

# 鋼構造骨組柱はり溶接仕口部の 必要塑性変形能力に関する研究

昭和60年7月

松 尾 彰

# 目 次

第1章	序 論	
1.1	はじめに	1
1.2	論文の概要	5
	参考文献	7
第2章	純鉄骨骨組の解析法	
2.1	まえがき	11
2.2	骨組解析法	12
2.2.1	弾塑性解析法	12
2.2.2	幾何学的非線形性の考慮	15
2.2.3	接合部パネル変形の考慮	17
2.3	動的解析法	19
2.4	解析に用いる鋼の素材特性および各部材の復元力特性について	20
2.4.1	鋼の繰返し応力-ひずみ関係	20
2.4.2	接合部パネルの復元力特性	21
2.4.3	ブレース材の復元力特性	24
2.5	解析精度の検討	25
2.6	結び	28
	参考文献	29
第3章	はり降伏形鉄骨骨組の静的挙動解析と弾塑性変形性状に およぼす各種要因の影響および考察	
3.1	まえがき	33
3.2	素材特性モデル化の影響	34
3.2.1	模型門型ラーメンの単調載荷実験結果との比較	34
3.2.2	実大門型ラーメンの繰返し載荷実験結果との比較	37
3.3	はり鉛直荷重の影響	39
3.3.1	はりおよび重層骨組の単調載荷解析	39
3.3.2	鉄骨はり端部フランジひずみの繰返し載荷時の挙動について	41

3.4	層変形比率の影響	43
3.5	柱はり剛比の影響	44
3.6	ブレースの影響	45
3.7	局部座屈の影響	47
3.8	結び	48
	参考文献	49
第4章	はり降伏形鉄骨骨組の地震応答解析と考察	
4.1	まえがき	51
4.2	設定骨組と入力外乱	52
4.3	標準的な設定骨組の地震応答解析結果の概要	57
4.4	層韌性率、はり端回転韌性率、はり端フランジひずみ韌性率応答性状に おぼす各種要因の影響に関する考察	64
4.4.1	素材特性モデル化の影響	64
4.4.2	はり鉛直荷重の影響	65
4.4.3	接合部パネル塑性化の影響	68
4.4.4	鉛直地動の影響	71
4.4.5	K型ブレースの影響	79
4.4.6	ひずみ速度の影響	82
4.5	骨組はり端部ひずみの繰返し応答性状について	83
4.6	結び	91
	参考文献	93
第5章	合成はり架構の解析法	
5.1	まえがき	99
5.2	合成はりの解析法	100
5.3	弾性理論解との比較	108
5.4	実験結果との比較	110
5.5	結び	115
	参考文献	116
第6章	合成はりの静的挙動解析と弾塑性変形性状に与える 各種要因の影響および考察	
6.1	まえがき	118

6.2	標準的な解析条件	118
6.3	単調載荷時の挙動解析と合成ばりの弾塑性性状に対する 各種要因の影響	120
6.3.1	直交ばりの有無による影響	120
6.3.2	スラブ厚の影響	122
6.3.3	はり鉛直荷重の影響	124
6.3.4	スタッド特性および配置の影響	125
6.4	繰返し載荷時の挙動解析と合成ばりの弾塑性性状に対する 各種要因の影響	
6.4.1	スラブ厚の影響	127
6.4.2	はり鉛直荷重の影響	130
6.5	純鉄骨骨組として設計した場合のスラブの取扱い方法について	131
6.6	結び	134
	参考文献	135
第7章	合成ばり架構の地震応答解析と考察	
7.1	まえがき	137
7.2	設定骨組と入力外乱	138
7.3	合成ばり架構の概括的応答性状と考察	140
7.4	はり端フランジひずみの応答性状と考察	143
7.5	純鉄骨ばりとして設計した スラブ付鉄骨ばり端部ひずみの応答性状と考察	147
7.6	結び	151
	参考文献	152
第8章	設計用はり端ひずみ靱性率の予測法および 溶接継目部の許容欠陥寸法に関する考察	
8.1	まえがき	154
8.2	はり端フランジ最大ひずみ靱性率の予測法	155
8.2.1	層靱性率 ( $\mu$ ) - はり端回転靱性率 ( $\gamma$ ) 関係	155
8.2.2	はり端回転靱性率 ( $\gamma$ ) - はり端フランジひずみ靱性率 ( $e$ ) 関係	156
8.2.3	動的応答解析結果との比較	160

8.3	柱はり溶接継目部の許容欠陥寸法に関する考察	162
8.3.1	柱はり仕口溶接部の耐力、塑性変形能力に関する実験結果と 本論文における解析結果との対応について	162
8.3.2	柱はり仕口溶接部の許容欠陥寸法	163
8.4	結び	167
	参考文献	168
第9章	結論	170
	謝辞	

[ 語句の説明 ]

- a : 塑性領域を表わすパラメータ (Fig.8.3)
- $a_i$  : スタッド区間 i の長さ (Fig.5.6)
- $\bar{A}$  : ひずみ硬化パラメータ
- b : 塑性領域を表わすパラメータ (Fig.8.3)
- b' : 合成はり領域 II の分割幅
- B(N,M), B(N,M,C) : コンプリメンタリーエネルギー
- $B_i$  : 合成はり領域 I' の分割幅
- c : 塑性領域を表わすパラメータ (Fig.8.3)
- $c_i, \bar{c}_i$  : 合成はり領域 II のスタッド区間左右端部の直応力
- C : スラブ軸力
- $C_j$  : j スタッド区間のスラブ軸力
- C** : D マトリックスの逆行列
- d : 塑性領域を表わすパラメータ (Fig.8.3)
- DF : 累積損傷値
- $DF_c$  : 繰返しひずみによる累積損傷値
- $DF_m$  : 平均ひずみによる累積損傷値
- D** : 断面の剛性マトリックス((5.9)式,(5.18)式)
- $e = \epsilon / \epsilon_y$
- $e_i^t = \{ c_i \sigma_{i1} \sigma_{i2} \cdots \sigma_{im} \}$
- E : ヤング係数
- $E^*$  : 断面各位置での接線剛性
- $E_{st}$  : 鋼材のひずみ硬化係数
- $E_c$  : コンクリートの接線剛性
- $E_c^e, E_c^p$  : コンクリートの弾性、塑性 時の剛性
- f : 形状係数
- F** : 撓性係数マトリックス
- G : せん断弾性係数
- G** : Fig.2.3(c)で示す部材の剛性マトリックス
- h : 階高
- $H(H_c, H_b)$  : 部材 (柱、はり) の丈

- $I$  : 断面二次モーメント  
 $I_b, I_c$  : はり、柱の断面二次モーメント  
 $k$  : 柱に対するはりの剛比  
 $K_{st}$  : スタッドのずれ剛性  
 $L$  : 部材長またはスパン長  
 $\mathbf{L}$  : はりの  $N, M$  分布を表わす係数マトリックス((2.3)式, (5.2)式)  
 $\mathbf{L}_1$  : 合成ばりの  $N, M, C$  分布を表わす係数マトリックス  
 $\mathbf{L}_2$  : スタッドの応力を表わす係数マトリックス  
 $m = M/M_p$   
 $m_2$  : 素材特性を表わす  $m$  の値 (Fig.8.2)  
 $\bar{m}$  : はりの柱に対する強度和比  
 $M$  : モーメント  
 $M_L, M_R$  : はりの左右端モーメント  
 $\Sigma M = M_L + M_R$   
 $M_p$  : 塑性モーメント  
 $b^M_y, b^M_p$  : はりの降伏モーメントおよび塑性モーメント  
 $c^M_y, c^M_p$  : 柱の降伏モーメントおよび塑性モーメント  
 $p^M, p^M_y$  : パネルモーメントおよびその降伏値  
 $n_b$  : プレースの無次元化軸圧縮力  
 $N$  : 軸力  
 $N_c$  : 繰返し回数  
 $N_f$  : 破断までの繰返し回数  
 $P, P_y$  : 部材または骨組に加わる荷重およびその降伏値  
 $Q$  : はりのせん断力、スタッドのせん断力  
 $\mathbf{Q}$  : 直交ばり上スタッドのせん断力ベクトル  
 $R$  : 層変形角  
 $\bar{R}$  : ひずみ硬化パラメータ  
 $p^R_y$  : パネル降伏比  
 $\mathbf{R}$  : (5.14)式参照  
 $s = \sigma/\sigma_y$   
 $\mathbf{s} = \{N \ M_1 \ M_2\}$  ( (5.2)式参照)  
 $\mathbf{S}$  : 合成ばりの応力に関する未定係数ベクトル (P.87, P.92)

$t_c$  : スラブ厚  
 $t_d$  : はりフランジ上端とスラブ下端との距離  
 $T$  : 骨組固有周期  
 $T_H, T_V$  : 水平、鉛直方向入力地動（正弦波）の周期  
 $u$  :  $x$  軸方向変位  
 $\mathbf{u}$  : 変位ベクトル  
 $V$  : 等価速度または速度応答スペクトル  
 $V_p$  : パネル体積  
 $w$  : 合成ばりにおけるスラブと鉄骨フランジの相対ずれ  
 $W$  : はり鉛直荷重  
 $Z_p$  : 塑性断面係数  
 $z_c$  : 鉄骨重心位置からスラブ重心位置までの距離  
 $\alpha = M_R/M_p$   
 $\alpha' = M_L/M_p$   
 $\bar{\alpha}$  : 層変形比率  
 $\tilde{\alpha}$  : 主ばりをはさむ左右のスラブの数  
 $\beta_1, \beta_2$  : 素材特性パラメータ((Fig.8.2)参照)  
 $\gamma$  : はり端回転靱性率 ( $\theta / \theta_p$ )  
 $p\gamma, p\gamma_y$  : パネルせん断変形とその降伏時の値  
 $\boldsymbol{\gamma}$  : スタッドせん断変形ベクトル  
 $\delta, \delta_y$  : 部材のたわみまたは骨組の層間変位とその降伏時の値  
 $\Delta$  : プレースの無次元化軸圧縮変位  
 $\epsilon, \epsilon_y, \epsilon_{st}$  : ひずみ、降伏ひずみ、ひずみ硬化開始ひずみ  
 $\epsilon_s$  : 鉄骨図心位置での軸ひずみ  
 $\boldsymbol{\epsilon} = \{\epsilon_s \ \Phi\}$  または  $\{\epsilon_s \ \Phi \ dw/dx\}$   
 $\eta', \eta_1, \eta_2$  : ひずみ硬化を表わす素材特性パラメータ((Fig.8.2)参照)  
 $\theta$  : 骨組節点の回転角またははり端の回転角  
 $\kappa$  : はり鉛直荷重パラメータ  
 $\lambda$  : 細長比  
 $\mu$  : 層靱性率 ( $\delta / \delta_y$ )  
 $\sigma$  : 直応力  
 $\sigma_y, \sigma_u$  : 鋼の降伏応力度、引張強さ

$\sigma_f, \sigma_t$  : コンクリートの圧縮および引張降伏応力度

$\tau, \tau_y$  : せん断応力度、降伏せん断応力度

$\phi$  : 曲率

## 第1章 序 論

### 1.1 はじめに

近年、鋼構造物の普及は目覚ましいものがある。その主な理由として、鉄骨は強度、靱性に優れ、軽量でありしかも施工に要する工期が短くてすむなどの点が挙げられる。また、鋼構造物の大半は溶接により製作されているため、このような傾向は近年における溶接技術の急速な進歩とも無関係ではない。しかしながら、超高層建築の場合のように細心の注意を払って行なわれた溶接施工においても、溶接欠陥の発生を完全に防止することは出来ないのが現状である。[17] 耐震性の面から考えると、このような溶接欠陥は一応全て補修するのが望ましいと考えられるが、1) 超音波探傷検査などを用いた非破壊検査を全溶接個所に適用するのはコスト高となる、2) 何らかの理由で非破壊検査により検出出来なかった欠陥が存在する[26]、3) 欠陥の種類や大きさ、補修回数などにより異なるが、完全に補修し直すことが耐震上必ずしも有利であるとは言えない場合がある[39,40]、などの理由から、ある程度の溶接欠陥は許容する方向で考えるのが合理的であろう。しかし、そのためには鋼構造物の耐震安全性の確保を前提条件とした溶接部の合理的な品質管理手法の確立が必要である。Fig.1.1 に鋼構造物の耐震安全性の確保と溶接部の品質管理手法の確立のための関係図を示した。同図中 [ ]内の数字はこれまでに行なわれた研究状況を参考文献の形で示したものである。これまでの品質管理に関する研究は抜取検査手法の開発に重点が注がれており、構造物の安全性との関連で総合的な見地に立って行なわれたものは極めて少ない。構造物の安全性の確保を前提とした品質管理手法の確立のためには、非破壊検査技術の向上はもちろんであるが、発見された溶接欠陥の限界許容欠陥寸法の決定(ルート1)、構造物の耐震安全性に関して要求される条件を加味した合理的な抜取検査手法の確立(ルート2)、残存欠陥を考慮した構造物の耐震安全性の検討(ルート3)が必要であると考えられる。図中、太枠で囲まれた部分は構造物の安全性に関連する研究内容である。そのうち、(2)~(5)は、本研究に直接関連した内容である。ここでは、それを大きく3つに分け、同図に示した各ルートとの関連で概説することとする。

#### 1) 溶接継目に要求される性能に応じた許容欠陥寸法の決定(ルート1)

溶接部における許容欠陥寸法は同図中(5)で示すごとく溶接部の保有耐力、塑性変形能力に関する研究成果(同図中(1)で示す)と、激震を想定したときの必要塑性変形能力に関する研究成果(同図中(2)で示す)の両面を参考として、決定されるべきものである。これは、一揺れまたはそれに準じた入力による変形で破断する場合と、塑性変形をとまなう繰返しによる極低サイクル疲労破壊により破断する場合とに分けて考える必要がある。前者では溶接部の静的強度(耐力と伸び)が重要な尺度であり、後者については繰返しひずみ振幅とその繰返し回数が問題となる。このようにして、構造的に許容し得る欠陥寸法が決定された後は、超音波探傷検査の信頼性を考慮し限界許容欠陥寸法が決定される。しかしながら、現在のところ必要塑性変形能力に関する基礎的資料が不十分なため、現行の超音波探傷検査規準[41]における合否判定規準は品質管理水準的意味合いが強いものとなっている。

## 2) 構造的に要求される条件を加味した抜取検査のための基礎資料の蓄積(ルート2)

現在の抜取検査では、同図中(7)で示す欠陥発生パターン[17]を考慮した形での工夫がなされている段階[33,34,37,38]であり、耐震上重要であると考えられるファクターを考慮した抜取箇所、数を設定するまでには至っていない。そのためには、まずFig.1.1中の(3)で示す溶接部の必要塑性変形能力に及ぼす各種要因の分析と(4)に基づく必要な抜取検査率の検討が行なわれるべきであると考えられる。

## 3) 残存欠陥による溶接仕口部破断の可能性を考慮した骨組の耐震安全性の検討 (ルート3)

これまで、このテーマに関して行なわれたFig.1.1中(4)に関する研究は皆無であると言えよう。しかしながら、先に述べたごとく抜取検査率の決定には、この分野の研究が極めて重要な意味を持つと考えられるし、現実問題としてある程度の欠陥を許容した条件下での骨組の耐震安全性の検討は不可欠であると考えられる。

本研究は柱はり溶接仕口部について上記三点を明かにすることを目的として、スタートしたものである。しかしながら、いずれも重要な問題であると同時に極めて大きいテーマであるため、本論文ではFig.1.1において(4)に直接関連するルート2の必要な抜取検査率の決定とルート3を将来の問題として考えることとした。

本論文で取り扱う必要塑性変形能力に関連した研究は五十嵐、井上等[11,12]により始められた。五十嵐、井上等は柱はり仕口部の耐震安全性を論じる際、はり端フランジひずみ( $\varepsilon$ )が重要な尺度となることに着目し、肘型分解架構や門型ラーメンの単調

載荷解析を行なっている。そして、同ひずみははりの柱に対する剛比、はり端部の剛域長、はり鉛直荷重、鋼の応力-ひずみ関係をバイリニヤ型で近似したときのひずみ硬化係数に影響を受けることを指摘している。次に、泉[13,14]は鋼のひずみ硬化域における応力-ひずみ関係として指数関数タイプを採用し、標準的な十字型分解架構の解析を行なっている。そして、同ひずみに対する鋼素材特性の影響が大きいことを指摘している。また、この数値解析結果を折線で近似した層韌性率( $\mu$ )-はり端フランジひずみ韌性率( $e$ )関係を提示し、それを基に柱はり溶接仕口部における許容欠陥寸法の試算例を報告している。ここで、 $\mu = \delta / \delta_y$ 、 $e = \varepsilon / \varepsilon_y$ であり、 $\delta$ 、 $\delta_y$  : 骨組層間変位、同降伏変位、 $\varepsilon$ 、 $\varepsilon_y$  : はり端フランジひずみと鋼の降伏ひずみである。また、藤本等[15]は片持ばりの数値解析を行ない、同ひずみが鋼のひずみ硬化開始ひずみ、降伏比に強く影響されることを示すとともに、これらをパラメータとした十字型分解架構の $\mu$ - $e$ 関係を提案している。この分野における研究はこのように少なく、未解決の問題は極めて多いと考えられるが、本研究ではそのうち以下の3点に注目している。

- 1) 文献12で五十嵐等によりはり鉛直荷重の影響が指摘されているものの、未だ不十分であり、これまでに提案された $\mu$ - $e$ 関係にもそれが考慮されていない。
- 2) これまでの解析対象は全て純鉄骨骨組の分解架構で、重層骨組を取り扱ったものではなく、その上実地震時の挙動を詳細に調査したものではない。
- 3) 実在鋼構造骨組の大半を占めている合成はり架構におけるこのような局部変形性状に関する解析的研究は皆無である。

本論文は、以上の点についてこれまで行なって来た数値解析的な研究の成果を纏めたものである。このような研究においては、実験と解析の両面よりアプローチを行なうべきであると考えられるが、重層骨組に関する実験的研究は、現在技術的に極めて困難であり、数値解析的手法に頼らざるを得ない。そのため、本研究では、数値積分精度の向上により弾塑性解析における正解への収束が保証されている解析法の採用と部材または門型ラーメンなどのような単純な条件下での実験結果との比較により、その数値解析精度の確認を行なっている。

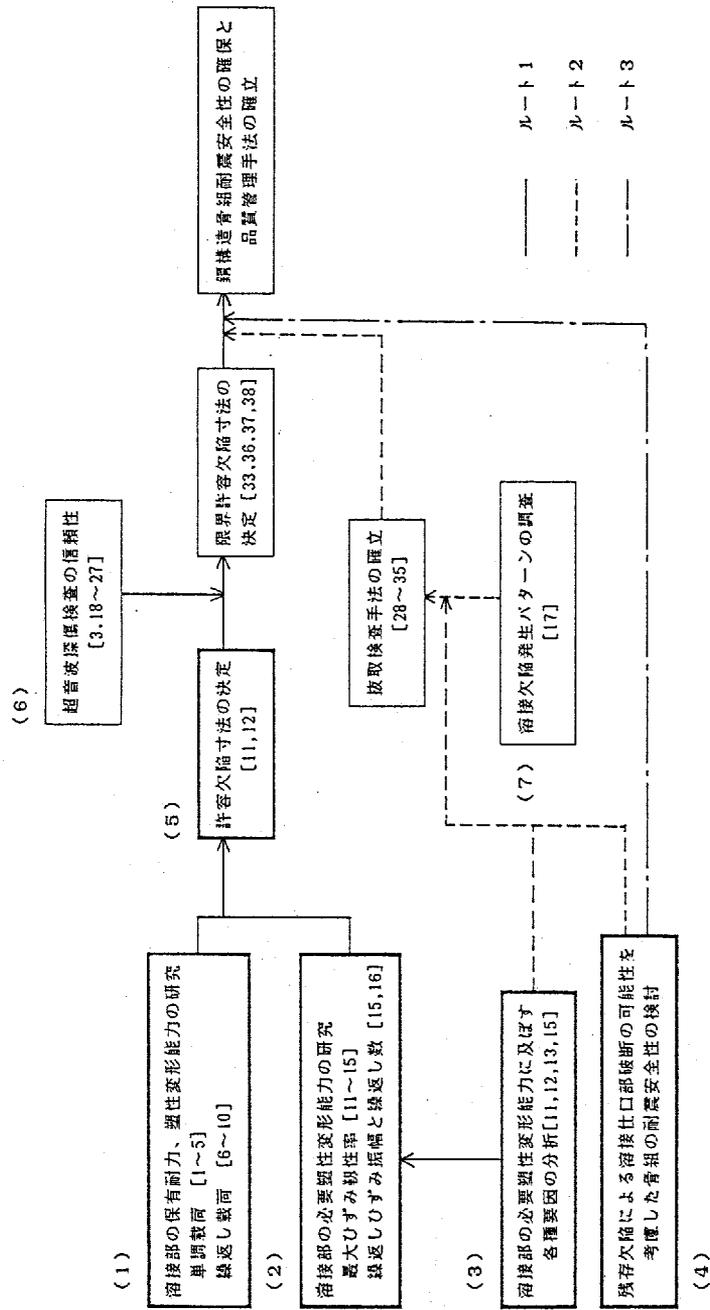


Fig.1.1 Flow Chart for Establishment of Quality Control Method of Welded Parts and Aseismic Design of Steel Frames

## 1. 2 論文の概要

本論文は鋼構造骨組柱はり仕口溶接部の耐震安全性を確立することを目的として、激震時に同所周辺（はり端フランジ）に発生する可能性のある最大ひずみおよび繰返しひずみ幅の評価を行なうためのこれまでの基礎的な研究を纏めたものである。

論文は純鉄骨骨組に関するものと合成はり架構に関するものに大別される。以下に、本論文の第2章以降の概要について章ごとに述べる。

第2章から第4章までは純鉄骨骨組の局部変形性状に注目した解析を行なう。

第2章では、純鉄骨骨組解析に用いる骨組解析法、動的解析法、鋼の非定常応力-ひずみ関係、接合部パネル復元力特性、ブレースの復元力特性の概要について述べ、エネルギー積分に関連した解析精度の検討を行なう。

第3章では、はり降伏形純鉄骨骨組の静的載荷解析を行ない、層靱性率（ $\mu$ ）が与えられてはり端フランジ最大ひずみ靱性率（ $e$ ）を推定する際、その中間にはり端回転靱性率（ $\gamma$ ）を考慮することを想定し、これらの関係に与える各種要因の検討を行なう。ここでは、これらの要因として主に、鋼の素材特性、はり鉛直荷重、柱はり剛比、層変形比率、X型ブレースをとりあげその影響について考察する。

第4章では4，8，12層1スパンおよび無限均等ラーメンの地震応答解析を行ない、複雑で実際に近い変形状態における $\mu$ 、 $\gamma$ 、 $e$ の応答性状を調べる。本章では第3章でも考慮した鋼の素材特性、はり鉛直荷重の他に、鉛直地動、柱はり接合部パネル、K型ブレース、ひずみ速度の影響について考察する。また、激震時に生じる繰返しひずみ幅および繰返し回数を基に、欠陥率12%の柱はり仕口溶接部に対する累積損傷値を求め、同部分の極低サイクル疲労破壊に対する安全性を検討する。

第5章から第7章では、鋼構造骨組変形に与えるスラブの影響に着目し、純鉄骨骨組と同様の検討を行なう。

まず、第5章では合成ばりの新しい2つの解析方法を提示し、合成ばりの弾性理論解および実験結果との比較を行ない、同解析法の有効性を検討する。

第6章の前半では合成ばりの静的載荷解析を行ない、合成ばりの弾塑性変形状（特に、鉄骨はり端フランジひずみ特性）について各種要因（直交はり、スラブ厚、スタッド特性および配置、はり鉛直荷重）の影響を調べる。また、本章の後半では純鉄骨骨組として設計されていても、実際には合成はり架構となっている場合の多いことを考

慮し、このようなスラブ付鉄骨ばりを純鉄骨ばりに近づける一方法として、柱フランジとスラブとの接触を断つことを提案し、その復元力特性やはり端ひずみ性状を純鉄骨ばりのそれと比較考察する。

第7章では、ほぼ同一の水平耐力および剛性を有する4層1スパンおよび水平方向に無限均等な純鉄骨および合成ばり架構の地震応答解析を行ない、両架構の概括的応答性状および局部的応答性状の特徴について考察する。また、柱フランジとスラブとの接触を断ったスラブ付鉄骨ばりが本章で取り扱った合成ばり架構に組み込まれた場合を想定し、前述の応答解析結果をこのスラブ付鉄骨ばりに強制変形させ、合成ばり、純鉄骨ばりおよびスラブ付鉄骨ばり端部フランジひずみ性状を比較考察する。

第8章では前章までの解析結果を参考として鋼素材特性、およびはり鉛直荷重の影響を考慮した純鉄骨骨組および前記スラブ付鉄骨ばり架構に適用し得るはり端フランジひずみ靱性率の予測法を示し、動的解析結果との比較によりその精度を検討する。そして、同予測法の適用に関して若干の考察を行なうとともに、SM50鋼材を想定した許容欠陥寸法の試算を行ない、現行の超音波探傷検査規準[41]の合否判定規準との比較考察を行なう。

第9章では、各章で得られた結果の総括と今後の研究の展望を示す。

[参 考 文 献]

1. 佐藤邦彦、豊田政男：要求性能に応じた溶接欠陥の限界評価  
(鋼構造物の欠陥評価と安全性 その6)  
JSSC Vol. 12 No. 124 1976. 4
2. 佐藤邦彦、豊田政男、岡本修平：  
骨組鋼構造物における溶接欠陥を持つ部材の全面降伏後破壊性能に関する研究  
溶接学会誌 (第1報) 第50巻(1981) 第1号  
(第2報) 第50巻(1981) 第7号
3. 加藤 勉、古沢平夫、森田耕治：超音波斜角探傷法による溶接欠陥の評価  
日本建築学会論文報告集 (その1) 第241号 昭和51年3月  
(その2) 第244号 昭和51年6月
4. 建材試験センター：構造材料の安全性に関する標準化のための調査研究報告書  
(実物構造物の欠陥と強度の相関に関する研究)  
昭和56年3月, 昭和57年3月
5. 藤本盛久、中込忠男、泉 満：欠陥を有する溶接部の変形能力に関する研究  
日本建築学会論文報告集 第328号 昭和58年6月
6. 佐藤邦彦、岡本修平：  
高ひずみの繰返しを受ける欠陥を含む溶接部の変形破壊挙動  
日本建築学会大会学術講演梗概集 昭和52年10月
7. 中辻照幸、藤盛紀明：鉄骨溶接部の欠陥評価に関する研究  
日本建築学会大会学術講演梗概集 その1 昭和51年10月  
その2 昭和52年10月  
その3 昭和54年9月
8. 中辻照幸、藤盛紀明：建築鉄骨溶接部における溶接欠陥の限界評価に関する研究  
清水建設研究所報 その1 Vol.31, 1979.10  
その2 Vol.32, 1980. 4
9. 藤本盛久、泉 満：欠陥を有する溶接部の変形能力に関する研究  
日本建築学会論文報告集 (その1) 第288号 昭和55年2月  
(その2) 第303号 昭和56年5月

10. 金多 潔、甲津功夫、内山義英、木原 茂：  
繰返し曲げを受ける鋼構造はり端部の挙動に関する実験的研究（その4）  
日本建築学会大会学術講演梗概集 昭和55年9月
11. 五十嵐定義、井上一朗：柱・はり仕口溶接部に要求される伸び性能  
J S S C Vol.12, No.124, 1976
12. 五十嵐定義、井上一朗、村上益美：  
鋼構造剛接骨組の層靱性率と局所靱性率の関係に関する考察  
日本建築学会近畿支部研究報告集，昭和53年5月
13. 泉 満：柱-はりT型突合せ溶接部の欠陥が架構の変形能力に与える影響  
日本建築学会大会学術講演梗概集 （その1） 昭和52年9月  
（その2） 昭和53年9月
14. 泉 満：骨組の塑性変形能力に基づいたはり端溶接部の許容欠陥寸法  
日本建築学会大会学術講演梗概集 昭和59年10月
15. 藤本盛久、松下真治：  
鋼構造骨組におけるはり端の歪度と層変形量の関係について  
日本建築学会論文報告集、 第301号 昭和56年3月
16. 金多 潔：激震による溶接接合部の塑性変形  
J S S C Vol.12, No.124, 1976
17. 中辻照幸、藤盛紀明、倉持 貢：建築鉄骨現場溶接部の欠陥発生状況の調査研究  
日本建築学会論文報告集 第314号 昭和57年4月
18. 仲 威雄、加藤 勉、橋本篤秀他：  
欠陥のある突合せ溶接継目の非破壊検査とその破壊試験  
日本建築学会大会学術講演梗概集 昭和47年10月
19. 田中淳夫、榎本憲正、泉 満：  
溶け込み不足を有する突き合わせ溶接継手の引張試験と超音波探傷  
日本建築学会大会学術講演梗概集 昭和48年10月
20. 加藤 勉、古沢平夫：超音波探傷斜角探傷法による溶接欠陥長さの評価精度  
日本建築学会大会学術講演梗概集 昭和49年10月
21. 仙田富男、藤盛紀明：超音波斜角探傷試験による溶接欠陥の定量化  
J S S C Vol.12, No.124, 1976

22. 中山 浩、松本正巳、二村幸作、佐藤欣吾：超音波タンDEM法に関する研究  
日本建築学会大会学術講演梗概集 昭和51年10月
23. 石井勇五郎、藤盛紀明：超音波斜角探傷試験による溶接欠陥高さの測定方法概論  
非破壊検査 第26巻 第5号 昭和52年5月
24. 大嶋正昭、佐伯俊夫、鈴木宏一他：超音波K探傷法による溶接欠陥の評価方法  
日本建築学会大会学術講演梗概集 その1 昭和55年9月  
その2 昭和59年10月
25. 藤盛紀明、倉持 貢：  
集束斜角探触子および分割型斜角探触子による溶接欠陥長さ測定方法に関する実験  
日本建築学会大会学術講演梗概集 昭和56年9月
26. 中辻照幸、藤盛紀明、倉持 貢、佐藤邦彦、豊田政男：  
建築鉄骨溶接部における超音波手動探傷試験の信頼性  
非破壊検査 その1 第30巻 第3号 昭和56年3月  
その2 第30巻 第4号 昭和56年4月
27. 倉持 貢、藤盛紀明、小早川恵実：  
建築鉄骨溶接部への表面波探傷法の適用性に関する研究  
日本建築学会大会学術講演梗概集 昭和58年9月
28. 日本建築学会：鉄骨工事技術指針・同解説
29. 小林昌一、沖本 弘、千秋謙一：建築における鋼構造溶接部の品質管理について  
竹中技術研究報告 第13号 昭和50年4月
30. 藤本盛久、掛貝安雄、照沼 弘、藤盛紀明：  
中央大学多摩校地施設新築工事の鉄骨の溶接管理とその結果  
日本建築学会大会学術講演梗概集 昭和52年10月
31. 藤本盛久他：鉄骨溶接部の超音波探傷に対する抜取検査法の調査研究  
日本建築学会大会学術講演梗概集 昭和53年9月
32. 豊田政男、中辻照幸、佐藤邦彦、藤盛紀明、南 二三吉：  
鉄骨現場溶接部の超音波探傷による品質管理手法に関する研究  
日本建築学会大会学術講演梗概集 昭和55年9月
33. 佐藤邦彦、豊田政男、南 二三吉、藤盛紀明、中辻照幸：  
非破壊検査の欠陥検出能力を考慮した溶接部の合理的な検査手法のあり方

非破壊検査 第29巻 第11号 昭和55年11月

34. 中辻照幸、倉持 貢、藤盛紀明、豊田政男、佐藤邦彦：

溶接欠陥の発生特性を考慮した抜取検査手法

溶接学会誌 第51巻(1982) 第2号

35. 中辻照幸、倉持 貢、藤盛紀明、豊田政男、佐藤邦彦：

建築鉄骨溶接部の品質保証のための新しい抜取検査システムの開発とその適用

溶接学会論文集 第2巻(1984) 第3号

36. 豊田政男：構造物の信頼性確保と非破壊検査

非破壊検査 第32巻 第1号 昭和58年1月

37. 佐藤邦彦、豊田政男、南 二三吉、藤盛紀明、中辻照幸：

非破壊試験の信頼性を考慮した検査後の溶接品質とその支配因子

溶接学会誌 第50巻(1981) 第1号

38. 佐藤邦彦、豊田政男、南 二三吉、藤盛紀明、中辻照幸：

非破壊試験の信頼性を考慮した溶接欠陥の採否限界決定手法

溶接学会誌 第50巻(1981) 第3号

39. 沖本 弘、吉村秀男：補正のために再溶接された溶接部の評価に関する実験研究

日本建築学会大会学術講演梗概集 昭和53年9月

40. 中辻照幸：建築鉄骨の補修溶接に関する実験的研究

日本建築学会大会学術講演梗概集 昭和59年10月

41. 日本建築学会：鋼構造建築溶接部の超音波探傷検査規準・同解説

昭和54年8月

## 第2章 純鉄骨骨組の解析法

### 2.1 まえがき

第1章で述べた目的を達成するためには重層骨組各部のひずみのレベルにおける変形性状を把握することが必要である。そのためには、効率の良い骨組解析法と鋼素材特性のより現実的な定式化が必要であると考えられる。1970年代中期ごろまでに提案された骨組解析法の詳細な調査と位置付けは既に石田[2]により行なわれている。その中で多数回の繰返し計算により重層骨組の動的解析を行ない、前述したひずみのレベルにおける変形性状まで詳細に追跡し得るものは、石田[2]により提案された次元有限要素法のみであると考えられる。解析例として石田は、素材特性はバイリニヤ型、部材断面はサンドイッチ断面という条件の下に6層1スパン骨組の地震応答解析を行ない、局部的なひずみの性状についても若干報告している。同解析法は高層架構の倒壊を含む安定限界以後の複合非線形挙動を追跡するために開発されたもので、計算効率を向上するために骨組の幾何学的特性を考慮した極めて優れた解析方法であるといえよう。しかしながら、このような変位法型の解析法で極めて局部的な位置におけるひずみを精確に追跡するためには、要素内部の剛性がほぼ一定とみなせる程度まで細かく要素分割する必要があり、本論文の目的の為にはやや不向きであると考えられる。

一方、1970年代の後半にはハイブリッド型応力法（混合法）に基づく骨組弾塑性解析法が近藤[5,6]により提案されている。これは、節点荷重を受ける骨組部材内部の軸力、モーメントが一定または線形であるという点に着目したもので1部材6自由度とすることが出来、弾塑性解析の精度はエネルギー積分の精度により決定されるという極めて効率の良い方法である。そのため、本研究ではこの方法を採用することとした。現在では、複合非線形解析への一般的な適用法も提案されている[6]が、本研究では 1) 弾塑性解析に力点を置き、できるだけ計算効率を上げたい 2) 取り扱う骨組が主には降伏型であり、その挙動は比較的安定しているし、本研究は骨組の倒壊性状まで追跡するものではない などの理由で、幾何学的非線形性の取り扱い法はできるだけ単純なものを考え、Jennings[7]による方法を採用することとした。

次に、鋼素材の繰返し応力-ひずみ関係はバイリニヤまたはトリリニヤ型 [11~13

]の簡略化したものを用いるのがこれまで一般的であった。さらに定常または非定常な鋼素材の特性を詳細に表わすことを目的としてRamberg-Osgoodタイプの滑らかな曲線式で表示しようと試みたもの[14~19]も幾つかみられる。このうち、横尾、中村等[17, 18]はH形鋼フランジより切り出した単軸引張圧縮試験体に各種の応力-ひずみ径路を想定した数多くの実験を行ない、統計処理により非定常応力-ひずみ関係に対する実験式を提案している。材質の異なる鋼材への適用の方法など未解決の問題もあるが、現在これが最も精密なものであるといえよう。以上に述べた繰返し応力-ひずみ関係式のうちバイリニヤまたはトリリニヤ型のは部材や骨組の概括的な挙動やエネルギー吸収能力を推定する場合に比較的簡単で数値計算上効率が良く、これまでもしばしば用いられてきた。しかし、局所的なひずみ履歴などの部材細部にわたる挙動を追跡する場合には、解析に用いる応力-ひずみ関係式がその精度におよぼす影響は比較的大きいと思われる。そのため、本論文では文献17,18において横尾、中村等により提案されている精密な非定常応力-ひずみ関係を採用することとした。

本章ではまず、純鉄骨重層骨組に適用する骨組解析法の概要を述べ、鋼の素材特性、柱はり接合部パネルおよびブレースの復元力特性の定式化の概要に触れたのち、数値積分分割に対する解析精度の検討を行なう。

## 2.2 骨組解析法

### 2.2.1 弾塑性解析法

ハイブリッド型 Hellinger-Reissner の原理[8]によれば代表的骨組部材についての汎関数[5,6]は次式となる。

$$\begin{aligned} \Pi = \int_0^L [ -B(N, M) + M \left( \frac{dv^2}{dx^2} \right) - F_y v - \left( \frac{dN}{dx} + F_x \right) u ] dx \\ + M \left( \frac{dv}{dx} - \frac{dv^*}{dx} \right) \Big|_A - M \left( \frac{dv}{dx} - \frac{dv^*}{dx} \right) \Big|_B - Nu^* \Big|_A + Nu^* \Big|_B \end{aligned} \quad (2.1)$$

ここで、 $\begin{Bmatrix} \varepsilon_s \\ \phi \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} s^{C_{11}} & s^{C_{12}} \\ s^{C_{21}} & s^{C_{22}} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} N \\ M \end{Bmatrix}$  ,  $B(N, M) = (s^{C_{11}} N^2 + 2s^{C_{12}} NM + s^{C_{22}} M^2) / 2$

