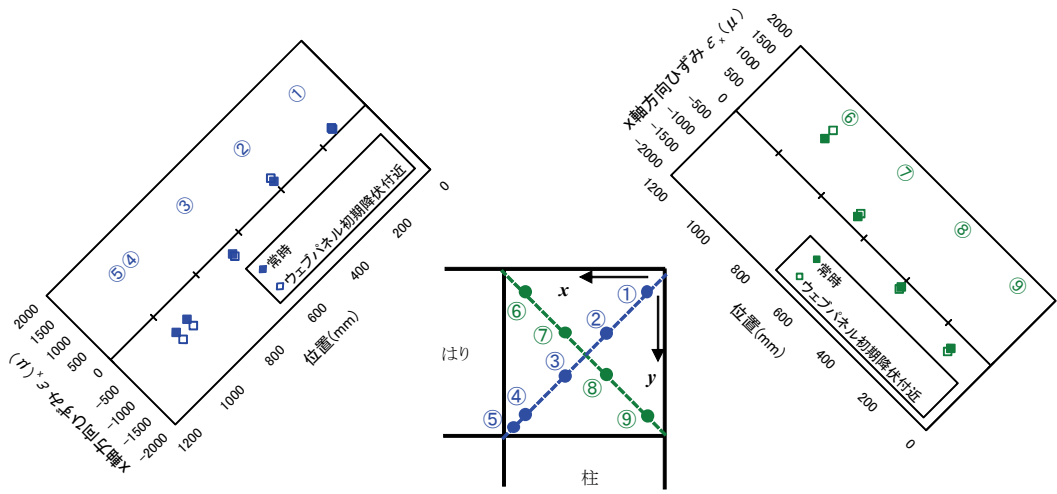
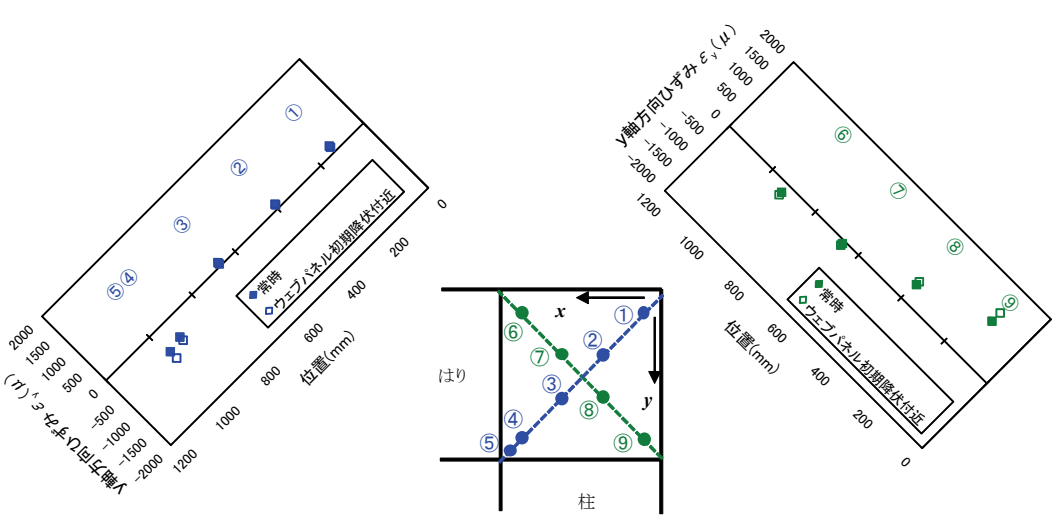


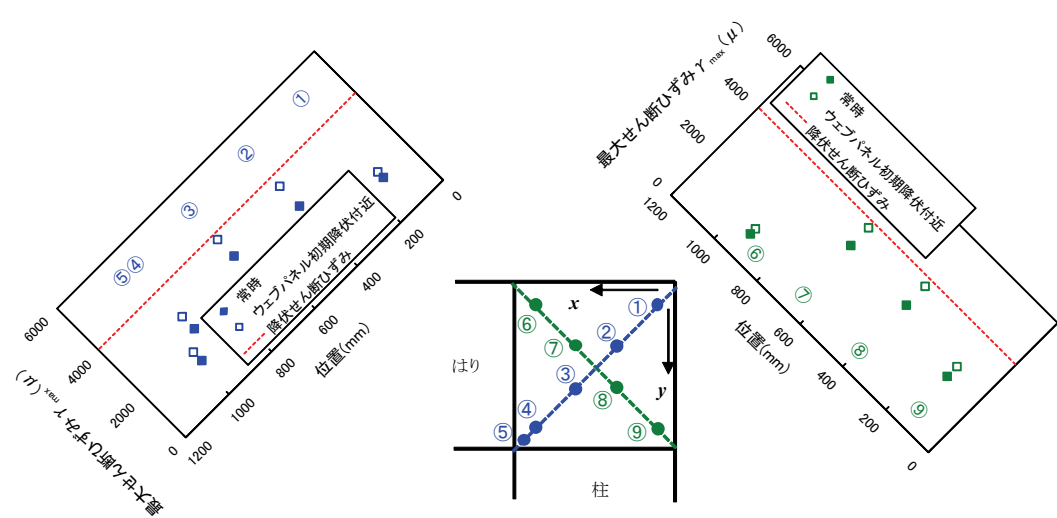
図-2.2.29 荷重低下時のフランジ変形挙動



(a) x 軸方向ひずみ

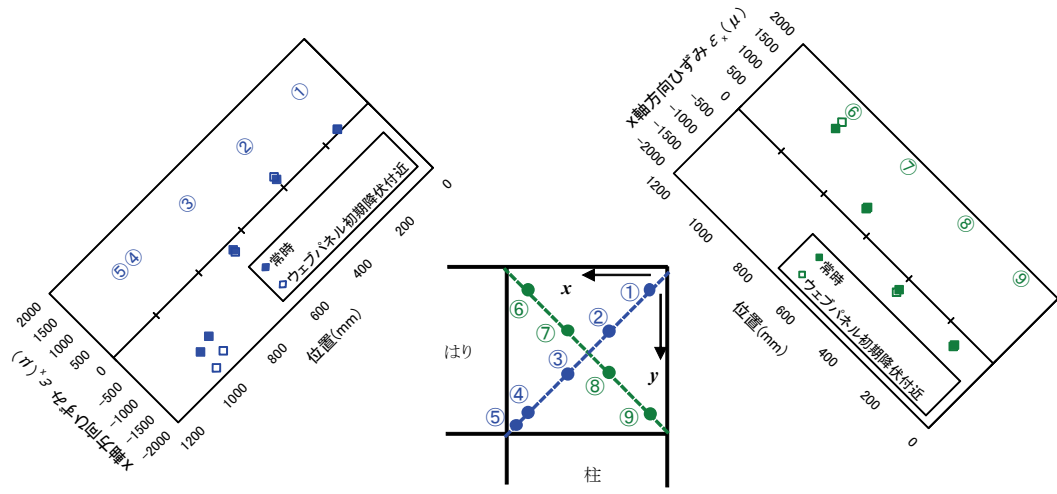


(b) y 軸方向ひずみ

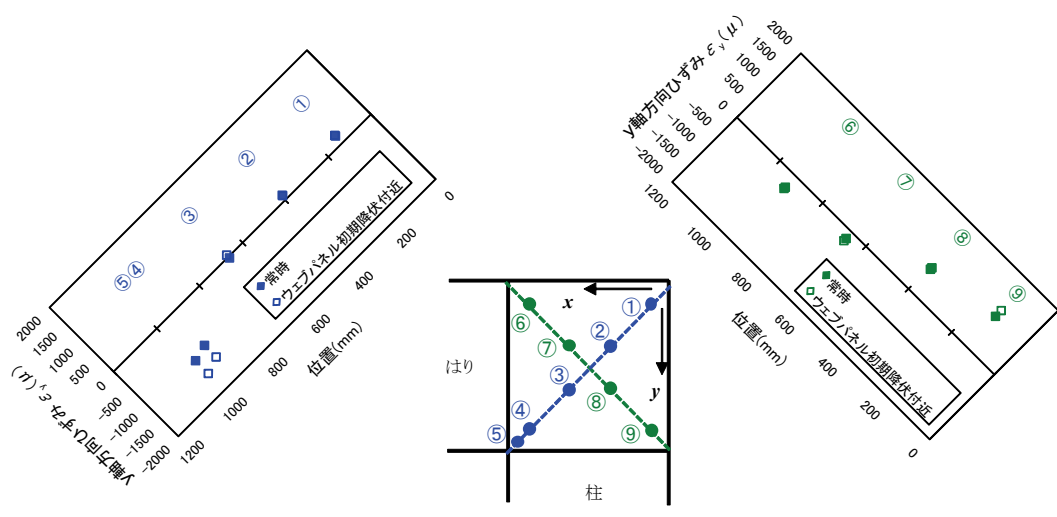


(c) 最大せん断ひずみ

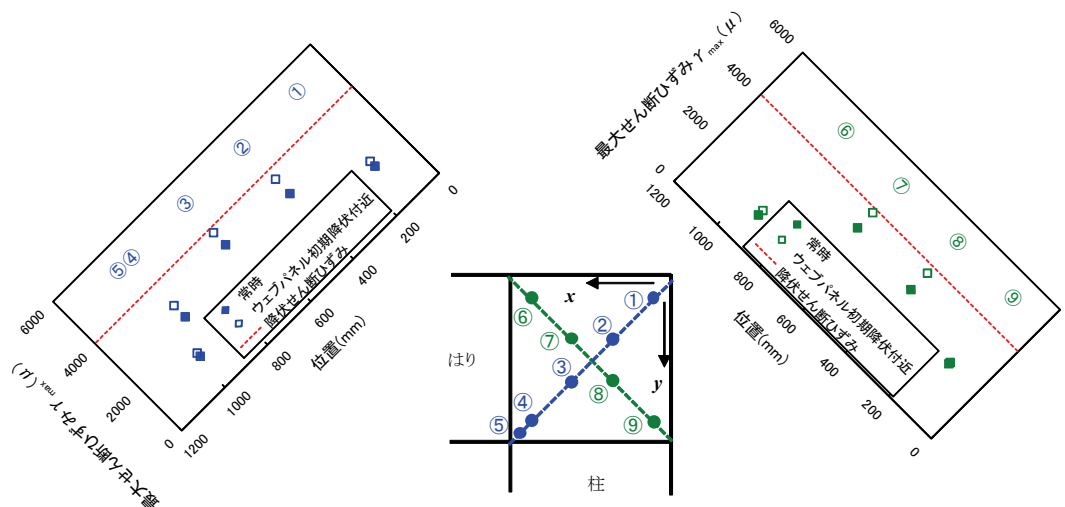
図-2.2.30 ウェブパネルのひずみ分布 (試験体1)



(a) x 軸方向ひずみ

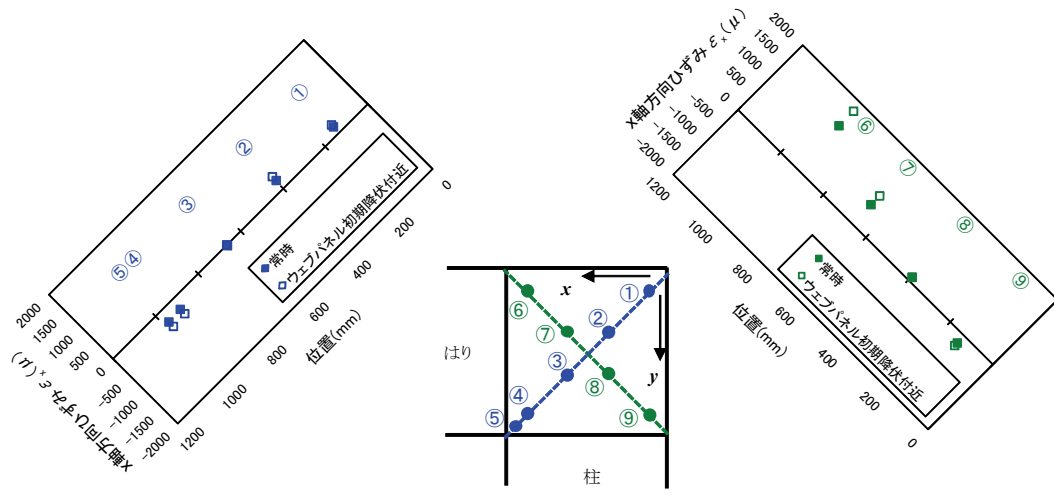


(b) y 軸方向ひずみ

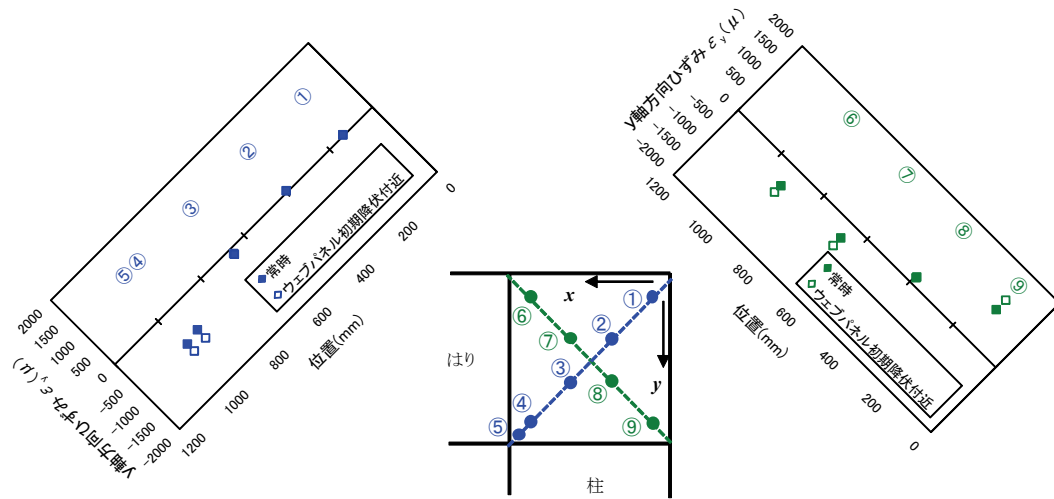


(c) 最大せん断ひずみ

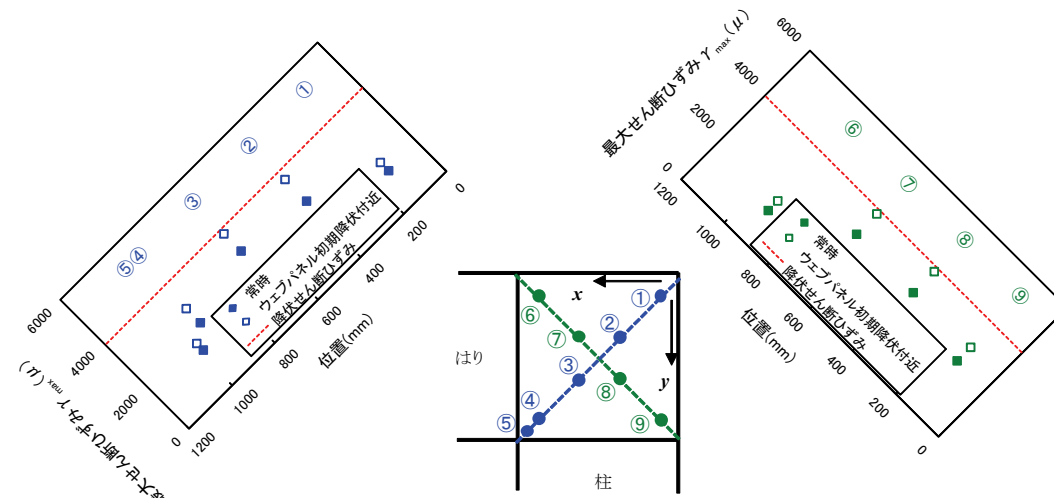
図-2.2.31 ウェブパネルのひずみ分布 (試験体2)



(a) x 軸方向ひずみ

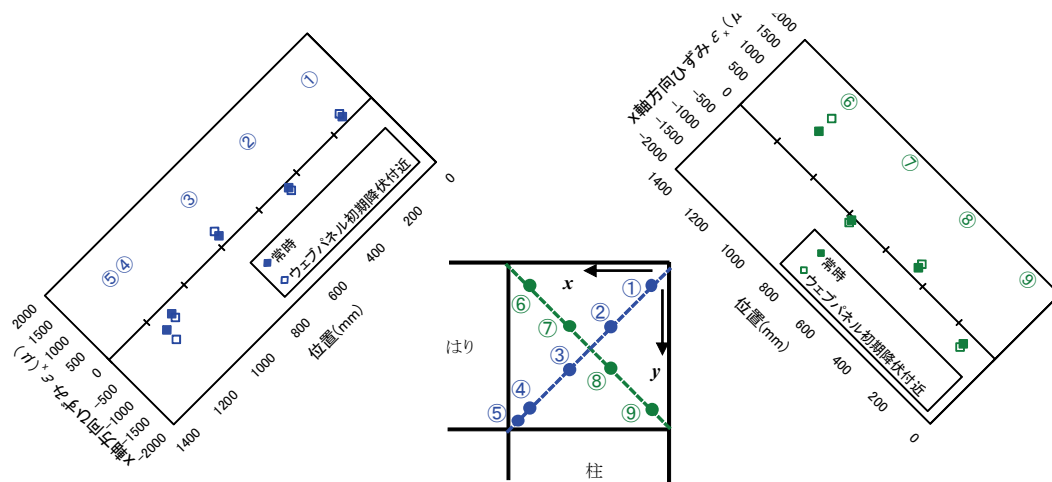


(b) y 軸方向ひずみ

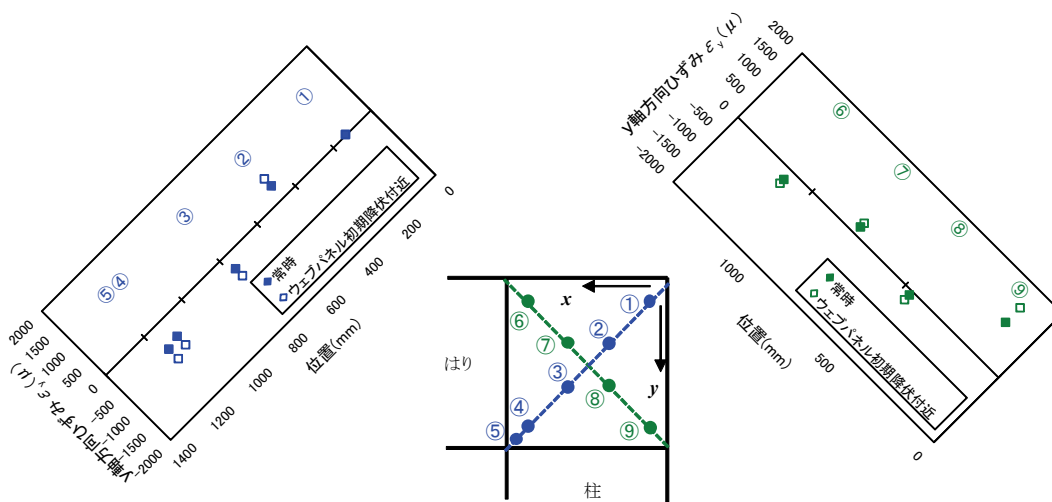


(c) 最大せん断ひずみ

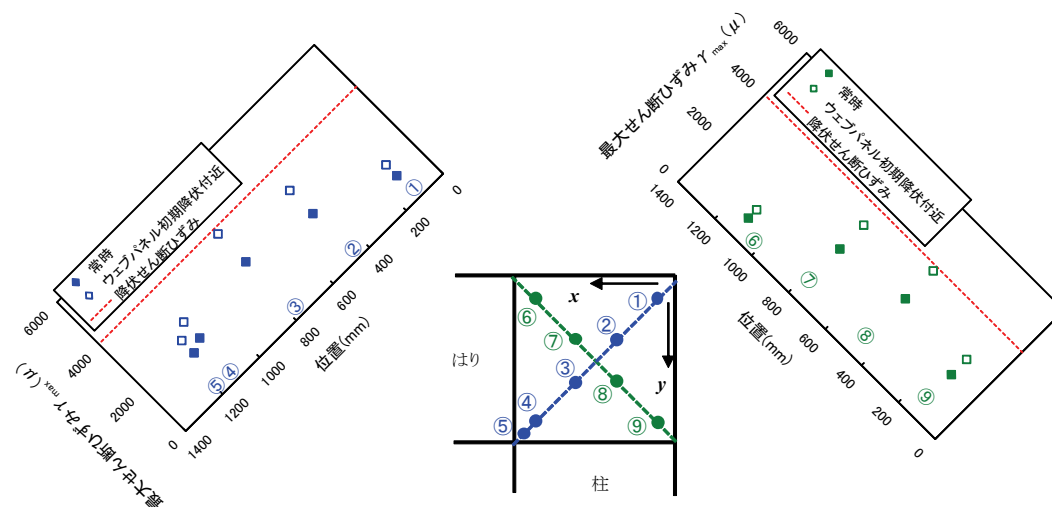
図-2.2.32 ウェブパネルのひずみ分布 (試験体3)



(a) x 軸方向ひずみ

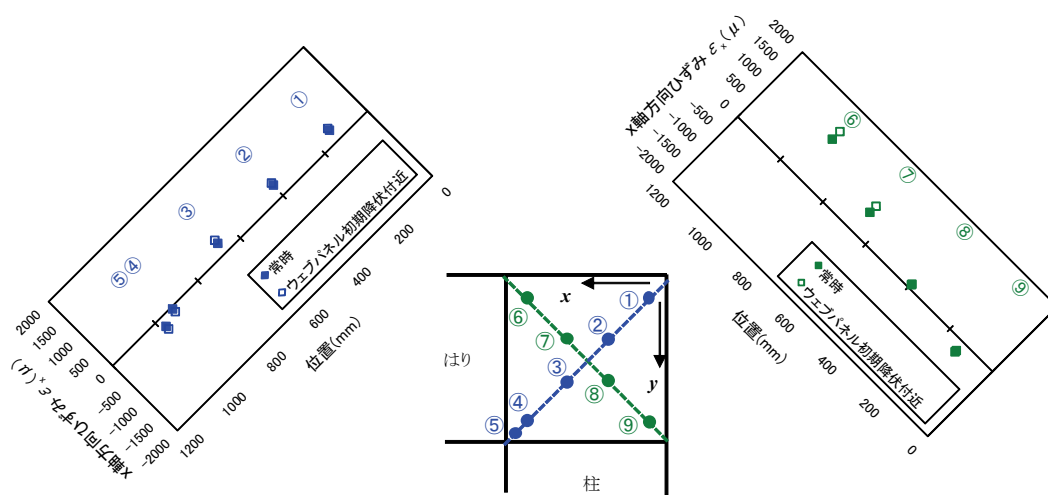


(b) y 軸方向ひずみ

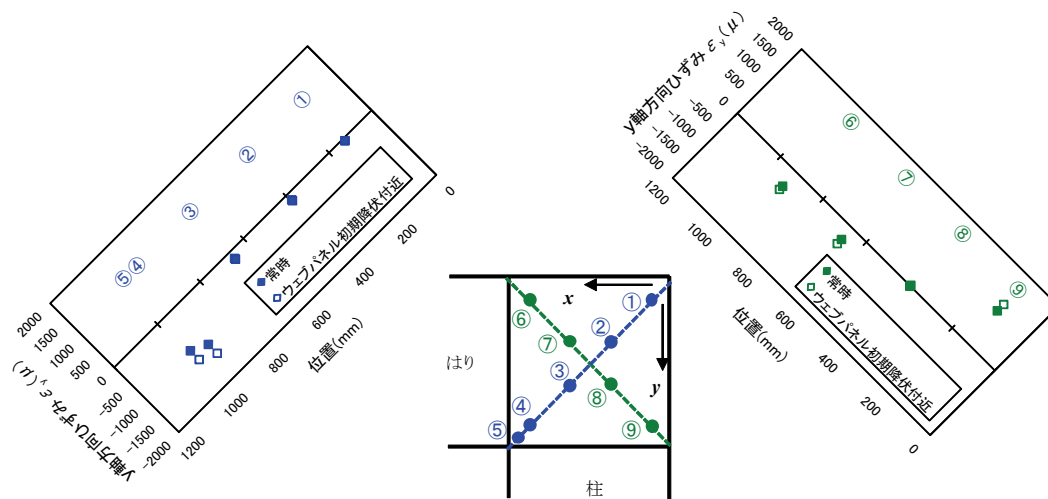


(c) 最大せん断ひずみ

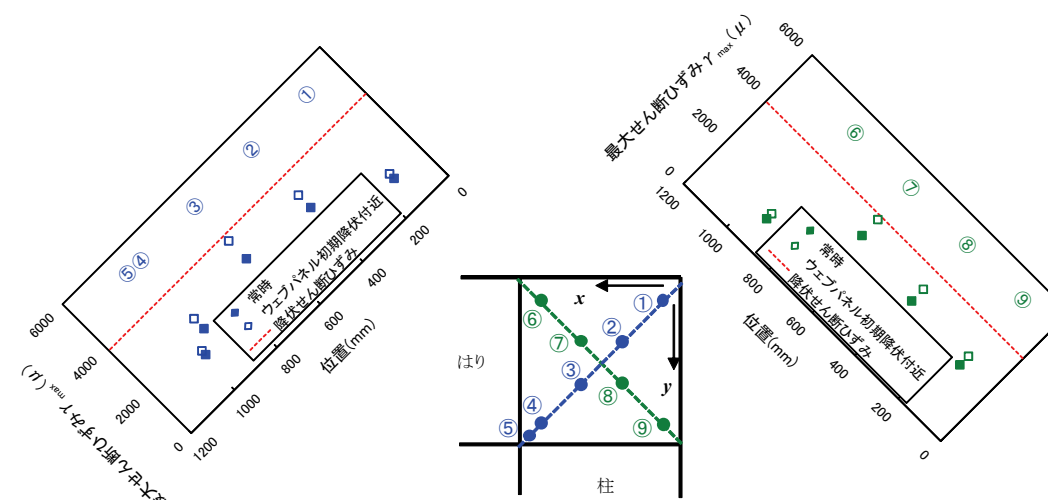
図-2.2.33 ウェブパネルのひずみ分布 (試験体4)



(a) x 軸方向ひずみ

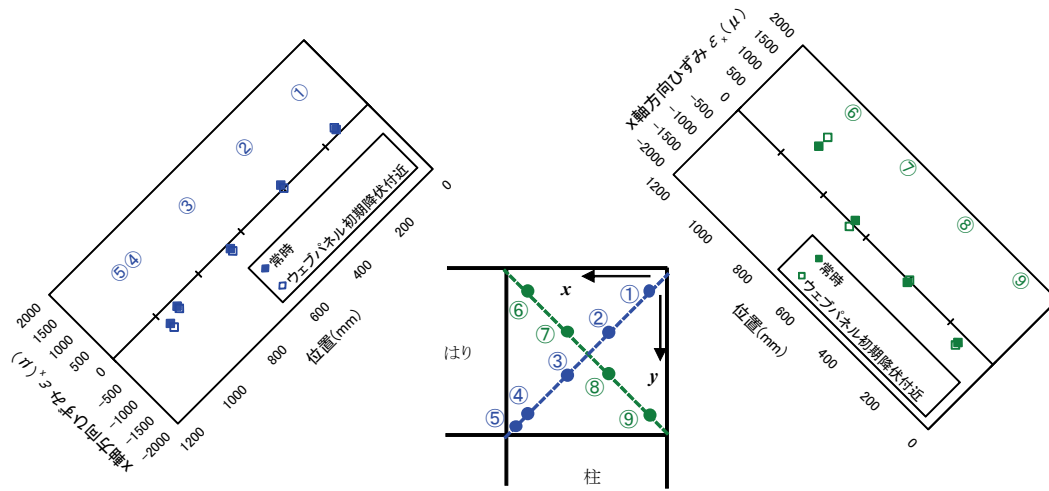


(b) y 軸方向ひずみ

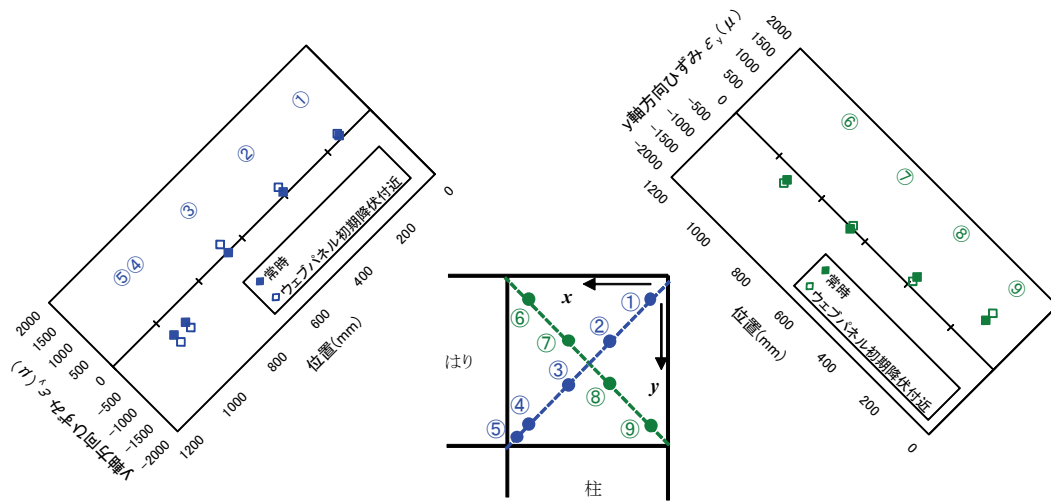


(c) 最大せん断ひずみ

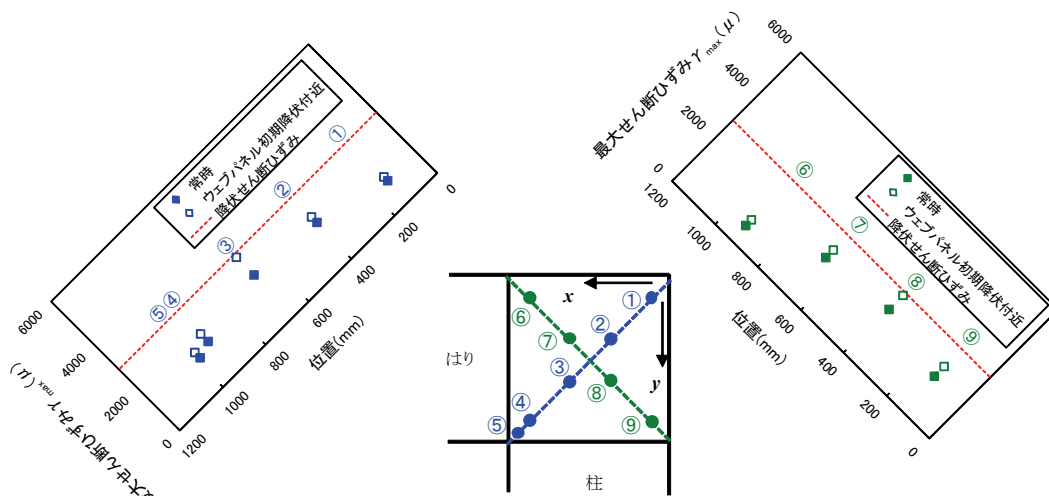
図-2.2.34 ウェブパネルのひずみ分布 (試験体5)



(a) x 軸方向ひずみ



(b) y 軸方向ひずみ



(c) 最大せん断ひずみ

図-2.2.35 ウェブパネルのひずみ分布 (試験体6)



写真-2.2.3 フィレットの変形
(試験体 1, $+2\delta_y$)

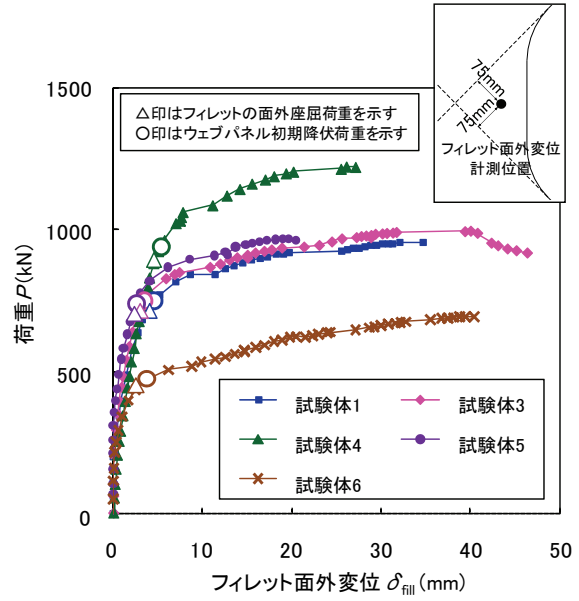


図-2.2.36 荷重とフィレット面外変位の関係

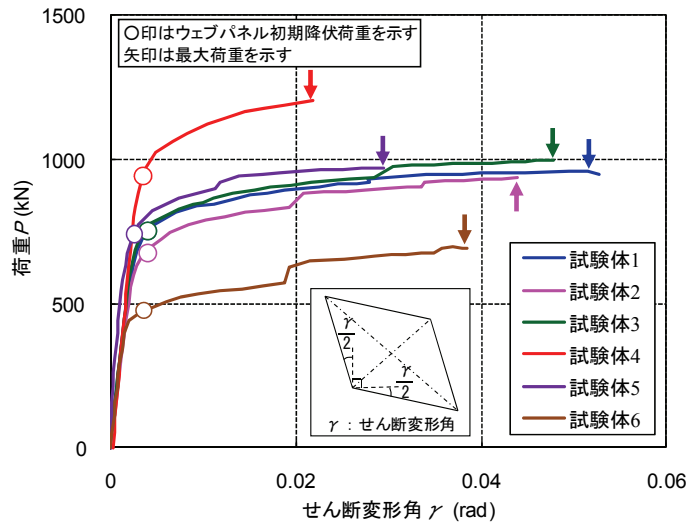


図-2.2.37 荷重 P とせん断変形角 γ の関係



写真-2.2.4 フランジ交差部端部の溶接
ビード割れ (試験体 2, $-3\delta_y$)

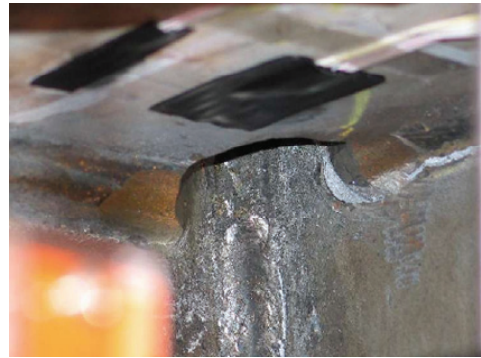


写真-2.2.5 スカップまわし溶接部止端
の割れ (試験体 3, $-3\delta_y$)

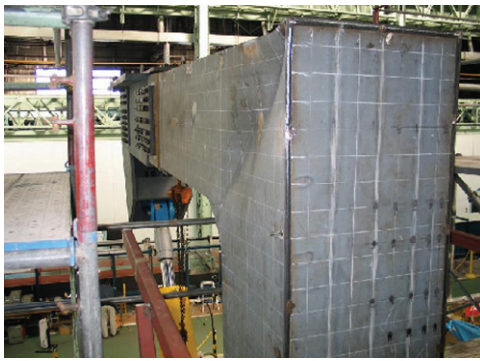


写真-2.2.6 隅角部ウェブパネルのせん断座屈（試験体5，終了後）



(a) はり下フランジの面外座屈
（試験体1，終了後）



(b) 柱内側フランジの面外座屈
（試験体4，終了後）

写真-2.2.7 フランジの面外座屈

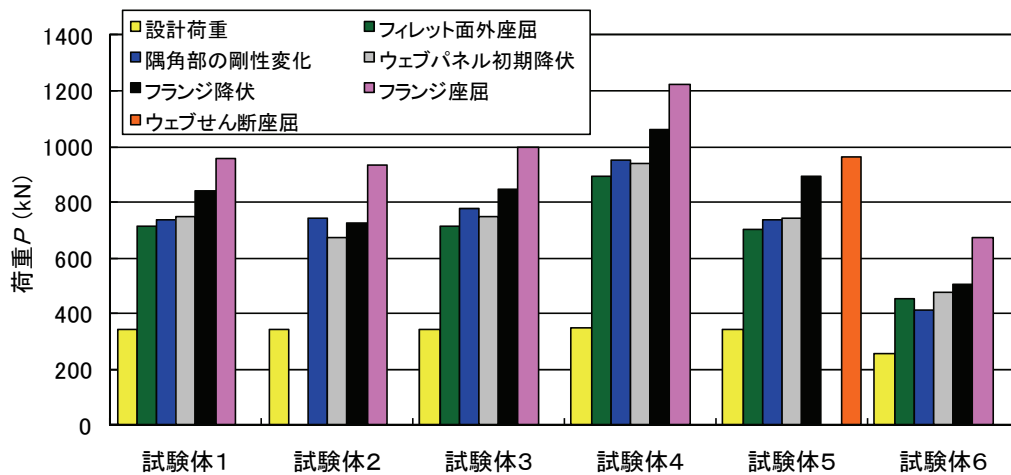


図-2.2.38 各試験体の状態と発生荷重

2.3 弾塑性有限変位解析

2.3.1 解析手法

(1) 解析プログラム

1) 計算手法

繰返し曲げを作用させる解析では鋼材の繰返し塑性履歴を精度よく再現できる構成式^{2.26)~2.28)}を用いる必要がある。解析には本節で説明する構成式を用いた弾塑性有限変位解析プログラム CYNAS を用いる。CYNAS では Updated Lagrangian 法に基づいて定式化された 8 節点アイソパラメトリックシェル要素を用いており、非線形計算法として Newton-Raphson 法と修正 Newton-Raphson 法を併用できる。計算効率を考慮して iteration 毎に接線剛性を計算する必要のない修正 Newton-Raphson 法を基本的に使用して、収束までの iteration 数が多くなるような場合に限って Newton-Raphson 法を使用した。

2) 構成式

弾塑性解析に用いる構成式について説明する。図-2.3.1 の点 0~8 は図-2.3.2 の点 0~8 に対応している(ただし点 4, 7 を除く)。図-2.3.2 において、一軸状態における塑性履歴曲線の真応力-塑性ひずみの関係を 0-1 の初期弾性域、1-3, 5-6, 8 以降の単調載荷曲線に準ずる領域、3-5, 6-8 の遷移領域に分け、さらに単調載荷曲線に準ずる領域を 1-2 の降伏棚、2-3, 5-6, 8 以降のひずみ硬化開始後の領域に、遷移領域を 3-4, 6-7 の弾性域、4-5, 7-8 の非線形遷移領域に分けて表現している。例えば、ここで応力の絶対値が σ_1 である点 3 まで載荷した後、除荷したとする。除荷が進み点 5 において応力の絶対値が再び σ_1 に達したとすると、点 5 から再載荷する点 6 までの部分は図-2.3.1 の単調載荷の点 5 から点 6 までの部分と等価であると考えられる。

① 単調載荷曲線に準ずる領域

ひずみ硬化領域の単調載荷曲線については、以下の式(2.3.1)によって表現している。

$$\sigma = \frac{E_{st}^P}{b} e^{a\varepsilon_{mon}^{P*}} \ln(1 + b\varepsilon_{mon}^{P*}) + \sigma_y \quad (a \geq 0) \quad (2.3.1)$$

ここに、 ε_{mon}^{P*} : ひずみ硬化開始点を原点としたときの単調載荷曲線上の塑性ひずみ

E_{st}^P : ひずみ硬化勾配

σ_y : 降伏点応力度

a, b : 鋼材によって決まる定数

式(2.3.1)を ε_{mon}^{P*} で微分することで、単調載荷曲線における接線塑性係数 E^P を式(2.3.2)で算出することができる。

$$E^P = \frac{E_{st}^P}{b} e^{a\varepsilon_{mon}^{P*}} \left\{ \frac{b}{1 + b\varepsilon_{mon}^{P*}} + a \ln(1 + b\varepsilon_{mon}^{P*}) \right\} \quad (2.3.2)$$

式(2.3.1), 式(2.3.2)はひずみ硬化開始点($\varepsilon_{mon}^{P*}=0$)において, $\sigma = \sigma_y$, $E^P = E_{st}^P$ を満たしている. 降伏棚上で荷重を反転させた場合, 現れてくる降伏棚の長さの累計が単調載荷時の降伏棚の長さに達するまで $E^P=0$ としている.

② 弾性遷移領域

鋼材が繰返し塑性履歴を受けるとバウシinger効果により弾性域の大きさは初期弾性域の大きさより減少し, ある程度以上の繰返し塑性履歴を受けると弾性域の大きさは一定値に収束することが明らかにされている. そこで, 繰返し塑性履歴にともなう弾性域の大きさの変化を以下の式(2.3.3)によって表現している.

$$\left. \begin{aligned} \frac{k}{k_0} &= \frac{c-1}{0.5} \varepsilon_{mon}^P + 1 & (0 \leq \varepsilon_{mon}^P \leq 0.5) \\ \frac{k}{k_0} &= c & (0.5 < \varepsilon_{mon}^P) \end{aligned} \right\} \quad (2.3.3)$$

ここに, ε_{mon}^P : 単調載荷曲線上の塑性ひずみ(%)
 k : 弾性域の大きさ
 k_0 : 初期の弾性域の大きさ($2\sigma_y$)
 c : 鋼材によって決まる定数

式(2.3.3)は, k/k_0 を ε_{mon}^P が 0.5%までは 1 から鋼材によって決める一定値 c まで直線的に減少させ, ε_{mon}^P が 0.5%以降は c の一定値となるようにしている.

③ 非線形遷移領域

図-2.3.3 に示すように非線形遷移領域の開始点(点 4)を原点とし, x 軸に塑性ひずみ, y 軸に真応力をとる. 非線形遷移領域上の任意の点 $P(x,y)$ における接線塑性係数 E^P を以下の式(2.3.4)で算出している.

$$E^P = \frac{dy}{dx} = E_{P_0}^P + (1+m)^2 \left(E_{P_0}^P - \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon^P} \right) \left(\frac{x}{\Delta\varepsilon^P} \right)^m \ln \left(\frac{x}{\Delta\varepsilon^P} \right) \quad (2.3.4)$$

ここに, $\Delta\varepsilon^P$: 遷移領域の塑性ひずみの大きさ
 $\Delta\sigma$: 原点から非線形遷移領域終了点(点 5)までの真応力の大きさ
 $E_{P_0}^P$: 非線形遷移領域終了点(点 5)における接線塑性係数
 m : 非線形遷移領域の形状を表すパラメータ ($-1 < m < 0$)

式(2.3.4)では、非線形遷移領域の開始点($x=0$)では接線塑性係数 E^P は無限大であり、非線形遷移領域の終了点($x=\Delta\varepsilon^P$)では接線塑性係数 E^P は E^P_0 となっている。

式(2.3.4)を塑性ひずみ x で積分すると、真応力 y は以下の式(2.3.5)で表される。

$$y = E^P_0 x + (\Delta\varepsilon^P E^P_0 - \Delta\sigma) \left(\frac{x}{\Delta\varepsilon^P} \right)^{m+1} \left\{ (1+m) \ln \left(\frac{x}{\Delta\varepsilon^P} \right) - 1 \right\} \quad (2.3.5)$$

単調載荷曲線上で荷重が反転した場合、遷移領域の塑性ひずみの大きさ $\Delta\varepsilon^P$ は、単調載荷曲線上の塑性ひずみ ε^P_{mon} の関数として以下の式(2.3.6)によって表現している。

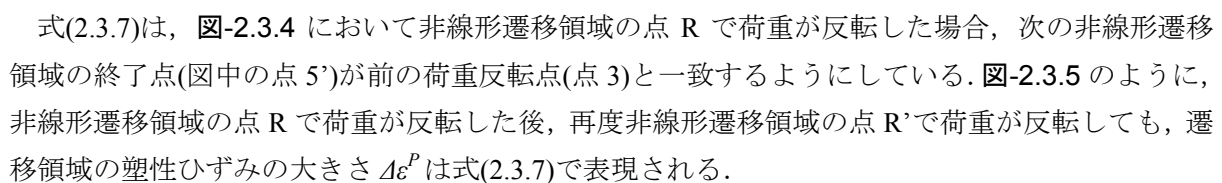
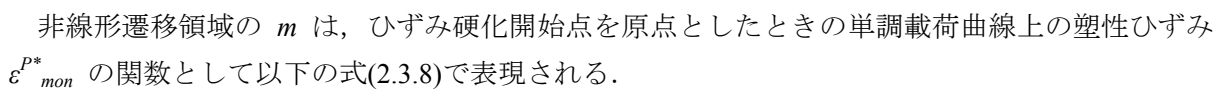
$$\Delta\varepsilon^P = \frac{e}{d} \sqrt{(\varepsilon^P_{mon})^2 + 2d\varepsilon^P_{mon}} \quad (2.3.6)$$

ここに、 ε^P_{mon} : 単調載荷曲線上の塑性ひずみ(%)
 d, e : 鋼材によって決まる定数

非線形遷移領域で荷重が反転した場合、遷移領域の塑性ひずみの大きさ $\Delta\varepsilon^P$ は式(2.3.7)で表現される。

$$\Delta\varepsilon^P = \frac{e}{d} \sqrt{(\varepsilon^P_{mon})^2 + 2d\varepsilon^P_{mon}} - \Delta\varepsilon^P_R \quad (2.3.7)$$

ここに、 $\Delta\varepsilon^P_R$: 荷重が反転する点から非線形遷移領域終了点までの塑性ひずみの大きさ(%)

式(2.3.7)は、において非線形遷移領域の点 R で荷重が反転した場合、次の非線形遷移領域の終了点(図中の点 5')が前の荷重反転点(点 3)と一致するようにしている。のように、非線形遷移領域の点 R で荷重が反転した後、再度非線形遷移領域の点 R' で荷重が反転しても、遷移領域の塑性ひずみの大きさ $\Delta\varepsilon^P$ は式(2.3.7)で表現される。

非線形遷移領域の m は、ひずみ硬化開始点を原点としたときの単調載荷曲線上の塑性ひずみ ε^{P*}_{mon} の関数として以下の式(2.3.8)で表現される。

$$m = \frac{f}{\varepsilon^{P*}_{mon} + \{1 + \exp(g)\}f} - 1 \quad (2.3.8)$$

ここに、 ε^{P*}_{mon} : ひずみ硬化開始点を原点としたときの単調載荷曲線上の塑性ひずみ(%)
 g, f : 鋼材によって決まる定数

ただし、単調載荷曲線上の塑性ひずみが降伏棚の範囲内であるときは一定値($m = -0.01$)とする。

3) 材料定数の決定

第2章の正負交番載荷実験ではSM570を使用しているため、実際の供試体に用いたSM570について構成式の材料定数を決定した。

構成式に含まれる材料定数を求めるため、単調載荷実験、弾性域の大きさの減少を調べる実験、両振り実験の3種類の実験を行った。単調載荷以外の試験片は写真-2.3.1に示すように平行部の長さが25mm、板幅が10mm、板厚が4mmの角型試験片である。実験装置として島津サーボパルサー（容量100kN）を使用し、実験供試体を治具にねじ込み固定した。荷重はサーボパルサーに内蔵されたロードセルにより測定した。ひずみは平行部に取り付けた伸び計（標点距離15mm）により測定した。また、伸び計の精度を確認する目的で、ひずみゲージを試験片両面に挟み込むように貼付した。

構成式は真応力-塑性ひずみ関係を対象としている。実験から得られるデータは工学ひずみ ε_N と荷重 P であるので、以下の式(2.3.9)によって ε_N と P を塑性ひずみ ε^P と真応力 σ に変換した後、構成式に含まれる材料定数の算出を行った。

$$\left. \begin{aligned} \sigma &= \frac{P(1+\varepsilon_N)}{A} \\ \varepsilon &= \ln(1+\varepsilon_N) \\ \varepsilon^P &= \varepsilon - \varepsilon^e = \varepsilon - \frac{\sigma}{E} \end{aligned} \right\} \quad (2.3.9)$$

ここに、 ε : 真ひずみ(対数ひずみ)
 ε^e : 弾性ひずみ
 A : 断面積
 E : ヤング率

① 単調載荷曲線に関する材料定数

単調載荷曲線を表現する構成式に含まれる材料定数は、第2章で述べた正負交番載荷実験の際に行った平板試験片の引張試験の応力-ひずみ関係が得られているため、平板試験片の引張試験のデータを用いて構成式の材料定数を求めている。平板試験片の引張試験の応力-ひずみ関係を図-2.3.6に示す。

単調載荷曲線に関する材料定数の求め方について説明する。実験結果を真応力-塑性ひずみに変換した後、下降伏応力 σ_y 、降伏棚の長さ ε_{st}^P 、ひずみ硬化勾配 E_{st}^P を決定する。さらに、 $\varepsilon_{mon}^{P*} = \varepsilon_{mon}^P - \varepsilon_{st}^P$ により求めたひずみ硬化開始点を原点とした塑性ひずみ ε_{mon}^{P*} と真応力 σ で表現した実験データを、 E_{st}^P 、 σ_y を代入した式(2.3.1)で回帰計算を行い、材料定数 a 、 b を決定する。材料定数 σ_y 、 ε_{st}^P 、 E_{st}^P 、 a 、 b を表-2.3.1に示す。表-2.3.1の材料定数を式(2.3.1)に代入して求めたSM570の単調載荷曲線を図-2.3.7に示す。

② 弾性域の大きさの減少に関する材料定数

弾性域の大きさの減少に関する材料定数を求めるために、図-2.3.8に示すような小さいひずみ

のステップで除荷と載荷を繰り返す実験を行った。計測にはひずみゲージの値を使用した。弾性域の大きさを決定するにあたり、除荷開始点から 0.03%オフセット法によって各除荷ループの弾性域の大きさ κ を求めた。こうして求めた弾性域の大きさ κ を初期の弾性域の大きさ $\kappa_0(2\sigma_y)$ で割って無次元化し、それぞれの κ に対応する単調載荷曲線上の塑性ひずみ ε_{mon}^P との関係を図-2.3.9 に示す。材料定数 c は ε_{mon}^P が 0.5%以降の κ/κ_0 を平均して求めた。材料定数 c の値を表-2.3.2 に示す。

③ 非線形遷移領域に関する材料定数

非線形遷移領域に関する材料定数を求めるため、図-2.3.10 に示すような原点を中心に与える、正負のひずみを漸増する両振り実験を行った。

まず、式(2.3.6)の d, e から求めた。両振り実験結果から、それぞれの除荷・載荷のループについて非線形遷移領域を取り出し、単調載荷曲線上の塑性ひずみ ε_{mon}^P と遷移領域の塑性ひずみの大きさ $\Delta\varepsilon^P$ を求めて、その関係を図-2.3.11 に示す。 ε_{mon}^P と $\Delta\varepsilon^P$ の実験データを式(2.3.6)に代入して、回帰計算をすることによって材料定数 d, e を決定した。

つぎに非線形遷移領域の曲率に関するパラメータ m を表現する材料定数 f, g を求めた。表-2.3.1 に示す繰返し試験片の材料定数 $a, b, \varepsilon_{st}^P, E_{st}^P$ を代入した式(2.3.2)に、それぞれの非線形遷移領域に対応する ε_{mon}^{P*} を代入して E_0^P を求めた。弾性域の減少を調べる実験より求めた材料定数 c を式(2.3.3)に代入して弾性域の大きさ κ を求めた。これにより非線形遷移領域の応力の幅 $\Delta\sigma$ が求まる。こうして求めた $E_0^P, \Delta\sigma$ と $\Delta\varepsilon^P$ を式(2.3.5)に代入し回帰計算することにより m が求まる。このようにしてそれぞれの非線形遷移領域で求めた m と、ひずみ硬化開始点を原点とした塑性ひずみ ε_{mon}^{P*} の関係を図-2.3.12 に示す。 m と ε_{mon}^{P*} を式(2.3.8)に代入して回帰計算することにより材料定数 f, g を決定した。材料定数 d, e, f, g を表-2.3.3 に示す。

④ ランダム載荷実験との比較

以上の実験結果から得られた材料定数を用いて鋼材の一般的な塑性履歴特性を再現できることを確認するため、載荷パターンを変化させたランダム載荷実験を行い数値シミュレーションと比較した。ランダム載荷実験では、降伏棚での除荷、非線形遷移領域での除荷・再載荷など起こりうる状況を再現した。図-2.3.13 に実験値と構成式による計算値の比較を示す。ランダム載荷での塑性履歴挙動を数値シミュレーションにより良好に再現できており、今回決定した材料定数を用いて鋼材の一般的な塑性履歴特性を再現できることを確認した。

(2) 解析手法の妥当性の確認

解析手法の妥当性を確認するため 2.2 で実施した正負交番載荷実験に対する再現解析を行った。解析モデルおよび解析条件を以下に示す。

a) 解析モデル

再現解析に用いる解析モデルを図-2.3.14 に示す。部材は全てシェル要素とし、境界条件は実験を再現できるように、柱下端を固定、はり側を自由とした。

b) 解析条件

① 材料定数

解析に用いた構成則の材料定数を表-2.3.4 に示す。各定数は載荷実験に用いた SM570 の引張試験結果および繰返し材料試験結果により決定した。

② 初期不整

残留応力は、載荷実験の試験体に対して計測した結果と文献 2.29), 2.30) を参考に図-2.3.15 に示す要領で設定した。初期たわみは、供試体の初期たわみの測定結果をもとに、式(2.3.10)に示す全体系初期たわみ W_G と局所系初期たわみ W_L を重ね合わせた図-2.3.16 に示す正弦波で導入した。なお、たわみ量は試験体の実測値に基づきはり下フランジで最大 3.5mm、柱内フランジに最大 1mm を与えた。

$$\left. \begin{aligned} W_G(x, y) &= W_1 \cdot \sin \frac{\pi x}{a} \cdot \sin \frac{\pi y}{b} \\ W_L(x, y) &= W_2 \cdot \sin \frac{\pi x}{a} \cdot \sin \frac{n\pi y}{b} \end{aligned} \right\} \quad (2.3.10)$$

ここに、 a : ダイアフラム間隔

b : 補剛板幅

n : 補剛板分割数

W_1 : 全体系最大縦距

W_2 : 局所系最大縦距

③ 荷重条件

載荷方法は実験と同様、図-2.3.14 に示すようにモデルのはり端部に鉛直から 35 度傾けた方向に載荷した。荷重ははりが鉛直下方に変形する向きを正として、図-2.3.17 に示す両振り漸増載荷のパターンで強制変位を与えた。なお、基準とする δ_y は載荷実験におけるはり下フランジまたは柱内側フランジの降伏時の変位とした。

c) 解析結果

図-2.3.18 に正負交番載荷実験の結果と再現解析の結果との比較を示す。縦軸にはジャッキによる載荷荷重を、横軸にはジャッキの変位を示す。図-2.3.18 より、最大荷重まで解析値は実験値とほぼ一致している。なお、負側ループの高次サイクルにおいて解析値と実験値に差が見られるが、これは実験の $-3\delta_y$ において柱とはりの交差部の十字溶接部に割れが生じており、この割れによる荷重低下が原因と考えられる。図-2.3.19(a), (b)には最大荷重時における試験体および解析モデルの変形性状を示す。実験および解析とも、はり下フランジの座屈により荷重の低下が生じた。これらの結果により解析手法の妥当性が確認できた。

2.3.2 解析概要

(1) 解析モデル

図-2.2.2に示した鋼製ラーメン橋脚の実績に基づき、解析の対象とするはり、柱の断面寸法は実績値の平均程度である2400mmを基本とした。図-2.3.20にはりおよび柱の標準断面を示す。なお、縦リブは実構造物と同様にフランジ交差部手前で止め、柱フランジやダイヤフラムとは接合していない。

解析に用いたモデルは、解析プログラムが扱える部材要素の都合からラーメン構造のうち隅角部を取り出した部分モデルとした。また、解析時間の短縮を目的として鉛直面に対する構造の対称性を考慮し、別途フルモデルとの比較によって精度を確認した 1/2 モデルを用い、部材は全てシェル要素、境界条件は柱下端を固定、はり側を自由とした。はりと柱との交差部には文献 2.14) に準じて形状を設定したフィレットを設置することで実構造物の構造詳細を反映した。解析モデルを図-2.3.21 に示す。

(2) 解析条件

a) 解析パラメータ

解析で対象としたパラメータは、図-2.3.22 に示すウェブパネルの辺長比 ($\alpha=d_b/d_c$, d_b : はりウェブ高さ, d_c : 柱ウェブ幅), 柱部の辺長比としてフランジ幅とウェブ幅の比 ($\beta=b/b_c$, b : 柱フランジ幅), はり・柱フランジの幅厚比パラメータ (R_R, R_F) およびウェブパネルの幅厚比パラメータ (R_w) である。解析モデルの諸元を表-2.3.5 に示す。諸元は鋼製ラーメン橋脚の実績に基づき設定したもので、 α, β を 1.0 と 2.0, R_R, R_F を 0.3 と 0.5 としてそれぞれ変化させることで組み合わせた 12 モデルを設定した。

b) 材料定数

解析に用いた構成則の材料定数を表-2.3.6 に示す。材料定数は、SM570 に対する引張試験および繰り返し材料試験の結果^{2,31)}から決定しているが、降伏応力度は道示 II^{2.15)}に規定されている基準降伏点 $\sigma_y=450\text{MPa}$ として設定した。

c) 初期不整

残留応力は再現解析と同様、図-2.3.15 の方法で考慮した。初期たわみについては、式(2.3.10)と図-2.3.16における全体系最大縦距 W_1 を道示 II^{2.15)}が定める圧縮材の曲がりについて規定した許容製作誤差 $a/1000$, 同様に局所系最大縦距 W_2 を板の平面度についての許容製作誤差 $(b/n)/150$ に基づき設定した。

d) 荷重条件

載荷方法は再現解析と同様、モデルのはり端部に鉛直から 35 度傾けた方向に、図-2.3.17 に示す漸増載荷のパターンで強制変位を与えた。なお、荷重の折り返し変位である δ_y は解析モデルに対して別途プッシュオーバー解析を行って求めた。

e) 着目項目

着目項目は隅角部を構成する部材および要素の損傷過程並びに最大荷重直後の座屈形式、および耐力と変形能に着目した。

2.3.3 解析結果および考察

(1) 損傷過程および座屈形式

荷重と隅角変位の関係を図-2.3.23 および図-2.3.24 に示す。ここで、隅角変位とは図-2.3.21 に示した隅角部近傍のはりと柱の対角変位のことである。解析結果には履歴ループから得られた包絡線を用いて最大荷重までを示している。また、同図には荷重載荷時の隅角部の部材と要素に確認された状態を併記している。ここでは、最大荷重に至るまでの損傷過程と最大荷重時の座屈形式について考察する。

全てのモデルは正負交番載荷実験と同様、荷重が増加してウェブパネルの変形が増すにつれ、まずフィレットに面外変形が生じ、次にウェブパネルが初期降伏するのとほぼ同時に隅角部が非線形化した。その後、最大荷重を迎えるが、最大荷重時の座屈形式は、はり下フランジの局部座屈が卓越するタイプ(図-2.3.25(a))、柱内側フランジの局部座屈が卓越するタイプ(図-2.3.25(b)) およびウェブパネルがせん断座屈するタイプ(図-2.3.25(c))の3種類であった。

はり下フランジの局部座屈が卓越するタイプは、実構造物に最も多いウェブパネルを正方形(辺長比 $\alpha=1.0$)としたmodel-1~4であった。柱内側フランジの局部座屈が卓越するタイプは、はりのウェブ高が大きく、ウェブパネルを長方形($\alpha=2.0$)としたmodel-5~8である。この2タイプについては正負交番載荷実験と同様の結果である。また、ウェブパネルのせん断座屈が卓越するタイプは、柱のウェブ幅をフランジ幅の1/2とし、柱部の辺長比を $\beta=2.0$ としたmodel-9~12であった。これは、正負交番載荷実験では設定しなかったパラメータであるが、フランジの断面積がウェブパネルに比べて大きいことから、フランジよりもウェブパネルの座屈が先行したものと考えられる。