$\varepsilon_s$  は図心軸上のひずみ、 $\phi$  は曲率、 $N$  は軸力、 $M$  はモーメント、 $F_x$  ,  $F_y$  は分布荷重、 $L$  は部材長、 $u$  ,  $v$  はそれぞれ部材内部の面内、面外変位であり、その他の記号は



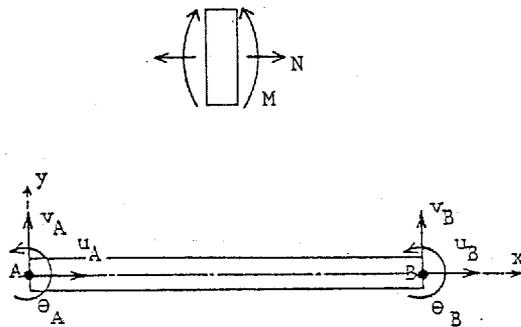


Fig.2.1 Definition of Stresses and Displacements

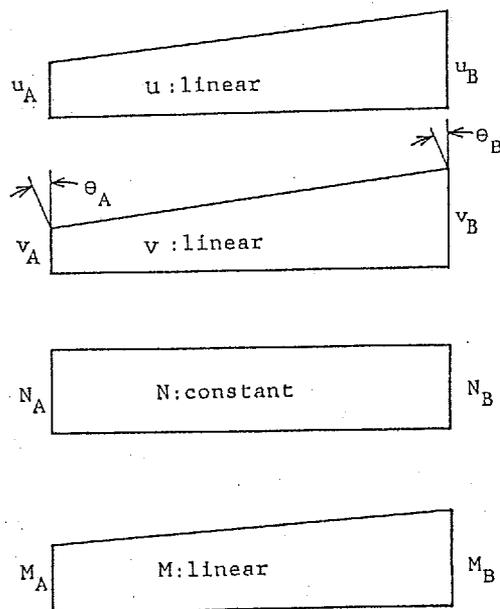


Fig.2.2 Assumed Distribution of Stresses and Displacements

[5]、(2.4)式で得られる解は正解を与えることとなる。

以上の定式化に関連して、藤原[4]は、Ramberg-Osgood型の相当断面力と相当塑性変形との関係を仮定し、部材内部の応力分布(M, N)より降伏条件と流動則を用いて求めた曲率と軸方向ひずみを代数的に求めて積分した(2.4)式に相当する増分形式の非線形とう角法公式を導いている。断面力-断面ひずみ関係で代数的な積分を採用した理由は、計算効率の面だけでなく、研究の目的および当時の電子計算機の性能(記憶容量などの点で)と深く関連していると考えられる。同解析法を用いる際に、本論文と同じ方法で弾塑性領域のひずみ履歴を詳細に記憶し鋼素材の応力-ひずみ関係を基にして、断面および材軸方向に数値積分を行なえば、(2.4)式と完全に一致する関係が得られるものと考えられる。ただし、両解析法を比較した場合(2.1)式のような変分原理に立脚した解析法の定式化の方がより一般的であり、第5章で提案する合成ばりの解析法などへの拡張が比較的容易に行なえる点で有利であると考えられる。

## 2.2.2 幾何学的非線形性の考慮

A. Jennings[7]は骨組部材に幾何学的非線形性を考慮するための方法として、Fig.2.3に示す3つの座標系を考え、これらの間の変位および力の変換を考えている。即ち、同図(b), (c)間の材端変位増分の変換は(2.5)式で与えられる。

$$du_c = T_{bc} \cdot du_b \quad (2.5)$$

ここで、 $T_{bc} = \begin{bmatrix} 1 & \frac{v}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{1}{L} & -1 & 0 \\ 0 & -\frac{1}{L} & 0 & 1 \end{bmatrix}$ 、 $du_b^t = \{du \ dv \ d\theta_{AB} \ d\theta_{BA}\}$  である。

すると、同図(b), (c)間の力の変換式は、仮想仕事式より(2.6)式で与えられる。

$$P_b = T_{bc} \cdot P_c \quad (2.6)$$

ここで、 $P_b^t = \{S_x \ S_y \ M_{AB} \ M_{BA}\}$  である。上式を増分形で表わすと次式となる。

$$dP_b = T_{bc} \cdot dP_c + dT_{bc} \cdot P_c \quad (2.7)$$

ここで、 $dP_c = G \cdot T_{bc} \cdot du_b$ 、 $A_n = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{N}{L} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}$  である。

$$dT_{bc} \cdot P_c = A_n \cdot du_b$$

次に、Fig.2.3(a),(b) 間の変換は変換マトリックス  $T_{ab}$  を用いて容易に行なえる。即ち、(2.7) 式は (2.8) 式となる。

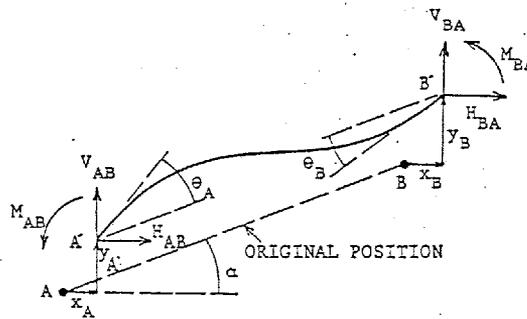
$$dP_a = T_{ab}^t \cdot (T_{bc}^t \cdot G \cdot T_{bc} + A_n) \cdot T_{ab} \cdot du_a \quad (2.8)$$

ただし、同図(a) より、

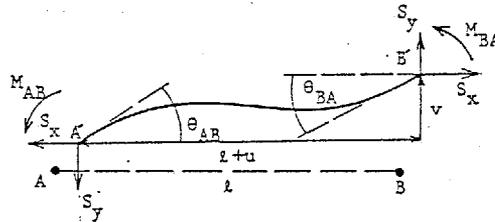
$$P_a^t = \{H_{AB} \ V_{AB} \ M_{AB} \ H_{BA} \ V_{BA} \ M_{BA}\}, \quad u_a^t = \{x_A \ y_A \ \theta_A \ x_B \ y_B \ \theta_B\},$$

$$T_{ab} = \begin{bmatrix} -\cos\alpha & -\sin\alpha & 0 & \cos\alpha & \sin\alpha & 0 \\ \sin\alpha & -\cos\alpha & 0 & -\sin\alpha & \cos\alpha & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad \text{とおく。}$$

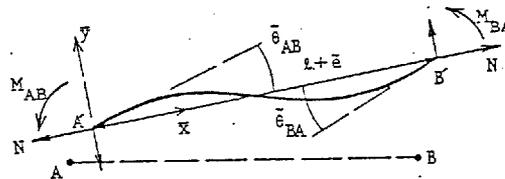
いま、要素の剛体回転が余り大きいものではないと仮定すれば、要素分割を細かくしていくことにより幾何学的非線形性を精度良く表わし得るものと考えられる。



(a) JOINT DISPLACEMENTS AND CORRESPONDING FORCES



(b) MEMBER INTERMEDIATE DISPLACEMENTS AND FORCES



(c) MEMBER BASIC DISPLACEMENTS AND FORCES

Fig.2.3 Displacements and Forces at Ends of a Typical Member

### 2.2.3 接合部パネル変形の考慮

接合部要素における節点変位成分として Fig.2.4 のごとく、A 点で  $u_A$  ,  $v_A$ 、各辺で  $\theta_B$  ,  $\theta_C$  を仮定する。そして、接合部パネル内部の変位分布を (2.9) 式のごとく 1 次式で仮定する。

$$u = u_A - \theta_B y, \quad v = v_A + \theta_C x \quad (2.9)$$

上式は、

$$\varepsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x} = 0, \quad \varepsilon_y = \frac{\partial v}{\partial y} = 0, \quad \gamma_{xy} = \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} = \theta_C - \theta_B \quad (2.10)$$

であることよりせん断変形のみを仮定したこととなる。いま、パネル内のせん断応力による内部仕事  $\delta U$  は、 $G$  をせん断剛性、 $V_p$  をパネル体積とすれば次式となる。

$$\delta U = G V_p (\theta_C - \theta_B) (\delta \theta_C - \delta \theta_B) \quad (2.11)$$

また、外部仕事  $\delta V$  は次式となる。

$$\delta V = X \delta u_A + Y \delta v_A + p^M_B \delta \theta_B + p^M_C \delta \theta_C \quad (2.12)$$

ただし、 $X = -Q_B + Q_T - N_L + N_R$  ,  $Y = Q_R - Q_L - N_B + N_T$  ,  $p^M_B = M_L + M_R - Q_B H_b / 2 - Q_T H_b / 2$  ,  $p^M_C = -(M_B + M_T - Q_L H_c / 2 - Q_R H_c / 2)$  であり、 $p^M_B$ 、 $p^M_C$  はパネルモーメントに相当する。

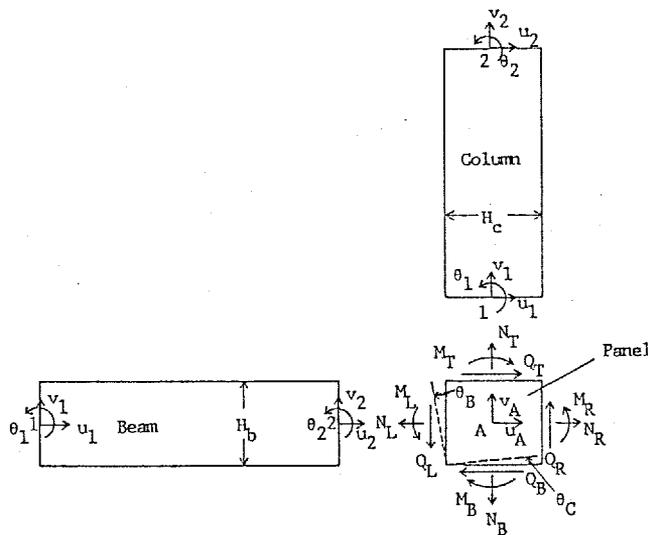


Fig.2.4 Definition of Stresses and Displacements Around Beam-to-Column Connection

$\delta U = \delta V$  より便宜的に  $u_A, v_A$  も含めて表わすとパネルの剛性方程式が次式のごとく得られる。

$$\begin{Bmatrix} X \\ Y \\ P^M_B \\ P^M_C \end{Bmatrix} = G V_P \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & -1 \\ 0 & 0 & -1 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_A \\ v_A \\ \theta_B \\ \theta_C \end{Bmatrix} \quad (2.13)$$

次に、(2.8)式で表わされる部材の剛性マトリックスを  $\mathbf{k}$  とすると、 $\mathbf{k}$  をパネル座標系に変換して表わす必要がある。いま、Fig.2.4 のはり要素について調べると、両端の節点変位成分は、隣接するパネルの変位成分を用いて次式で表わすことができる。

$$\begin{Bmatrix} u_1 \\ v_1 \\ \theta_1 \\ u_2 \\ v_2 \\ \theta_2 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & H_c/2 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & -H_c/2 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_{A1} \\ v_{A1} \\ \theta_{B1} \\ \theta_{C1} \\ u_{A2} \\ v_{A2} \\ \theta_{B2} \\ \theta_{C2} \end{Bmatrix} \quad (2.14)$$

または、 $\mathbf{u} = \mathbf{T}_p \cdot \mathbf{u}_{p12}$

上式右辺における添字 12 は節点1,2 に隣接するパネルの変位成分であることを示す。

上式を用いて (2.8) 式をパネル座標系へ変換すると次式となる。

$$d\mathbf{P}_{p12} = \mathbf{T}_p^t \cdot \mathbf{k} \cdot \mathbf{T}_p \cdot d\mathbf{u}_{p12} \quad (2.15)$$

ここで、 $\mathbf{P}_{p12} = \{X_1 \ Y_1 \ P^M_{B1} \ P^M_{C1} \ X_2 \ Y_2 \ P^M_{B2} \ P^M_{C2}\}$  である。

同様に、Fig.2.4 に示す柱の場合における  $\mathbf{T}_p$  は次式で表わされる。

$$\mathbf{T}_p = \begin{bmatrix} 1 & 0 & -H_b/2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & H_b/2 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

## 2.3 動的解析法

地震力を受ける骨組の  $i$  ステップにおける動的釣合式を増分形で示せば、次式のごとくとなる。

$$\mathbf{M}_t \cdot \Delta \ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{C}_t \cdot \Delta \dot{\mathbf{u}} + \mathbf{K}_t \cdot \Delta \mathbf{u} = - \mathbf{M}_t \cdot \Delta \ddot{\mathbf{z}} \quad (2.16)$$

ここで、 $\mathbf{M}_t$  は質量マトリックス、 $\mathbf{C}_t$  は減衰マトリックス、 $\mathbf{K}_t$  は剛性マトリックス、 $\ddot{\mathbf{z}}$  は地動加速度ベクトルである。また、「 $\cdot$ 」「 $\ddot{\cdot}$ 」はそれぞれ時間に関する1階および2階微分を表わす。上式では、より一般的な質量マトリックスの与え方として、Consistent mass matrix 法[2,9]が考えられる。しかし、本論文で用いている骨組解析法では変位関数を直接使用しておらず、同法は採用しにくいいため、最も単純な集中質量行列を用いることとした。次に、減衰マトリックスは現在のところ Rayleigh 型のものが一般的に考慮されているようであるが、厳密には実験により求める以外これを明確に定めることは難しい。また、骨組の弾塑性性状を調べる場合、それは余り重要な役割を持たないであろうと推定される上に、減衰を無視した場合には無視しない場合に比べその応答値は大きくなると考えられることや、計算効率の面を考えて本論文では減衰を考慮しないこととした。(2.16)式の時間積分は Newmark の  $\beta$  法を用いて行ない、 $\beta=1/4$ とし、時間増分  $\Delta t$  は、純鉄骨骨組で  $\Delta t=0.01\text{sec}$  を、合成はり架構で  $\Delta t=0.005\text{sec}$  を原則として採用した。

次に、運動方程式を各時間増分ごとに数値積分する際に生じる誤差が許容範囲内にあることを検定するという目的で、石田[2]により提案されているエネルギーバランス式を採用することとした。即ち、動的エネルギーバランス式は次式で表わされる。

$$E_i + E_d + E_e = E_f + E_g \quad (2.17)$$

上式右辺は地震時、建物に投入された入力エネルギーの総量を示し、左辺は建物が何らかの形で吸収したエネルギー量を示す。

$$\begin{aligned} \text{ここで、} \quad E_i &= \frac{1}{2} \dot{\mathbf{u}}^t \cdot \mathbf{M}_t \cdot \dot{\mathbf{u}} && \text{: 運動エネルギー} \\ E_d &= \int \dot{\mathbf{u}}^t \cdot \mathbf{P}_d dt && \text{: 減衰により消費されるエネルギー} \\ E_e &= \int \dot{\mathbf{u}}^t \cdot \mathbf{P}_e dt && \text{: 履歴吸収エネルギー} \\ E_f &= - \int \dot{\mathbf{u}}^t \cdot \mathbf{M}_t \cdot \ddot{\mathbf{z}} dt && \text{: 地震入力エネルギー} \\ E_g &= \mathbf{u}^t \cdot \mathbf{r}_{\text{con}} && \text{: 静的鉛直荷重がなす仕事} \end{aligned}$$

また、 $\mathbf{P}_d$  は減衰力、 $\mathbf{P}_e$  は復元力、 $\mathbf{r}_{\text{con}}$  は静的鉛直荷重ベクトルを示す。いま、数値

解析上の誤差の検定式として下式を用いる。

$$R_e = \{(E_i + E_d + E_e) - (E_f + E_g)\} / (E_f + E_g) \quad (2.18)$$

本論文で行なった動的解析では、 $R_e$  が 1% 以下に収まっており極端な誤差は生じていないことが確認された。

## 2. 4 解析に用いる鋼の素材特性および各部材の復元力特性について

### 2. 4. 1 鋼の繰返し応力-ひずみ関係

まえがきで述べたごとく、これまで鋼材の応力-ひずみ関係としていくつかの提案がみられるが、本論文で取り扱うひずみレベルでの変形状は鋼素材の特性により強く影響されることが考えられるため、中村等[17,18]によるRamberg-Osgood型の非定常な応力-ひずみ関係式を用いることとした。同関係は多くのひずみ径路に対し、数多くの実験を繰り返して統計的に求めたものであり、鋼の非定常な特性を最もよく表わすものであるといえよう。その内容はかなり複雑であるため、その詳細は文献17,18に譲ることとし、本節では同文献に比べ異なっている点および注意すべき点を以下に示す。

1) 処女載荷時のひずみ硬化曲線は反対側の降伏点を原点とした次式を用いる。(Fig.2.5 参照)

$$e \pm 1 = (s \pm 1) \{ 1 + \bar{A}^{-\bar{R}} (|s \pm 1|)^{\bar{R}-1} \} \quad (2.19)$$

ここで、 $e = \varepsilon / \varepsilon_y$  ,  $s = \sigma / \sigma_y$  であり、 $\bar{A}$  ,  $\bar{R}$  は素材試験結果より定まる定数である。

2) 繰返し載荷時の各パラメータに対する、鋼材が異なることによるスケーリングは行なわず、文献17のパラメータをそのまま使用する。

3) 文献18では復帰曲線として、最近および最速復帰曲線のみ考慮し、その中間の復帰曲線は考慮しないとしているが、本研究では一応それを全て考慮している。

4) 文献18では応力-ひずみ径路の反転時に塑性ひずみ振幅を  $10\varepsilon_y$  以上経験している場合は、反転直後の応力-ひずみ径路をその方向での新たな最速復帰曲線とするとしているが、本研究ではその場合の最速復帰曲線の変更はしていない。

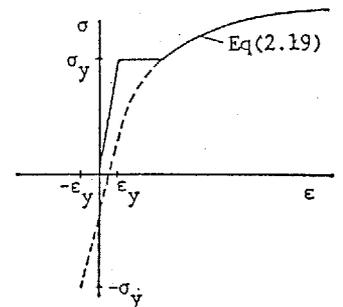


Fig.2.5  
Monotonic  $\sigma - \varepsilon$  Relation

## 2.4.2 接合部パネルの復元力特性

柱はり接合部パネルの復元力特性評価式は、加藤、中尾 [20~24] および同実験を参考にして求めた河野の式[25]がある。いずれも、実験結果を単純なモデルであるトリリニヤまたはポリリニヤ型に折線近似したものである。しかし、柱はり接合部の実際の復元力特性はなめらかな紡錘形であり、抵抗のメカニズムもパネル部のせん断変形のみでなく、スチフナおよびパネルに接続する柱、はり端部の局部変形をともなうかなり複雑なものとなっている。そのため、本論文ではこれまでに筆者等が行なった T 字型部分架構の実験結果[26]に最小二乗法を適用し、パネル復元力特性を (2.13) 式に対応させたパネルモーメント  ${}_pM$  - せん断変形  ${}_p\gamma$  関係として定式化して用いる。その概要を以下に示す。まず、処女載荷時の  ${}_pM$  -  ${}_p\gamma$  曲線を次式で与える。

$${}_p\gamma / {}_p\gamma_y = \hat{K} \left\{ \left( \frac{{}_pM}{{}_pM_y} \right) + \hat{a} \left( \frac{{}_pM}{{}_pM_y} \right)^{\hat{n}} \right\} \quad (2.20)$$

ここで、 $\hat{K}=0.1396 \times 10$  ,  $\hat{a}=0.1607 \times 10$  ,  $\hat{n}=0.6454 \times 10$  である。次に、繰返し履歴曲線の基本式を次式で与える。

$$\left( \frac{{}_p\gamma - {}_p\gamma(k)}{{}_p\gamma_y} \right) = \max( f_t , g_t ) \quad (2.21)$$

ここで、 $f_t = \hat{K} \left[ \left( \frac{{}_pM - {}_pM(k)}{{}_pM_y} \right) + \hat{a}_f \left\{ \left( \frac{{}_pM - {}_pM(k)}{{}_pM_y} \right)^{\hat{n}_f} \right\} \right]$  ,  $g_t = \hat{K} \left[ \left( \frac{{}_pM - {}_pM(k)}{{}_pM_y} \right) + \hat{a}_g \left\{ \left( \frac{{}_pM - {}_pM(k)}{{}_pM_y} \right)^{\hat{n}_g} \right\} \right]$  ,  $\hat{a}_f = 0.1287 \times 10^{-8}$  ,  $\hat{n}_f = 0.1925 \times 10^2$  ,  $\hat{a}_g = 0.2792 \times 10^{-3}$  ,  $\hat{n}_g = 0.8611 \times 10$  であり、 ${}_pM(k)$  ,  ${}_p\gamma(k)$  は前回の除荷点での  ${}_pM$  ,  ${}_p\gamma$  の値を示す。次に、骨格曲線は次式で与える。

$$\gamma / \gamma_y = \max( f_t , g_t ) \quad (2.22)$$

ここで、 $f_t = \hat{K} \left\{ 2 \frac{{}_pM}{{}_pM_y} + \hat{a}_f \left( 2 \frac{{}_pM}{{}_pM_y} \right)^{\hat{n}_f} \right\}$  ,  $g_t = \hat{K} \left\{ 2 \frac{{}_pM}{{}_pM_y} + \hat{a}_g \left( 2 \frac{{}_pM}{{}_pM_y} \right)^{\hat{n}_g} \right\}$  である。

上式はパネルモーメントのみ座標を 1/2 に縮尺した一見不自然な式に見えるが、以下の仮定で述べるように繰返し履歴曲線として (2.21) 式を基本とし、その一部を切り取って用いる形としたことがその主な理由である。以下に繰返し履歴曲線を作成する上での仮定を述べる。

1) 復元力特性は定常状態について定式化し、非定常状態に対してもそれをそのまま適用する。 2) 繰返し履歴曲線は全て (2.21) 式を適用するがその始点と目標点は以下の手順で定める。(Fig.2.6 参照) まず、今回の反転点を新しい曲線の始点とする。次に、目標点は次の 3 つの場合に分けて設定する。(Fig.2.7)

a) 始点Aが前回の目標点Cを通り過ぎた位置にある場合、その点と同一  $p^y$  となる骨格曲線上の点Bと原点Oに対して対称となる点B'を今回の目標点とする。(同図(a))これは、(2.21)式をA点から逆方向に延長したときに骨格曲線と交わる点をA'としたとき、A'とBは余り離れていないため、(2.21)式が第3象限で骨格曲線と交わる点はA'の対称点A''の代わりにB'とみなしてよいと考えたものである。

b) 今回の始点Aが前回の目標点Cに到達していない場合で、A点のひずみ  $p^y$  が過去に経験したひずみの範囲内である場合、前回の始点Bを今回の目標点とする。(同図(b))ただし、B点を越えて更に変形が続く場合には、前前回の履歴ループDB曲線に復帰するものとする。

c) 今回の始点Aが前回の目標点Cに到達せず、しかもA点のひずみが過去に経験したひずみの範囲外である場合、 $\Delta_p \gamma_2 / \Delta_p \gamma_1 = \Delta_p M_2 / \Delta_p M_1$  となるB点を今回の目標点とする。(同図(c))これは、C, Dを始点とする履歴曲線がC', D'を通過することより近似的に定めたものである。

以上の内容をプログラム化して求めた計算結果と実験結果との比較例をFig.2.8に示す。

(2.21)式は定常状態を基にしたものとはいえ、実験結果と良く一致しているといえよう。ただし、以上の復元力特性評価は、厳密には文献26の実験結果についてのみ有効であり、それを用いて実際の任意の骨組の復元力特性を推定することには問題があると思われる。そのため、本論文では与えられたはりに対するパネル降伏比 ( $\Sigma_b^R = p^M_y / p^M_y$ ) に相当する  $p^y$ ,  $p^M_y$  を持ち、(2.20)~(2.22)式で示す各種パラメータが有効な復元力特性を持つ柱はり接合部パネルがそのまま存在する骨組を想定するものと仮定した。

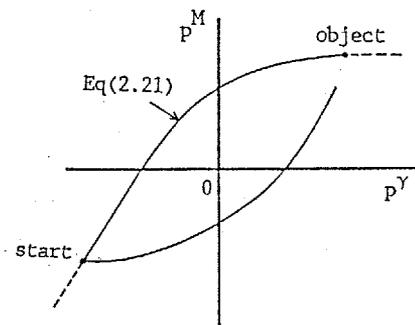


Fig.2.6 Restoring Force Characteristics of Shear Panel (I)

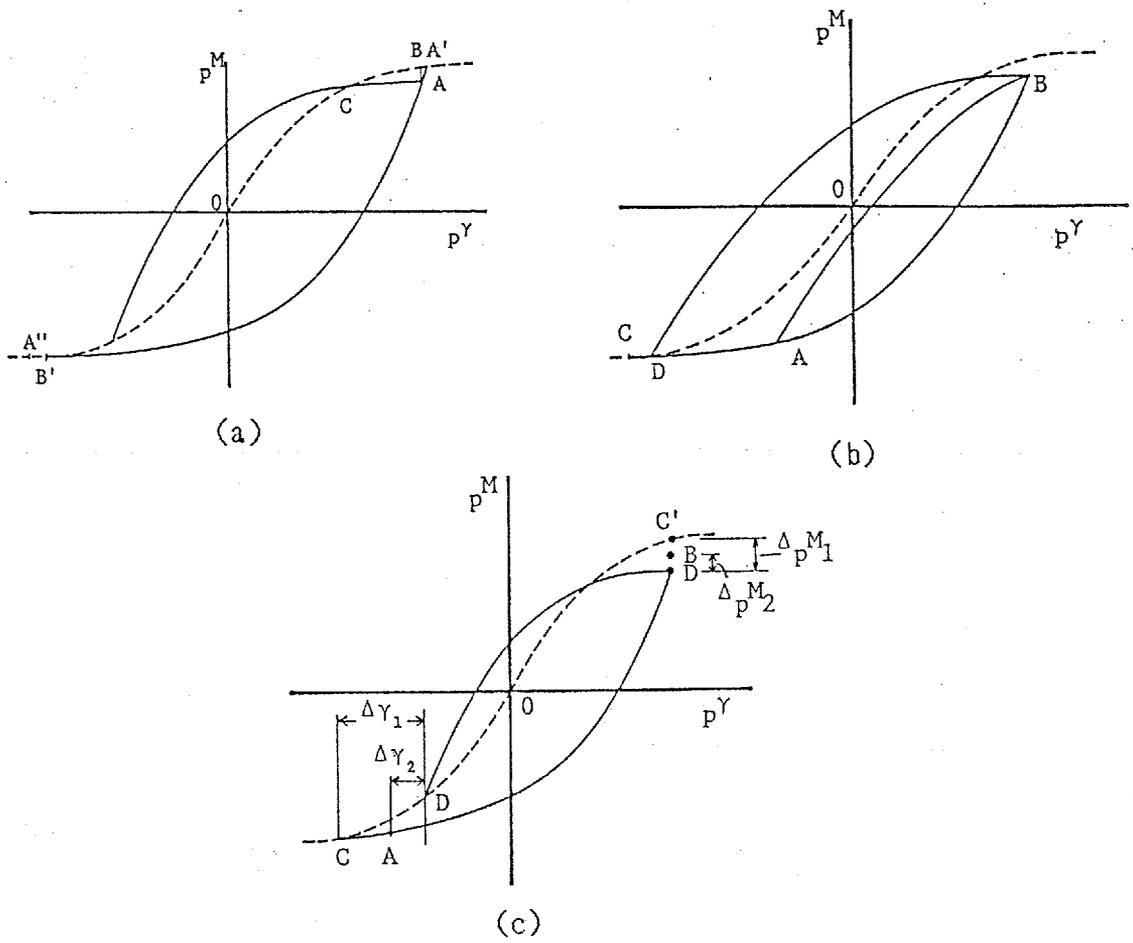


Fig.2.7 Restoring Force Characteristics of Shear Panel (II)

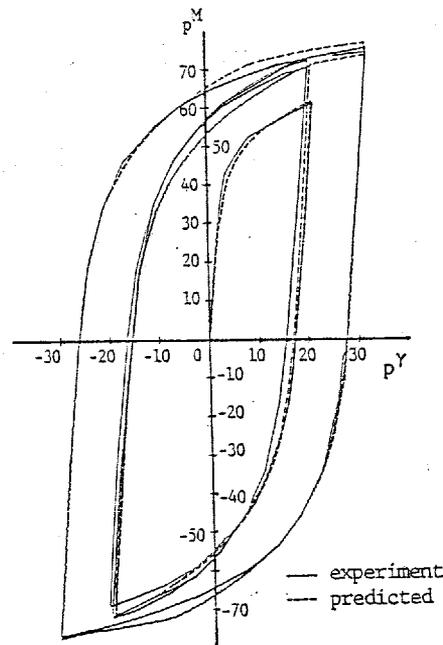


Fig.2.8  
Predicted Restoring Force  
Characteristics of Shear Panel

### 2.4.3 プレース材の復元力特性

ブレース材の復元力特性は、これまでに行なわれた実験および解析結果を参考として、単純なモデルに定式化したものが与えられている。[27～31] いずれの場合もある程度の定性的性状を追跡することは可能であると考えられるが、本論文のK型ブレース付骨組の動的解析では比較的欠点が少なく、取り扱いが簡単で適用範囲が広く、実験および解析によってモデルの検証がなされている柴田、若林によるもの[32]を採用することとした。ただし、同論文でも指摘されているごとく、同モデルは初期載荷時の圧縮耐力が実験値を大きく下回ることが知られている。そのため、初期圧縮載荷時の復元力特性は2.2節で示した解析法により以下のごとくして求めたものを用いることとし、それ以外は全て文献31に従うこととした。まず、ブレースの断面形状は標準的な広幅H形鋼[32]を用いることとし、Fig.2.9に示すごとく両端ピンで部材中央に $L/500$ の初期たわみを仮定した。同図には、要素分割および断面の数値積分用補助分割結果も示している。また、材軸方向補助分割数は各要素とも10とした。本論文で用いたブレースは細長比 $\lambda$ を一律に50と仮定しているので、 $\lambda=50$ に対して上記の方法を適用して求めた結果を、Fig.2.10のごとくまずネガティブバイリニヤで近似し、それが若林等[31]による初期圧縮耐力曲線と交わる点以降は同曲線上を移動するものとした。同図で $n_b$ 、 $\Delta$ はブレースの軸圧縮力、軸変位をその降伏時の値で除したものである。

また、第3章におけるX型ブレース付10層骨組の静的解析においては完全弾塑性型の復元力特性を仮定し、引張側は降伏耐力を、圧縮側は若林等[31]の圧縮耐力曲線における $\Delta=10$ のときの耐力を採用した。

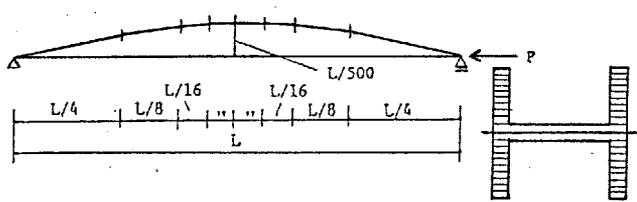


Fig.2.9  
Initial Deflection and  
Divisions of Brace Member

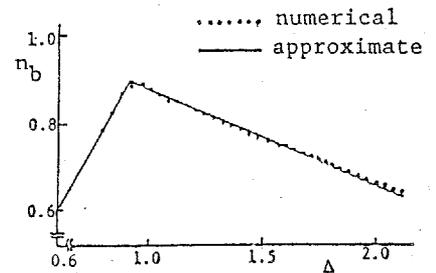


Fig.2.10 Initial Compressive Load -  
Deflection Relation of Brace ( $\lambda=50$ )

## 2.5 解析精度の検討

本論文で採用した骨組解析法はエネルギー積分を正確に行なえば正解が得られることが保証されている。[5,6] そのため、本節ではエネルギー積分でどの程度以上の積分用補助分割を採用すべきであるかを調査するため、Fig.2.11 に示す片持ばりの解析を行ない、精度の検討を行なった。解析は断面分割方法を変化させた場合(SECT シリーズ)と、材軸方向分割方法を変化させた場合(AXLシリーズ)の2種類であり、その詳細をTab.2.1, Tab.2.2に示す。ここで、断面分割方法を変化させる場合の軸方向分割方法はAXL-1を採用し、材軸方向分割方法を変化させる場合の断面分割方法はSECT-2を採用した。試験体名称は、例えばSA-21とする。そのうち、最初の数字はTab.2.1の断面分割種別番号を示し、最後の数字はTab.2.2における材軸方向分割種別番号をしめす。解析1回当たりの変位増分は、はり先端変位で0.5mmとした。これは最大ひずみ増分で、弾性時  $0.1 \times 10^{-3}$ 、塑性化後  $0.5 \times 10^{-3}$  前後の値となっている。

Fig.2.12(a) は断面分割を変化させた場合のはり先端荷重(P)とたわみ( $\delta$ )の関係を示している。同図(b)は同荷重と固定端から3cmの区間におけるフランジ平均ひずみを示している。なお、簡単のためここでは断面分割が最も細かいSA-11と最も粗いSA-41とを比較して示している。また、同図中一点鎖線ははり固定端位置で断面が塑性モーメント  $M_p$  に達したときの荷重  $P_p$  を解析的に求めて示した。同図より、まずはり先端たわみ性状は最も粗いSA-41でも、最も細かいSA-11とほぼ一致していることがわかる。また、局部的なはり端部フランジひずみについても、僅かに差が見られるが、實際上問題となるほどの値ではないと考えられる。以上の結果より、今後の解析において断面の分割方法は原則としてSECT-4を採用することとし、H形断面サイズがかなり大きくなる場合には、SECT-3もしくはフランジ各1、ウェブ10分割を適宜使い分けることとした。

次に、Fig.2.13は材軸方向分割方法を変化させた場合の同様な解析結果である。分割の最も細かいSA-21と最も粗いSA-23について示している。この解析結果についても、Fig.2.12とほぼ同様で両者にほとんど差はみられなかった。このようにAXL-3程度の分割でも十分な精度が得られることがわかる。そのため、本論文では部材端塑性域での分割幅として1cmを標準とし、大きい場合でも3cmを上回らないこととした。

また、動的解析中の1ステップ当たりの最大ひずみ増分  $\Delta \epsilon$  を、骨組はり端フランジについて随時チェックしたが、素材の応力状態が降伏棚にあるとき、一、二度瞬間的

に  $\Delta \varepsilon = 0.5 \times 10^{-3} \sim 0.18 \times 10^{-2}$  程度になることはあったが、それ以外の塑性状態では本例と同様  $0.5 \times 10^{-3}$  以内におさまっていた。また、初期降伏時に降伏応力を越える誤差は、ヤング率が  $2100t/cm^2$  と大きいため、かなり大きいのではないかと考えていたが、塑性化後と異なり弾性域における変形増分は比較的少なく、大半は降伏応力の約 2~3% 以内におさまっていた。

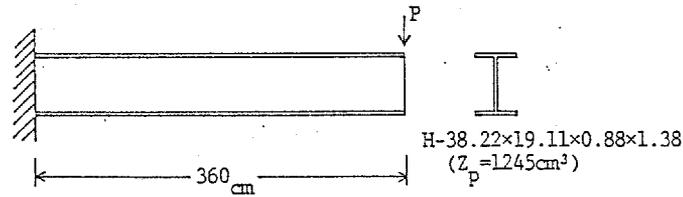


Fig.2.11 Example for Numerical Analyses

Tab.2.1 Subdivisions of H-Section

	SECT-1	SECT-2	SECT-3	SECT-4
top flange	5	2	1	1
web	30	15	8	6
bottom flange	5	2	1	1

Tab.2.2 Subdivisions Along Member Axis

AXL-1	width (cm)	1	2	4	6
	divisions	30	15	8	6
AXL-2	width (cm)	2	2	4	6
	divisions	25	10	5	30
AXL-3	width (cm)	3	2	4	6
	divisions	10	20	5	30

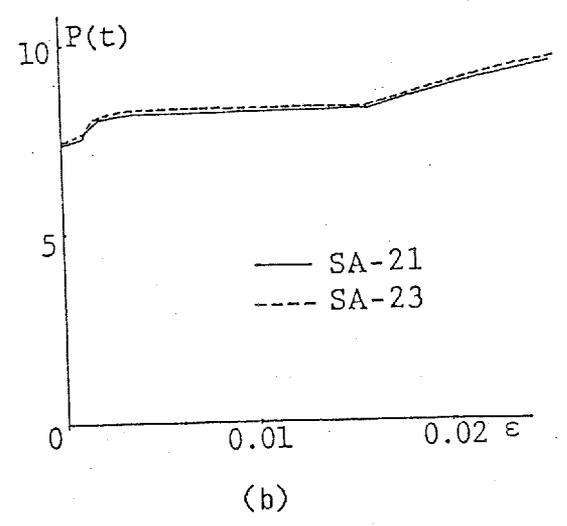
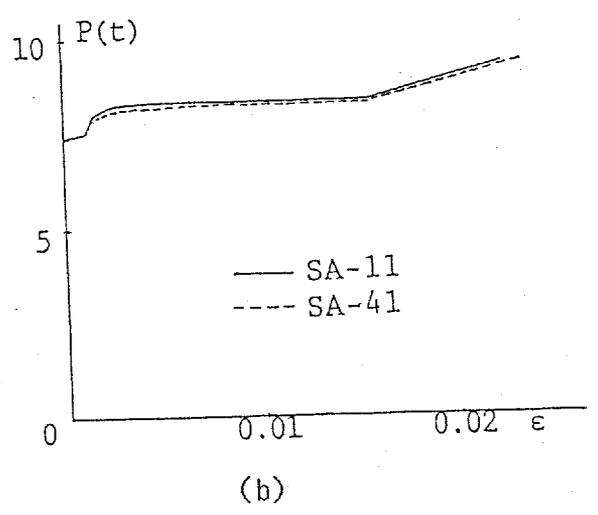
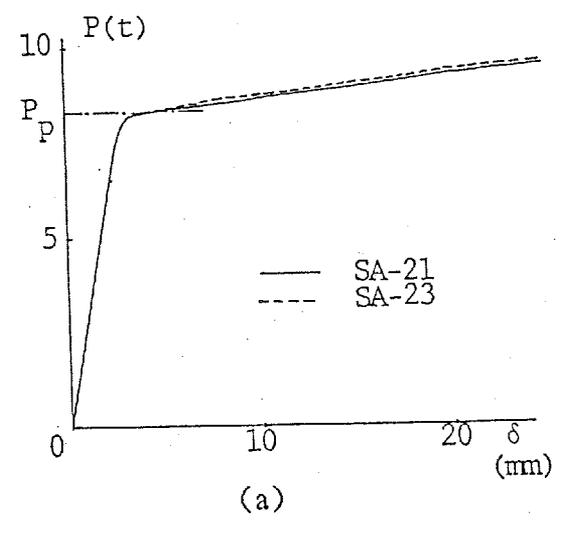
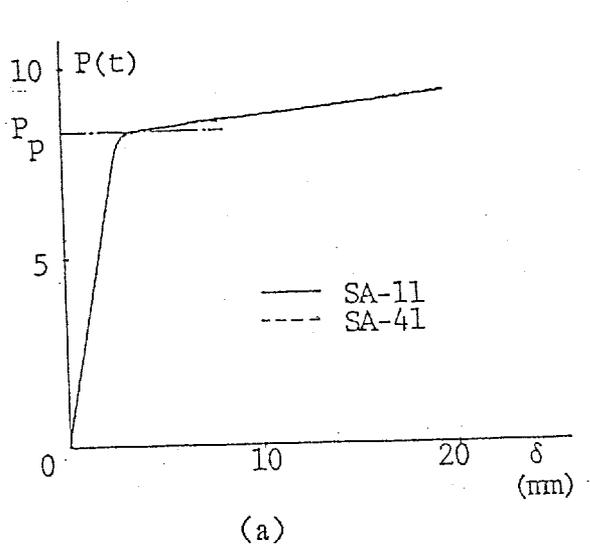


Fig.2.12 Comparison of Numerical Results Obtained for SECT-1(SA-11) and SECT-4(SA-41)

Fig.2.13 Comparison of Numerical Results Obtained for AXL-1(SA-21) and AXL-3(SA-23)

## 2.6 結び

本章ではまず、これまでに提案された弾塑性解析法について検討した結果、本研究の目的のためには文献 5,6で提案されているハイブリッド型混合法（または、応力法）に基づくものが最も有効であるとの立場から、同解析法を採用することを決定した。そして、まず同解析法の概要を述べ、更に部材の幾何学的非線形性、接合部パネル変形を考慮する方法を示した。また、解析に用いる鋼素材の非定常繰返し応力-ひずみ関係、接合部パネル復元力特性の定式化の方法、ブレースの復元力特性についても言及した。最後に、エネルギー積分を行なう際に生じる誤差の程度を把握するため、材軸方向および断面に関する数種類の分割方法を採用し、片持ばりについて解析精度の検討を行なった。そして、断面分割方法はSECT-4（フランジ1分割、ウェブ6分割）で、材軸方向分割方法は AXL-3（最小分割幅 3cm）で本研究の目的のためには十分であることを示した。

[参 考 文 献]

1. S.C.Goel, G.V.Berg: Inelastic Earthquake Response of Tall Steel Frames  
Proc. of ASCE, Vol.94, No.ST8, August 1968
2. 石田修三：弾塑性骨組の静的及び動的たわみ解析法  
京都大学学位論文 昭和50年6月
3. 藤本盛久、和田 章、白方和彦、小杉 立：  
筋違付鉄骨ラーメンの弾塑性解析に関する研究  
日本建築学会論文報告集 第209号 昭和48年7月
4. 藤原悌三：建築架構の地震応答とその構成部材の耐震安全性に関する研究  
京都大学学位論文 昭和53年2月
5. 近藤一夫：骨組の弾塑性解析に於ける一離散化手法 (その1)、(その2)  
日本建築学会中国支部研究報告集 昭和53年10月
6. 近藤一夫：骨組構造解析における一離散化手法  
日本建築学会論文報告集 (その1) 第304号 昭和56年6月  
(その2) 第312号 昭和57年2月  
(その3) 第326号 昭和58年4月
7. A.Jennings: Frame Analysis Including Change of Geometry  
Proc. of ASCE, Vol.94, No.ST3, March 1968
8. 鷲津久一郎：弾性学の変分原理概論 コンピュータによる構造工学講座 II-3-A  
培風館 1971年
9. J.S.Archer: Consistent Mass Matrix for Distributed Mass System  
Proc. of ASCE, Vol.89, No.ST4, August 1963
10. 藤本盛久、須藤福三、和田 章：  
繰返し荷重を受ける鋼構造骨組の3次元弾塑性有限変位解析に関する研究  
JSSC 第13回マトリックス解析法研究発表論文集 昭和54年6月)
11. 藤本盛久、羽倉弘人、松本芳紀：  
繰返し荷重を受ける鋼構造物の歪硬化モデルを用いた弾塑性解析  
日本建築学会論文報告集 第145号 昭和43年3月
12. 山田 稔、辻 文三：鋼素材の応力-ひずみ関係

日本建築学会大会学術講演梗概集 昭和53年9月

13. 山田 稔、辻 文三： Bauschinger Model

日本建築学会大会学術講演梗概集 昭和48年10月

14. 花井正実、黒羽啓明、吉村浩二、藤田文雄：

鋼素材の低サイクル疲労挙動に関する実験的研究

日本建築学会論文報告集 第184号 昭和46年6月

15. 加藤 勉、秋山 宏、山内泰之：鋼材の応力-ひずみ履歴曲線に関する実験則

日本建築学会大会学術講演梗概集 昭和48年10月

16. 棚橋 諒、横尾義貫、中村恒善他：

Load-Deflection Behavior and Plastic Fatigue of Wide-flange Beams

Subjected to Alternating Plastic Bending

日本建築学会論文報告集 I 第175号 昭和45年9月

II 第176号 昭和45年10月

III 第177号 昭和45年11月

17. 横尾義貫、中村恒善： Non-stationary Hysteretic Uniaxial Stress-strain

Relations of a Wide-flange Steel

日本建築学会論文報告集 I 第259号 昭和52年9月

II 第260号 昭和52年10月

18. 中村恒善、鎌形修一、小坂郁夫：

非定常履歴単軸構成法則とその部材解析への適用 その1

日本建築学会論文報告集 第300号 昭和56年2月

19. 福知保長、土井康生、井崎征男：鋼材の繰返し履歴挙動に関する研究

日本建築学会論文報告集 第294号 昭和55年8月

20. 加藤 勉、中尾雅躬：H形鋼強軸交叉形パネルゾーンの復元力特性評価の一提案

日本建築学会大会学術講演梗概集 昭和51年10月

21. 仲 威雄、中尾雅躬、森田耕次、見村博明、立花正彦：

H形鋼強軸交叉形柱はり接合部の復元力特性に関する実験

日本建築学会大会学術講演梗概集 その1, 2, 3 昭和53年9月

その4 昭和54年9月

その5 昭和55年9月

22. 仲 威雄、中尾雅躬、小佐野宏：  
鋼構造柱はり接合部と柱はり材端の塑性域における相互影響  
日本建築学会大会学術講演梗概集 昭和55年9月
23. 仲 威雄、中尾雅躬、見村博明、小佐野宏：  
鋼構造ラーメンの復元力特性に関する研究  
日本建築学会大会学術講演梗概集 その1, 2 昭和54年9月  
その3 昭和55年9月
24. 仲 威雄、中尾雅躬、小佐野宏：  
鋼構造柱はり接合部の復元力特性と骨組の耐震性  
第27回構造工学シンポジウム 昭和56年2月
25. 河野昭雄：鋼構造骨組の弾塑性変形性状に及ぼす部材と柱はり接合部の  
せん断変形の影響並びにその評価に基づく耐震設計に関する研究  
九州大学学位論文 昭和57年12月
26. 椋代仁朗、松尾 彰、正藤倫宏：  
欠陥を有する柱・はり溶接仕口はり端部の塑性変形能力と接合部パネル変形の影響  
日本建築学会中国支部研究報告 第10巻2号 昭和58年3月
27. A.B.Higginbotham and R.D.Hanson：  
Axial Hysteretic Behaviour of Steel Members  
Proc. of ASCE, Vol.102, No.ST7, July 1976
28. 加藤 勉、秋山 宏：鋼構造筋違骨組の復元力特性  
日本建築学会論文報告集 第260号 昭和52年10月
29. A.K.Jain and R.D.Hanson: Hysteresis Models of Steel Members for  
Earthquake Response of Braced Frames  
Proc. of 7th WCEE, September 1980
30. B.F.Maison and E.P.Popov：  
Cyclic Response Prediction for Braced Steel Frames  
Proc. of ASCE, Vol.106, No.ST7, 1980
31. 柴田道生、中村 武、若林 実：鉄骨筋違の履歴特性の定式化  
日本建築学会論文報告集 その1 第316号 昭和57年6月  
その2 第320号 昭和57年10月

32. 五十嵐定義、小川厚治：鋼構造骨組の耐震設計用動力学モデルに関する研究  
日本建築学会論文報告集 第268号 昭和53年5月

### 第3章 はり降伏形鉄骨骨組の静的挙動解析と弾塑性変形性状におよぼす 各種要因の影響および考察

#### 3.1 まえがき

水平力を受けるはり降伏形重層骨組はり端フランジひずみ性状に関する既往の研究は極めて少ない。この分野における研究は五十嵐、井上により始められた。五十嵐、井上等[1] は柱はり仕口溶接部の耐震安全性を論じる際、はり端フランジひずみ ( $\varepsilon$ ) が重要な尺度となることに着目し、まず肘形分解架構を用いた予備解析を行ない、はり端フランジひずみははり柱剛比および剛域の有無に影響を受けるが、柱軸力の影響は小さいことを指摘している。また、実在高層骨組の地震応答解析で求められた最大層靱性率応答値 ( $\mu'_{\max} = \delta_{\max} / \delta_y$ 、 $\delta_{\max}$  : 最大層間変位、 $\delta_y$  : はり端が降伏するときの層間変位) を前述の予備解析結果に適用して、激震時におけるはり端フランジ最大ひずみの目安として  $12\varepsilon_y$  を与えている。ここで、 $\varepsilon_y$  は降伏ひずみである。次に、文献2では、骨組の層靱性率 ( $\mu'$ ) と局所 (はり端フランジひずみ) 靱性率 ( $e = \varepsilon / \varepsilon_y$ ) の関係に対し、はり鉛直荷重および応力-ひずみ関係をバイリニヤ型と仮定したときのひずみ硬化係数の与える影響を門型ラーメンについて調べ、同関係に与えるこれらの影響が大きいことを報告している。次に、泉は文献3において、より現実に近い鋼の応力-ひずみ関係として指数関数タイプを採用し、十字型分解架構の靱性率 ( $\mu$ ) ( $\mu = \mu' / f$ 、 $f$  : はりの形状係数) とはり端フランジひずみ ( $\varepsilon$ ) の関係を求め、素材特性を表わす各パラメータの変化が同関係に与える影響の大きいことを示している。また、藤本等[5] も、片持ばりの数値解析を行ない、はり端ひずみは鋼材のひずみ硬化開始ひずみ ( $\varepsilon_{st}$ )、降伏比 ( $\sigma_y / \sigma_u$ ) に強く影響を受けることを示し、これらをパラメータとした十字型分解架構の層靱性率 ( $\mu$ ) とはり端ひずみ靱性率 ( $e$ ) の関係を提案している。また、一定変位振幅繰返し載荷時におけるはり端ひずみ振幅も単調載荷時の同関係を基にして予測できることを示している。ただし、これらの研究[3,4,5] では文献2で扱われているはり鉛直荷重の影響は考慮されておらず、提案された  $\mu - e$  関係による予測値は実際のひずみよりかなり小さい値を与える可能性がある。また、以上の研究は藤本等[5] によるもの以外は単調載荷時におけるものであり、繰返し載荷時またはよ

り一般的な地震時におけるひずみのレベルにわたる性状を調査した研究は少ない。[6,7,8]

以上の点を踏まえ、本章では静的単調および繰返し载荷時のはり端フランジひずみ性状について各種要因の影響をより一般的に調査しようとするものである。そのため、層変形量 ( $\delta$  または  $\mu$ ) とはり端ひずみ度 ( $\varepsilon$  または  $e$ ) との間にはり端回転角 ( $\theta$  または  $\gamma$ ) を設定し、これらの関係に与える上記要因の影響を整理し考察する。ここで、 $\gamma = \theta / \theta_p$  ,  $\theta_p = M_p L / 6 E I$  ,  $M_p$  : はりの塑性モーメント,  $L$  : はり材長,  $I$  : はりの断面2次モーメント である。 $\mu$  と  $e$  の間にはり部材の変形量を設定するという考えは藤本等[5] の論文でも見られるが、これらの間の関係に対する各種要因の影響を詳細に考察したものではない。本章ではまず、素材特性の影響について、実験と解析との比較を行ない、素材特性のモデル化が  $\mu - \gamma$  関係、 $\gamma - e$  関係におよぼす影響を考察する。次に、同関係に対するはり鉛直荷重の影響をより一般的に調べることを目的として、はり鉛直荷重を変化させた鉄骨はりおよび重層骨組の単調および繰返し载荷解析を行なう。また、特に  $\mu - \gamma$  関係に影響をおよぼすと考えられる層変形比率、柱はり剛比を変化させた重層骨組の単調载荷解析を行ない、同関係の性状に関して考察を加える。最後に、ブレース境界はり端部のひずみ性状を調べることを目的として、X型ブレース付10層骨組を採用し、単調载荷解析を行なうこととする。

### 3.2 素材特性モデル化の影響

本節では鋼素材特性が弾塑性変形性状に与える影響を調査することを目的として、単調および繰返し载荷実験例について解析を行ない実験結果との比較を行なった。

#### 3.2.1 模型門型ラーメンの単調载荷実験結果との比較

本節では、筆者等が文献9で報告している門型ラーメンの単調载荷解析を行ない、実験結果との比較を行なう。Fig.3.1 は試験体形状寸法および荷重を示す。Fig.3.2 は実験で用いた鋼材の機械的性質とそれを理想化して解析に用いる素材特性を示す。解析に用いる素材特性はバイリニヤ型とトリリニヤ型とし、Fig.3.2 を参照してTab.3.1のごとく決定した。より詳細な素材特性としては、第2章で示したRamberg-Osgood型のもの[11,12] を採用すべきであると考えられるが、実験で得られたはり端フランジひずみ

が小さかったことよりここではトリリニヤ型を採用した。また、Fig.3.1には材軸方向積分用補助分割も示している。

Fig.3.3は水平荷重(H)－水平変位( $\delta$ )関係を示す。実験結果は溶接組み立てによる初期モーメントの影響により早期に剛性が低下するため、解析結果とやや異なっている。また、耐力はバイリニヤとした方が実験値に近いようであるが、鉛直荷重による摩擦力も考慮すれば、実験値は両者の平均的な性状を示しているものと推定される。次に、Fig.3.4は水平変位( $\delta$ )－はり端塑性ヒンジ回転角( $\bar{\theta}$ )関係を示す。ここで、 $\bar{\theta}$ ははり端部より10cm区間における相対回転量を測定している。これは、塑性化が進行した段階では、はり端回転角 $\theta$ と近似的に等しくなるものと考えられる。解析結果は実験結果に比べ初期にやや差が見られるが、全体的にはバイリニヤ、トリリニヤ型共ほぼ同一の $\delta$ － $\bar{\theta}$ 関係となり、実験結果とほぼ同様の性状が得られることが分かる。Fig.3.5は水平変位( $\delta$ )－はり端フランジひずみ( $\varepsilon$ )関係を示す。ここで、 $\varepsilon$ はFig.3.1のはり端部から30mm位置における下フランジのひずみである。同図では $\delta$ － $\bar{\theta}$ 関係と異なりバイリニヤとした場合には変形が進むにつれて、実験結果との差が大きくなるが、トリリニヤとした場合には実験結果の性状を比較的良く追跡していることが分かる。

以上の結果より、 $\varepsilon$ に対しては素材特性の影響が明確に現われる反面、 $\bar{\theta}$ に対しては余り大きな差が見られないことがわかる。この理由として以下のことが考えられる。いま、部材断面として採用した無次元化 $\sigma$ － $\varepsilon$ 関係をそのまま無次元化 $M$ － $\Phi$ 関係に対応付けることのできるサンドイッチ断面を仮定すると、直線的に変化するモーメントに対し、曲率(またはひずみ)は採用した素材特性そのままが材軸方向分布となって現われるため、はり端部のひずみは素材特性に敏感であると考えることができる。しかし、塑性ヒンジの相対回転角 $\bar{\theta}$ は曲率(ひずみ)の材軸方向分布よりはむしろその積分値が問題となるため、素材特性の影響は小さく現われたものと解釈される。

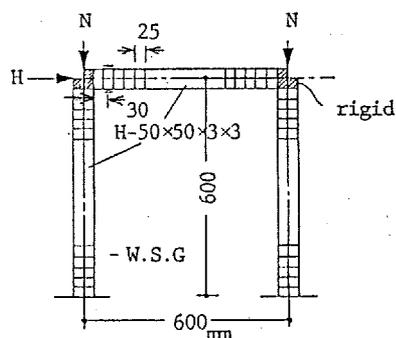


Fig.3.1  
Shape and Size of Test Frame

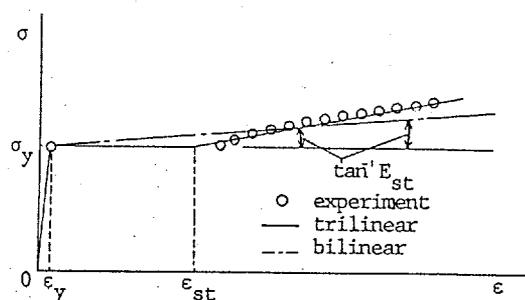


Fig.3.2  $\sigma$ － $\varepsilon$  Relation of Steel

Tab.3.1 Material Properties of Steel

	$E$ t/cm <sup>2</sup>	$\sigma_y$ t/cm <sup>2</sup>	$E_{st}$ t/cm <sup>2</sup>	$\epsilon_{st}$
trilinear	2100	3.68	30	0.0179
bilinear	2100	3.68	21	-

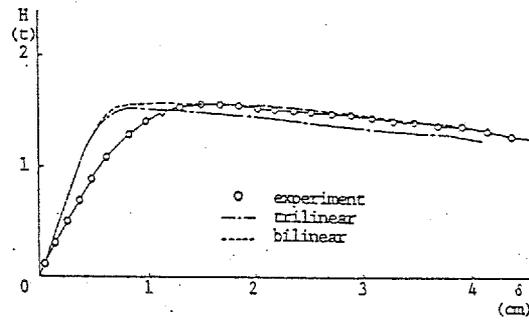


Fig.3.3 H -  $\delta$  Relation

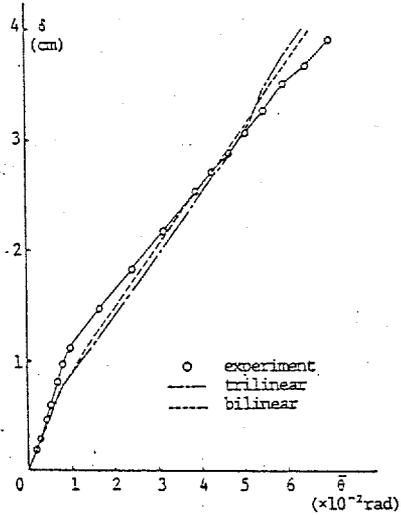


Fig.3.4  $\delta$  -  $\theta$  Relation

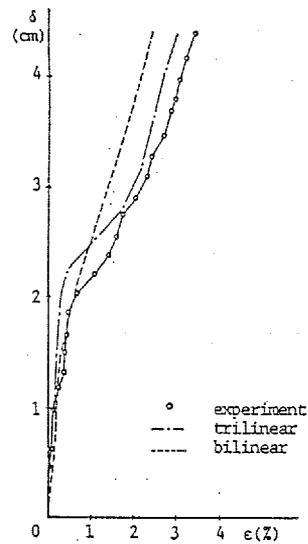


Fig.3.5  $\delta$  -  $\epsilon$  Relation

### 3. 2. 2 実大門型ラーメンの繰返し載荷実験結果との比較

次に、若林博士等により行われた実大門型ラーメンの繰返し載荷実験結果[10]について解析を行ない、比較した例を示す。骨組形状寸法はFig.3.7中に示している。鋼の素材試験結果をTab.3.2に示す。柱に塑性化が生じるため、解析ではこのうち柱の素材特性を用いることとした。まず、これをバイリニヤ型と仮定し、そのときの諸パラメータとして $E=2100t/cm^2$ 、 $E_{st}=E/100$ 、繰返し時の弾性域範囲として $2\sigma_y$ を採用した。それとは別に第2章で概説した Ramberg-Osgood 型の応力-ひずみ関係[11,12]を採用する。その際、(2.19)式で示す処女載荷時のひずみ硬化パラメータは、素材試験結果を参考として $\bar{A}=1.623$ 、 $\bar{R}=12.0$ を求めて用いた。また、数値積分用補助分割は断面をフランジ各3分割ウェブ6分割とし、材軸方向分割は柱はりとも同程度とし、その一例として柱についてFig.3.6に示す。

Fig.3.7は骨組の荷重(H) - 水平変位( $\delta$ )関係を示す。前例と同様実験結果はバイリニヤ型とRamberg-Osgood型[11,12]によるものの中に位置しているが、これも柱軸圧縮力による摩擦などを考え合わせるとRamberg-Osgood型によるものは実験結果の性状を良く表わしているものと言えよう。次に、本骨組は層崩壊機構を形成するため、はり端回転角に関する比較は行なわず、柱脚より5cm柱内部へ入った外フランジ部のひずみを比較することとした。Fig.3.8はその荷重(H) - 柱脚ひずみ( $\varepsilon$ )関係である。解析値は降伏が始まった時点から示している。実験には溶接組み立てによる初期モーメントなどの諸因子による敏感な影響が有ると考えられ、定量的な比較は出来にくいと考えられるが、Ramberg-Osgood型の応力-ひずみ関係を用いた解析結果は実験結果の特徴を比較的良く表わしているといえよう。素材特性をバイリニヤとした場合、Ramberg-Osgood型の場合に比べ初期の段階からかなり差が見られることが分かる。

3. 2. 1, 3. 2. 2節における実験および解析結果より、鋼の素材特性モデル化の方法は骨組の耐力にやや差を生じるものの層変形量、はり端回転量に余り大きな影響を与えるものではないが、局部的なひずみ性状には比較的大きな影響を与える可能性の有ることが示された。

Tab.3.2 Material Properties

	$\sigma_y$ t/cm <sup>2</sup>	$\sigma_u$ t/cm <sup>2</sup>	$\epsilon_u$ %	$\epsilon_{st}/\epsilon_y$	$E_{st}/E$
column	2.70	4.31	34.4	15.2	0.010
beam	2.56	3.95	24.6	13.6	0.011

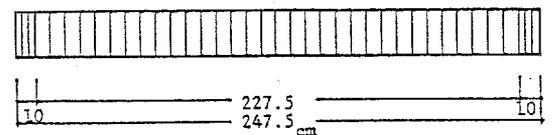


Fig.3.6

Subdivisions Along Axis of Column

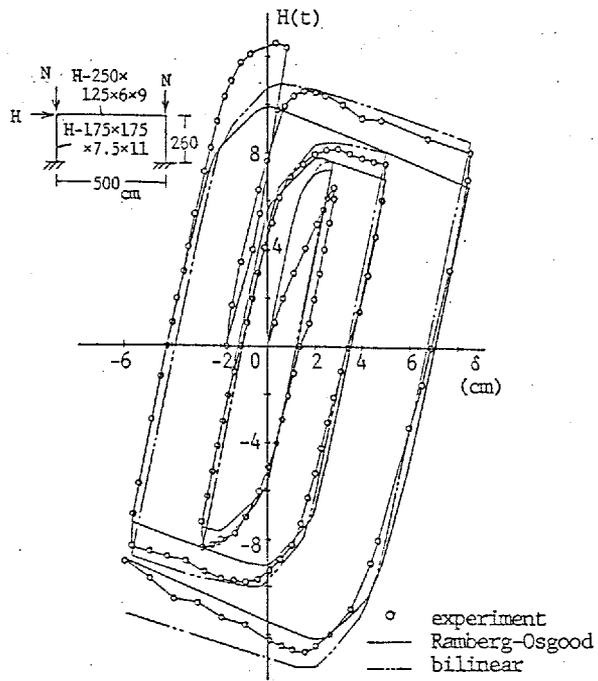


Fig.3.7 H -  $\delta$  Relation

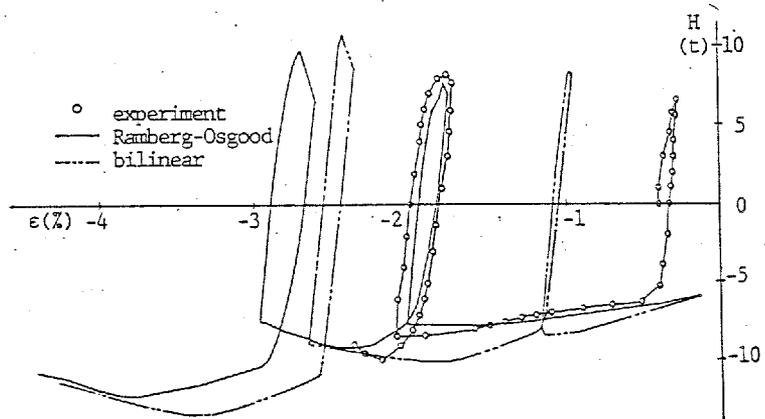


Fig.3.8 H -  $\epsilon$  Relation

### 3.3 はり鉛直荷重の影響

#### 3.3.1 はりおよび重層骨組の単調載荷解析

はり鉛直荷重が骨組弾塑性変形性状に与える影響を調査することを目的として、まず H-588x300x12x20でスパン長 600cmのH形鋼はりを考える。はり鉛直荷重として、はり5等分点にそれぞれWを加えたのち、左右端部に等しい強制回転角を加えていくものとする。ここで、鉛直荷重によるはり崩壊荷重  $W_p$  に対する作用荷重Wの比をはり鉛直荷重パラメータ  $\kappa$  として定義しておく。 $\kappa=0.66$ は過荷重時に対応する。本節より3.5節までは、単純なトリリニヤ型の素材特性を採用し、 $E=2100\text{t/cm}^2$  ,  $\sigma_y=3.0\text{t/cm}^2$  ,  $\varepsilon_{st}=0.018$  ,  $E_{st}=30\text{t/cm}^2$  を用いた。いま、はり鉛直荷重パラメータとして $\kappa=0.0, 0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5, 0.6$  を考える。

Fig.3.9 は左右端部モーメント和 ( $\Sigma M$ ) - 回転角 ( $\theta$ ) 関係を示す。 $\kappa$ が 0.3付近までは、ほぼ同様の性状が見られるが、0.3を越えると耐力が低下しその性状に変化が見られる。これは、左端の塑性ヒンジ形成位置が次節で示すごとくはり内部へ移動するためであると考えられる。

Fig.3.10 は、はり端フランジひずみ靱性率 ( $e$ ) - 回転靱性率 ( $\gamma$ ) 関係を示している。同図より、大きいはり鉛直荷重の方が同一回転角に対するはり端フランジひずみは増加する傾向が見られる。これは、五十嵐等[2]も指摘していることである。

次に、層靱性率 ( $\mu$ ) とはり端回転靱性率 ( $\gamma$ ) に対するはり鉛直荷重の影響を調べることを目的として、上記のはりと H-428x407x20x35を柱として用いた6層水平方向無限均等ラーメンを考える。(階高  $h=360\text{cm}$ 、柱に対するはり剛比  $k=I_b h/I_c L=0.60$ 、柱強度和に対するはりの強度和比  $\bar{m}=\Sigma_b M_p/\Sigma_c M_p=0.71$ ) いま、はりをFig.3.9の復元力特性を持つばねとみなし、無限均等ラーメンを柱はり節点においてこの回転ばねが働く1本のばね付柱に理想化して考える。ここでは、3Fはり端回転角に注目し、その上下層の層変形比率を0.8、それ以外の層の比率をTab.3.3の0.8の欄の第1行のごとく変化させた場合の2層層靱性率 ( $\mu$ ) と3Fはり端回転靱性率 ( $\gamma$ ) との関係を示したのがFig.3.11である。ここでは、 $\kappa=0.0$ とはり鉛直荷重の影響が明確に現われると考えられる $\kappa=0.4, 0.5, 0.6$ について比較した。Fig.3.9で知られたように、 $\kappa$ が大きくなるにつれ $\kappa=0.0$ の場合とはかなり掛け離れた復元力特性を示すにも拘らず、Fig.3.11の $\mu-\gamma$ 関係にはその影響はほとんど現われていないことがわかる。 $\mu-\gamma$ ,  $\gamma-e$ 関

係に見られる以上の性状は素材特性に関して得られたものと同様であった。その理由は $\gamma$ については3.2.1節で述べたことと同じであるが、 $e$ についてははり鉛直荷重により生じる初期モーメントが、はり内部の曲率分布性状に強く影響すると考えられるため、 $\kappa$ の大小が $e$ に強く影響を与えたものと推定される。

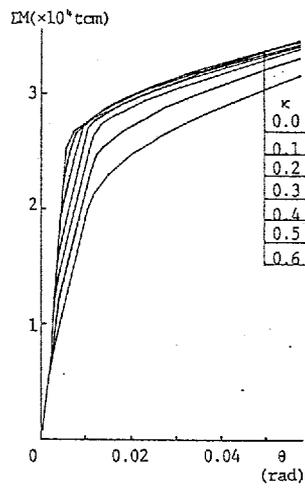


Fig.3.9  $\Sigma M - \theta$  Relation

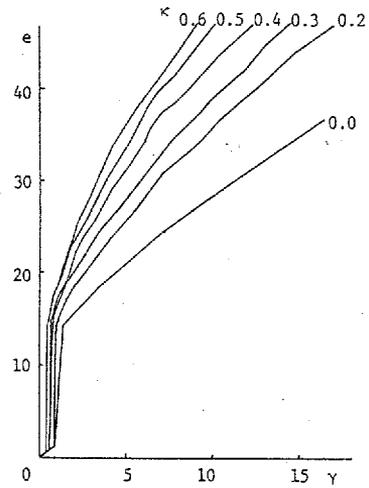


Fig.3.10  $e - \gamma$  Relation

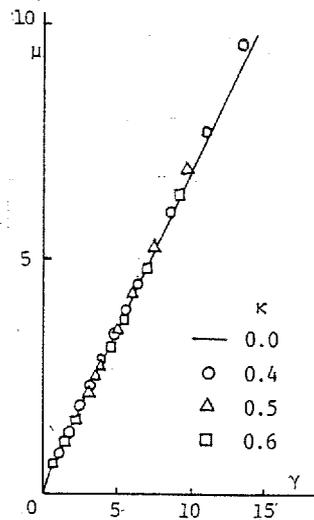


Fig.3.11  $\mu - \gamma$  Relation

### 3.3.2 鉄骨はり端部フランジひずみの繰返し載荷時の挙動について

設定した層変形量に対応するはり端回転角は、はり鉛直荷重に余り影響されないが、はり端フランジひずみはその影響を受けやすいことが前節で示されたので、本節では繰返し載荷時における同ひずみの性状を重点的に調べることにする。ここでは、H形鋼はりとして H-346x174x6x9 (スパン長 720cm) を採用し、その3等分点にはり鉛直荷重を加えた後、はり両端部に  $\theta = \pm 2 \theta_p$  の正負等回転角振幅を加えた。その際、はり鉛直荷重は  $\kappa = 0.0, 0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5, 0.6$  について考えている。Fig.3.12 は各  $\kappa$  の値に対するはり端上フランジひずみの変化を示したものである。下フランジは上フランジの結果と絶対値が等しく符号が異なるだけである。まず、 $\kappa = 0.0$  では繰返しを受けてもひずみは正負交互に繰り返されるのみであった。しかし、はり鉛直荷重が存在する場合には初めの半サイクルで引張側への移動が見られる。これは、はり鉛直荷重により生じた初期モーメントの影響であると考えられる。 $\kappa$  が 0.3 以下ではそれ以後、繰返しと共に僅かなひずみの増加が見られる。このひずみの増加は正負載荷時における塑性領域長 ( Fig.3.13 ) の違いにより生じているものと考えられる。しかし、これを全体的にみれば比較的小さく、一定の振動が繰り返されているものとみなすことが出来よう。次に、 $\kappa = 0.4$  以上では、繰返しと共に明らかなひずみの累積性状が観察される。これは、Fig.3.13 に示した単調載荷時 ( $\theta = 4 \theta_p$ ) の塑性域の拡がりからも理解されるように、一方の塑性ヒンジがはり内部へ移動して来ることに起因するものと考えられる。例えば、はり右端部では正方向載荷のとき塑性ヒンジを形成してひずみは増加するが、負方向載荷のときは弾性となるためひずみの戻りは小さい。そのため、その差がひずみの累積となって現われているものと解釈される。以上のことから、強制回転量の大きさにもよると考えられるがこのようなひずみの累積が生じる境目の鉛直荷重パラメータの目安として  $\kappa = 0.35$  を考えることが出来る。また、下フランジの場合上フランジとは逆で、通常繰返し載荷とともに圧縮側へ移行する傾向が見られるが、単調載荷時では引張ひずみを生じる場合もあると考えられる。

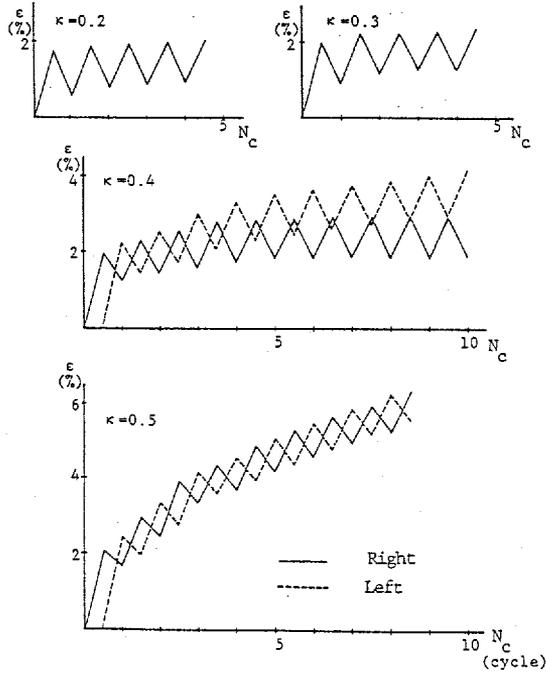


Fig.3.12 Cyclic Flange Strain at Beam End

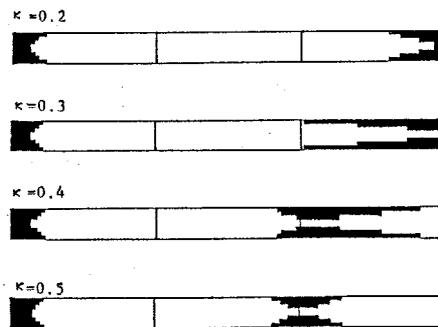


Fig.3.13 Plastic Region of the Beam

### 3.4 層変形比率の影響

本節では、骨組層変形比率が  $\mu - \gamma$  関係に与える影響を調べるため、6層水平方向無限均等ラーメン（はりの柱に対する剛比  $k=0.595$ ）で、 $\kappa=0.0$  とした以外その他の解析条件は3.3.1節と全て同じものを採用する。激震を受けるはり降伏形重層骨組の層間変位応答値は、柱降伏形骨組に比べ比較的安定した分布を示すものと考えられる。ここでは、3Fはり端に注目し、それをはさむ2, 3層層間変位の比率をまず定め、それに対応させて他層の変形比率を定めた。その詳細をTab.3.3に示す。

Fig.3.14は、上下層変形比率  $\bar{\alpha}=0.8$  の場合の2層の層靱性率 ( $\mu$ ) と3Fはり端回転靱性率 ( $\gamma$ ) との関係を示している。同図より2, 3層の変形比率が一定であれば他の層の変形が多少変化しても  $\mu - \gamma$  関係にほとんど影響しないことが知られる。これらの平均的な値をバイリニヤな折線で表わし、各  $\bar{\alpha}$  に対して示したものが Fig.3.15 である。これより、同一の層靱性率 ( $\mu$ ) から求められるはり端回転靱性率 ( $\gamma$ ) は  $\bar{\alpha}$  に依存し、 $\bar{\alpha}=1.0$  即ち、上下層で同一変形する場合に最も大きい  $\gamma$  となることが分かる。このことより、設計用層靱性率からはり端回転靱性率を求める際には  $\bar{\alpha}=1.0$  と考えれば安全側となることが分かる。

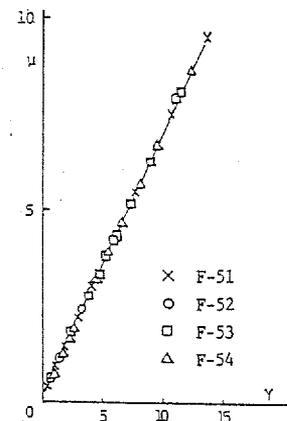


Fig.3.14  $\mu - \gamma$  Relation

Tab.3.3

Inter-Story Displacement Ratio of Two Successive Stories

$\bar{\alpha}$	Frame	Story					
		1	2	3	4	5	6
1.00	F-11	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
0.95	F-21	1.00	1.00	0.95	0.90	0.86	0.82
0.90	F-31	1.00	1.00	0.90	0.81	0.73	0.66
	F-32	1.00	1.00	0.90	0.60	0.40	0.20
0.85	F-41	1.00	1.00	0.85	0.72	0.61	0.52
	F-42	1.00	1.00	0.85	0.60	0.40	0.20
0.80	F-51	1.25	1.00	0.80	0.25	0.13	0.13
	F-52	1.00	1.00	0.80	0.64	0.51	0.41
	F-53	1.00	1.00	0.80	0.40	0.10	0.10
	F-54	1.00	1.00	0.80	0.20	0.10	0.10
0.70	F-61	1.00	1.00	0.70	0.60	0.50	0.40
0.60	F-71	1.67	1.00	0.60	0.33	0.17	0.17
	F-72	1.00	1.00	0.60	0.50	0.10	0.10
	F-73	1.00	1.00	0.60	0.10	0.10	0.10