(2) 解析パラメータによる影響

図-2.3.23 および図-2.3.24 に示した荷重と隅角変位の関係に対して、着目する解析パラメータ毎に結果を整理した結果を図-2.3.26~図-2.3.35 に示す。図において、解析パラメータ毎の荷重と隅角変位の関係を示す図-2.3.26, 図-2.3.28, 図-2.3.30, 図-2.3.32 および図-2.3.34 の縦軸は荷重 P を隅角部の降伏荷重 P_y で無次元化した耐力 P/P_y を示し、横軸には隅角変位 δ を降伏変位 δ_y で無次元化した変形能 δ/δ_y を示している。また、パラメータの影響が把握できるように荷重と隅角変位の関係から得られた最大荷重 P_{max} と最大荷重時の隅角変位 δ_m をそれぞれ P_y, δ_y で無次元化した耐力 P_{max}/P_y または変形能 δ_m/δ_y と各パラメータの関係について比較した結果も併せて示している(図-2.3.27, 図-2.3.29, 図-2.3.31, 図-2.3.33, 図-2.3.35)。ここで、 P_y, δ_y は隅角部の剛性が線形から非線形に移行するときの荷重と変位のことである。また、図中に正負交番載荷実験の結果も併記しているが、解析結果は実験結果と同様の傾向を示しており、解析精度が確保できていることがわかる。以下では、各解析パラメータが隅角部の耐力および変形能に与える影響について考察する。

a) ウェブパネルの辺長比 (α)

ウェブパネルの辺長比 α に着目し、 $\beta=1.0$ の場合の 8 モデルについて比較した結果を図-2.3.26 および図-2.3.27 に示す。図より、耐力については大きな差異は見られないが、変形能については α の増加に伴って低下することがわかる。これは、 $\alpha=2.0$ のモデルでは柱の内側フランジがウェブパネルよりも先行して座屈し、この場合はウェブパネルの変形性能が十分に生かされない座屈形式となるためである。これに対して、 $\alpha=1.0$ 、つまりウェブパネルが正方形の場合は、ウェブパネルの変形性能が十分に活かされた後、フランジが座屈する形式となる。

b) 柱部フランジ幅とウェブ幅の比 (β)

柱部フランジ幅とウェブ幅の比 β に着目し、 $\alpha=1.0$ の場合の 8 モデルについて比較した結果を図-2.3.28 および図-2.3.29 に示す。図より、 β の増加に伴って耐力および変形能ともに上昇する傾向が見られる。この理由は、柱ウェブ幅に対して柱フランジ幅が大きい場合はフランジの耐荷力が大きく、ウェブパネルの塑性変形が十分進行した段階でウェブパネルが座屈し、最大荷重時まで安定した挙動を示すためと考えられる。

c) はり・柱フランジの幅厚比パラメータ (R_R, R_F)

はり・柱フランジの幅厚比パラメータに着目した結果を図-2.3.30～図-2.3.33 に示す。図より、耐力については R_R, R_F が大きくなるほど若干低下していく傾向が見られるものの顕著な差異は見られない。これは、全てのモデルの R_R, R_F を道示 $V^{2.16}$ に基づき弾性座屈しない範囲 (0.5 以下) で設定しているためと考えられる。一方、変形能については R_R, R_F が大きくなるほど低下が大きくなる。特に R_F の影響が顕著である。これらの結果から、変形能はフランジの縦補剛材の剛性に大きく影響されることが明らかとなった。

d) ウェブパネルの幅厚比パラメータ (R_w)

ウェブパネルの幅厚比パラメータに着目した結果を図-2.3.34 および図-2.3.35 に示す。図より、耐力にはあまり差異が見られないが、変形能は R_w が大きくなると低下しているのがわかる。

e) ウェブとフランジの断面積比 (S)

上述の a), b) では辺長比 α および β が隅角部の耐力と変形能に与える影響を明らかにした。しかし、 α および β は形状寸法に関するパラメータであり、隅角部を構成する部材の断面性能を表したものではない。そのため、 α, β に板厚を加えた断面性能の観点から結果を再整理した。再整理の方法は文献 2.4) および文献 2.5) に示されるウェブとフランジの断面積比 S による評価手法を用いた。次式に、はりおよび柱のウェブとフランジとの断面積比 S_b, S_c および S の算出式を示す。

$$S_b = \frac{d_b \cdot t_w}{b \cdot t_f} \quad (2.3.11)$$

$$S_c = \frac{d_c \cdot t_w}{b \cdot t_f} \quad (2.3.12)$$

$$S = \text{Max}(S_b, S_c) \quad (2.3.13)$$

柱部フランジ幅とウェブ幅の比に着目し、全モデルについて比較した結果を図-2.3.36 および図-2.3.37 に示す。図より、耐力 P_{\max}/P_y に着目すると、 S の増加とともに耐力は低下するが、 $S=1.0$ を境に低下率が変化している。これは、 $S < 1.0$ 、つまりフランジ断面積がウェブ断面積よりも大きい場合のようにウェブの塑性変形が期待できる範囲においてはフランジの断面性能が耐力に与える影響が大きいことを示している。一方、変形能 δ_m/δ_y は、全ての範囲において S の増加に伴い変形能が著しく低下するのがわかる。従って、 S は耐力および変形能に影響を及ぼし、特に変形能に対しては隅角部の座屈形式にかかわらず大きく影響することが明らかとなった。

道路橋の実構造物におけるウェブパネルは正方形断面が多く、隅角部の板厚は通常、高速道路会社の設計基準^{2,14)}の規定「フランジの板厚 \geq ウェブパネルの板厚」に準拠し設計されている。本研究で行った実績調査の結果を図-2.3.38 および図-2.3.39 に示すが、この結果から見ても「フランジ板厚 \geq ウェブパネル板厚」、「フランジ断面積 \geq ウェブ断面積」の場合がほとんどである。つまり、実構造物においては断面積比 $S \leq 1.0$ の場合が多いことから、近年建設されている鋼製ラーメン橋脚の隅角部は塑性域におけるウェブパネルの変形が期待でき、また、最大荷重後も脆性的な破壊形態はとらないものと考えられる。

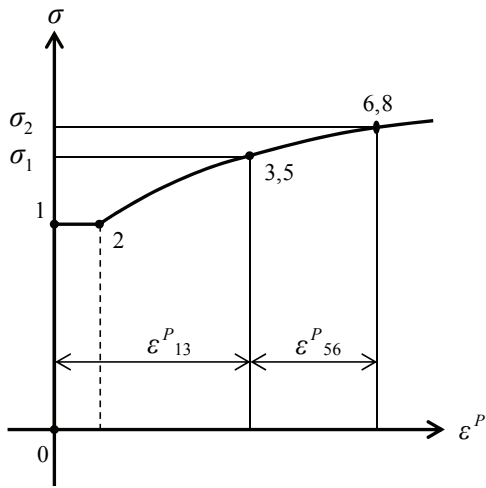


図-2.3.1 単調荷重曲線

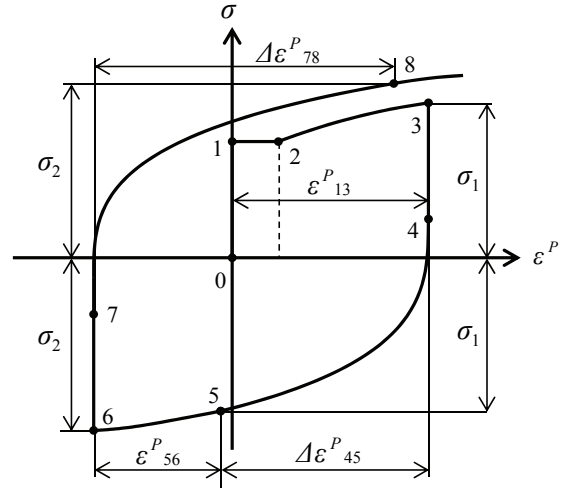


図-2.3.2 繰返し荷重経路

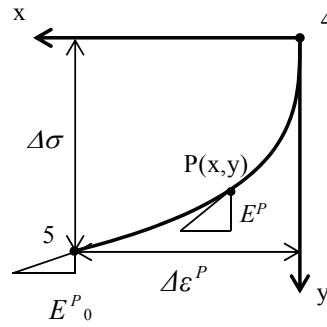


図-2.3.3 非線形遷移領域

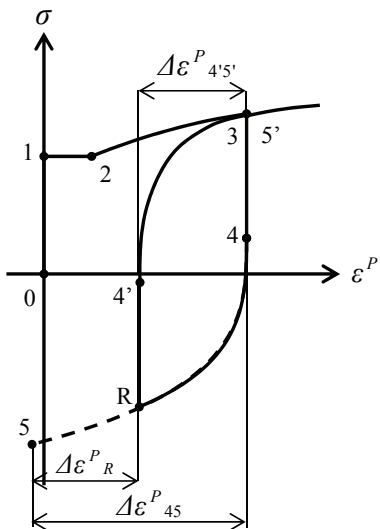


図-2.3.4 非線形遷移領域での反転

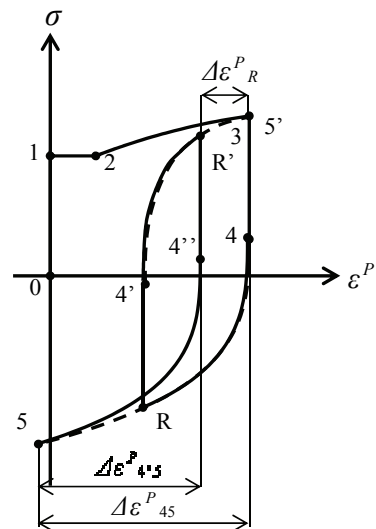


図-2.3.5 非線形遷移領域での再反転



写真-2.3.1 繰返し試験片 (SM570)

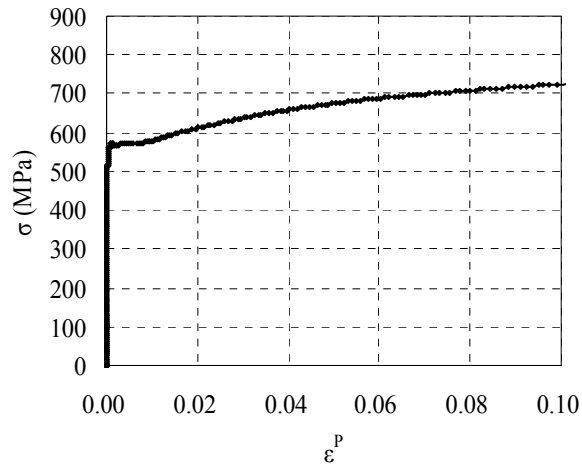


図-2.3.6 平板試験片引張試験の応力-ひずみ関係

表-2.3.1 単調荷重曲線の材料定数

	σ_y MPa	ϵ_{st}^P	E_{st}^P MPa	a	b
SM570	575.9	0.0117	3974	0.1331	47.47

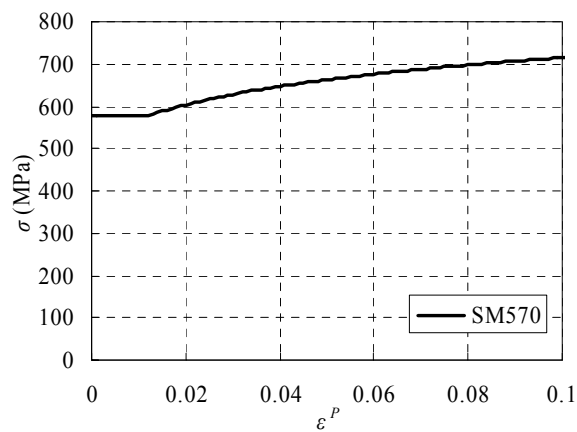


図-2.3.7 単調荷重曲線

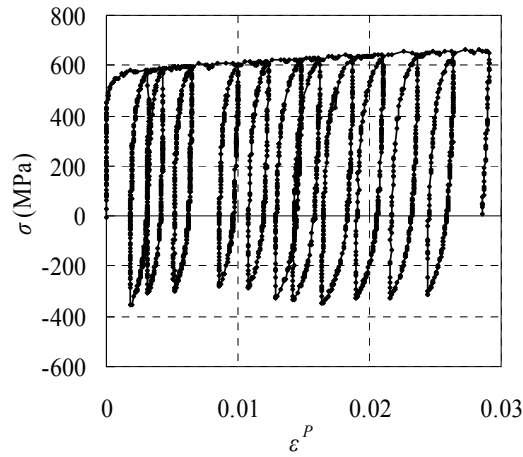


図-2.3.8 弾性域の大きさの減少に関する実験結果

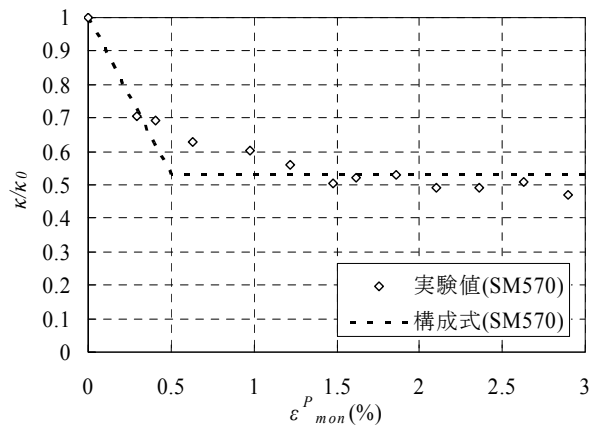


図-2.3.9 ε_{mon}^P と κ/κ_0 の関係

表-2.3.2 材料定数 c

	c
SM570	0.530

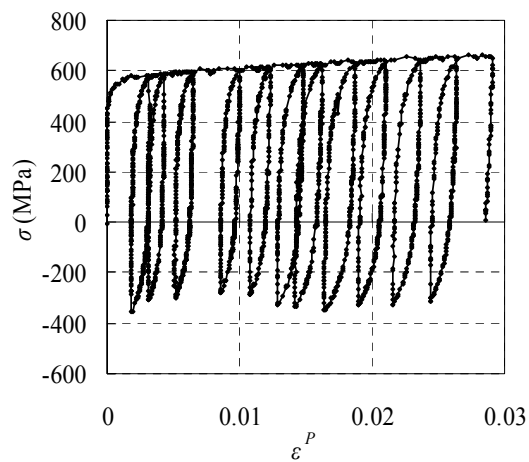


図-2.3.10 両振り実験

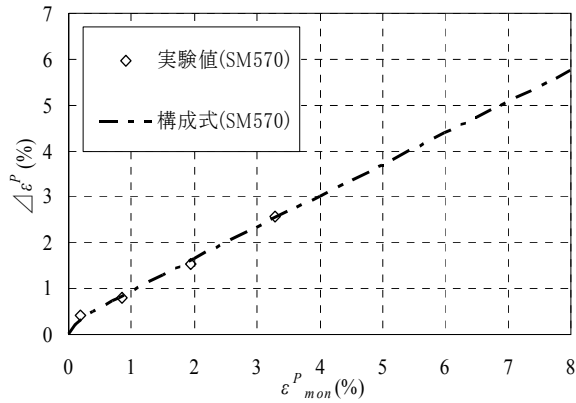


図-2.3.11 ε_{mon}^P と $\Delta\varepsilon^P$ の関係

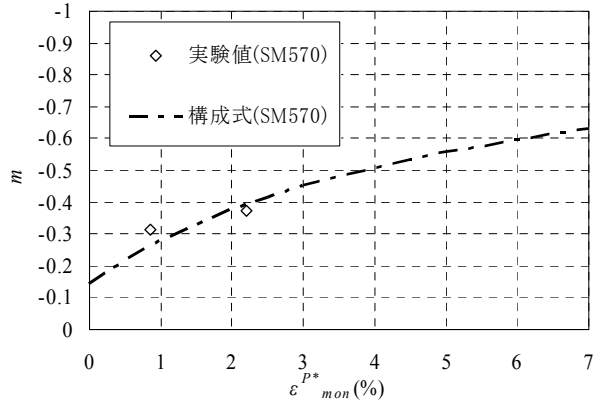


図-2.3.12 ε_{mon}^{P*} と m の関係

表-2.3.3 材料定数 d, e, f, g

	d	e	f	g
SM570	0.48	0.33	4.57	-1.78

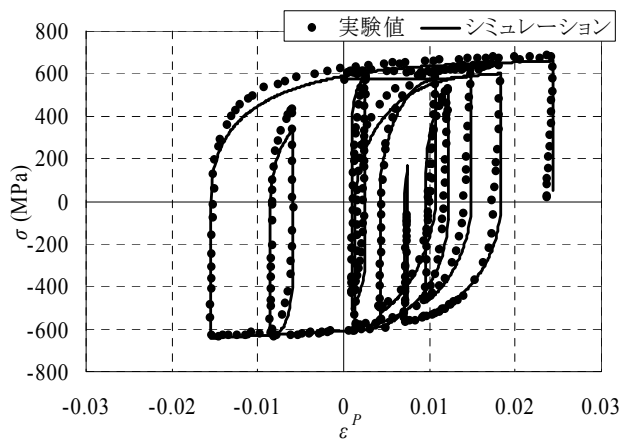


図-2.3.13 ランダム荷重試験と数値シミュレーションの比較

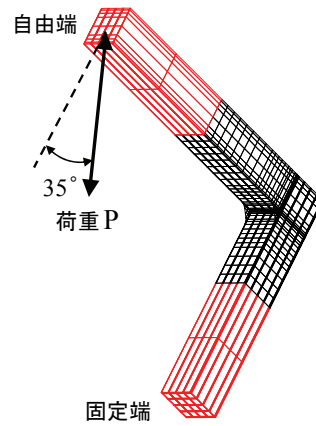


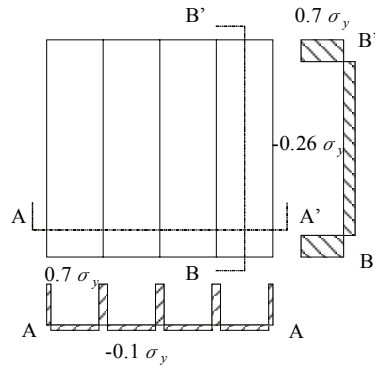
図-2.3.14 解析モデル

表-2.3.4 構成式に含まれる材料定数

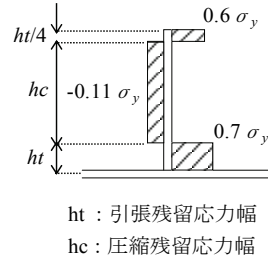
	σ_y MPa	ε_{st}^P	E_{st}^P MPa	a	b
SM570	575.9	0.0117	3974	0.1331	47.47

	c
SM570	0.530

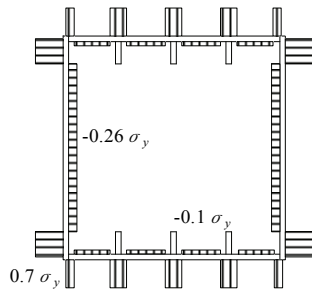
	d	e	f	g
SM570	0.48	0.33	4.57	-1.78



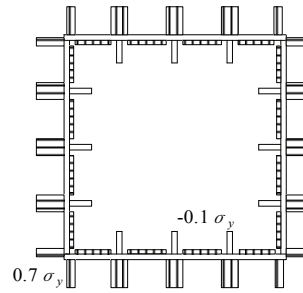
(a) 隅角補剛板パネル



(b) 縦補剛材



(c) はり断面



(d) 柱断面

図-2.3.15 解析に導入した残留応力分布

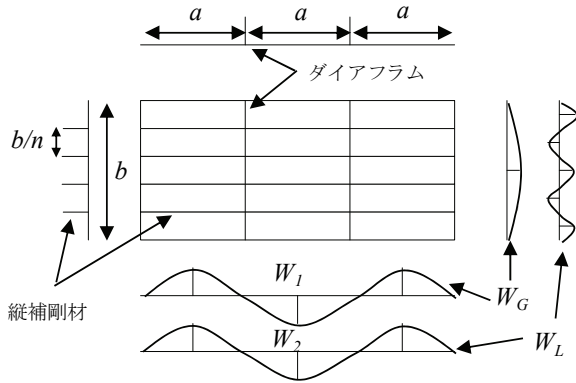


図-2.3.16 解析に導入した初期たわみ

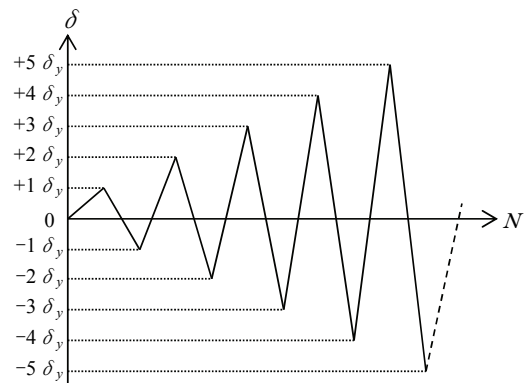


図-2.3.17 荷重載荷パターン

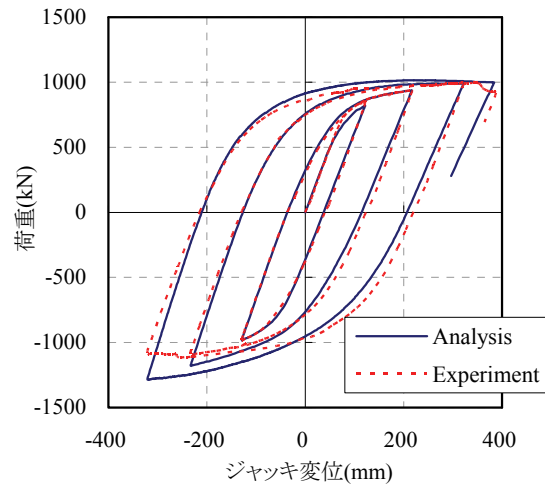
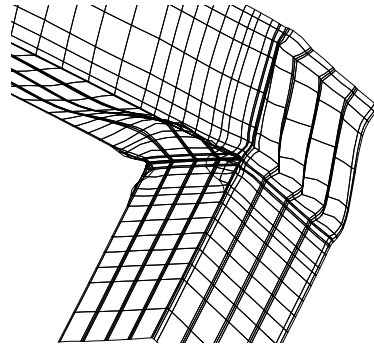


図-2.3.18 実験結果と解析結果の比較



(a) 試験体



(b) 解析モデル

図-2.3.19 変形性状（最大荷重時）の比較

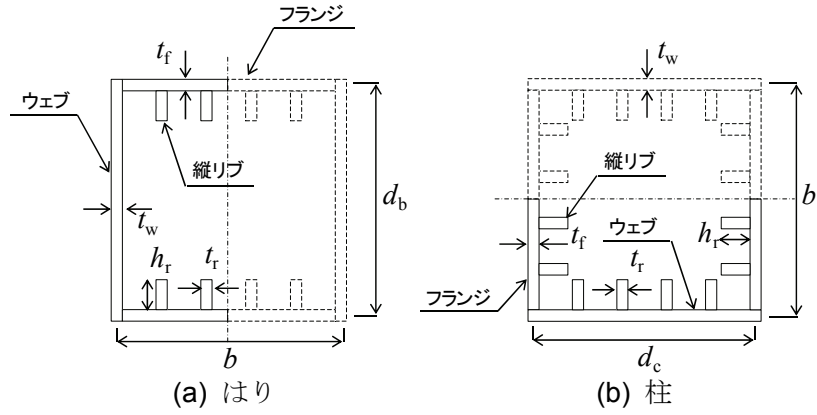


図-2.3.20 対象とするラーメン橋脚の標準断面

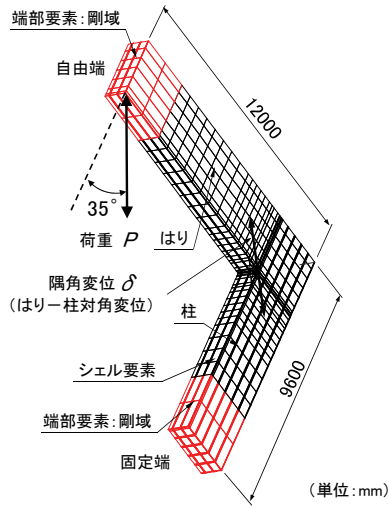


図-2.3.21 解析モデル

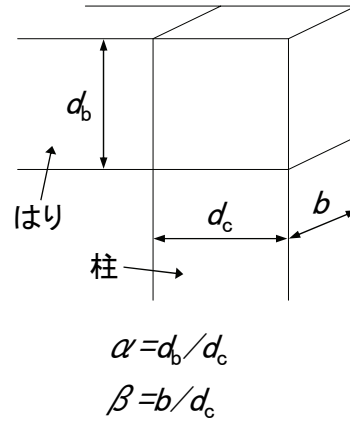


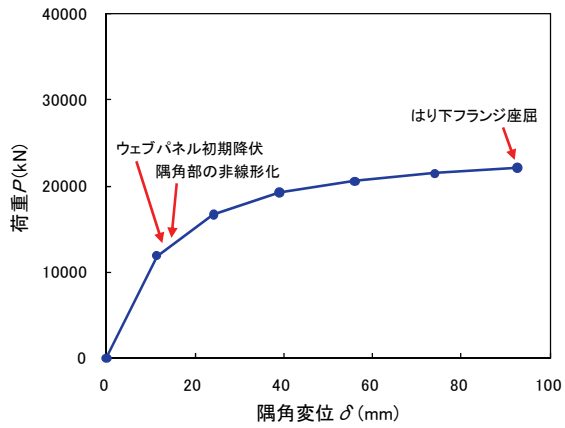
図-2.3.22 隅角部寸法の定義

表-2.3.5 解析モデル諸元

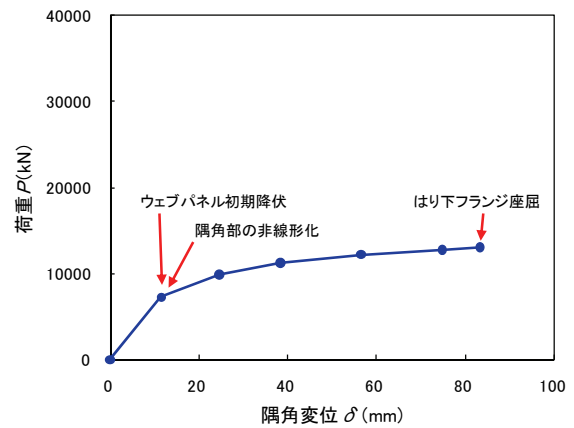
model	b	d_b	d_c	α	β	R_R	R_F	R_w	t_f (mm)	t_w (mm)	h_r (mm)	t_r (mm)
1	2400	2400	2400	1.0	1.0	0.300	0.300	0.195	39.17	39.17	321.94	37.96
2	2400	2400	2400	1.0	1.0	0.500	0.300	0.326	23.50	23.50	298.74	33.04
3	2400	2400	2400	1.0	1.0	0.300	0.500	0.312	39.17	39.17	250.35	28.52
4	2400	2400	2400	1.0	1.0	0.500	0.500	0.326	23.50	23.50	209.73	26.89
5	2400	4800	2400	2.0	1.0	0.300	0.300	0.197	39.17	39.17	321.94	37.96
6	2400	4800	2400	2.0	1.0	0.500	0.300	0.329	23.50	23.50	298.74	33.04
7	2400	4800	2400	2.0	1.0	0.300	0.500	0.197	39.17	39.17	247.41	29.92
8	2400	4800	2400	2.0	1.0	0.500	0.500	0.329	23.50	23.50	209.73	26.89
9	2400	1200	1200	1.0	2.0	0.300	0.300	0.156	39.17	24.48	227.32	27.15
10	2400	1200	1200	1.0	2.0	0.500	0.300	0.260	23.50	14.69	189.61	23.80
11	2400	1200	1200	1.0	2.0	0.300	0.500	0.195	39.17	19.59	171.29	20.14
12	2400	1200	1200	1.0	2.0	0.500	0.500	0.260	23.50	14.69	139.49	18.20

表-2.3.6 構成式に含まれる材料定数

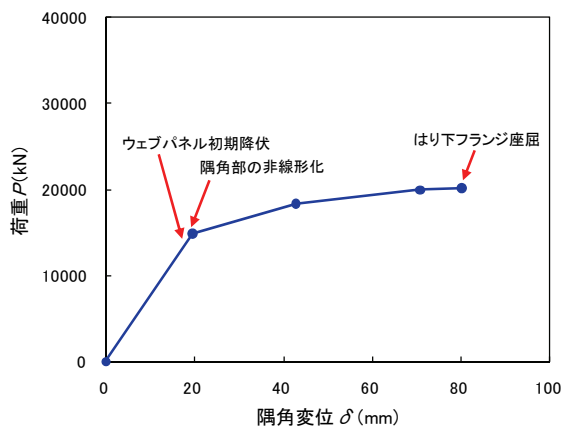
σ_y MPa	ϵ_{st}^p	E_{st}^p MPa	a	b	c	d	e	f	g
450	0.0000	12445	0.36	132.73	0.66	0.85	0.52	2.47	-4.64



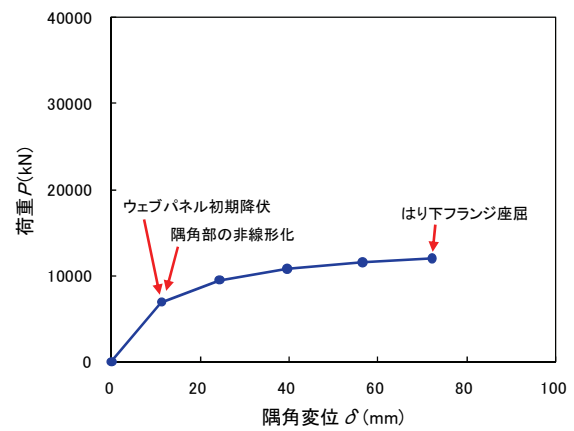
(a) model-1 ($\alpha=1.0, \beta=1.0, R_R=0.3, R_F=0.3$)



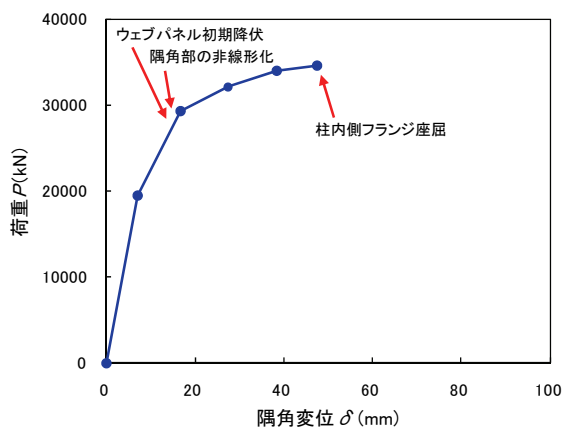
(b) model-2 ($\alpha=1.0, \beta=1.0, R_R=0.5, R_F=0.3$)



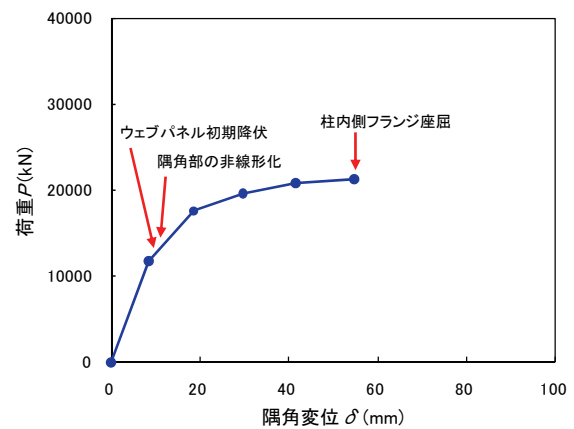
(c) model-3 ($\alpha=1.0, \beta=1.0, R_R=0.3, R_F=0.5$)



(d) model-4 ($\alpha=1.0, \beta=1.0, R_R=0.5, R_F=0.5$)

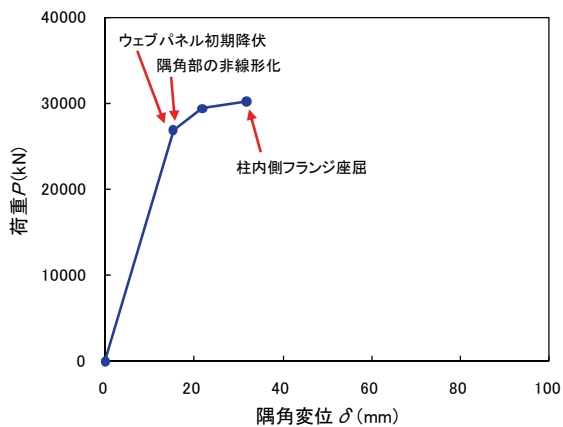


(e) model-5 ($\alpha=2.0, \beta=1.0, R_R=0.3, R_F=0.3$)

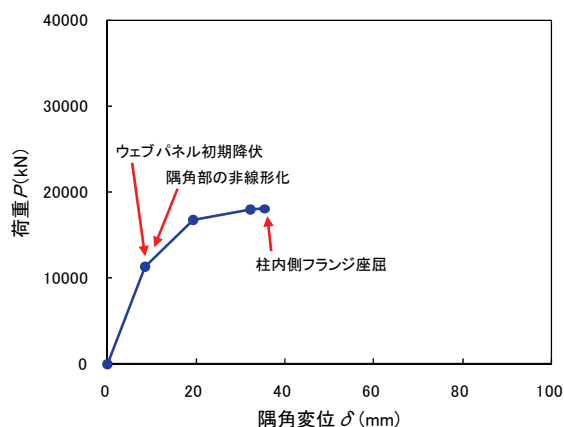


(f) model-6 ($\alpha=2.0, \beta=1.0, R_R=0.5, R_F=0.3$)

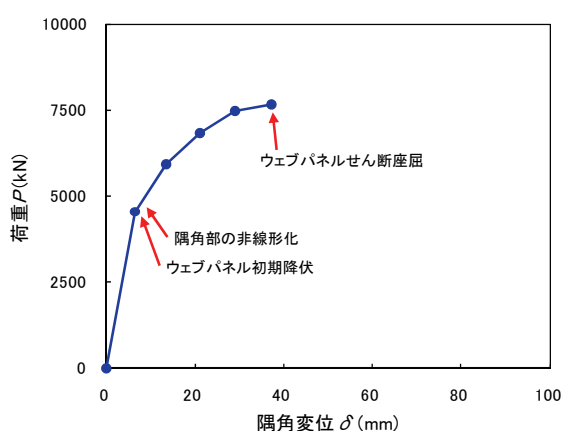
図-2.3.23 荷重と隅角変位の関係 (その1)



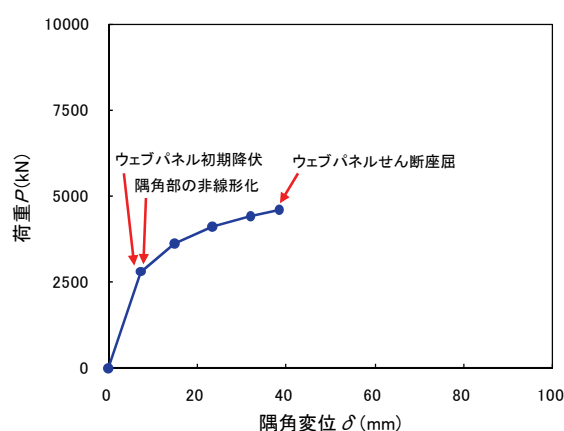
(a) model-7 ($\alpha=2.0, \beta=1.0, R_R=0.3, R_F=0.5$)



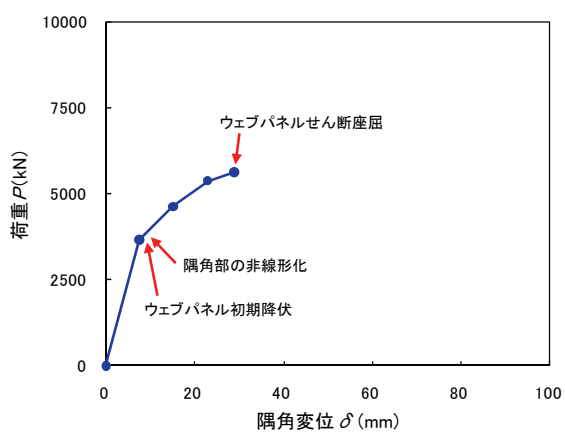
(b) model-8 ($\alpha=2.0, \beta=1.0, R_R=0.5, R_F=0.5$)



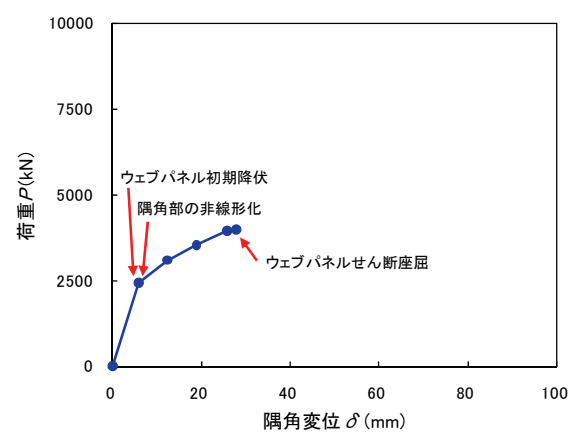
(c) model-9 ($\alpha=1.0, \beta=2.0, R_R=0.3, R_F=0.3$)



(d) model-10 ($\alpha=1.0, \beta=2.0, R_R=0.5, R_F=0.3$)



(e) model-11 ($\alpha=1.0, \beta=2.0, R_R=0.3, R_F=0.5$)



(f) model-12 ($\alpha=1.0, \beta=2.0, R_R=0.5, R_F=0.5$)

図-2.3.24 荷重と隅角変位の関係 (その2)

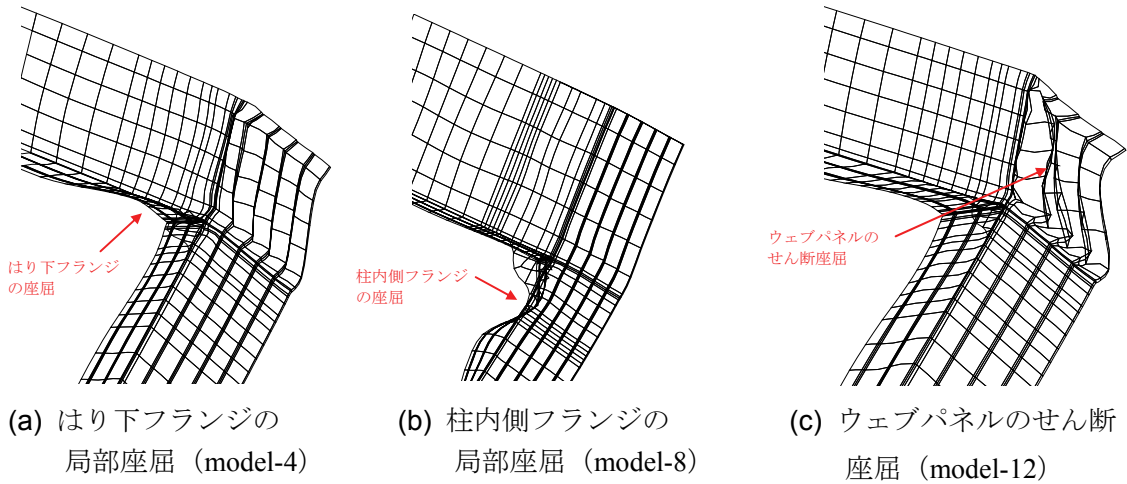


図-2.3.25 最大荷重時の変形状態の例

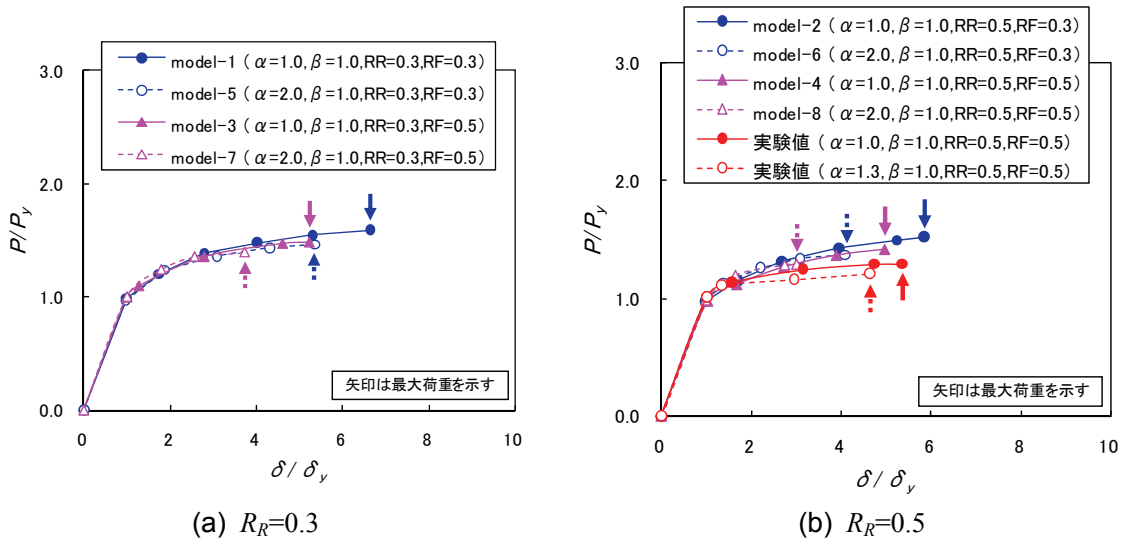


図-2.3.26 ウェブパネル辺長比 α の影響

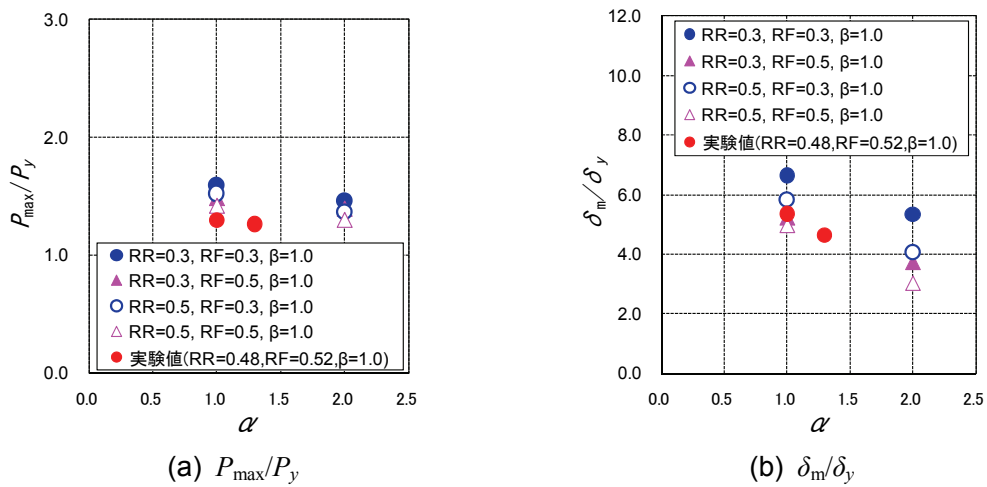
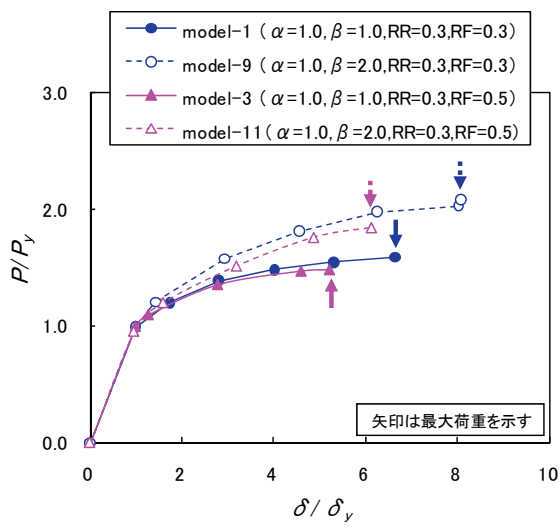
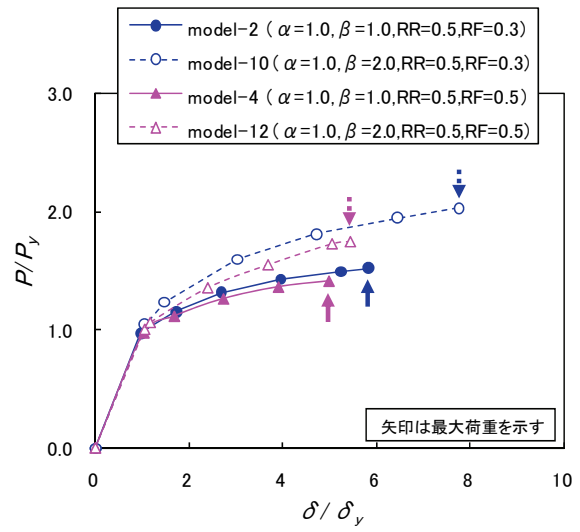


図-2.3.27 ウェブパネル辺長比 α の影響 (最大荷重時)

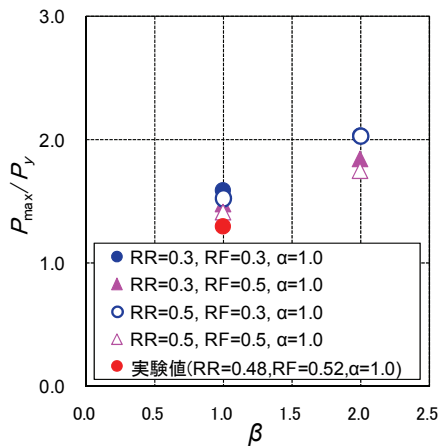


(a) $R_R=0.3$

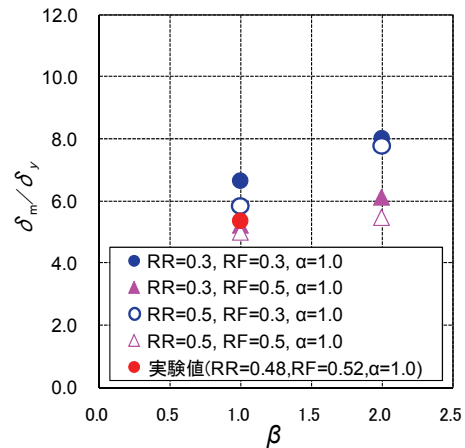


(b) $R_R=0.5$

図-2.3.28 柱部フランジ幅とウェブ幅の比 β の影響



(a) P_{\max}/P_y



(b) δ_m/δ_y

図-2.3.29 柱部フランジ幅とウェブ幅の比 β の影響 (最大荷重時)

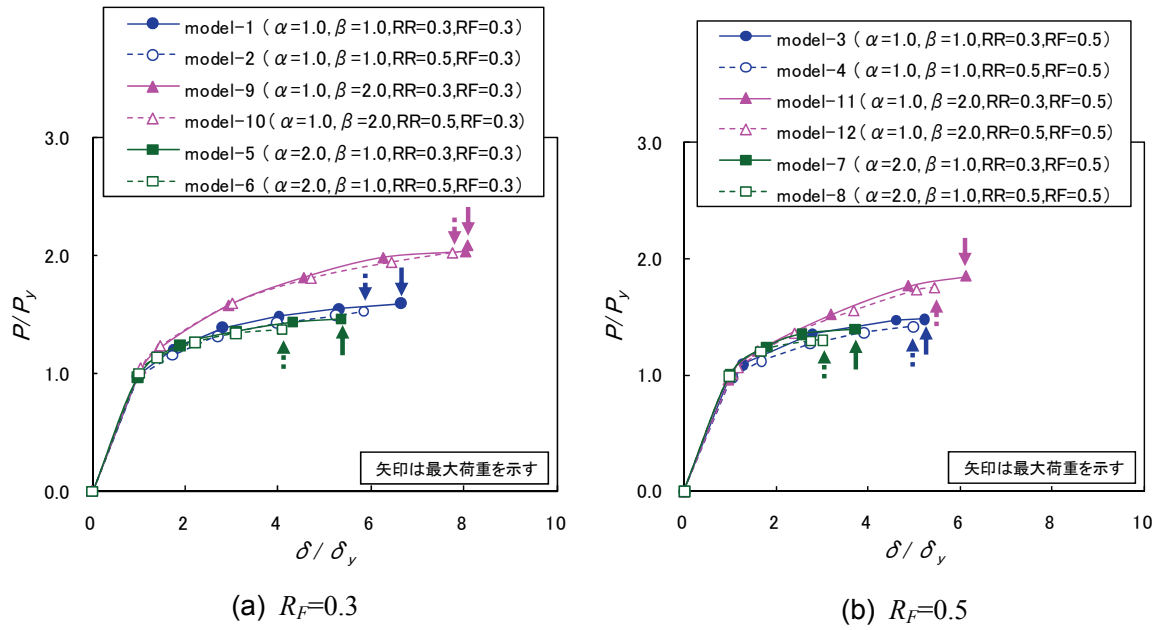


図-2.3.30 はり・柱フランジの幅厚比パラメータ R_R の影響

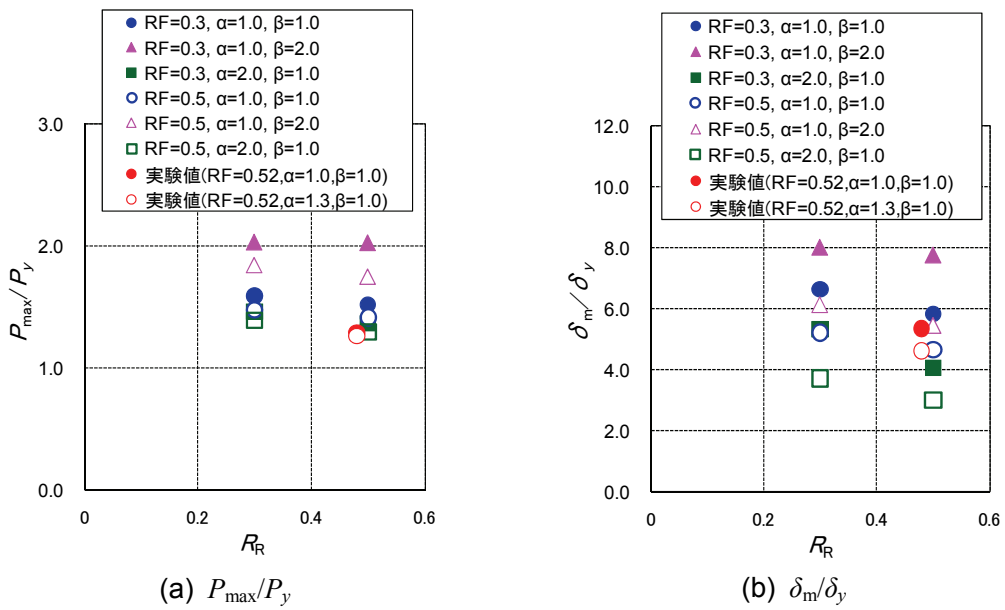


図-2.3.31 はり・柱フランジの幅厚比パラメータ R_R の影響 (最大荷重時)

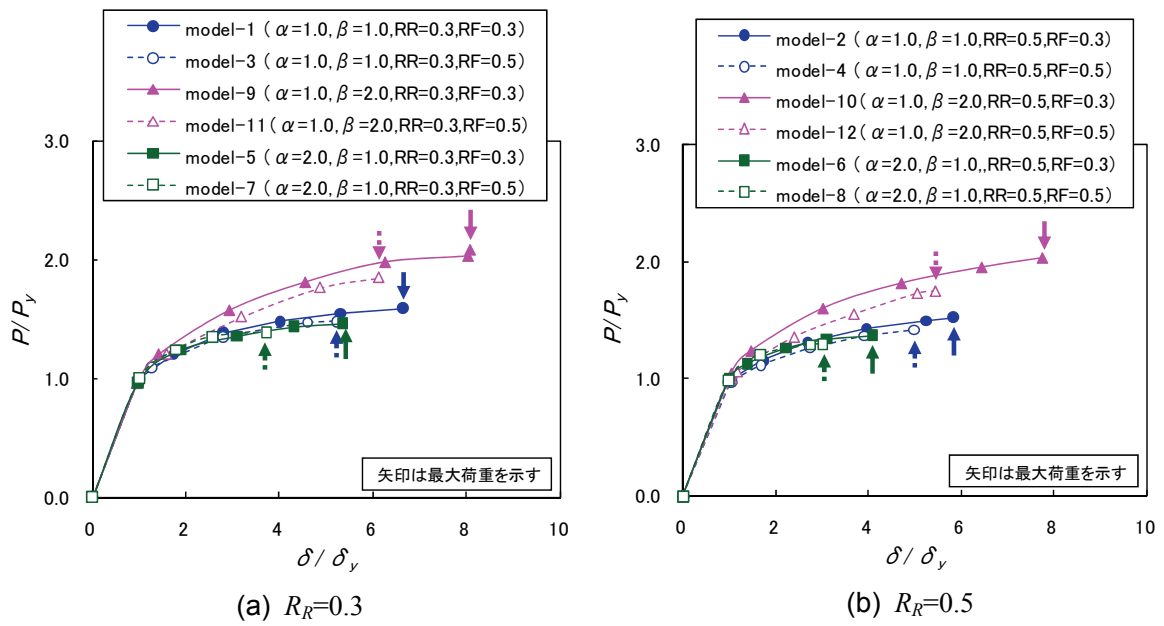


図-2.3.32 はり・柱フランジの幅厚比パラメータ R_F の影響

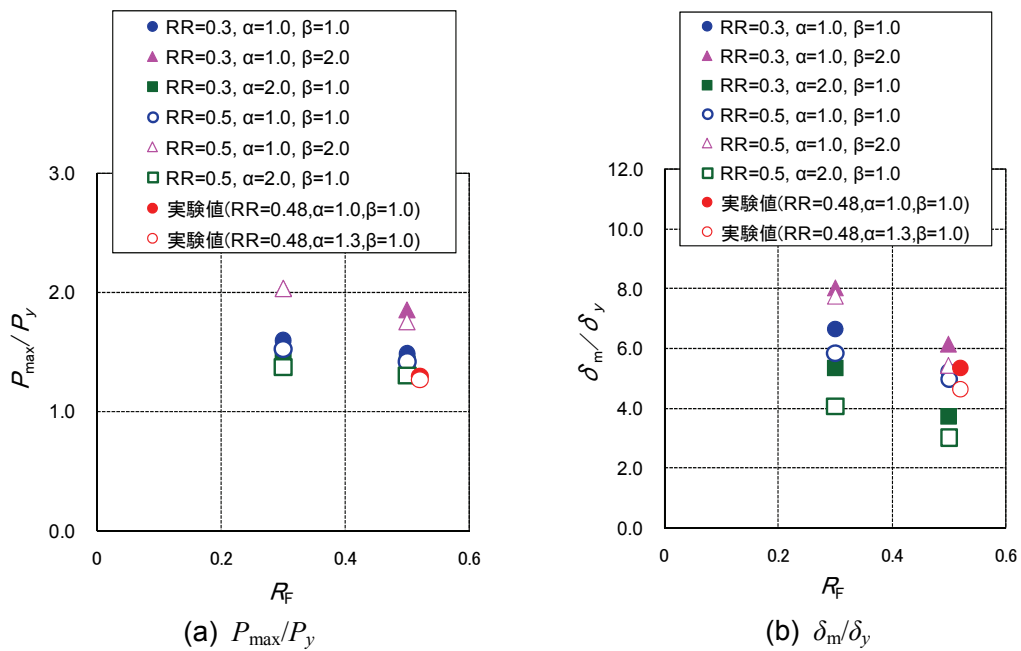


図-2.3.33 はり・柱フランジの幅厚比パラメータ R_F の影響 (最大荷重時)

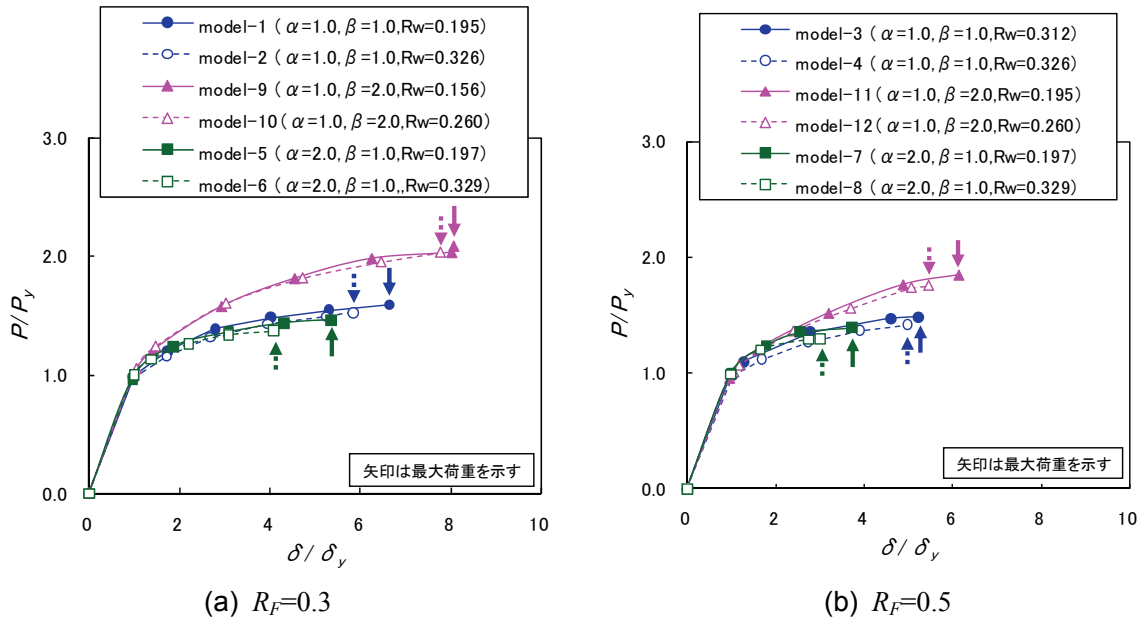


図-2.3.34 ウェブパネルの幅厚比パラメータ R_w の影響

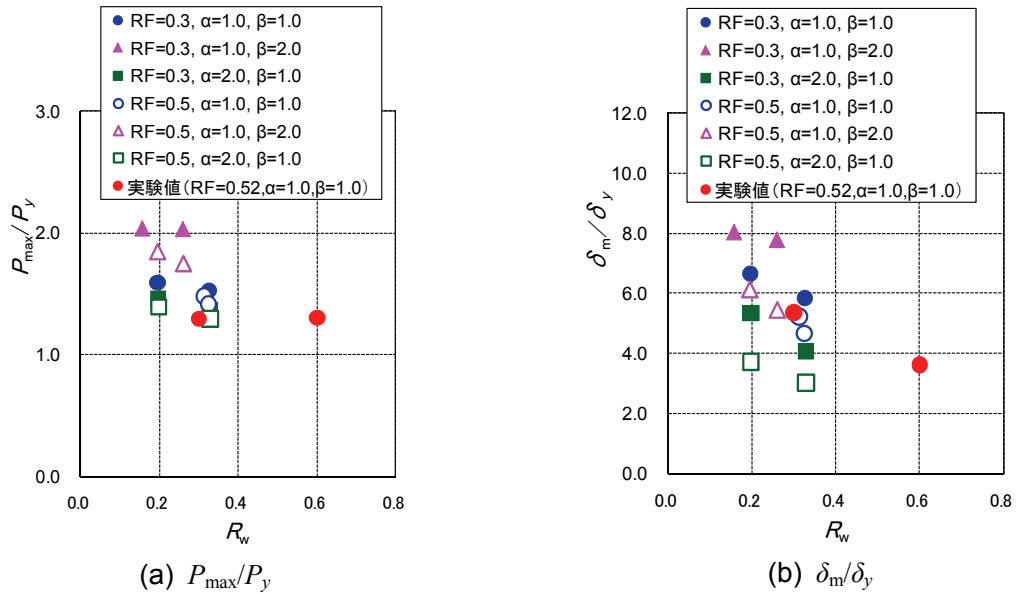
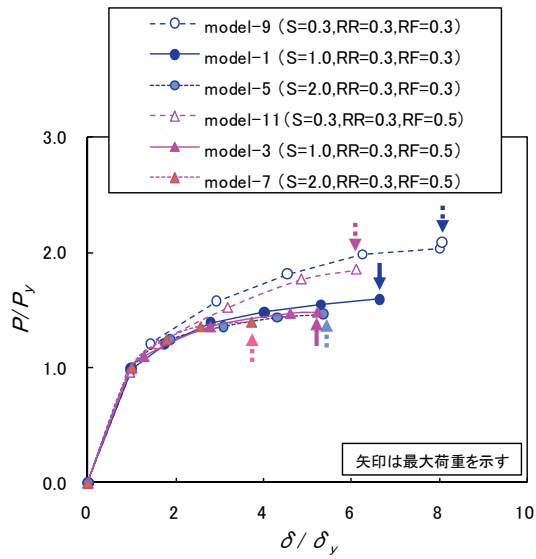
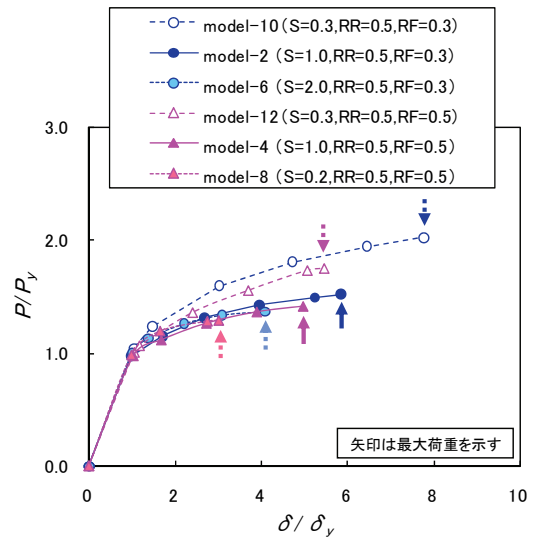