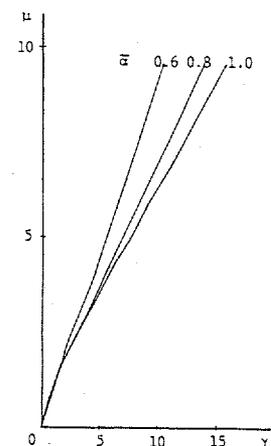


Fig.3.15  $\mu - \gamma$  Relation

### 3.5 柱はり剛比の影響

本節では、 $\mu-\gamma$ 関係（もしくは、 $\delta-\theta$ 関係）に対する柱はり剛比の影響を調べるため、まず骨組寸法およびはり断面は前節と同じとし、はり降伏形骨組となる範囲で柱断面としてTab.3.4に示す3種類を採用した。これらを $\bar{\alpha}=0.6, 0.8, 1.0$ について、前節と同様の方法で解析した結果がFig.3.16に示してある。同図中、破線は柱はり中央部に反曲点を仮定して取り出した十字型分解架構において、柱はり剛比 $k$ を基にたわみ角法（8章（8.4）式）を用いて求めた結果である。ただし、柱は弾性、はりにはバイリニヤ型の復元力特性で第2分枝が第1分枝（弾性時）勾配の0.03倍と仮定したものである。何れの場合も $\bar{\alpha}=0.6$ 以外数値解析結果と分解架構による結果とは良く一致している。また、 $\bar{\alpha}=0.6$ で両解析結果に差が見られるのは、分解架構設定時に、柱中央に仮定した反曲点位置が、実際には中央からかなり移動しているためであると推定される。

Tab.3.4 Assumed Column Members

k	$\bar{m}$	column	span(m)
0.595	0.714	H-428x407x20x35	3.6
0.379	0.471	H-458x417x30x50	3.6
0.238	0.411	H-498x432x45x70	6.0

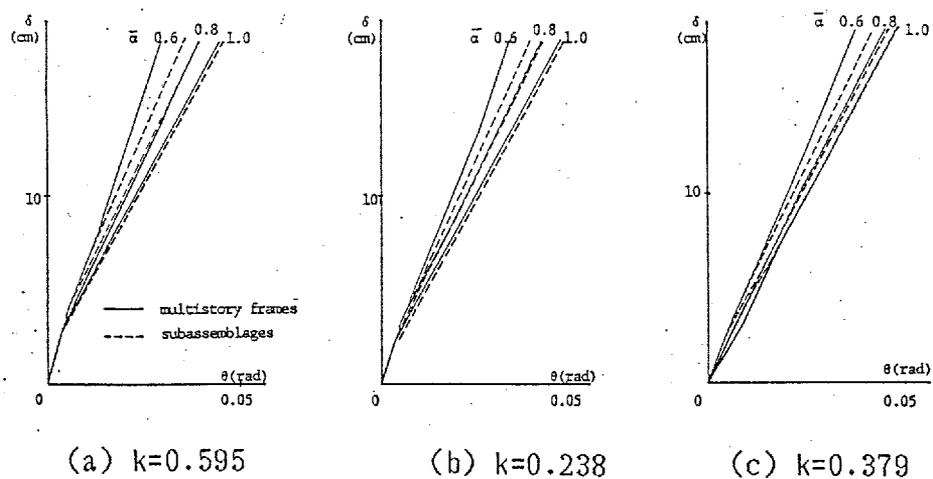


Fig.3.16  $\delta - \theta$  Relation

### 3.6 ブレースの影響

骨組設計に用いられるブレースの形式はX型ブレースが最も一般的であると考えられる。このようなX型ブレース付多層骨組は、適正な設計が行なわれていれば、激震時においても比較的安定した性状を得ることが出来る。即ち、文献13,16では、X型ブレース付多層骨組の動的解析例が報告されているが、ブレースの効果により各層とも比較的一様な層変形分布が得られており、しかもはりの靱性率応答値も比較的小さく抑えられ、各層で一様化する傾向がみられる。このため、このようなブレース付骨組における各階はり端フランジひずみも、通常のラーメン骨組と同程度であると考え、藤本等[5]も指摘しているごとく、はり端降伏時の層間変位を基準として層靱性率を定義しておけば、大きな問題はないものと思われる。ただ、骨組が高層となり曲げ変形が卓越して来た場合の上層部におけるブレース付スパンとの境界はりでは中低層部のはりに比べ、大きな変形を強制される可能性があるかと推定される。そのため、本節では解析例として文献13で五十嵐等により塑性設計された10層3スパンX型ブレース付骨組(BP-1.25ここでは、X-1骨組と呼ぶ)を採用し、ブレースの有無による境界はり端部のひずみを比較することとした。いま、X-1骨組よりブレースのみ取り去ったものを採用し、N-1骨組とする。X-1骨組の形状寸法、作用荷重時の鉛直荷重および水平荷重をFig.3.17に示す。解析に用いた素材特性はRamberg-Osgood型[11,12]とし、その諸量を  $E=2100t/cm^2$  ,  $\sigma_y=2.4t/cm^2$  ,  $\epsilon_{st}=0.015$  ,  $\bar{A}=1.348$  ,  $\bar{R}=6.380$  とした。解析はまず鉛直荷重を加えたのち、設計時に用いられた水平荷重の比率を一定に保ちつつ単調載荷した。

Fig.3.18は両骨組のベースシャー係数( $C_B$ )と骨組頂部水平変位( $u$ )関係を示す。また、Fig.3.19ははり端ひずみの比較を試みる骨組上層部で、両骨組の層間変位がほぼ等しくなったときの、各層の変形モードを示す。同図は10層層間変位で無次元化している。X-1骨組はほぼ一様な分布を示しているが、N-1骨組では耐力分布が解析時に想定された層せん断力分布と異なっていると考えられるため、一様な層変形分布となっていない。そのため、ここでは、RF,10F,9Fはりについて、それをはさむ上下層層間変位の平均値 $\delta_{ave}$ をとり、それがほぼ等しいときを選んで、風上側はりのブレース境界端部フランジひずみを比較した。Tab.3.5は、その結果である。N-1骨組の $\delta_{ave}$ として少し大き目の値を選んでいるが、それでもX-1骨組の方がやや大きいひずみを与える傾向が見られた。これらの傾向は、層変形比率との関連もあり、一概に境界はり

としての効果であると断定することは出来ないが、高層骨組上層部では十分注意する必要があると考えられる。

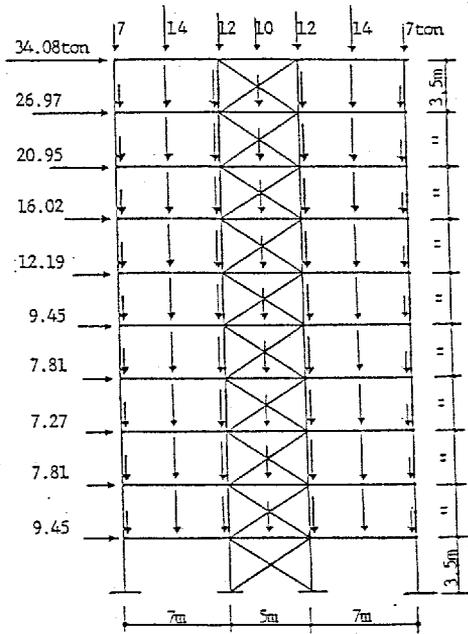


Fig.3.17 Shape and Size of Braced Frame ( X - 1 )

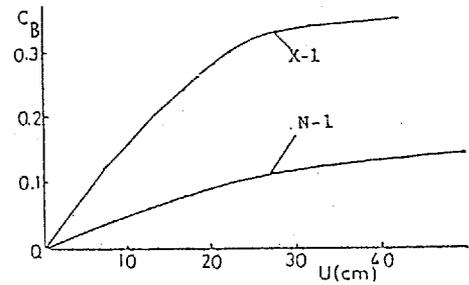


Fig.3.18 Base Shear Coefficient ( $C_B$ ) - Top Sway (u) Relation

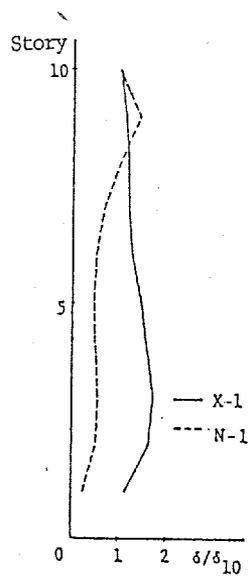


Fig.3.19 Distribution of Inter-Story Displacement

Tab.3.5 Flange Strain of Braced and Unbraced Frames

	X-1		N-1	
	$\delta_{ave}$	$\epsilon$	$\delta_{ave}$	$\epsilon$
RF	5.5 cm	0.0196	5.8 cm	0.0170
10F	5.9	0.0186	6.1	0.0174
9F	6.5	0.0238	7.3	0.0204

### 3.7 局部座屈の影響

局部座屈を精密に考慮したH形鋼はり柱の解析は、現在のところ理論的には可能であると考えられる。[14,15] しかし、それを実際に応用するためには膨大な数値計算量を必要とするため、局部座屈の影響を本論文で数値的に考慮することは不可能であった。ただ、これまでの実験などから局部座屈がはり端フランジひずみ性状に与える影響を定性的に推定することは可能である。ここでは、はり降伏形骨組を想定しているため柱に局部座屈は発生しにくいものと考えられるが、例え発生したとしても柱の耐力低下が、それに結合するはり端のひずみを増加させる要因とはなり得ないものと思われる。また、はり端部圧縮側フランジおよびウェブに局部座屈が発生した場合、それによるはりの耐力低下は、中立軸の引張側への移動を伴うため、通常引張側フランジひずみを増加させる要因とはなり得ないものと考えられる。ただし、局部座屈から誘発される横座屈により、引張側フランジ溶接仕口部にははり面外の曲げ変形が加わる可能性も有り、これらの影響を含めた局部座屈の効果を調べることは今後の問題であると考えられる。

### 3.8 結び

本章では骨組層靱性率 ( $\mu$ ) とはり端ひずみ靱性率 ( $e$ ) との関係を導くに際して、両者の間にはり端回転靱性率 ( $\gamma$ ) を想定することを考慮し、これらの関係におよぼす各種要因の影響を鉄骨骨組の静的単調および繰返し載荷解析により調べた。その結果を要約すると以下の通りである。

1) 鋼素材特性のモデル化の違いによる各部変形性状への影響を調べることを目的として門型骨組実験結果と解析結果との比較を行なった。その結果モデル化の違いははり端回転角応答性状に対しては余り強い影響を与えるものではないが、はり端フランジひずみなどの局部変形性状には強い影響を与えることが知られた。

2) はり鉛直荷重の存在によりはりの復元力特性 ( $\Sigma M - \theta$  関係) および  $\mu - e$  関係は強く影響を受ける。しかし、この  $\Sigma M - \theta$  関係を用いたはり降伏形重層骨組の解析によれば  $\mu - \gamma$  関係はこの  $\Sigma M - \theta$  関係に余り依存せず、従ってはり鉛直荷重の影響を受けないことが知られた。また、繰返し載荷解析でははり鉛直荷重の影響により、はり端フランジひずみは増加する傾向が見られるが、特にはり鉛直荷重パラメータ  $\kappa$  が 0.35 以上のときには、はり端ひずみは大きく累積する可能性のあることが示された。

3) 上下層変形比率をパラメータとしたはり降伏形重層骨組の単調載荷解析によれば、上下層が等しい変形を生じる場合に、はり端回転角は最も大きくなることが知られた。この為、設計用層靱性率が与えられてはり端フランジひずみ靱性率を予測する場合には各層共等しい変形量を想定すればよい。

4) 重層骨組における  $\mu - \gamma$  関係は、部材中央を反曲点として取り出した十字型分解架構を考え、それにたわみ角法を適用することによりほぼ予測することが出来る。

5) ブレース付骨組の全体曲げ変形による境界ばり端部ひずみへの影響を調べるため、10層 X 型ブレース付平面骨組と、それよりブレースのみを除いた骨組の単調載荷解析を行なった。本解析例では、境界ばり端部ひずみは上層部で僅かに増加する傾向が見られた。これらは、骨組形状寸法などによりその性状がかなり変化すると考えられるため、特に高層骨組について更に慎重に検討する必要があるものと考えられる。

[参 考 文 献]

1. 五十嵐定義、井上一朗：柱・はり仕口溶接部に要求される伸び性能  
J S S C Vol.12, No.124, 1976
2. 五十嵐定義、井上一朗、村上益美：  
鋼構造剛接骨組の層靱性率と局所靱性率の関係に関する考察  
日本建築学会近畿支部研究報告集，昭和53年5月
3. 泉 満：柱-はり T型突合せ溶接部の欠陥が架構の変形能力に与える影響  
日本建築学会大会学術講演梗概集  
(その1) 昭和52年9月、 (その2) 昭和53年9月
4. 泉 満：骨組の塑性変形能力に基づいたはり端溶接部の許容欠陥寸法  
日本建築学会大会学術講演梗概集 昭和59年10月
5. 藤本盛久・松下真治：鋼構造骨組におけるはり端の歪度と層変形量の関係について  
日本建築学会論文報告集、 第301号 昭和56年3月
6. I.Kasiraj and J.T.P.Yao: Fatigue Damage in Seismic Structures,  
Proc. of ASCE, Vol.95, No.ST8, August, 1969
7. I.Kasiraj: Fatigue Failure of Nonlinear Multistory Seismic Structures,  
Proc. of ASCE, Vol.98, No.ST3, March, 1972
8. 石田修三：弾塑性骨組の静的及び動的大たわみ解析法  
京都大学学位論文 昭和50年6月
9. 椋代仁朗、松尾 彰、梅木克彦、三山剛史：  
鉄骨骨組の終局耐力と塑性ヒンジの特性について その1, 2, 3  
日本建築学会大会学術講演梗概集 昭和53年9月
10. 若林 実、松井千秋、南 宏一、三谷 勲：  
実大鉄骨ラーメンの弾塑性性状について  
日本建築学会論文報告集 第198号 昭和47年8月
11. 横尾義貢、中村恒善： Non-stationary Hysteretic Uniaxial Stress-strain  
Relations of a Wide-flange Steel, Part I, II  
日本建築学会論文報告集 第259号 昭和52年9月  
第260号 昭和52年10月

12. 中村恒善、鎌形修一、小坂郁夫：  
非定常履歴単軸構成法則とその部材解析への適用 その1  
日本建築学会論文報告集 第300号 昭和56年2月
13. 井上一朗、永田国宏：鋼構造筋違い付多層骨組の塑性設計に関する研究  
その4 日本建築学会論文報告集 第283号 昭和54年9月
14. 藤本盛久、須藤福三、和田 章：  
繰返し荷重を受ける鋼構造骨組の3次元弾塑性有限変位解析に関する研究  
JSSC 第13回マトリックス解析法研究発表論文集 昭和54年6月
15. 鈴木敏郎、金子洋文：  
鋼構造部材構成板要素相互の弾塑性連成局部座屈挙動の解析法  
日本建築学会論文報告集 第323号 昭和58年1月
16. 藤原悌三：建築架構の地震応答とその構成部材の耐震安全性に関する研究  
京都大学学位論文 昭和53年2月
17. 五十嵐定義、小川厚治：  
鋼構造骨組の耐震設計用動力学モデルに関する研究 その1  
日本建築学会論文報告集 第268号 昭和53年5月
18. 椋代仁朗、松尾 彰、梅木克彦、三山剛史：  
鉄骨骨組における層靱性率と塑性ヒンジ部の変形性状について  
第1回電子計算機利用シンポジウム論文集 1979年3月

## 第4章 はり降伏形鉄骨骨組の地震応答解析と考察

### 4.1 まえがき

重層骨組の耐震安全性を確保する一手段として従来より動的応答解析手法はしばしば用いられてきている。そのうち、構造物をせん断型もしくは曲げせん断型モデルで抽象化し、概括的な応答値による耐震安全性を論じる方法は簡潔であり、骨組の耐震設計法を確立していく上で極めて重要な成果を与えた。[1,2,3] しかし、骨組の耐震安全性は各構成部材の局所的な安全性を評価することによって初めて保証されるものであるという考えから、個々の部材の動力学特性を考慮した構造物の地震応答解析も行なわれてきている。[4~10,32,34] ここでは、主にヒンジ法系の解析法や定式化されたM- $\phi$ 関係に基づく解析法が用いられている。そして、構成部材の局所的な応答値としては塑性ヒンジまたは弾塑性ジョイントの相対回転角が用いられており、概括的応答および局所的応答性状に対する各種要因の影響が論じられている。各骨組の通常の耐震安全性の判定に対してはこれらの方法で十分であると考えられる。しかしながら、高軸圧下で倒壊に至る高層骨組の解析ではひずみ硬化特性をより正確に把握する必要があることや構造物の崩壊は材料の破断または局部座屈などの局部不安定現象により誘発される危険性があり、そのような場合には正確なひずみのチェックも必要であると考えられることから、応力-ひずみ関係に基礎を置く骨組の動的応答解析を行ない、ひずみのレベルにおける局所変形を追跡した例も僅かではあるが報告されている。[11~14] 即ち、まずKasiraj等[11,12]は部材の復元力特性にモデル化を導入しており、仮定した素材特性を忠実に追跡している訳ではないが、門型ラーメンおよび多層ラーメンの動的解析を行ない、柱端部のひずみ挙動から低サイクル疲労破壊の可能性を論じている。次に、Suidan等[13]も門型ラーメンに模擬地震動を加えた場合の動的解析を行ない、柱フランジの低サイクル疲労に対する損傷値を求めている。また、石田[14]は素材特性をバイリニヤ型、断面を理想サンドイッチ型に理想化した1次元有限要素法により高層骨組の動的倒壊解析を行ない、局所的履歴消費エネルギーの観点から強梁架構やピロティ架構の危険性を論ずるとともに、柱・はり端部のひずみ履歴性状を追跡している。

以上、概観したもののなかで部材の局部的なひずみのレベルにまで本格的に立ち入

った重層骨組の動的解析例は石田[14]によるものだけであるといえよう。ただ、同文献における素材特性や断面のモデル化の方法は更に改良される余地があるものと考えられる。本章では激震を受ける重層骨組のはり端部フランジひずみ性状を追跡しようとするものであるが、前述した点を踏まえ素材特性として第2章で概説した文献15,16に基づく非定常応力-ひずみ関係を採用し、H形断面分割もフランジ各1分割ウェブ6分割とすることにより更に詳細な解析を目指している。解析で設定した骨組は4, 8, 12層1スパンおよび水平方向無限均等ラーメンとし、設定外乱として国内外の実地震波4種類を用いることとした。本章前半では溶接欠陥を含む柱はり仕口部が、単調載荷またはそれに準ずる変形で破断する際の尺度と考えられるはり端フランジ最大ひずみ(靱性率)を中心として、実地震時のような複雑な変形挙動時にも、前章と同様の性状が生じ得るものであるかをまず調べる。そして、更に鉛直地動の影響や、柱はり接合部パネル塑性化の影響、およびK型ブレースの影響についても調べることにする。次に、本章の後半では柱はり仕口部の極低サイクル疲労破壊の可能性を探ることを目的としてはり端部での繰返しひずみ幅をレインフロー法[18]によりカウントし、文献47で藤本等が報告している欠陥率12%の溶接部の定ひずみ実験結果に適用して累積損傷の評価を試みる。また、本解析は全て静的実験結果に基づいた解析を行なっているので、これらの解析結果に対するひずみ速度の影響についても若干の考察を試みることにする。

#### 4.2 設定骨組と入力外乱

本章で設定した標準的な骨組は4, 8, 12層1スパン(以後、4F-1, 8F-1, 12F-1と呼ぶ)および水平方向無限均等ラーメン(以後4F-S, 8F-S, 12F-Sと呼ぶ)であり、坂本等が提案した塑性設計法[19]に従ってはり降伏形となるよう地震荷重時およびはり鉛直過荷重時に対して設計したものである。各階床荷重として一般階で $0.48 \text{ t/m}^2$ 、最上階で $0.62 \text{ t/m}^2$ (桁行方向スパン6m)を仮定し、地震に対するせん断力係数分布は小堀、南井[1]に従い、ベースシャー係数0.2、終局荷重時荷重係数1.5を採用した。各部材は五十嵐等[20]に従い一定比率で連続的に変化する断面を採用した。その関係を次式で示し、柱はりの断面形状をFig.4.1に示す。

$$I = \bar{\alpha} (Z_p)^{3/4} \quad (4.1)$$

ここで、広幅H形鋼の場合  $\bar{\alpha} = 1.059$ 、中細幅H形鋼の場合  $\bar{\alpha} = 1.578$  を用いた。はり（中細幅H形鋼）には設計上の余力は無く、柱（広幅H形鋼）は一般階節点で柱とはりのそれぞれの強度和比が1スパンラーメンで0.35、無限均等ラーメンで0.5付近でほぼ一定となるように断面を決定した。また、設定した質量は一般階床レベルで  $0.0212 \text{ t}\cdot\text{sec}^2 / \text{cm}$ 、最上階で  $0.0273 \text{ t}\cdot\text{sec}^2 / \text{cm}$  とした。最終的に決定された1スパン骨組の骨組形状と荷重条件、各骨組の断面性能、骨組固有周期を Fig.4.2、Tab.4.1、Tab.4.2 に示す。無限均等ラーメンの階高、スパン長は1スパンラーメンと同じとし、同一層の節点回転角が等しいという条件より柱1列はり1スパン分を取り出して解析した。また、解析に用いる素材特性を Tab.4.3 に示す。各骨組各階はりの鉛直荷重パラメータを Tab.4.4 に示す。次に、本解析で用いる標準的な入力外乱は、国内外の実地震波4種類とした。それらは、TAFT, June 21, 1952 NS成分、宮城県沖地震 1978年6月12日NS成分 (MIYAGI NS)、十勝沖地震 1968年4月16日NS, EW成分 (HACHINOHE NS, EW) であり、それぞれの最大加速度が500galになるよう増幅して用いた。また、外乱継続時間としては、低サイクル疲労による累積損傷を求めるため20秒間とした。ただし、接合部パネル塑性変形の影響を考慮した解析では9秒間とする。Fig.4.3 に標準的な入力地震波の加速度記録を、Fig.4.4 にそのパワースペクトルを示す。鉛直地動の影響を考慮する際の地震波については、正弦波も用いておりその詳細は4.4.4節で示すこととする。

次に、4F-1と同一骨組で接合部パネル塑性変形の影響を考慮した解析を行なうため、パネル特性を以下のごとく設定したものをを用いる。即ち、パネル降伏比として  $R_y = M_y / \Sigma_b M_y$  をとり、(2.20) ~ (2.22) 式におけるパネルの降伏パラメータ ( $M_y$  とそれに対応する  $\tau_y$ ) を  $R_y = 0.6, 0.8, 1.0, 10.$  の4種類となるように設定した。ただし、 $bM_y$  ははり降伏モーメント、 $pM_y$  はパネル降伏モーメント ( $=\tau_y V_p$ )、 $V_p$  はパネル体積、 $\tau_y$  はせん断降伏応力度である。通常はり降伏形骨組で接合部パネルを積極的に弱くすること[22]は余り考えられないことや、パネル降伏比がかなり小さい場合にははり端部に局部変形[21]が顕著に現われることから  $R_y < 0.6$  の場合は除外した。現行の耐震設計法の一次設計においても接合部パネルの一部塑性化を許容しており[23]、部材断面の組み合わせによっては上記の  $R_y$  の値は実現可能なものといえよう。

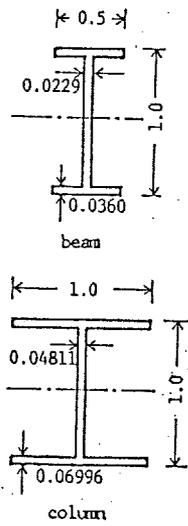


Fig.4.1  
Standard Shapes  
of Beam and Column

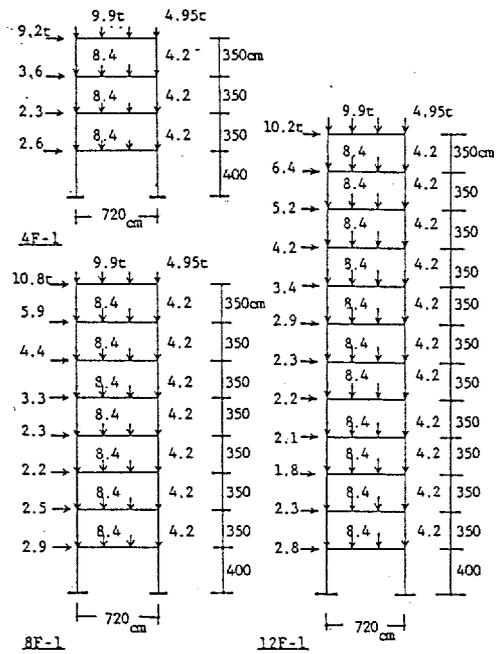


Fig.4.2 Shape and Size of Frames

Tab.4.1  
Plastic Section Modulus (  $\text{cm}^3$  )  
of Beam and Column

frame, member	story			
	1(5,9)	2(6,10)	3(7,11)	4(8,12)
4F-1,S beam	1933	1660	1245	1008
4F-1 column	2930	2653	2138	1452
4F-S column	3960	3633	2939	1991
8F-1,S beam	3864 2653	3574 2191	3290 1489	2998 1051
8F-1 column	5789 4112	5362 3540	4955 2785	4536 1517
8F-S column	7637 5368	7557 5045	6491 3561	6397 2345
12F-1,S beam	5272 4219 2772	5011 3948 2216	4758 3623 1458	4506 3236 1031
12F-1 column	7700 6230 4329	7505 5953 3671	6951 5437 2719	6771 5013 1490
12F-S column	10277 8278 5675	10243 8139 5111	9274 7194 3519	9205 6885 2203

Tab.4.2 Natural Period of Frames (sec)

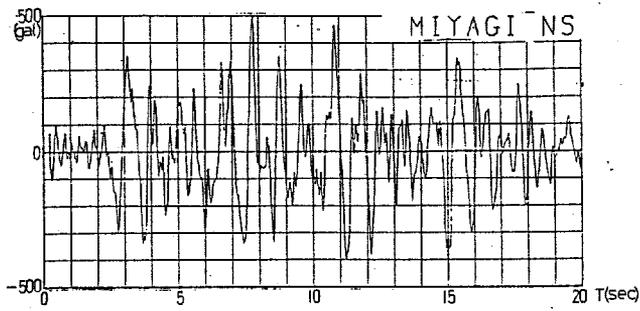
	1st	2nd	3rd
4F-1	0.779	0.264	0.137
4F-S	0.986	0.325	0.163
8F-1	0.979	0.383	0.218
8F-S	1.253	0.482	0.268
12F-1	1.189	0.484	0.287
12F-S	1.528	0.617	0.361

Tab.4.3  
Material Properties of Steel

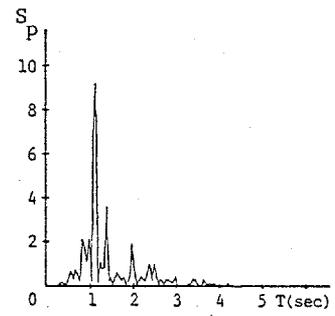
$E$ t/cm <sup>2</sup>	$\sigma_y$ t/cm <sup>2</sup>	$\epsilon_{st}$	$\bar{A}$	$\bar{R}$
2100	2.4	0.015	1.348	6.380

Tab.4.4 Coefficient ( $\kappa$ ) for  
Vertical Load on the Beam

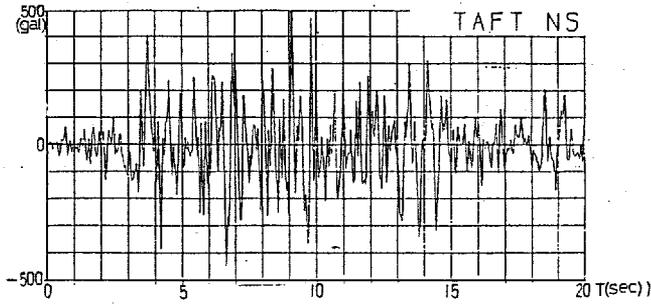
FL	4F-1,S	FL	12F-1,S
R	0.49	R	0.48
4	0.34	12	0.29
3	0.25	11	0.19
2	0.22	10	0.15
FL	8F-1,S	9	0.13
R	0.47	8	0.12
8	0.28	7	0.11
7	0.19	6	0.10
6	0.16	5	0.09
5	0.14	4	0.09
4	0.13	3	0.08
3	0.12	2	0.08
2	0.11		



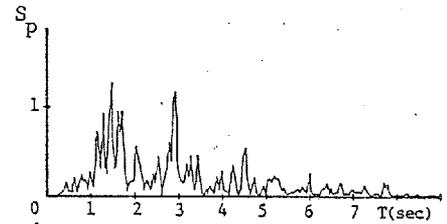
(a)



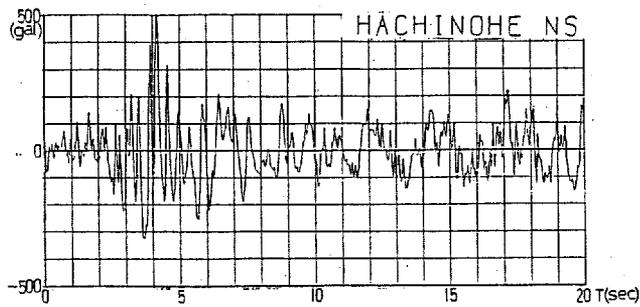
(a) MIYAGE NS



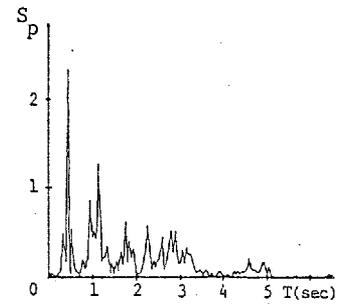
(b)



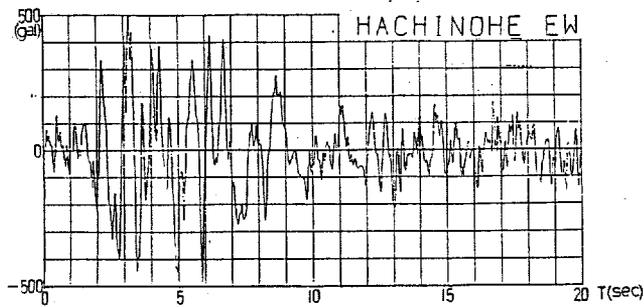
(b) TAFT NS



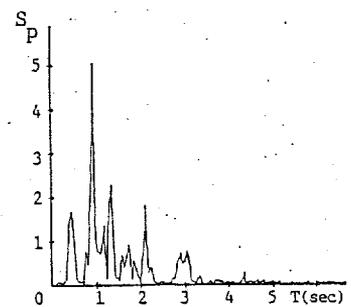
(c)



(c) HACHINOHE NS



(d)



(d) HACHINOHE EW

Fig.4.3 Recorded Earthquakes

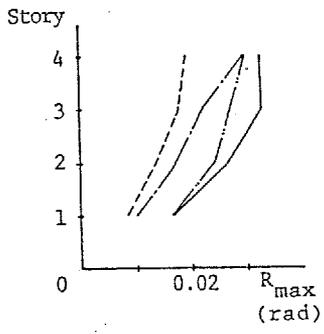
Fig.4.4 Power Spectrums of Recorded Earthquakes  
(  $\times 10^4 \text{ cm}^2 / \text{sec}^3$  )

#### 4.3 標準的な設定骨組の地震応答解析結果の概要

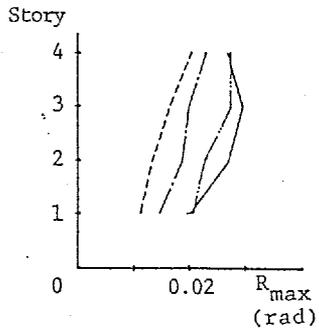
Fig.4.5 に各地震波による4F-1, S, 8F-1, S, 12F-1, S骨組各階の最大層変形角応答値( $R_{\max} = \delta_{\max}/h$ ,  $\delta_{\max}$ : 最大層間変位、 $h$ : 階高)を示す。また、Fig.4.6 は最大層靱性率応答値 $\mu'_{\max}$ を示す。ここで、 $\mu'_{\max} = \delta_{\max}/\delta_y$ であり、 $\delta_y$  は近似的に $\kappa=0$ の下で、各階はりが同時に降伏したと仮定したときの各階層間変位である。骨組は全てはり降伏形となるよう設計しているため、特定層で局部的な崩壊は発生していない。Fig.4.7 は上記各骨組の応答層せん断力係数分布 $c_s$ である。図中、破線で示しているのは骨組を設計する際に用いた許容靱性率 2.0に対する適性せん断力係数分布[1]を示す。いずれの場合も最上層付近で応答値の方が適性せん断力係数分布より大きくなっているが、全体的にみて両者は同様な分布性状を示しているといえよう。次に、地震継続時間20秒間に各骨組が消費したエネルギーは、総質量MSの建物への入力エネルギーETとほぼ同程度であるとみなし次式により等価速度[2]に換算したものを、各地震波の速度応答スペクトルと比較してFig.4.8に示す。

$$V = \sqrt{2ET/MS} \quad (4.2)$$

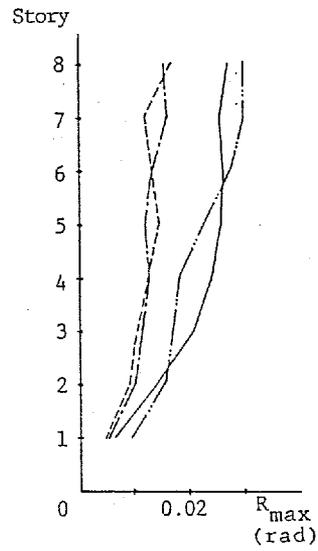
次に、Fig.4.9, Fig.4.10は時刻歴応答の一例として4F-1, 8F-1, 12F-1の層間変位、はり端フランジひずみの一部を示したものである。層間変位応答は一部を除いていずれも振動中心の移動は余り大きいものではないが、はり端上フランジは多くの場合初めの数サイクルで引張側へ移動してしまう。これは、後に述べるようにはり鉛直荷重の影響であると考えられる。同図中▼印ははりをはさむ上下層で最大層間変位を生じた時点を示している。このように、最大層間変位とはり端ひずみの最大値とは必ずしも一致するとは限らないことがわかる。



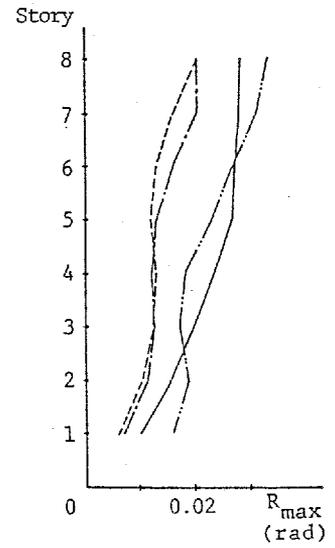
(a) 4F-1



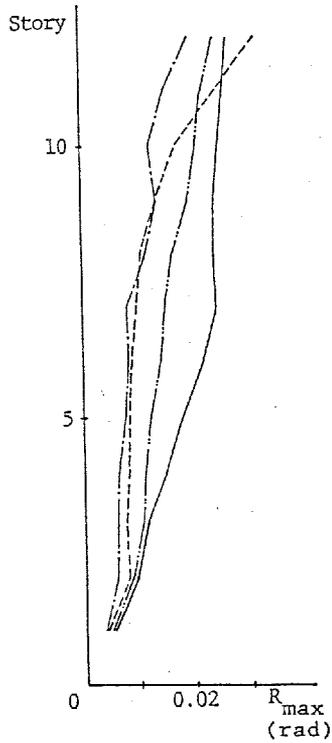
(b) 4F-S



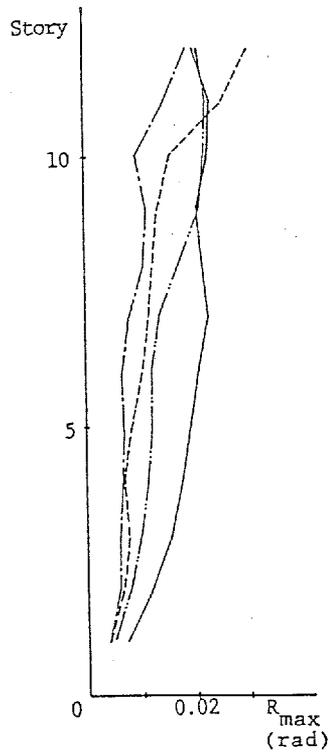
(c) 8F-1



(d) 8F-S



(e) 12F-1



(f) 12F-S

- MIYAGI NS
- - - TAFT NS
- · - HACHINOHE NS
- · - HACHINOHE EW

Fig.4.5 Distribution of Maximum Angle of Rotation of Columns

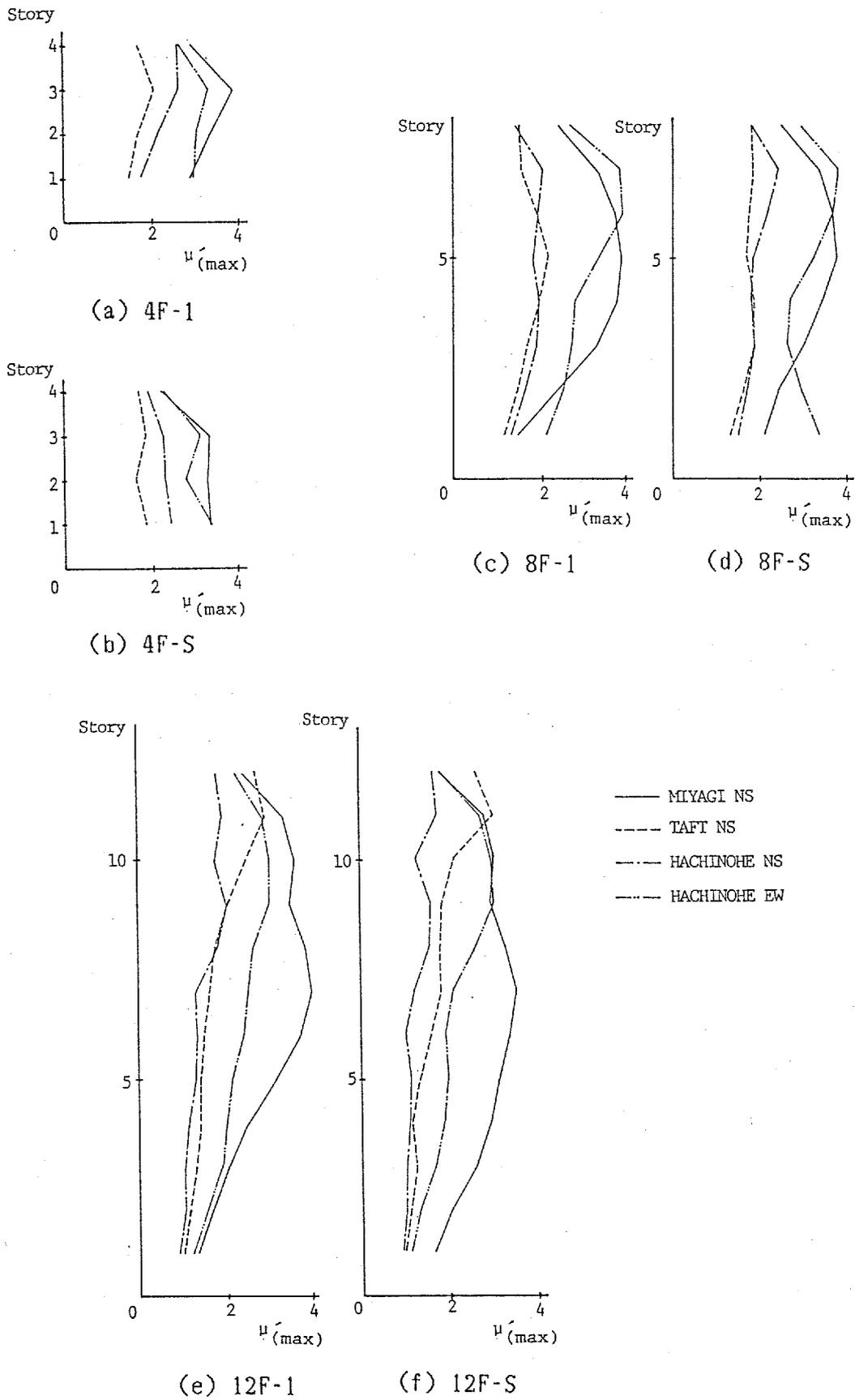
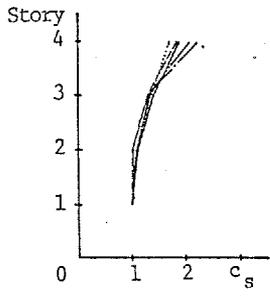
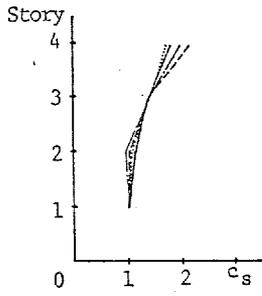


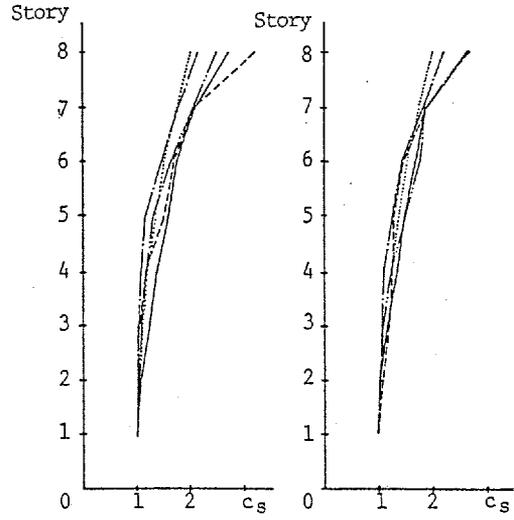
Fig.4.6 Distribution of Maximum Story Ductility Factor



(a) 4F-1

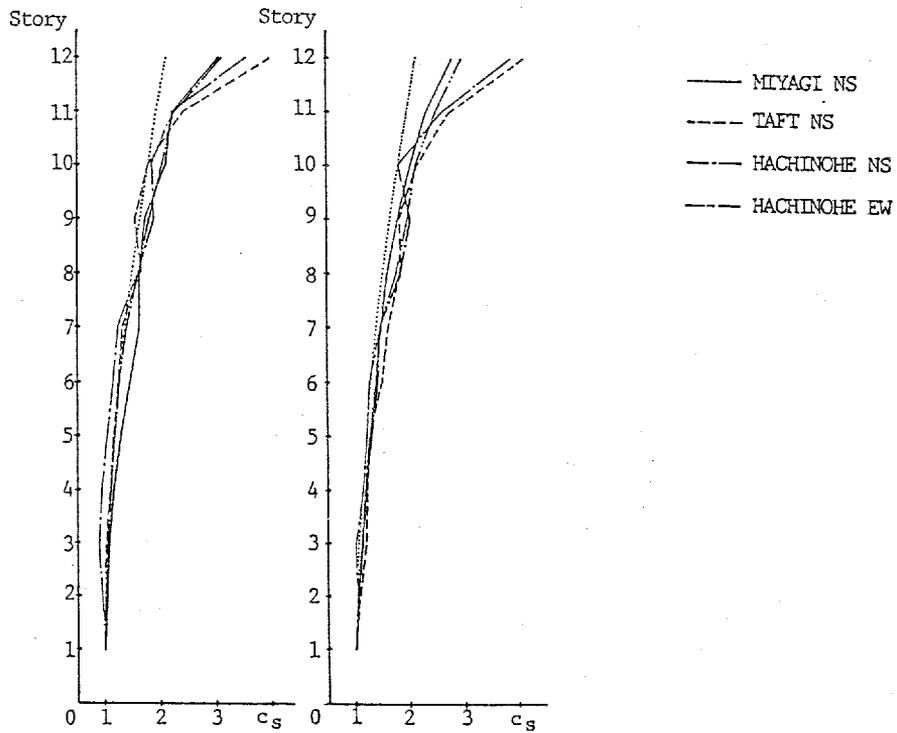


(b) 4F-S



(c) 8F-1

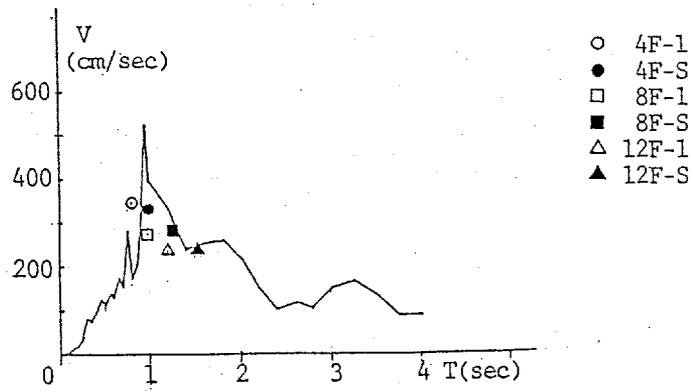
(d) 8F-S



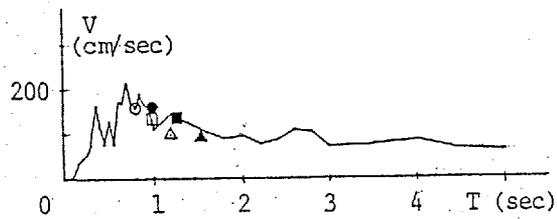
(e) 12F-1

(f) 12F-S

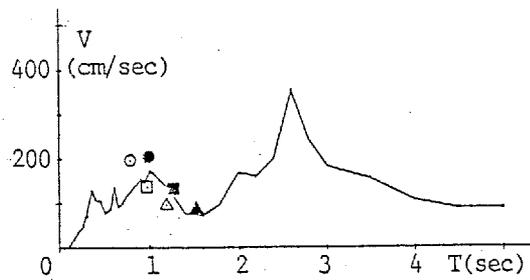
Fig.4.7 Distribution of Maximum Coefficient of Story Shearing Forces



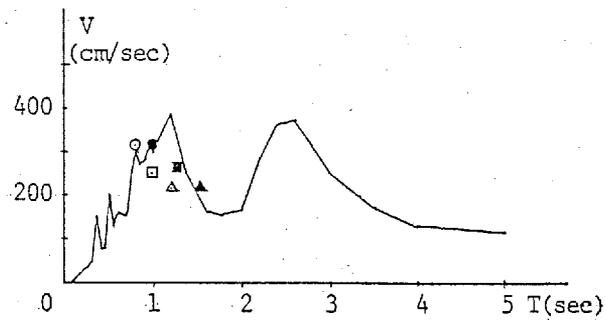
(a) MIYAGE NS



(b) TAFT NS

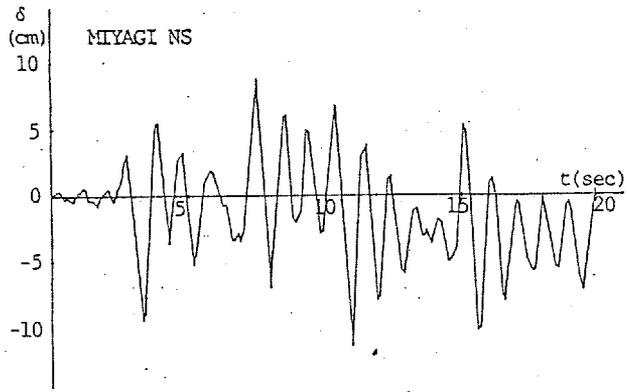


(c) HACHINOHE NS

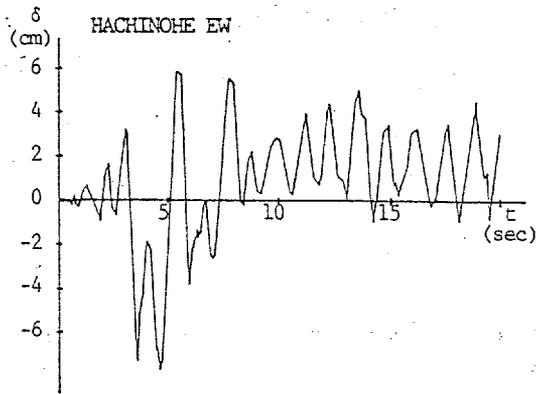


(d) HACHINOHE EW

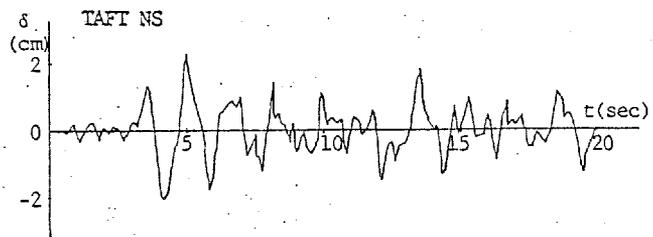
Fig.4.8 Total Energy Input  
(Equivalent Velocity)



(a) 4F-1

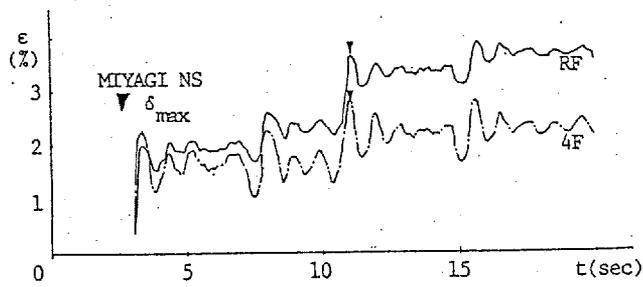


(b) 8F-1

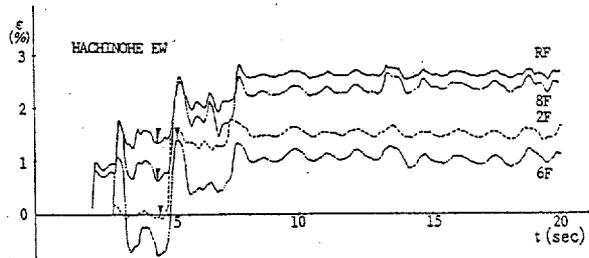


(c) 12F-1

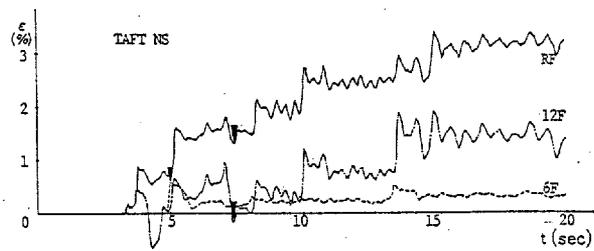
Fig.4.9 Time History of Inter-Story Displacements



(a) 4F-1



(b) 8F-1



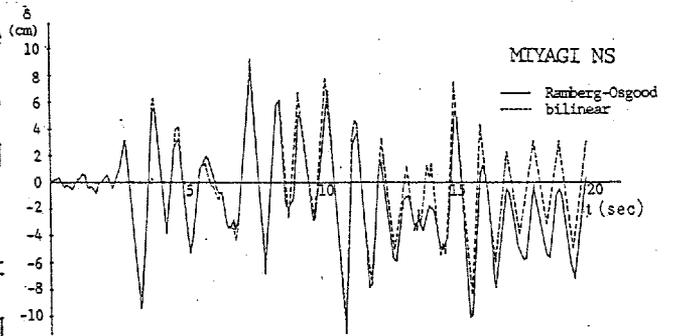
(c) 12F-1

Fig.4.10 Time History of Flange Strains at Beam Ends

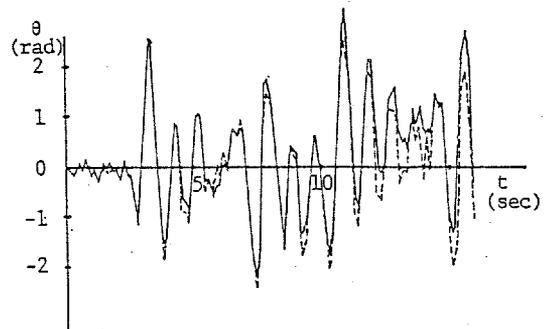
#### 4.4 層靱性率、はり端回転靱性率、はり端フランジひずみ靱性率応答性状におよぼす各種要因の影響に関する考察

##### 4.4.1 素材特性モデル化の影響

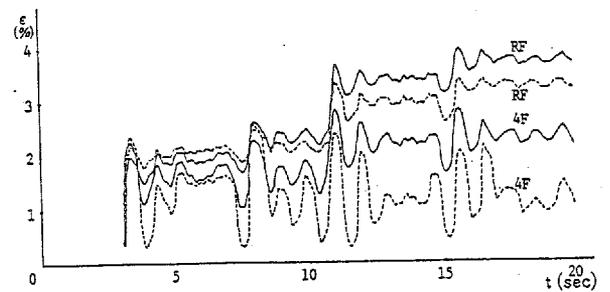
本節では素材特性モデル化の影響を調べるため、前章でも採用したバイリニア型の $\sigma-\varepsilon$ 関係を用いて、4F-1にMIYAGI NSを加えたときの解析を行ない、Ramberg-Osgood型のもの[15,16]と比較してFig.4.11に示す。同図(a)は3層層間変位の時刻歴応答である。最大層間変位を生じる11秒付近以後両応答結果にやや差が見られるものの、全体的にみてその応答性状はほぼ同様の結果を与えているといえよう。また、同図(b)は4F節点回転角の時刻歴応答である。同解析結果も層間変位の場合と同様の結果になっているといえよう。以上のごとく、概括的な応答値や構成部材の靱性率応答値として塑性ヒンジ回転角などを求める場合には、ひずみ硬化特性など降伏以後の特性には余り大きく左右されない。次に、4FおよびRFにおけるはり端フランジひずみの時刻歴応答結果を同図(c)に示す。RFにおける応答結果に余り大きな差は見られなかったが、4Fはり端では両解析結果にかなり差が見られる。最大層間変位やはり端回転角およびはり端ひずみに関する素材特性モデル化の影響は前章で調べた性状とほぼ一致しており、特にはり端ひずみなどの局部変形性状を調べる際にはその選定に十分注意する必要がある。



(a) Inter-Story Displacement (3rd Story)



(b) Rotation of Beam End (4F)



(c) Flange Strain at Beam End (4F)

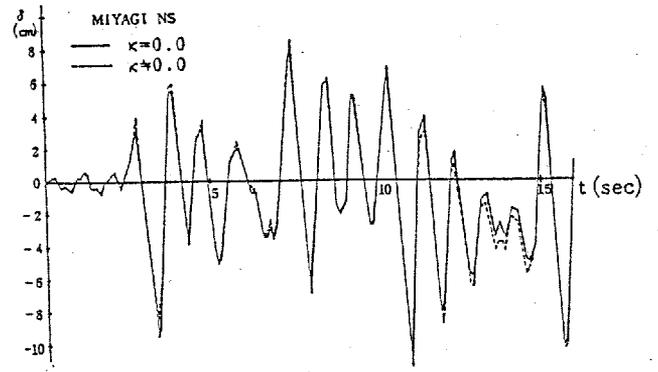
Fig.4.11  
Effects of Material Properties of Steel

#### 4.4.2 はり鉛直荷重の影響

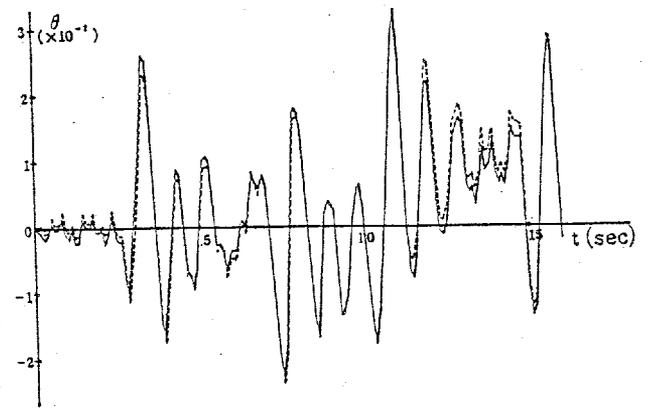
本節では、実際に発生する状態に近いと考えられるランダムな変形条件の下で局所変形性状に対するはり鉛直荷重の影響を調べる。4.3節でも述べたごとく通常のはり鉛直荷重状態を想定した骨組でも、層変形とはり端ひずみとではその性状に大きな差が見られた。そのため、極端な場合として、はり鉛直荷重を各階はりでゼロとした4F-

1について動的解析を行ない、はり鉛直荷重を考慮した結果と比較して Fig.4.12 に示す。同図より層間変位、節点回転角は実地震時のような複雑な変形挙動を生じる場合にも、前章と同じくはり鉛直荷重の影響を受けないことがわかる。しかし、はり端上フランジひずみ(同図(c))ははり鉛直荷重の存在により初めの数サイクルのうち

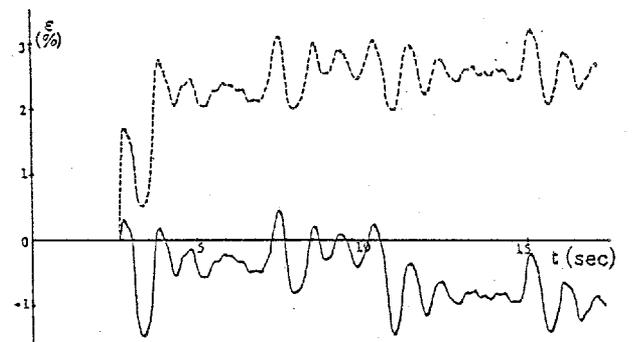
に引張側へ大きく移動する。逆に、下フランジでは上フランジと絶対値の等しい圧縮ひずみを得られていることとなる。このような性状は、前章で述べたごとくはり鉛直荷重により生じる初期モーメント分布の影響であると考えられる。即ち、両端部では初期モーメントにより上フランジが初期引張応力を受けており引張側へ降伏しやすくなっている。また、下フランジでは同様の理由で圧縮降伏しやすい。下フランジに関するこのような性状は、現場溶接における欠陥の発生率が下フランジに多いこと[24]を考えると、 $\kappa$ が大きい程下フランジには有利な要因であると考えられる。しかし、単調載荷に近い衝撃的な地震力が加わる場合には、下フランジが引張ひずみを生じる可能性も皆無ではない。そのため、特に



(a) Inter-Story Displacement (3rd Story)



(b) Rotation of Beam End (4F)



(c) Flange Strain at Beam End (4F)

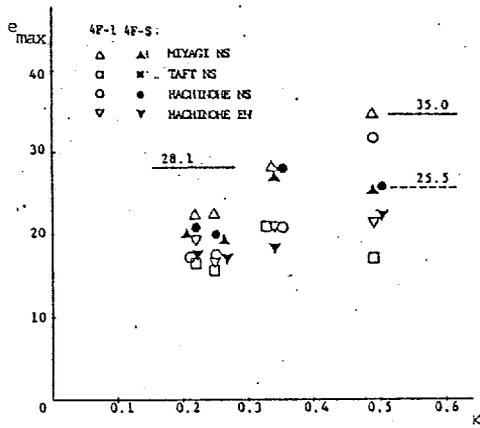
Fig.4.12

Effects of Vertical Load on the Beam

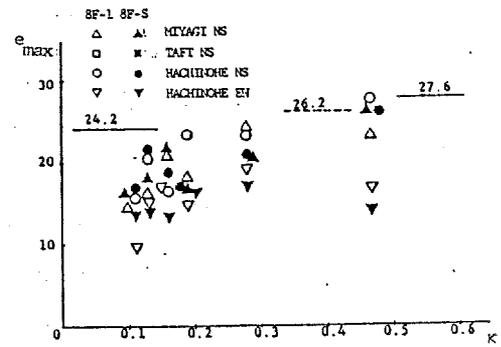
溶接欠陥をある程度許容していこうとする際の、下フランジの最大ひずみ靱性率応答値は、 $\kappa=0.1$ のときの上フランジの値程度を想定すれば、ほぼ安全側となるものと思われる。現在、泉[27]、藤本等[28]により設計用層靱性率に対するはり端最大ひずみ靱性率の予測法が提案されているが、はり鉛直荷重の影響は考慮されておらず、これらはこの点で検討の余地があるといえよう。また、4.3節で示した Fig.4.10 でもはり端ひずみに対するはり鉛直荷重の影響は見られているが、特に上層部においてはり端上フランジひずみは少しずつ引張側へ累積する傾向がみられる。これは、Tab.4.4 に示すごとく、上層部でははり鉛直荷重が大きくなっており ( $\kappa \geq 0.35$ )、前章で述べた理由により実地震時にもひずみの累積が発生したものといえよう。

次に、各動的解析で得られた各階はり端最大ひずみ靱性率応答値  $e_{\max}$  をそれぞれのはり鉛直荷重パラメータ  $\kappa$  に対して示したのが Fig.4.13 である。各層の層靱性率の大小により異なるため一概にはいえないが、各骨組とも  $\kappa$  の増加につれて  $e_{\max}$  も増加する傾向が見られる。また、本解析における  $e_{\max}$  の最大値は  $\kappa \leq 0.3$  のとき、約25であり、 $\kappa > 0.3$  のときは、それより更に大きくなっている。素材特性の仮定値などが実際の骨組と異なるため、この結果を他の骨組に直接適用することには問題があると考えられるが、本解析における最大層靱性率応答値  $\mu'$  が2~4であったのに対し、通常の高層骨組では350~500gal程度の激震に対し、 $\mu'$  を各階とも2以下に収めるよう設計されていること[29,30,31]から、これをおよその目安と考えることは出来よう。

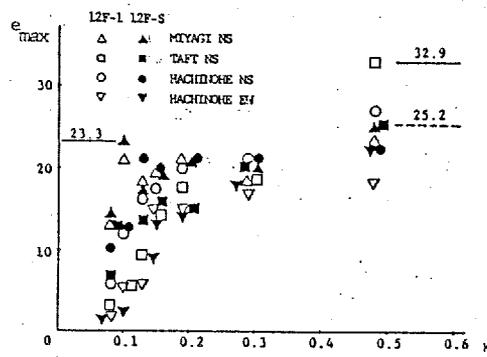
最後に Fig.4.14 はHACHINOHE EWが入力されたときの4F-Sの2,3,4層における端部回転角  $\theta$  とはり端ひずみ  $\varepsilon$  との関係を示したものである。図中破線は単調載荷時の  $\theta - \varepsilon$  関係を示す。いま、Tab.4.4 より知られるごとく  $\kappa=0.22, 0.25$  と比較的小さい  $\kappa$  をとる2,3Fはりでは、各グループごとのピーク値 ( $\varepsilon_{\max}, \theta_{\max}$ ) は単調載荷曲線上にほぼ乗って来ることがわかる。これは、はり鉛直荷重が無い場合についての藤本等による報告[28]と一致している。ただし、 $\kappa=0.34$  と比較的大きい  $\kappa$  値をとる4Fの場合、激震時の繰返しによりひずみは僅かずつ増加しており、最終的には単調載荷曲線より大きいひずみの値を与えた。以上のごとく、はり鉛直荷重が存在する場合においても、 $\kappa$  が比較的小さい範囲では激震時における  $\varepsilon_{\max}$  を単調載荷曲線に基づいて予測することが可能であると考えられる。



(a) 4F-1, 4F-S



(b) 8F-1, 8F-S



(c) 12F-1, 12F-S

Fig.4.13 Maximum Strain Ductility Factor at Beam End

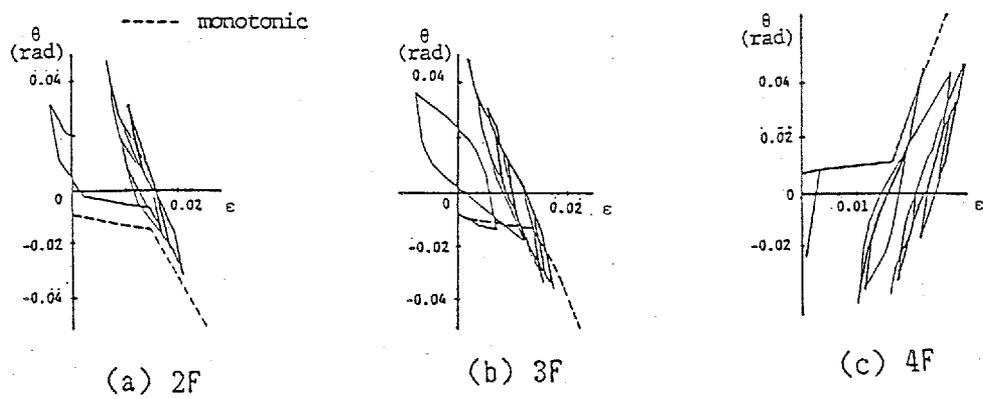


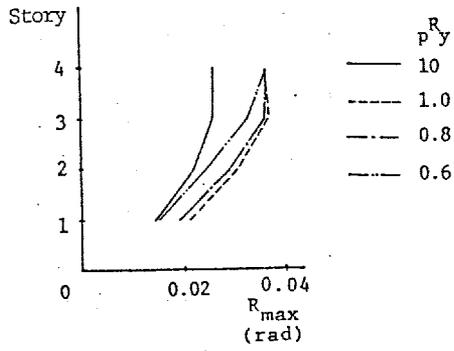
Fig.4.14  $\theta - \epsilon$  Relation (4F-1)

#### 4.4.3 接合部パネル塑性化の影響

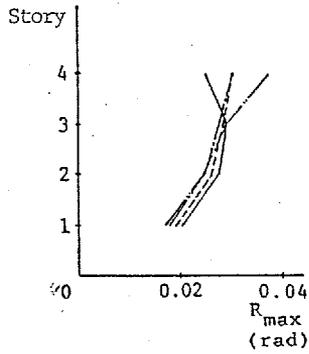
接合部パネルの塑性変形を考慮した骨組の地震応答解析例は河野の論文[22]に見られる。河野は耐震設計におけるパネル崩壊型骨組の提案とその耐震性の検証のために行なっているものであり、局所的な変形を調査したものではない。また、泉[27]は単調載荷解析を行ない、パネル塑性化は隣接するはり端のひずみを緩和させる傾向があることを示している。本節でははりパネル降伏比 $pR_y$ をパラメータとして地震応答解析を行ない、各部変形性状に対する $pR_y$ の影響を調べた。

Fig.4.15 は最大層変形角応答分布を示し、Fig.4.16 は最大層せん断力係数分布 $c_s$ を示したものである。本解析例では、パネル降伏比と層間変位応答値との間に明確な関係は見いだせなかった。次に、各時刻において柱、はり、接合部パネルが吸収したエネルギーの骨組全体の吸収エネルギーに対する割合を示したものがFig.4.17 である。いずれの場合も最初の数秒で吸収率は大きく変化し、その後はほぼ一定となる傾向がみられる。また、 $pR_y$ が変化しても、断面の大きい柱の吸収率に大きな変化は見られないが、 $pR_y$ が小さくなるにつれて、パネルのエネルギー吸収率は増え、はりの吸収率は低下している。そして、これは復元力特性モデル化との関連もあり一概にはいえないが、本解析例では $pR_y=0.6$ 付近でパネルのエネルギー吸収分担率は1/2を越えていた。

次に、Fig.4.18 は八戸EWに対するはり端ひずみの時刻歴応答の一例を示したものである。全般的にパネル降伏比 $pR_y$ の低下とともに、はり端ひずみは減少する傾向が見られるが、 $pR_y=0.6\sim 0.8$ でその性状の変化が急激である。Fig.4.19 は各階におけるこれらの最大ひずみ応答値 $\varepsilon_{\max}$ を $pR_y$ に対して示したものである。 $pR_y=10$ ではひずみ振幅が大きく圧縮側への戻りが大きい場合もあり $pR_y=1$ と10とで一部逆転している例も見られるが、全体的にみて $pR_y$ が小さい程 $\varepsilon_{\max}$ は小さくなる傾向がわかる。そして、 $pR_y=0.8$ 付近より $\varepsilon_{\max}$ は本格的に低下する傾向がみられ、これは、Fig.4.17 におけるパネルのエネルギー吸収率の増加と対応している。最後に、Fig.4.20 は最大層靱性率応答値 $\mu$ と最大ひずみ靱性率応答値 $e$ との関係を示している。ただし、両者は必ずしも同時刻に発生しているとは限らない。同図においては、 $pR_y$ が小さいほど同一層靱性率に対する $e$ は小さくなる傾向が見られる。以上のようなパネル塑性化がはり端ひずみを緩和する傾向は、泉[27]の報告とも一致している。

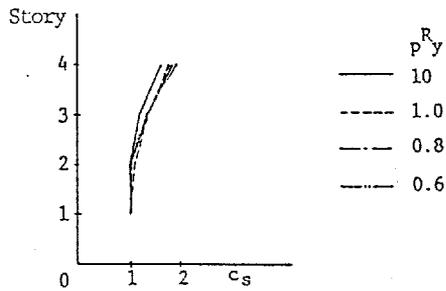


(a) MIYAGI NS

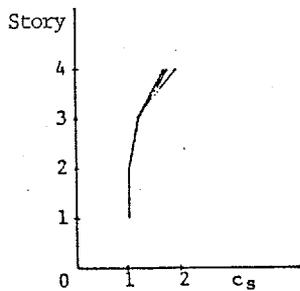


(b) HACHINOHE EW

Fig.4.15 Maximum Angle of Rotation of Columns



(a) MIYAGI NS



(b) HACHINOHE EW

Fig.4.16 Distribution of Maximum Coefficient of Story Shearing Forces

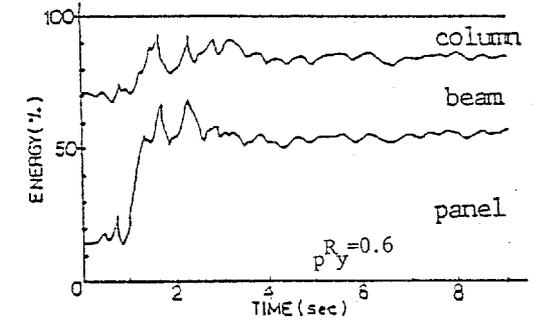
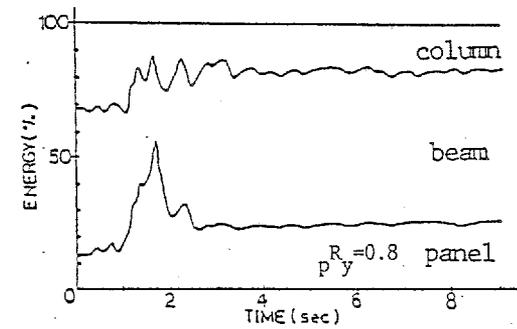
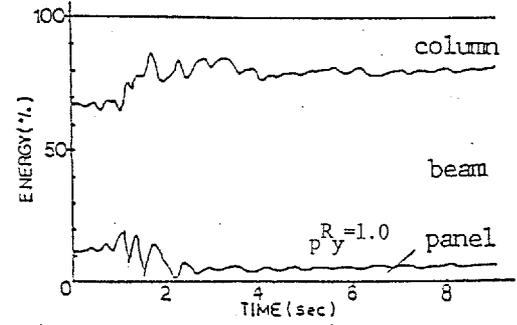
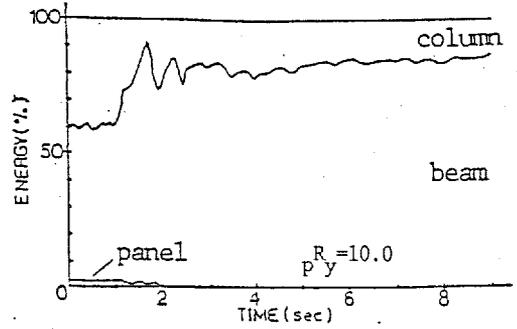


Fig.4.17 Ratio of Absorbed Energy of Each Element

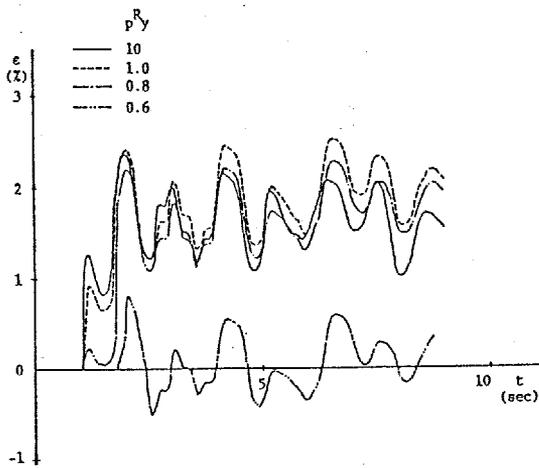
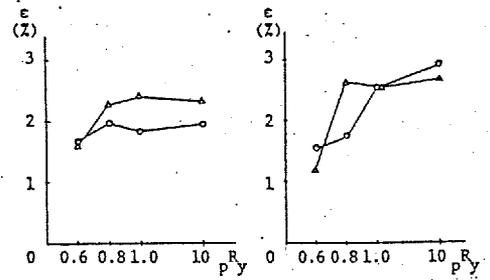
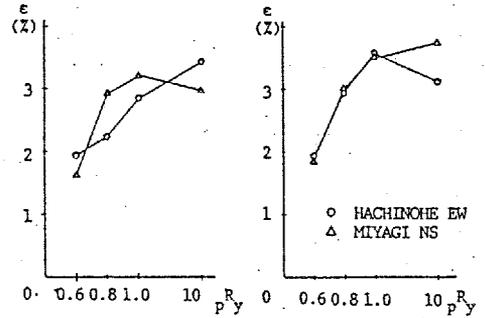