図-2.3.35 ウェブパネルの幅厚比パラメータ R_w の影響 (最大荷重時)

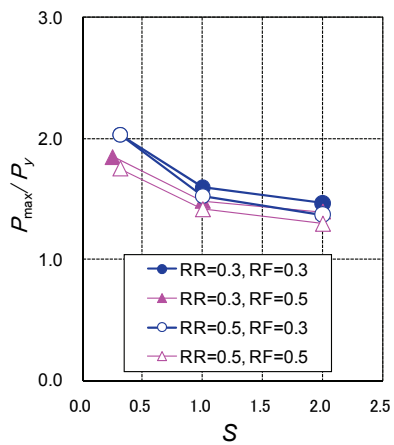


(a) $R_R=0.3$

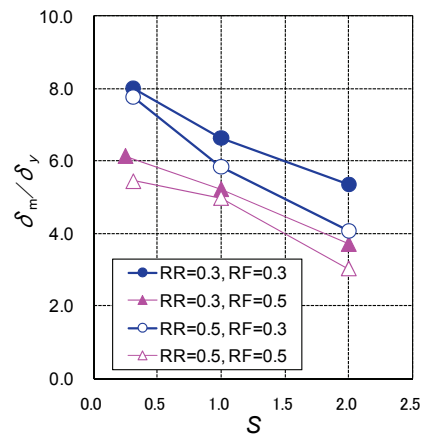


(b) $R_R=0.5$

図-2.3.36 ウェブとフランジの断面積比 S の影響



(a) P_{\max}/P_y



(b) δ_m/δ_y

図-2.3.37 ウェブとフランジの断面積比 S の影響 (最大荷重時)

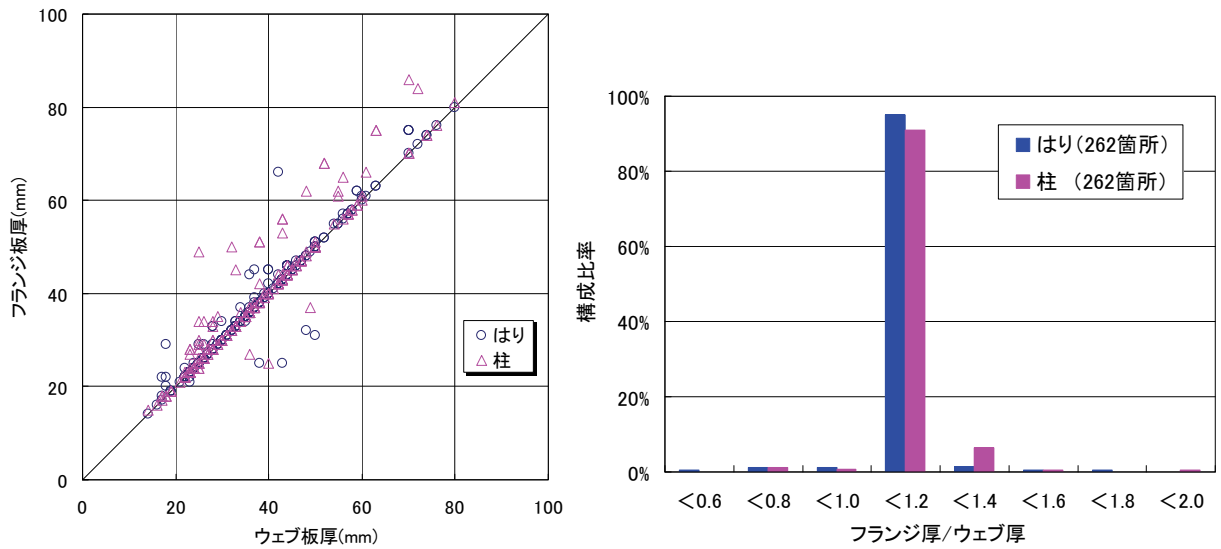


図-2.3.38 隅角部におけるフランジとウェブの板厚の比較

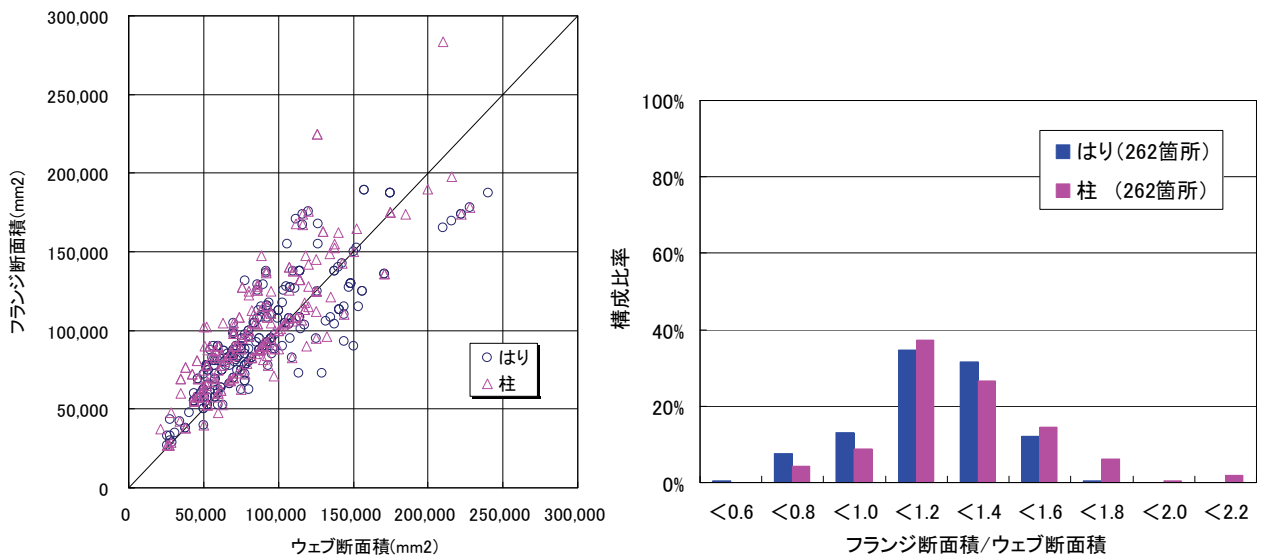


図-2.3.39 隅角部におけるフランジとウェブの断面積の比較

2.4 隅角部の弾塑性挙動に基づく限界状態の設定

2.4.1 設計荷重時の隅角部の状態

隅角部の限界状態を設定するには設計荷重時の隅角部の状態を明確にする必要がある。そのため、2.2および2.3で行った正負交番載荷実験並びに弾塑性有限変位解析から得られた荷重と隅角変位の関係において設計荷重時の隅角部の状態を調べる。ここで、設計荷重はフランジ交差部の断面に作用する平均直応力度が式(2.4.1)に示す応力状態になるときの荷重として算定する。また、実験および解析の結果から実構造物の標準的な構造諸元を有する隅角部はフランジの座屈で荷重が低下したことから、フランジが全断面降伏する荷重（以下、「フランジ降伏」という）を式(2.4.2)により算定し、設計荷重として併記している。

$$\text{常時およびレベル1} \quad \sigma = \sigma_a = \sigma_y / \gamma \quad (2.4.1)$$

$$\text{フランジ降伏} \quad \sigma = \sigma_y \quad (2.4.2)$$

ここに、

σ : フランジ交差部に作用する直応力度(MPa)

σ_a : 許容応力度(MPa)

σ_y : 鋼材の降伏点(MPa)

γ : 常時およびレベル1に対する安全率

常時 1.76 (SM570の場合)

1.69 (SM490の場合)

レベル1 (常時に対する安全率/レベル1の割増し係数)

1.17 (=1.76/1.5) (SM570の場合)

1.13 (=1.69/1.5) (SM490Yの場合)

以下に、正負交番載荷実験および弾塑性有限変位解析から得られた荷重と隅角変位の関係における設計荷重時の隅角部の状態について示す。

(1) 正負交番載荷実験における設計荷重時の隅角部の状態

2.2において6種類の試験体を対象として実施した正負交番載荷実験から得られた荷重と隅角変位の関係を図-2.4.1に示す。図中には実験で確認された隅角部の状態を示すとともに設計荷重を破線で併記している。

図より、隅角部は常時に対して線形挙動域にあることが確認できる。また、レベル1に対してはウェブパネルの初期降伏とほぼ同程度で、弾性挙動の限界付近にあることがわかる。一方、フランジ降伏に対してはウェブパネルが長方形断面で他の試験体より耐荷力の大きな試験体4を除き塑性挙動域にあり、その状態は最大荷重に近い。特に、道路橋の実構造物において実績の多いウェブパネルが正方形断面でフィレットを有し、材質がSM570の試験体1,3は隅角部の最大荷重にほぼ一致している。

(2) 弾塑性有限変位解析における設計荷重時の隅角部の状態

2.3で行った解析は隅角部を構成する部材や要素に関する諸元をパラメータとして、そのパラメータが隅角部の弾塑性挙動に与える影響を定性的に把握することが目的であった。このように、2.3の解析は各パラメータ間の相対的な比較を目的としたことから解析で用いた材料構成則は実鋼材を反映したものではなく、道示II^{2.15})に規定された基準降伏点により設定した材料構成則を用いていた。しかし、ここでは正負交番載荷実験と同様、設計荷重時の隅角部の状態を定性的かつ定量的に把握する必要がある。そのため、2.2の実験で用いたSM570に対する引張試験および繰り返し材料試験結果による構成則を用いて再度解析を実施した。再解析に用いた材料定数は表-2.3.4に示した値を用いた。

対象構造は2.3で対象としたmodel-1, 2, 4の3つのモデルとした。これらのモデルは実構造物において最も実績の多いウェブパネルが正方形断面でフィレットを有しており、幅厚比パラメータ R_R および R_F が0.5以下の諸元である。ただし、鋼材の降伏点を変更したことから関係する断面諸元については見直しを行った。新たに設定した解析モデルの諸元を表-2.4.1に示す。解析モデルおよび載荷方法は2.3で示した図-2.3.21、図-2.3.17と同様である。

再解析の結果から得られた荷重と隅角変位の関係を図-2.4.2に示す。図中に隅角部の状態を示すとともに破線で設計荷重を併記している。

図より、全てのモデルは正負交番載荷実験の結果と同様、隅角部は常時に対して線形挙動域にあり、レベル1に対してはウェブパネルの初期降伏とほぼ同程度で、弾性挙動の限界付近にあることがわかる。また、フランジ降伏に対しては最大荷重にほぼ一致している。

(3) 限界状態の設定において着目すべき隅角部の状態

上記(1)、(2)で示した結果より、隅角部の限界状態の設定において着目すべき隅角部の状態は、常時・レベル1に対しては隅角部の非線形化を支配するウェブパネルの初期降伏、レベル2に対してはフランジ降伏とほぼ同等となる最大荷重である。

次項では、本項で得られた結果を踏まえ隅角部の限界状態の設定を行う。また、設定した限界状態に対する照査法を提案するための課題を抽出し、その課題に対して検討を行う。

2.4.2 常時・レベル1に対する限界状態の設定

(1) 限界状態の設定と検討課題

鋼製ラーメン橋脚において隅角部の変形は、構造上横ばりや横ばりが支持する上部工の変形に対して大きな影響を及ぼす。そのため、常時に対する隅角部の部材と要素の状態は弾性挙動域内であればならない。一方、耐震設計の観点から考えると、道示V^{2.16})より橋全体はレベル1に対して耐震性能1を確保することが要求され、橋脚の限界状態は「力学的特性が弾性域を超えない限界の状態」と規定されていることから、鋼製ラーメン橋脚の一部である隅角部もこの限界状態に従うことになる。そのため、隅角部はレベル1に対しても常時と同様、構成する部材や要素の状態は弾性挙動域にとどめる必要がある。

前項までの隅角部の弾塑性挙動に関する検討において、隅角部の非線形挙動はウェブパネルの初期降伏を主因として生じることが明らかとなった。つまり、常時やレベル1に対して隅角部を

弾性挙動域に留めるにはウェブパネルを降伏させないようにすることが必要であり，その限界状態を照査するためにはウェブパネルの初期降伏を適切に評価することが重要となる．

従来から用いられている設計法^{2.24)}では，ウェブパネルは Beedle らの研究^{2.32)}に基づきせん断応力のみを受け持つとしており，また，せん断降伏を判定するための許容値は最大せん断応力説に従っている．しかし，現実にはウェブパネルにはせん断応力だけではなく直応力も作用する．また，鋼材の降伏は von Mises のせん断ひずみエネルギー一定説に従うことから，従来の降伏評価方法は評価精度に問題がある可能性が考えられる．

以下では，まず従来から用いられているウェブパネルの降伏評価方法とその問題点について示し，次にその問題点を検討することにより初等はり理論に基づいた簡便で精度の高い初期降伏評価方法を提案する．そして，提案した評価方法について2.2で実施した実験の結果と比較を行うことにより適用性を確認し，さらに従来から用いられている評価方法とも比較することによりその有用性を示す．

本研究は標準的なラーメン橋脚のL形の隅角部を対象としているが，提案する初期降伏評価方法は初等はり理論に基づいているためL形以外の隅角部形状にも適用可能である．そのため，図-2.4.3に示す2層ラーメン橋脚の中層部に見られるT形の隅角部への拡張も行う．なお，T形隅角部の塑性域での挙動特性は本研究の対象外であり，L形と異なる可能性がある．従って，T形に対する評価方法の拡張は常時・レベル1にとどまるものである．

(2) 従来のウェブパネルの初期降伏評価方法とその問題点

1) 従来の降伏評価方法

実務設計において，ウェブパネルは隅角部の形状にかかわらずBeedleら^{2.32)}や奥村・石沢の研究^{2.24)}に基づきせん断応力のみ受け持つものとして照査している．また，奥村・石沢の研究^{2.24)}によるウェブパネルの降伏の照査では，鋼材の降伏条件は最大せん断応力説に従うものとし，さらにウェブパネルのせん断応力分布を考慮した許容値 $\tau_y = 0.45\sigma_y$ (τ_y : 降伏せん断応力度， σ_y : 降伏応力度)を用いている．本照査式を式(2.4.3a)～式(2.4.3f)に示し，隅角部に作用する断面力および応力度の定義を図-2.4.4に示す．

$$\tau_{ob} = \frac{F_{ob}}{2d_c t} \quad (2.4.3a)$$

$$\tau_{ib} = \frac{F_{ib} - Q_c}{2d_c t} = \tau_{ob} \quad (2.4.3b)$$

$$\tau_{oc} = \frac{F_{oc}}{2d_b t} \quad (2.4.3c)$$

$$\tau_{ic} = \frac{F_{ic} - Q_b}{2d_b t} = \tau_{oc} \quad (2.4.3d)$$

$$\tau_{ob} = \tau_{ib} \leq \tau_y = 0.45\sigma_y \quad (2.4.3e)$$

$$\tau_{oc} = \tau_{ic} \leq \tau_y = 0.45\sigma_y \quad (2.4.3f)$$

ここに，

τ_{ob} , τ_{ib} , τ_{oc} , τ_{ic} : 隅角部のせん断応力度 (MPa)

- F_{ob}, F_{ib} : 柱に作用するはりフランジからのフランジ力 (N)
- F_{oc}, F_{ic} : はりに作用する柱フランジからのフランジ力 (N)
- Q_b, Q_c : せん断力 (N)
- N_b, N_c : 軸力 (N)
- M_b, M_c : 曲げモーメント (N)
- d_b : はりウェブ高 (mm)
- d_c : 柱ウェブ高 (mm)
- t : 隅角部ウェブ厚 (mm)

黄らの研究^{2.4), 2.5)}では、式(2.4.3a)～式(2.4.3d)に示したせん断応力度 τ がウェブパネルの降伏せん断応力度 $\tau_y = \sigma_y / \sqrt{3}$ に達したときを降伏と判定している。そして、**図-2.4.5**に示す隅角部実験の構造モデルに対し、式(2.4.4a)より算出される降伏荷重 P_{yc} が、実験における降伏荷重と概ね一致することが確認されている。

$$P_{yc} = \frac{M_{yc}}{L \cos \theta} \quad (2.4.4a)$$

$$M_{yc} = \frac{2d_b d_c t_w \sigma_y}{\sqrt{3}} \left[\frac{1}{1 - (d_c + d_b \tan \theta) / (2L)} \right] \quad (2.4.4b)$$

ここに、

- P_{yc} : 試験体の降伏荷重(N)
- M_{yc} : 試験体の降伏モーメント(N)
- L : 柱中心から荷重載荷点までの距離(mm)
- θ : ジャッキの傾斜角度(rad)
- d_b : はりウェブ高 (mm)
- d_c : 柱ウェブ幅 (mm)
- t_w : ウェブ板厚 (mm)
- σ_y : 鋼材の降伏点(MPa)

以上に従来の降伏評価方法の概要を示したが、いずれの方法もせん断応力のみでウェブパネルの降伏を評価する方法である。

2) 従来の降伏評価方法の問題点

2.2で示した正負交番載荷実験の試験体に対して式(2.4.4a)から算出される降伏荷重 P_{yc} と、実験で得られたウェブパネルの初期降伏荷重 P_{ye} とを比較した結果を**図-2.4.6**に示す。図中には黄ら^{2.4)}の既往の実験結果を比較対象として同様に算出した P_{yc} および P_{ye} を併せて図示している。

図より、既往の研究では P_{yc} と P_{ye} とがほぼ一致しているが、隅角部実験では P_{ye} よりも P_{yc} のほうが30%程度大きくなり、式(2.4.4a)による評価方法は2.2の実験結果に対してウェブパネルの初期降伏を過大に、つまり危険側に評価することとなる。

式(2.4.4a)の降伏荷重評価方法は従来の考え方と同様、ウェブパネルはほぼ純せん断状態であると仮定し、直応力の影響を無視してせん断応力のみで降伏を評価するものである。しかし、2.2.1(4)において明らかとしたようにウェブパネルにははりおよび柱部材からの断面力により生じる直応

力とせん断応力が同時に作用しているため、純せん断と仮定する場合よりも小さい荷重で降伏することとなる。そのため、ウェブパネルに作用する直応力の影響が相対的に大きくなると、式(2.4.4a)による降伏評価方法では降伏荷重を大きめに評価することになる。

ここで、既往の実験、実績調査および2.2の正負交番載荷実験におけるウェブとフランジの板厚の比を図-2.4.7に示す。既往の実験の試験体では全てフランジよりもウェブの板厚が薄いのに対して正負交番載荷実験の試験体はフランジとウェブが同厚である。すなわち、既往の実験の試験体はウェブパネルの板厚がフランジに比べて薄いことから曲げモーメントや軸力の大部分をフランジで受け持つため、ウェブパネルは従来の評価方法の仮定と同様、純せん断に近い状態となる。それに対して、正負交番載荷実験の試験体はウェブパネルとフランジの板厚が同じであるため、ウェブパネルが受け持つ曲げモーメントや軸力が既往の実験よりも相対的に大きくなり、直応力の影響が無視できなくなる。このことが、図-2.4.6で示したように P_{yc} よりも P_{ye} のほうが30%程度大きくなった原因であると考えられる。

道路橋における実構造物は高速道路会社の設計基準^{2,14)}により設計され、大抵の場合は正負交番載荷実験の試験体と同様、ウェブとフランジの板厚は同程度となることから従来の方法では隅角部の降伏を適切に評価することができない。そのため、直応力の影響を考慮した新しい降伏評価方法が必要となる。

(3) ウェブパネルの初期降伏評価方法の提案

1) ウェブパネルの応力状態のモデル化

隅角部におけるはりおよび柱の2方向から作用する断面力に対して作用状態をモデル化する。具体的には、ウェブパネルの応力伝達について実験結果も考慮して以下の仮定を行い、この仮定を再現するためはりと柱に作用する断面力により部材内に生じる応力について図-2.4.8に示すモデル化を行う。

- ・はり上フランジが分担する力 T_{bo} は、柱内縁から外縁方向にいくにつれ減少し外縁で0となるが、これを柱フランジ間隔 d_c の間で平均的にせん断流として作用するものと仮定する。
- ・ウェブパネルが分担するはり直応力度 $M_b/W_b + N_b/A_b$ は、鉛直方向の位置に応じた値が順次柱フランジ間隔 d_c の間で外縁方向にいくにつれ減少し、これも平均的にせん断流として作用するものと仮定する。

上記は、はりから作用する断面力に対する仮定を示しているが、柱から作用する断面力に対しても同様の仮定をする。なお、図-2.4.8に示す記号の定義は以下のとおりである。

- M_b, M_c : ウェブパネル境界辺に作用するはりおよび柱の曲げモーメント(N・mm)
- N_b, N_c : はりおよび柱に作用する軸力(N)
- Q_b, Q_c : はりおよび柱に作用するせん断力(N)
- W_b, W_c : はりおよび柱の断面係数(mm³)
- A_b, A_c : はりおよび柱の断面積(mm²)
- T_{bo}, T_{co} : 式(2.4.5a), (2.4.5b)に示す、はりおよび柱の外側フランジが負担する軸方向断面

力の和(kN)

$$T_{bo} = -\frac{M_{bf}}{d_b} + \frac{N_{bf}}{2} \quad (2.4.5a)$$

$$T_{co} = -\frac{M_{cf}}{d_c} + \frac{N_{cf}}{2} \quad (2.4.5b)$$

M_{bf} , N_{bf} : 式(2.4.6a), (2.4.6b)に示す, はりのフランジが分担する曲げモーメント(N・mm)および軸力(N)

M_{cf} , N_{cf} : 式(2.4.6c), (2.4.6d)に示す, 柱のフランジが分担する曲げモーメント(N・mm)および軸力(N)

$$M_{bf} = \rho_{bf}^M M_b \quad (2.4.6a)$$

$$N_{bf} = \rho_{bf}^N \quad (2.4.6b)$$

$$M_{cf} = \rho_{cf}^M M_c \quad (2.4.6c)$$

$$N_{cf} = \rho_{cf}^N \quad (2.4.6b)$$

ρ_{bf}^M , ρ_{bf}^N : 式(2.4.7a), (2.4.7b)に示す, はりに作用する曲げモーメントおよび軸力のフランジ分担率

$$\begin{aligned} \rho_{bf}^M &= \frac{A_{bf} \cdot \frac{M_b}{W_b} \cdot \frac{d_b}{2}}{A_{bf} \cdot \frac{M_b}{W_b} \cdot \frac{d_b}{2} + A_{bw} \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{M_b}{W_b} \cdot \frac{2}{3} \cdot \frac{d_b}{2}} \\ &= \frac{1}{1 + \frac{A_{bw}}{3A_{bf}}} \end{aligned} \quad (2.4.7a)$$

$$\begin{aligned} \rho_{bf}^N &= \frac{A_{bf} \cdot \frac{N_b}{A_b}}{A_{bf} \cdot \frac{N_b}{A_b} + A_{bw} \cdot \frac{N_b}{A_b}} \\ &= \frac{1}{1 + \frac{A_{bw}}{A_{bf}}} \end{aligned} \quad (2.4.7b)$$

ρ_{cf}^M , ρ_{cf}^N : 式(2.4.7c), (2.4.7d)に示す, 柱に作用する曲げモーメントおよび軸力のフランジ分担率

$$\rho_{cf}^M = \frac{1}{1 + \frac{A_{cw}}{3A_{cf}}} \quad (2.4.7c)$$

$$\rho_{cf}^N = \frac{1}{1 + \frac{A_{cw}}{A_{cf}}} \quad (2.4.7d)$$

A_{bf} , A_{bw} : はりフランジおよびウェブ断面積(mm²)

A_{cf} , A_{cw} : 柱フランジおよびウェブ断面積(mm²)

2) ウェブパネルの任意の点における応力度成分

前述したモデル化に対し、ウェブパネル内の任意の位置の応力度を考えるため、**図-2.4.8** の A 点を原点とする x および y 座標を新たに定義する。この座標系における任意の点 (x, y) における直応力度およびせん断応力度は式(2.4.8a)～(2.4.8d)のようになる。

$$\sigma_x = \left[\frac{N_b}{A_b} - \frac{M_b}{W_b} \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot y}{d_b} \right) \right] \cdot \frac{x}{d_c} \quad (2.4.8a)$$

$$\sigma_y = \left[\frac{N_c}{A_c} - \frac{M_c}{W_c} \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot x}{d_c} \right) \right] \cdot \frac{y}{d_b} \quad (2.4.8b)$$

$$\tau_{xy} = -\frac{M_{cf}}{2 \cdot d_b \cdot d_c \cdot t_w} + \frac{1}{2} \cdot \frac{N_{cf}}{d_b \cdot t_w} + \frac{1}{y} \cdot \int_0^x \sigma_y dx \quad (2.4.8c)$$

$$\tau_{yx} = -\frac{M_{bf}}{2 \cdot d_b \cdot d_c \cdot t_w} + \frac{1}{2} \cdot \frac{N_{bf}}{d_c \cdot t_w} + \frac{1}{x} \cdot \int_0^y \sigma_x dy \quad (2.4.8d)$$

ここに、

σ_x : x 方向 (はり軸方向) 直応力度(MPa)

σ_y : y 方向 (柱軸方向) 直応力度(MPa)

τ_{xy}, τ_{yx} : せん断応力度(MPa)

3) 初期降伏の判定

本研究では、式(2.4.8a)～(2.4.8d)より算出した直応力度とせん断応力度が式(2.4.9)の条件を満たすときをウェブパネルの初期降伏と定義する。

$$\sigma_e = \sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x \sigma_y + \sigma_y^2 + 3\tau_{xy}^2} = \sigma_y \quad (2.4.9)$$

ここに、

σ_e : ウェブパネルの初期降伏応力度(MPa)

σ_y : 鋼材の降伏点(MPa)

なお、式(2.4.8c)、(2.4.8d)ははりと柱の形状に対称性があり、かつ $x=y$ となる位置でのみ釣り合い条件 $\tau_{xy} = \tau_{yx}$ が成立する式である。しかし、ウェブパネルにおいて、直応力度が最大となるフランジ交差部およびせん断応力度が最大となる位置 (隅角部ウェブパネル中央) は、 $x=y$ の関係が成立し、ほぼ $\tau_{xy} = \tau_{yx}$ となることから、本研究では、式(2.4.9)による初期降伏の判定には式(2.4.8c)の τ_{xy} と式(2.4.8d)の τ_{yx} の平均を用いればよい。

4) 提案評価方法の適用性と有用性

2.2 で実施した正負交番載荷実験の試験体に対して、新たに提案した応力度算出式(2.4.8a)～(2.4.8d)により載荷荷重 $P=300$ kN 時 (せん断遅れ現象による応力集中を考慮した場合の常時荷重程度に相当) におけるウェブパネルの応力度を算出した結果と実験値との比較を**図-2.4.9**～**図-2.4.12**に示す。なお、本図の横軸は、**図-2.4.8**の破線で示すように点 A を原点とした線上で、点

A から対象とする点までのウェブパネルの対角線方向の距離 L_W を示している。また、図-2.4.11 には、従来の評価方法である式(2.4.3a)～式(2.4.3d)により算出したせん断応力度を併せて図示している。

まず、x および y 方向の応力度を示した図-2.4.9 および図-2.4.10 に着目すると、実験値は提案式である式(2.4.8a)および式(2.4.8b)により算出した値とフランジ交差部近傍を除いてよく一致していることがわかる。ただし、フランジ交差部についてはフィレットが無い試験体 2 は一致しているもののフィレットを有する試験体では実験値の方が低くなっている。これは、提案式にはフィレットを考慮していないが、実験ではフィレットの剛性が寄与しているためである。次に、図-2.4.11 のせん断応力度に着目すると、式(2.4.8a)～(2.4.8d)により算出したせん断応力度は実験値とほぼ一致している。一方、従来の評価方法である式(2.4.3a)による値は実験値より大きめになっていることがわかる。

ウェブパネルの初期降伏の評価に用いる図-2.4.12 のミーゼス応力度に着目すると、フィレットを有する試験体における実験値はウェブパネルの中央部が最大となり、最大値は提案式による値とよく一致していることがわかる。

図-2.4.13 には正負交番載荷実験試験体に対して提案式と実験値、さらに従来のせん断応力のみを用いた奥村・石沢^{2,24)}および黄ら^{2,4), 2,5)}の評価式による降伏荷重を併記している。

図より、従来の奥村・石沢の方法^{2,24)}では降伏荷重を過度に安全側に評価しているが、提案式による初期降伏荷重算定値は実験値と概ね誤差 10%程度でよく一致しており、従来の評価方法に比べて精度が高く有用であることがわかる。

以上の結果より、提案した評価方法はウェブパネルに直応力の影響を適切に考慮することにより、従来の純せん断状態を仮定した降伏評価方法に比べて初期降伏荷重を適切に精度良く評価できることを示した。なお、本提案式は、正負交番載荷実験で対象とした試験体がフランジとウェブの板厚を同厚としたことや、既往の研究^{2,1)}において「フランジ厚<ウェブ厚」の場合にはウェブのせん断力分布が「フランジ厚 \geq ウェブ厚」の場合とは異なることが報告されていること、さらに高速道路会社の設計基準^{2,14)}でも「フランジ厚 \geq ウェブ厚」の規定があること等を勘案して、「フランジ厚 \geq ウェブ厚」の隅角部に適用するものとする。

(4) ウェブパネルの初期降伏評価方法の T 形隅角部への拡張

1) ウェブパネルの応力状態のモデル化

先に示した L 形隅角部と同様の考え方により、はりおよび柱の上下縁の 3 方向から作用する断面力に対して作用状態をモデル化する。具体的には、ウェブパネルの応力伝達について以下の仮定を行い、この仮定を再現するため、はりと柱に作用する断面力により部材内に生じる応力について図-2.4.14 に示すモデル化を行う。

- ・ はり上フランジが分担する力は、柱内縁から外縁方向にいくにつれ減少し外縁で 0 となるが、これを柱フランジ間隔 d_c の間で平均的にせん断流として作用するものと仮定する。
- ・ 柱外側フランジが分担する柱上縁側と柱下縁側のフランジ力の差による力は、順次はりフランジ間隔 d_b の間でウェブパネル下端にいくにつれ減少し、平均的にせん断流として作用するもの

と仮定する.

- ウェブパネルが分担するはり直応力度 $M_b/W_b+N_b/A_b$ は, 順次柱フランジ間隔 d_c の間で外縁方向にいくにつれ減少し, 平均的にせん断流として作用するものと仮定する.
- ウェブパネルが分担する柱上側に作用する直応力度 $M_{cu}/W_c+N_{cu}/A_c$ と, 柱下側に作用する直応力度 $M_{cd}/W_c+N_{cd}/A_c$ の差による直応力度は, 順次はりフランジ間隔 d_b の間でウェブパネル下端にいくにつれ減少し, 平均的にせん断流として作用するものと仮定する.

図-2.4.14に示す記号の定義は以下のとおりである.

M_b, M_{cu}, M_{cd} : ウェブパネル境界辺に作用するはりおよび柱の曲げモーメント(N・mm)

N_b, N_{cu}, N_{cd} : はりおよび柱に作用する軸力(N)

Q_b, Q_{cu}, Q_{cd} : はり, 柱上側および柱下側に作用するせん断力(N)

W_b, W_c : はりおよび柱の断面係数(mm³)

A_b, A_c : はりおよび柱の断面積(mm²)

2) ウェブパネルの任意の点における応力度成分

前述のモデル化に対し, ウェブパネル内の任意の位置の応力度を考えるため図-2.4.14のA点を原点とする x および y 座標を新たに定義する. この座標系における任意の点 (x, y) における直応力度およびせん断応力度は式(2.4.10a)~(2.4.10c)のようになる.

$$\sigma_x = \left[\frac{N_b}{A_b} - \frac{M_b}{W_b} \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot y}{d_b} \right) \right] \cdot \frac{x}{d_c} \quad (2.4.10a)$$

$$\begin{aligned} \sigma_y = \left[\frac{N_{cu} - N_{cd}}{A_c} - \frac{M_{cu} - M_{cd}}{W_c} \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot x}{d_c} \right) \right] \cdot \left(1 - \frac{y}{d_b} \right) \\ + \frac{N_{cd}}{A_c} - \frac{M_{cd}}{W_c} \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot x}{d_c} \right) \end{aligned} \quad (2.4.10b)$$

$$\tau_{yx} = \frac{F_{bu}}{2 \cdot d_c \cdot t_w} + \frac{1}{x} \cdot \int_0^y \sigma_x dy \quad (2.4.10c)$$

ここに,

σ_x : x 方向(はり軸方向)直応力度(MPa)

σ_y : y 方向(柱軸方向)直応力度(MPa)

τ_{yx} : せん断応力度(MPa)

F_{bu} : 式(2.4.11)に示す, はり外側フランジが負担する橋軸方向断面力の和(N)

$$F_{bu} = -\frac{M_{bf}}{d_b} + \frac{N_{bf}}{2} - Q_{cu} \quad (2.4.11)$$

M_{bf}, N_{bf} : 式(2.4.12a), (2.4.12b)に示す, はりのフランジが分担する曲げモーメント(N・mm)および軸力(N)

$$M_{bf} = \rho_{bf}^M M_b \quad (2.4.12a)$$

$$N_{bf} = \rho_{bf}^N \quad (2.4.12b)$$

ρ_{bf}^M, ρ_{bf}^N : 式(2.4.13a), (2.4.13b)に示す, はりに作用する曲げモーメントおよび軸力のフランジ分担率

$$\begin{aligned} \rho_{bf}^M &= \frac{A_{bf} \cdot \frac{M_b}{W_b} \cdot \frac{d_b}{2}}{A_{bf} \cdot \frac{M_b}{W_b} \cdot \frac{d_b}{2} + A_{bw} \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{M_b}{W_b} \cdot \frac{2}{3} \cdot \frac{d_b}{2}} \\ &= \frac{1}{1 + \frac{A_{bw}}{3A_{bf}}} \end{aligned} \quad (2.4.13a)$$

$$\begin{aligned} \rho_{bf}^N &= \frac{A_{bf} \cdot \frac{N_b}{A_b}}{A_{bf} \cdot \frac{N_b}{A_b} + A_{bw} \cdot \frac{N_b}{A_b}} \\ &= \frac{1}{1 + \frac{A_{bw}}{A_{bf}}} \end{aligned} \quad (2.4.13b)$$

A_{bf}, A_{bw} : はりフランジおよびウェブ断面積(mm²)

3) 初期降伏の判定

本研究では, 式(2.4.10a)~(2.4.10c)より算出した直応力度とせん断応力度が式(2.4.14)の条件を満たすときをウェブパネルの初期降伏と定義する.

$$\sigma_e = \sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x \sigma_y + \sigma_y^2 + 3\tau_{xy}^2} = \sigma_y \quad (2.4.14)$$

ここに,

σ_e : ウェブパネルの初期降伏応力度(MPa)

σ_y : 鋼材の降伏点(MPa)

2.4.3 レベル2に対する限界状態の設定

(1) 限界状態の設定と検討課題

レベル2における橋の性能を耐震性能2と考えた場合, 道示V^{2.16})より橋脚の限界状態は「損傷の修復を容易に行い得る限界の状態」とする必要がある. 単柱式の橋脚や門形ラーメン橋脚の脚面外方向では, 地震動によって橋脚に作用する曲げモーメントは柱の基部付近が最大となるため, 一般的には柱基部を塑性化させてエネルギーの吸収を図ることとなる. 一方, 門形ラーメン橋脚の脚面内方向では, 地震動による曲げモーメントは図-2.4.15に示す形状となり, 隅角部近傍にも柱基部と同様, 大きな曲げモーメントが作用する. しかし, 隅角部の状態は構造上橋脚の横ばりや横ばりが支持する上部工に対して大きな影響を及ぼすことから, 積極的に塑性化させることは

避けるべきであり、あくまで主たる塑性化は柱基部とすることが必要と考える。従って、隅角部は確実に主たる塑性化部位とならないよう限界状態を適切に設定し、それに対する照査法を規定することが重要である。ここで、横ばりについては上部工を支持する重要な部材であることから塑性化させない方が望ましいと考える。ただし、設計の諸条件により塑性化させないことで断面が非合理的となる場合は副次的な塑性化を視野に入れる必要があると考えるが、そのような設計法については今後の検討課題である。

2.4.1で述べたように隅角部の鋼材に実績の多いSM570の場合は、設計上のフランジ降伏荷重が隅角部の最大荷重付近となるため、レベル2に対する隅角部の限界状態を考える場合はこれを踏まえる必要がある。限界状態を隅角部の弾性挙動域とすることも考えられるが、この場合は安全余裕度がレベル1と同程度となるため合理性に欠ける。本研究で提案する設計法は、施工性や経済性に対してメリットのある設計法を目指していることから、レベル2においては隅角部に若干の塑性化、つまり副次的塑性化を許容することを考える。

隅角部に副次的な塑性化を許容する場合、限界状態の考え方は道示V^{2.16}から「損傷は軽微なものに抑え、恒久復旧を行わずとも長期的に供用性を維持できる限界状態」となる。これを踏まえて隅角部に許容する塑性化の程度を具体的に決める必要がある。

(2) 隅角部に許容する塑性化の程度

本研究ではレベル2に対する限界状態を隅角部の荷重と隅角変位の関係における「限界荷重」として表すこととする。この限界荷重は、限界荷重における隅角部の塑性化の程度が次の条件を満足する荷重と考える。

- ・フランジおよびウェブパネルには局部座屈や全断面降伏を許容せず、局所的な降伏にとどめる。
- ・隅角部には修復が困難な残留変位を生じさせない。

これらの条件を踏まえて限界荷重の検討を次の要領で行った。

まず、限界荷重は隅角部の荷重と隅角変位の関係において、隅角部が非線形性を示し始めるウェブパネルの初期降伏荷重から最大荷重の範囲内で仮定する。

次に、仮定した限界荷重において構造部材および構造要素の応力状態と隅角部の変形状態が設定した条件を満足することを確認する。検討内容を以下に詳述する。

1) 限界荷重の仮定

図-2.4.16および図-2.4.17に正負交番載荷実験と弾塑性有限変位解析から得られた荷重と隅角変位の関係（包絡線）を示す。図中にはウェブパネルの初期降伏荷重、最大荷重を示し、さらに式(2.4.2)により算出したフランジ降伏荷重(P_{yc})を破線で示している。正負交番載荷実験の結果は実構造物の実績を考慮してウェブパネルが正方形断面でフィレットを有し、鋼材材質がSM570またはSM490Yである試験体1, 3, 6に着目している。また、弾塑性有限変位解析の結果は2.4.1で行った再解析の結果を対象としている。

限界荷重の仮定値は荷重と隅角変位の関係においてフランジ降伏荷重 P_{yc} の90%である $0.9 P_{yc}$ （図中の実線）を考える。この $0.9 P_{yc}$ は最大荷重とウェブパネル初期降伏荷重の中間程度に位置

し、ウェブパネル初期降伏荷重に対して10%程度大きい荷重となるため隅角部に若干の塑性化を許容したものである。

2) 構造要素の応力状態の確認

まず、実験および解析の結果から得られた限界荷重 $0.9 P_{yc}$ のときのフランジ交差部のひずみ分布を図-2.4.18と図-2.4.19に示す。図中には、限界荷重 $0.9 P_{yc}$ の他にウェブパネル初期降伏荷重と最大荷重時の分布を併記している。両図より、ウェブパネルの初期降伏荷重時のフランジのひずみは、フランジ端部でひずみの集中が見られるもののフィレットのひずみ集中低減効果によりほぼ全幅にわたり降伏ひずみ以下となっている。また、最大荷重時のひずみ分布はほぼ降伏ひずみ以上であり、フランジは全断面降伏状態であることがわかる。一方、限界荷重 $0.9 P_{yc}$ のひずみ分布はウェブ位置近傍でせん断遅れの影響から塑性ひずみが生じているものの局所的であり、フランジ断面が全断面降伏していないことが確認できる。

次に、解析結果から $0.9 P_{yc}$ のときのウェブパネルの応力状態について調べた結果を図-2.4.20に示す。図はウェブパネルとフィレットの内面（箱内側）および外面（箱外側）について示し、赤着色した部分が降伏している部位である。図より、ウェブパネルは中央部が降伏しているが、局所的であることが確認できる。

これらの結果から、荷重 $0.9 P_{yc}$ ではフランジおよびウェブパネルは、局部座屈や全断面降伏せず、局所的な降伏にとどまることが確認できた。

3) 隅角部の残留変形の確認

実験および解析の結果から、 $0.9 P_{yc}$ におけるウェブパネルの残留せん断変形について調べた結果を図-2.4.21および図-2.4.22に示す。図の縦軸は実験結果と解析結果を比較するため載荷荷重をフランジの降伏荷重 P_{yc} で無次元化した値を示し、横軸にはウェブパネルの残留せん断変形角を示している。図中には $0.9 P_{yc}$ を実線で示している。図より、 $0.9 P_{yc}$ 時の残留せん断変形角 γ_R はSM570に対して実験、解析とも 0.003rad 程度、またSM490Yに対しても 0.004rad と小さく、この程度であれば修復も困難ではなく、また上部工への影響も少ないと考えられる。

以上の検討結果から、隅角部の限界荷重としてフランジ降伏荷重の90%である $0.9 P_{yc}$ を設定することは問題の無いことが確認できた。

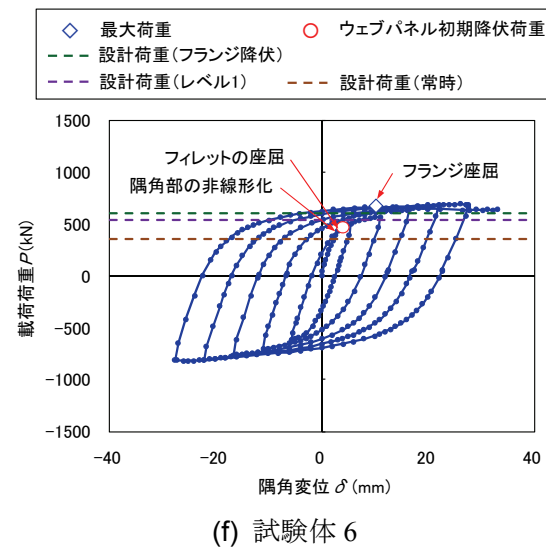
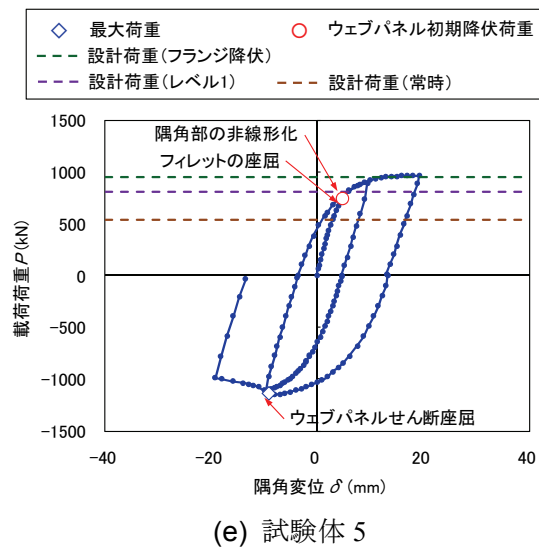
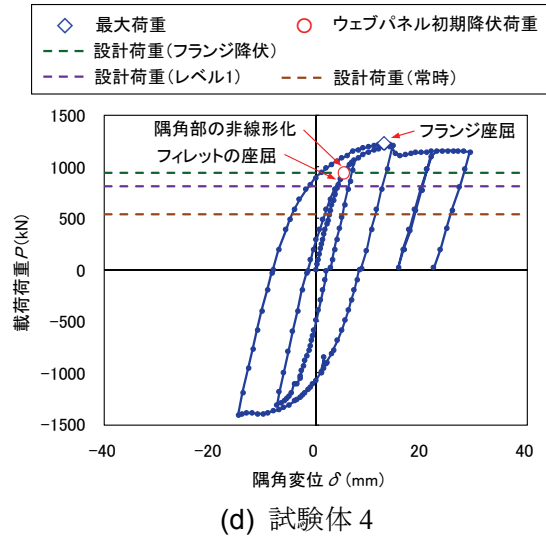
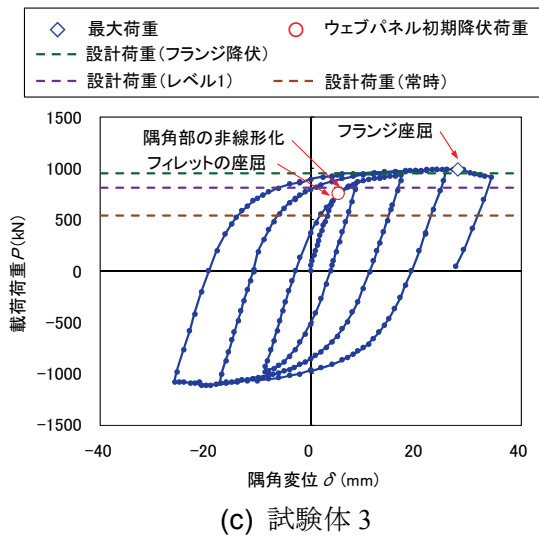
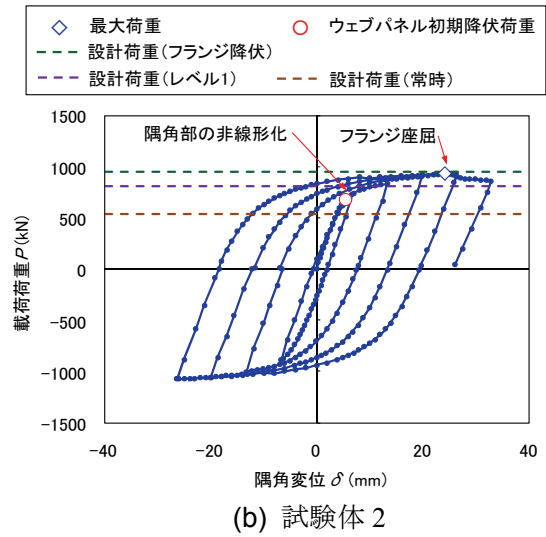
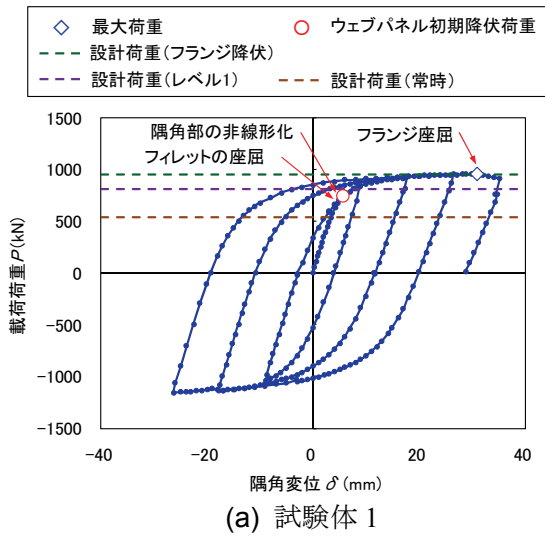


図-2.4.1 載荷荷重と隅角変位の関係 (正負交番載荷実験)

表-2.4.1 解析諸元

model	α	β	R_R	R_F	R_w	t_f (mm)	t_w (mm)	h_r (mm)	t_r (mm)
model-1m	1.0	1.0	0.300	0.300	0.172	44.51	44.51	355.52	43.10
model-2m	1.0	1.0	0.500	0.300	0.286	26.71	26.71	326.79	39.61
model-4m	1.0	1.0	0.500	0.500	0.286	26.71	26.71	235.00	28.49

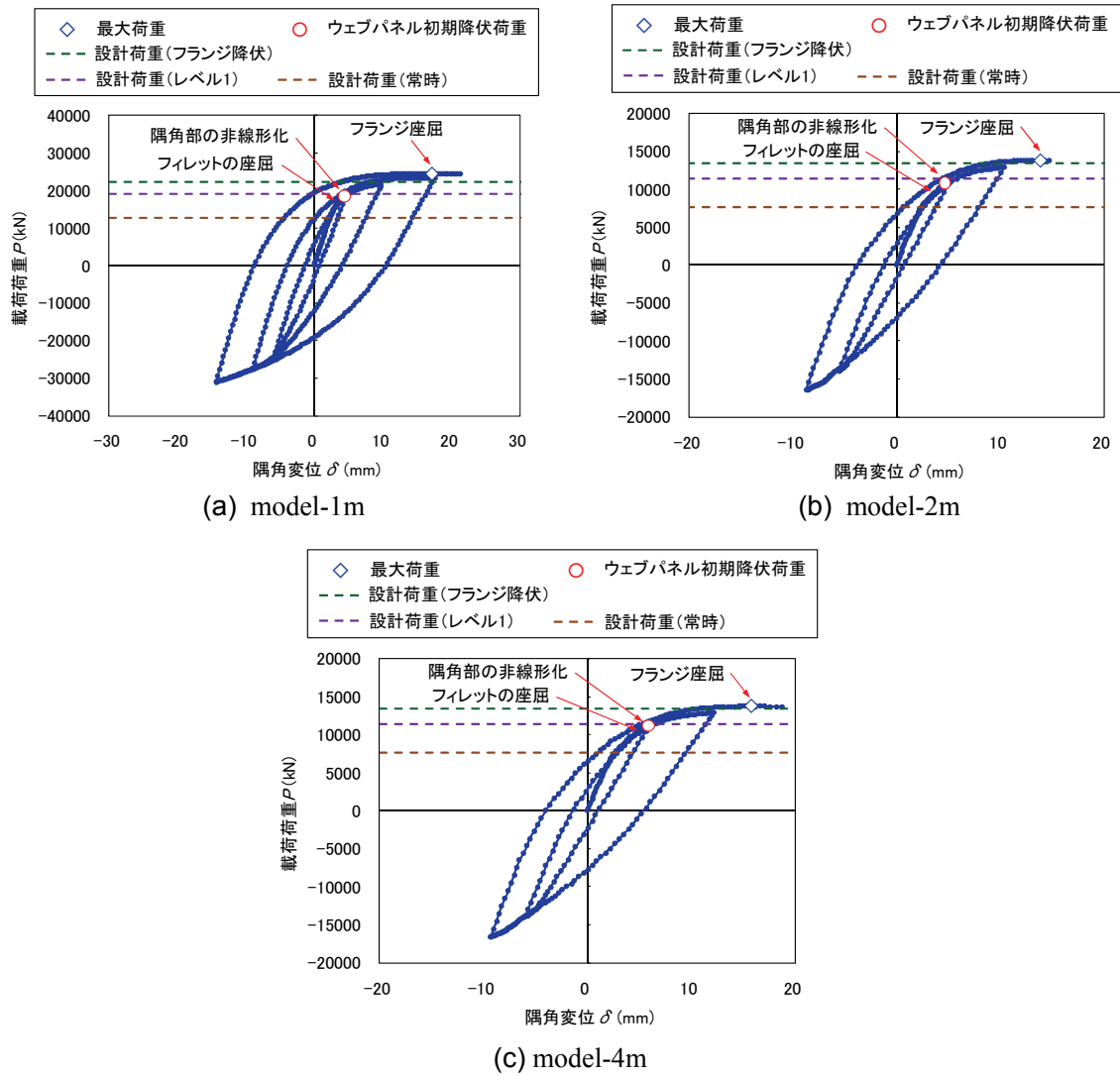


図-2.4.2 載荷荷重と隅角変位の関係 (弾塑性有限変位解析)

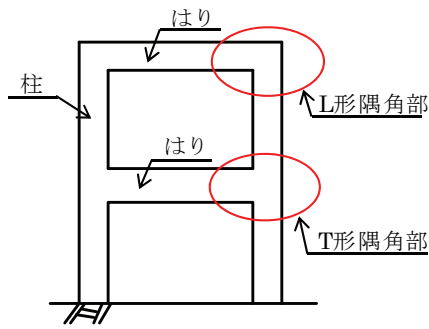


図-2.4.3 2層ラーメン橋脚の隅角部

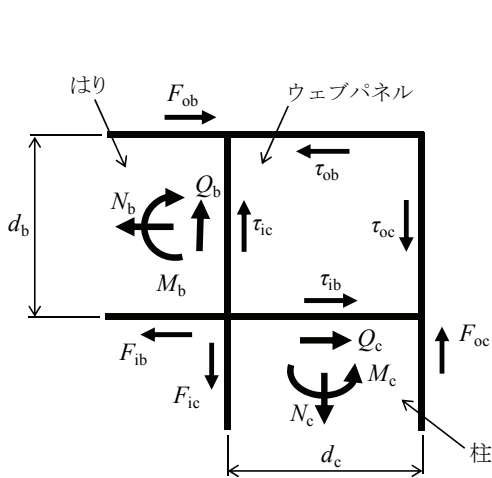


図-2.4.4 隅角部に作用する断面力
および応力度の定義

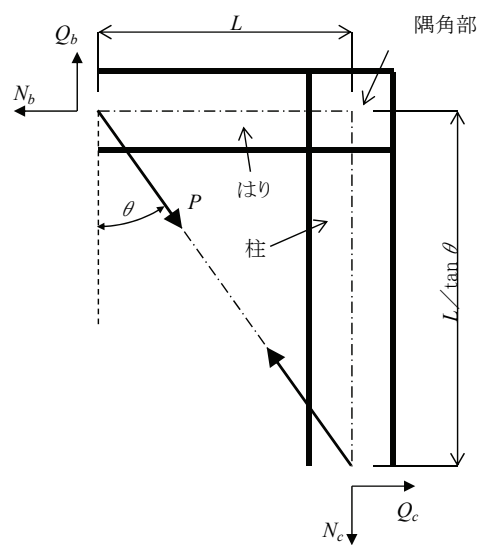


図-2.4.5 隅角部実験の構造モデル

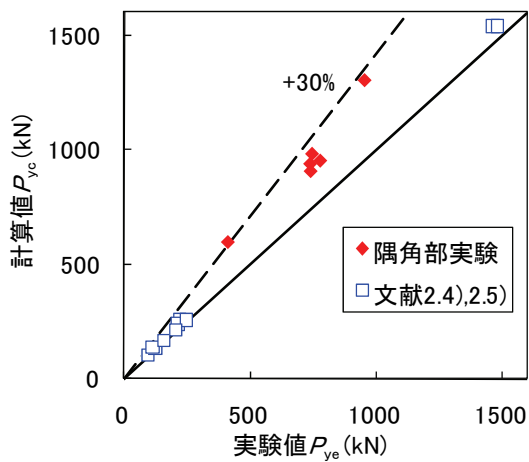


図-2.4.6 従来的方法と実験値による
降伏荷重の比較

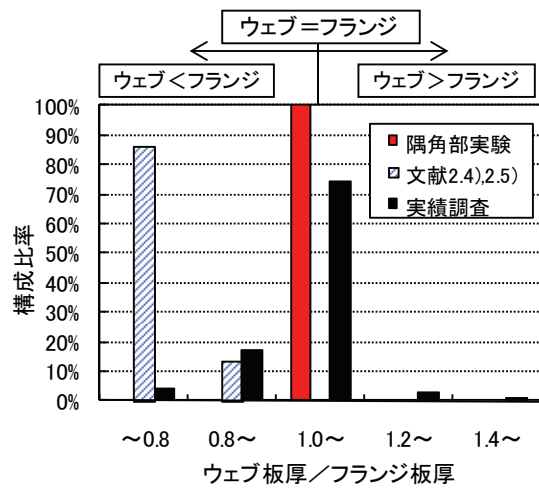


図-2.4.7 隅角部のウェブと
フランジの板厚の比

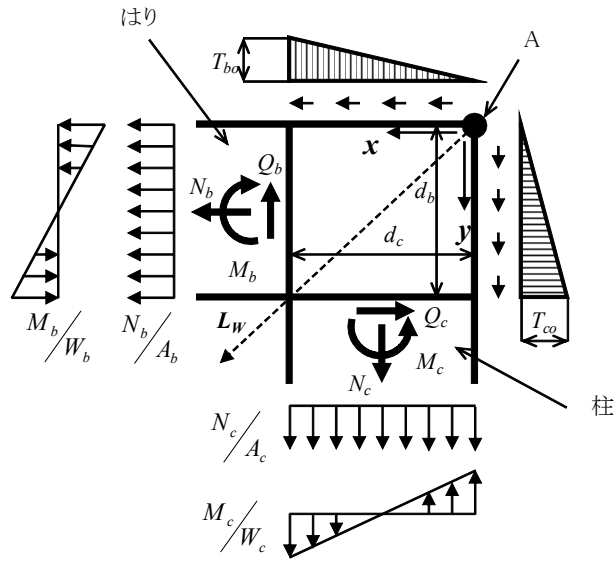
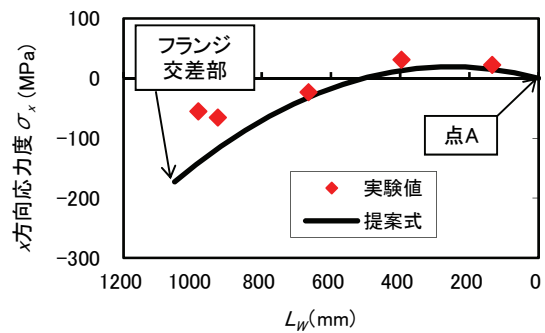
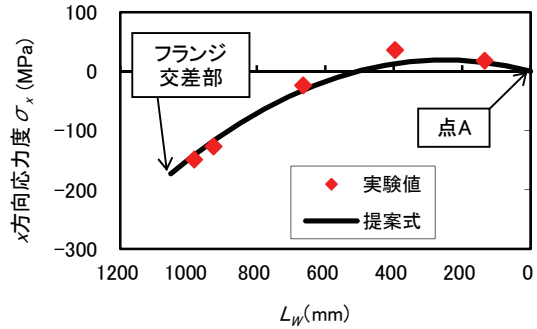


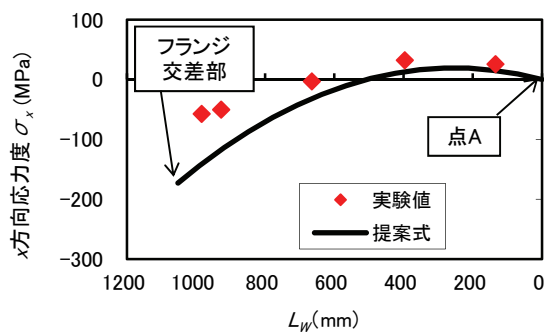
図-2.4.8 隅角部に作用する応力度のモデル化



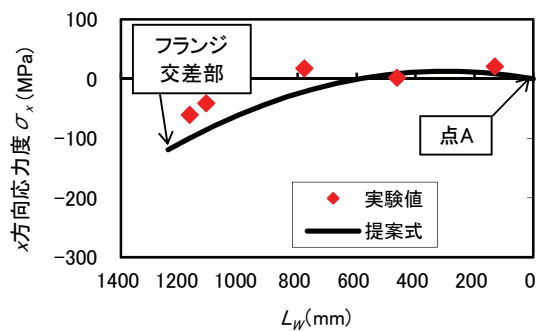
(a) 試験体 1



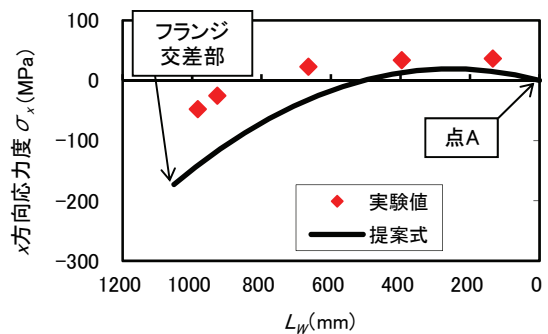
(b) 試験体 2



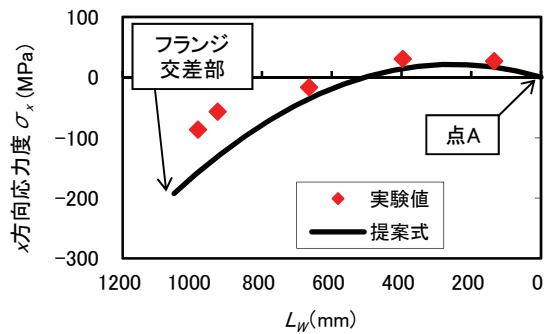
(c) 試験体 3



(d) 試験体 4

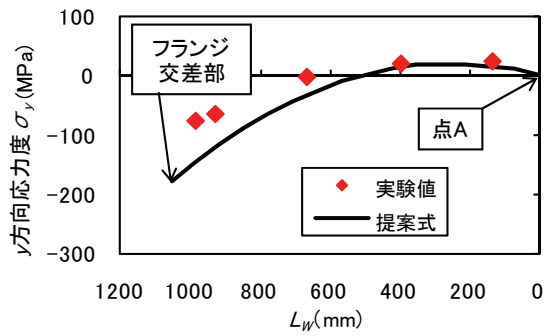


(e) 試験体 5

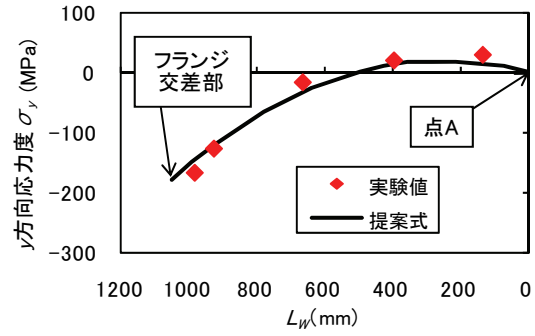


(f) 試験体 6

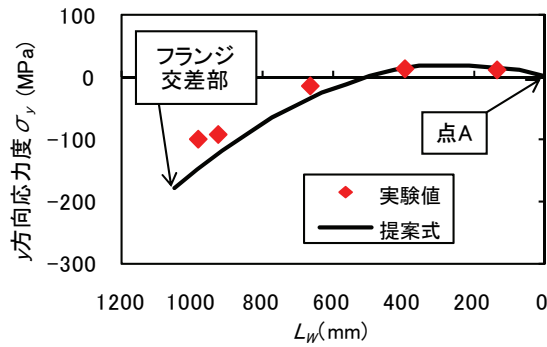
図-2.4.9 提案式より算出した応力度と実験値との比較 (x 方向応力度)



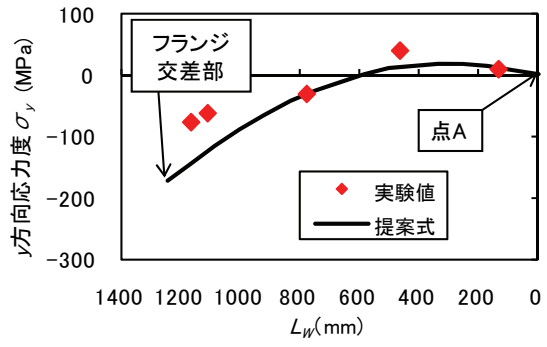
(a) 試験体 1



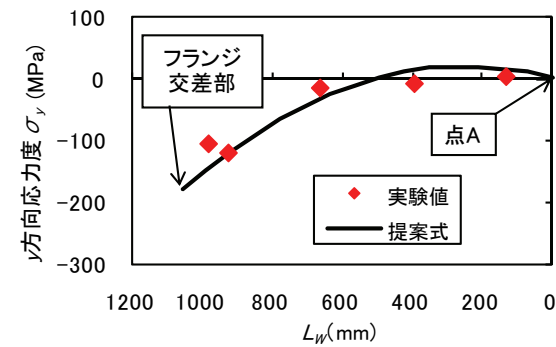
(b) 試験体 2



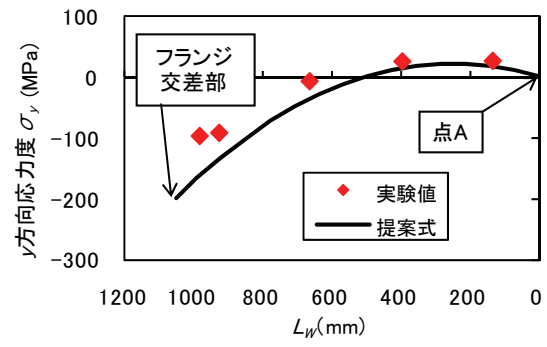
(c) 試験体 3



(d) 試験体 4

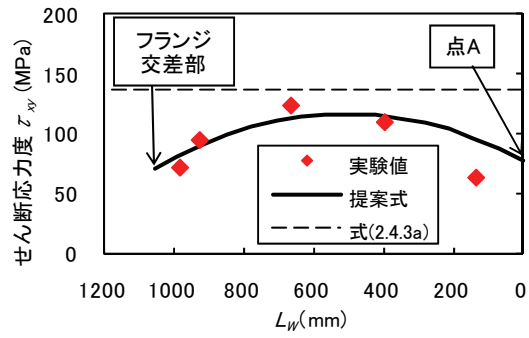


(e) 試験体 5

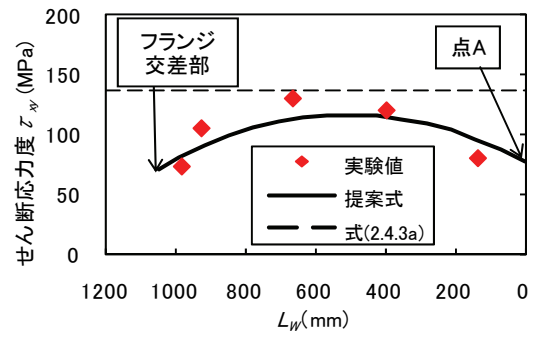


(f) 試験体 6

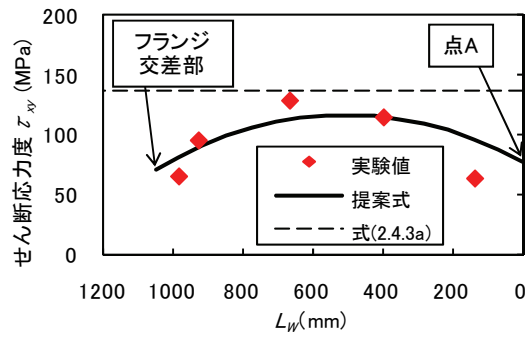
図-2.4.10 提案式より算出した応力度と実験値との比較 (y 方向応力度)



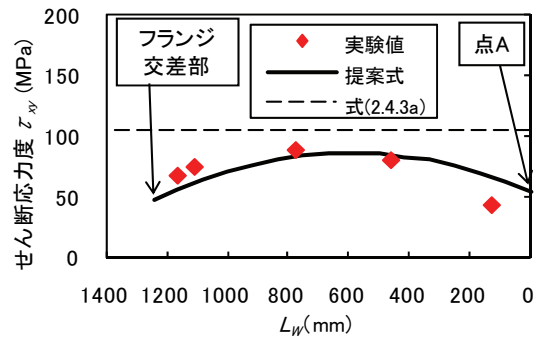
(a) 試験体 1



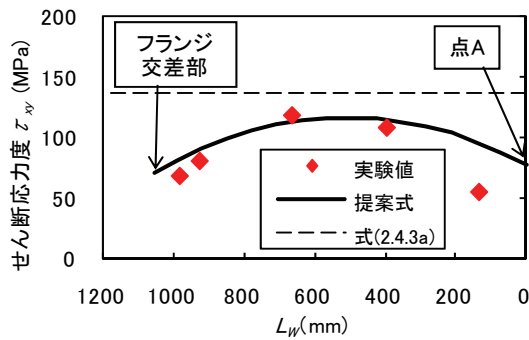
(b) 試験体 2



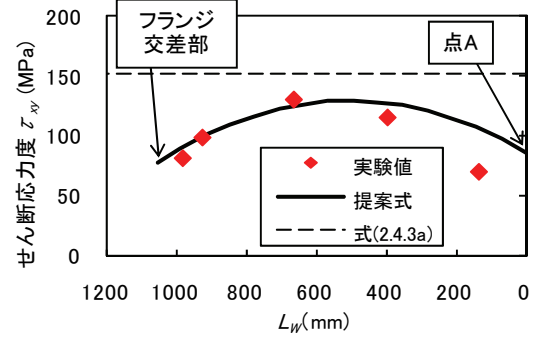
(c) 試験体 3



(d) 試験体 4

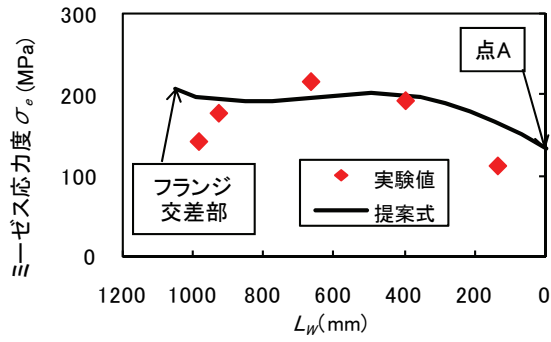


(e) 試験体 5

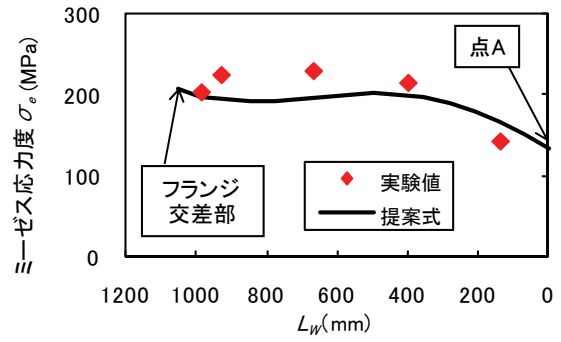


(f) 試験体 6

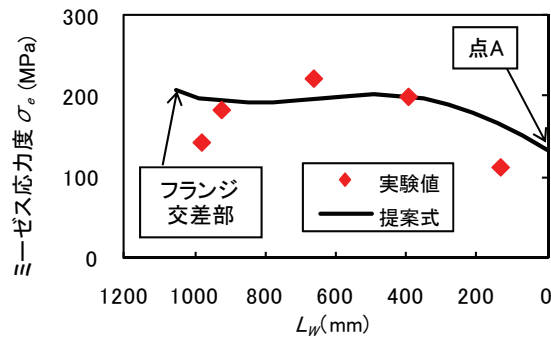
図-2.4.11 提案式より算出した応力度と実験値との比較（せん断応力度）



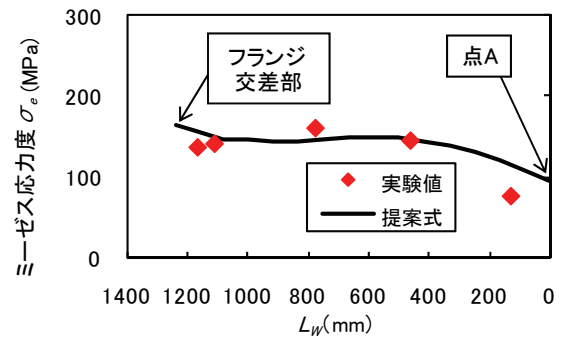
(a) 試験体 1



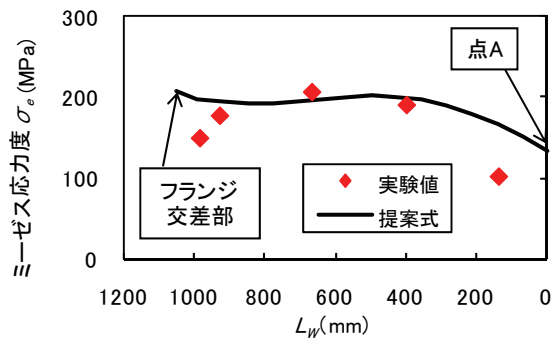
(b) 試験体 2



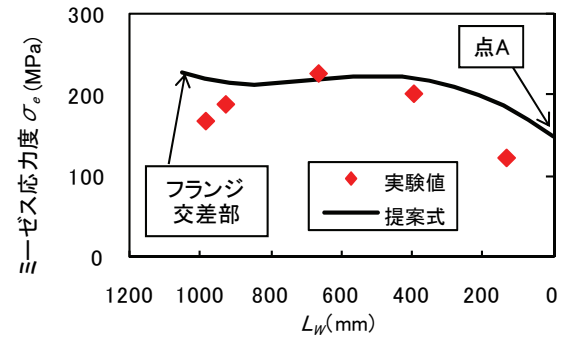
(c) 試験体 3



(d) 試験体 4



(e) 試験体 5



(f) 試験体 6

図-2.4.12 提案式より算出した応力度と実験値との比較（ミーゼス応力度）

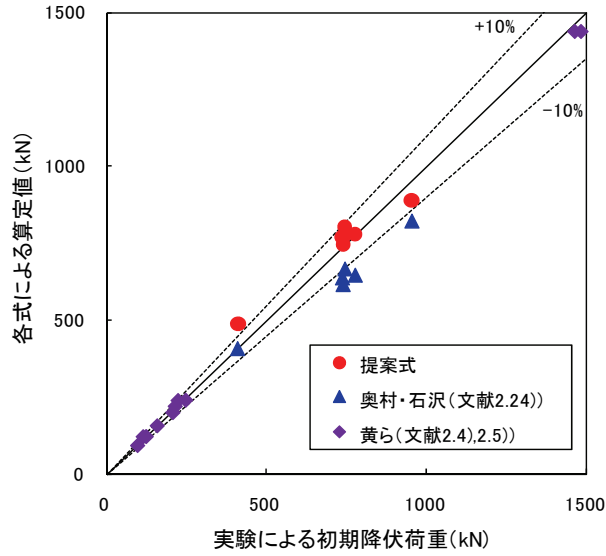


図-2.4.13 提案方法と実験値による降伏荷重の比較

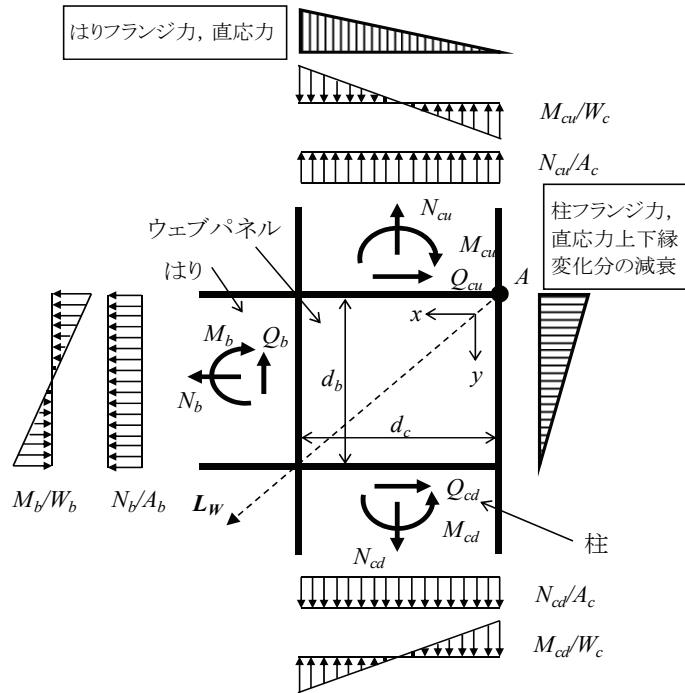


図-2.4.14 隅角部に作用する応力度のモデル化 (T形隅角部)

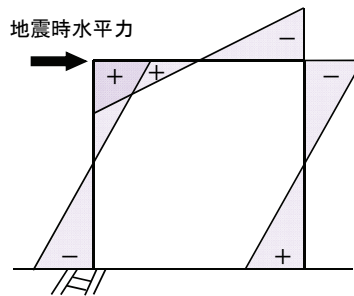
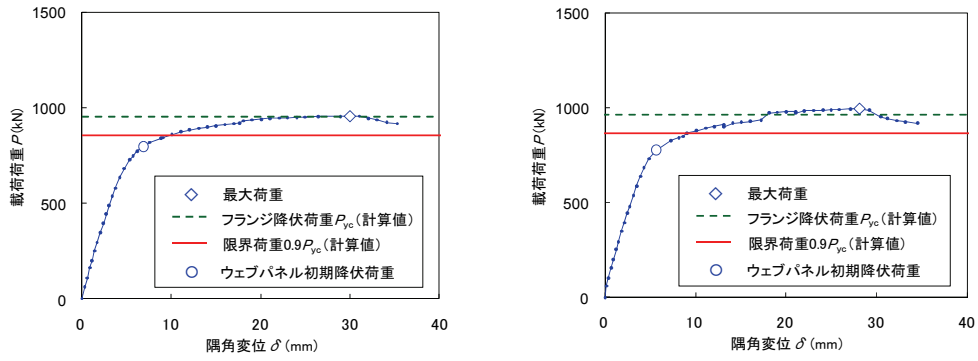
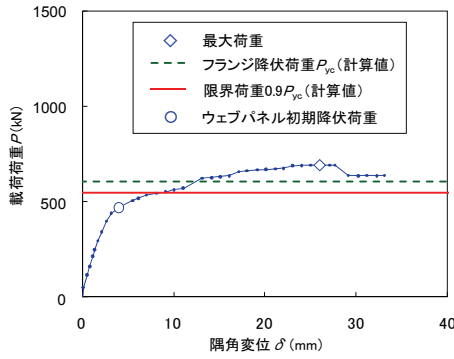


図-2.4.15 ラーメン橋脚曲げモーメント性状



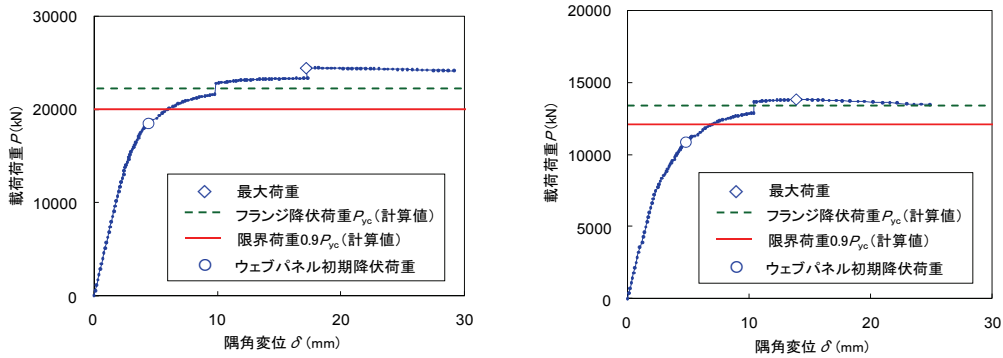
(a) 試験体 1 (SM570)

(b) 試験体 3 (SM570)



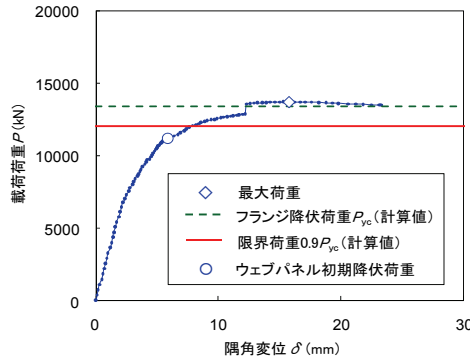
(c) 試験体 6 (SM490Y)

図-2.4.16 荷重と隅角変位の関係 (正負交番載荷実験)



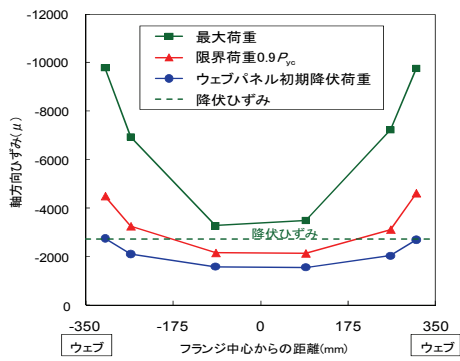
(a) model-1m (SM570)

(b) model-2m (SM570)

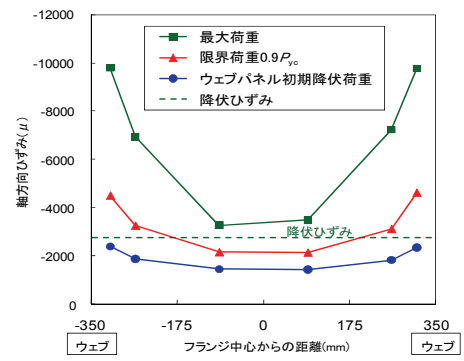


(c) model-4m (SM570)

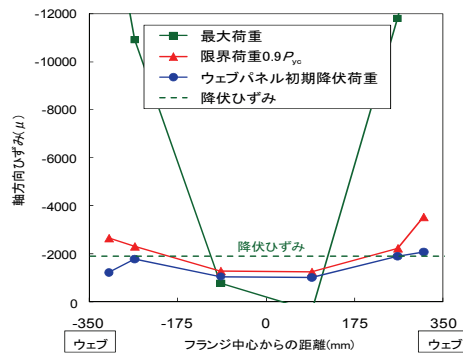
図-2.4.17 載荷荷重と隅角変位の関係 (弾塑性有限変位解析)



(a) 試験体 1 (SM570)

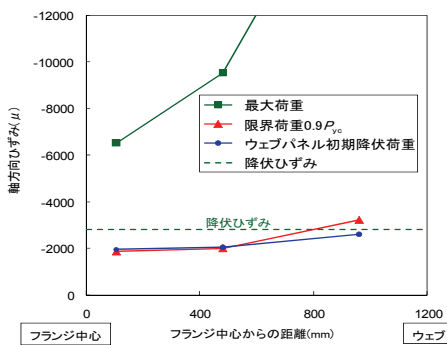


(b) 試験体 3 (SM570)

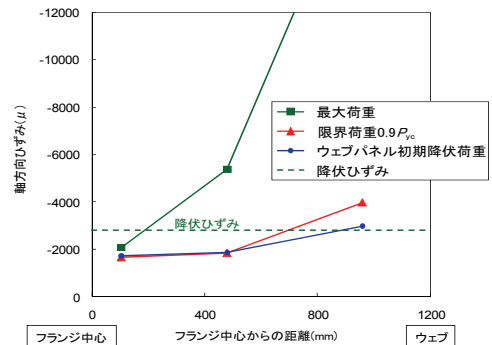


(c) 試験体 6 (SM490Y)

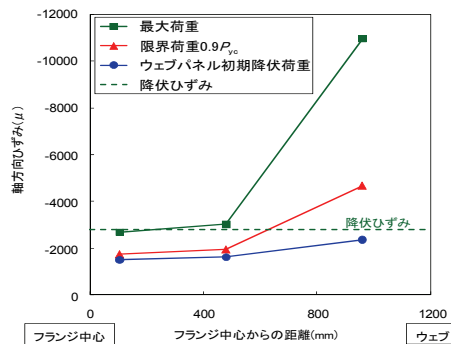
図-2.4.18 はり下フランジ3線交差部のひずみ分布 (正負交番載荷実験)



(a) model-1m (SM570)



(b) model-2m (SM570)



(c) model-4m (SM570)

図-2.4.19 はり下フランジ3線交差部のひずみ分布 (弾塑性有限変位解析)

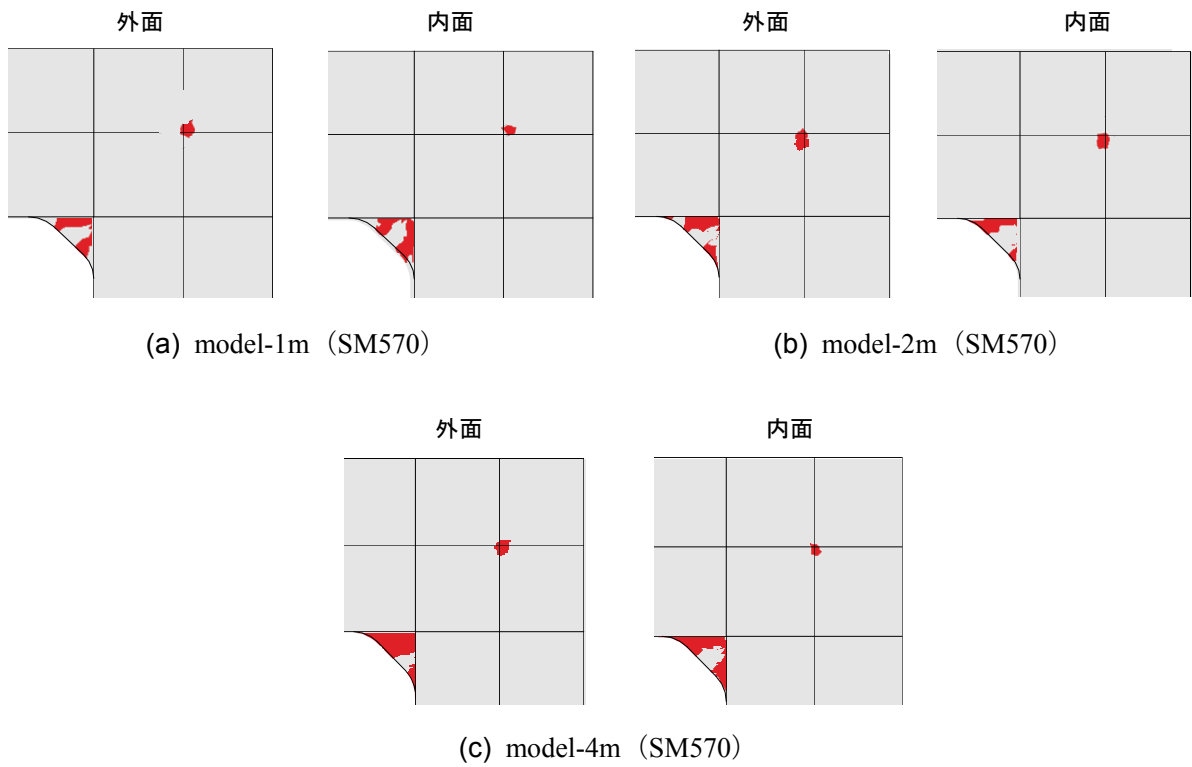


図-2.4.20 ウェブパネルおよびフィレットの降伏判定（弾塑性有限変位解析）

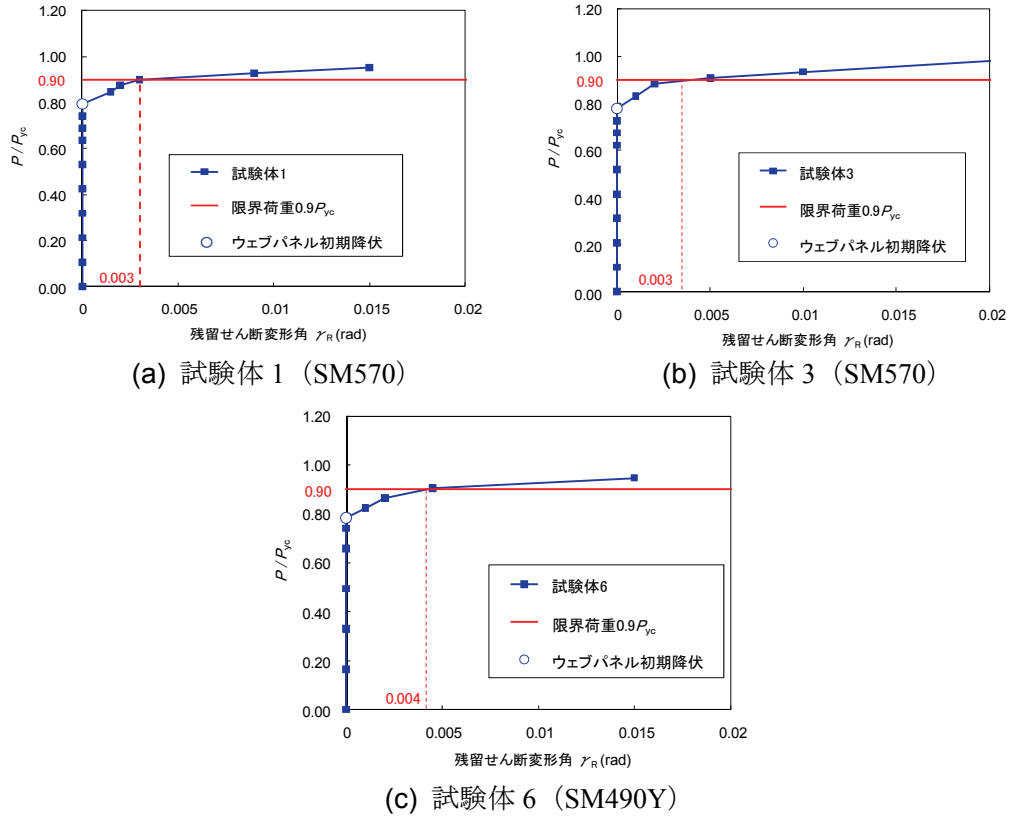


図-2.4.21 荷重とウェブパネル残留せん断変形角の関係（正負交番載荷実験）

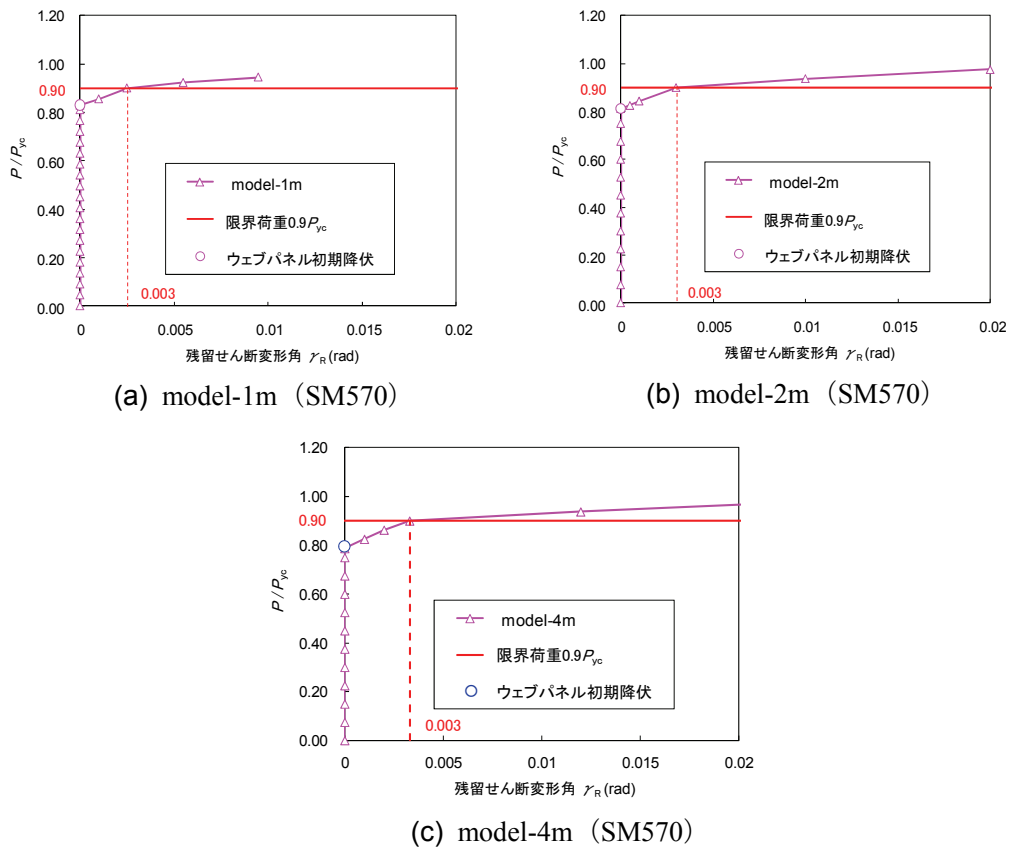


図-2.4.22 荷重とウェブパネル残留せん断変形角の関係（弾塑性有限変位解析）

2.5 結論

本章では、鋼製ラーメン橋脚隅角部の弾塑性挙動を明らかにするため道路橋における実構造物の鋼材材質、補剛構造および疲労に配慮した細部構造を再現した縮尺模型を用いた正負交番載荷実験と実構造物を対象とした弾塑性有限変位解析を実施した。その結果から、隅角部の耐力と変形能に関する基本特性と構造部材や構造要素の損傷過程を明らかにした。また、隅角部の形状や補剛構造並びに細部構造が隅角部の挙動特性に与える影響を明らかにした。さらに、明らかとした隅角部の弾塑性挙動に基づいて限界状態を設定するとともに、限界状態に対する照査法の提案に向けた課題を抽出して、その課題に対して検討を行った。

以下に、本章の検討で得られた結論を示す。

1) 隅角部の耐力、変形能および損傷過程

- ウェブパネルは補剛材が実構造物と同程度配置される場合には、隅角部近傍のはり下フランジまたは柱内フランジの面外座屈により荷重の低下が生じる。一方、ウェブパネルの補剛が少ない場合には、ウェブパネルのせん断座屈により荷重の低下が起り、フランジの座屈で荷重が低下する場合に比べて耐力は変わらないが変形能は小さくなる。
- フィレットを設置した試験体の損傷は、①フィレットの座屈、②隅角部の非線形化、③ウェブパネルの初期降伏、④フランジの降伏、⑤ウェブパネルのせん断座屈またはフランジの座屈の順で生じる。なお、ウェブパネルが正方形の場合は、①～③はほぼ同時に生じる。
- ウェブパネルの初期降伏はフィレットの座屈や隅角部の非線形化に支配的な要因であり、隅角部の限界状態を設定する上で初期降伏を適切に評価することが重要である。
- 従来のせん断遅れの影響を考慮して設計された隅角部は設計荷重に対して過度に余裕があり、構造要素の弾塑性挙動を適切に評価すれば合理的な設計法が確立できることを明らかとした。

2) 隅角部の弾塑性挙動に対する細部構造（フィレット、スカラップ）の影響

- フィレットおよびスカラップは隅角部の耐力および変形能に影響を与えない。
- 弾性域において隅角部のフランジに発生するひずみは、フィレットを設置するとフランジ交差部近傍のせん断遅れの影響によるひずみ集中が大きく低減され、平均ひずみよりも小さくなる。これは、フィレットがフランジに作用する応力の一部を分担していることが要因である。このことはフィレットの設置によりフランジに応力集中を考慮しない平均応力による設計の可能性を示唆している。
- 隅角部の中で最初に損傷するフィレットは、従来から部材設計の対象ではなく細部構造として扱われてきた。そのため、フィレットの効果を活用した隅角部の設計法を提案するためにはフィレットに対しても他の構造要素と同様に設計法を規定する必要がある。

3) 隅角部の弾塑性挙動に対する構造諸元の影響

- ウェブパネルの辺長比 α が増加すると変形能は低下する。これは柱ウェブ幅に対してはりウェブ高が高い場合は、ウェブパネルの変形能が活かされず柱内側フランジが先行して座屈するためである。
- 柱部フランジ幅とウェブ幅の比 β が増加すると耐力および変形能ともに上昇する。これは、柱

ウェブ幅に対して柱フランジ幅が大きい場合は、ウェブパネルの塑性変形能が十分活かされ、最大荷重まで安定した挙動を示すためと考えられる。

- はりと柱のフランジおよびウェブパネルの幅厚比パラメータ (R_R , R_F , R_w) が増加しても耐力はあまり変化しないが、変形能は低下する。
- 耐力および変形能ははりおよび柱のウェブとフランジの断面積比に大きく影響を受ける。それらを向上させるためには、フランジの断面積をウェブの断面積よりも大きくする、すなわち、フランジの耐荷力を相対的に大きくすることが有効と考えられる。

4) 隅角部の限界状態の設定

- 限界状態の設定において着目すべき隅角部の状態は、常時・レベル1に対して隅角部の非線形化を支配するウェブパネルの初期降伏、レベル2に対してはフランジ降伏とほぼ同等となる最大荷重である。
- 常時およびレベル1に対して隅角部が弾性限界となるウェブパネルの初期降伏を限界状態とし、ウェブパネルに直応力の影響を考慮することによりせん断応力のみを考慮する従来の評価方法に比べて適切、かつ、精度の良い初期降伏評価方法を提案した。
- レベル2に対して隅角部に副次的な塑性化を許容するためフランジとウェブパネルの応力状態と隅角部の残留変位を考慮した限界荷重を設定した。

【第2章参考文献】

- 2.1) 中井博, 福岡悟, 酒造敏廣, 明橋克良: 鋼製ラーメン隅角部の Shear lag と耐荷力とに関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.33A, pp.193-206, 1987.3.
- 2.2) 酒造敏廣, 事口寿男: 鋼製ラーメン隅角部の崩壊性状と変形性能に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.37A, pp.121-134, 1991.3.
- 2.3) 中井博, 酒造敏廣, 橋本良之: せん断遅れ現象を考慮した鋼製ラーメン隅角部の限界状態設計法について, 土木学会論文集, No.455/I-21, pp.95-104, 1992.10.
- 2.4) 黄元燮, 西村宣男, 高津秀俊: 鋼製ラーメン隅角部の強度と変形能に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.40A, pp.201-214, 1994.3.
- 2.5) 黄元燮, 西村宣男, 西野滋博: 鋼製ラーメン隅角部パネルの強度および変形能の評価法, 構造工学論文集, Vol.40A, pp.215-226, 1994.3.
- 2.6) 池田学, 市川篤司, 山田正人, 安原真人: 鋼製ラーメン隅角部の正負交番載荷実験, 鉄道総研報告, Vol.13, No.4, pp.41-46, 1999.4.
- 2.7) 佐々木栄一, 高橋和也, 市川篤司, 三木千壽, 名取暢: 鋼製ラーメン橋脚隅角部の補剛構造がその弾塑性挙動に及ぼす影響, 土木学会論文集, No.689/I-57, pp.201-214, 2001.10.
- 2.8) 高久英彰, 依田照彦, 井浦雅司: ラーメン隅角部の崩壊形式とパネルの降伏耐力の相関性について, 第57回土木学会年次学術講演会講演概要集, I-012, 2002.9.
- 2.9) 小玉乃理子, 依田照彦: 箱断面鋼製2層ラーメン橋脚の時刻歴応答解析, 土木学会地震工学論文集, 論文番号 306, 2003.
- 2.10) 早稲田大学理工学部: 液状化・側方流動と強地震動に対する次世代高性能橋脚の開発, 合成構造を用いた次世代高性能橋脚の開発, 平成14年度報告書, pp.82-110, 2005.3.
- 2.11) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 1995.12.
- 2.12) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説II 鋼橋編, 1995.12.
- 2.13) 長谷川和夫, 伊東昇, 山本泰幹, 齋藤亮, 清川昇悟, 村野益巳: 首都高速道路の建設における鋼製橋脚隅角部の疲労耐久性向上の技術, 橋梁と基礎, Vol.41, No.2, pp.31-39, 2007.2.
- 2.14) 首都高速道路株式会社: 橋梁構造物設計施工要領, 鋼橋編, 2008.7.
- 2.15) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説II 鋼橋編, 2012.3.
- 2.16) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 2012.3.
- 2.17) 時田英夫, 溝口孝夫, 町田文孝, 澁谷敦, 宮森雅之, 清川昇悟: 新設鋼製橋脚隅角部におけるフィレット構造の応力低減効果(その1), 土木学会第58回年次学術講演会講演概要集, I-424, 2003.9.
- 2.18) 並川賢治, 溝口孝夫, 町田文孝, 澁谷敦, 宮森雅之, 清川昇悟: 新設鋼製橋脚隅角部におけるフィレット構造の応力低減効果(その2), 土木学会第58回年次学術講演会講演概要集, I-425, 2003.9.
- 2.19) 並川賢治, 溝口孝夫, 町田文孝, 澁谷敦, 宮森雅之, 清川昇悟: 新設鋼製橋脚隅角部におけるフィレット構造の応力低減効果(その3), 土木学会第58回年次学術講演会講演概要集, I-426, 2003.9.
- 2.20) 田辺篤史, 三木千壽, 市川篤司, 佐々木栄一, 下里哲弘: 既設箱形断面鋼製ラーメン橋脚隅角部のリブ取付による疲労強度向上, 土木学会論文集, No.773/I-69, pp.137-148, 2004.10.

- 2.21) 森河久, 下里哲弘, 三木千壽, 市川篤司: 箱断面柱を有する鋼製橋脚に発生した疲労損傷の調査と応急対策, 土木学会論文集, No.703/I-59, pp.177-183, 2002.4.
- 2.22) 三木千壽, 市川篤司, 坂本拓也, 田辺篤史, 時田英夫, 下里哲弘: 鋼製箱型ラーメン橋脚隅角部の疲労特性, 土木学会論文集, No.710/I-60, pp.361-371, 2002.7.
- 2.23) 建設省土木研究所, 首都高速道路公団, 阪神高速道路公団, 名古屋高速道路公社, (社)鋼材倶楽部, (社)日本橋梁建設協会: 道路橋橋脚の地震時限界状態設計法に関する橋梁研究報告書(I)~(VII), 総括編), 平成9年4月~平成11年3月
- 2.24) 奥村敏恵, 石沢成夫: 薄板構造ラーメン隅角部の応力計算について, 土木学会論文集, 第153号, pp.1-18, 1968.5.
- 2.25) 三木千壽, 四十沢利康, 穴見健吾: 鋼製橋脚ラーメン隅角部の地震時脆性破壊, 土木学会論文集, No.591/I-43, pp.273-281, 1998.4.
- 2.26) 西村宣男, 小野潔, 池内智行: 単調載荷曲線を基にした繰り返し塑性履歴を受ける鋼材の構成式, 土木学会論文集, No.513/I-31, pp.27-38, 1995.4.
- 2.27) 鈴木雄大, 小野潔, 池内智行, 岡田誠司, 西村宣男, 高橋実: 実用的な鋼材の構成式の開発, 第6回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp.351-358, 2003.1.
- 2.28) Nishimura, N., Ikeuchi, T. and Taniguchi, N. : Numerical simulation on damage to pipe piers in Hyogoken-Nanbu earthquake, *Engineering Structures*, Vol.20, No.4-6, pp.291-299, 1998.
- 2.29) 小松定夫, 牛尾正之, 北田俊行: 補剛材を有する圧縮板の極限強度に関する実験的研究, 土木学会論文報告集, 第255号, pp.47-61, 1976.11.
- 2.30) 小松定夫, 牛尾正之, 北田俊行: 補剛板の残留応力および初期たわみに関する実験的研究, 土木学会論文報告集, 第265号, pp.25-35, 1977.9.
- 2.31) 池内智行: 鋼材の塑性履歴構成式の定式化と繰り返し外力を受ける鋼構造物の変形能の評価への応用に関する研究, 大阪大学学位論文, 1998.
- 2.32) Beedle, L. S., Topractsoglou, A. A., and Johnston, B. G.: Connections for Welded Continuous Portal Frames, *Welding Research Supplement*, Progress Report No.4, Part 11, pp.543-560, 1952.11.

第3章 フィレットの弾塑性挙動と性能に関する検討

3.1 概説

近年、鋼製ラーメン橋脚隅角部において点検時に疲労き裂が発見された例が報告されている^{3.1)}。疲労き裂の原因としては、フランジ交差部でのせん断遅れ現象や構造上の不連続に起因する高い応力集中、および溶接施工に起因した疲労強度の低下であると指摘されている^{3.2)}。この対策の一つとして、はりや柱のウェブをフィレットにより滑らかに連結してフランジ交差部のせん断遅れに起因した応力集中を緩和する構造が提案され^{3.3)~3.7)}、新設の鋼製橋脚に適用されている^{3.8)}。

ここで、従来設計法による隅角部の厚板化という問題を考えたとき、フィレットによるフランジの応力集中低減効果を利用すれば隅角部はせん断遅れの影響を考慮した応力ではなく平均応力によって合理的に設計できる可能性があり、メリットが大きい。この可能性は、第2章の正負交番載荷実験（以下、「正負交番載荷実験」という）の結果において示した。このような設計法を確立させるにはフィレットを細部構造の位置付けでなく、下フランジに作用する応力の一部を分担する構造要素として扱う必要があるが、現在のところフィレットの耐荷力特性が明らかではない。

フィレットのような三角形の鋼板の耐荷力に関する研究^{3.9), 3.10)}は少ない上、隅角部に設置されるフィレットに関する研究^{3.4)~3.8), 3.11), 3.12)}は、そのほとんどがフィレットの応力集中緩和のみに着目した研究である。特に、隅角部に設置されるフィレットは2辺単純支持1辺自由の自由突出板で、はりや柱から伝達される曲げモーメントと軸力による直応力やせん断応力などが複雑に作用しており、このような自由突出板の座屈耐荷力について研究された例は調べた限り無い。

このようなことから、隅角部に対してフィレットの効果を活用した新たな設計法を実現するにはフィレットを隅角部の一つの構造要素として評価する手法を整備する必要がある。

本章では、フィレットが有する性能、すなわち応力集中の低減効果並びに耐荷力特性を明らかにし、さらに設計荷重とフィレットの耐荷力との関係を調べることによりフィレットによるフランジの応力集中低減効果を活用した平均応力による設計方法について検討する。

具体的には、まず既往の研究を参考にフィレットに要求される性能とその性能を満たすべき限界状態を設定する。次に、縮尺模型を用いた載荷実験と実構造物モデルを用いた弾塑性有限変位解析を実施し、フィレットの挙動特性と性能を明らかにする。載荷実験ではフィレットの基本的な挙動特性を明らかにし、弾塑性有限変位解析ではフィレットの諸元をパラメータとした実構造物モデルを対象として解析を行うことによりフィレットの性能、すなわち、フランジの応力集中低減効果と耐荷力特性を解明する。設計荷重と明らかにしたフィレットの性能との関係から、設定した要求性能と限界状態を満足した上でフランジを平均応力で設計するために必要なフィレットの構造条件について検討する。

本章で対象とする設計荷重は、基本荷重である常時と地震の影響によっても部材の限界状態を弾性域にとどめる必要のあるレベル1の2つを対象とする。レベル2については、フィレットをレベル2まで損傷させず機能を有効とすることはフィレットのみならず一体化しているウェブの厚板化を招く可能性があり、合理性に欠けるため本研究の対象とはしない。

3.2 フィレットに要求される性能と限界状態

3.2.1 要求性能

フィレットは、疲労耐久性向上策の一つとしてフランジ交差部のせん断遅れ現象に起因した応力集中の緩和を目的に提案された構造である。

既往の研究^{3.5)~3.8)}では解析的検討を行ってフィレットの寸法形状を規定している。具体的には、FEM解析を用いてフィレット形状をパラメータとした橋脚構造の解析モデルに荷重を載荷し、フランジの応力集中に対する効果を調査している。その結果から、フィレットを設置した場合の応力集中を設置しない場合に比べて50%程度低減可能な寸法形状をフィレットの標準形状として規定している。

フィレットの性能は本構造が疲労耐久性向上を目的としたものであることから、常時に発揮されることが基本となるが、その性能はレベル1作用後も維持する必要があると考える。そこで、本研究では既往の研究成果なども踏まえ、フィレットに要求される性能を「常時およびレベル1におけるフランジの応力集中を50%程度低減」とする。ただし、後述の3.5で述べるようにフィレットの形状によってはレベル1においてフランジが塑性域に達する場合もあるため、本章ではフィレットの性能に対する評価指標として、応力ではなくひずみを用いることとし、フィレットの要求性能を「常時およびレベル1におけるフランジのひずみ集中を50%程度低減」とする。

なお、本研究ではフィレットの耐荷力特性に着目するため、繰り返し載荷による疲労耐久性は対象としない。フィレットの疲労耐久性については文献 3.4)や文献 3.8)が参考となる。

3.2.2 限界状態

フィレットは常時に性能を発揮することが基本であることから、常時に対するフィレットの限界状態は、「座屈により損傷せず、かつ、断面の状態は局所的なひずみ集中箇所を除き塑性化を許容しない。」ものとする。ここで言う局所的なひずみ集中箇所とは、ひずみ集中低減効果に影響のないフィレットの始末端や自由辺のことを指す。

隅角部の断面設計においてレベル1が支配的となる場合、常時に比べて作用応力は許容応力度の割増係数を考えると1.5倍程度高くなる。また、常時のように常に荷重が載荷されるものではないことを考え合わせるとレベル1に対するフィレットの限界状態は、「座屈により損傷せず、断面の状態は部分的な降伏を許容する。」ものとする。ここで言う部分的な降伏とは、目標とするひずみ集中低減効果が確保できる程度のフィレットの降伏領域のことを意味する。

表-3.2.1 にフィレットの要求性能および限界状態をまとめる。

表-3.2.1 フィレットの要求性能および限界状態

設計荷重	要求性能および限界状態	
常時	要求性能	フランジのひずみ集中を50%程度低減
	損傷度	損傷しない
	断面の状態	降伏しない
レベル1	要求性能	フランジのひずみ集中を50%程度低減
	損傷度	損傷しない
	断面の状態	部分的な降伏

3.3 設計荷重の定義

本章では設計荷重として常時およびレベル1を対象とするが、その定義は、「はりまたは柱において、**図-3.3.1**に示すフランジ交差部に作用する平均応力 σ が式(3.3.1)に示す応力状態になる時の荷重」とした。

$$\sigma = \sigma_a = \sigma_y / \gamma \quad (3.3.1)$$

ここに、

σ : フランジ交差部に作用する直応力度(MPa)

σ_a : 許容応力度(MPa)

σ_y : 鋼材の降伏点(MPa)

γ : 常時およびレベル1に対する安全率

常時 1.76 (SM570の場合)

 1.69 (SM490Yの場合)

レベル1 (常時に対する安全率/レベル1の割増し係数)

 1.17 (=1.76/1.5) (SM570の場合)

 1.13 (=1.69/1.5) (SM490Yの場合)

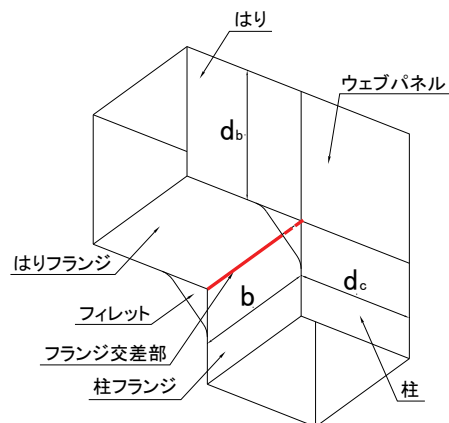


図-3.3.1 設計荷重時の応力算出位置

3.4 載荷実験

第2章では隅角部の弾塑性挙動の解明を目的とした正負交番載荷実験を実施したが、この実験では道路橋における実構造物の補剛構造やフィレットなどの細部構造を忠実に再現するため実構造物の約1/3スケールの大型の縮尺模型を用いた(図-2.2.8参照)。正負交番載荷実験における試験体の構造諸元は表-2.2.1に示したとおりである。また、試験体のフィレット形状は図-3.4.1に示すように突出長150mm、フィレットの板厚(t_{fil})に対する自由辺長(l_{fil})の比である幅厚比(l_{fil}/t_{fil})は30である。この実験では、図-3.4.1に示すように部分的ではあるがフィレットの変位とひずみを計測している。

本章で実施した実験(以下、「本実験」という)では、正負交番載荷実験で得られたフィレットに関する結果を補完する目的から、より詳細にフィレットの挙動を観察できるように計画した。なお、正負交番載荷実験におけるフィレットの計測結果は、本実験の結果との比較のため適宜示していく。

3.4.1 実験概要

(1) 試験体の設計と諸元

本実験に用いた試験体は、隅角部に実構造物と同様、軸力、曲げモーメントおよびせん断力が作用するようL字形を採用した。試験体の構造詳細は実際の構造物に近いものとするため、兵庫県南部地震以降に改定された道示II^{3.13)}および道示V^{3.14)}に基づいて設計・施工された鋼製ラーメン橋脚隅角部を対象とした実績調査を実施し、試験体の断面寸法と材質に反映した。また、実験で着目するフィレット形状は、高速道路会社が既往の研究^{3.8)}に基づき設計基準^{3.15)}に規定した形状寸法を基本とする。

実験に用いた試験体は2体で、1体は隅角部を構成するフランジ、ウェブパネルおよびフィレットの全体的な応力性状や挙動特性を調べる目的から実構造物と同様の設計方法であり、柱断面を設計した試験体1である。

一方、試験体2は試験体1のフィレットに比べ突出長を大きくした構造で、フィレットの挙動特性のみに着目した試験体である。図-3.4.2に試験体の構造、図-3.4.3にフィレット形状を示す。また、表-3.4.1には試験体諸元を示す。試験体諸元の決定方法について以下に詳述する。

a) 骨組み寸法、断面寸法

はり柱の長さは隅角部に所要の断面力を与えるよう決定した。はり柱のウェブが交差するウェブパネルは、実構造物での実績が多い正方形断面とした。断面寸法は高さ、幅とも300mmで、これは実構造物に対して1/8程度の縮尺に相当する。なお、縦リブは載荷によりフランジがウェブパネルに先行して損傷することを防ぐためフランジのみに1本設置し、ウェブパネルには設置していない。また、実構造物と同様にフランジ交差部の手前で止めている。

b) 材質、板厚

フランジとウェブの材質は、実構造物で最も施工実績の多いSM570^{3.16)}とし、板厚は10mmとし

た。フィレットはウェブパネルの一部であるため材質および板厚ともウェブパネルと同一である。

c) フィレット

フィレットは、試験体 1 に対しては文献 3.15)を参考に図-3.4.3 に示す突出長 W および摺り付け半径 R をはりウェブ高の 20%とする形状とした。一方、試験体 2 はフィレットのみに着目するため、フィレットの突出長を試験体 1 の 2.5 倍にし、座屈耐荷力に影響を及ぼすフィレットの幅厚比 (l_{fl}/t_{fl}) を実構造物の平均程度である 30 とした試験体である。この幅厚比は、実績調査の結果によるはりのウェブ平均高さ 2400mm および平均板厚 32mm に基づいたもので、正負交番載荷実験に用いた諸元と同じとしている。なお、板の耐荷力は通常、座屈係数 k を用いた幅厚比パラメータ $R^{3.17), 3.18)}$ で整理されるが、隅角部のフィレットの場合、支持条件や応力状態によって定まる座屈係数が明らかではないことから、本章では道示 II^{3.17)}におけるニブレースやトラスのガセットプレート^{3.18)}に対する自由辺長の局部座屈の制限値として用いられている幅厚比 (l_{fl}/t_{fl}) を対象とした。

(2) 実験方法

a) 実験装置

実験装置を図-3.4.4に示す。試験体の支持条件は隅角部に実構造物と同様の断面力を作用させることと実験中の試験体の安定性を考え、載荷側頂部をローラー、基部を固定とした。

b) 載荷方法

荷重は頂部に設置した2000kNジャッキにより荷重制御で与えた。載荷は本実験がフィレットに関する座屈耐荷力や変形性状を調べることが主目的であることから、フィレットに圧縮荷重が作用するよう片振り載荷を基本とし、さらにフィレットの残留面外変形を調べることから繰り返し載荷とした。図-3.4.5に載荷パターンを示す。

c) 計測項目および計測方法

ひずみは、図-3.4.6 に示すようにはりと柱のフランジおよびウェブパネルの外側面、フィレットの両面に貼付したひずみゲージで計測した。また、変位は、図-3.4.7 に示すように隅角部近傍のはりと柱の対角の変位（以下、「隅角変位」という）とフィレットの面外変位を計測した。

3.4.2 実験結果および考察

(1) 荷重と隅角変位の関係

図-3.4.8 に実験で得られた荷重と隅角変位の関係を示す。図中にはウェブパネルの初期降伏荷重を併記した。ウェブパネルの初期降伏荷重は、ウェブパネルに設置したひずみゲージの計測値から算出した相当応力が降伏応力となる時の荷重である。また、はりと柱の断面を実構造物に相似させた試験体 1 については、レベル 1 の設計荷重を示している。図より、突出率の大きな試験体 2 の初期剛性が高いことがわかる。これは、隅角部のせん断剛性にフィレット断面が寄与して

いるためである。また、両試験体ともウェブパネルの初期降伏以降に隅角部の変形が急増し、せん断剛性が非線形化している。これは、第2章で示した実験と解析の結果と同様の傾向である。なお、試験体1の初期降伏荷重はレベル1とほぼ同程度の荷重で生じている。

(2) 荷重とフィレットの面外変位の関係

まず、フィレットの変形状態について着目する。写真-3.4.1に正負交番載荷実験終了後のフィレットの変形状況を示す。写真より、フィレットははり・柱中心方向（以下、内側という）に面外変形しているのがわかる。写真-3.4.2には本実験における実験終了後のフィレットの変形状況を示すが、正負交番載荷実験の結果と同様、試験体1, 2とも内側に变形していることが確認できる。ここで、試験体1, 2について事前に計測したフィレットの初期たわみ形状を図-3.4.9に示す。図より、フィレットははりおよび柱のフランジとの溶接による熱影響で内側に变形していることがわかる。そのため、写真-3.4.2で示したようにフィレットは荷重載荷によって初期たわみの方向に面外変形が増大していくこととなった。

次に、荷重とフィレットの面外変位の関係に着目する。まず、図-3.4.10に正負交番載荷実験の結果を示す。図中にはウェブパネルの初期降伏荷重を併記している。変位はフィレット断面中央部のみの結果で、3つの試験体とも荷重が低い範囲では面外変位は線形的に徐々に増加していくが、ウェブパネルの初期降伏荷重付近から変形が急増していくことがわかる。また、図-3.4.11に荷重 $P=200\text{kN}$ におけるフィレットの自由辺中央と断面中央付近の主応力ベクトルを示す。自由辺中央は一軸ゲージによる結果であるが、どちらの位置も自由辺に沿った方向に圧縮応力が作用しており、この圧縮応力がフィレットに面外変形を生じさせていると考える。