Fig. 4.18 Time History of Flange Strains at 4F Beam End



(a) 2F

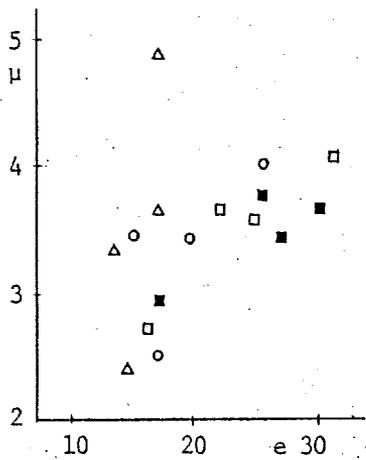
(b) 3F



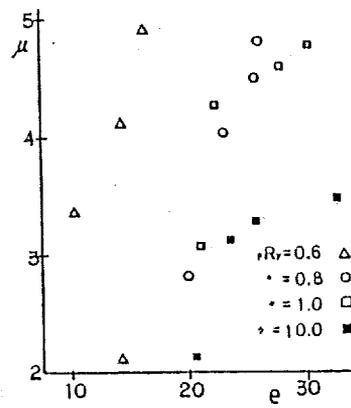
(c) 4F

(d) RF

Fig. 4.19  $\epsilon - R_y$  Relation



(a) HACHINOHE EW



(b) MIYAGI NS

Fig. 4.20  $\mu - e$  Relation

#### 4.4.4 鉛直地動の影響

これまでも、激震を受ける構造物の動的応答特性に対する鉛直地動の影響を調べた研究は多い。[8,20,32~35] これらによれば、層変形量などマクロな応答値に対して鉛直地動は余り大きな影響を与えないことが報告されている。しかし、J.C.Anderson等[32]、S.C.Goel[34]、五十嵐等[20]ははりの断面を決定する際鉛直荷重が支配的となってくる上層部で、鉛直地動の影響によりはり部材の靱性率が増加する傾向のあることを報告している。そのため、本節でははり端フランジひずみ性状に与える鉛直地動の影響を調査することとする。まず、4F-1の各階はり6等分点位置に、鉛直質量としてTab.4.5に示すものを設定する。同表中、はり固有周期は同骨組に鉛直質量を与えたときの固有値解析を行なった結果である。すなわち、各はりの変形モードは厳密には連成しているものと推定されるが、ここでは得られた固有周期の長周期側から上層部はりに対応させて、はりの鉛直振動周期として示したものである。

まず、基本的な性状を把握することを目的として正弦波を入力することとした。その組合わせをTab.4.6に示す。 $T_H$ は水平地動周期、 $T_V$ は鉛直地動周期、 $\alpha_{Hmax}$ 、 $\alpha_{Vmax}$ はそれぞれ水平、鉛直地動の最大加速度を示す。Fig.4.21は、水平地動( $T_H=0.6sec$ ,  $\alpha_{Hmax}=400gal$ )に鉛直地動( $T_V=0.15sec$ ,  $\alpha_{Vmax}=0, 300gal$ )を加えたときの3層層間変位の時刻歴応答を示している。同図より鉛直地動の影響は層変形量に対してはほとんど影響を与えていないことがわかる。他の階および他の地動の組合わせに対してもほぼ同様の結果であった。次に、Fig.4.22は $T_V=0.15sec$ の鉛直地動のみの入力の場合で、はり固有周期が $T_V$ にほぼ一致している4Fはり端ひずみの時刻歴応答を示している。いずれの $\alpha_{Vmax}$ の場合もはり鉛直荷重初期モーメントの影響ではり端ひずみは早期にある一定値まで増加するが、 $\alpha_{Vmax}$ の大小によりそれ以降のひずみの累積性状は異なる。Fig.4.23はそれに更に水平地動が加わった場合の結果である。同図より水平地動のみの場合に比べ、はり固有周期に近い周期を持つ鉛直地動が加わった場合にははり端ひずみは増加する傾向が見られ、その特性は鉛直地動単独の場合とほぼ同様であった。このように、はり端ひずみの応答結果とFig.4.21で示した層間変位応答結果に、明確な差がみられることは興味深い。次に、Tab.4.6の組合わせに対する解析結果を整理し各階はり端最大ひずみ靱性率を示したものがFig.4.24である。図中実線は、はり固有周期位置、一点鎖線は水平地動のみの場合のひずみ靱性率を示している。まず、はり鉛直荷重パラメータ $\kappa$ の大きい4F, RFでははり固有周期 $T$ 付近の鉛直方向正弦

Tab.4.5 Details of Assumed Frame

member	story			
	1	2	3	4
column (cm <sup>3</sup> )	2930	2653	2138	1452
beam (cm <sup>3</sup> )	1933	1660	1245	1008
horizontal mass †	0.0212	0.0212	0.0212	0.0273
vertical mass ††	0.0035	0.0035	0.0035	0.0046
natural period of beam (sec)	0.108	0.122	0.148	0.216

† a mass for one floor (tcm<sup>2</sup>/sec)  
 †† a mass for one node (tcm<sup>2</sup>/sec)

Tab.4.6 Sinusoidal Earthquake Input

horizontal		vertical	
T <sub>H</sub> (sec)	α <sub>Hmax</sub> (gal)	T <sub>V</sub> (sec)	α <sub>Vmax</sub> (gal)
0.6	400		0
		0.1	300
		0.15	100,200,300
		0.175	300
		0.2	300
		0.3	300
		0.4	300
		0.5	300
		0.8	300
0.6	300	0.15	300
	0	0.15	100,200,300
		0.2	300

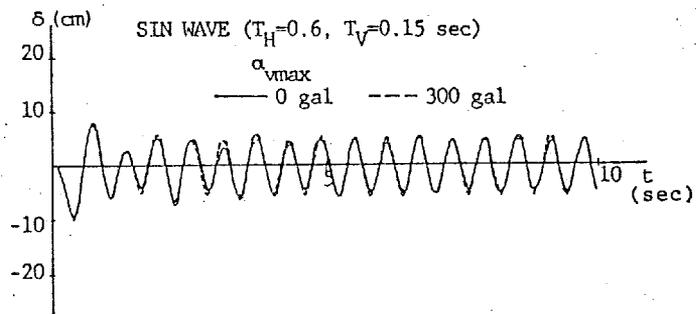


Fig.4.21 Time History of Inter-Story Displacements (3rd Story)

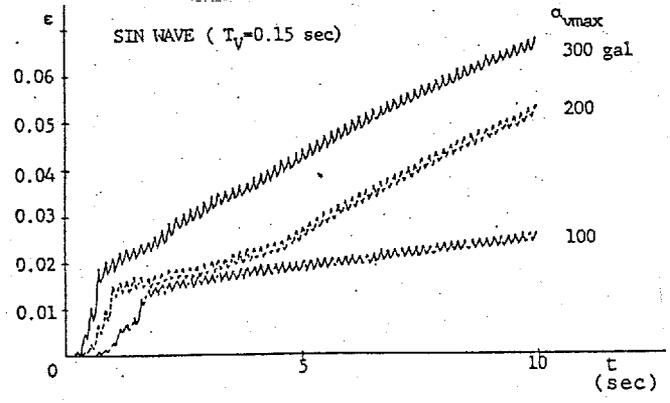


Fig.4.22 Time History of Flange Strains at 4F Beam End

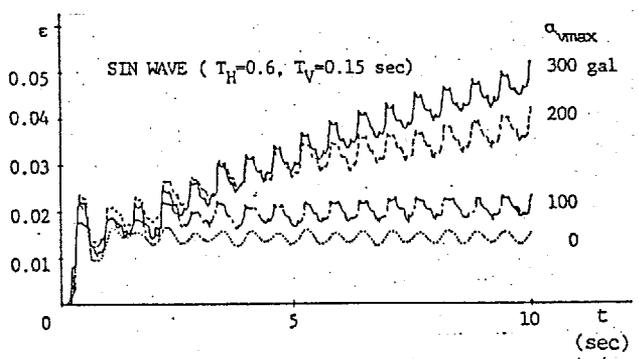


Fig.4.23 Time History of Flange Strains at 4F Beam End

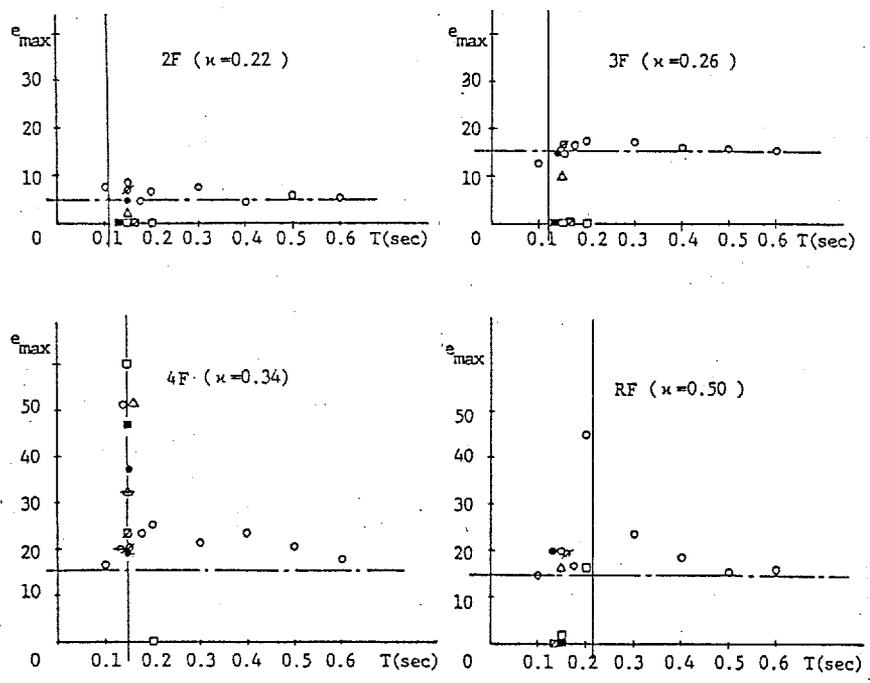
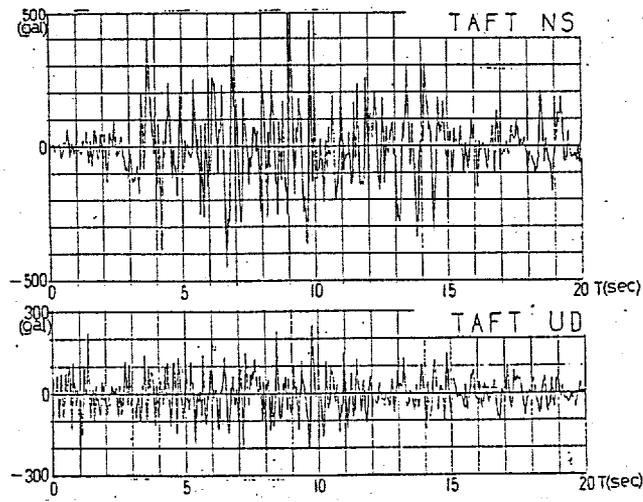


Fig.4.24 Maximum Strain Ductility Factor

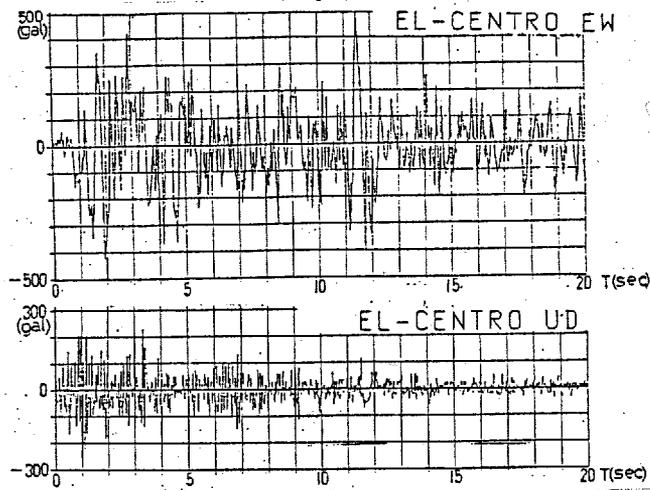
波によりはり端ひずみはかなり大きくなる場合がある。また、このTを外れたところでも、水平地動のみに比べて両地動の組合わせの方が、はり端ひずみは増加する傾向がみられる。一方、 $\kappa$ のやや小さい2F, 3FではTにほとんど関係なく、水平地動のみの場合と大差ないことが知られる。鉛直地動入力時のはり端フランジひずみは、はりの鉛直振動固有周期に近い鉛直地動が入力され、しかも $\kappa$ および $\alpha_{Vmax}$ が大きい場合に大きくなる傾向がみられた。この傾向は、大きい値をとる $\kappa$ および $\alpha_{Vmax}$ が、いずれもはり塑性化を早める効果を持つために、生じたものであると考えられる。

次に、入力地動が更に複雑となった実地震波について水平成分、鉛直成分を同時入力した場合の解析を行なう。採用した実地震波はTAFT 1952におけるNS成分 ( $\alpha_{Hmax}=500gal$ )と、UD成分 ( $\alpha_{Vmax}=250gal$ )およびEL CENTRO May 1940のEW成分 ( $\alpha_{Hmax}=500gal$ )とUD成分 ( $\alpha_{Vmax}=250gal$ )の組合わせとする。本節で採用した地震波の入力波形をFig.4.25に示す。また、これらの地震波による解析結果を Fig.4.26, Fig.4.27に示す。まず、層間変位の時刻歴応答結果は両地震の場合ともに、NS成分単独の場合とNS+UD成分の場合とで大きな差はみられなかった。これは、正弦波の場合と同様であった。次に、はり端フランジひずみはEL CENTRO EWの場合には2F, RFともにUD成分を考慮してもしなくてもその性状に大きな差はみられなかったが、TAFT NSの場合にはUD成分の影響によりRFにおいて徐々にひずみが累積する傾向がみられた。また、はり中央における鉛直変位もこの性状とほぼ対応していることがわかる。このようなひずみの累積は正弦波入力時にもみられたごとく、はり固有周期、入力鉛直地動加速度、はり鉛直荷重に大きく左右されるものと考えられる。しかし、実地震時においては、その他の要因として鉛直地動が累積を生じさせるに必要なパワーを継続し得るかという点が問題となるものと考えられる。Fig.4.25においてEL CENTRO UDでは初期の段階において大きい地動加速度を発生しているが、それ以降はかなり小さい。一方、TAFT UDでは継続時間中ほぼ一定の比較的大きな地動加速度が発生している。このような地動特性の差がはり端フランジひずみ性状の差となって現われたものと推定される。

以上の解析結果より、水平地動の他に鉛直地動を入力した場合の影響は、層変形量に対しては小さく、はり端部ひずみなど局所的な変形に対しては大きい場合のあることが知られた。しかし、それは鉛直地動卓越周期と最大加速度、はり鉛直荷重にも関係しており、本解析例では、特にはり鉛直荷重の大きい場合に限られていた。これは、前述した文献20,32,34の報告ともよく一致している。



(a)



(b)

Fig.4.25 Recorded Earthquakes

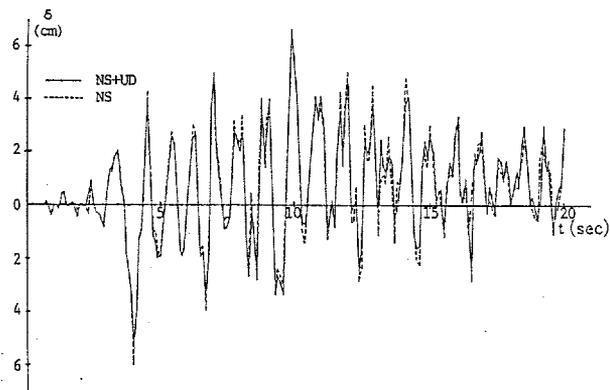


Fig.4.26(a) Time History of Inter-Story Displacements  
(TAFT 4th Story)

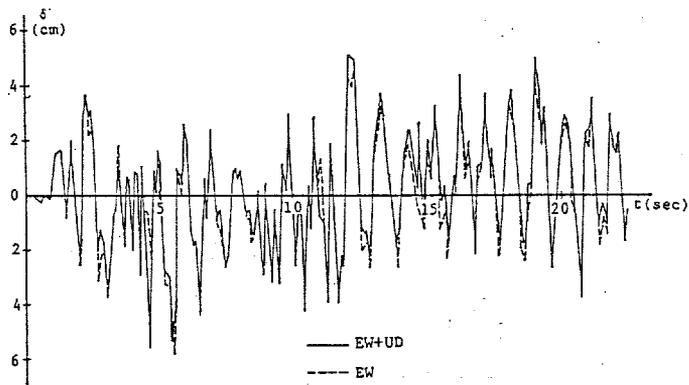
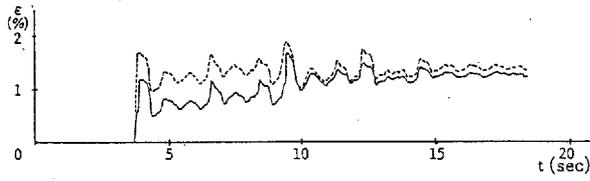
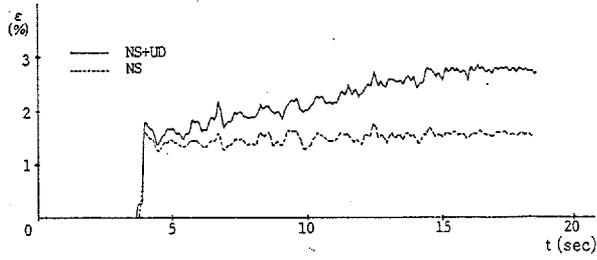


Fig.4.27(a) Time History of Inter-Story Displacements  
(EL CENTRO 4th Story)

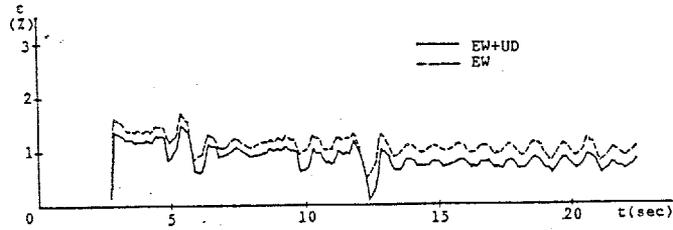


(a) 2F

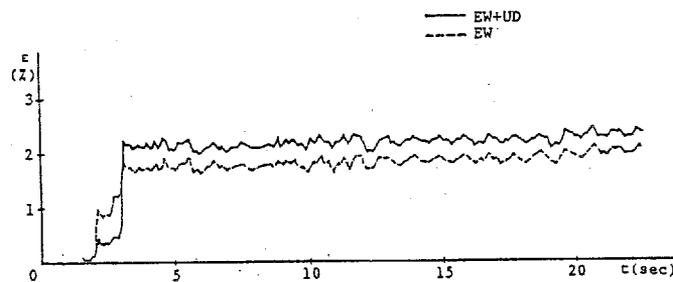


(b) RF

Fig.4.26(b) Time History of Flange Strains at Beam End (TAFT)

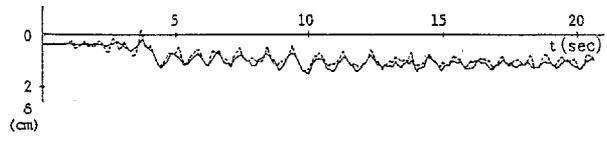


(a) 2F

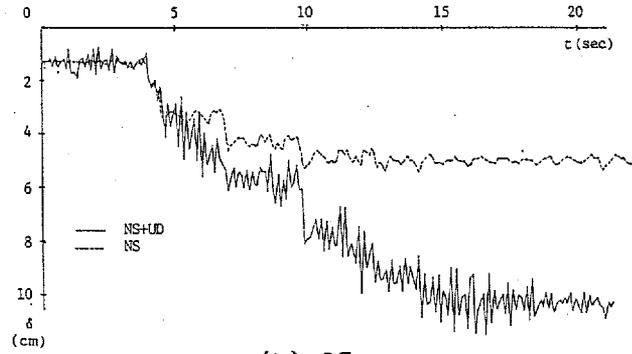


(b) RF

Fig.4.27(b) Time History of Flange Strains at Beam End (EL CENTRO)

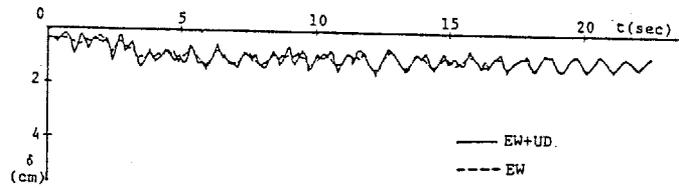


(a) 2F

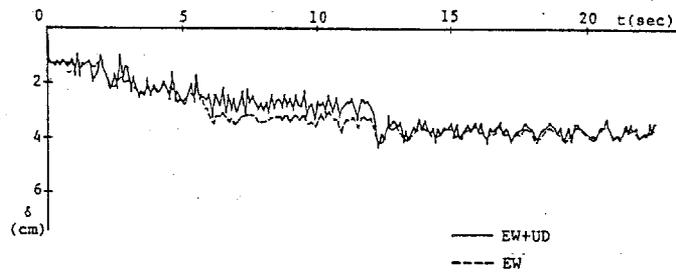


(b) RF

Fig.4.26(c) Time History of Vertical Displacements at Beam Center (TAFT)



(a) 2F



(b) RF

Fig.4.27(c) Time History of Vertical Displacements at Beam Center (EL CENTRO)

#### 4.4.5 K型ブレースの影響

K型ブレース付骨組についてはこれまで多くの実験および解析が行なわれ、その弾塑性性状や耐力評価方法が少しずつ明かにされてきている。[50～60] そのなかで注目すべき点としてK型ブレース付骨組の変形性状はブレースの耐力、細長比のみでなく、はり柱の耐力に大きく影響を受けることが挙げられる。特に、通常の設計に用いられる各部材の組み合わせの場合、ブレース座屈後の不釣合力によりその多くがはり中央に塑性ヒンジを形成し、はり中央の鉛直変位が繰返しとともに累積することが指摘されている。本節ではこの点に注目し、K型ブレース付骨組の地震応答解析を行ない、はり端フランジひずみ性状への影響を調査することとする。解析に用いた骨組形状寸法を Fig.4.28 に示す。同骨組は各階床荷重として  $0.48\text{t/m}^2$  を、層せん断力係数分布として現行建築基準法における  $A_1$  分布を、ベースシャー係数として 0.3を仮定して水平荷重を求め、水平+鉛直荷重に対して塑性設計されている。また、ブレースは部材の実断面寸法および長さによらず細長比  $\lambda$  を50と仮定し、引張耐力は降伏耐力を、圧縮耐力は若林等[61]が提案している圧縮側耐力曲線上で、 $\Delta=10$  のときの値を用いている。ここで、 $\Delta$ はブレースの軸圧縮変位を降伏軸方向変位で除した値である。Fig.4.28 中には骨組の耐力評価のために仮定した塑性ヒンジ形成位置も記入している。本骨組各層におけるブレースの水平力分担率（ここでは、引張圧縮共に降伏応力にまで達し得るとしたときのブレース耐力と、そのときの骨組各層の全耐力との比で定義した）は約0.6 となっている。各部材の断面性能、骨組固有周期を Tab.4.7、Tab.4.8に示す。Tab.4.7 で、柱はりは（4.

Tab.4.7  
Plastic Section Modulus  
or Area of Members

member	$Z_p, A$ cm <sup>3</sup> cm <sup>2</sup>
column	700
2F beam	595
RF beam	416
1F brace	6.1
2F brace	3.8

Tab.4.8 Natural Period of Braced Frame

	T (sec)
1st	0.329
2nd	0.150
3rd	0.132

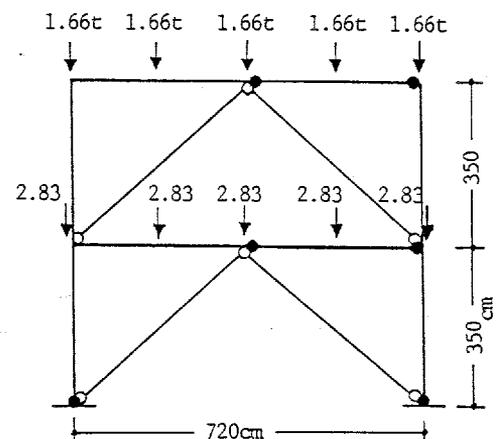


Fig.4.28 Shape and Size of Braced Frame

1) 式で示した標準的なH形断面として塑性断面係数  $Z_p$  で与え、ブレースは断面積  $A$  を与えている。また、解析に用いた水平質量は各階床位置で  $0.0254t \cdot cm^2 / sec$ 、鉛直質量ははり中央で一律に  $0.005 t \cdot cm^2 / sec$  とした。ブレース復元力特性は骨組設計時に仮定したごとく、 $\lambda = 50$  として若林等[61]による方法を適用した。入力地動は、八戸EWを最大加速度500galに増幅したものを採用した。解析ははり鉛直荷重としてブレースの効果を見無視したときのはり鉛直荷重パラメータ ( $\kappa$ ) が 0.3の場合 (K-1骨組) と 0.0の場合 (K-0骨組) の2通りについて行なった。K-1骨組の鉛直荷重を Fig.4.28 に示す。

Fig.4.29 に両骨組の1層層間変位の時刻歴応答結果を示す。通常の門型ラーメンのときと異なり、はり鉛直荷重の有無により層間変位応答値に差が見られるのは2Fはりの塑性ヒンジ形成位置が、K-0骨組では、主にはり両端部、K-1骨組では主に、はり中央と片端部となっており、水平耐力に差を生じたためであると推定される。

Fig.4.30 は動的解析で経験した1層ブレースの復元力特性を示す。ここで、 $n_b$  はブレース軸力を降伏軸力で除したものである。これまでも指摘されているように[50~60]、はり中央部に塑性ヒンジを形成するK-1骨組ではブレース軸変形が圧縮側へ累積する傾向が見られる。また、Fig.4.31 は2Fはり中央鉛直変位の時刻歴応答結果を示す。K-1骨組では、はり中央たわみが明かに増加累積しており、K-0骨組と極めて対称的である。

Fig.4.32 は両骨組の2Fはり右端上フランジひずみの時刻歴応答結果を示している。まず、K-0骨組では通常のラーメン骨組(4.4.2節参照)と異なり、 $\kappa = 0$ の場合でもはり端上フランジひずみは引張側へ移行する傾向が見られる。これは、圧縮ブレースの座屈による左右ブレースの不釣合力がはり鉛直荷重と同様の効果を持っているためであると考えられる。次に、K-1骨組の2Fはり ( $\kappa = 0.3$ ) では、はり中央たわみとも呼応してひずみが更に大きくなり、僅かではあるが累積する傾向も見られる。これは、塑性ヒンジがはり中央部の他に、水平変位の方向によりはりの左右端に交互に形成するためであると考えられ、通常のラーメン骨組では  $\kappa \geq 0.35$  のときに顕著に現われ始めた現象である。柱、はり、ブレースの組み合わせによって性状は異なると考えられるが、K型ブレース付骨組のはり端フランジひずみの予測の際には、はり鉛直荷重と共にブレースの不釣合力の効果も、考慮する必要があるものと考えられる。

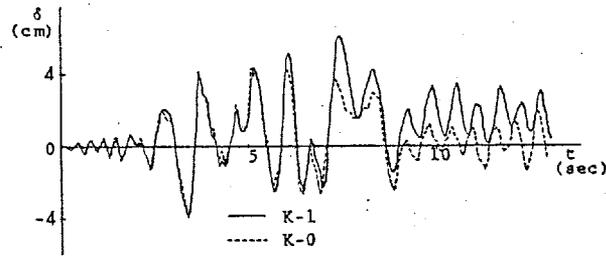


Fig.4.29 Time History of Inter-Story Displacements (1st Story)

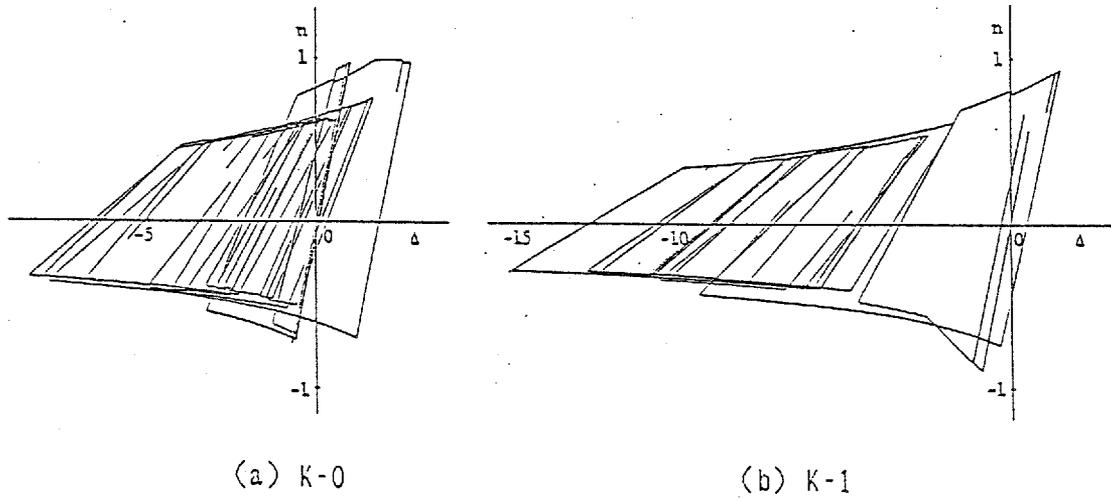


Fig.4.30 Calculated Restoring Force Characteristics of Braces

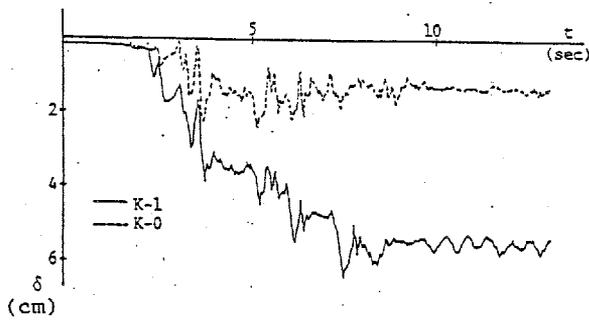


Fig.4.31 Time History of Vertical Displacements of Beam Center

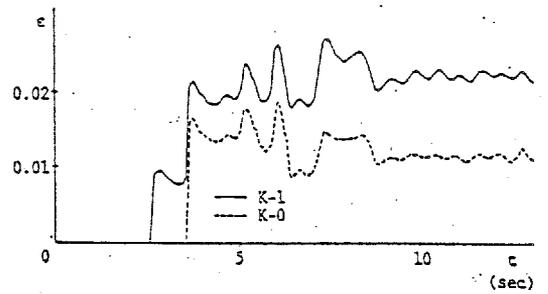


Fig.4.32 Time History of Flange Strains at 2F Beam End

#### 4.4.6 ひずみ速度の影響

鋼材の履歴特性に与えるひずみ速度の影響は現在研究が進められているところである[38]が、非定常な静的応力-ひずみ関係のごとく詳細に定式化[15,16]されるまでには至っていない。そのため、本論文では動的載荷時の構造物の挙動に対するひずみ速度の影響を直接把握することは出来なかった。そこで、本論文における動的応答解析結果より、まず各部のひずみ速度 $\dot{\epsilon}$ を求めてみた。Fig.4.33に $\dot{\epsilon}$ の時刻歴応答を示す。同図は0.1秒ごとの平均的なひずみ速度を求めて図示したものである。いずれの骨組でもその傾向は比較的類似している。即ち、初期にはり端に塑性化が進行するとひずみ速度に急激な上昇が見られ0.15 /sec程度に達することもある。しかし、それ以降は通常0.05 /sec以内であった。最初に大きいひずみ速度が得られたのは、鋼の応力状態が降伏棚上にある場合とほぼ一致しているものと思われる。これらは、加藤等[39]の柱端におけるひずみ速度の試算値0.1 /secよりやや大きい値を与えているが、若林等の解析結果[40] 0.2~0.6 /secよりは小さい。若林等は同論文においてこの程度のひずみ速度を生じる1層1スパン架構の振動実験と動的解析結果を報告している。そして、ひずみ速度の影響を考慮しても最大層間変位応答値は必ずしも減少するとは言いえないが、全般的な傾向として、ひずみ速度を考慮しない場合の解析結果が、考慮した場合の解析結果に比べ応答層間変位はほぼ同程度か大きくなっている。以上の点より、静的引張試験を基にして行なった本解析結果(最大層間変位、はり端最大ひずみ靱性率)は動的効果を考慮した場合に比べ極端に小さい危険側の値を与えることはないものと推定される。

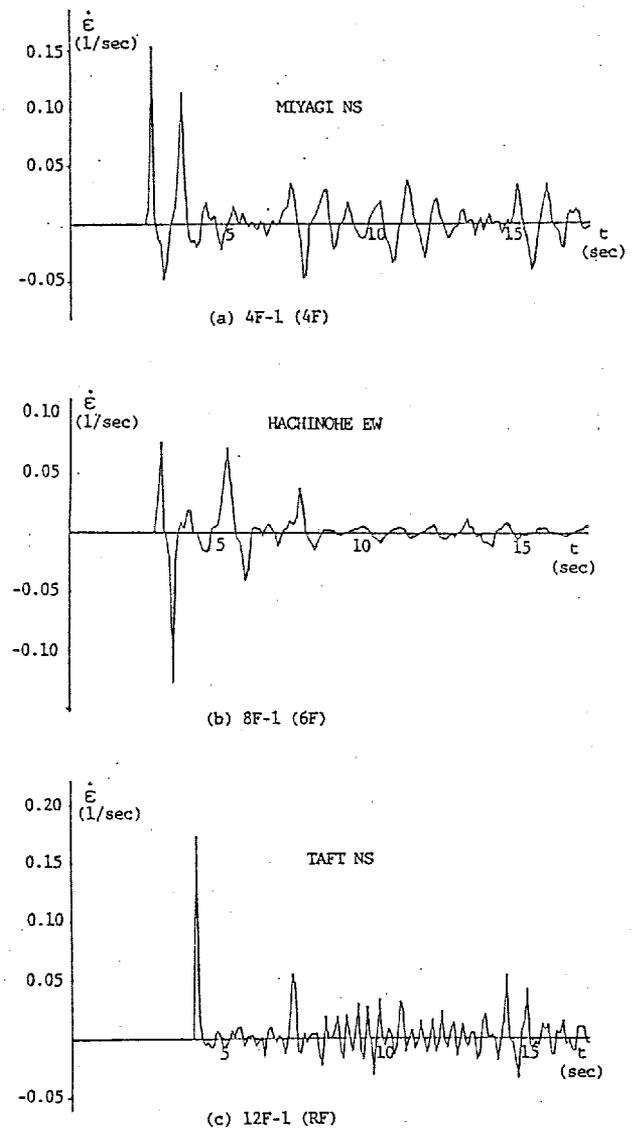


Fig.4.33 Time History of Flange Strain Rate of Beam End

#### 4.5 骨組はり端部ひずみの繰返し応答性状について

激震時の繰返し載荷状態における柱はり溶接仕口部の破断の可能性は極低サイクル疲労として金多[41]により考察が行なわれている。金多は激震主要動の継続時間を高々15秒と考え、純鉄骨高層建築物の基本固有周期を最小1.5秒と考えれば十分であると述べている。また、激震を想定した1回のひずみ振幅を±1.5%と仮定し接合部に特有の形状変化が無いとすれば、無欠陥の突き合わせ溶接部は母材部、溶着金属部、熱影響部とも十分安全であることを示している。

本節では以上の点を踏まえ、これまでの地震応答解析結果よりこのような破断形式に直接関係する繰返しひずみ幅を整理するとともに、欠陥を有する柱はり溶接仕口部が激震によりどの程度の累積損傷を与えられるか、低サイクル疲労の考え方を適用して評価してみた。

まず、Fig.4.10におけるひずみの時刻歴応答値から、金多が指摘しているごとくひずみの繰返し周期は骨組基本固有周期と、ほぼ同程度であることが知られる。次に、これらのひずみ応答結果をレインフロー法[18]を用いて分解し、塑性ひずみ幅を0.5%単位に区分けして、半波ごとの頻度を示した例がFig.4.