本実験では正負交番載荷実験結果を踏まえ、フィレット断面で最も変形しやすい自由辺と変形しにくいフランジ交差部近傍について計測した。その結果を図-3.4.12に示す。図より、フランジ交差部近傍は正負交番載荷実験の結果と同様、ウェブパネルの初期降伏荷重以降に面外変位が急増していることがわかる。一方、自由辺中央では初期降伏荷重より早い段階で面外変位が急増している。フィレットの座屈とウェブパネルの初期降伏荷重との関係を調べるため、正負交番載荷実験結果に対して荷重とフィレットの残留面外変位の増加量との関係を調べた。その結果を図-3.4.13に示す。図より、フランジ交差部近傍および自由辺中央の両位置において残留面外変位の増加量はウェブパネルの初期降伏以降に急増していることがわかる。つまり、フィレットはウェブパネルの初期降伏荷重以降に塑性変形が急増して座屈に至るものと考えられる。

ひずみゲージから得られた荷重 $P=200\text{kN}$ でのフィレットに作用する主応力ベクトルを図-3.4.14に示す。両試験体ともフィレットの自由辺およびフランジ交差部付近において自由辺に沿った方向に圧縮の主応力が作用しており、正負交番載荷実験結果と同様、圧縮の主応力が面外変形の主因となっていることが確認できる。

以上のことから、面外変形が増大するメカニズムは、ウェブパネルが降伏するまでは隅角部のせん断変形が小さいためフィレットには大きな圧縮力は作用しないが、ウェブパネルが降伏してせん断変形が大きくなるとフィレットには大きな圧縮力が作用し、剛性の小さなフィレットは面外変形が急増して最終的には面外座屈するものと考えられる。つまり、フィレットの面外変形や座屈はウェブパネルのせん断変形に支配されていると言える。

(3) フランジのひずみ分布

はりと柱を実構造物と同様の方法で設計した試験体1について、フィレットによるフランジのひずみ集中低減効果を調べた。その結果を図-3.4.15に示す。図は、常時およびレベル1におけるフランジ交差部でのはり下フランジの軸方向ひずみの分布である。図中には、計測値の他に降伏ひずみと設計荷重時の作用断面力より算出した平均ひずみを併記している。また、従来隅角部の設計で用いられてきた奥村・石沢の式^{3.19)}を用いて算出したせん断遅れによるひずみも示している。

図より、常時ではウェブ近傍においてほとんどせん断遅れによる影響は見られず、フィレットが有効に機能していることがわかる。また、レベル1においてもせん断遅れによるひずみの集中が少し見られるものの、両者とも奥村・石沢の式^{3.19)}から算出した値に比べて30%程度低減されており、ひずみ集中低減効果が保持されていることがわかる。なお、ここでは比較のため奥村・石沢の式^{3.19)}による算定値を用いたが、既往の研究^{3.8), 3.12)}では本実験の計測位置のようにフランジ交差部に近接する部位ではせん断遅れの影響はより顕著となっている。つまり、フィレットのフランジ交差部におけるひずみ低減効果は、3.6で詳述するように50%程度はあるものと推定される。

また、図より、常時およびレベル1においてひずみは全幅にわたり平均ひずみ以下となっている。これは第2章の正負交番載荷実験と同様の結果で、フィレットが下フランジの応力の一部を分担しているためと考えられる。

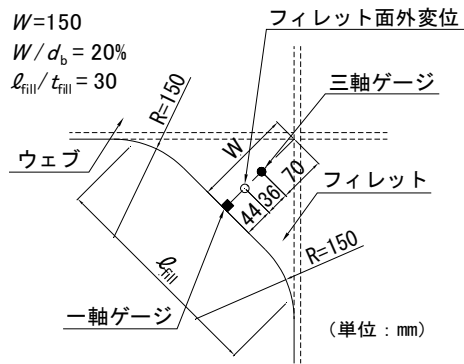


図-3.4.1 正負交番载荷実験におけるフィレット詳細図

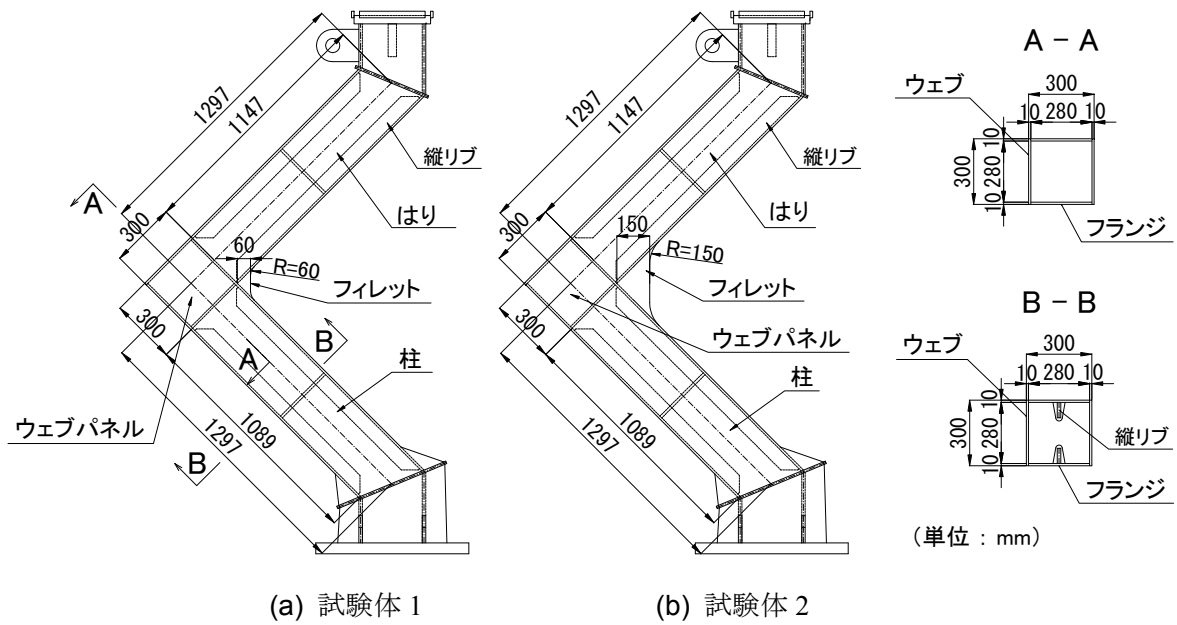


図-3.4.2 試験体詳細図

表-3.4.1 試験体諸元

		試験体名称	
		試験体1	試験体2
材質		SM570	
はり断面寸法	フランジ $b \times t_b$ (mm)	280×10	
	ウェブ $d_b \times t_b$ (mm)	300×10	
柱断面寸法	フランジ $b \times t_c$ (mm)	280×10	
	ウェブ $d_c \times t_c$ (mm)	300×10	
補剛材	$h_r \times t_r$ (mm)	70×16	
フィレット板厚 t_{fil} (mm)		10	
フィレット自由辺長 θ_{fil} (mm)		120	300
フィレット突出長 W (mm)		60	150
フィレット端の擦り付け半径 R (mm)		60	150
フィレット突出率 (W/d_b)		20%	50%
フィレット幅厚比 θ_{fil}/t_{fil}		12	30

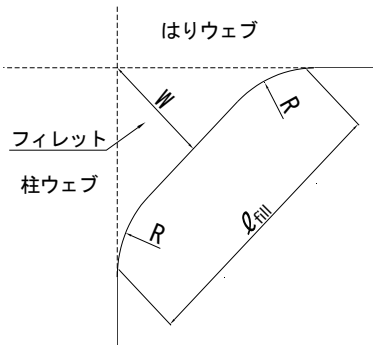


図-3.4.3 フィレット形状図

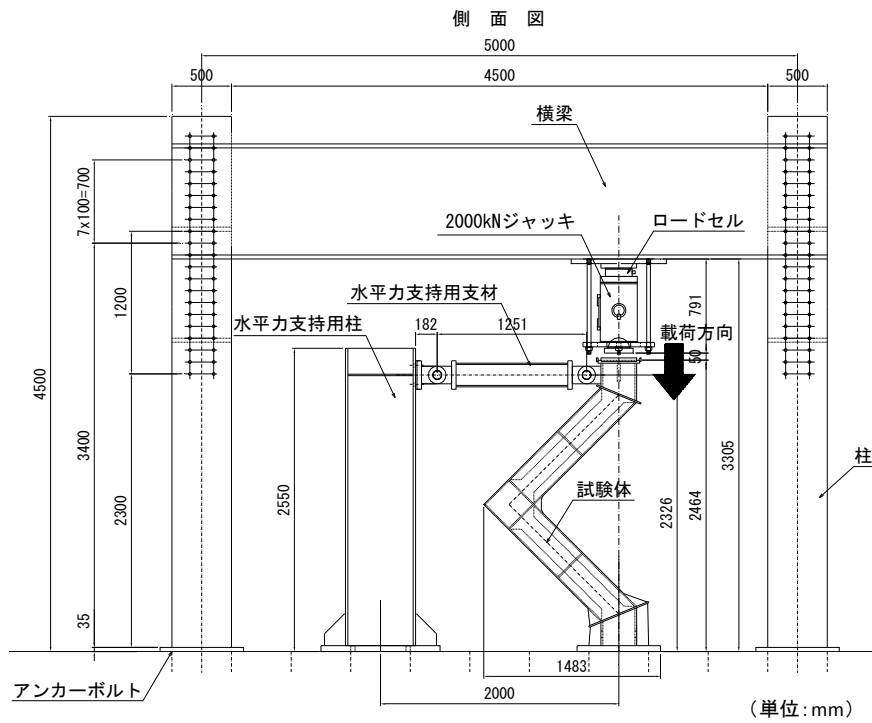


図-3.4.4 実験装置

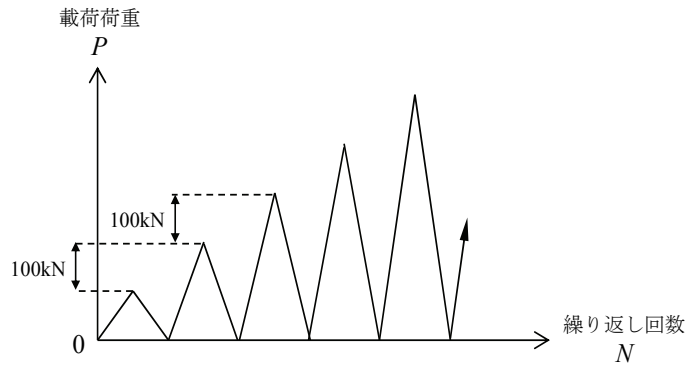


図-3.4.5 荷重載荷パターン

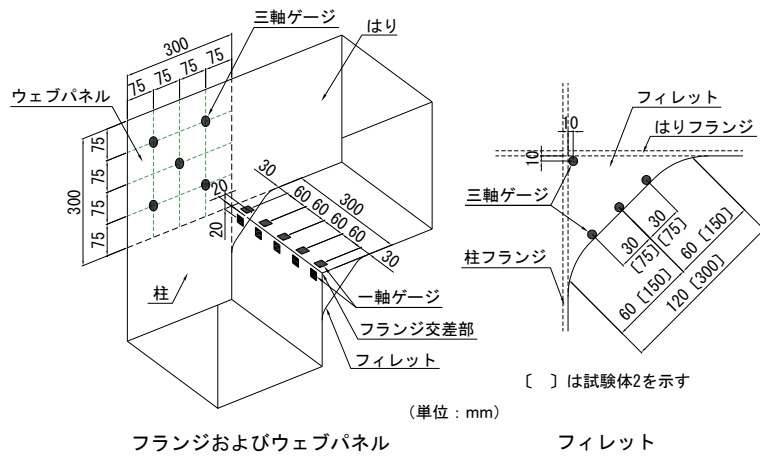


図-3.4.6 ひずみの計測位置

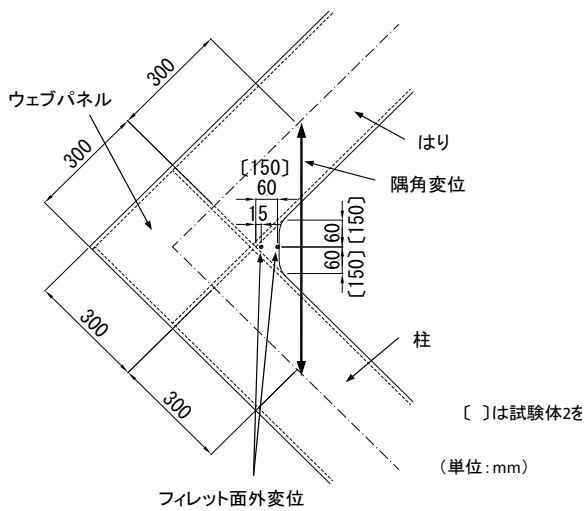


図-3.4.7 変位の計測位置

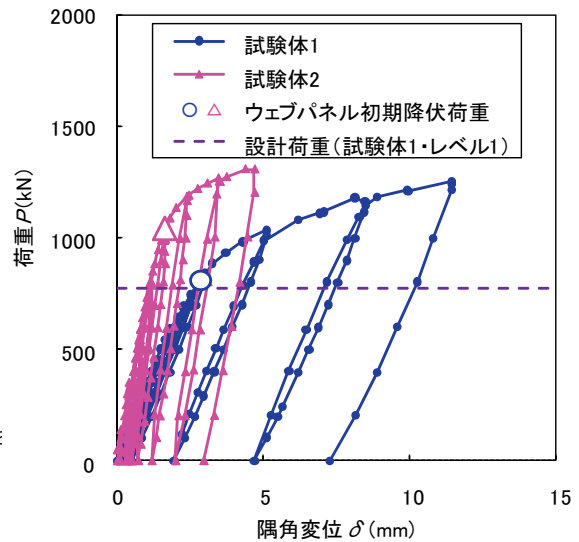
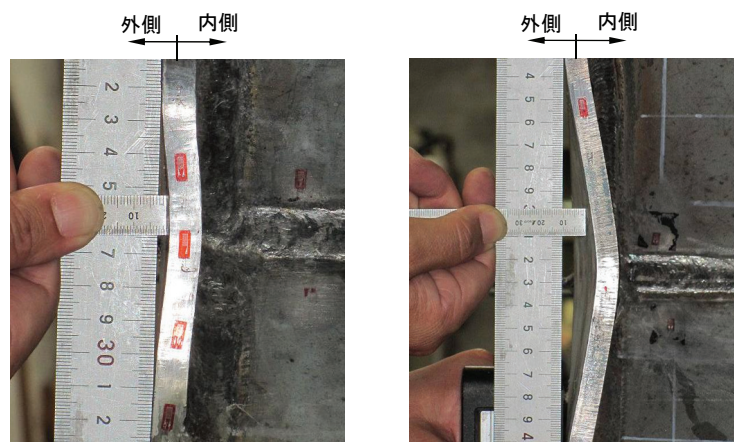


図-3.4.8 荷重と隅角変位の関係



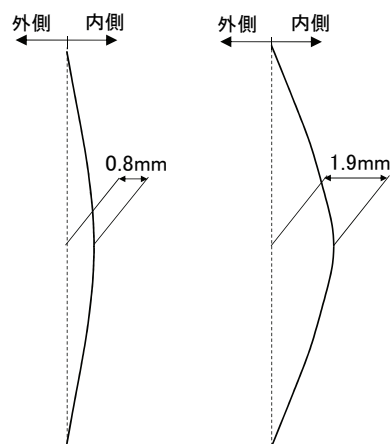
写真-3.4.1 正負交番载荷実験におけるフィレットの面外変形の状態（実験終了後）



(a) 試験体 1

(b) 試験体 2

写真-3.4.2 フィレットの面外変形の状態（実験終了後）



(a) 試験体 1

(b) 試験体 2

図-3.4.9 フィレットの初期たわみ形状

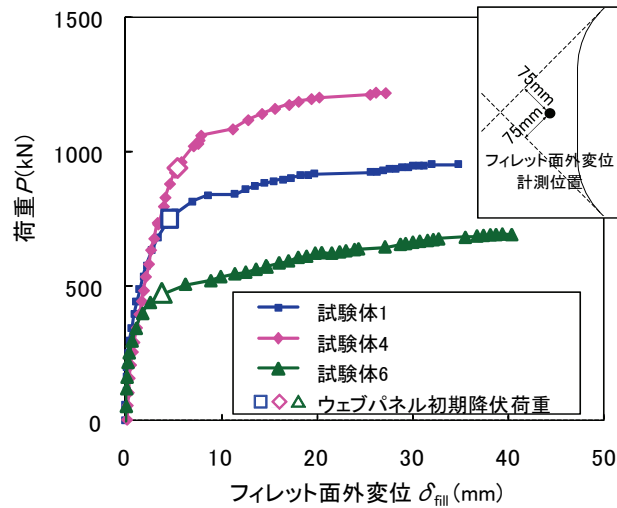


図-3.4.10 荷重とフィレット面外変位の関係（正負交番載荷実験）

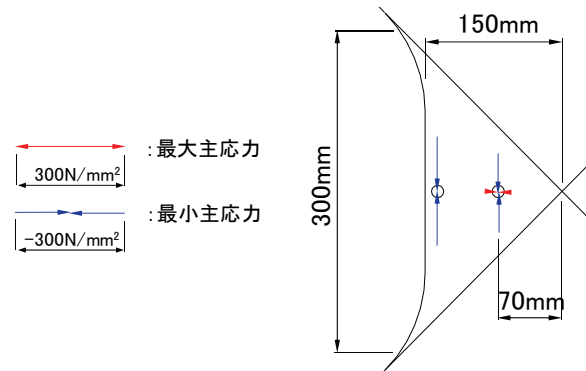


図-3.4.11 フィレットの主応力ベクトル（正負交番載荷実験，試験体 1）

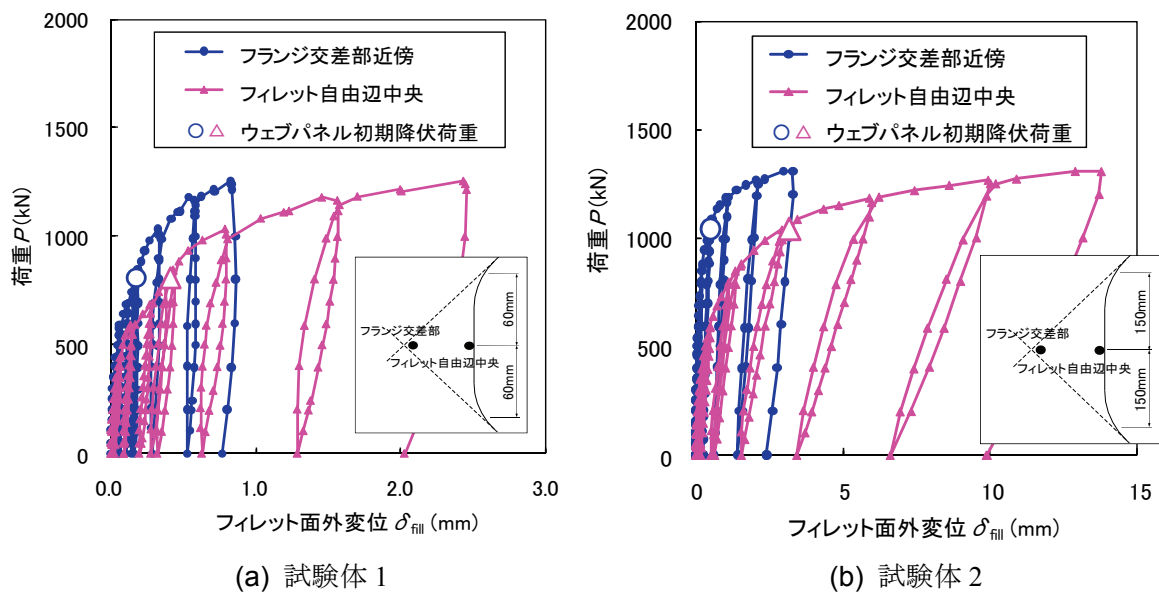


図-3.4.12 荷重とフィレット面外変位の関係

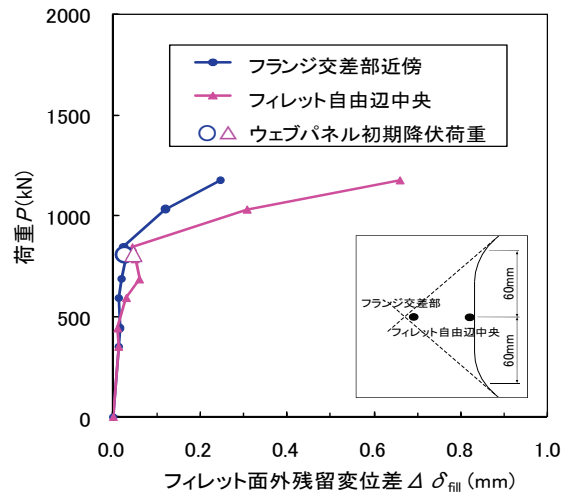


図-3.4.13 載荷荷重とフィレット面外残留変位増加量の関係 (試験体 1)

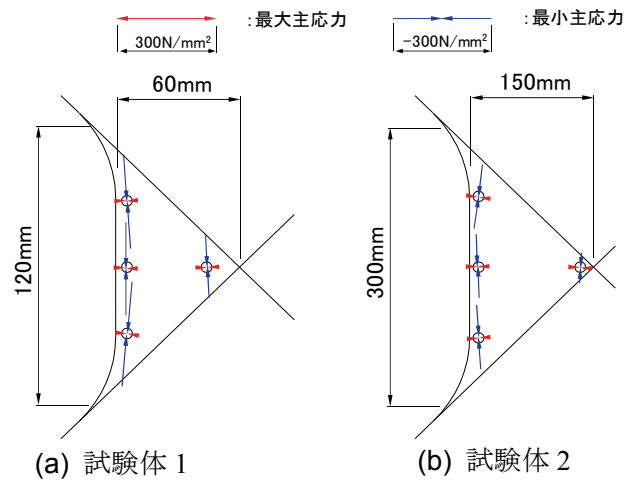


図-3.4.14 フィレットの主応力ベクトル ($P=200\text{kN}$)

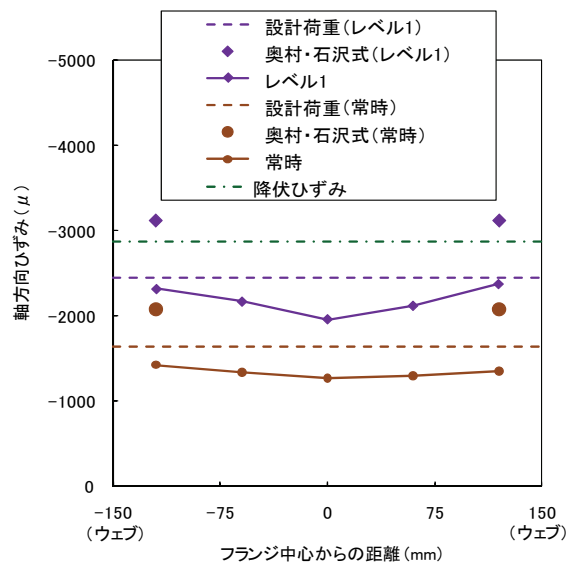


図-3.4.15 はり下フランジ交差部近傍のひずみ分布 (試験体 1)

3.5 弾塑性有限変位解析

3.5.1 解析概要

弾塑性有限変位解析で設定したモデルの構造諸元やパラメータは、3.4の実験と同様、兵庫県南部地震以降に設計された鋼製ラーメン橋脚の実績調査結果に基づき決定した。解析には第2章で用いた弾塑性有限変位解析プログラム CYNAS を使用した。なお、フィレットも含む隅角部へのプログラムの適用性については第2章において確認している。以下に、解析方法について詳細を示す。

(1) 解析モデル

解析モデルの形状は、図-3.5.1 に示すようにはり支間長および柱高さが 20m 程度の鋼製ラーメン橋脚の隅角部を取り出した部分モデルで、載荷実験同様 L 形の隅角部を対象としたものである。骨組長は、隅角部に実構造物と同程度の断面力が作用するようにはりおよび柱とも 10m とした。

はり柱の断面寸法は第2章で示した実績調査における平均的な寸法で、一辺 2400mm の正方形断面を基本とした。また、フランジとウェブの板厚も実績の平均程度である 32mm を標準板厚とした。

フランジおよびウェブパネルに設置した縦リブは、実構造物の実績や道示 II^{3.17}および道示 V^{3.20}の規定に基づき $R_R, R_F = 0.5$ 程度、 $\gamma_1 / \gamma_{1,req} = 1.0$ 程度となるよう設定した。なお、縦リブは道路橋における実構造物と同様にフランジ交差部手前で止め、断続させてモデル化している。図-3.5.2 にはり柱の標準断面を示す。フィレットは3.4の実験と同様、文献3.8)を参考に図-3.4.3を基に形状を設定した。

解析モデルは解析時間の短縮を目的として、鉛直面に対する構造の対称性を考慮し、別途フルモデルとの比較によって精度を確認した 1/2 モデルを用いた。部材は全てシェル要素、境界条件は載荷点となるはりの端部をピンローラー、柱の端部をピン支持とした。境界条件を図-3.5.3、解析モデルを図-3.5.4 に示す。

(2) 解析条件

1) 解析パラメータ

解析で対象としたパラメータは、フィレットの突出率 (W/d_b)、ウェブパネルの辺長比 α ($\alpha = d_b/d_c$, d_b : はりウェブ高さ, d_c : 柱ウェブ幅) (図-3.5.5 参照) および鋼材材質の3つとした。フィレットの突出率 W/d_b は 20% を基本として、フィレット無し (0%), 10%, 15% を対象とした。ウェブパネルの辺長比 α は、1.0 と 1.3 とし、鋼材材質は、SM570 と SM490Y を対象とした。

解析ケースは、上記3つの着目パラメータに対して、フィレットの耐荷力に影響を及ぼすフィレットの幅厚比 (l_{fil}/t_{fil}) が実構造物における上下限の範囲である 15~60 程度となるよう板厚を組み合わせることにより、20 ケースを設定した。解析ケースの諸元を表-3.5.1 に示す。なお、フィレットの耐荷力にはフィレットの構造諸元だけでなくフランジおよびウェブパネルの断面

剛性も影響すると考えられるが、本研究で対象とした隅角部は実建造物の多くの実績と同様、フランジ、ウェブパネルおよびフィレットを同板厚としており、フィレットの板厚に応じて各部材の組合せが決まることから、フィレットの諸元（幅厚比）に着目して整理した。

2) 材料定数, 構成則

解析に用いた構成則の材料定数を表-3.5.2に示す。材料定数は設計荷重と隅角部を構成する部材と要素の関係を詳細に把握する目的から、引張試験および繰り返し材料試験の結果から決定している。この材料定数を基に設定した構成則を図-3.5.6に示す。

3) 初期不整

耐荷力特性の調査対象とするフィレットにのみ初期たわみを図-3.5.7に示すように導入した。フィレットの初期たわみは、図-3.5.8に示すフィレット実験の試験体に対する実測結果に基づき最外縁中央で最大 W_1 mm の凹みとなるように式(3.5.1)の全体系たわみ W_G を正弦波で導入した。

$$W_G(x,y) = W_1 \cdot \sin \frac{\pi x}{a} \cdot \sin \frac{\pi y}{b} \quad (3.5.1)$$

ここに、

$W_G(x,y)$: 任意の点(x,y)におけるフィレットの初期たわみ量

x : x 方向（はり軸方向）座標(mm)

y : y 方向（柱軸方向）座標(mm)

W_1 : 全体系最大縦距(mm)

a, b : 定数

ここで、全体系最大縦距 W_1 は、3.4の実験に用いた試験体における計測値と道示 II^{3.17} 17.3.2の自由突出板の部材精度の規定（自由突出幅/100）を参考に設定した。3.4の実験結果における荷重とフィレットの面外変位の関係において示したように、フィレットの座屈はウェブパネルのせん断変形に支配されることから残留応力は考慮しないこととした。

4) 荷重条件

荷重は図-3.5.4に示すとおり隅角部に所要の断面力が作用するようにはり端部に鉛直方向に載荷する。載荷パターンはフィレットの耐荷力特性を調べる目的から単調載荷とした。

3.5.2 解析結果および考察

(1) 荷重と隅角変位の関係

解析で得られた荷重と隅角変位（図-3.5.9参照）の関係を図-3.5.10～図-3.5.13に示す。各ケースの結果を比較するため、着目パラメータ毎に代表的なケースを抽出して比較した結果を図-3.5.14に示し、以下、本図について考察する。

図-3.5.14(a)はSM570、辺長比1.0の代表ケースとして、CASE2（板厚32mm、突出率10%）とCASE6（板厚32mm、突出率20%）の結果である。また、図-3.5.14(b)はSM490Yの代表ケースとしてCASE17

(板厚32mm, 突出率20%)の結果である。図中には最大荷重とウェブパネル初期降伏荷重を示し、また常時およびレベル1の設計荷重を破線で示している。

図-3.5.14(a)において、まずフィレット突出率に着目すると、載荷荷重と隅角変位の関係が線形領域では突出長の大きな20%の方が初期剛性は若干高いが、非線形となる領域では両者の間にはほとんど差異が見られない。これは載荷実験の結果と同様、線形領域ではフィレット断面が隅角部のせん断剛性に寄与するためである。しかし、隅角変位が急増して非線形となるウェブパネルの初期降伏以降は、フィレットの面外変形が大きくなり、最終的には座屈するためフィレット断面は隅角部の挙動に寄与しなくなる。

次に、図-3.5.14(a), (b)において隅角部の状態に着目すると、隅角部の非線形挙動は材質やフィレットの突出率によらずウェブパネルの初期降伏を起点としていることが確認できる。また、設計荷重と隅角部の状態との関係に着目すると、ウェブパネルの初期降伏はレベル1近傍で生じていることがわかる。これは、3.4の載荷実験(図-3.4.8)と同様の結果である。

以上の結果から、隅角部の挙動はウェブパネルの初期降伏状態に支配されることが明らかとなり、隅角部をレベル1まで弾性挙動にとどめるためにはウェブパネルを降伏させないことが必要となる。これは後述するフィレットの性能評価と関係する重要なポイントである。

(2) フィレットの状態

図-3.5.15に代表的なケースであるCASE6における最大荷重時のフィレットの変形図を示す。図から、フィレットは自由辺中央が最大変位となる変形状態となっていることが確認できる。また、図-3.5.16には荷重とフィレット面外変位の関係を示す。図中にはウェブパネルの初期降伏荷重を併記している。フィレットの変形挙動は載荷実験の結果(図-3.4.12)と同様の傾向を示しており、フィレットはウェブパネルの初期降伏荷重以降に塑性変形が急増しているものと言える。

設計荷重時のフィレットの応力状態を調べるため、常時およびレベル1における発生応力に対して降伏判定を行った。その結果を図-3.5.17～図-3.5.20に示す。図中の赤着色は降伏領域を示す。なお、フィレットの変形状態から主としてフィレットの外面が圧縮面、内面が引張面となる。各ケースの結果を比較するため、着目パラメータ毎に代表ケースとして板厚32mmのケースを抽出し比較した結果を図-3.5.21に示す。以下、本図について考察する。

まず、常時に着目すると、圧縮面では自由辺沿いに面外曲げによって降伏した部分が見られ、また、引張面ではフィレットとはり・柱のフランジ交差部であるフィレット始末端付近に降伏が見られるが、何れも局所的な応力集中によるものと考えられる。次に、レベル1に着目すると、圧縮面はほぼ全域にわたり降伏しているが、引張面は常時と同様、フィレット始末端部分の降伏にとどまっている。つまり、フィレット断面には常時では局所的な応力集中が生じ、応力レベルの高いレベル1では降伏領域が広がるものの全断面降伏には到っていないことが明らかとなった。これは、解析ケース全てにおいて同様の結果であり、フィレットの状態が設定した限界状態(表-3.2.1)を満足することが確認できる。

ここで、レベル1におけるフィレットの発生ひずみを調べた結果を図-3.5.22～図-3.5.25に示す。この結果のうち、図-3.5.23(e)に示すCASE9が最もひずみが大きく生じたケースであり、圧縮面の自由辺中央付近からフランジ交差部にかけて顕著な圧縮ひずみが生じている。しかし、最大でもフランジ交差部近傍の局所的な部位において約2%程度である。

(3) 下フランジのひずみ分布

はり下フランジ交差部近傍におけるひずみ分布を図-3.5.26～図-3.5.29に示す。図の縦軸ははり下フランジに作用する軸方向ひずみ、横軸はフランジ中心からの幅方向の距離を示す。図中の破線は常時およびレベル1に対応したひずみ集中を考慮しない平均ひずみでの設計値、一点鎖線は鋼材の降伏ひずみを示している。なお、ひずみの評価位置は図-3.5.30に示すように、道路橋の実構造物の構造詳細を考慮してフランジ交差部から20mm離れた縦リブの無い位置の断面で評価している。

SM570、板厚32mmに対するフィレット無し(CASE1)、突出率10%(CASE2)および20%(CASE6)のはり下フランジ交差部近傍におけるひずみ分布を図-3.5.31に示す。図の縦軸ははり下フランジに作用する軸方向ひずみ、横軸はフランジ中心からの幅方向の距離を示している。図中の破線は常時およびレベル1に対して断面計算によって求めたひずみ集中を考慮しない平均ひずみとした設計値、一点鎖線は鋼材の降伏ひずみを示している。

常時ではフィレット無しと突出率10%においてウェブ近傍でひずみの集中が見られる。これに対して、実構造物で採用されている突出率20%ではひずみの集中はほとんど生じておらず、ひずみ値はフィレット無しに比べ高速道路会社の要求性能^{3.8), 3.15)}である50%程度は低減されていることが確認できる。また、突出率20%のひずみ値はフランジ幅にわたり破線で示した設計値よりも小さいことがわかる。これはフィレット無しおよび突出率10%の場合よりも顕著であることから、フィレット断面が下フランジの応力の一部を分担しているものと考えられる。

フィレット形状がフランジとウェブの交差部近傍(以下、「フランジ端部」という)だけでなく全体にわたり応力分布に影響を与える傾向は、本研究と同じく文献3.15)に規定されたフィレット形状を対象とした既往の研究^{3.8), 3.12)}においても示されている。一方、フィレットの応力低減効果に関する基本検討を実施した文献3.4)では隅角部モデルを対象とした解析が示されているが、その結果ではフィレット無しの場合と突出率10%の三角リブ(フィレット)を設置した場合とではフランジ端部の応力集中の程度に差は見られるもののフランジ中央部の応力分布に差異は見られない。しかし、同文献では突出率10%のフィレットに加え始末端にはり高さ10%の半径の円弧を設けた形状のフィレットを対象とした解析結果も示されており、この結果ではフィレットを設置した方がフィレット無しに比べてフランジ中央部の応力が低減されている。このように、文献3.4)の2つの解析においてフランジ中央部の応力分布に差異が見られたのはフィレット形状の違いに起因したものと考えられる。

また、突出率20%のCASE6は常時に対してフランジ端部のひずみ集中が見られずほぼ一様な分布となっている。この傾向は3.4で実施した実験の結果でも見られた。このようなフィレットによるフランジ端部のひずみ集中低減の傾向を詳細に考察するため、フランジ交差部からはり部材軸方向に60mm離れた位置(以下、「60mmの位置」という)のひずみ分布を調べた。その結果を図-3.5.32に示す。なお、先述したように図-3.5.31の評価位置がフランジ交差部から20mm離れた縦リブの無い位置(以下、「20mmの位置」という)であるのに対して、60mmの位置は縦リブが設置されている範囲内にある。3.4の実験も縦リブの無い位置でひずみ分布の評価を行っている。

ひずみ分布がほぼ一様となった図-3.5.31(20mmの位置)の常時に対するCASE6について、図-3.5.32(60mmの位置)の同じケース同士を比較すると、フランジ中央部のひずみは60mmの位置の方が20mmの位置より小さい。これは、60mmの位置では縦リブがフランジの応力を分担するた

めひずみが小さくなったものと考えられる。それに対して、フランジ端部では20mmの位置の方が60mmの位置よりもひずみが小さくなっている。ここで、フィレットの無いCASE1のひずみ分布を見るとフィレットのある場合とは異なり60mmの位置の方が20mmの位置よりひずみが小さいことがわかる。これらの結果を考え合わせると、フィレットのあるCASE6ではフィレットの効果によりフランジ交差部に近づくにつれてフランジ端部のひずみ集中が徐々に低減されていったものと考えられる。つまり、**図-3.5.31**のCASE6においてフランジのひずみ分布がほぼ一様となったのは、ひずみの評価位置が縦リブの無い位置であることによる影響と、フィレットによるひずみ集中の低減効果による影響が重なったことによるものと考えられる。

レベル1ではフィレット無しおよび突出率10%はウェブに近づくにつれて急激にひずみが増し、ウェブ近傍では降伏ひずみを大きく上回る高い塑性ひずみが生じている。これに対し突出率20%は、常時に比べてひずみの集中が見られるものの、その値は降伏ひずみ以下であり、フィレット無しに比べて50%以上ひずみが低減されていることが確認できる。また、突出率20%のひずみ値はウェブ近傍で設計値と同程度となっているが、ほとんどの範囲で設計値より小さくなっているのがわかる。常時およびレベル1に対して、下フランジのひずみ値が設計値と同等以下であるという結果は、突出率20%であれば材質や幅厚比にかかわらず同じ傾向であった。

以上の結果から、**表-3.5.1**に示した本解析で対象とした隅角部の諸元の範囲内では、突出率20%のフィレットを有していればフランジ断面をひずみ（応力）の集中を考慮しない設計値、すなわち平均ひずみ（応力）によって設計することが可能であると言える。

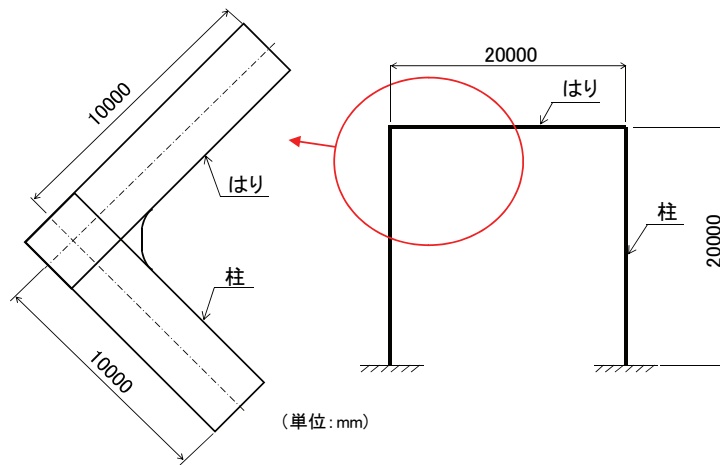


図-3.5.1 解析モデルの形状

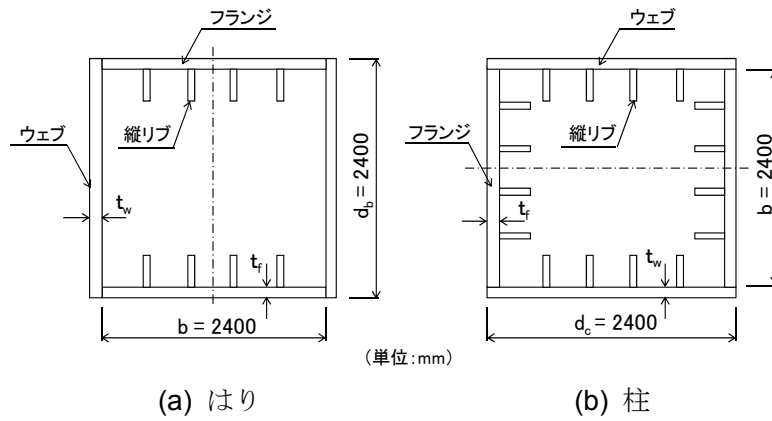


図-3.5.2 解析モデルの標準断面

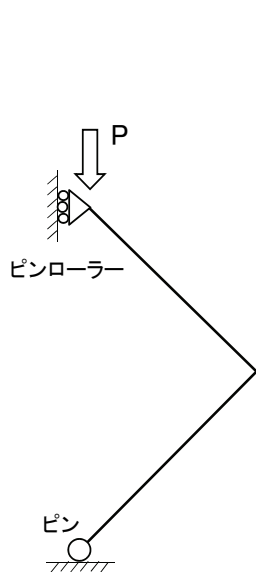


図-3.5.3 境界条件

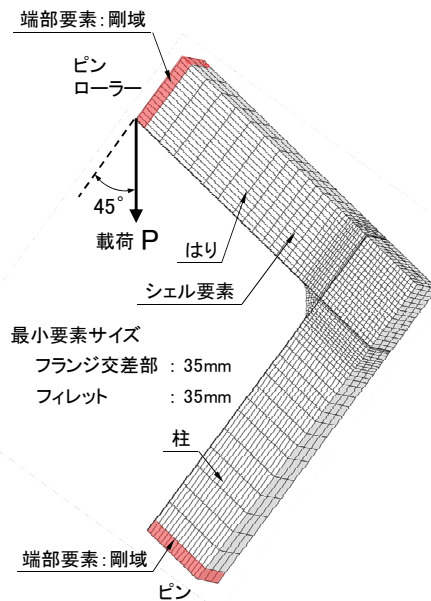


図-3.5.4 解析モデル

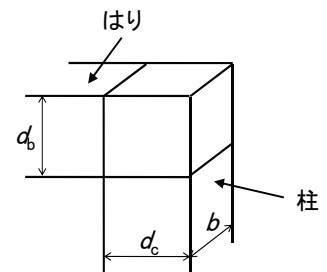


図-3.5.5 隅角部寸法の定義

表-3.5.1 パラメトリック解析ケース

着目パラメータ	突出率	CASE No.	b	d_b	d_c	辺長比	フランジ板厚	ウェブ板厚	フィレット			材質 (降伏点 σ_y (MPa))
			mm	mm	mm	α (d_b/d_c)	t_f (mm)	t_w (mm)	板厚 t_{fil} (mm)	自由辺長 ℓ_{fil} (mm)	幅厚比 ℓ_{fil}/t_{fil}	
フィレット 突出率	0%	1	2400	2400	2400	1.0	32	32	32	-	-	SM570 (576)
	10%	2	2400	2400	2400	1.0	32	32	32	480	15	
		3	2400	2400	2400	1.0	16	16	16	480	30	
		4	2400	2400	2400	1.0	12	12	12	480	40	
	20%	5	2400	2400	2400	1.0	48	48	48	960	20	
		6	2400	2400	2400	1.0	32	32	32	960	30	
		7	2400	2400	2400	1.0	23	23	23	960	42	
		8	2400	2400	2400	1.0	19	19	19	960	51	
		9	2400	2400	2400	1.0	16	16	16	960	60	
辺長比 $D_b/D_c=1.3$	0%	10	2400	3200	2400	1.3	32	32	32	-	-	
	15%	11	2400	3200	2400	1.3	64	64	64	960	15	
		12	2400	3200	2400	1.3	43	43	43	960	22	
		13	2400	3200	2400	1.3	32	32	32	960	30	
		14	2400	3200	2400	1.3	26	26	26	960	37	
15	2400	3200	2400	1.3	21	21	21	960	46			
材質 SM490Y	0%	16	2400	2400	2400	1.0	32	32	32	-	-	SM490Y (384)
	20%	17	2400	2400	2400	1.0	32	32	32	960	30	
		18	2400	2400	2400	1.0	23	23	23	960	42	
		19	2400	2400	2400	1.0	19	19	19	960	51	
		20	2400	2400	2400	1.0	16	16	16	960	60	

表-3.5.2 構成則に含まれる材料定数

	σ_y MPa	ε_{st}^P	E_{st}^P MPa	a	b
SM570	575.9	0.0117	3974	0.1331	47.47
SM490Y	384.4	0.0092	7709	0	61.54

	c	d	e	f	g
SM570	0.530	0.48	0.33	4.57	-1.78
SM490Y	0.587	1.09	0.58	3.93	-0.75

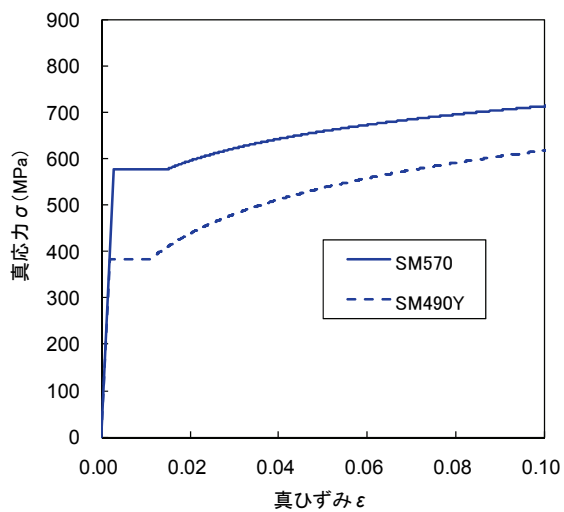
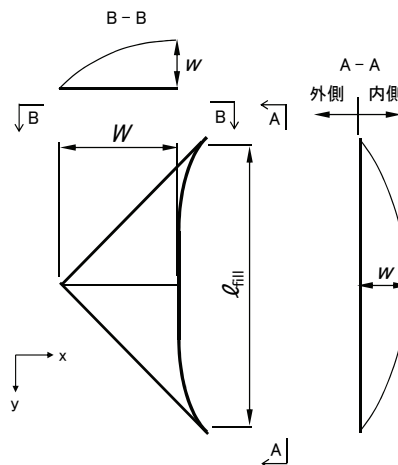
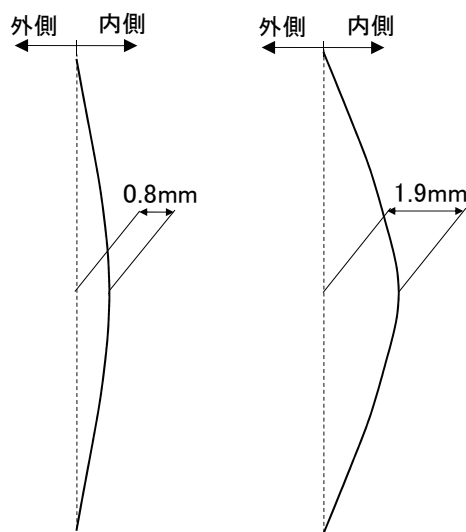


図-3.5.6 真応力-真ひずみの関係



はりウェブ高 d_b (mm)	突出率 (%)	フィレット自由辺長 l_{fillet} (mm)	初期たわみ値 w (mm)
2400	10	240	3.4
	20	480	6.8
3200	15	480	6.8

図-3.5.7 導入した初期たわみ



(a) 試験体 1 (b) 試験体 2

図-3.5.8 初期たわみの実測結果 (フィレット実験)

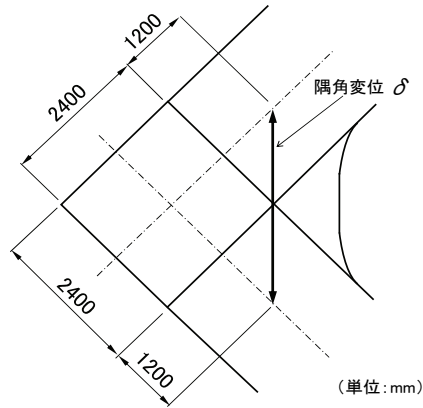
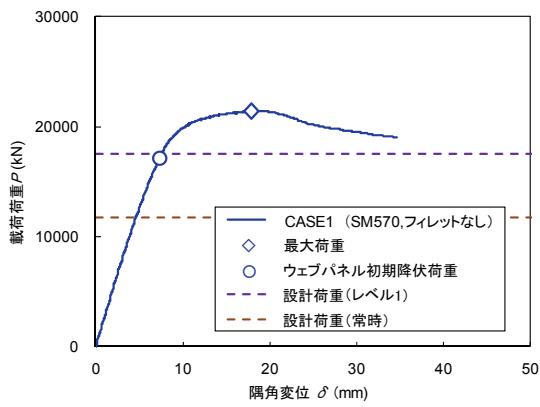
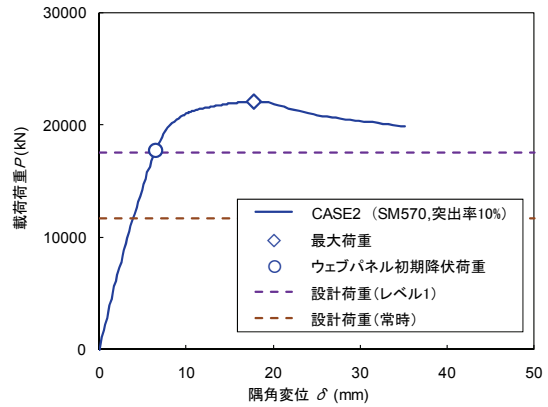


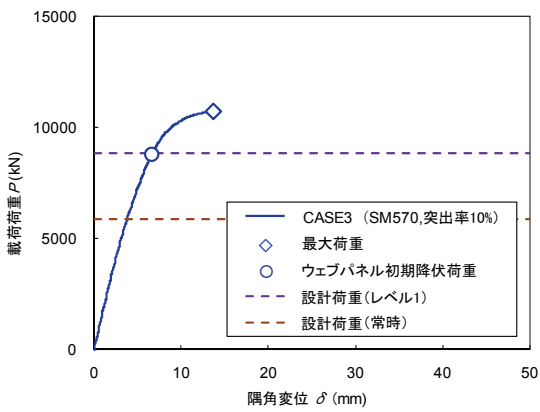
図-3.5.9 隅角変位の算出位置



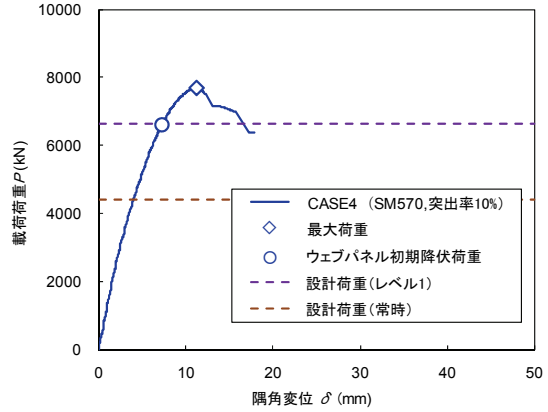
(a) CASE1 (フィレットなし, 板厚 32mm)



(b) CASE2 (板厚 32mm)

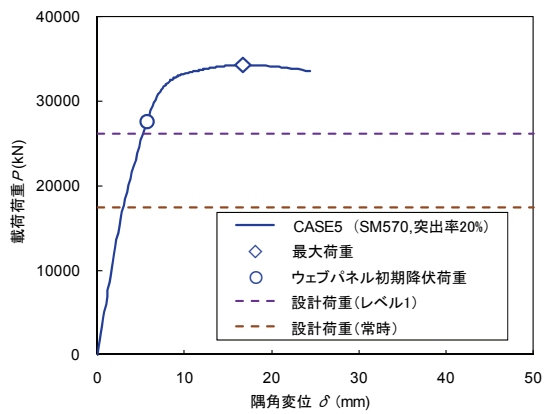


(c) CASE3 (板厚 16mm)

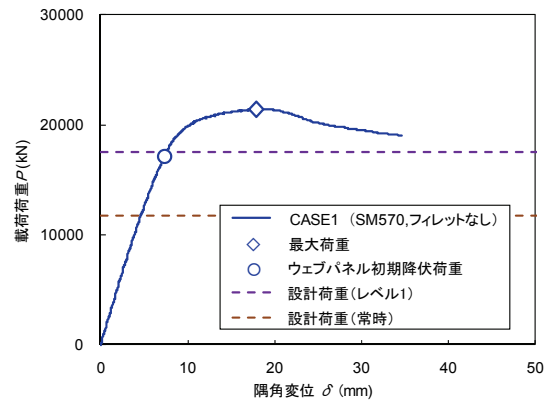


(d) CASE4 (板厚 12mm)

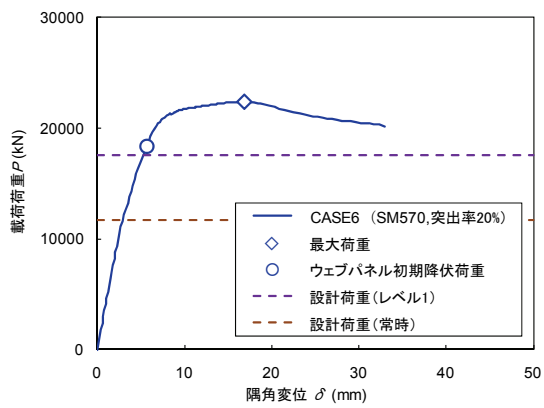
図-3.5.10 荷重と隅角変位の関係 (SM570, 辺長比 1.0, 突出率 10%)



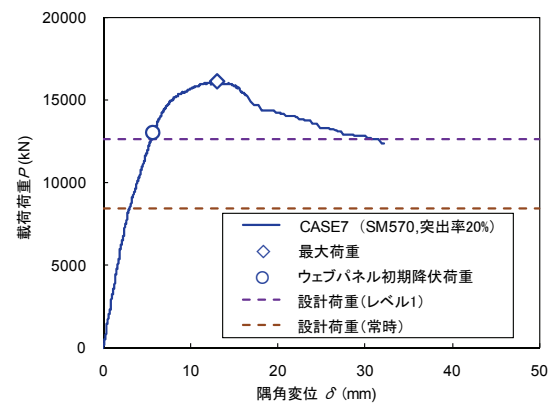
(a) CASE5 (板厚 48mm)



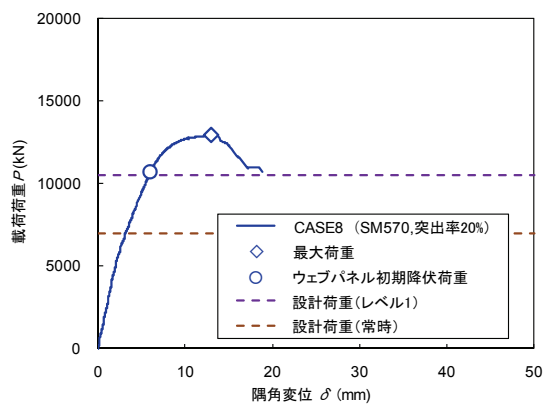
(b) CASE1 (フィレットなし, 板厚 32mm)



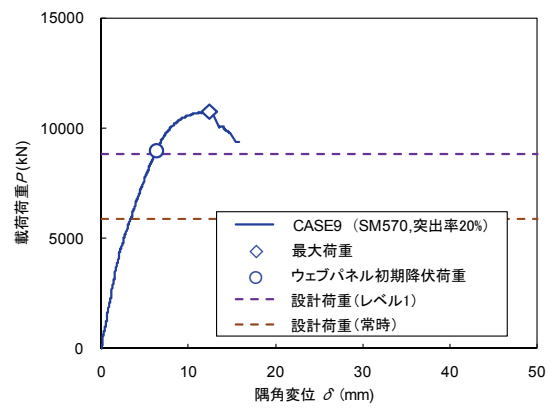
(c) CASE6 (板厚 32mm)



(d) CASE7 (板厚 23mm)

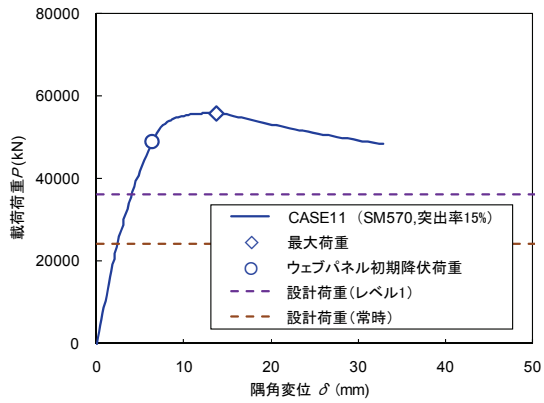


(e) CASE8 (板厚 19mm)

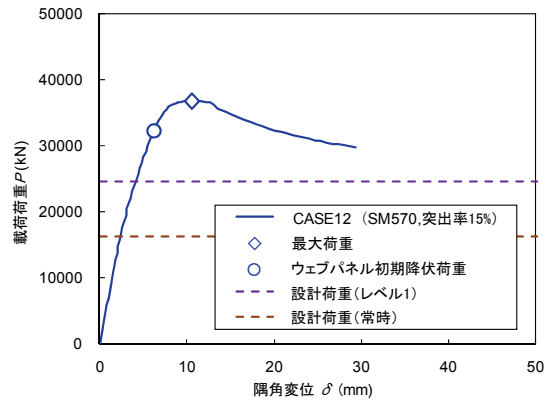


(f) CASE9 (板厚 16mm)

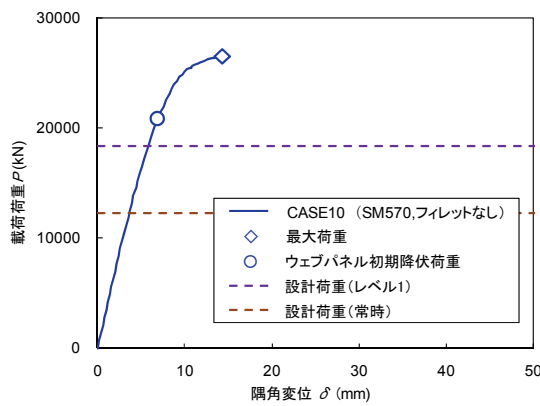
図-3.5.11 荷重と隅角変位の関係 (SM570, 辺長比 1.0, 突出率 20%)



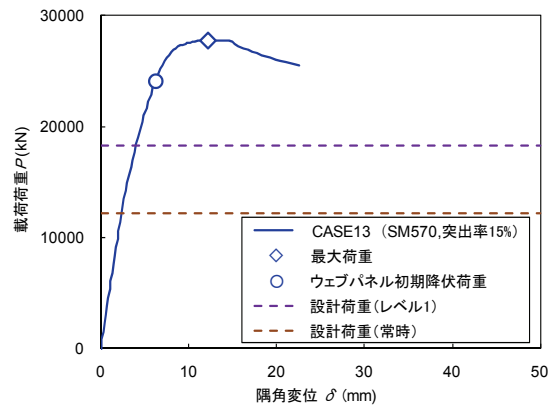
(a) CASE11 (板厚 64mm)



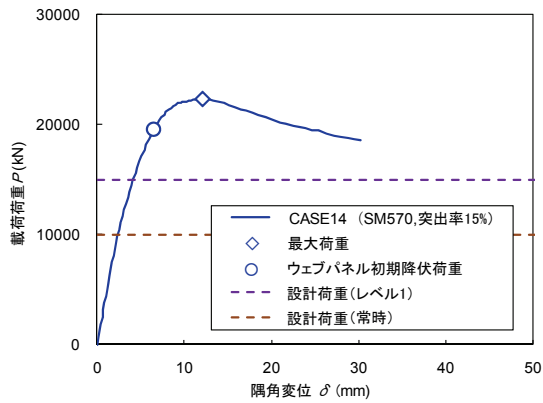
(b) CASE12 (板厚 43mm)



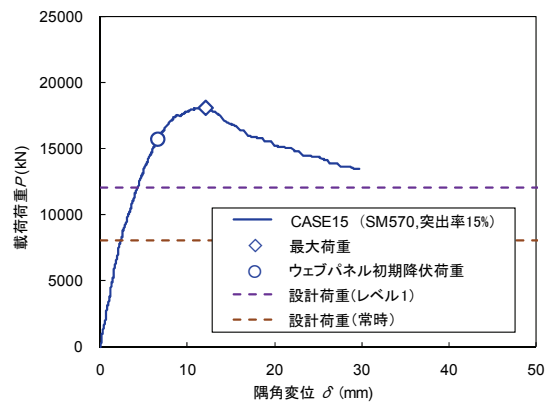
(c) CASE10 (フィレットなし, 板厚 32mm)



(d) CASE13 (板厚 32mm)

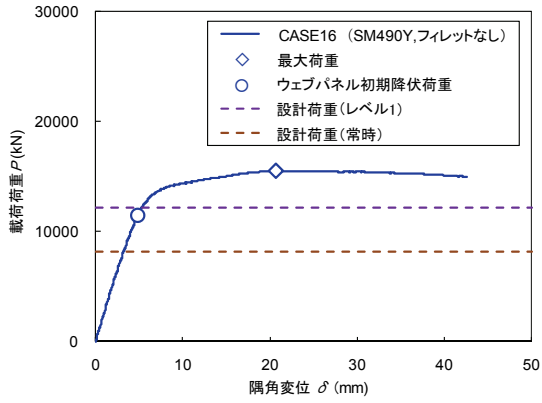


(e) CASE14 (板厚 26mm)

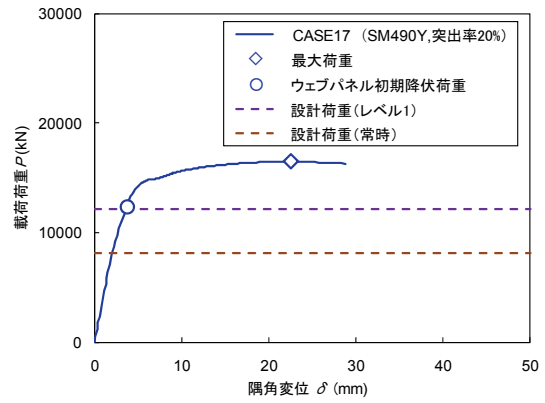


(f) CASE15 (板厚 21mm)

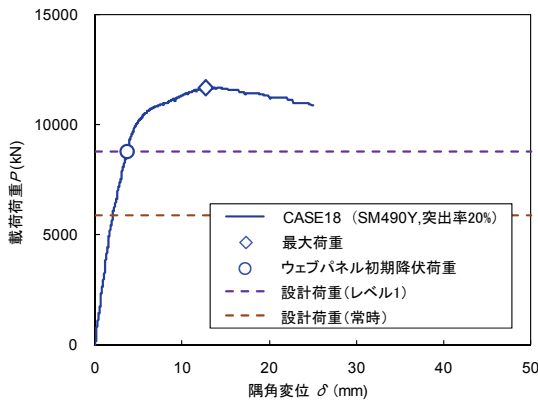
図-3.5.12 荷重と隅角変位の関係 (SM570, 辺長比 1.3, 突出率 15%)



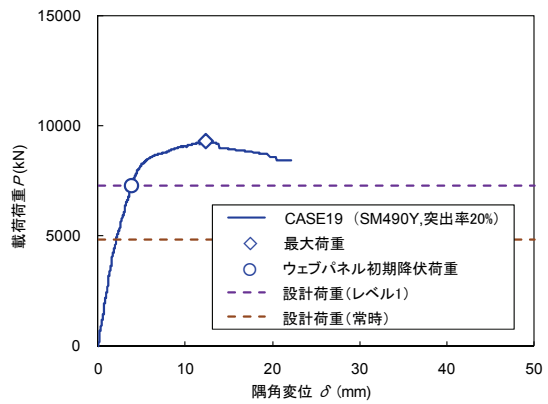
(a) CASE16 (フィレットなし, 板厚 32mm)



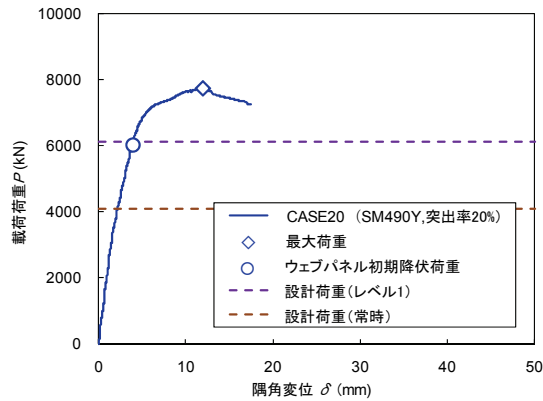
(b) CASE17 (板厚 32mm)



(c) CASE18 (板厚 23mm)

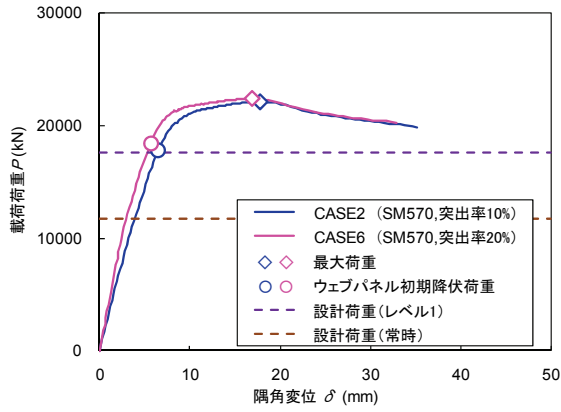


(d) CASE19 (板厚 19mm)

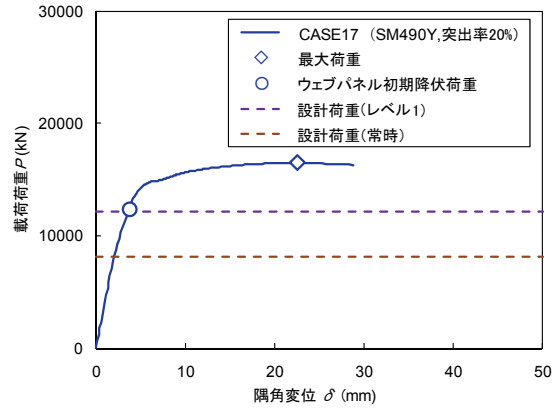


(e) CASE20 (板厚 16mm)

図-3.5.13 荷重と隅角変位の関係 (SM490Y, 辺長比 1.0, 突出率 20%)



(a) CASE2,6 (SM570, 辺長比 1.0)



(b) CASE17 (SM490Y, 辺長比 1.0, 突出率 20%)

図-3.5.14 荷重と隅角変位の関係 (板厚 32mm)

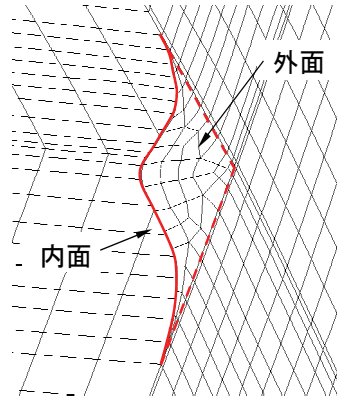


図-3.5.15 フィレット変形図 (CASE6)

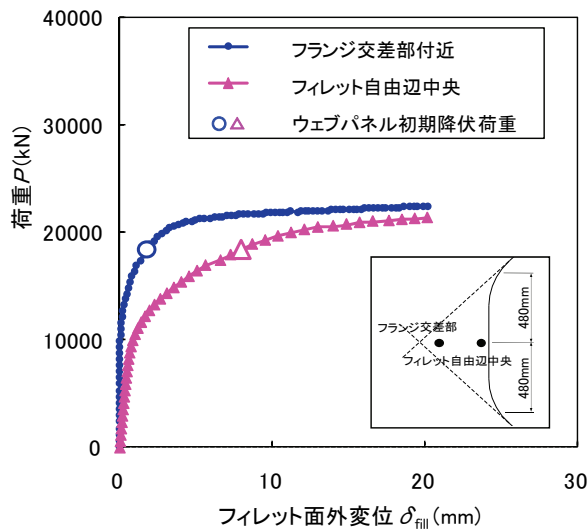
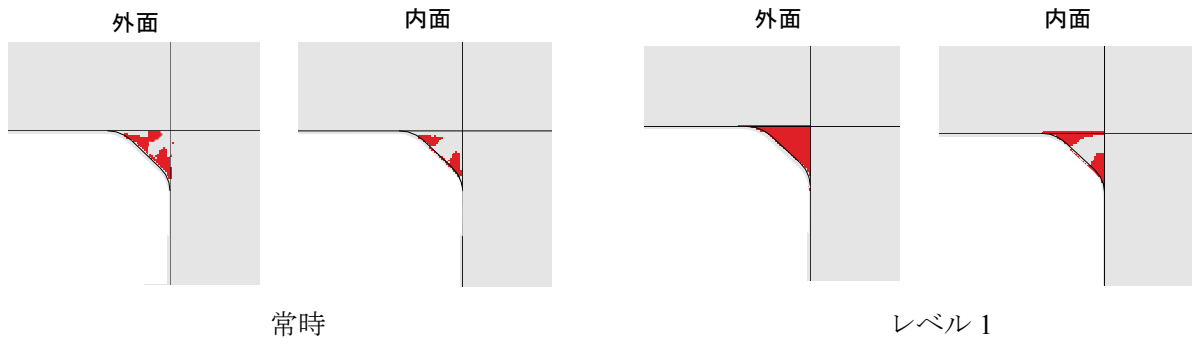
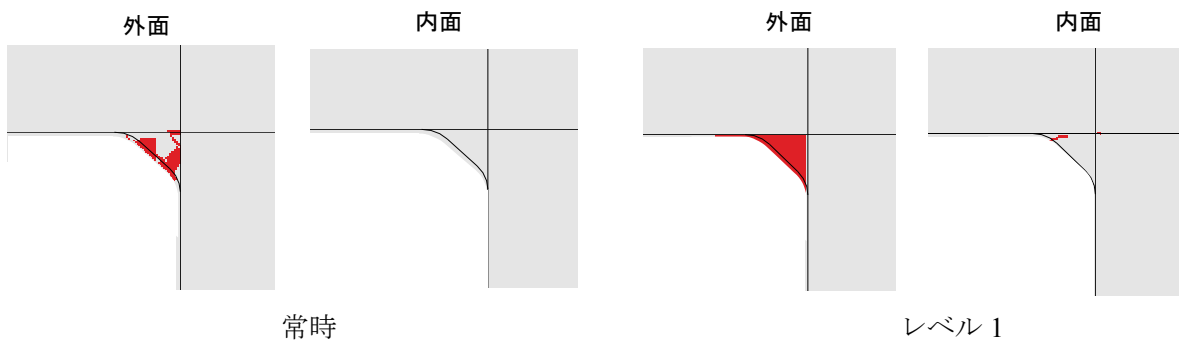


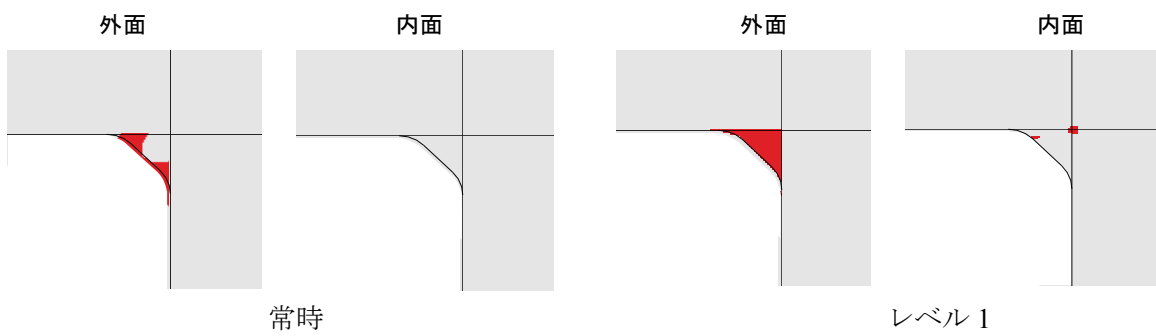
図-3.5.16 荷重とフィレット面外変位の関係 (CASE6)



(a) CASE2 (板厚 32mm)

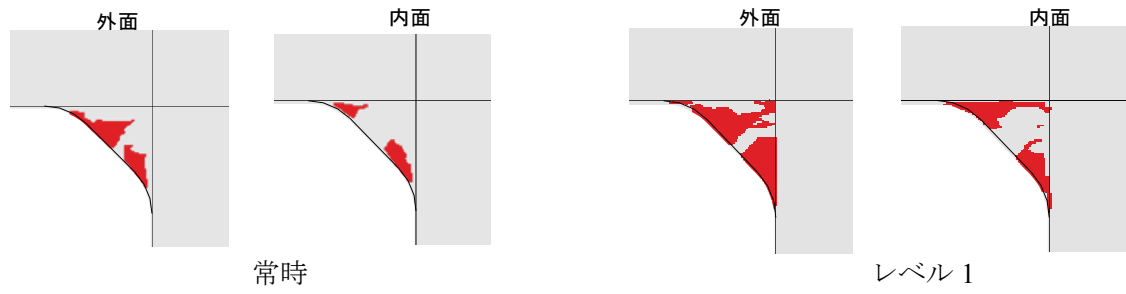


(b) CASE3 (板厚 16mm)

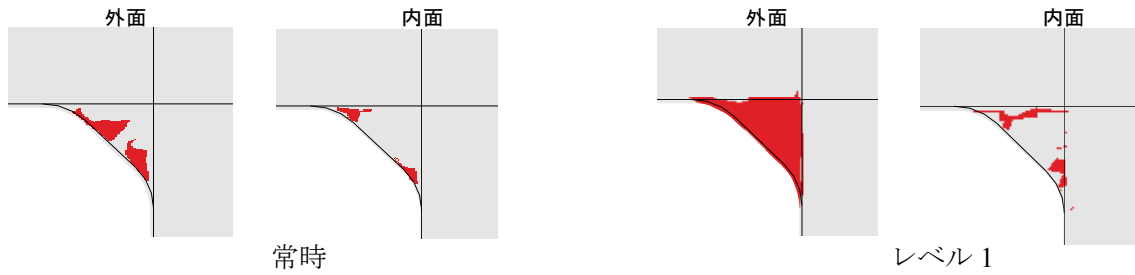


(c) CASE4 (板厚 12mm)

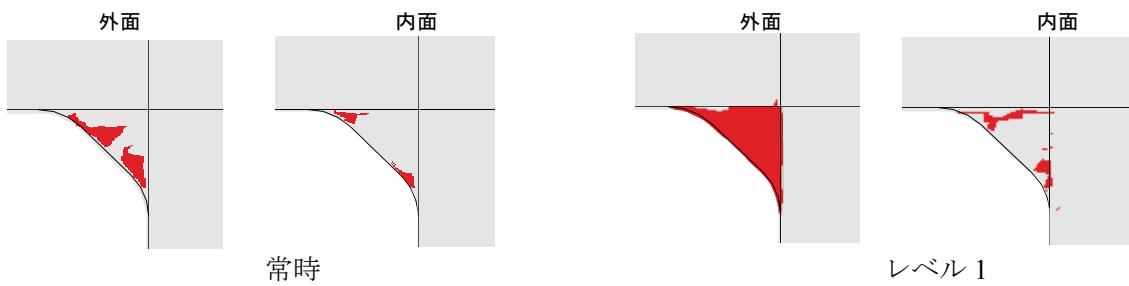
図-3.5.17 フィレットの降伏判定 (SM570, 突出率 10%)



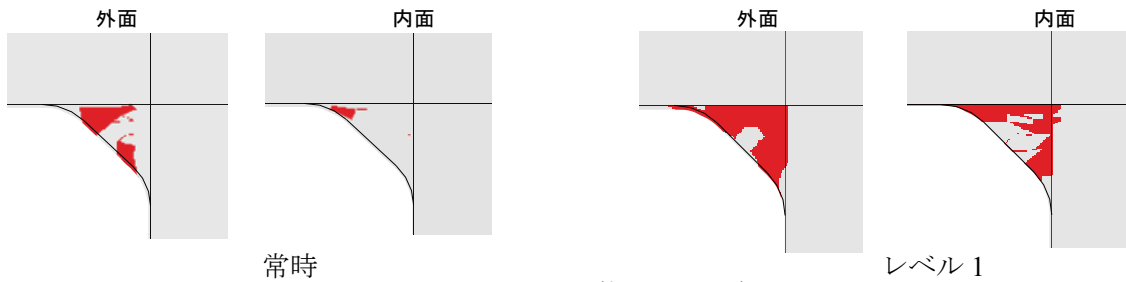
(a) CASE5 (板厚 48mm)



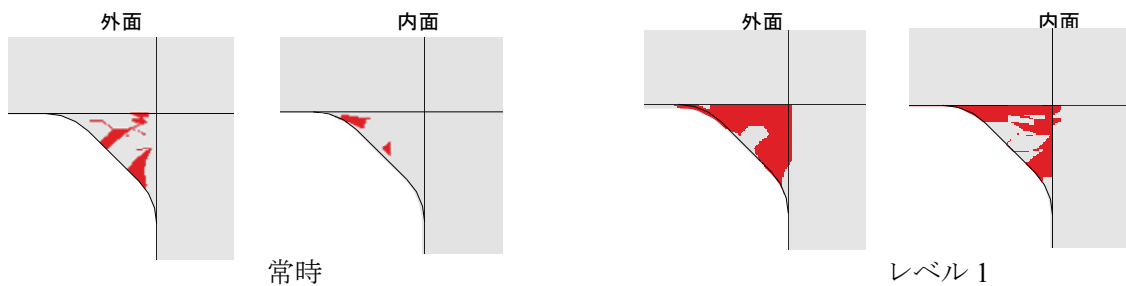
(b) CASE6 (板厚 32mm)



(c) CASE7 (板厚 23mm)



(d) CASE8 (板厚 19mm)



(e) CASE9 (板厚 16mm)

図-3.5.18 フィレットの降伏判定 (SM570, 突出率 20%)

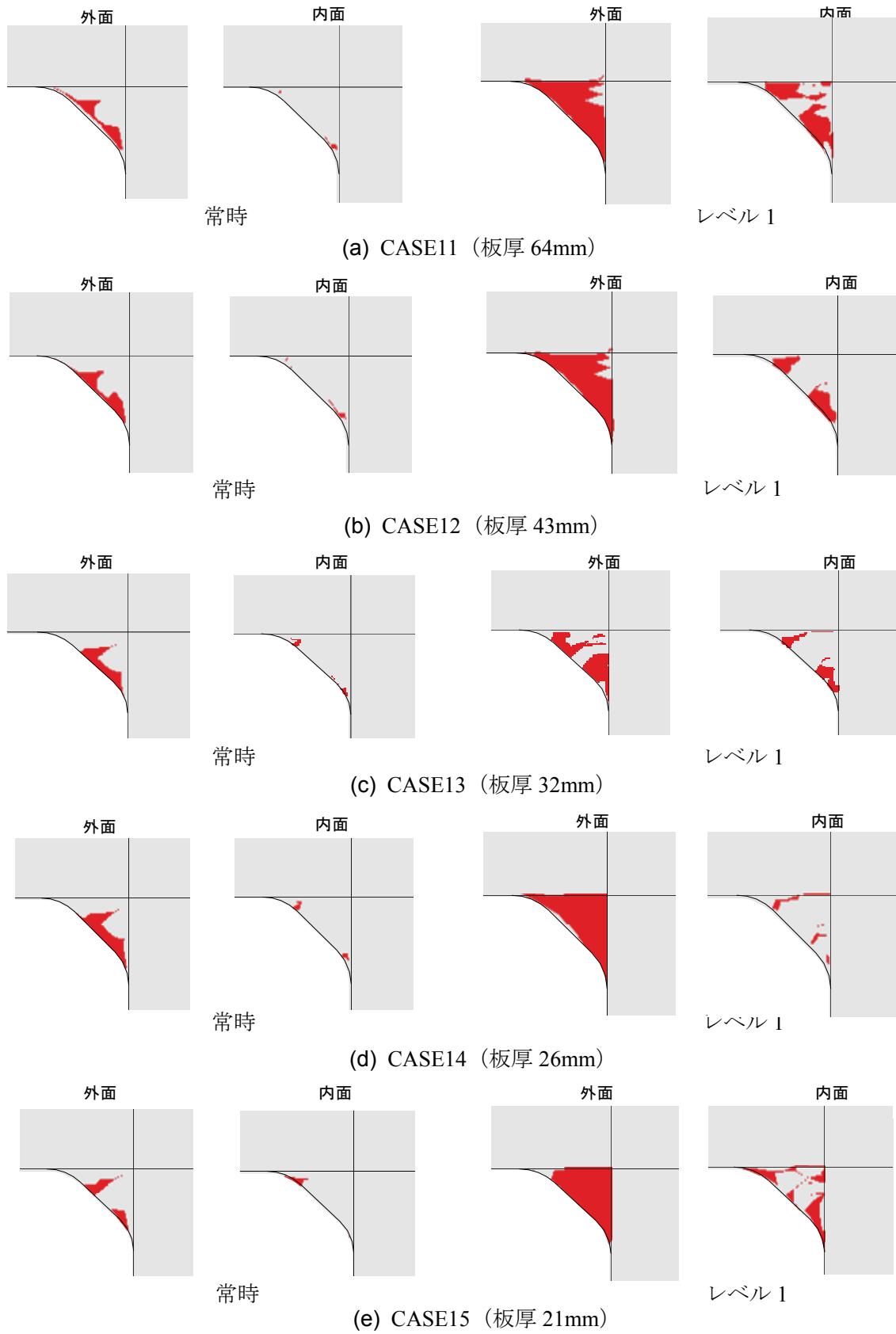
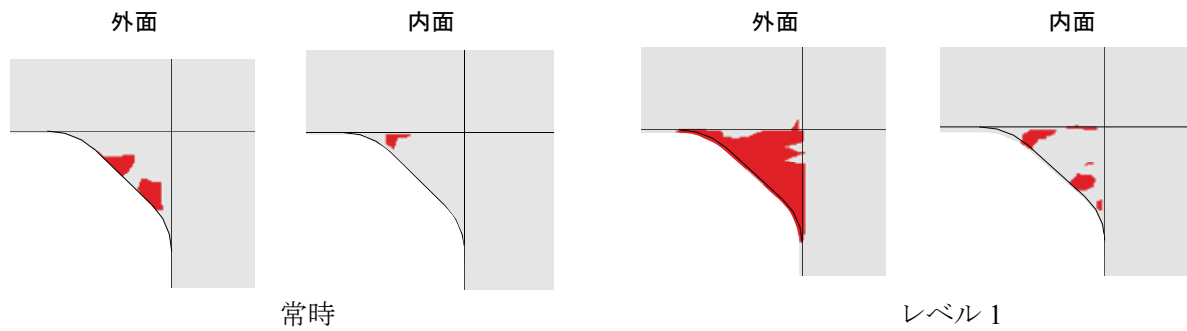
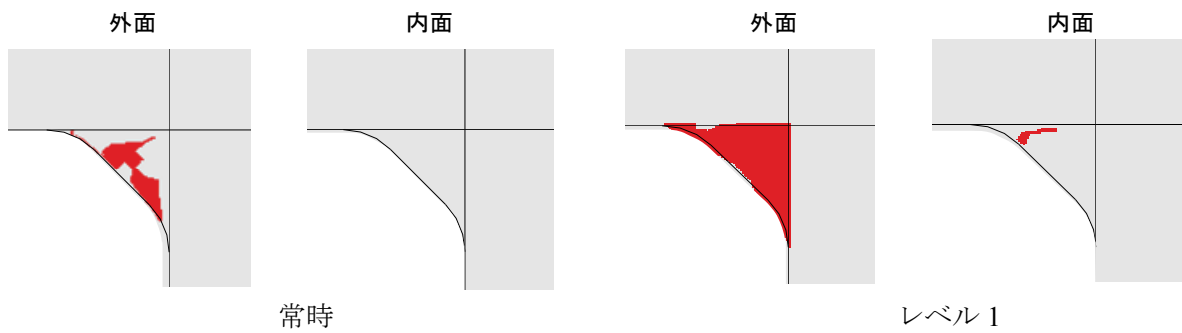


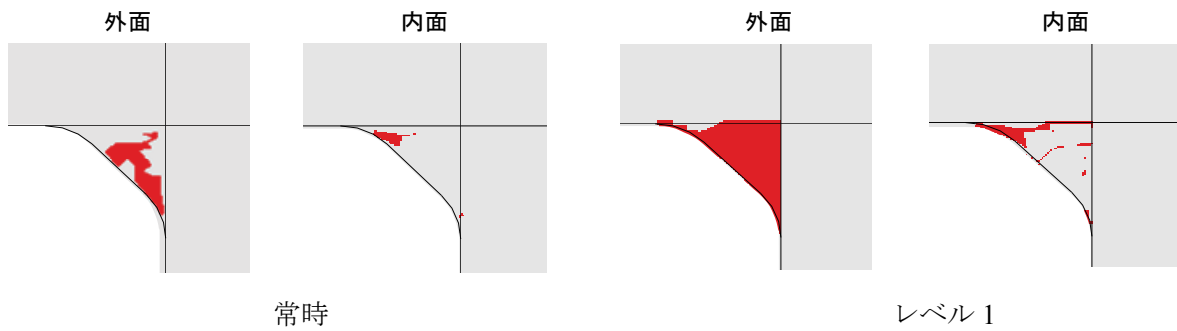
図-3.5.19 フィレットの降伏判定 (SM570, 突出率 15%)



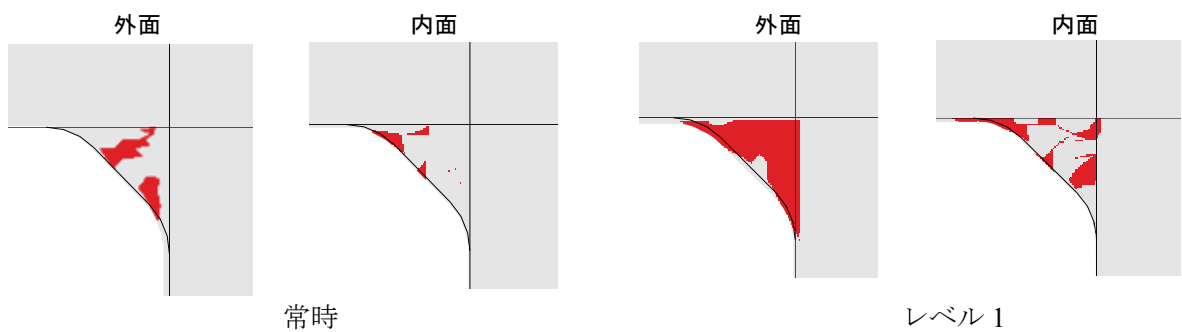
(a) CASE17 (板厚 32mm)



(b) CASE18 (板厚 23mm)

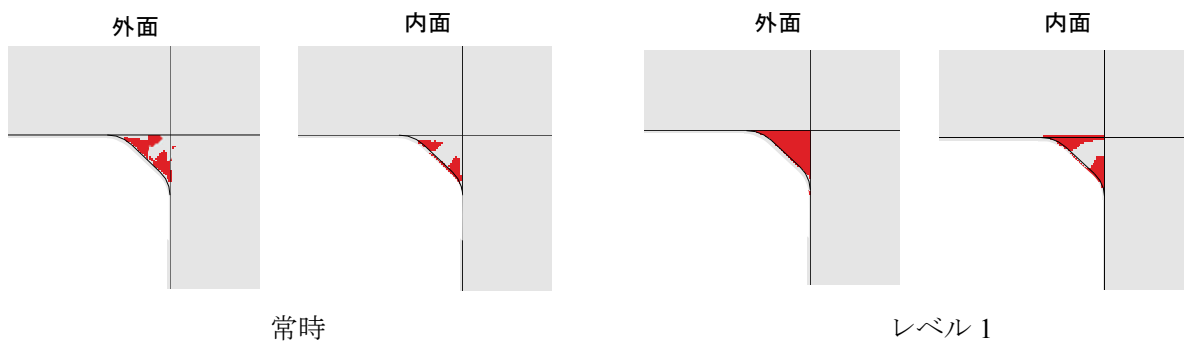


(c) CASE19 (板厚 19mm)

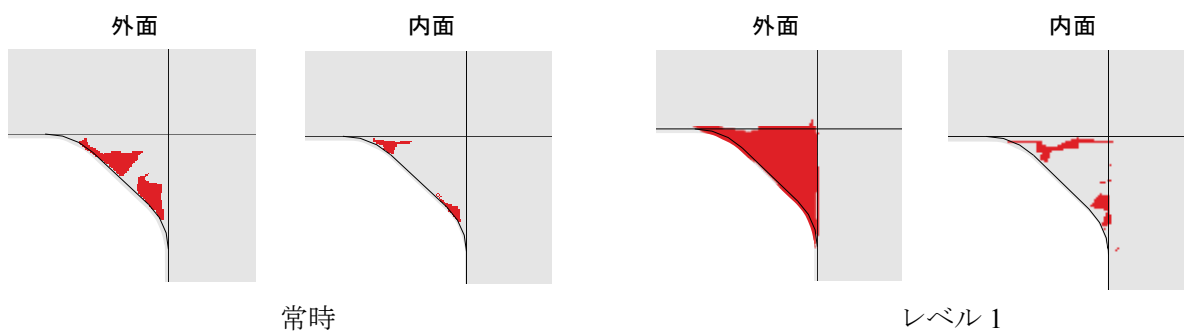


(d) CASE20 (板厚 16mm)

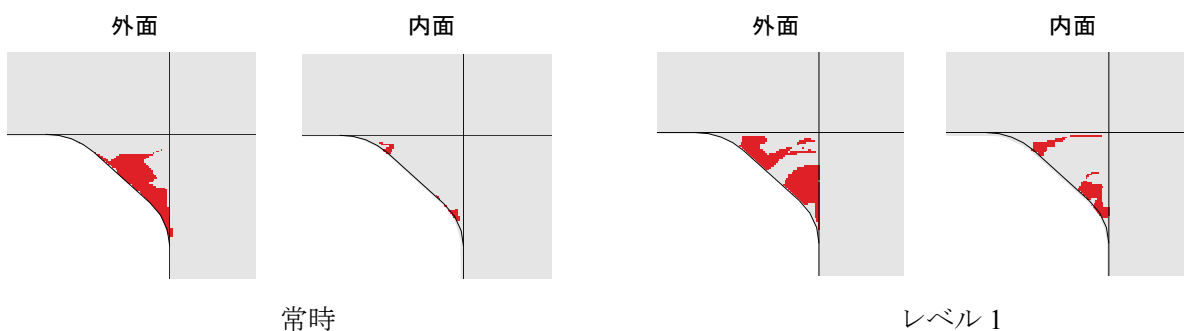
図-3.5.20 フィレットの降伏判定 (SM490Y, 突出率 20%)



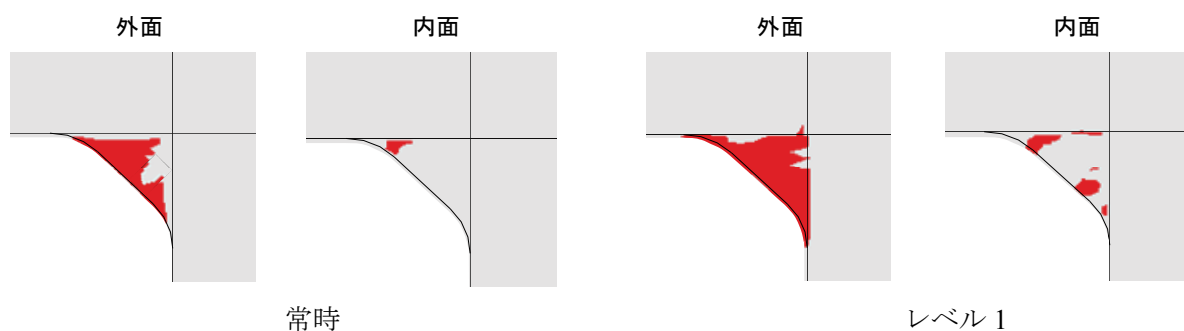
(a) CASE2 (SM570, 突出率 10%)



(b) CASE6 (SM570, 突出率 20%)



(c) CASE13 (SM570, 突出率 15%)



(d) CASE17 (SM490Y, 突出率 20%)

図-3.5.21 フィレットの降伏判定 (板厚 32mm)

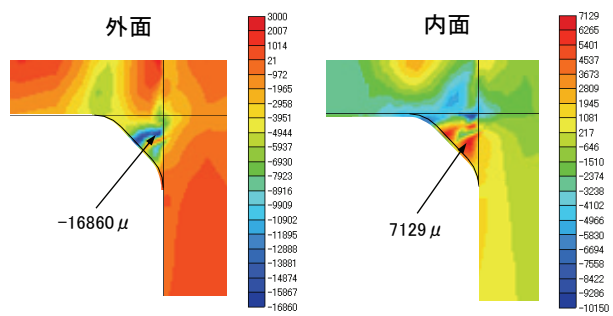
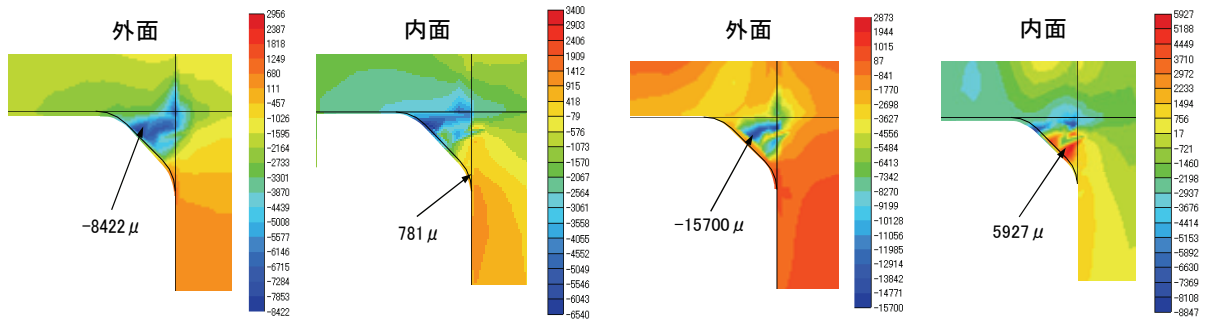
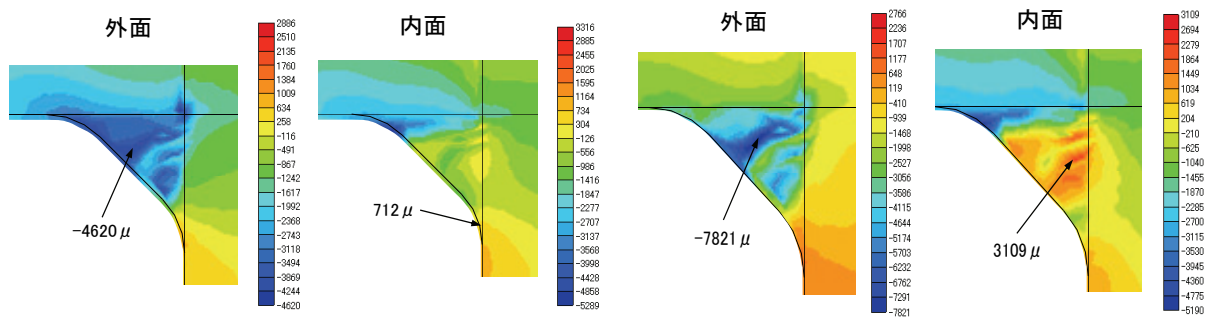
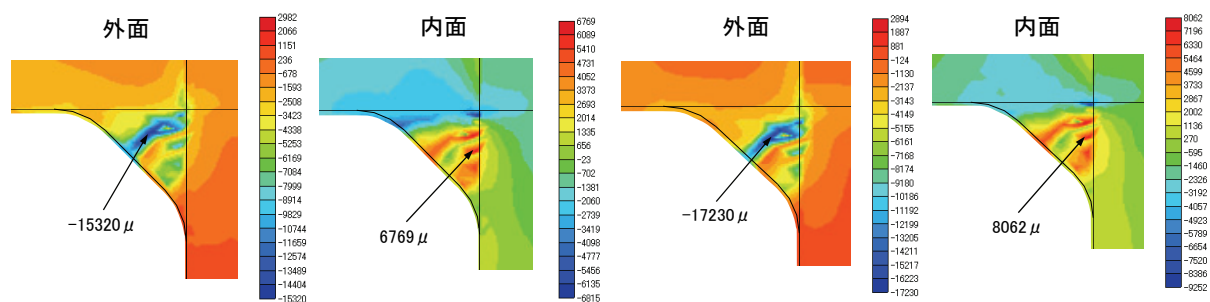


図-3.5.22 フィレットの発生ひずみ (レベル1, SM570, 突出率 10%)



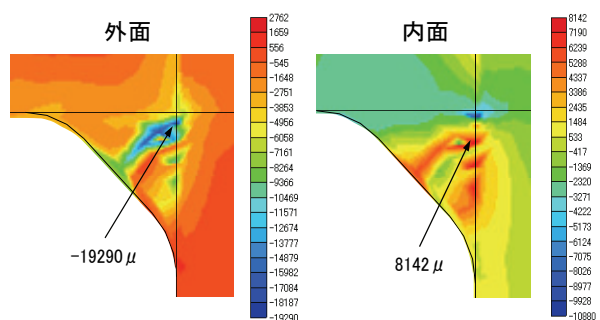
(a) CASE5 (板厚 48mm)

(b) CASE6 (板厚 32mm)



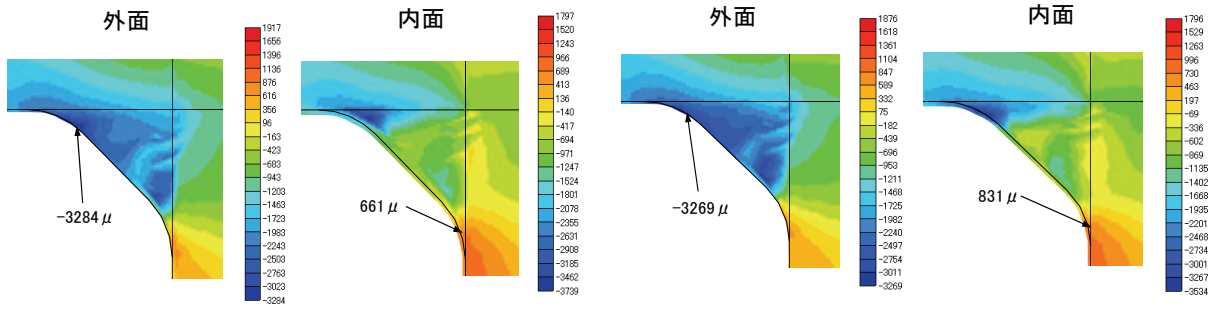
(c) CASE7 (板厚 23mm)

(d) CASE8 (板厚 19mm)



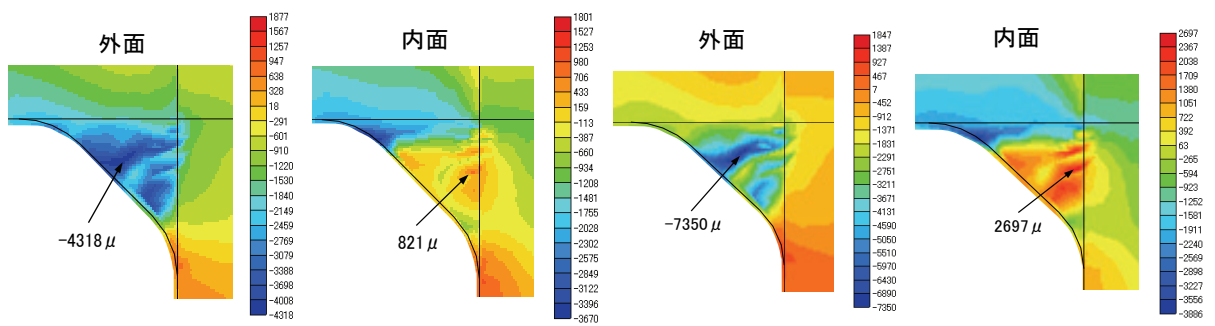
(e) CASE9 (板厚 16mm)

図-3.5.23 フィレットの発生ひずみ (レベル1, SM570, 突出率 20%)



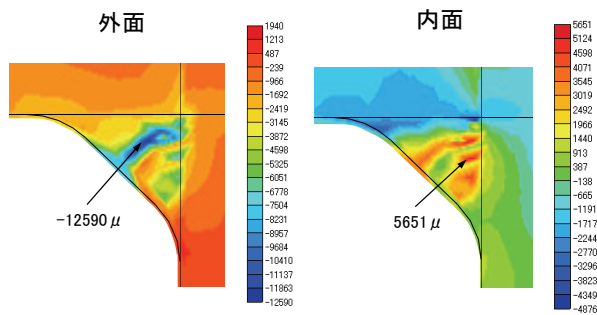
(a) CASE11 (板厚 64mm)

(b) CASE12 (板厚 43mm)



(c) CASE13 (板厚 32mm)

(d) CASE14 (板厚 26mm)



(e) CASE15 (板厚 21mm)

図-3.5.24 フィレットの発生ひずみ (レベル1, SM570, 突出率 15%)

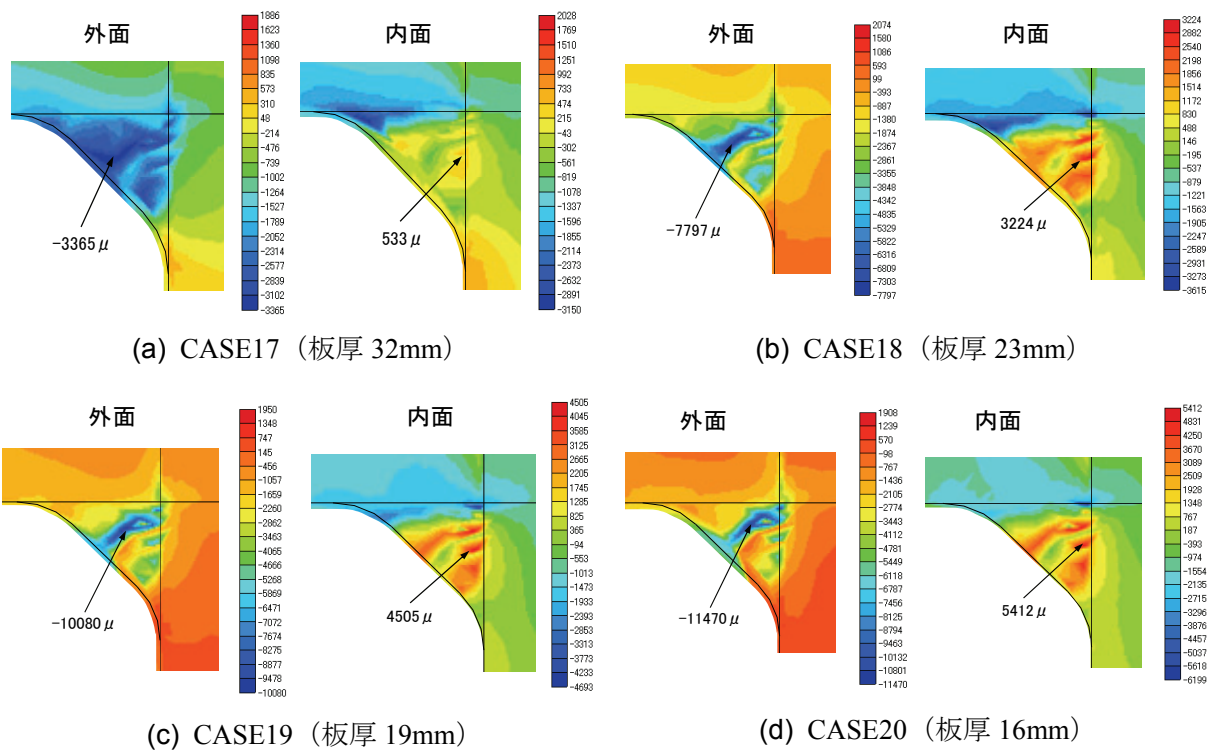
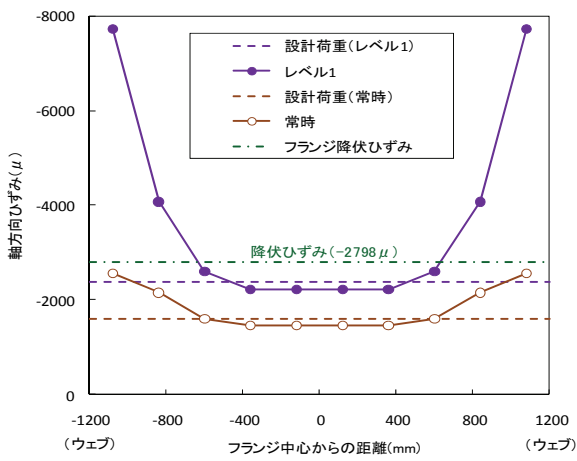
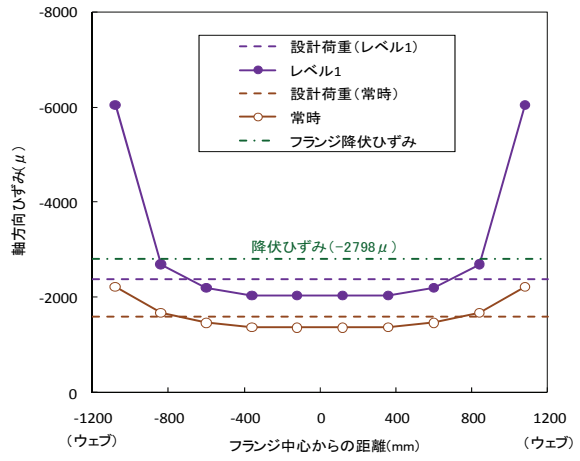


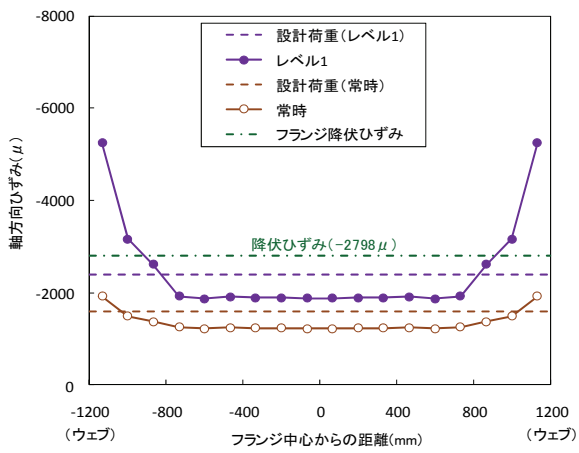
図-3.5.25 フィレットの発生ひずみ (レベル 1, SM490Y, 突出率 20%)



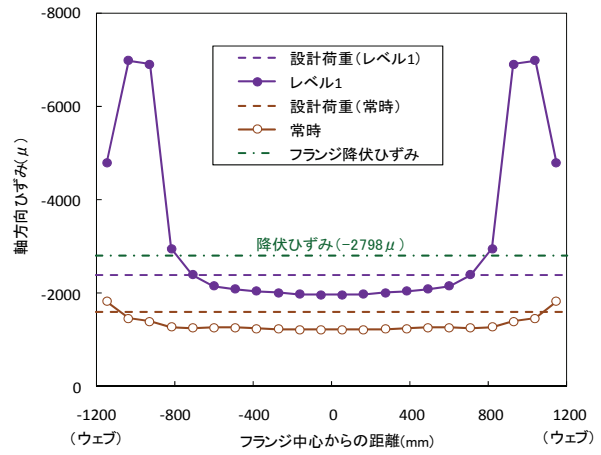
(a) CASE1 (フィレットなし, 板厚 32mm)



(b) CASE2 (板厚 32mm)

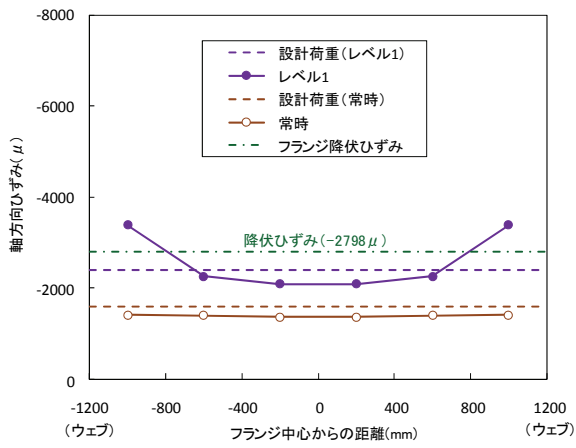


(c) CASE3 (板厚 16mm)

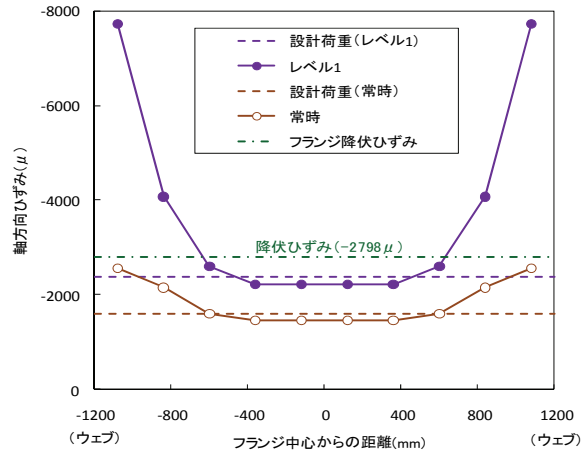


(d) CASE4 (板厚 12mm)

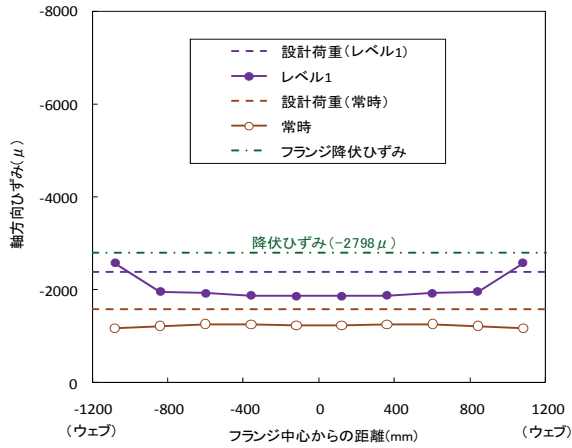
図-3.5.26 はり下フランジ交差部近傍のひずみ分布 (SM570, 突出率 10%)



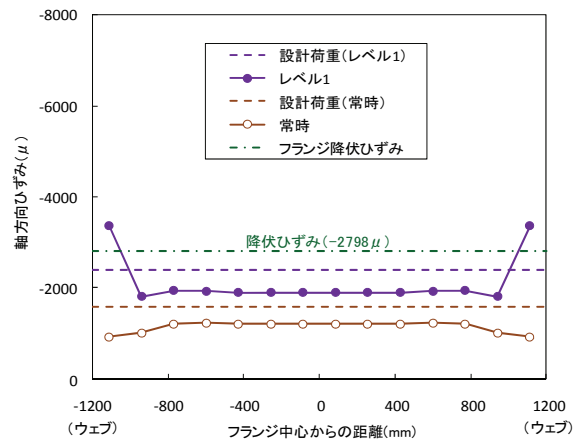
(a) CASE5 (板厚 48mm)



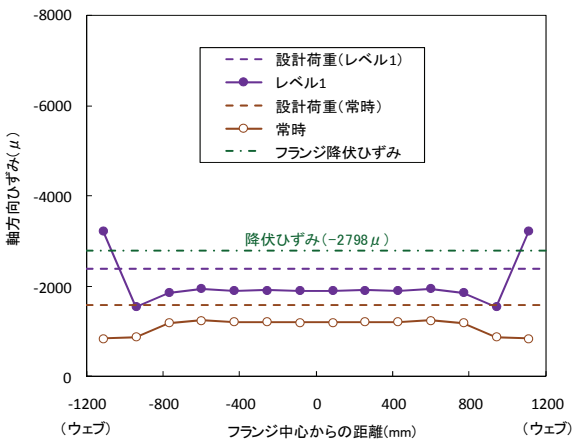
(b) CASE1 (フィレットなし, 板厚 32mm)



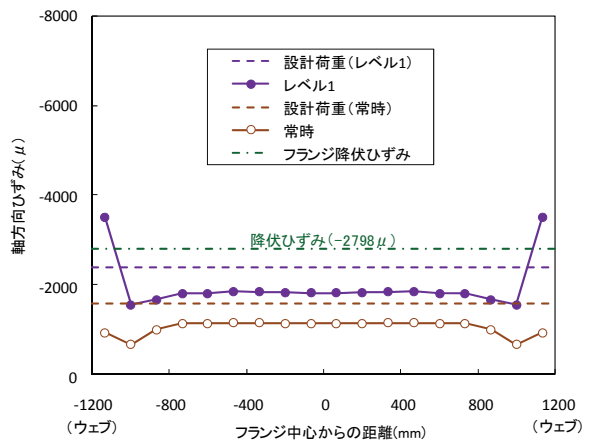
(c) CASE6 (板厚 32mm)



(d) CASE7 (板厚 23mm)

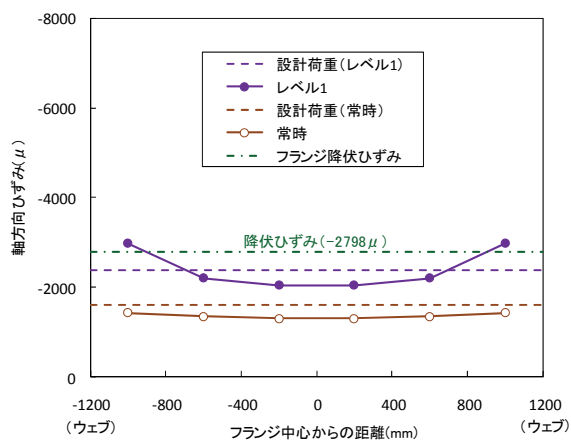


(e) CASE8 (板厚 19mm)

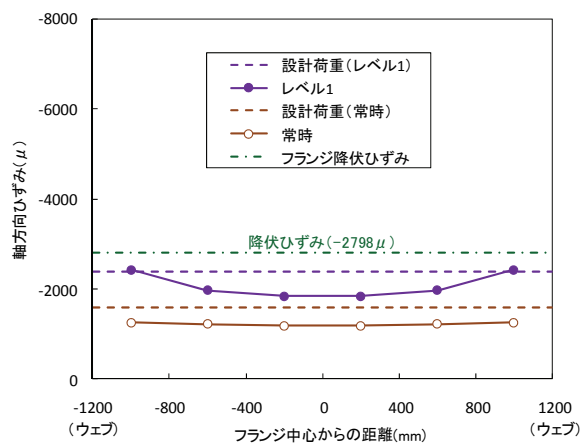


(f) CASE9 (板厚 16mm)

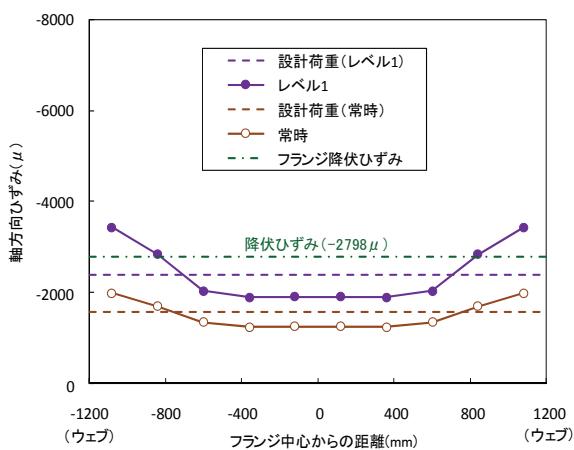
図-3.5.27 はり下フランジ交差部近傍のひずみ分布 (SM570, 突出率 20%)



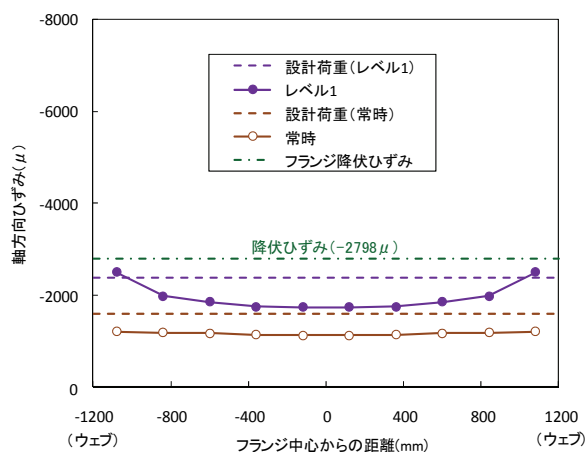
(a) CASE11 (板厚 64mm)



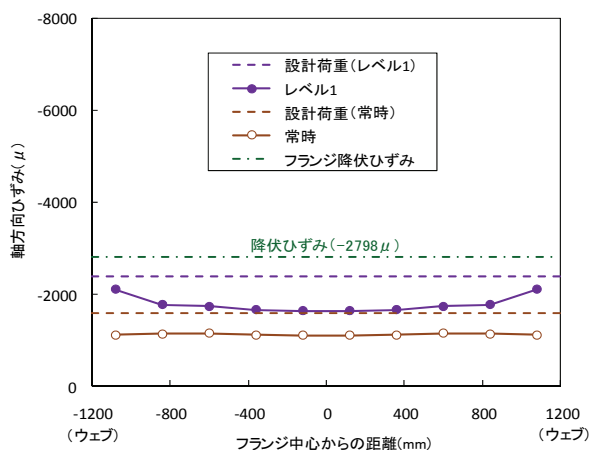
(b) CASE12 (板厚 43mm)



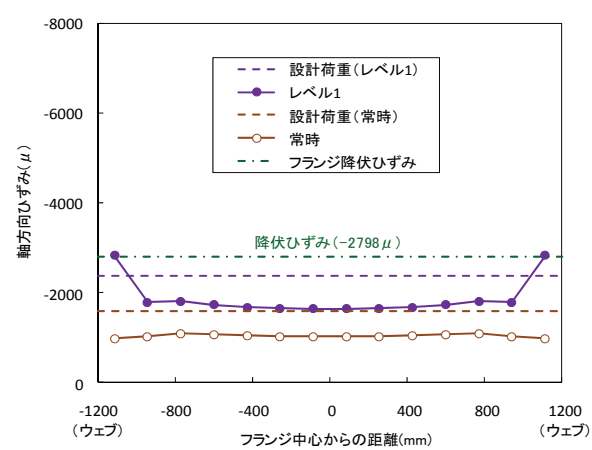
(c) CASE10 (フィレットなし, 板厚 32mm)



(d) CASE13 (板厚 32mm)

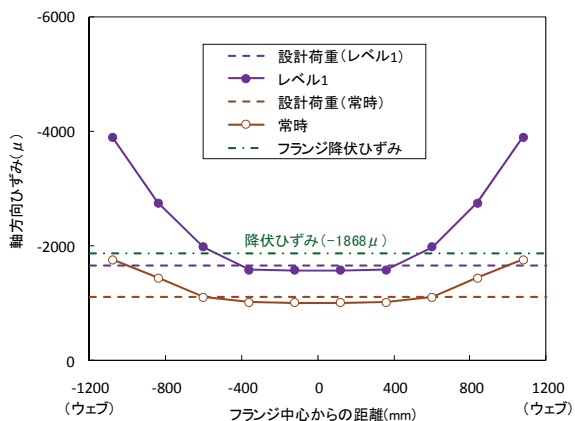


(e) CASE14 (板厚 26mm)

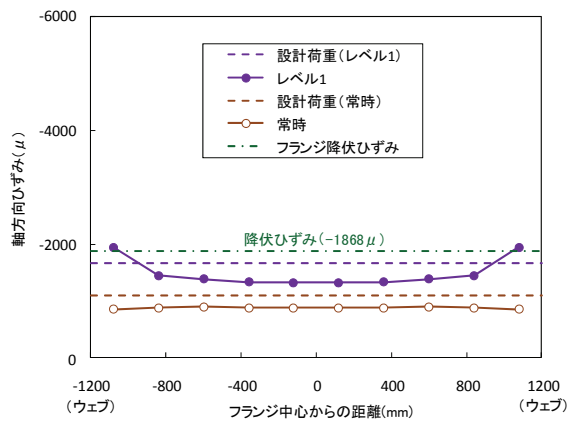


(f) CASE15 (板厚 21mm)