34である。図中の数字は、上から最大ひずみ応答値、半波の総数を示す。ただし、最大ひずみ応答値はFig.4.35に示すAEに対応しており、Fig.4.34ではそれはカウントしていない。また、Fig.4.36は全ての応答結果の中から、それぞれの塑性ひずみ幅の区間に生じた回数の最大値を示したものである。いずれの解析結果の場合も激震において、最大塑性ひずみ振幅（最大塑性ひずみ幅 $\Delta\varepsilon$ の半分）として±1%を越えるものはなかった。

次に、これらの繰返しひずみ幅による溶接仕口部に累積する損傷の程度を把握するため、ここでは欠陥率12%の柱はり溶接仕口部の繰返し載荷実験より得られた次の疲労寿命則[47]を適用してみる。

$$\varepsilon_{pa}(N_f)^{0.45} = 0.029 \quad (4.3)$$

ここで、 $\varepsilon_{pa}$ は塑性ひずみ振幅、 $N_f$ は破断までの繰返し

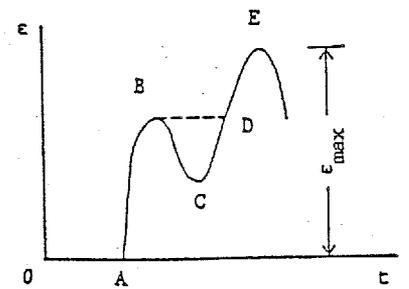


Fig.4.35 Maximum Strain

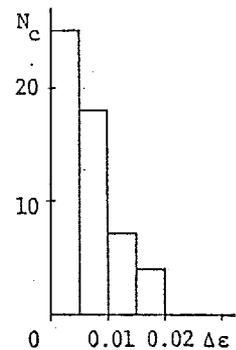
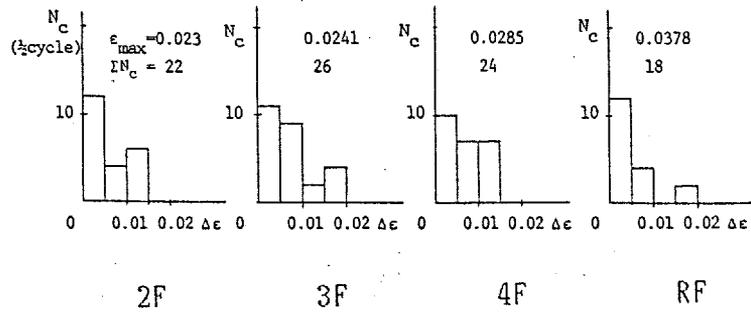
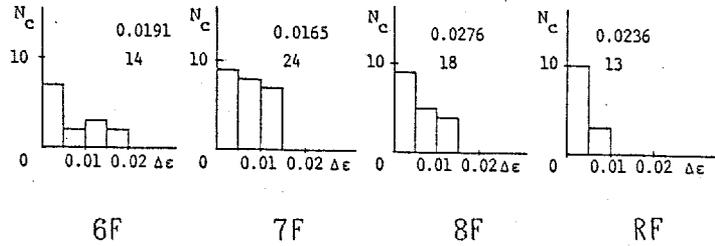
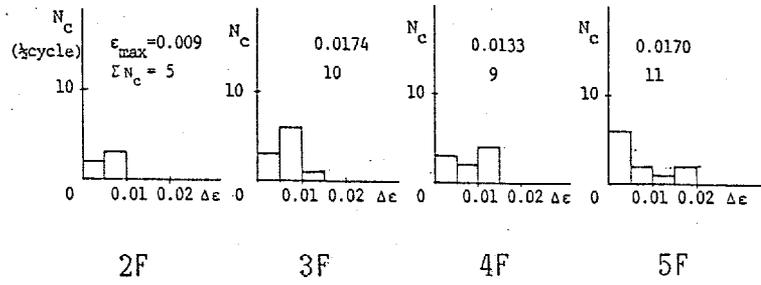


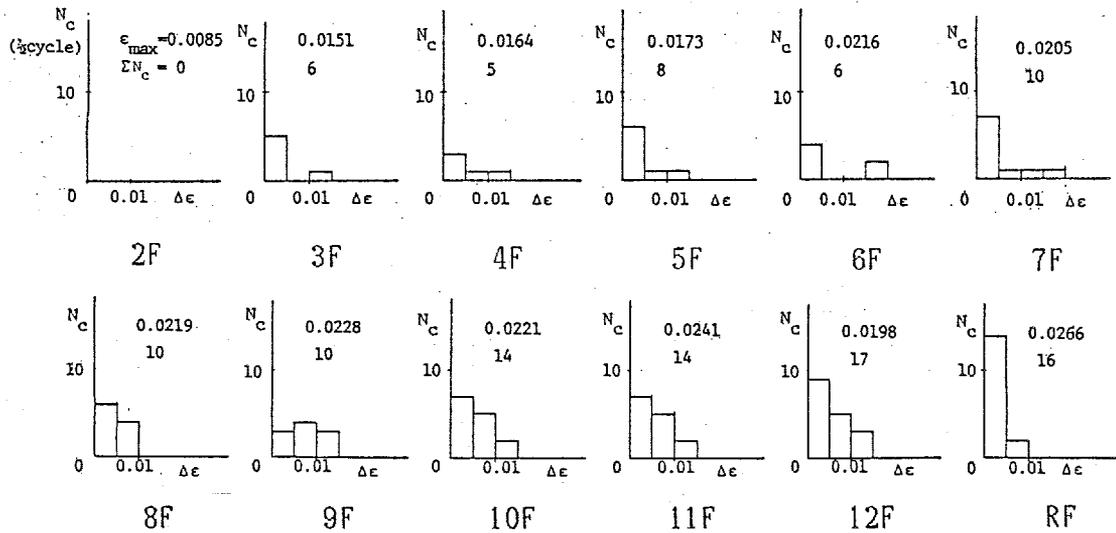
Fig.4.36  
Maximum Number and Size  
of Plastic Excursions



(a) 4F-1(MIYAGI NS)



(b) 8F-1(MIYAGI NS)



(c) 12F-1(MIYAGI NS)

Fig.4.34 Number and Size(Strain) of Plastic Excursions

回数である。累積損傷の評価は大路の方法[17]によることとする。大路の考え方によると平均ひずみ（ここでは、最大ひずみ  $\varepsilon_{\max}$  と考える）を加える過程は  $N_c=1/4$  サイクル、ひずみ幅  $2\varepsilon_{\max}$  のひずみサイクルと考えられるので、次式が与えられる。

$$\left(N_f - \frac{1}{4}\right) \Delta\varepsilon^{a'} = \left(\frac{2}{4}\right) (\varepsilon_f^{a'} - \varepsilon_{\max}^{a'}) \quad (4.4)$$

ここで、 $\Delta\varepsilon$  は塑性ひずみ幅を示す。 $a'=1/0.45$  であり、 $\varepsilon_f$  は (4.3) 式の右辺より求まる値を示す。すると、一定ひずみ振幅を評価する場合、 $\varepsilon_{\max}=\Delta\varepsilon/2$  であることより左右辺の第2項は不必要であり (4.3) 式で  $\varepsilon_{pa}=\Delta\varepsilon/2$  としたものに一致する。激震時にははり端フランジのひずみレンジが引張または圧縮の一方向へ移動する傾向が見られることより、繰返しひずみ幅による損傷を評価する際、安全側の仮定として分解したひずみ幅は全て、その最大値が  $\varepsilon_{\max}$  となる位置で繰返されるものとみなす。各ひずみ幅  $\Delta\varepsilon_i$  の繰返し数を  $N_{ci}$  とし、(4.4) 式の右辺第2項を左辺へ移すと次式となる。

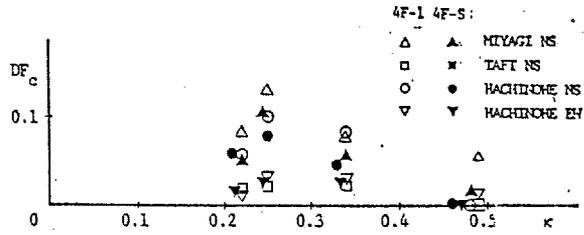
$$\sum N_{ci} \Delta\varepsilon_i^{a'} + \frac{(2\varepsilon_{\max})^{a'}}{4} = \frac{(2\varepsilon_f)^{a'}}{4} \quad (4.5)$$

上式右辺は任意のひずみ幅  $\Delta\varepsilon_i$  の定ひずみ試験結果より  $N_{fi} \cdot \Delta\varepsilon_i^{a'}$  に一致する。ここで、 $N_{fi}$  は  $\Delta\varepsilon_i$  のときの  $N_f$  を示す。すると、上式は次式となる。

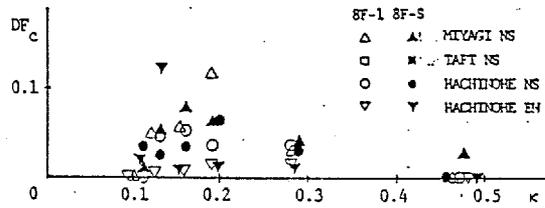
$$\left\{ \frac{N_{ci}}{N_{fi}} + \left(\frac{\varepsilon_{\max}}{\varepsilon_f}\right)^{a'} \right\} = 1 \quad (4.6)$$

これは、累積損傷 (DF) を各ひずみ幅の繰返しによるもの  $\sum N_{ci}/N_{fi}$  と、Fig.4.35 の AE で示す最大ひずみによるもの  $(\varepsilon_{\max}/\varepsilon_f)^{a'}$  の和として表わすことが出来ることを示している。このため、本研究では両者が寄与する累積損傷値を別々に求めることとする。Fig.4.37, 4.38 は (4.3) 式を基にして求めた  $DF_c = \sum N_{ci}/N_{fi}$ 、 $DF_m = (\varepsilon_{\max}/\varepsilon_f)^{a'}$  を各骨組ごとに  $\kappa$  について示したものである。また、Fig.4.39 は両者の和を示している。これらの結果より、DF 値のうち  $DF_c$  によるものは極めて少なく、 $DF_m$  によるものが大半を占めていることがわかる。

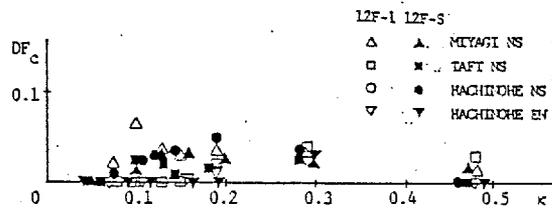
このように各種の激震に対して求めた DF 値は  $\kappa \leq 0.3$  で高々 0.3 であり、 $\kappa > 0.3$  でも 0.5 を越えることはなかった。現実には、実験結果のばらつき、載荷順序の影響などもあり一概にはいえないが、金多等[42,43] は溶接継目部近傍の破断の安全側の目安として  $DF=0.5$  を考えているようであり、これをそのまま適用するとすれば (4.3) 式



(a) 4F-1,4F-S

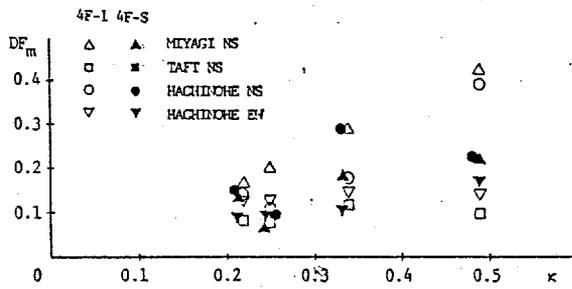


(b) 8F-1,8F-S

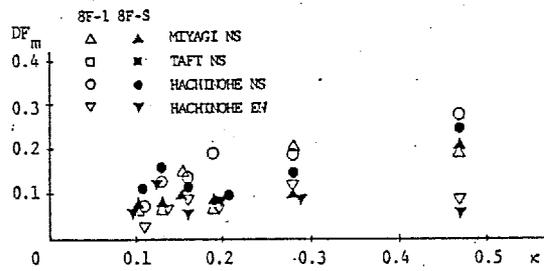


(c) 12F-1,12F-S

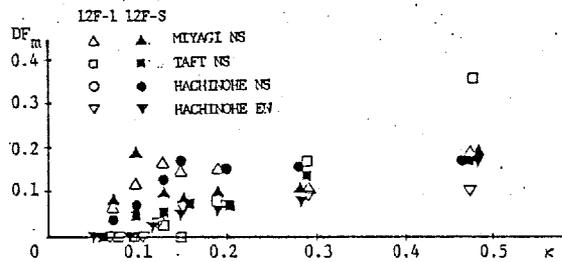
Fig.4.37  
Cumulative Damage Factors( $DF_c$ )  
Obtained from Cyclic Plastic Strain



(a) 4F-1,4F-S

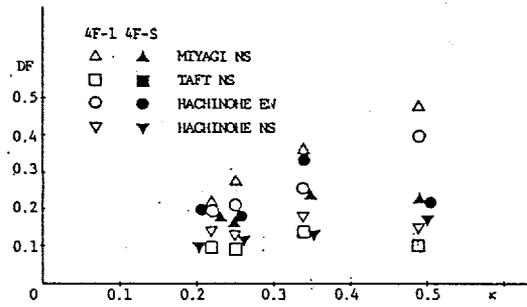


(b) 8F-1,8F-S

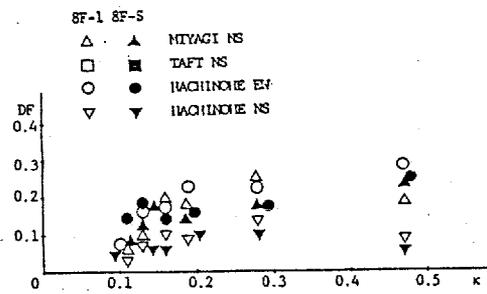


(c) 12F-1,12F-S

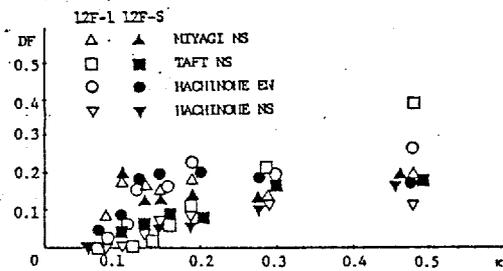
Fig.4.38  
Cumulative Damage Factors ( $DF_m$ )  
Obtained from Average Strain



(a) 4F-1, 4F-S



(b) 8F-1, 8F-S



(c) 12F-1, 12F-S

Fig.4.39 Total Amount of Cumulative Damage Factor (DF)

に基づく極低サイクル疲労破壊に対しては一応安全であるという結果が得られた。また、前述したごとく、Fig.4.36 はこれまでの全ての動的解析結果を含む形で、各ひずみ区間で発生したひずみ幅の最大繰返し数を示している。いま、激震時に高層骨組はり端部が塑性化する回数として地震継続時間／骨組固有周期により推定される半波の最大繰返し数20回分[41]を同図のひずみ幅の大きい方から選び、同区間内の大きい方の境界値を用いて求めた $DF_c$ 値は0.45であった。これに、Fig.4.38 における $\kappa \leq 0.3$ の最大値として $DF_m=0.2$ をとり、それを加えると $DF=0.65$ となる。これは、前述した安全側の目安0.5を越えている。一方、第8章で試算している結果によると、SM50鋼の素材特性として平均値および平均値+標準偏差を採り、 $\kappa=0.1$ を想定したとき許容し得る等価貫通欠陥長さ $2l_{eq}$ はそれぞれ18、10mmであった。高層骨組のはりフランジ幅は通常200mm程度は確保されていることを考え合わせると、このときの欠陥率はそれぞれ9%、5%前後となり、それに対する損傷値はかなり小さくなるものと推定される。これをそのまま全ての骨組に適用することは出来ないが、通常高層骨組の構造設計[29,30,31]においては100年に一度生じるような激震として350~500gal程度の最大加速度( $\alpha_{max}$ )を持つ実地震波数種類に対して最大層靱性率応答値を2以内に抑える設計をしているのに対し、本解析例では500galの $\alpha_{max}$ を想定し、層靱性率も2~4程度が常時得られていることから、実際の高層骨組に対してもこの結果は、一応安全側の値を与えるものと考えることが出来よう。ただし、これらの結果は溶接方法によっても変化するものと考えられるし、ランダムなひずみ履歴におけるDF値の正確な評価方法も、現在のところ確立されているわけではないため、今後更に詳細に検討していく必要があるものと考えられる。また、本解析例ではDFに対する $DF_m$ の占める割合が大きかったため、その正確な評価方法の確立が必要である。また、累積損傷の評価に際して、ひずみ速度の影響も問題となると思われる。この点に関して、金多等[43]は門型ラーメンの振動台実験を行ない、柱はり仕口部の低サイクル疲労破壊に対する損傷値を静的加力時の疲労寿命則に基づいて評価した場合、動的加力時の低サイクル疲労破壊は静的加力時のそれと同程度の損傷で生じることを報告している。筆者等も文献48で鉄骨ばりの静的および動的载荷を行ない、ひずみ速度の増加による低サイクル疲労特性への顕著な影響は見られないことを報告している。このため、前述した累積損傷値の評価結果はひずみ速度の影響により大きな変化を生じることはないものと推定される。ただし、欠陥周辺ではこれらの文献で採用したひずみ速度よりかなり大きいひずみ速度を生じる場合もあると考えられるため、更に

十分な検討を重ねる必要があるろう。

## 4.6 結び

本章では4, 8, 12層一スパンおよび水平方向無限均等ラーメンに4種類の実地震波を入力した地震応答解析を行ない、以下の結論が得られた。

1) 素材特性モデル化の影響は、概括的応答性状には大きく現われないが、はり端ひずみなどの局部変形性状には大きく現われる傾向があり、その選定には注意する必要がある。これは、静的単調および繰返し載荷を行なった第3章の結果と同じである。

2) はり鉛直荷重による初期モーメントの影響で、はり端ひずみは上フランジで引張側へ、下フランジで圧縮側へ早期に移動し、その絶対値は大きくなる傾向がみられた。更に、 $\kappa \geq 0.35$ と大きい場合にははり端フランジひずみの累積性状が観察された。また、動的解析結果より得られた $\theta - \varepsilon$ 関係における $\varepsilon$ の各ピーク値は $\kappa \leq 0.3$ のとき単調載荷時の $\theta - \varepsilon$ 関係にほぼ乗ってることが知られた。一方、概括的応答性状に対するはり鉛直荷重の影響は小さいことが知られた。

3) 柱はり接合部パネルの塑性変形ははり端フランジひずみを緩和する傾向を示すが、それは $pR_y = 0.6 \sim 0.8$ の範囲で顕著であった。

4) 水平地動と鉛直地動を同時入力しても、水平地動を単独入力した場合に比べ骨組の概括的応答性状に大きな差は見られなかった。しかし、 $\kappa \geq 0.3$ と大きく、はり鉛直振動固有周期に近い鉛直地動成分の入力時には、はり端フランジひずみに対する影響が観察された。

5) K型ブレース付骨組では圧縮筋達の座屈に伴い発生するはり中央における不釣合力がはり鉛直荷重と類似の効果をもたらすため、同一の $\kappa$ を持つ通常の平面骨組より大きいひずみ靱性率をもたらす可能性がある。そのため、K型ブレース付骨組の $\kappa$ を算定するときにはこの不釣合力を併せて考える必要がある。

6) 柱はり仕口溶接部の極低サイクル疲労破壊の尺度と考えられる繰返しひずみ振幅は、層靱性率振幅として2~4程度を生じた本解析例でも高々 $\pm 1\%$ 以内に収まっていた。また、これらのデータを基に欠陥率12%の疲労寿命則(炭酸ガスシールドアーク溶接の場合)より激震による累積損傷値DFを求めたが、金多等が破断の安全側の目安と考えている0.5を越えるものはなかった。高層骨組は通常の激震に対して $\mu = 2$ 以内に収まるよう設計されているため、欠陥の評価に際しては高層骨組がなんらかの理由で一時的に $\mu = 5$ 程度に達する場合を想定して必要伸び能力(最大ひずみ靱性率)を求め、静的強

度（保有耐力、伸び）との比較により検討を行なうことが現実的であると考えられる。

[参 考 文 献]

1. 日本建築学会：地震荷重と建築構造の耐震性 昭和51年12月
2. 秋山 宏：建築物の耐震極限設計 東京大学出版会 昭和55年9月
3. 武藤 清：耐震設計シリーズ／応用編 構造物の動的設計 丸善 昭和52年1月
4. S.C.Goel and G.V.Berg: Inelastic Earthquake Response of Tall Steel Frames  
Proc. of ASCE, Vol.94, No.ST8, August 1968
5. N.G.Nigam: Yielding in Framed Structures under Dynamic Loads,  
Proc. of ASCE, Vol.96, No.EM5, October, 1970
6. J.C.Anderson and R.P.Gupta:  
Earthquake Resistant Design of Unbraced Frames,  
Proc. of ASCE, Vol.98, No.ST11, November, 1972
7. 坂本 順、多賀直恒、小浜芳朗：  
塑性設計骨組の静的ならびに動的応答性状に関する考察  
日本建築学会論文報告集 第200号 昭和47年10月
8. 藤原悌三：建築架構の地震応答とその構成部材の耐震安全性に関する研究  
京都大学学位論文 昭和53年2月
9. S.A.Anagnostopoulos: Post-Yield Flexural Properties of Tubular Members,  
Proc. of ASCE, Vol.105, No.ST9, Sept.1979
10. 井上一朗、小川厚治他：鋼構造筋違い付多層骨組の塑性設計に関する研究  
日本建築学会論文報告集 その2 第268号 昭和53年6月  
その4 第283号 昭和54年9月
11. I.Kasiraj and J.T.P.Yao: Fatigue Damage in Seismic Structures,  
Proc. of ASCE, Vol.95, No.ST8, August, 1969
12. I.Kasiraj: Fatigue Failure of Nonlinear Multistory Seismic Structures,  
Proc. of ASCE, Vol.98, No.ST3, March, 1972
13. M.T.Suidan and R.A.Eubanks:  
Cumulative Fatigue Damage in Seismic Structures,  
Proc. of ASCE, Vol.99, No.ST5, May, 1973
14. 石田修三：弾塑性骨組の静的及び動的大たわみ解析法

京都大学学位論文 昭和50年6月

15. 横尾義貫、中村恒善：Non-stationary Hysteretic Uniaxial Stress-strain Relations of a Wide-flange Steel  
日本建築学会論文報告集 第259号 Part I 昭和52年9月  
第260号 Part II 昭和52年10月
16. 中村恒善、鎌形修一、小坂郁夫：  
非定常履歴単軸構成法則とその部材解析への適用 その1  
日本建築学会論文報告集 第300号 昭和56年2月
17. 大路清嗣：低繰返し数疲れにおける累積損傷の仮説の検討  
日本機械学会誌 第70巻 第576号 昭和42年1月
18. 松石正典、遠藤達雄：変動応力を受ける金属の疲れ（第3報）  
日本機械学会九州支部講演論文集 No.68-2, 昭和43年3月
19. 坂本 順、小浜芳朗：鋼構造架構の塑性設計法に関する考察  
日本建築学会論文報告集 第203号 昭和48年1月
20. 五十嵐定義、小川厚治：鋼構造骨組の耐震設計用動力学モデルに関する研究  
その1 日本建築学会論文報告集 第268号 昭和53年5月
21. 仲 威雄、中尾雅躬、小佐野宏：  
鋼構造柱はり接合部と柱はり材端の塑性域における相互影響  
日本建築学会大会学術講演梗概集 昭和55年9月
22. 河野昭雄：鋼構造骨組の弾塑性変形性状に及ぼす部材と柱はり接合部のせん断変形の影響並びにその評価に基づく耐震設計に関する研究  
九州大学学位論文 昭和57年12月
23. 日本建築学会：鋼構造設計規準 昭和45年4月
24. 中辻照幸、藤盛紀明、倉持 貢：建築鉄骨現場溶接部の欠陥発生状況の調査研究  
日本建築学会論文報告集 第314号 昭和57年4月
25. 佐藤邦彦、豊田政男：要求性能に応じた溶接欠陥の限界評価  
(鋼構造物の欠陥評価と安全性 その6)  
JSSC Vol. 12 No. 124 1976. 4
26. 藤本盛久、中込忠男、泉 満：欠陥を有する溶接部の変形能力に関する研究  
(その3) 日本建築学会論文報告集 第328号 昭和58年6月

27. 泉 満：柱-はり T型突合せ溶接部の欠陥が架構の変形能力に与える影響  
日本建築学会大会学術講演梗概集 その1 昭和52年9月  
その2 昭和53年9月
28. 藤本盛久・松下真治：  
鋼構造骨組におけるはり端の歪度と層変形量の関係について  
日本建築学会論文報告集、第301号 昭和56年3月
29. 鋼材倶楽部：日本の鋼構造 1 新宿住友ビルディング 昭和49年6月
30. 松下清夫他：安田火災海上新本社ビル その構造設計について  
カラム 54号 昭和49年11月
31. 村田義男他：新共済ビル（札幌全日空ホテル）の構造  
カラム 54号 昭和49年11月  
（地震応答解析による局部変形性状）
32. J.C.Anderson and V.V.Bertero: Effects of Gravity Loads and Vertical  
Ground Acceleration on the Seismic Response of Multistory Frames,  
Proc. of 5th WCEE, June, 1973
33. 南 和夫、桜井譲爾、大野富男：  
個別減衰と上下動を考慮した地盤・基礎・建物連成系の地震応答  
第4回日本地震工学シンポジウム 昭和50年11月
34. S.C.Goel: Seismic Behaviour of Multistory K-Braced Frames Under Combined  
Horizontal and Vertical Ground Motion  
Proc. of 6th WCEE, January, 1977
35. 谷 資信、曾田五月也：  
上下地震動の影響を考慮した鉄筋コンクリートフレームの地震応答計算  
第5回日本地震工学シンポジウム 昭和53年11月
36. 藤井正経、速水 浩、久徳敏治：大スパン建築構造物の上下振動について  
日本建築学会大会学術講演梗概集 昭和45年9月
37. 五十嵐定義、井上一朗：柱・はり仕口溶接部に要求される伸び性能  
JSSC Vol.12, No.124, 1976
38. 岩井 哲、吉田 望、中村 武、若林 実：  
構造部材の挙動に及ぼす載荷速度の影響に関する実験的研究 その1

39. 青木博文、加藤 勉、難波恒夫、佐藤亘宏：

変断面鋼板引張材の変形能力に及ぼす試験温度・ひずみ速度の影響

日本建築学会論文報告集 第322号 昭和57年12月

40. 若林 実、中村 武、林 康裕：

構造物の挙動に及ぼす載荷速度の影響に関する実験的研究 その4

日本建築学会近畿支部研究報告 昭和58年6月

41. 金多 潔：激震による溶接接合部の塑性変形

JSSC Vol.12, No.124, 1976

42. 金多 潔、甲津功夫、内山義英、木原 茂：

繰返し曲げを受ける鋼構造はり端部の挙動に関する実験的研究（その4）

日本建築学会大会学術講演梗概集 昭和55年9月

43. 金多 潔、甲津功夫、浜根潤也、篠原 祥：

振動台を用いた鋼梁降伏型模型骨組の破壊実験

第6回日本地震工学シンポジウム 昭和57年12月

44. 佐藤邦彦・岡本修平：

高ひずみの繰返しを受ける欠陥を含む溶接部の変形破壊挙動（その1）

日本建築学会大会学術講演梗概集 昭和52年10月

45. 中辻照幸・藤盛紀明：鉄骨溶接部の欠陥評価に関する研究

日本建築学会大会学術講演梗概集 その1 昭和51年10月

その2 昭和52年10月

その3 昭和54年9月

46. 中辻照幸・藤盛紀明：建築鉄骨溶接部における溶接欠陥の限界評価に関する研究

清水建設研究所報 その1 Vol.31, 1979.10

その2 Vol.32, 1980.4

47. 藤本盛久、泉 満：欠陥を有する溶接部の変形能力に関する研究

日本建築学会論文報告集 第288号 昭和55年2月

48. 椋代仁朗、松尾 彰、赤羽政行：

静的および動的荷重を受けるH形鋼ばりの弾塑性変形挙動に関する研究 その1, 2

日本建築学会中国支部研究報告 第10巻1号 昭和60年3月

49. 石丸辰治：塑性率制御法

日本建築学会論文報告集 その1 第232号, 昭和50年6月

その2 第233号, 昭和50年7月

50. 山田 稔、辻 文三、中西貞夫、窪田孝一：

軸圧を受ける筋違付鉄骨単位ラーメンの弾塑性変形性状に関する研究

日本建築学会大会学術講演梗概集 昭和49年10月

51. 遠山幸三、宮下 丘、田中直樹、鎌形修一：鉄骨骨組の非線形 SLICE解析

日本建築学会大会学術講演梗概集 昭和55年9月

52. 武藤 清、高根弘志他：筋かい付鉄骨骨組構造の耐震性に関する研究

日本建築学会大会学術講演梗概集 昭和56年9月

昭和58年9月

53. 柴田道生、若林 実：繰返し荷重を受ける筋違付架構の弾塑性解析

日本建築学会論文報告集 第325号 昭和58年3月

54. 柴田道生、若林 実：繰返し荷重を受けるK型筋違付架構の実験

日本建築学会論文報告集 第326号 昭和58年4月

55. 柴田道生、若林 実：K型筋違付架構の塑性耐力

日本建築学会論文報告集 第326号 昭和58年4月

56. 加藤 勉、向井昭義：K型筋かい骨組の耐力と変形

日本建築学会大会学術講演梗概集 昭和58年9月

57. 遠山幸三、石井孝二、飯塚真巨、津川恒久、青柳隆之、小西 昇：

小型模型実験によるK型筋かい付鉄骨骨組の復元力特性に関する研究

日本建築学会大会学術講演梗概集 昭和58年9月

58. 山内泰之、緑川光正、西山 功、梅村 魁、加藤 勉、渡部 丹：

日米共同大型耐震実験研究16～27

「K型筋かい付鉄骨造実大6層建物の耐震実験」

日本建築学会大会学術講演梗概集 昭和59年10月

59. 後藤幸義、吉貝 滋：K型筋かい付鉄骨骨組の終局耐力に関する検討

日本建築学会大会学術講演梗概集 昭和59年10月

60. 石田修三、今一 亨、森迫清貴、薬研地 彰：

繰返し強制変位を受けるひずみ硬化K型筋違付骨組の大たわみ解析

日本建築学会大会学術講演梗概集 昭和59年10月

61. 柴田道生、中村 武、若林 実：鉄骨筋違の履歴特性の定式化

日本建築学会論文報告集 その1 第316号 昭和57年6月

その2 第320号 昭和57年10月

62. 椋代仁朗、松尾 彰、西谷 剛：

鋼構造骨組におけるはり端フランジ軸ひずみの地震応答について

日本建築学会大会学術講演梗概集 昭和55年9月

63. 椋代仁朗、松尾 彰、西谷 剛、正藤倫宏：

激烈震を受ける鋼構造骨組はり端部の動的応答性状に関する研究

日本建築学会大会学術講演梗概集 昭和56年9月

64. 椋代仁朗、松尾 彰：

激烈震を受ける鋼構造骨組はり端ひずみの性状について

日本建築学会論文報告集 その1 第313号 昭和57年3月

その2 第318号 昭和57年8月

65. 椋代仁朗、松尾 彰：

鋼構造骨組はり端フランジ軸ひずみの動的応答値に与える鉛直地動の影響について

日本建築学会中国支部研究報告 第10巻1号 昭和57年10月

66. 椋代仁朗、松尾 彰、北本拓也：

激震を受ける重層骨組のはり端ひずみ応答に与える柱はり接合部変形の影響

日本建築学会大会学術講演梗概集 昭和59年10月

67. 椋代仁朗、松尾 彰、北本拓也：

ブレース付平面骨組の地震応答解析とはり端ひずみ性状に関する研究

日本建築学会中国支部研究報告 第12巻 昭和60年3月

### 5.1 まえがき

合成ばりの解析法についてはこれまで各方面で研究されている。[1~6] これらは、合成ばりの弾塑性域にわたる変形性状を詳細に追跡し、解析と実験の両面より合成ばり設計の為の基礎的な資料を得ようとするものと[1~4]、解析法を出来るだけ単純化することにより合成ばり架構の解析に適用し、合成ばりの効果を考慮した合理的な骨組設計の資料を得ようとするもの[5,6]に分けることが出来よう。

前者に関しては、まず N.M.Newmark等[1]がスタッドのずれの効果を考慮した微分方程式を解き弾性理論解を求めている。李等[3]は各スタッド間のスラブおよび鉄骨を線材と見なした単純ばりの解析を行なっている。次に、青柳等[2]はスラブおよび鉄骨を2次元有限要素で分割し、合成ばりをこれらとスタッドで構成される3次元構造物と見なしたmembrane解析を行ない、スラブ内の詳細な応力分布を求めることに成功している。また、平野等[4]もほぼ同様な有限要素法による解析を採用しているが、スラブにシェル要素を用いたり、スタッドにずれ以外の自由度を考慮したりするなど最も詳細なモデル化を行なっている。このように、青柳等、平野等による有限要素解析は分割を細かくしていけば極めて詳細な結果を得ることが可能であると考えられるが、反面1試験体の弾塑性解析を行なうだけでもかなりの計算量を必要とすることが予想される。特に本論文で調査しようとする局部的なひずみ性状の把握のためにはかなり細かい分割が必要となり不向きであると考えられる。

後者に関しては、坂本[5]による近似弾塑性増分たわみ角式を用いた3層実大鉄骨骨組の解析例や、五十嵐等[6]による一般化塑性ヒンジ法を応用した重層骨組の動的応答解析例が報告されている。ここでは、単純化の目的で両者共にスタッドのずれの効果は考慮されていない。

以上の点より、合成ばりにおける局部ひずみ性状を詳細に追跡しようとする本研究に、これらの解析法をそのまま適用することは、前者では解析時間と容量の面で、後者では精度の面で問題があると考えられる。そのため本章では新しい2つの合成ばり解析法を提案することとする。何れも、ハイブリッド型応力法に基づくものであり、最終的

には1部材8自由度に帰するものである。解析Iはスラブ内応力分布の特徴から、スラブ有効幅を変化させることにより一次元部材として扱おうとするものであり、合成ばり架構の静的および動的解析に適している。解析IIはスラブ内応力の二次元的な分布を仮定したものでやや複雑であり解析時間も解析Iに比べると多く必要とするため、合成ばり自身の弾塑性解析に適している。

本章ではこれらの解析方法を述べた後、Newmarkの弾性理論解や合成ばり実験結果との比較を行ない、本解析法の有効性を検討する。

## 5.2 合成ばりの解析法

前節で述べたごとく本論文では、2つの合成ばり解析法を提案する。いずれも、ハイブリッド型応力法[8]に基づくもので第2章で用いた骨組解析法[7]を発展させたものである。まず、両解析法に共通な仮定を行なう。

1) RCスラブと鉄骨ばりとの合成はスタッドのみにより行なわれ両者間の付着は無視する。

2) デッキプレートの影響は無視する。

3) コンクリートの応力-ひずみ関係は Fig.5.1を仮定する。鉄筋はスラブ降伏後の剛性 $E_c$  および引張降伏応力 $\sigma_c$  として考慮する。

4) 鉄骨ばり断面は平面保持則が成立し、せん断変形の影響は無視する。

次に、ハイブリッド型応力法の汎関数を代表的な合成ばり部材aに適用すると次式が得られる。

$$\begin{aligned} \Pi = & \int_0^L -B(N, M, C) dx \\ & + [-C_1^a w_1 - N_1^a u_1 - Q_1^a v_1 - M_1^a \theta_1 + C_2^a w_2 + N_2^a u_2 + Q_2^a v_2 + M_2^a \theta_2] \end{aligned} \quad (5.1)$$

ここで、 $B(N, M, C)$ は合成ばり各断面におけるコンプレメンタリーエネルギーを表わし、 $N, M$ は(5.2)式で仮定する合成ばりの軸力と曲げモーメントである。また、 $C$ はスラブ内応力(または軸力)を表わし、後に各解析法ごとに示す。次に、 $w$ はスラブと鉄骨との相対的なずれを表わし、その他の変数も Fig.5.2 に定義している。

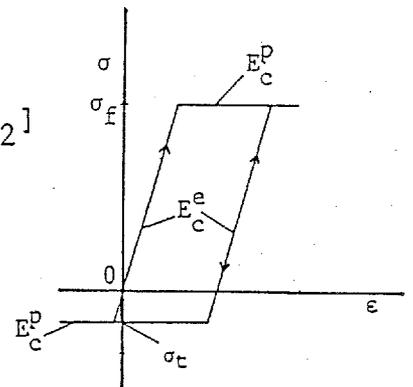


Fig.5.1  
Stress-Strain Relation  
of Concrete

上式中、下添字は要素境界である左右節点での値であることを示し、上添字 a は要素 a 側の値であることを示す。上式をはじめ、以下で扱う諸量は原則として増分関係で示されるべきであるが簡単のため増分記号は省略する。

$$N = N(\text{const}) , M = M_1(1 - \frac{\bar{X}}{L}) + M_2(\frac{\bar{X}}{L}) \quad (5.2)$$

仮定 3) に基づくコンクリートの応力-ひずみ関係として次式を用いる。

$$\sigma = E_c \cdot \varepsilon \quad (5.3)$$

ここで、 $E_c$  は接線剛性である。次に、各解析法ごとにスラブ内応力（または軸力）分布を仮定し、合成ばりのコンプリメンタリーエネルギーを求める。

(a) 解析 I の場合

本解析では、上記の仮定の他に次の仮定を加える。

5) RC スラブでも平面保持則が成立し、その曲率は同一断面位置での鉄骨の曲率と同じとする。(Fig.5.3)

6) スラブ有効幅は Fig.5.4 に示すごとくはり端部で柱フランジ幅とし、それよりはいり中央へ向けて  $45^\circ$  方向に拡がる。

いま、スラブ軸力 C の材軸方向分布を Fig.5.5 のごとく階段状に仮定し、各スタッド区間左端を結ぶ曲線の式を次式で仮定する。

$$C = C_1(1 - \frac{\bar{X}}{L}) + C_n(\frac{\bar{X}}{L}) + (\frac{\bar{X}}{L})(1 - \frac{\bar{X}}{L}) \{ C_2 + C_3(\frac{\bar{X}}{L}) + C_4(\frac{\bar{X}}{L})^2 + \dots \} \quad (5.4)$$

上式で、 $C_1, C_n$  ははり左右端部でのスラブ軸力を示し、 $\bar{X}$  は左端よりスタッド位置までの距離、 $L$  は右外側スタッドまでの距離を示す。(Fig.5.5) すると、各スタッドのせん断力  $T_j$  は次式で示される。

$$T_j = C(\bar{X}_{j+1}) - C(\bar{X}_j) \quad (5.5)$$

いま、 $\sigma^t = \{N, M, C\}$  ,  $S^t = \{N, M_1, M_2, C_1, C_2, \dots, C_n\}$  とすると (5.2) (5.4) (5.5) 式はマトリックス形で形式的に次式のごとく表わすことができる。

$$\sigma = L_1 \cdot S , T_j = L_2 \cdot S \quad (5.6)$$

次に、断面各部のひずみ  $\varepsilon$  は仮定 5) および Fig.5.3 より次式で与えられる。

$$\varepsilon = \varepsilon_s - z\phi + \frac{dw}{dx} \quad (5.7)$$

すると、合成ばり断面の特性は (5.3) 式を考慮すると次式で与えられる。

$$\sigma = D \cdot \varepsilon \quad (5.8)$$

ここで、 $\varepsilon$  は  $\varepsilon^t = \{\varepsilon_s, \phi, \frac{dw}{dx}\}$  で与えられ、 $D$  は下式で与えられる。