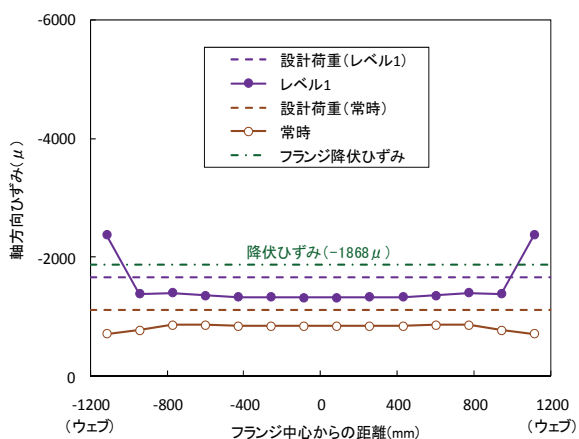
図-3.5.28 柱内側フランジ交差部近傍のひずみ分布 (SM570, 突出率 15%)



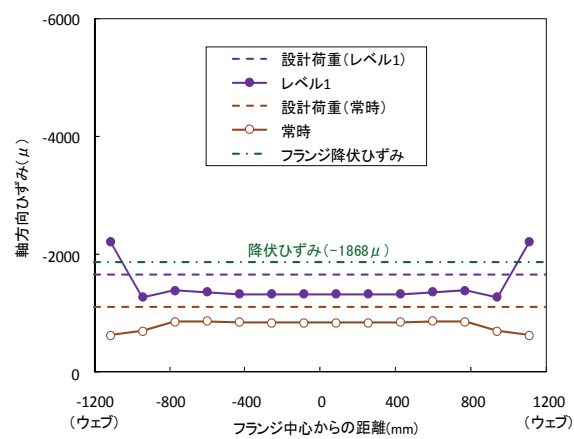
(a) CASE16 (フィレットなし, 板厚 32mm)



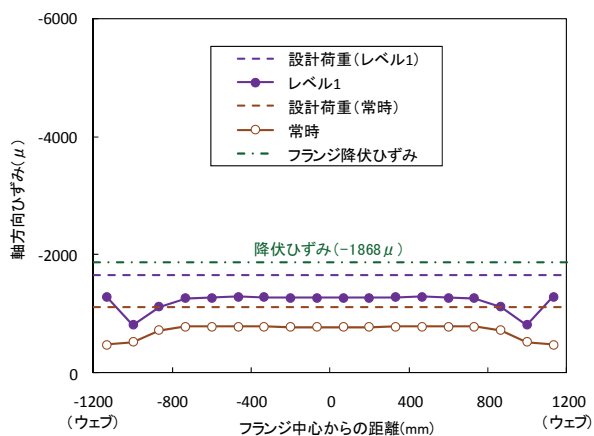
(b) CASE17 (板厚 32mm)



(c) CASE18 (板厚 23mm)



(d) CASE19 (板厚 19mm)



(e) CASE20 (板厚 16mm)

図-3.5.29 はり下フランジ交差部近傍のひずみ分布 (SM490Y, 突出率 20%)

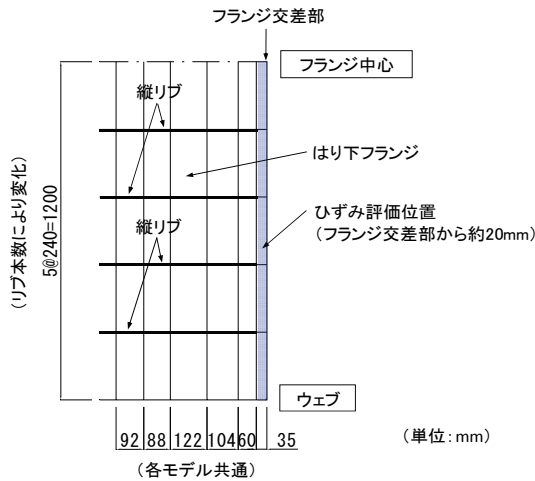


図-3.5.30 ひずみの評価位置 (CASE6)

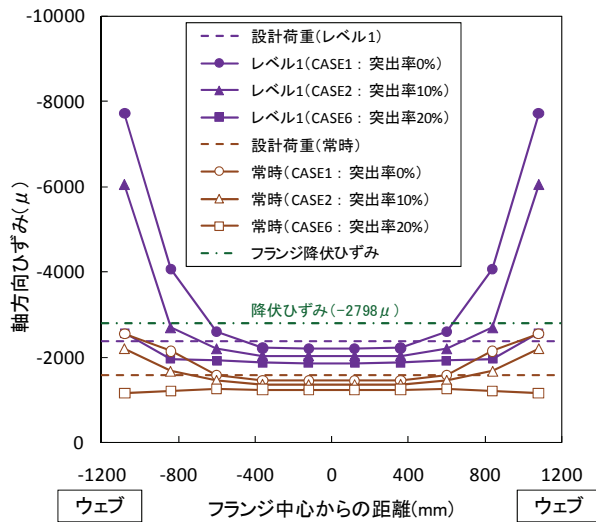


図-3.5.31 はり下フランジ交差部近傍のひずみ分布 (SM570, 板厚 32mm)

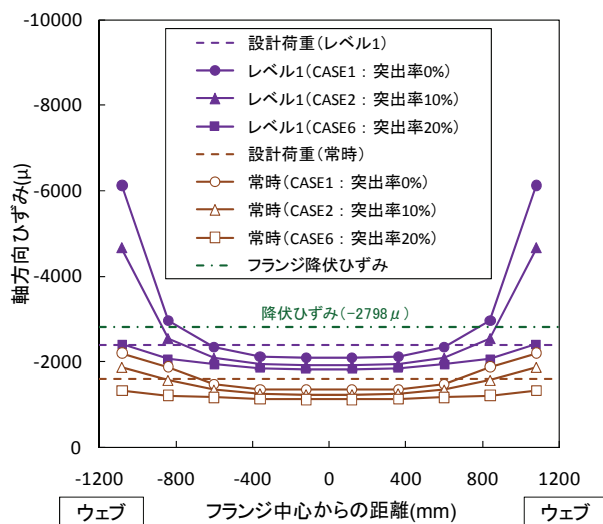


図-3.5.32 交差部から 60mm の位置におけるはり下フランジでのひずみ分布 (SM570, 板厚 32mm)

3.6 フィレットの性能

3.6.1 ひずみ集中低減効果

フィレットによるフランジのひずみ集中に対する低減効果を評価するため、3.5で実施したパラメトリック解析の結果に対して式(3.6.1)に示す評価式を用いてフランジ端部におけるひずみ比を算出した。

$$e = \frac{\varepsilon_1}{\varepsilon_0} \quad (3.6.1)$$

ここに、
 e : フランジ端部のひずみ比
 ε_1 : フィレットありの軸方向ひずみ
 ε_0 : フィレットなしの軸方向ひずみ

結果を図-3.6.1に示す。図の縦軸はフランジ端部のひずみ比、すなわち、ひずみ集中の低減効果を示し、横軸は突出率を示している。

図より、常時およびレベル1ともに幅厚比により低減効果の変動するものの突出率が大きくなるに従って高い低減効果が得られることがわかる。この傾向は、既往の研究^{3,8)}と同様の結果である。

つまり、突出率10%ではあまり低減効果は期待できず、常時においては突出率20%のみ低減効果50%程度を満足している。また、レベル1は常時に比べて低減効果が低下している。これは、フィレットの面外変位が常時よりレベル1のほうが大きくなる影響でフィレットの機能が低下するためと考えられる。この影響により、突出率20%でも低減効果は30~60%と変動しているが、平均的には50%程度の効果は期待できると考えられる。

以上より、常時において目標とするひずみ低減効果を50%程度確保するには突出率20%が必要であり、また、レベル1においても50%程度の低減効果は概ね維持できることが明らかとなった。

3.6.2 耐荷力

(1) 耐荷力の算定方法

フィレットにははりと柱から力が伝達するため、載荷荷重とフィレットに作用する応力には直接的な関係が成り立たない。そのため、フィレットの耐荷力を載荷荷重から直接求めることは難しい。

そこで、本研究では、解析で得られたフィレットとはりおよび柱のウェブの境界に作用する主応力度分布を用いて耐荷力を算出することとした。耐荷力の算出要領は次のとおりである。

境界に作用する主応力度分布を模式的に表した図を図-3.6.2に示す。まず、図に示すように解析で得られる主応力度は不均等となることから、式(3.6.2)および式(3.6.3)を用いて主応力度分布を平均化した応力度を平均主応力度 $\bar{\sigma}$ として算出する。ここで、主応力度には圧縮ひずみが卓越する表面応力を用いる。

$$\overline{\sigma}_b = \Sigma \sigma_{bi} \cdot a_{bi} / \Sigma a_{bi} \quad (3.6.2)$$

$$\overline{\sigma}_c = \Sigma \sigma_{ci} \cdot a_{ci} / \Sigma a_{ci} \quad (3.6.3)$$

ここに、 $\overline{\sigma}_b$: はりの境界辺の平均主応力度 (MPa)
 $\overline{\sigma}_c$: 柱の境界辺の平均主応力度 (MPa)
 σ_{bi} : はりの境界辺各要素に作用する主応力度 (MPa)
 σ_{ci} : 柱の境界辺各要素に作用する主応力度 (MPa)
 a_{bi} : はりの境界辺各要素の断面積 (mm²)
 a_{ci} : 柱の境界辺各要素の断面積 (mm²)

次に、この平均主応力度と載荷荷重の関係を図-3.6.3のように表す。図の縦軸は平均主応力度を降伏応力で除したものである。フィレットの耐荷力は図-3.6.3において平均主応力の最大となる $\overline{\sigma}_u / \sigma_y$ ($\overline{\sigma}_u$:最大平均主応力度)とし、それを生じさせる荷重をフィレットの座屈荷重、すなわち耐荷力 P_{cr} とする。ただし、主応力度は解析で求めた部材方向応力に対してモールの応力円を用いて算出しているため、降伏応力を上限としている。解析から得られた平均主応力度と載荷荷重の関係を図-3.6.4～図-3.6.7に示す。

(2) 耐荷力曲線

図-3.6.4～図-3.6.7から得られたフィレットの耐荷力を図-3.6.8に示す。図の縦軸は耐荷力 $\overline{\sigma}_u / \sigma_y$ 、横軸はフィレットの幅厚比を示している。

図より、突出率10%では対象とした幅厚比の範囲で耐荷力の低下は見られない。一方、実構造物で標準的に採用されている突出率20%に着目すると、幅厚比がSM570では40程度、SM490Yにおいては50程度を超えると面外変形の影響により低下していくことが明らかとなった。これは、文献3.18)で示されているトラスのガセットプレートの自由辺長に対する局部座屈防止のために規定された制限値と同様の傾向である。

3.6.3 フィレットの構造条件

フィレットの断面設計を考えた場合、耐荷力曲線から許容値を設定し、フィレットに作用する応力度が許容値以下となるよう断面を決定する設計方法が考えられる。しかし、フィレットには直応力とせん断応力が複雑に作用しているため作用応力の算定が容易ではない。さらに、フィレットは隅角部のはりや柱のウェブの一部であるため、単独で設計するのは合理的とはいえない。そこで、本研究ではフィレットの耐荷力とウェブパネルの初期降伏荷重の関係、さらに両者と設計荷重との関係を調べることによって限界状態を満足するために必要となるフィレットの構造条件について検討を行う。

フィレットに対する設計荷重とフィレット耐荷力との関係を図-3.6.9に示す。図中には横軸の幅厚比に対して解析で得られたフィレット耐荷力 P_{cr} とウェブパネルの初期降伏荷重、そして、常時およびレベル1の設計荷重を示している。なお、突出率15% (図-3.6.9(b))の設計荷重は柱側の断

面に着目して算出したものである。

図より、材質や突出率に関係なく全ての幅厚比においてフィレットの耐荷力とウェブパネルの初期降伏荷重はほぼ一致していることがわかる。これは、3.4の実験結果で述べたようにフィレットの座屈はウェブパネルのせん断変形に支配されることが要因である。また、フィレット耐荷力とウェブパネルの初期降伏荷重はともに設計荷重と同等以上であることが確認できる。

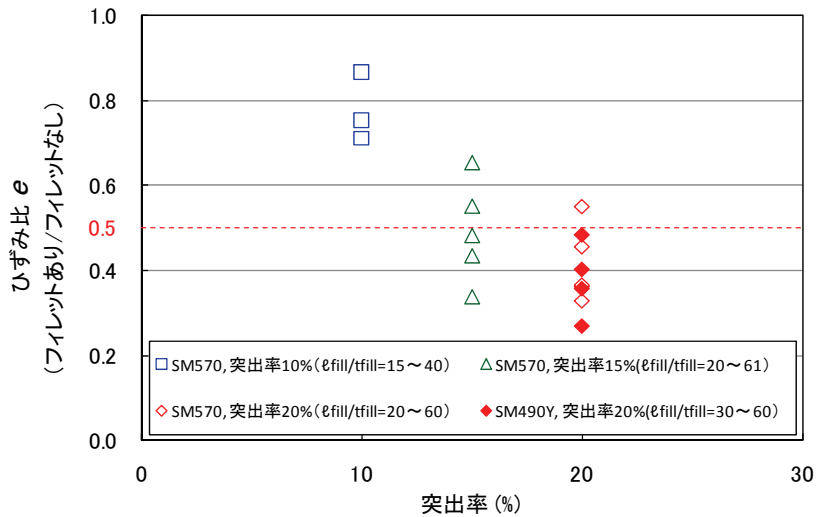
このように明らかとなったフィレットとウェブパネル、そして、それらと設計荷重の関係から、ウェブパネルをレベル1まで降伏させなければ、フィレットはレベル1までは座屈せず、表-3.2.1に示した限界状態を満足させることが可能となる。

以上の結果から、表-3.2.1で設定したフィレットの要求性能を満足するためには突出率20%のフィレットが必要となり、また、限界状態を満足するためには本研究の実験および解析で対象とした式(3.6.4)および式(3.6.5)に示す幅厚比の条件が必要となる。

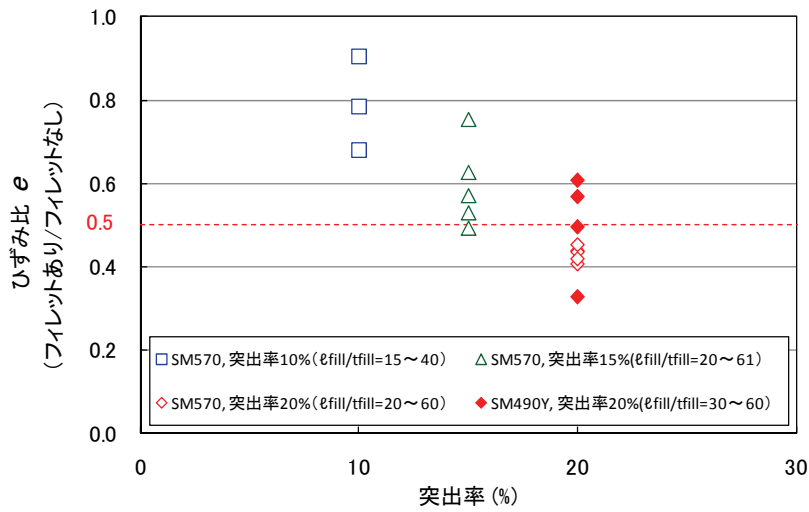
さらに、上記の結果と3.5.2 (3)で示した下フランジのひずみ分布を考え合わせると、式(3.6.4)および式(3.6.5)に示した幅厚比で突出率が20%のフィレットを有する隅角部は、ウェブパネルをレベル1まで降伏させなければフランジを従来のせん断遅れの影響を考慮した応力ではなく平均応力による設計が可能となる。

$$20 \leq \ell_{fil} / t_{fil} \leq 60 \quad (\text{SM570の場合}) \quad (3.6.4)$$

$$30 \leq \ell_{fil} / t_{fil} \leq 60 \quad (\text{SM490Yの場合}) \quad (3.6.5)$$



(a) 常時



(b) レベル 1

図-3.6.1 ひずみ集中低減効果とファイレット突出率の関係

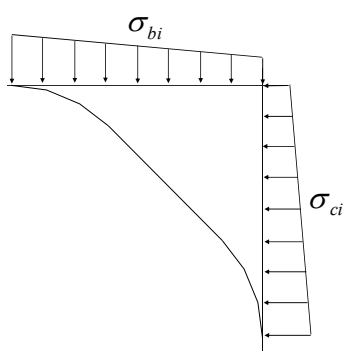


図-3.6.2 ファイレット境界辺の主応力分布 (模式図)

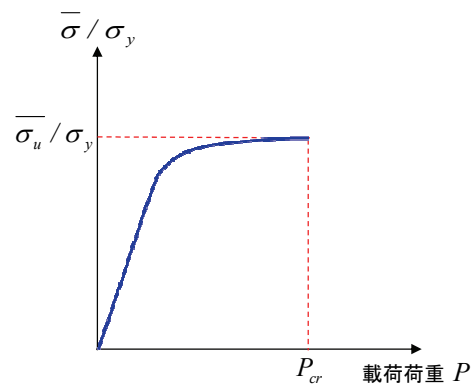
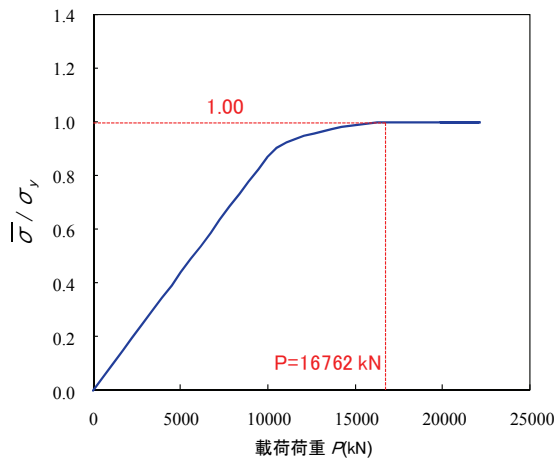
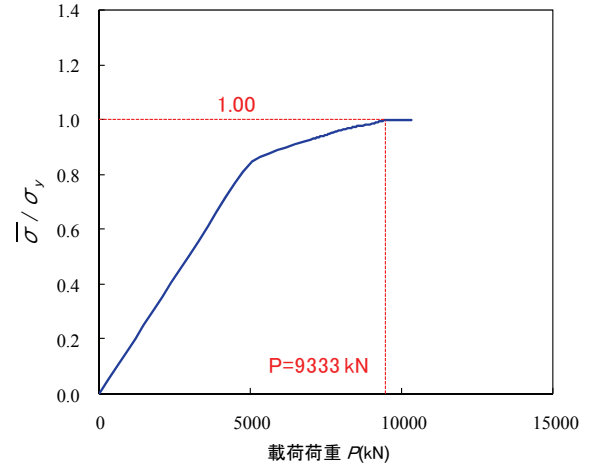


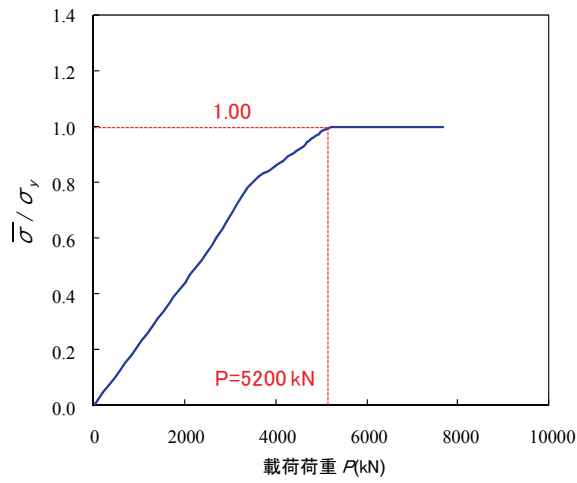
図-3.6.3 ファイレット座屈荷重の算定方法



(a) CASE2 (板厚 32mm)

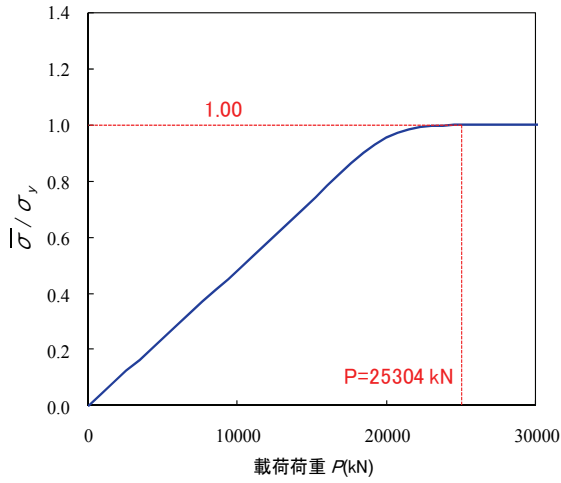


(b) CASE3 (板厚 16mm)

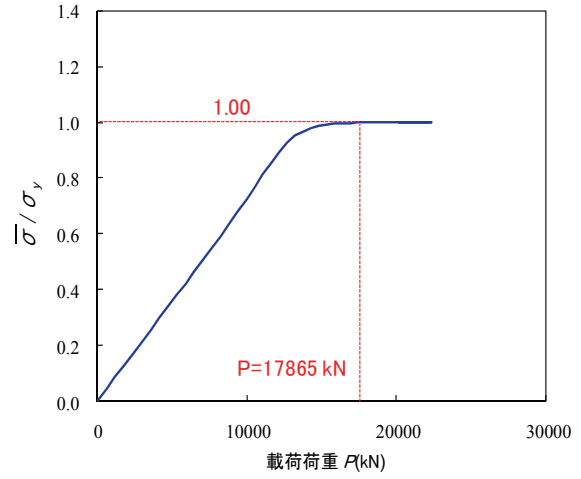


(c) CASE4 (板厚 12mm)

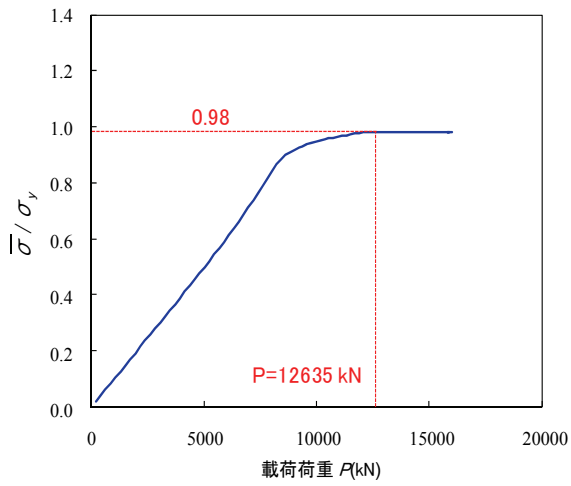
図-3.6.4 平均主応力度と载荷荷重の関係 (SM570, 辺長比 1.0, 突出率 10%)



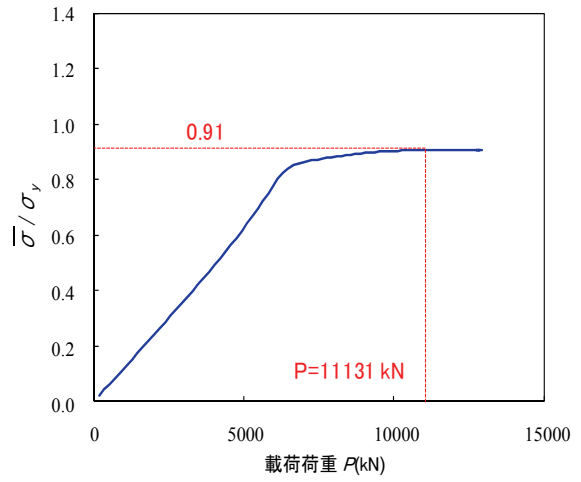
(a) CASE5 (板厚 48mm)



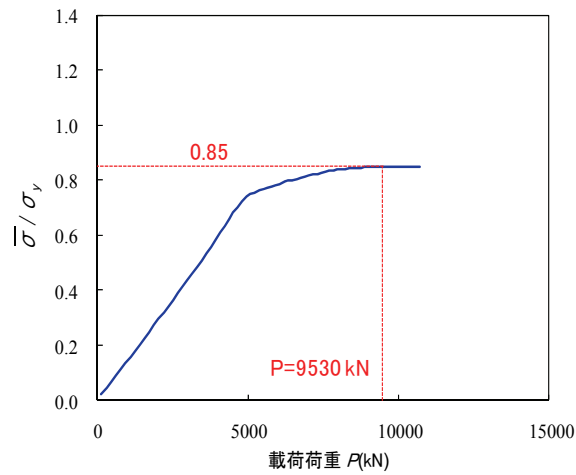
(b) CASE6 (板厚 32mm)



(c) CASE7 (板厚 23mm)

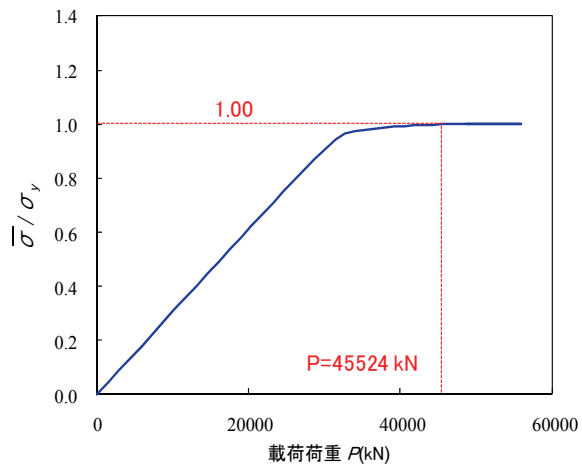


(d) CASE8 (板厚 19mm)

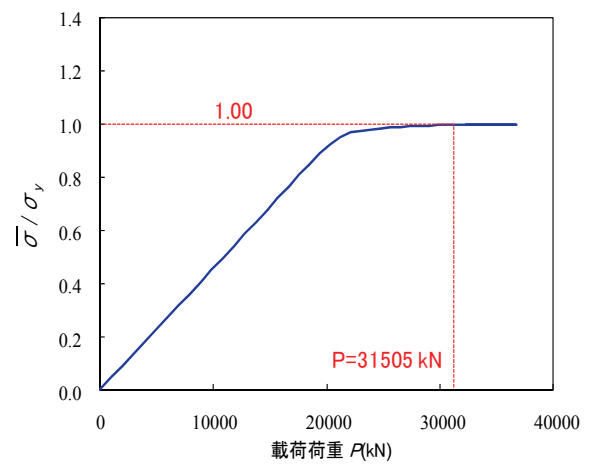


(e) CASE9 (板厚 16mm)

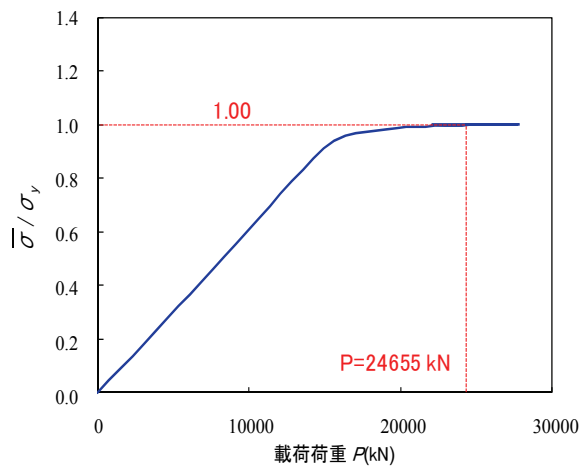
図-3.6.5 平均主応力度と载荷荷重の関係 (SM570, 辺長比 1.0, 突出率 20%)



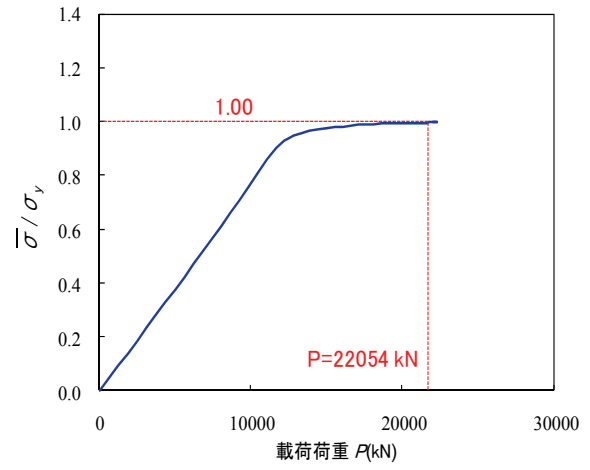
(a) CASE11 (板厚 64mm)



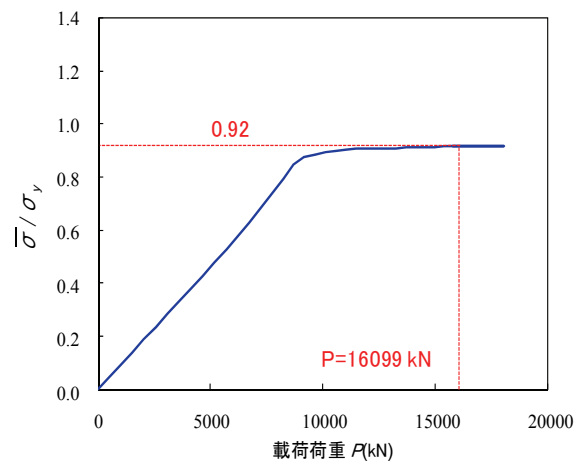
(b) CASE12 (板厚 43mm)



(c) CASE13 (板厚 32mm)

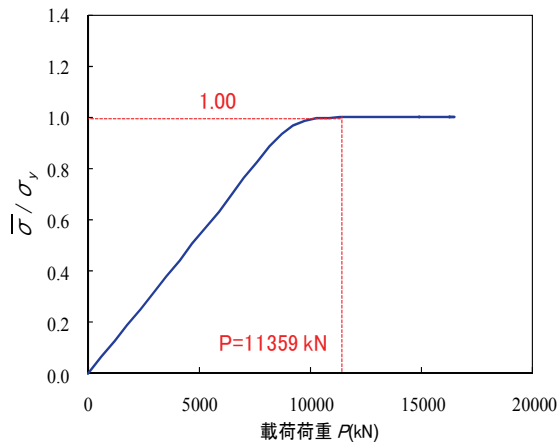


(d) CASE14 (板厚 26mm)

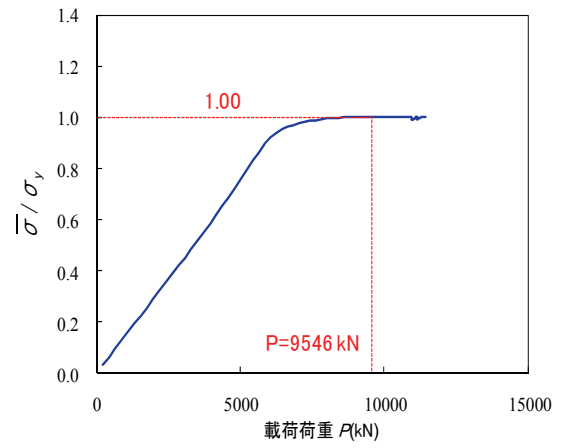


(e) CASE15 (板厚 21mm)

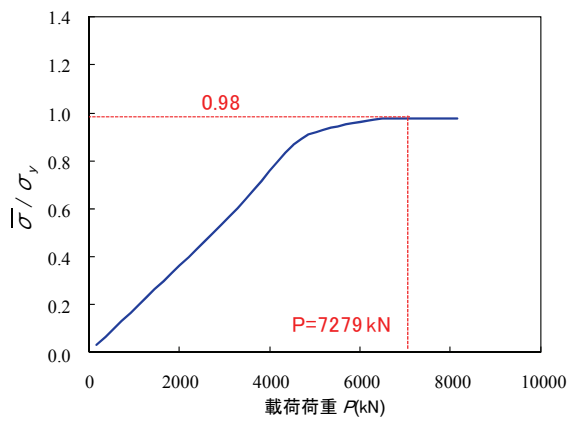
図-3.6.6 平均主応力度と载荷荷重の関係 (SM570, 辺長比 1.3, 突出率 15%)



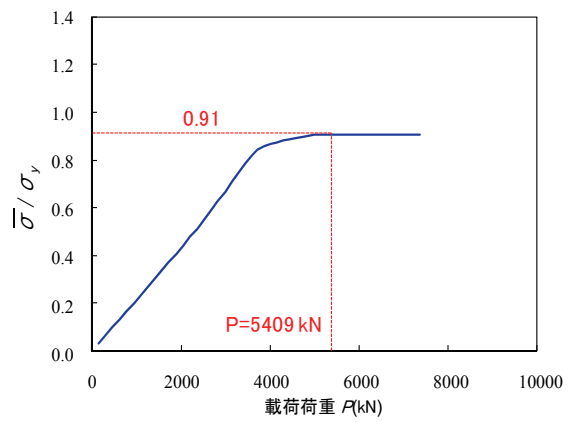
(a) CASE17 (板厚 32mm)



(b) CASE18 (板厚 23mm)



(c) CASE19 (板厚 19mm)



(d) CASE20 (板厚 16mm)

図-3.6.7 平均主応力度と載荷荷重の関係 (SM490Y, 辺長比 1.0, 突出率 20%)

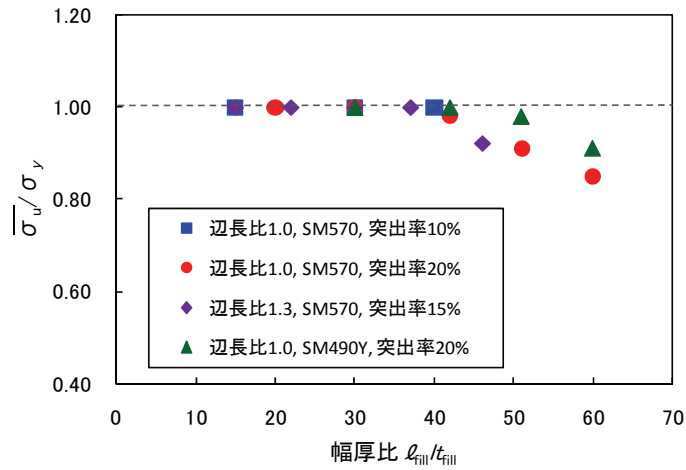


図-3.6.8 フィレット耐荷力曲線

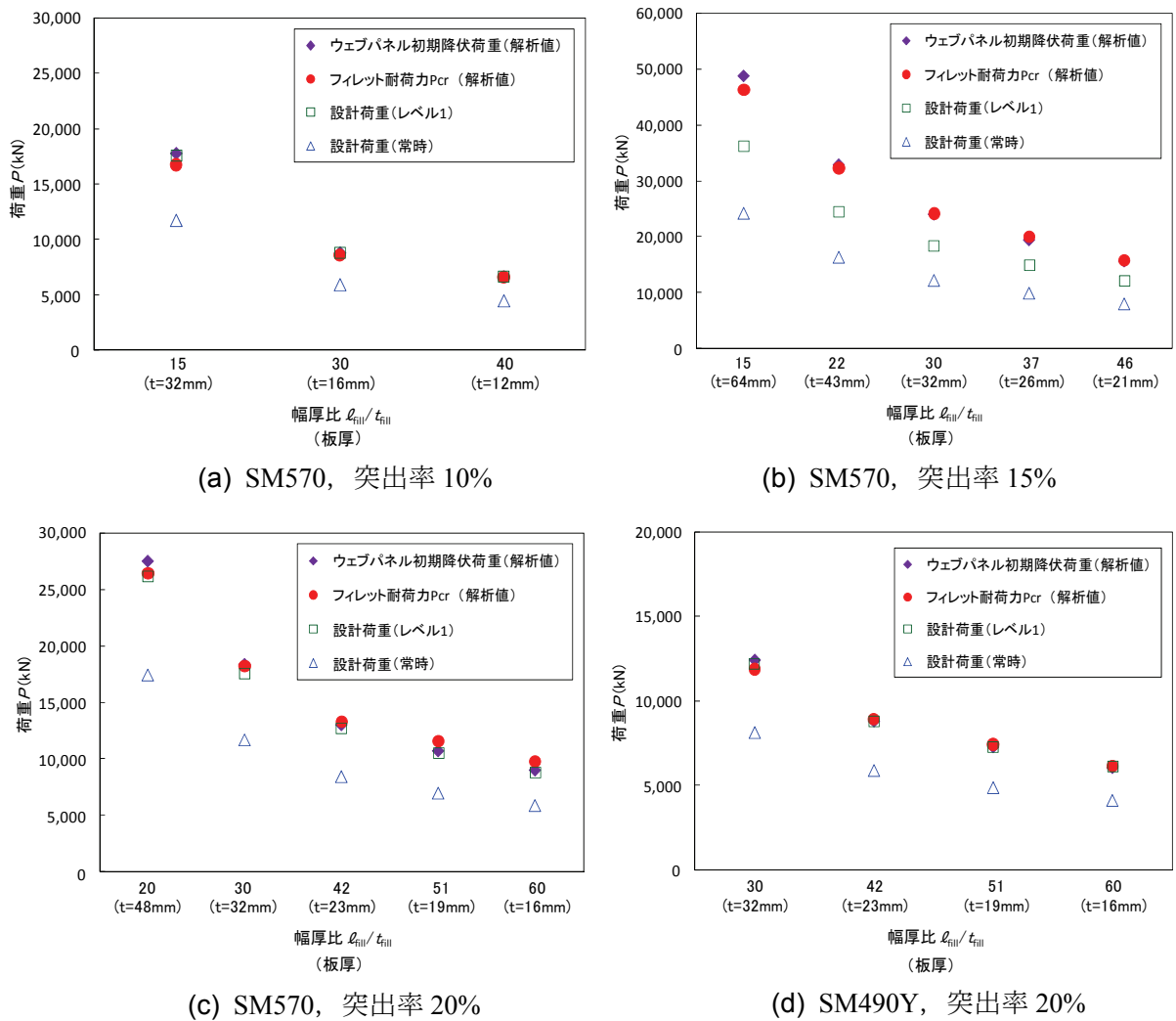


図-3.6.9 設計荷重とフィレット耐荷力の関係

3.7 結論

本章では、フィレットが有するフランジの応力集中低減効果を活用した設計法の提案を目的として、フィレットの弾塑性挙動と性能を明らかにするため縮尺模型を用いた載荷実験を行い、さらに実構造物の構造諸元をパラメータとしたモデルに対して弾塑性有限変位解析を実施した。

以下に、本章で得られた結論を示す。

- 1) 既往の研究を参考にフィレットの要求性能と限界状態を設定した。
- 2) フィレットの突出率は隅角部の初期剛性に影響を与える。これは、フィレットが下フランジに作用する応力の一部を分担するためである。
- 3) フィレットは隅角部の耐荷力や変形能には影響しない。
- 4) フィレットの面外変位は、ウェブパネルの初期降伏以降に急増する。これは、フィレットの面外変位や座屈はウェブパネルのせん断変形に支配されるためである。
- 5) フィレットは常時においてフランジのひずみ集中の低減効果を 50%程度確保するには突出率 20%が必要である。また、突出率 20%であれば、レベル 1 においてもフランジ端部で若干ひずみの集中が見られるものの、同程度の低減効果は概ね維持できる。
- 6) フィレット断面は常時では自由辺やフィレット始末端付近にのみ応力集中による局所的な降伏が生じる。また、レベル 1 では常時より降伏領域は広がるものの全断面降伏には至らない。
- 7) フィレットは突出率20%であれば、常時およびレベル1での下フランジのひずみは平均ひずみと同等以下となる。
- 8) フィレットの耐荷力は突出率 20%において SM570 で幅厚比 40 程度、SM490Y で幅厚比 50 程度を超えると面外変形の影響により低下する。
- 9) フィレットの座屈はウェブパネルの初期降伏と同程度の荷重で発生する。つまり、ウェブパネルの初期降伏をレベル 1 まで生じさせなければ、フィレットはレベル 1 程度までは座屈せず、目標とする限界状態を満足できる。
- 10) 隅角部は常時およびレベル 1 に対してウェブパネルを降伏させず、本章で規定した突出率と幅厚比のフィレットを有していれば、フランジは従来のせん断遅れの影響を考慮した応力ではなく、フィレットの効果を活用した平均応力による設計が可能となる。

【第3章参考文献】

- 3.1) 森河久, 下里哲弘, 三木千壽, 市川篤司: 箱断面柱を有する鋼製橋脚に発生した疲労損傷の調査と応急対策, 土木学会論文集, No.703/I-59, pp.177-183, 2002.4.
- 3.2) 三木千壽, 市川篤司, 坂本拓也, 田辺篤史, 時田英夫, 下里哲弘: 鋼製箱型ラーメン橋脚隅角部の疲労特性, 土木学会論文集, No.710/I-60, pp.361-371, 2002.7.
- 3.3) 池田学, 市川篤司, 山田正人, 安原真人: 鋼製ラーメン隅角部の正負交番載荷実験, 鉄道総研報告, Vol.13, No.4, pp.41-46, 1999.4.
- 3.4) 田辺篤史, 三木千壽, 市川篤司, 佐々木栄一, 下里哲弘: 既設箱形断面鋼製ラーメン橋脚隅角部のリブ取付による疲労強度向上, 土木学会論文集, No.773/I-69, pp.137-148, 2004.10.
- 3.5) 時田英夫, 溝口孝夫, 町田文孝, 澁谷敦, 宮森雅之, 清川昇悟: 新設鋼製橋脚隅角部におけるフィレット構造の応力低減効果(その1), 土木学会第58回年次学術講演会講演概要集, I-424, 2003.9.
- 3.6) 並川賢治, 溝口孝夫, 町田文孝, 澁谷敦, 宮森雅之, 清川昇悟: 新設鋼製橋脚隅角部におけるフィレット構造の応力低減効果(その2), 土木学会第58回年次学術講演会講演概要集, I-425, 2003.9.
- 3.7) 並川賢治, 溝口孝夫, 町田文孝, 澁谷敦, 宮森雅之, 清川昇悟: 新設鋼製橋脚隅角部におけるフィレット構造の応力低減効果(その3), 土木学会第58回年次学術講演会講演概要集, I-426, 2003.9.
- 3.8) 長谷川和夫, 伊藤昇, 山本泰幹, 齋藤亮, 清川昇悟, 村野益巳: 首都高速道路の建設における鋼製橋脚隅角部の疲労耐久性向上の技術, 橋梁と基礎 Vol.41, No.2, pp.31-39, 2007.2.
- 3.9) 上田幸雄, 松石正克: 有限要素法による鋼構造物の弾塑性解析(第3報)種々の荷重を受ける三角形板の座屈, 関西造船協会誌, No.131, pp.27-32, 1969.3.
- 3.10) 越智内士, 松村政秀, 北田俊行: 直角二等辺三角形板の座屈耐荷力に関する基礎的検討, 構造工学論文集, Vol.51A, pp.211-217, 2005.3.
- 3.11) 山口栄輝, 市川篤司, 池田学, 久保知徳, 三木千壽: 繰り返し荷重を受ける鋼製ラーメン隅角部におけるハンチの効果, 構造工学論文集, Vol.46A, pp.119-125, 2000.3.
- 3.12) 山口栄輝, 藤原康典: 鋼製ラーメン隅角部のフィレット補強に関する解析的研究, 構造工学論文集, Vol.53A, pp.125-132, 2007.3.
- 3.13) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説II 鋼橋編, 1995.12.
- 3.14) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説V 耐震設計編, 1995.12.
- 3.15) 首都高速道路株式会社: 橋梁構造物設計施工要領, 鋼橋編, 2008.7.
- 3.16) 日本橋梁建設協会: 鋼製橋脚の耐震設計マニュアル(ラーメン橋脚等の実験及び実績調査編), 2001.3.
- 3.17) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説II 鋼橋編, 2012.3.
- 3.18) 土木学会: 座屈設計ガイドライン, 2005.
- 3.19) 奥村敏恵, 石沢成夫: 薄板構造ラーメン隅角部の応力計算について, 土木学会論文集, 第153号, pp.1-18, 1968.5.
- 3.20) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説V 耐震設計編, 2012.3.

第4章 鋼製ラーメン橋脚隅角部の弾塑性挙動およびフィレットの効果 を考慮した設計法の提案

4.1 概説

これまで述べてきたように、隅角部に関する具体的な設計方法は道示II^{4.1)}および道示V^{4.2)}には規定されていない。鋼製ラーメン橋脚の隅角部については、これまでも合理的な設計法の確立を目指して弾塑性挙動に着目した研究^{4.3)~4.12)}がなされてきたが、未だレベル2に対して具体的な設計法の確立には至っていない。これは、1.2で述べたように既往の研究では実構造物の弾塑性挙動を正確に把握できていないことが理由としてあげられる。

本研究は、フィレットを有する隅角部に対して常時からレベル2までを包括した安全性の照査が可能となる新たな設計法の提案を目指し、隅角部の弾塑性挙動を明らかにすべく研究を重ねた。第2章では実構造物と同等の鋼材材質、補剛構造およびフィレットなどの細部構造^{4.13)}を有する隅角部の弾塑性挙動を明らかにするため正負交番載荷実験と弾塑性有限変位解析を実施し、さらに弾塑性挙動に基づいた隅角部の限界状態について検討を行った。また、第3章ではフィレット^{4.13)}に着目し、フィレットの応力集中低減効果や耐荷力特性を明らかにすることにより、従来のせん断遅れの影響を考慮した応力ではなくフィレットの効果を考慮した平均応力によるフランジ設計法の可能性に言及した。

本章では、第2章および第3章の結果を整理、体系化することにより新たな設計法の提案を試みるものである。具体的には、これまでに設定した限界状態を示し、その限界状態を照査するための設計法（以下、「提案設計法」という）を提案し、さらに提案設計法の適用性と有用性について実構造物を対象とした試設計によって示す。

4.2 適用範囲

本研究における提案設計法は道路橋における鋼製橋脚の施工実績に基づいた図-4.2.1に示す標準的な門形ラーメン橋脚の隅角構造で、隅角部に作用する断面力は橋脚面内の曲げモーメントが卓越する場合を対象とする。なお、面外曲げモーメントが卓越する場合や、文献(4.14)に示された複雑な形状の隅角部のようにねじりモーメントが大きく作用する場合は対象外とする。

提案設計法の適用範囲は、高速道路会社の設計基準^{4.13)}、道示II^{4.1)}、道示V^{4.2)}および実構造物の施工実績に基づき以下に示すとおりとする。

- ・隅角部の板厚構成はフランジの板厚をウェブの板厚以上とし、また、ウェブとフィレットは同厚とする。
- ・フランジの補剛構造はその諸元を $R_R \leq 0.5$ 、 $R_F \leq 0.5$ 、 $\gamma_1/\gamma_{req} \geq 1.0$ の範囲とし、縦リブをフランジ交差部の手前で止め、柱フランジやダイヤフラムとは接合しない構造とする。
- ・ウェブパネルの補剛構造は柱断面と同程度の縦リブを配置し、その端部はダイヤフラムと接合しない構造とする。

なお、本研究の対象と異なる隅角構造や適用範囲に対して提案設計法を適用する場合は、実験や解析、または近年 FEM 解析よりも簡便な解析手法として研究が進められている一定せん断流パネル解析^{4.15)}などの適切な手法を用いて別途検討するものとする。

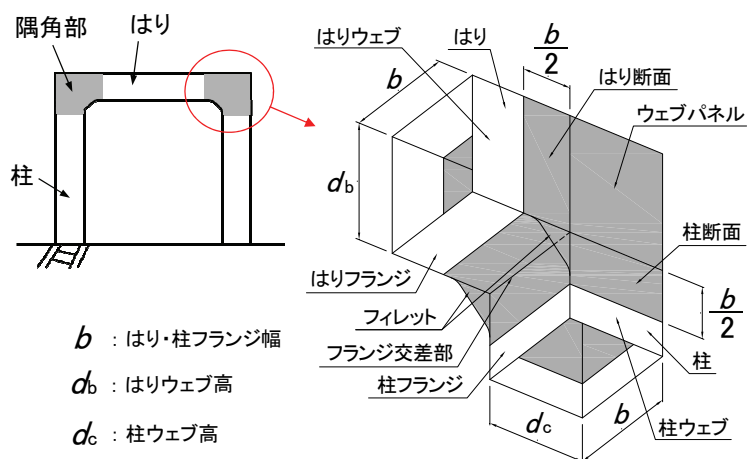


図-4.2.1 本研究で対象とする鋼製ラーメン橋脚隅角部

4.3 常時およびレベル1に対する隅角部の限界状態と設計法

4.3.1 限界状態

(1) はり・柱断面, ウェブパネル

道示 V^{4.2)}より, 鋼製ラーメン橋脚は常時およびレベル1に対して橋の耐震性能1を確保することから, その限界状態は「力学的特性が弾性域を超えない限界の状態」と規定される. 隅角部は橋脚の限界状態に従い弾性挙動することが必要であることから, その構造部材と要素であるはり・柱断面およびウェブパネルの応力状態についても弾性域であることが基本となる.

(2) フィレット

第3章での検討結果から, フィレットの要求性能を「常時およびレベル1におけるフランジの応力(ひずみ)集中を50%程度低減」とし, この要求性能に対する限界状態を以下のとおりとする.

常時に対しては, 「座屈により損傷せず, かつ, 断面の状態は局部的なひずみ集中箇所を除き塑性化を許容しない。」ものとする. ここで言う局部的なひずみ集中箇所とは, ひずみ集中低減効果に影響のないフィレットの始末端や自由辺のことを指す.

レベル1に対しては, レベル1が常時より部材に作用する応力が高く, また, 常に荷重が載荷されるものではないことから, 「座屈により損傷せず, 断面の状態は部分的な降伏を許容する。」ものとする. ここで言う部分的な降伏とは, 目標とするひずみ集中低減効果が確保できる程度のフィレットの降伏領域のことを意味する.

4.3.2 提案設計法

(1) はり・柱断面

はり・柱断面のフランジとウェブは, 骨組み解析によって算出した断面力を対象とした道示II^{4.1)}に基づく応力度照査法が基本となる. フランジの作用応力は第3章で明らかにしたフィレットによるフランジの応力集中低減効果を活用することにより, 従来のせん断遅れの影響を考慮した応力ではなく平均応力を用いる. 式(4.3.1)~(4.3.3)に提案する設計法を示す.

1) 板厚の算出

$$\text{フランジ} \quad \sigma_n \leq \frac{\sigma_y}{\gamma} \quad (4.3.1)$$

$$\text{ウェブ} \quad \tau \leq \frac{\sigma_y}{\sqrt{3}\gamma} \quad (4.3.2)$$

ここに, $t_f \geq t_w$

2) 合成応力度の照査

$$\left(\frac{\sigma_n}{\sigma_y/\gamma} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\sigma_y/\sqrt{3}\gamma} \right)^2 \leq 1.0 \quad (4.3.3)$$

(2) ウェブパネル

2.4における設計荷重時の隅角部の状態において示したように、隅角部の非線形化はウェブパネルの応力状態に支配される。従って、隅角部を弾性域、すなわち非線形化させないためにはウェブパネルの初期降伏を適切に評価することが重要となる。そこで、2.4.2ではウェブパネルの降伏に直応力度の影響を考慮した簡便で精度の高い初期降伏評価方法を提案した。

提案した評価方法は、はりと柱に作用する断面力によって部材内に生じる応力度について図-4.3.1に示すモデル化を行い、このモデルより図-4.3.1に示す座標系における任意の点 (x, y) の直応力度およびせん断応力度は式(4.3.4)～(4.3.7)のように表すことができる。

$$\sigma_x = \left[\frac{N_b}{A_b} - \frac{M_b}{W_b} \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot y}{d_b} \right) \right] \cdot \frac{x}{d_c} \quad (4.3.4)$$

$$\sigma_y = \left[\frac{N_c}{A_c} - \frac{M_c}{W_c} \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot x}{d_c} \right) \right] \cdot \frac{y}{d_b} \quad (4.3.5)$$

$$\tau_{xy} = -\frac{M_{cf}}{2 \cdot d_b \cdot d_c \cdot t_w} + \frac{1}{2} \cdot \frac{N_{cf}}{d_b \cdot t_w} + \frac{1}{y} \cdot \int_0^x \sigma_y dx \quad (4.3.6)$$

$$\tau_{yx} = -\frac{M_{bf}}{2 \cdot d_b \cdot d_c \cdot t_w} + \frac{1}{2} \cdot \frac{N_{bf}}{d_c \cdot t_w} + \frac{1}{x} \cdot \int_0^y \sigma_x dy \quad (4.3.7)$$

ここに、

M_b, M_c : 図-4.3.1 に示すウェブパネル境界辺に作用するはりおよび柱の曲げモーメント (N・mm)

N_b, N_c : 図-4.3.1 に示すはりおよび柱に作用する軸力(N)

Q_b, Q_c : 図-4.3.1 に示すはりおよび柱に作用するせん断力 (N)

W_b, W_c : はりおよび柱の断面係数(mm³)

A_b, A_c : はりおよび柱の断面積(mm²)

d_b, d_c : はりおよび柱のウェブ高(mm)

M_{bf}, N_{bf} : はりのフランジが分担する曲げモーメント(N・mm)および軸力(N)

M_{cf}, N_{cf} : 柱のフランジが分担する曲げモーメント(N・mm)および軸力(N)

t_w : ウェブの板厚(mm)

σ_x : 図-4.3.1 における x 方向 (はり軸方向) 直応力度(MPa)

σ_y : 図-4.3.1 における y 方向 (柱軸方向) 直応力度(MPa)

τ_{xy}, τ_{yx} : せん断応力度(MPa)

式(4.3.4)～(4.3.7)より算出した直応力度とせん断応力度が式(4.3.8)の条件を満たすときをウェブパネルの初期降伏と定義する。

$$\sigma_e = \sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x \sigma_y + \sigma_y^2 + 3\tau_{xy}^2} = \sigma_y \quad (4.3.8)$$

従って、ウェブパネルに対する照査式は式(4.3.8)に安全率と割増しを考慮して式(4.3.9)のように

提案できる.

$$\sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x \sigma_y + \sigma_y^2 + 3\tau_{xy}^2} \leq 1.1 \frac{\sigma_Y}{\gamma} \quad (4.3.9)$$

(3) フィレット

第3章で示したように常時およびレベル1までフィレットの要求性能を満足するためには突出率20%のフィレットが必要となり, また, 限界状態を満足するためには式(4.3.10)および式(4.3.11)に示す幅厚比の条件が必要となる. 式(4.3.10)および式(4.3.11)に示した幅厚比で突出率が20%のフィレットを有する隅角部は, ウェブパネルをレベル1まで降伏させなければフランジを従来のせん断遅れの影響を考慮した応力ではなく平均応力により設計できる.

$$20 \leq \ell_{fil} / t_{fil} \leq 60 \quad (\text{SM570の場合}) \quad (4.3.10)$$

$$30 \leq \ell_{fil} / t_{fil} \leq 60 \quad (\text{SM490Yの場合}) \quad (4.3.11)$$

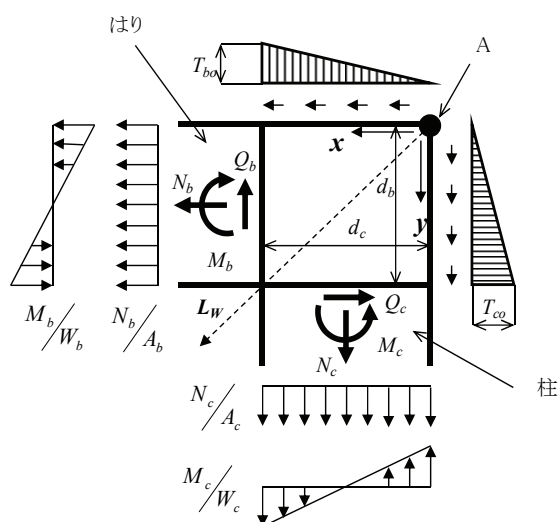


図-4.3.1 隅角部に作用する応力度のモデル化

4.4 レベル2に対する隅角部の限界状態と設計法

4.4.1 限界状態

レベル2における橋の性能を耐震性能2と考えた場合、道示V^{4.2})より橋脚の限界状態は「損傷の修復を容易に行い得る限界の状態」とする必要がある、隅角部の限界状態もこれに従うことになる。ここで、門形ラーメン橋脚の脚面内方向に地震動が作用する場合を考えると、隅角部には柱基部と同様、大きな曲げモーメントが作用する。しかし、この場合の隅角部の状態はその構造上、橋脚の横ばりや横ばりが支持する上部工に対して大きな影響を及ぼすことから、積極的に塑性化させることは避けるべきであり、あくまで主たる塑性化は柱基部とすることが必要であると考えられる。従って、隅角部は確実に主たる塑性化部材とならないよう部材の限界状態を適切に設定し、それに対する照査法を規定することが重要である。ただし、本研究は常時からレベル2までの安全性照査が可能となる設計法の提案が目的であるが、その設計法は施工性や経済性に対してもメリットがある有用なものであることを目指している。

2.4.3では上述の考えに基づき、レベル2における隅角部の限界状態に対して若干の塑性化、つまり副次的塑性化を許容する検討を行った。具体的には、塑性化を許容した時の構造部材および要素の状態として「フランジおよびウェブパネルには局部座屈や全断面降伏を許容せず、局所的な降伏にとどめる」、「隅角部には修復が困難な残留変位を生じさせない」という2つの条件を設定して塑性化の程度に関する検討を行った。その結果、許容する塑性化の程度は隅角部の荷重と隅角変位の関係における「限界荷重」で表し、その荷重値をフランジ降伏荷重 P_{yc} の90%である $0.9P_{yc}$ として設定した。

4.4.2 提案設計法

隅角部の限界荷重を $0.9P_{yc}$ とすることから、はりと柱断面はレベル2に対してフランジに作用する応力度が $0.9\sigma_y$ 以下であることを照査することが基本となる。

ウェブパネルについては第2章の結果から、実構造物と同様に縦方向補剛材で十分補剛されていれば、座屈はフランジが先行してウェブパネルのせん断座屈は生じないことを確認しているため照査の必要はないと考える。また、フィレットについては3.1で述べたように、レベル2まで損傷させず機能を有効とすることはフィレットのみならず一体化しているウェブの厚板化を招く可能性があるため合理的とはいえない。そのため、レベル2に対してはフィレットの損傷を許容するものと考え、照査の対象外とする。

以上から、はり・柱断面のレベル2に対する照査は常時・レベル1と同じく応力度照査を基本とするが、先述のように脚面内に地震動が作用した場合は隅角部には柱基部同様、大きな曲げモーメントが作用する。このため、万一にも隅角部が主たる塑性化部材とならないよう配慮する必要があると考える。そこで、応力度照査に加えて「キャパシティデザイン」の設計思想の導入を図る。

キャパシティデザインとは、地震時に塑性変形させる部位または部材を特定し、その他の部位または部材に明確な耐力差をつけて弾性応答させる設計法のことである。道示V^{4.2})では橋脚基礎に対する照査がこの考えに基づいたものである。隅角部については、隅角部のはり・柱断面とこ

れらに隣接する一般部断面との間に耐力差を付けることにより、確実に隅角部に主たる塑性化が生じないように配慮することとする。

以上の考え方に基づいた照査法を以下に示す。

(1) 作用応力に対する断面の照査

はり・柱の断面に作用する応力は、立体骨組モデルを用いた動的解析によって得られた断面力に対して図-4.4.1に示す位置において照査する。照査式は次のように提案できる。

$$\text{直応力度の照査} \quad \sigma_n \leq 0.9\sigma_Y \quad (4.4.1)$$

$$\text{せん断応力度の照査} \quad \tau \leq \frac{\sigma_Y}{\sqrt{3}} \quad (4.4.2)$$

$$\text{合成応力度の照査} \quad \left(\frac{\sigma_n}{\sigma_Y} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\sigma_Y/\sqrt{3}} \right)^2 \leq 1.0 \quad (4.4.3)$$

(2) 隣接断面に対する耐力の照査

隅角部のはり・柱断面とこれに隣接する一般部断面には軸力、曲げモーメントおよびせん断力が作用するが、支配的となるのは曲げモーメントであるため、耐力差の評価指標は曲げモーメントとする。

照査要領は、図-4.4.1に示す照査位置において、式(4.3.1)～式(4.3.3)、式(4.3.9)～式(4.3.11)および式(4.4.1)～式(4.4.3)によって決定した隅角部の断面と、通常的设计方法で決定した隣接一般部の降伏曲げモーメントを比較し、隅角部断面の降伏曲げモーメントが隣接一般部を上回ることを照査する。

また、降伏曲げモーメントの比較では安全余裕度を確保するため、隣接一般部の状態、すなわち、断面が弾性域または塑性域かによる影響を考慮する係数 α と、材料特性等による部材の耐力のばらつきの影響を考慮する係数 β の2つの係数を設定する。係数 α は隣接断面が弾性域の場合は1.0とし、塑性域となる場合は隣接断面の許容曲げモーメント(M_a)と降伏曲げモーメント(M_y)との比(M_a/M_y)とする。また、係数 β は道示V^{4.2}6.4.7「橋脚基礎の照査」を参考に1.1とする。以上の考え方による照査式は次のように提案できる。

$$\text{はり断面} \quad M_{BGy} > \alpha \cdot \beta \cdot M_{BSy} \quad (4.4.4)$$

$$\text{柱断面} \quad M_{CGy} > \alpha \cdot \beta \cdot M_{CSy} \quad (4.4.5)$$

ここに、

M_{BGy}, M_{CGy} : はり・柱隅角部断面の降伏曲げモーメント

M_{BSy}, M_{CSy} : はり・柱隣接一般部断面の降伏曲げモーメント

α : 隣接断面の状態に関する抵抗係数

$$\alpha = \begin{cases} 1.0 & (\text{隣接断面が弾性域の場合}) \\ M_a / M_y & (\text{隣接断面が塑性域の場合}) \end{cases} \quad (4.4.6)$$

ここに,

M_a : 隣接断面の許容曲げモーメント

M_y : 隣接断面が有する降伏曲げモーメント

β : 材料特性のばらつきに対する係数 1.1

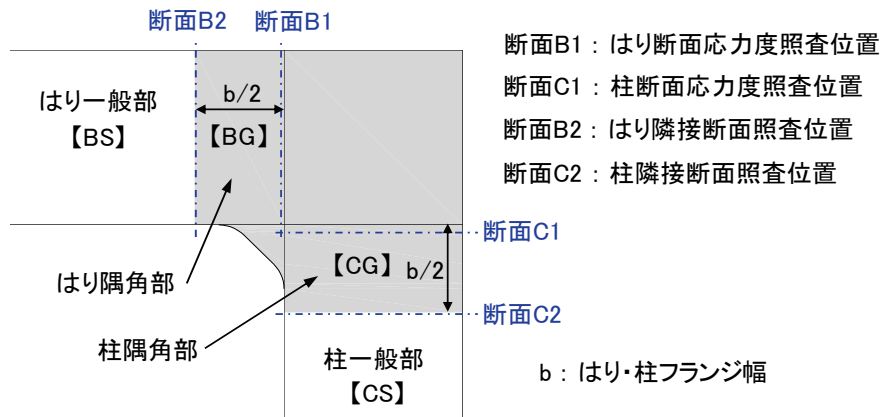


図-4.4.1 はり・柱断面照査位置

4.5 実構造物への適用性と効果

4.3および4.4で提案した構造部材および構造要素の限界状態と提案設計法の手順を表-4.5.1および図-4.5.1に整理する。図-4.5.1には従来設計法も併記する。

本章では、提案設計法の適用性並びに従来設計法に対する有用性、すなわち、隅角部の鋼重低減効果を調べるため、道路橋における実構造物と同様の諸元を有する鋼製ラーメン橋脚に対して試設計を行った。

試設計の内容について以下に詳述する。

(1) 対象とする橋脚

試設計は上部工を含めた鋼製ラーメン橋脚のモデルを対象として行った。上部工は橋長181.5m、支間割り55+70+55mの3径間連続鋼床版箱桁橋とした。鋼製ラーメン橋脚は、柱高さとはり支間長の関係について既往の実績データ^{4.16)}と別途調査した結果とを考慮し、はり支間長と柱高さをパラメータとした4ケースについて行った(図-4.5.2)。表-4.5.2に検討ケースを示す。図-4.5.3～図-4.5.6には対象とした上部工と橋脚の構造一般図を示す。

(2) 試設計概要

1) 設計条件

設計条件一覧表を表-4.5.3に示す。

2) 荷重の組合せ

設計荷重として死荷重、活荷重およびレベル1地震動の影響を考慮した。本章では鋼製ラーメン橋脚の脚面内(橋直方向)を対象としているが、実構造物と同様の断面設計を行うため、地震の影響については脚面外(橋軸方向)も考慮する。

3) 動的解析

レベル2地震動の影響は、道示V^{4.2)}7章に従って動的解析により考慮した。動的解析に用いた解析モデルを図-4.5.7に示すが、はり一般部およびはりと柱の隅角部は線形はり要素、隅角パネル部は剛なはり要素、柱一般部は $M-\phi$ 要素でモデル化した。提案設計法は隅角部に副次的な塑性化を許容しているが、ウェブパネル区間に配置したはり要素は図-4.5.7に示すように従来設計法と同様に剛部材とした。これは次の二つの考えに基づいたものである。

- ・本研究で隅角部に許容する塑性化は第2章で示したように荷重と隅角変位の関係におけるフランジの降伏荷重 P_{yc} の90% ($0.9P_{yc}$) で、その時のフランジやウェブパネルの降伏領域は図-2.4.18～図-2.4.20に示したように局所的であり、また、ウェブパネルの残留せん断変形角も図-2.4.21、図-2.4.22に示したように最大でも0.004radであるため、許容する塑性化の程度が橋脚全体に与える影響は小さい。
- ・従来設計法においてレベル2の照査にレベル1の設計方法を準用した場合はフランジの直応力度に対する許容応力度を鋼材の降伏応力度(ただし、局部座屈する場合を除く)とすること

になる。従って、隅角部に降伏荷重 P_{yc} 程度までを許容することになるが、図-2.4.16および図-2.4.17に示すように P_{yc} 程度では隅角部の挙動に非線形が大きく現れる。それに対して、提案設計法は隅角部の塑性化を $0.9P_{yc}$ までに制限するため、非線形性は小さく、従来設計法に比べて設計で仮定した剛部材により近い挙動を示す。

また、 $M-\phi$ 関係の設定は道示 $V^{4.2)}$ に基づき、死荷重による軸力並びに動的解析により得られた最大軸力および最小軸力が作用する場合の軸力を用いた。

入力地震動は道示 $V^{4.2)}$ 7章に示されているレベル2地震動タイプIおよびタイプIIのIII種地盤に対する加速度波形各3波を用いた。解析に用いたプログラムはTDAPIII ver3.04_01^{4.17)}である。

4) 断面決定に関する留意事項

従来設計法はレベル2に関する規定がないため、常時・レベル1の設計方法をレベル2に準用することとした。ただし、レベル2にはフランジのせん断遅れの影響は考慮しないこととした。

隅角部以外は道示 $II^{4.1)}$ および $V^{4.2)}$ の規定に従って設計し、主たる塑性化部位は柱基部、上部工を直接支持するはりについてはその重要性から塑性化を許容しないものとした。

また、はりと柱断面の外径寸法は断面決定による板厚が30~40mm程度の標準的な板厚となるよう各々のモデルで変えている。

(3) 試設計結果

1) 断面構成

従来および提案設計法によって設計した隅角部の断面構成を表-4.5.4に示す。表には、断面諸元の他に提案設計法において許容値に対する余裕度が最も小さくなる設計式を決定要因として示し、決定した荷重ケースを着色している。なお、表においてレベル2の「-」表記は常時またはレベル1によって断面が決定し、レベル2の照査では問題のなかった場合を示している。以下では、表-4.5.4の結果についてモデルごとに考察する。

model-1ははり長さが柱高さの2倍であり、水平荷重よりも鉛直荷重の影響を受けやすい構造である。そのため、従来設計法では常時が支配的となり柱フランジの直応力度が決定要因となっている。一方、提案設計法はフランジを平均応力で設計するため、常時ではなくレベル2が支配的となり、はりフランジの直応力度とキャパシティデザインによるはり隣接断面耐力の両方が決定要因となっている。提案設計法のフランジ直応力度の照査は式(4.4.1)で規定したように許容値に $0.9\sigma_y$ を適用することで従来設計法より厳しくしているが、板厚に関してはせん断遅れを考慮する方が影響は大きいため、提案設計法による板厚の方が薄くなっている。

model-2ははり長さが短く柱間隔が狭いことから、上部工の支点が柱近傍に位置するため鉛直荷重より水平荷重の影響を受けやすい構造である。そのため、従来設計法および提案設計法ともレベル2が支配的となり断面が決定している。板厚は提案設計法の方が厚くなっているが、これは提案設計法がレベル2に対して厳格に照査を行ったためである。

model-3はmodel-1よりもはり長さがさらに長く、鉛直荷重の影響をより大きく受けることから両設計法とも常時が支配的となっている。板厚は平均応力を用いた提案設計法の方が大幅に低減されている。

model-4は他のモデルに比べて柱高さが高いことから水平荷重の影響を受けやすい構造である。そのため、両設計法ともレベル2で決定しているが、従来設計法の決定要因は同じレベル2で決定したmodel-2とは異なり、ウェブパネルのせん断応力度となっている。これは、model-4の柱高さが高いため橋脚の水平変位が大きく、ウェブパネルのせん断変形がmodel-2に比べて大きく現れるためである。これに対して、提案設計法は柱フランジの直応力度が決定要因となっている。両設計法の決定要因が異なるのは第1章で述べたように従来設計法はウェブパネルのせん断応力度の許容値が過度に安全側となっていることが要因である。そのため、板厚はmodel-2と異なり提案設計法の方が若干薄くなっている。

以上の結果より、はり長さが柱高さよりも相対的に長く、常時が支配的となる構造に対してフランジに平均応力を用いた提案設計法の板厚低減効果が確認できた。一方、柱高さが高い場合や柱間隔が狭い場合などレベル2が支配的となる構造は、提案設計法で厳格に規定した直応力度の照査が決定要因となることが確認できた。

従来設計法にはレベル2の規定がないことから試設計ではレベル1の設計方法を準用したが、先に述べたようにこの方法ではレベル2に対して隅角部の最大荷重までを許容することになる。しかし、提案設計法を適用すれば隅角部の塑性化が制限されるため橋脚全体の安全性の確保が可能となる。

各モデルにおける橋軸および橋軸直角方向载荷による塑性化部位を図-4.5.8～図-4.5.11に示す。柱高の最も高いmodel-4の橋軸直角方向载荷のみ柱の隅角部近傍に一般部断面が塑性化したが、それ以外は柱基部のみ塑性化を生じている。

2) 鋼重比較

表-4.5.4 で示した従来と提案設計法による断面構成を基に隅角部の鋼重を算出し、比較を行った。その結果を表-4.5.5 に示す。表より、従来設計法による断面が常時で決定した model-1, 3 については、提案設計法による断面の板厚の方が薄く、それにより鋼重が 11～19%と大きく低減している。特に、標準的な隅角構造の model-1 においては 10%以上の鋼重低減効果が認められた。

一方、両設計法ともレベル2で断面が決定した model-2, 4 については、鋼重はほぼ同等か提案設計法の方が増加している。これは、先述のように提案設計法の直応力度の照査を厳格にしたことに起因している。

以上の結果から、実構造物を対象とした試設計により、本章で提案した設計法の適用性と有用性を確認することができた。

表-4.5.1 隅角部の限界状態

設計荷重	隅角部の限界状態		
	ウェブパネル	フランジ	フィレット
常時	弾性挙動	弾性挙動	弾性挙動
レベル1	弾性挙動	弾性挙動	部分的な降伏
レベル2	局所的な降伏	局所的な降伏	—

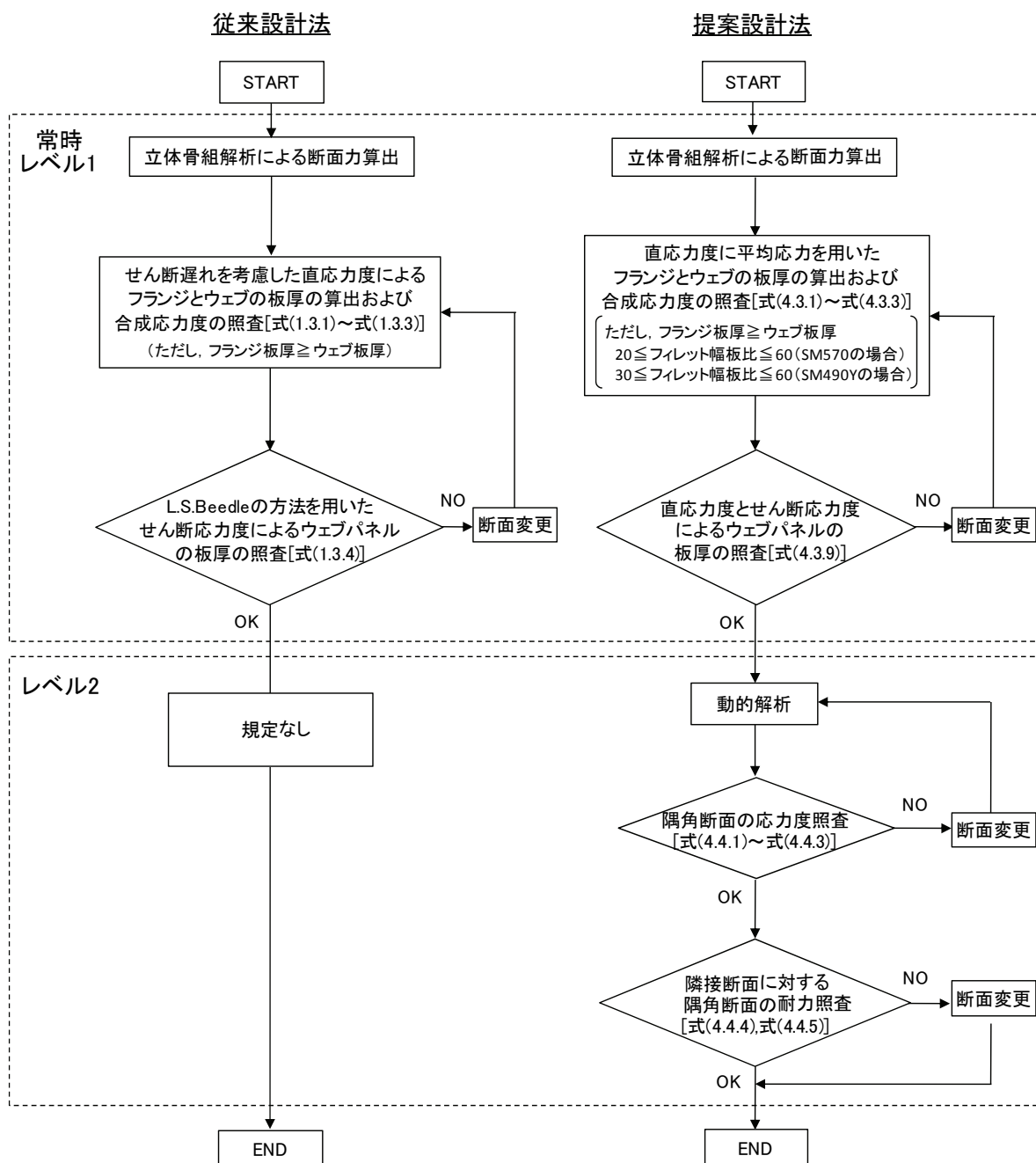


図-4.5.1 従来設計法と提案設計法の手順の比較

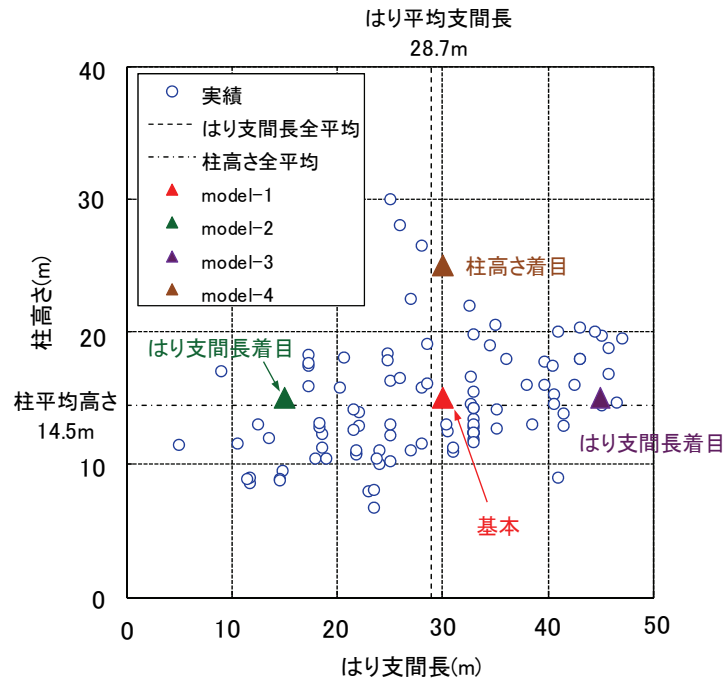


図-4.5.2 施工実績に基づく対象橋脚諸元

表-4.5.2 試設計検討ケース

CASE	着目	寸法
model-1	基本モデル	
model-2	はり支間長	
model-3		
model-4	柱高さ	

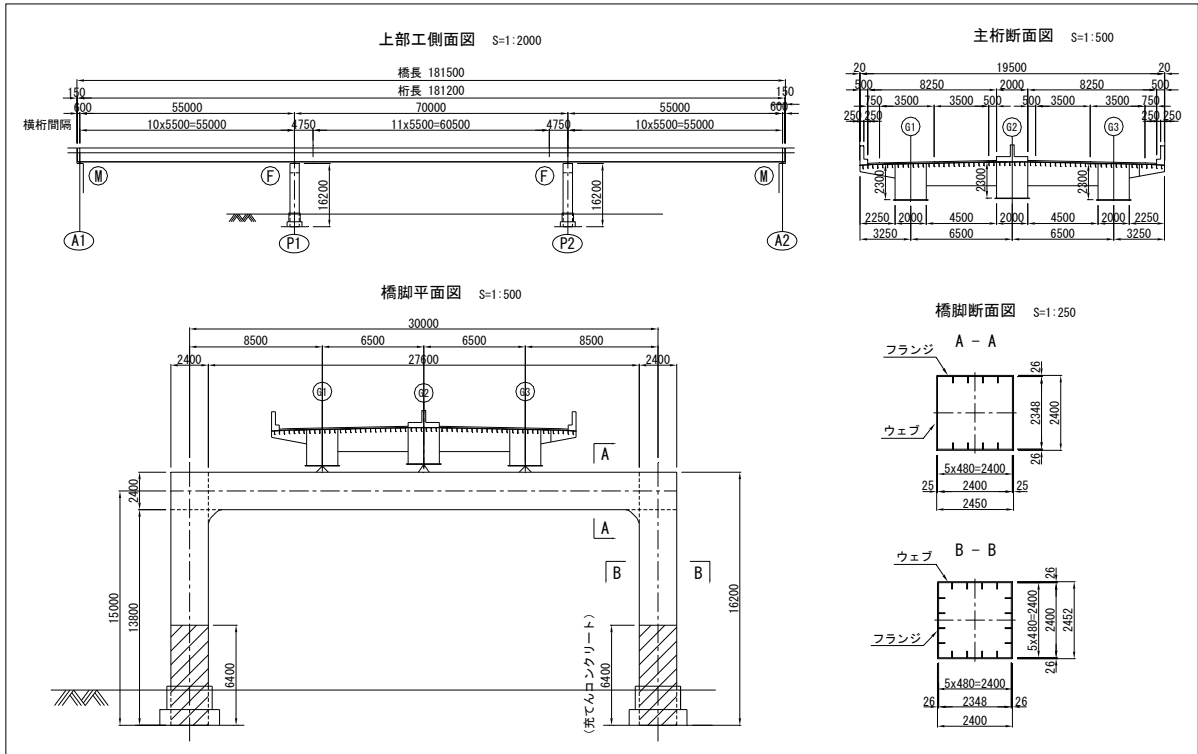


図-4.5.3 構造一般図 (model-1)

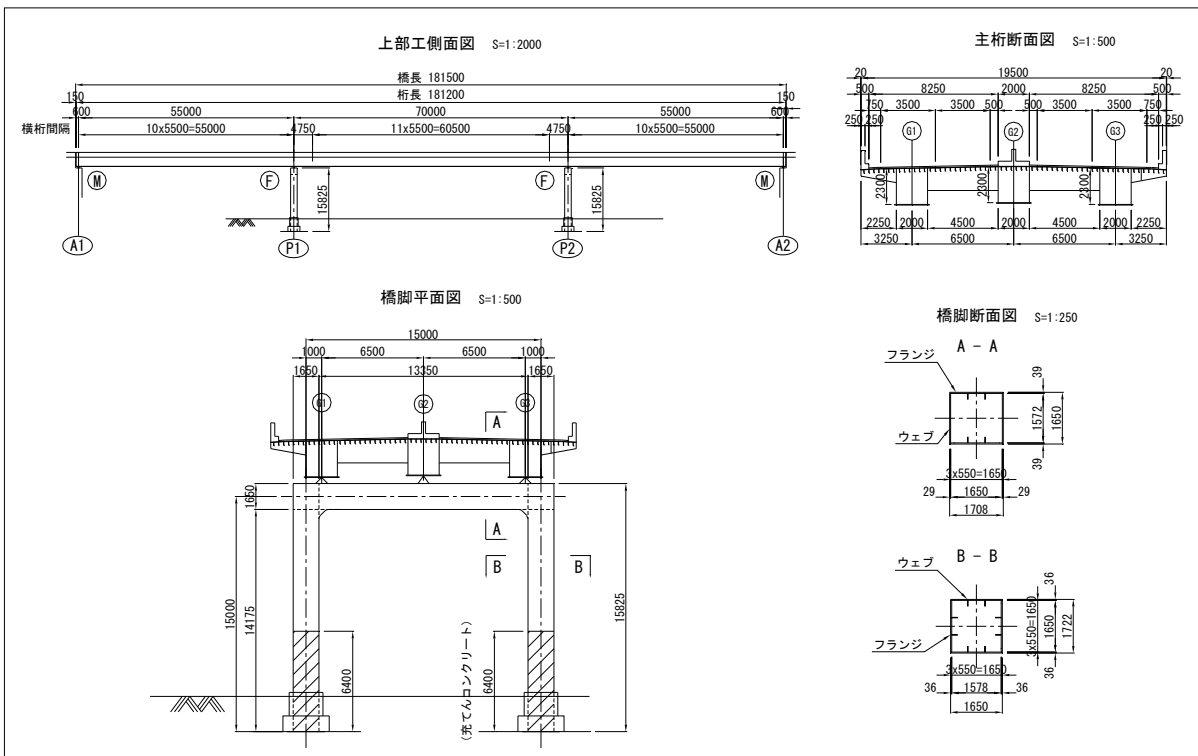


図-4.5.4 構造一般図 (model-2)

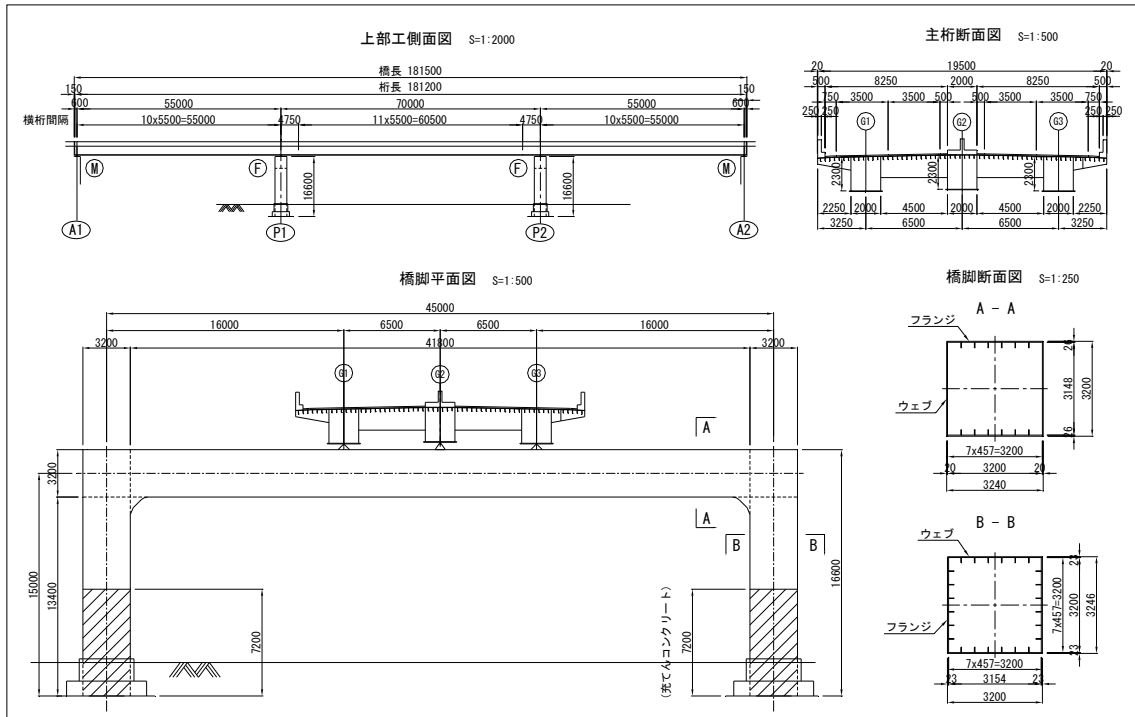


図-4.5.5 構造一般図 (model-3)

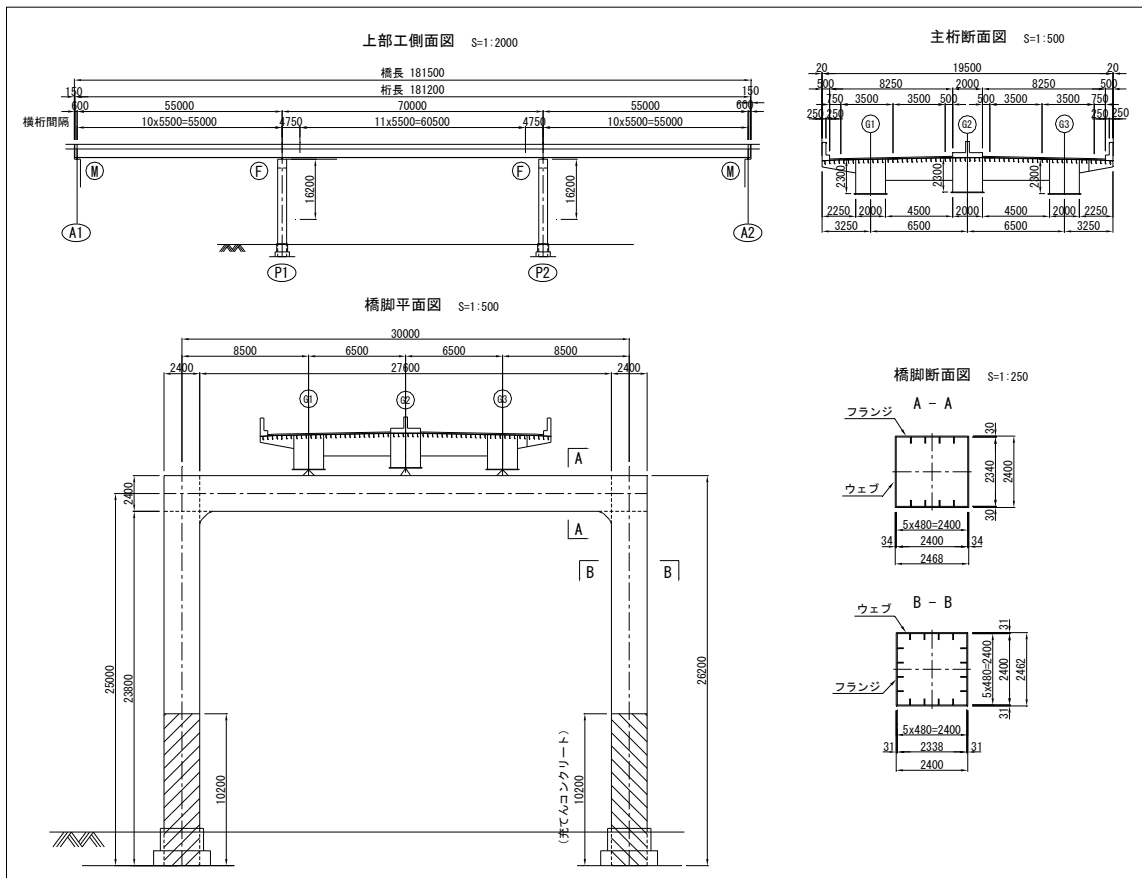


図-4.5.6 構造一般図 (model-4)

表-4.5.3 設計条件一覧表

上下部構造	3径間連続鋼床版箱桁橋，鋼製門形ラーメン橋脚
活荷重	B活荷重
支承条件	橋軸：固定，橋軸直角：固定
設計水平震度	橋軸： $k_h=0.30$ ，橋軸直角： $k_h=0.30$
重要度区分	B種の橋
地域区分	A1地域（補正係数 $C_{Iz}=1.2$ ， $C_{IIz}=1.0$ ）
地盤条件	III種地盤

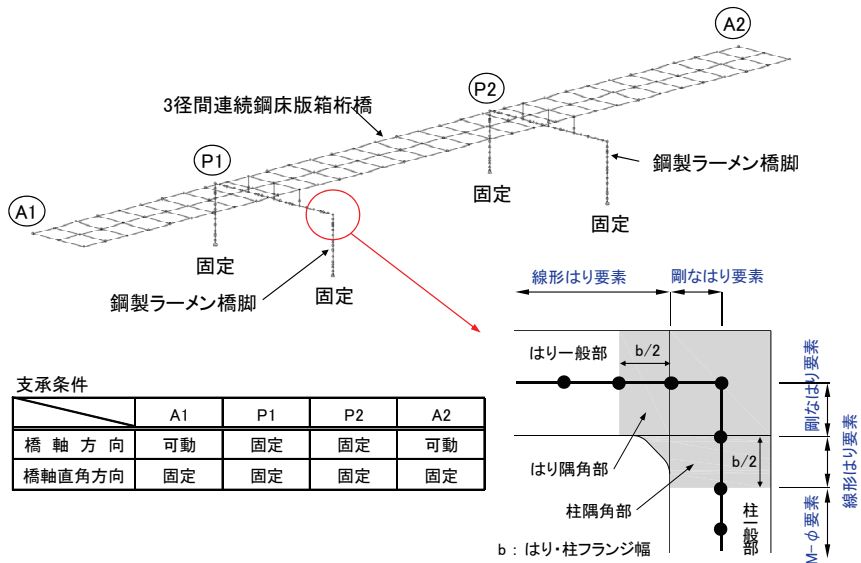


図-4.5.7 動的解析に用いた解析モデル

表-4.5.4 従来設計法および提案設計法による隅角部断面構成の比較

モデル名称		model-1	model-2	model-3	model-4	
橋脚寸法（はり×柱）		30×15m	15×15m	45×15m	30×25m	
断面寸法（フランジ×ウェブ）		2400×2400mm	1650×1650mm	3200×3200mm	2400×2400mm	
従来設計法	常時レベル1	板厚(mm)	34	25 (SM490Y)	33	32
		決定ケース	常時	レベル1	常時	常時
	決定要因	柱直応力度 式(1.3.1)	はりせん断応力度 式(1.3.2)	柱直応力度 式(1.3.1)	柱直応力度 式(1.3.1)	
	レベル2	板厚(mm)	—	34	—	41
決定要因		—	柱合成応力度 式(1.3.3)	—	ウェブねじせん断応力度 式(1.3.4)	
提案設計法	常時レベル1	板厚(mm)	27	25 (SM490Y)	25	26
		決定ケース	常時	レベル1	常時	常時
	決定要因	柱直応力度 式(4.3.1)	はりせん断応力度 式(4.3.2)	柱合成応力度 式(4.3.3)	柱直応力度 式(4.3.1)	
	レベル2	板厚(mm)	30	37	—	40
決定要因		はり直応力度 式(4.4.1) はり隣接断面耐力 式(4.4.4)	柱直応力度 式(4.4.1)	—	柱直応力度 式(4.4.1)	

(注) 材質の表記のないものはSM570とする。

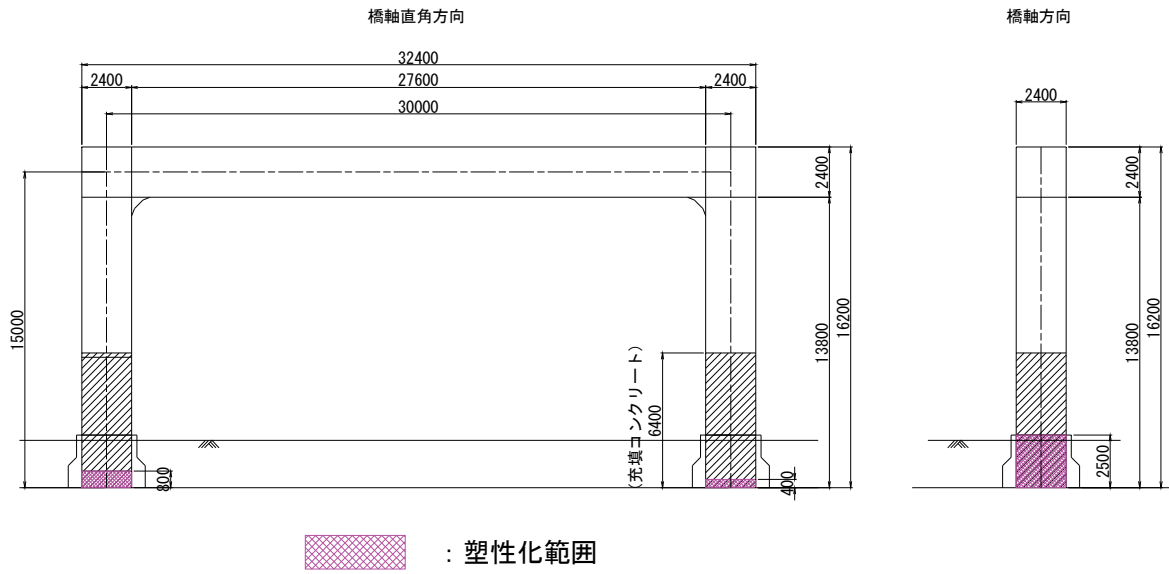


図-4.5.8 塑性化範囲 (model-1)

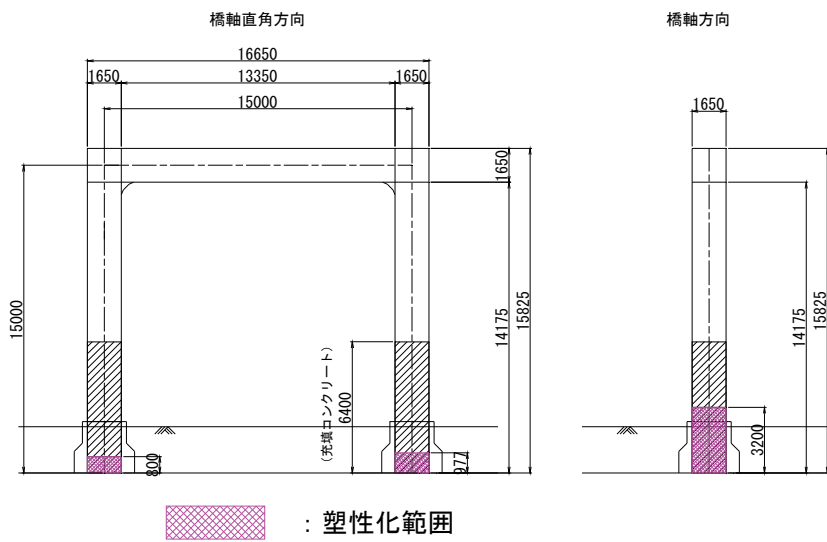


図-4.5.9 塑性化範囲 (model-2)

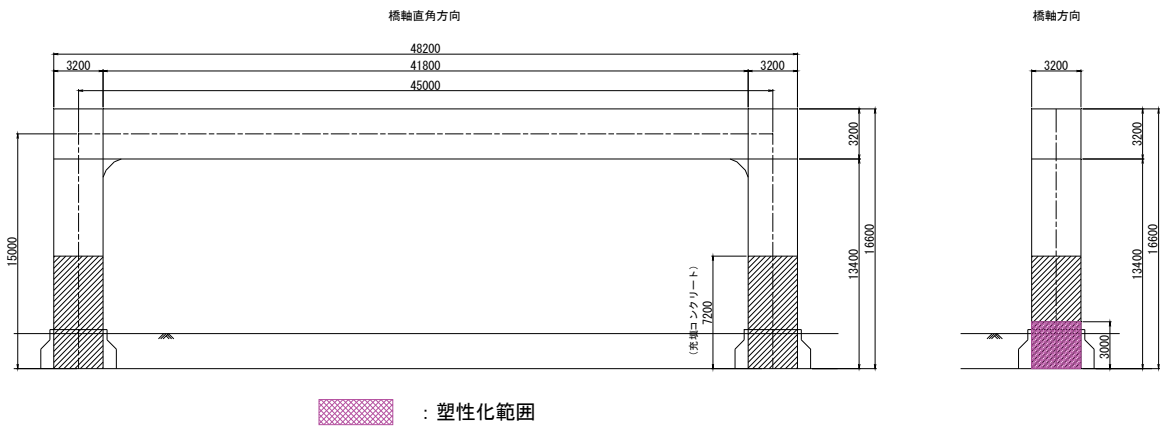


図-4.5.10 塑性化範囲 (model-3)

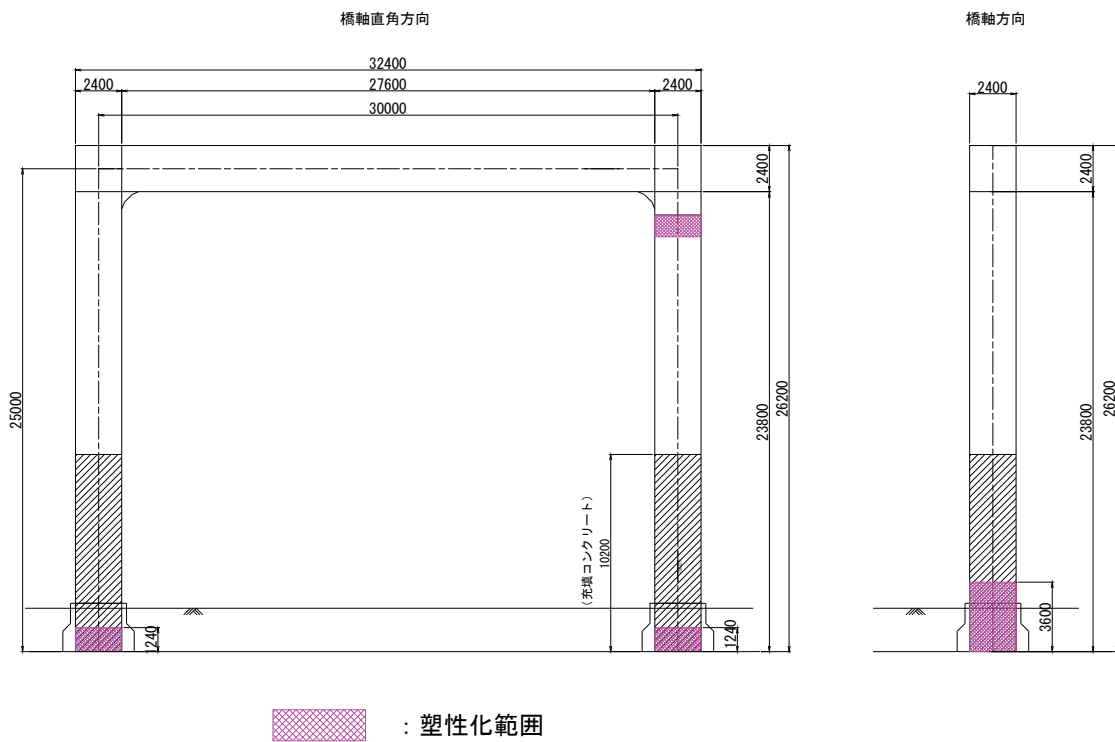


図-4.5.11 塑性化範囲 (model-4)

表-4.5.5 従来設計法および提案設計法による隅角部鋼重比較

	モデル名称							
	model-1		model-2		model-3		model-4	
	鋼重 (kg)	比率	鋼重 (kg)	比率	鋼重 (kg)	比率	鋼重 (kg)	比率
従来設計法	19,683	1.00	5,463	1.00	38,545	1.00	23,209	1.00
提案設計法	17,582	0.89	5,849	1.07	31,260	0.81	22,755	0.98

4.6 結論

本章では、第2章および第3章で行った検討結果を整理、体系化することにより常時からレベル2までを対象とする隅角部の新しい設計法を提案した。以下に、本章の検討で得られた結論を示す。

- 1) 常時およびレベル1に対して、フランジにフィレットの効果を考慮した平均応力による設計法、ウェブパネルには初期降伏に着目した設計法を提案した。
- 2) レベル2に対して、はり柱断面に副次的な塑性化を許容した限界状態を設定し、その状態を照査するための応力度照査法を提案し、さらにキャパシティデザインの設計思想を参考とした耐力照査法を提案した。
- 3) 提案した設計法は道路橋における実構造物を対象とした試設計によってその適用性を確認し、また、標準的な隅角構造に対して従来設計法に比べて10%程度の鋼重低減効果があることを示した。

【第4章参考文献】

- 4.1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説II 鋼橋編，2012.3.
- 4.2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編，2012.3.
- 4.3) 中井博，福岡悟，酒造敏廣，明橋克良：鋼製ラーメン隅角部の Shear lag と耐荷力とに関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.33A，pp.193-206，1987.3.
- 4.4) 酒造敏廣，事口寿男：鋼製ラーメン隅角部の崩壊性状と変形性能に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.37A，pp.121-134，1991.3.
- 4.5) 中井博，酒造敏廣，橋本良之：せん断遅れ現象を考慮した鋼製ラーメン隅角部の限界状態設計法について，土木学会論文集，No.455/I-21，pp.95-104，1992.10.
- 4.6) 黄元燮，西村宣男，高津秀俊：鋼製ラーメン隅角部の強度と変形能に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.40A，pp.201-214，1994.3.
- 4.7) 黄元燮，西村宣男，西野滋博：鋼製ラーメン隅角部パネルの強度および変形能の評価法，構造工学論文集，Vol.40A，pp.215-226，1994.3.
- 4.8) 池田学，市川篤司，山田正人，安原真人：鋼製ラーメン隅角部の正負交番載荷実験，鉄道総研報告，Vol.13，No.4，pp.41-46，1999.4.
- 4.9) 佐々木栄一，高橋和也，市川篤司，三木千壽，名取暢：鋼製ラーメン橋脚隅角部の補剛構造がその弾塑性挙動に及ぼす影響，土木学会論文集，No.689/I-57，pp.201-214，2001.10.
- 4.10) 高久英彰，依田照彦，井浦雅司：ラーメン隅角部の崩壊形式とパネルの降伏耐力の相関性について，第57回土木学会年次学術講演会講演概要集，I-012，2002.9.
- 4.11) 小玉乃理子，依田照彦：箱断面鋼製2層ラーメン橋脚の時刻歴応答解析，土木学会地震工学論文集，論文番号306，2003.
- 4.12) 早稲田大学理工学部：液状化・側方流動と強地震動に対する次世代高性能橋脚の開発，合成構造を用いた次世代高性能橋脚の開発，平成14年度報告書，pp.82-110，2005.3.
- 4.13) 首都高速道路株式会社：橋梁構造物設計施工要領，鋼橋編，2008.7.
- 4.14) 石橋和美，小林徳寿，森本千秋，依田照彦：鋼製橋脚隅角部の設計上の諸問題と一考察，橋梁と基礎 Vol.24，No.4，pp21-27，1990.4.
- 4.15) 国土交通省 国土技術政策総合研究所：道路橋の鋼製橋脚隅角部の疲労設計法に関する研究，国土技術政策総合研究所資料第 296 号，2006.1.
- 4.16) 日本橋梁建設協会：鋼製橋脚の耐震設計マニュアル（ラーメン橋脚等の実験及び実績調査編），2001.3.
- 4.17) アーク情報システム株式会社：TDAPIII 使用手引書 バージョン 3.04，2012.4.

第5章 総括

5.1 本論文の研究成果の総括

本論文では、道路橋のフィレットを有する鋼製ラーメン橋脚隅角部に対して、常時からレベル2地震動までの安全性照査が可能となる新しい設計法の提案を目的として検討を行った。

本論文の各章で得られた成果を以下に総括する。

第1章では、まず、兵庫県南部地震における鋼製橋脚の被災例と、それを受けて単柱橋脚に対して行われた研究の成果に基づいて改定された道示Vの規定について概観した。次に、兵庫県南部地震によって被災した鋼製橋脚の一つである鋼製ラーメン橋脚において、未だ設計法が確立されていない隅角部について実務設計の現状および従来設計の概要とその問題点を述べた。すなわち、隅角部に対する設計法は道示に具体的な規定がないため、実務設計では従来から高速道路会社の設計基準に準拠している状況であることや、従来から用いられている設計法に対して既往の研究を踏まえた上で問題点を示した。そして、本研究がフィレットを有する鋼製ラーメン橋脚隅角部の新たな設計法の提案を目的に従来設計法の問題点を課題として取り組むことを述べるとともに、課題解決のための手順と方法について示した。

第2章では、フィレットを有する鋼製ラーメン橋脚隅角部の弾塑性挙動を明らかにするため、道路橋における実構造物の鋼材材質、補剛構造および疲労に配慮した細部構造を再現した縮尺模型を用いた正負交番載荷実験と実構造物を対象とした弾塑性有限変位解析を実施した。その結果から、隅角部の耐力と変形能に関する基本特性と構造部材や構造要素の損傷過程を明らかにした。また、隅角部の形状や補剛構造並びに細部構造が隅角部の挙動特性に与える影響を明らかにした。さらに、明らかとした隅角部の弾塑性挙動に基づき限界状態を設定するとともに、限界状態を照査するために必要となる課題について検討を行った。以下に、本章で得られた主要な結論を示す。

1) 隅角部の耐力、変形能および損傷過程

- ・ウェブパネルは縦方向補剛材が実構造物と同程度配置される場合には、隅角部近傍のはり下フランジまたは柱内フランジの面外座屈により荷重の低下が生じる。
- ・フィレットを設置した試験体の損傷は、①フィレットの座屈、②隅角部の非線形化、③ウェブパネルの初期降伏、④フランジの降伏、⑤ウェブパネルのせん断座屈またはフランジの座屈の順で生じる。なお、ウェブパネルが正方形の場合は、①～③はほぼ同時に生じる。
- ・ウェブパネルの初期降伏はフィレットの座屈や隅角部の非線形化に支配的な要因であり、隅角部の限界状態を設定する上で初期降伏を適切に評価することが重要である。
- ・従来のせん断遅れの影響を考慮して設計された隅角部は設計荷重に対して過度に余裕があり、構造要素の弾塑性挙動を適切に評価すれば合理的な設計法が確立できることを明らかとした。

2) 隅角部の弾塑性挙動に対する細部構造（フィレット、スカラップ）の影響

- ・フィレットおよびスカラップは隅角部の耐力および変形能に影響を与えない。
- ・弾性域において隅角部のフランジに発生するひずみは、フィレットを設置するとフランジ交差

部近傍のせん断遅れの影響によるひずみ集中が大きく低減され、平均ひずみよりも小さくなる。これは、フィレットがフランジに作用する応力の一部を分担していることが要因である。このことはフィレットの設置によりフランジに応力集中を考慮しない平均応力による設計の可能性を示唆している。

- ・隅角部の中で最初に損傷するフィレットは、従来から部材設計の対象ではなく細部構造として扱われてきた。そのため、フィレットの効果を活用した隅角部の設計法を提案するためにはフィレットに対しても他の構造要素と同様に設計法を規定する必要がある。

3) 隅角部の弾塑性挙動に対する構造諸元の影響

- ・はり、柱フランジおよびウェブパネルの幅厚比パラメータ (R_R , R_F , R_w) が増加しても耐力はあまり変化しないが、変形能は低下する。
- ・耐力および変形能ははりおよび柱のウェブとフランジの断面積比に大きく影響を受ける。それらを向上させるにはフランジの断面積をウェブの断面積よりも大きくする、すなわち、フランジの耐力を相対的に大きくすることが有効である。

4) 隅角部の限界状態の設定

- ・限界状態の設定において着目すべき隅角部の状態は、常時・レベル1に対して隅角部の非線形化を支配するウェブパネルの初期降伏、レベル2に対してはフランジ降伏とほぼ同等となる最大荷重である。
- ・常時およびレベル1に対して隅角部が弾性限界となるウェブパネルの初期降伏を限界状態とし、ウェブパネルに直応力の影響を考慮することによりせん断応力のみを考慮する従来の評価方法に比べて適切、かつ、精度の良い初期降伏評価方法を提案した。
- ・レベル2に対して隅角部に副次的な塑性化を許容するためフランジとウェブパネルの応力状態と隅角部の残留変位を考慮した限界荷重を設定した。

第3章では、フィレットに着目し、フィレットが有するフランジの応力集中低減効果を活用した設計法の提案に向けた検討を行った。検討では、まず、既往の研究を参考としてフィレットに要求される性能と限界状態を設定し、次に、フィレットに着目した縮尺模型を用いた载荷実験と実構造物モデルに対する弾塑性有限変位解析を行ってフィレットの挙動特性並びに性能を明らかとした。そして、設計荷重と性能との関係を調べることにより要求性能と限界状態を満足した上で平均応力によるフランジの設計を可能とするフィレットの構造条件を提案した。以下に、本章で得られた主要な結論を示す。

- ・フィレットの面外変位はウェブパネルの初期降伏以降に急増する。これは、フィレットの面外変位や座屈はウェブパネルのせん断変形に支配されるためである。
- ・フィレットは常時においてフランジのひずみ集中の低減効果を50%程度確保するには突出率20%が必要である。また、突出率20%であればレベル1においてもフランジ端部で若干ひずみの集中が見られるものの、同程度の低減効果は概ね維持できる。
- ・フィレット断面は常時では自由辺やフィレット始端付近にのみ応力集中による局所的な降伏が生じる。また、レベル1では常時より降伏領域は広がるものの全断面降伏には至らない。
- ・フィレットは突出率20%であれば、常時およびレベル1での下フランジのひずみは平均ひずみと

同等以下となる。

- ・フィレットの座屈はウェブパネルの初期降伏と同程度の荷重で発生する。つまり、ウェブパネルの初期降伏をレベル1まで生じさせなければ、フィレットはレベル1程度までは座屈せず、目標とする限界状態を満足できる。
- ・隅角部は常時およびレベル1に対してウェブパネルを降伏させず、本章で規定した突出率と幅厚比のフィレットを有していれば、フランジは従来のせん断遅れの影響を考慮した応力ではなく、フィレットの効果を活用した平均応力による設計が可能となる。

第4章では、第2章および第3章の検討結果を整理、体系化することにより常時からレベル2までを対象とする隅角部の新しい設計法を提案した。以下に、本章で得られた結論を示す。

- ・常時およびレベル1に対して、フランジにフィレットの効果を考慮した平均応力による設計法、ウェブパネルには初期降伏に着目した設計法を提案した。
- ・レベル2に対して、はりと柱断面に副次的な塑性化を許容した限界状態を設定し、その状態を照査するための応力度照査法を提案し、さらにキャパシティデザインの設計思想を参考とした耐力照査法を提案した。
- ・提案した設計法は道路橋における実構造物を対象とした試設計によってその適用性を確認し、また、標準的な隅角構造において従来設計法に比べ10%程度の鋼重低減効果があることを示した。

5.2 鋼製ラーメン橋脚隅角部の設計法に関する今後の展望

本論文では、都市高速道路において実績の多い鋼製ラーメン橋脚の隅角部を対象として、隅角部の弾塑性挙動とフィレットの効果を考慮した新たな設計法の提案を行った。本論文で提案した設計法は、実構造物に適用することにより隅角構造の合理化やレベル2地震動に対する安全性確保に貢献できるものとする。

本論文では、道路橋における実構造物の施工実績に基づいた標準的な隅角構造を対象としたが、今後活発化すると考えられる都市内高速道路に対する機能向上を目的とした道路幅員の拡幅や、老朽化に伴う架け替えなどの大規模更新では建設場所の制約から橋脚形状が複雑化し、それに起因して隅角構造も複数のはりと柱が立体的に交差するなど標準とは異なる特殊な形状^{5.1)}となることが想定される。

そのような隅角構造は標準的な構造とは弾塑性挙動が異なる可能性があるため、提案した設計法を適用する場合には別途検討が必要となるが、検討において様々な形状の隅角構造に対して逐一実験を行うのは合理的ではない。そこで、本研究で示した解析手法を用いれば特殊な隅角構造に対しても弾塑性挙動を把握することができることから、提案設計法の適用性に言及することも可能であるとする。ただし、これまで特殊な隅角構造の弾塑性挙動を対象とした研究が行われていないため、必要最小限の実験により解析手法の妥当性を確認することは必要である。

【第 5 章参考文献】

- 5.1) 石橋和美, 小林徳寿, 森本千秋, 依田照彦 : 鋼製橋脚隅角部の設計上の諸問題と一考察, 橋梁と基礎 Vol.24, No.4, pp21-27, 1990.4.

謝 辞

本論文は、大阪大学大学院工学研究科と日立造船株式会社の共同研究で行ったフィレットを有する鋼製ラーメン橋脚隅角部の弾塑性挙動および設計法に関する研究をまとめたものです。

本研究を遂行し学位論文をまとめるにあたり、時間を惜しむことなく熱心にご指導頂き、また、多くのご支援を賜りました小野潔准教授に心より感謝申し上げます。小野潔准教授にはインフラ構造物の安全性に対する確固たるお考えをご教示頂き、さらに、真摯な研究姿勢をも学ぶことができました。重ねて御礼申し上げます。

本論文の審査において貴重なご助言をいただきました早稲田大学大学院 依田照彦教授、大阪大学大学院 奈良敬教授、多田元英教授、鎌田敏郎教授に深く感謝いたします。依田照彦教授には、遠方であるにもかかわらず貴重なお時間を頂きましたこと重ねて御礼申し上げます。

西村宣男大阪大学名誉教授には、実験や解析で生じた複雑な現象に対する解明手法をご教授頂いたばかりでなく、豊富なご経験を伺うことで研究者としての姿勢をもお示し頂けたことは、私にとって非常に幸運なことであり、今後の糧となりました。ここに心より御礼申し上げます。

恩師である小林紘士立命館大学名誉教授には、いつも研究の進捗をご心配頂いたうえ、要所でご助言を賜るなど大変温かく見守って頂きました。ここに厚く御礼申し上げます。

大阪大学大学院博士課程前期課程を修了された宮田亮氏（現 国土交通省道路局）、ヴィクター・マイナ氏（現 ㈱IHI インフラシステム）、谷上裕明氏（現 和歌山県）、大西宵平氏（現 国土交通省国土技術政策総合研究所下水道研究部）並びに田川陽一氏（現 鹿島建設㈱）には、実験や解析にあたりご協力を頂きました。特に田川陽一氏には、解析について大変お世話になりました。ここに深く感謝いたします。また、構造工学領域の卒業生、学生の皆さんには、年齢の離れた私に対していつも親切に接して頂きましたこと感謝いたします。

日立造船株式会社の皆さまには、多大なるご支援を頂きました。私に研究の機会を与えて頂いた当時の上司である若林保美氏には心より感謝いたします。未知の問題にぶつかると安易な方向に向かう私を諭し、問題の本質を捉えて原理原則に基づき究明して行く思考方法など技術者が備えるべき見識について多くのことを教えて頂き、感謝の念を禁じ得ません。石飛太郎氏からは、叱咤激励と人生訓を頂き、意気消沈している時でも心を新たに前進することが出来ました。ここに御礼申し上げます。坂井正裕氏、柴田弘氏、桑原浩二氏には、多くのご支援と大所高所からのご指導を頂きました。ここに深く感謝いたします。谷川雅之氏、北川彰一氏からは、ご支援とご助言を頂きました。ここに御礼申し上げます。比留間堅氏、清水晋作氏には実験や解析のデータ整理、資料作成などにおいて多くのサポートを頂きました。ここに感謝の意を表します。

株式会社ニチゾウテックの小林義和氏、大木昭氏には、実験にあたってご助言とご協力をいただきました。ここに深く感謝いたします。学生時代の先輩である畑中章秀氏には、いつも励ましのお言葉を頂きましたこと感謝申し上げます。

研究を進めるにあたりご支援、ご協力を頂きながら、ここにお名前を記すことの出来なかった多くの方々に心より感謝申し上げます。

最後になりましたが、私が何歳になっても行く末を案じ続けている両親に感謝いたします。

そして、私の最高の理解者でどんな状況でも私を信じて支えてくれた優しい妻と二人の子供達に心から感謝いたします。

本論文に関する発表論文

【査読付論文】

- 1) 田原潤, 小野潔, 西村宣男, 宮田亮, 田中耕太郎, 美島雄士: 鋼製ラーメン橋脚隅角部の弾塑性挙動に関する実験的研究, 土木学会論文集 A, Vol.65 No.1, pp.98-116, 2009.2.
- 2) 美島雄士, ヴィクター・マイナ, 小野潔, 西村宣男, 三好崇夫: 鋼製ラーメン橋脚隅角部の強度および変形性能に関する解析的研究, 鋼構造年次論文報告集, 第 17 巻, pp.233-238, 2009.11.
- 3) 美島雄士, 宮田亮, 小野潔, 西村宣男, 三好崇夫: 鋼製ラーメン橋脚 T 形隅角部の弾塑性挙動に関する研究, 構造工学論文集, Vol.56A, pp.157-168, 2010.3.
- 4) Mishima, Y., Ono, K., Miyoshi, T. and Nishimura, N.: Effect of shear panels on elasto-plastic behavior of beam-to-column connections of steel rigid frame piers, *Procedia Engineering*, Vol.14, pp.100-107, 2011.
- 5) 美島雄士, 小野潔, 田川陽一, 西村宣男: 鋼製ラーメン橋脚隅角部におけるフィレット構造の限界状態と性能照査法に関する研究, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.69, No.2, pp.206-221, 2013.5.
- 6) 美島雄士, 小野潔, 西村宣男: 鋼製ラーメン橋脚隅角部の弾塑性挙動およびフィレットの効果を検討した設計法の提案, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.70, No.1, 2014.2. (掲載予定)

【国際シンポジウム】

- 1) Maina, V., Ono, K., Mishima, Y. and Nishimura, N.: Effect of buckling parameters on ultimate strength and ductility of steel beam-to-column connections, *Proceedings of the 5th International Symposium on Steel Structures*, 2009.
- 2) Tagawa, Y., Mishima, Y., Ono, K. and Nishimura, N.: Analytical study on elasto-plastic behavior of t-shaped beam-to-column connections of steel rigid frame piers, *Proceedings of the 7th International Symposium on Steel Structures*, 2011.