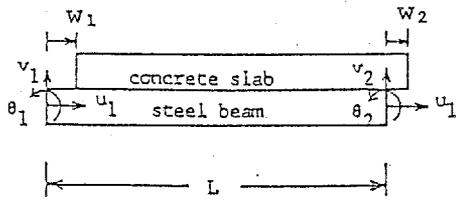


Fig.5.2 Definition of Displacements

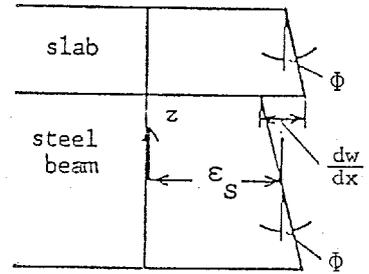


Fig.5.3 Definition of Strains

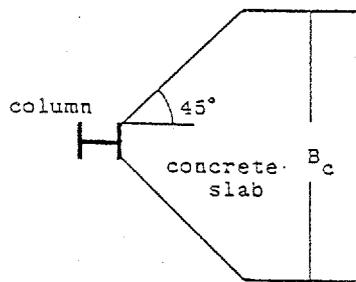


Fig.5.4 Effective Width of Concrete

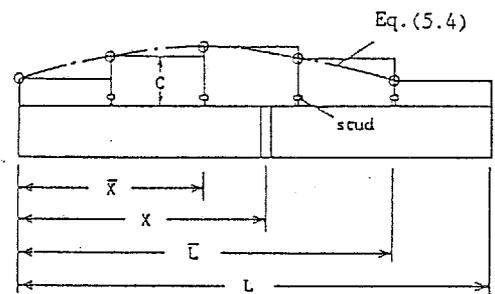


Fig.5.5 Distribution of Slab Axial Forces

$$D = \begin{bmatrix} \int E^* dA & -\int E^* z dA & \int E^* dA_c \\ & \int E^* z^2 dA & -\int E^* z dA_c \\ \text{S Y M.} & & \int E^* dA_c \end{bmatrix} \quad (5.9)$$

上式で $E^*$ は断面内各位置での接線剛性であり、 $dA$ は断面全体、 $dA_c$ はスラブについての積分を示す。いま、上式の逆マトリックスを $C$ とすればスラブと鉄骨ばりのコンプリメンタリーエネルギー $B_{sc}$ は次式となる。

$$B_{sc} = \frac{1}{2} S^t \cdot \left( \int L_1^t \cdot C \cdot L_1 dX \right) \cdot S \quad (5.10)$$

次に、スタッド一本当たりのずれ剛性を $K_{st}$ とすればスタッドのコンプリメンタリーエネルギー $B_{st}$ は次式となる。

$$B_{st} = \frac{1}{2} S^t \cdot \left[ \left( \frac{1}{K_{st}} L_2^t \cdot L_2 \right) \right] \cdot S \quad (5.11)$$

合成ばり全体のコンプリメンタリーエネルギーは(5.10)(5.11)式の和で次式で示される。

$$B(N, M, C) = \frac{1}{2} S^t \cdot F \cdot S \quad (5.12)$$

ここで、 $F = \int L_1^t \cdot C \cdot L_1 dX + \left[ \left( \frac{1}{K_{st}} L_2^t \cdot L_2 \right) \right]$ である。

(b) 解析IIの場合

本解析では仮定1)~4)の他に次の仮定が加わる。

5) スラブの曲げ変形は無視し、スラブはその重心位置で面内力にのみ抵抗する。

6) はり材軸方向に平行なスラブ断面に働く直応力や鉄骨ばり直上のスラブ (Fig.5.6

6のRegion IIで領域IIと呼ぶ)内のせん断応力によるコンプリメンタリーエネルギーは無視する。

7) Fig.5.6のRegion I (領域Iと呼ぶ)におけるせん断剛性は常に一定である。

8) スラブと柱との力の伝達は柱の前面フランジおよび直交ばりを通して行なうものとする。また、柱に直交するはり(直交ばりと呼ぶ)を挟んで隣接する合成ばりとの力の直

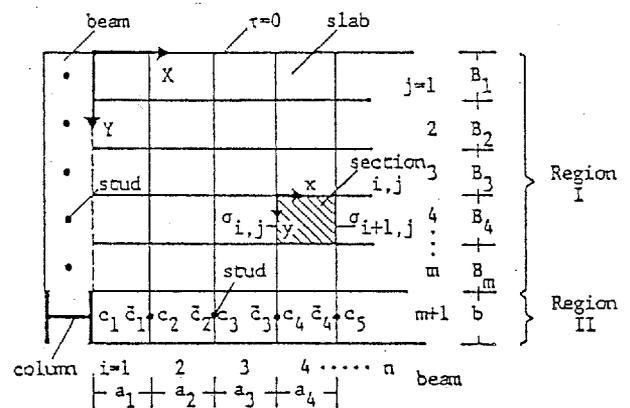


Fig.5.6 Stress Distribution in Slab

接伝達は考えない。

次に、スラブ面内の応力として、はり材軸に垂直な面に作用する直応力 $\sigma$ を考える。即ち、Fig.5.6 に示すごとくスラブをスタッド位置と対応させて $(m+1) \times n$ 個に分割する。鉄骨ばり直上の領域IIは柱フランジと同一幅を持つものとする。各区間内での直応力分布を $x$ 方向に一次式、 $y$ 方向に一定と仮定すれば、領域Iでは区画 $ij$  (section  $ij$ )の左右端での直応力 $\sigma_{i,j}$ と $\sigma_{i+1,j}$ を定義すればよい。すると、区画 $ij$ 内における応力 $\sigma$ は(5.13)式で与えられる。

$$\begin{aligned}\sigma(x) &= \left(1 - \frac{x}{a_i}\right)\sigma_{i,j} + \frac{x}{a_i}\sigma_{i+1,j} \\ &= N_{\sigma} \cdot b_i\end{aligned}\quad (5.13)$$

ここで、 $b_i^t = \{e_i^t, e_{i+1}^t\}$ 、 $e_i^t = \{c_i, \sigma_{i,1}, \sigma_{i,2}, \dots, \sigma_{i,m}\}$ とする。

次に、領域IIの区画 $i, m+1$ は区画の左端での応力 $c_i$ を定義すればよい。すると、同一スタッド区間内ではスラブ全軸力は一定であることより、右端の応力 $\tilde{c}_i$ は(5.14)式となり、任意の位置での応力 $c(x)$ は(5.15)式となる。

$$\begin{aligned}\tilde{c}_i &= c_i + \frac{\tilde{\alpha}}{b'} \sum_{k=1}^m (-\sigma_{i+1,k} + \sigma_{i,k}) B_k \\ &= [1 \ R \ 0 \ R] \cdot b_i\end{aligned}\quad (5.14)$$

ここで、 $R = \frac{\tilde{\alpha}}{b'} \{B_1 \ B_2 \ \dots \ B_m\}$ であり $\tilde{\alpha}$ は鉄骨ばりをはさんでスラブが両側にあるとき2とし、片側にあるとき1とする。また、 $b', B_1, \dots, B_m$ はFig.5.6中に示す。

$$\begin{aligned}c(x) &= \left[1 \ \frac{x}{a_i}R \ 0 \ -\frac{x}{a_i}R\right] \cdot b_i \\ &= N_c \cdot b_i\end{aligned}\quad (5.15)$$

次に、領域Iの区画 $ij$ におけるせん断応力分布はFig.5.6の $Y=0$ の辺で $\tau=0$ を満足し、直応力との釣合条件を満足するよう(5.16)式で与えることができる。

$$\begin{aligned}\tau(y) &= \left[ \sum_{k=1}^{j-1} (\sigma_{i,k} - \sigma_{i+1,k}) B_k + (\sigma_{i,j} - \sigma_{i+1,j}) y \right] / a_i \\ &= N_{\tau} \cdot b_i\end{aligned}\quad (5.16)$$

次に、鉄骨ばり上のスタッドせん断力 $T_i$ は(5.17)式で与えられる。

$$\begin{aligned}T_i &= (c_{i+1} - \tilde{c}_i) b' t_c \\ &= N_{st} \cdot b_i\end{aligned}\quad (5.17)$$

ここで、 $t_c$  はスラブ厚を示す。

また、(5.2)式で示される合成ばり内の任意区間  $i$  の断面における応力  $\sigma^t = \{N \ M\}$  は鉄骨ばり重心位置での直ひずみ  $\varepsilon_s$ 、曲率  $\Phi$  で表わされる  $\varepsilon^t = \{\varepsilon_s \ \Phi\}$  とスラブ内応力分布を用いて(5.18)式で示すことができる。

$$\sigma = D \cdot \varepsilon + E \cdot e_i \quad (5.18)$$

$$\text{ここで、 } E^t = \begin{bmatrix} A^t & -z_c A^t \\ \text{SYM.} & \int E^* z^2 dA \end{bmatrix} \text{ であり、 } z_c \text{ は鉄骨}$$

$$A = b' t_c [1 \ R]$$

重心位置からスラブ重心位置までの距離である。

以上の応力分布を用いて区間  $i$  でのコンプリメンタリーエネルギーを求める。まず、鉄骨ばりでは(5.18)式より(5.19)式となる。

$$B_s = \frac{1}{2} s^t \cdot \left( \int L^t \cdot C \cdot L \, dx \right) \cdot s - e_i^t \cdot \left( \int E^t \cdot C \cdot L \, dx \right) \cdot s + \frac{1}{2} e_i^t \cdot \left( \int E^t \cdot C \cdot E \, dx \right) \cdot e_i \quad (5.19)$$

上式では(5.2)式をマトリックス形で表わした  $\sigma = L \cdot s$ 、 $s^t = \{N \ M_1 \ M_2\}$  と  $C = D^{-1}$  を用いている。次に、領域 I で直応力  $\sigma$  によるものは(5.3)(5.13)式より次式が得られる。

$$B_\sigma = \frac{1}{2} b_i^t \cdot \left( \int \frac{1}{E_c} N_\sigma^t \cdot N_\sigma \, dx \right) \cdot b_i \quad (5.20)$$

また、領域 I でせん断応力  $\tau$  によるものは、せん断剛性を  $G$  として(5.16)式より次式で表わされる。

$$B_\tau = \frac{1}{2} b_i^t \cdot \left( \frac{1}{G} \int N_\tau^t \cdot N_\tau \, dA_c \, dx \right) \cdot b_i \quad (5.21)$$

領域 II で直応力  $c$  によるものは(5.3)(5.15)式より次式で表わされる。

$$B_c = \frac{1}{2} b_i^t \cdot \left( \int \frac{b' t_c}{E_c} N_c^t \cdot N_c \, dx \right) \cdot b_i \quad (5.22)$$

次に、鉄骨主ばり上のスタッド  $i$  では(5.17)式より次式が得られる。

$$B_{st} = \frac{1}{2} b_i^t \cdot \left( \frac{1}{K_{st}} N_{st}^t \cdot N_{st} \right) \cdot b_i \quad (5.23)$$

最後に、直交ばりとその上に溶接されているスタッドがスラブに与える拘束を考慮する

ため、これらのコンプリメンタリーエネルギーを求める。Fig.5.6 に示すスラブ端部の応力 $\sigma_{1,j}$  や $\sigma_{n+1,j}$  は仮定8) より直交ばりおよび同上スタッド $j$ を通して柱はり接合部へ流れるものとする。すると、例えば左端各スタッドのせん断力 $Q_j$  は $Q_j = B_j t_c \sigma_{1,j}$  となる。これをマトリックス形で示すと $Q^T = \{Q_1 \ Q_2 \ \cdots \ Q_m\}$ を用いて(5.24)式とすることができる。

$$Q = H \cdot e_1 \quad (5.24)$$

直交ばりはスタッド先端の力 $Q_j$  に対し、弱軸曲げとねじりで抵抗するものとする。そして、各スタッド間を一要素とし、曲げ、ねじり変形共に3次式で仮定した剛性マトリックス[9] から直交ばり全体の剛性マトリックスを作成する。(5.25)式は一例としてねじりに関する要素の剛性マトリックスを示している。

$$[k_\theta] = \begin{bmatrix} \frac{12EI\omega}{L^3} + \frac{6GK}{5L} & \frac{6EI\omega}{L^2} + \frac{GK}{10} & -\frac{12EI\omega}{L^3} - \frac{6GK}{5L} & \frac{6EI\omega}{L^2} + \frac{GK}{10} \\ & \frac{4EI\omega}{L} + \frac{2GKL}{15} & -\frac{6EI\omega}{L^2} - \frac{GK}{10} & \frac{2EI\omega}{L} - \frac{GKL}{30} \\ & & \frac{12EI\omega}{L^3} + \frac{6GK}{5L} & -\frac{6EI\omega}{L^2} - \frac{GK}{10} \\ & \text{S. Y. M.} & & \frac{4EI\omega}{L} + \frac{2GKL}{15} \end{bmatrix} \quad (5.25)$$

上式で $GK$ はサブナンのねじり剛性、 $E I_\omega$  は曲げねじり剛性、 $L$ は要素長さ(スタッド間隔)を表わす。直交ばり全体の剛性マトリックスに直交ばり両端の境界条件を考慮した後、逆行列をとり $Q$ が関連した外荷重(弱軸曲げでは $Q$ 、ねじりではねじりモーメント $z_c Q$ )以外はゼロであること、また各スタッド位置での変位 $u$ は直交ばりの弱軸方向変位 $u_w$ 、ねじり $\theta$ とスタッド変形 $\gamma$ との和( $u = u_w + z_c \theta + \gamma$ )で表わされることより、 $Q$ と $u$ の関係は(5.26)式のごとく与えることができる。

$$u = G \cdot Q \quad (5.26)$$

すると、(5.24) (5.26)式より左端直交ばりのコンプリメンタリーエネルギー $B_{ed}$  は次式で与えられる。

$$B_{ed} = \frac{\bar{\alpha}}{2} e_1^t \cdot H^t \cdot G \cdot H \cdot e_1 \quad (5.27)$$

いま、 $S^t = \{N \ M_1 \ M_2 \ c_1 \ a_{11} \ a_{12} \ \cdots \ a_{1m} \ c_2 \ \cdots \ a_{nm}\}$  とし、 $F$ として(5.19) ~ (5.23)、(5.27)式の合成ばり全体についての総和を用いると、合成ばり全体のコンプリメンタリーエネルギーは(5.12)式の形で表わすこと

が出来る。

以上の方法で得られた (5. 12) 式を汎関数 (5. 1) 式へ代入する。いま、はり境界での変位を  $\mathbf{x}^t = \{w_1 \ u_1 \ v_1 \ \theta_1 \ w_2 \ u_2 \ v_2 \ \theta_2\}$  とすれば (5. 1) 式は次式で表わすことができる。

$$\Pi = -\frac{1}{2} \mathbf{S}^t \cdot \mathbf{F} \cdot \mathbf{S} + \mathbf{S}^t \cdot \mathbf{B}^t \cdot \mathbf{x} \quad (5.28)$$

ここで、 $\mathbf{B}$  は解析 I, II で異なり下記の  $\mathbf{B}_I, \mathbf{B}_{II}$  を用いる。

$$\mathbf{B}_I = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & -1 & 0 & \dots & 0 \\ -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & -1/L & 1/L & 0 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & -1 & 0 & 0 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \dots & 1 \\ 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & 1/L & -1/L & 0 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & \dots & 0 \end{bmatrix}$$

$$\mathbf{B}_{II} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & -b^t t_c & 0 & 0 & 0 \\ -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -1/L & 1/L & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & b^t t_c \ b^t t_c R \ -b^t t_c R \\ 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1/L & -1/L & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}$$

(5. 28) 式において応力に関する停留条件を取れば変形の適合条件として次式が得られる。

$$\mathbf{S} = \mathbf{F}^{-1} \cdot \mathbf{B}^t \cdot \mathbf{x} \quad (5.29)$$

上式を用いて (5. 28) 式より応力を消去し、構造物全体についての和を取り変位についての停留条件を取れば、剛性方程式 (5. 30) 式が得られる。

$$\sum \mathbf{B}^t \cdot \mathbf{F}^{-1} \cdot \mathbf{B} \cdot \mathbf{X} - \bar{\mathbf{P}} = \mathbf{0} \quad (5.30)$$

上式で  $\sum$  は構造物全体についての和を示し、 $\mathbf{X}$  は構造物全体の変位ベクトル、 $\bar{\mathbf{P}}$  は対応する外荷重ベクトルを示す。

### 5.3 弾性理論解との比較

Newmark は文献1において合成面でのずれに対し、連続的に抵抗するばねを想定した合成ばりの微分方程式を立ててその解を求めている。まず、解析Iの精度を調べることを目的として、この弾性理論解との比較を行なうこととする。解析に用いる合成ばりの諸量は Fig.5.7 を参照して  $B_c=150\text{cm}$ 、

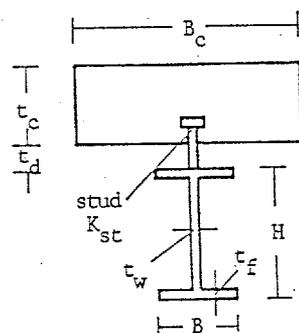


Fig.5.7

$t_c=10\text{cm}$ 、 $t_d=5\text{cm}$ 、 $K_{st}=500\text{t/cm}$ 、鉄骨ばり H-382.2x191.1x 8.8x13.8、スパン長 720cm である。ただし、理論解と比較をするため、解析Iの仮定と異なりスラブ幅は一定としている。また、スタッドは左右対称となるようはり端部より 10cm 位置に第1スタッドを置き、それより内部では 20cm 間隔に配置している。各材料の素材特性としては  $E=2100\text{t/cm}^2$ 、 $E_c=210\text{t/cm}^2$ 、 $G=90\text{t/cm}^2$  を用いている。荷重条件は、はり両端部で時計回りを正とする  $1000\text{tcm}$  の逆対称モーメントを加えることとし、スラブは柱フランジ面に対し左端で接触、右端で離間しているものとした。

Fig.5.8 は (5.4) 式において C の未定係数の数  $N_e$  に対する端部回転角の収束状態を示している。同図の Newmark による理論値は本解析例におけるスタッド剛性を単位長さ当たりに換算して用いている。 $N_e=24$  のときにはスラブ軸力分布を厳密に表わし得るので本数値解析結果は正解と一致するはずであるが、理論値とは 2% 程度の差が見られる。これは、数値解析がスタッド一本ごとにずれ剛性を考えているのに対して、理論値が単位長さ当たりのずれ剛性を用いているためであろうと考えられる。いま、 $N_e$  に対する端部回転角の収束状況を見ると、 $N_e=6$  で既に厳密解 ( $N_e=24$ ) との誤差が 1% 以内に収まっている。次に、Fig.5.9 はスラブ軸力分布を比較したものである。 $N_e=24$  と理論値とはほぼ一致している。 $N_e$  が 10 以上では  $N_e=24$  と大差無かった。このように、弾性域における数値解析では一応  $N_e=6$  程度でもかなり十分な精度を与え得るものと考えられる。しかし、本節以降の弾塑性解析の場合には、はりの剛性分布が急激に変化することも考えられるため、 $N_e$  はスタッド区間数と一致させる方が良いと思われる。

次に、解析IIと上記解析結果とを比較するため、直交ばりを左端では剛、右端では剛性ゼロとして同様の解析を行なった。その結果を Tab.5.1 に示す。同表中解析Iで  $N_e$  とあるのは、Fig.5.8 において  $N_e=24$  の時の各値であり、 $N$  としたのはスラブの曲げ変形を考慮しない場合の結果を示したものである。これは解析IIではスラブの曲げ変形

を考慮していないことから、比較のため解析 I でも、スラブの曲げ変形を考慮しない場合の結果を示したものである。また、解析 II ではスラブの面内せん断変形を考慮した場合としない場合の解析結果を示しているが、後者の場合が解析 I の N と同一の解析条件となる。表中 ( ) は理論値に対する割合を示している。まず、ほぼ同一の解析条件となる解析 I の N と解析 II のせん断変形無はほぼ一致していることがわかる。また、解析 I の N+M と N の比較より曲げ変形による影響は 4% 程度は存在するものと考えられる必要がある。しかし、柱フランジからスラブ接触面を通して、曲げモーメントは直接伝達されにくい。ため、弾塑性性状を求める際にはスラブの曲げ変形の影響は、かなり緩和されるものと思われる。

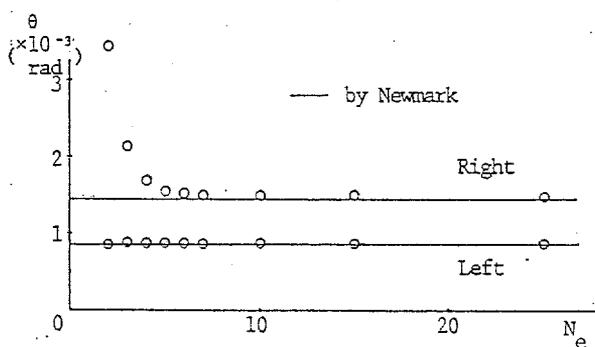


Fig. 5.8 Rotation of Beam End

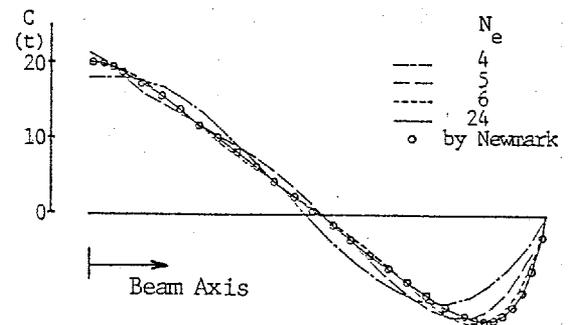


Fig. 5.9  
Distribution of Slab Axial Forces

Tab. 5.1 Rotation of Beam End

	by Newmark	analysis I		analysis II	
		N + M	N	shear †	no shear †
$\theta$ (left) ( $10^{-3}$ rad)	0.882	0.882 (1.000)	0.899 (1.019)	0.904 (1.025)	0.900 (1.020)
$\theta$ (right) ( $10^{-2}$ rad)	0.147	0.150 (1.020)	0.156 (1.056)	0.159 (1.079)	0.156 (1.059)

† shear deformation of concrete slab

## 5.4 実験結果との比較

本節では、本解析法の有効性を調べるため文献10で五十嵐等が行った合成ばりの実験例について解析を行った。解析に用いた素材特性をTab.5.2に示す。次に、数値積分用分割方法としてははり丈方向には鉄骨フランジ各1分割ウェブ6分割をとり、材軸方向には鉄骨およびスラブ（解析IIでは領域II）を5区間に分け、区間長 $L_d$ を材軸方向にTab.5.3のごとく $N_d$ 分割した。また、解析IIの領域Iでは、材軸方向にスタッド間隔を、それと直角方向にはTab.5.4の $B_1 \sim B_6$ で示す分割幅を採用した。そして、数値積分を行なう際の諸量はその中点での値を代表値として用いた。また、応力変化の著しい端部付近では精度を上げるため、端部より6cm位置に仮想スタッド( $K_{st} = 0.01t/cm$ )を設定し、応力パラメータの増加をはかった。両解析法とも各スタッドの特性はFig.5.10のごとく正負両方向ともバイリニヤを仮定し、押抜き試験結果[10]より、第1、第2勾配を60, 0.5t/cm、スタッド耐力を3tとした。また、その配置は実験条件と全く同一とした。解析ははり鉛直荷重を加えたのち、両端回転角が等しくなるよう保ちつつ、実験の荷重プログラムとほぼ同じFig.5.11に示す回転角制御プログラムに沿って行った。

Tab.5.2 Material Properties of Concrete and Steel

concrete	$E_c^e$	$E_c^p$	$\sigma_f$	$\sigma_t$	$G$
	t/cm <sup>2</sup>				
	210	0.01	0.28	0.028	90
steel beam	$E$	$\sigma_y$	$e_{st}$	$\bar{A}$	$\bar{R}$
	t/cm <sup>2</sup>	t/cm <sup>2</sup>			
	2100	3.01	0.018	1.41	7.00

Tab.5.3 Subdivisions Along Axis of Beam

$L_d$ (cm)	13	36	234	36	13
$N_d$ (divisions)	13	12	26	12	13

Tab.5.4 Subdivisions of Slab

$B_1$	$B_2$	$B_3$	$B_4$	$B_5$	$B_6$	$b'$
20	10	10	10	5	5	30
(cm)						

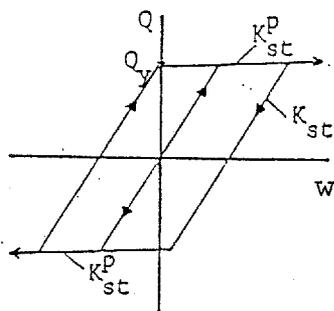


Fig.5.10 Q - w Relation of Stud

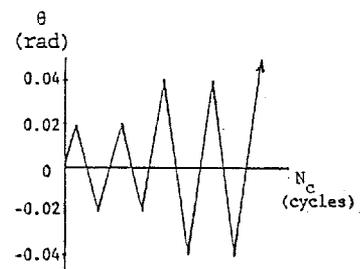
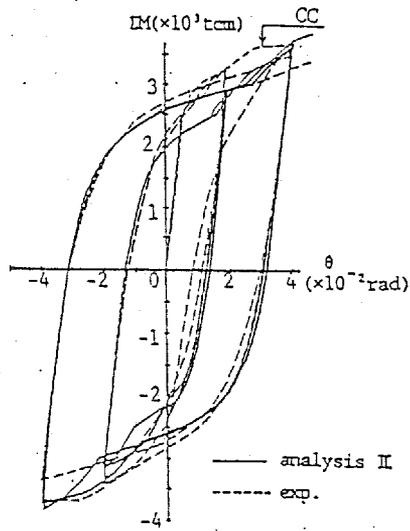


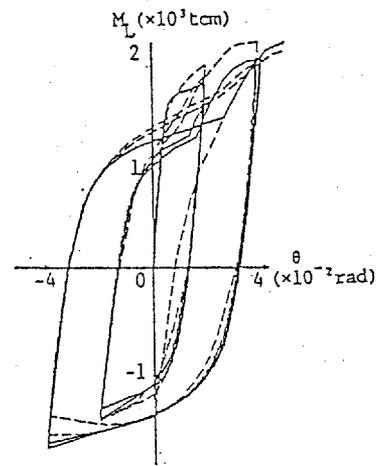
Fig.5.11 Loading Program

まず、はり鉛直荷重の無い CB5-Dに関する解析IIによる解析結果を Fig.5.12 に示す。同図(a) は合成はり左右端モーメント和 ( $\Sigma M = M_L + M_R$ ) と回転角 ( $\theta$ ) 関係、(b), (c) は左右端モーメント ( $M_L, M_R$ ) と  $\theta$  との関係である。同図(a) より全体的な変形挙動に関しては処女載荷と同一載荷方向のときにやや低目の耐力を与えているが全般的にみて本解析結果は実験結果の性状をよく追跡していると思われる。この耐力差は、同図(b), (c) で知られるごとく  $M_L - \theta$  関係の正モーメント側と  $M_R - \theta$  関係の負モーメント側で解析値が実験値よりやや低目の耐力を与える傾向がみられるためである。本解析例では  $M_R - \theta$  関係の負モーメント側の方が  $M_L - \theta$  関係の正モーメント側より実験結果との差が大きかった。また、鉄骨フランジ局部座屈によるものは別として、実験におけるコンクリート圧壊 (同図(a) 中 C C 点) 後の劣化挙動を正確に表わすためには、コンクリートやスタッド特性として劣化性状をより正確に表わし得るものを用いる必要があると考えられる。同図 (d) は H 形断面図心位置での鉄骨ばりの伸縮を  $e_s$  としたときの  $\Sigma M - e_s$  関係である。ここでも、解析は実験結果における軸ひずみの累積性状をよく追跡しているといえよう。次に、はり中央に鉛直荷重 (25t) が存在する場合の CB5-DV に関する解析IIによる解析結果を Fig.5.13 に示す。局部座屈等による耐力低下が比較的早期に現われているため、大変形域では実験結果に比べてやや差が見られるものの、この場合においても CB5-D の場合と同様本解析IIの結果は実験結果の性状をよく追跡しているといえよう。

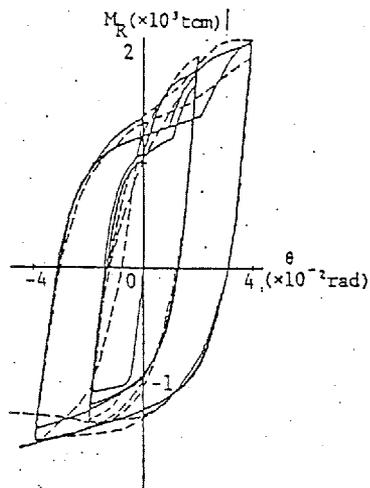
最後に、解析 I と II の比較を CB5-D について行なった結果が Fig.5.14 である。解析 I の方がやや低目の耐力を与える傾向が見られるものの全般的にみて両者は比較的良く一致しているといえよう。解析 I は II に比べ未知数の数も格段に少なく、合成はり架構の地震応答解析など計算量が多くなる可能性がある場合には解析 I が有効であると考えられる。



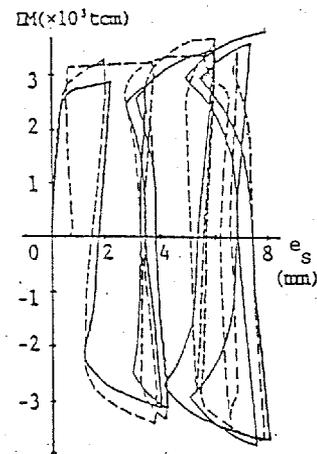
(a)  $\Sigma M - \theta$  relation



(b)  $M_L - \theta$  relation

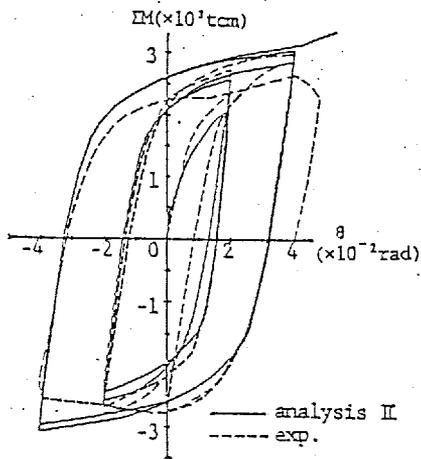


(c)  $M_R - \theta$  relation

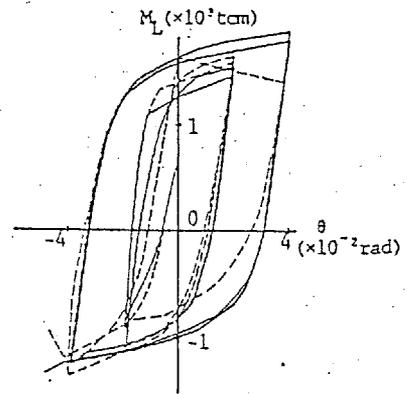


(d)  $\Sigma M - e_s$  relation

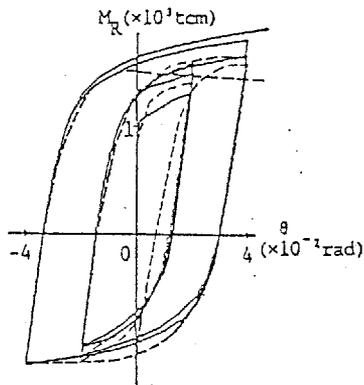
Fig.5.12  
Comparison Between Numerical Results by Analysis II  
and Experimental Results(CB5-D)



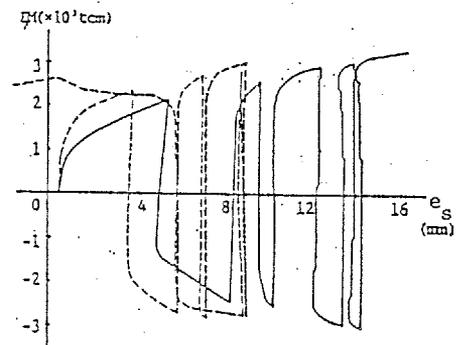
(a)  $\Sigma M - \theta$  relation



(b)  $M_L - \theta$  relation



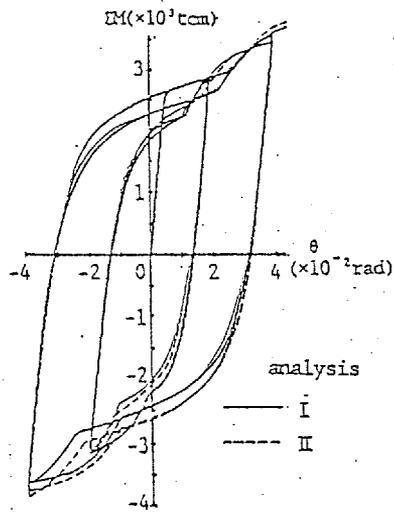
(c)  $M_R - \theta$  relation



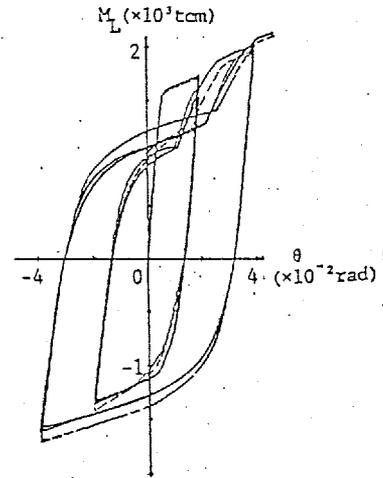
(d)  $\Sigma M - e_s$  relation

Fig.5.13

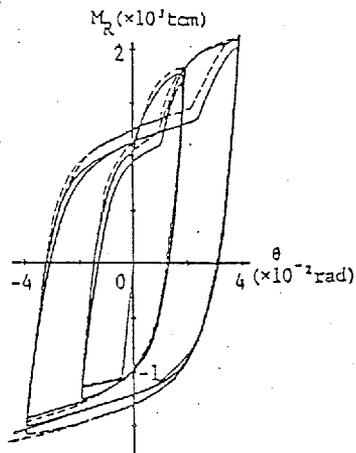
Comparison Between Numerical Results by Analysis II  
and Experimental Results(CB5-DV)



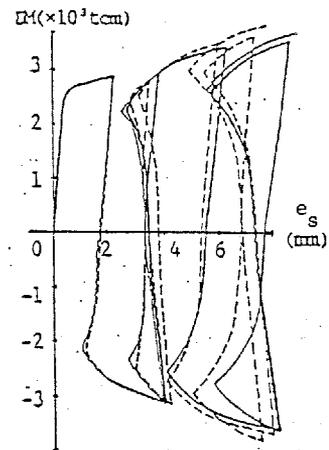
(a)  $\Sigma M - \theta$  relation



(b)  $M_L - \theta$  relation



(c)  $M_R - \theta$  relation



(d)  $\Sigma M - e_s$  relation

Fig.5.14 Comparison Between Analyses I and II (CB5-D)

## 5.6 結び

本章ではまずこれまでに提案されている合成ばり解析法を概観しその特徴を述べた。しかし、これらを本研究で直接応用することは難しいことが知られたので、新しい二つの合成ばり解析法をここで提案した。それらは、いずれも第2章の骨組解析法を発展させたもので、ハイブリッド型応力法に基づくものである。解析Ⅰはスラブ有効幅をはり端部で柱フランジ幅とし、はり中央部へ向けてそれより $45^\circ$ 方向に広がるものと仮定し、スラブ内応力を一次元的な軸力分布に単純化したものである。解析Ⅱはスラブ内応力分布を二次元的に考慮したものでより詳細な解析法であるといえる。そして、解析Ⅱは合成ばり自身の弾塑性挙動解析に適し、解析Ⅰは合成ばり架構の動的応答解析など、計算量の多くなる場合に適している。本章では、まずこれらの解析法を示した後、Newmarkによる弾性理論解との比較を行ない、良好な結果を得た。最後に、合成ばり実験例[10]について解析を行ない、実験結果(CB5-D, CB5-DV)との比較により本解析法の有効性が確かめられた。また、同時に解析ⅠとⅡの比較も行ない、解析ⅠはCB5-Dに関し、解析Ⅱとほぼ同様の性状を与え得ることが知られた。

[参 考 文 献]

1. N.M.Newmark, C.P.Siess, and I.M.Viest:  
Test and Analysis of Composite Beams with Incomplete Interaction,  
Proc. of the Society for Experimental Stress Analysis, Vol.IX, No.1, 1951
2. 青柳 司、内田直樹、和田 章、武田寿一、江戸宏彰：  
合成ばりの実大試験 その1、2、3  
日本建築学会関東支部第43回学術研究発表会 昭和47年3月
3. 李 利衡、岡田恒男、青山博之、関 松太郎：  
スタッドのせん断ずれを考慮した合成ばりの弾塑性解析  
日本建築学会大会学術講演梗概集  
その1、2 昭和48年10月 その3 昭和49年10月
4. 平野道勝、石川孝重：有限要素法による合成ばりの弾塑性解析  
第2回電子計算機利用シンポジウム論文集 昭和55年3月
5. 住友金属鋼構造耐震実験研究委員会：H形鋼3層実大フレームの弾塑性性状  
住友金属 Vol.28, No.3, 昭和51年7月
6. 五十嵐定義、井上一朗、金 成垠、多田元英：  
合成ばり架構の弾塑性応答解析法および応答性状に関する研究  
日本建築学会論文報告集 第337号 昭和59年3月
7. 近藤一夫：骨組構造解析における一離散化手法 (その1)  
日本建築学会論文報告集 第304号 昭和56年6月
8. 鷺津久一郎：弾性学の変分原理概論 コンピュータによる構造工学講座 11-3-A  
培風館 1971年
9. 藤谷義信：はり理論の精密化に関する研究  
東京大学学位論文 昭和53年10月
10. 五十嵐定義、脇山広三、井上一朗、辻岡静雄：  
地震力と鉛直力を受ける合成ばり架構の弾塑性履歴性状に関する実験的研究  
昭和58年度科学研究費補助金(一般研究B)研究成果報告書昭和59年3月
11. 久徳敏治、加藤裕造：合成梁に関する実験的研究  
竹中工務店技術研究所研究報告 第7号 昭和46年12月

12. 鈴木敏郎、小野徹郎、真家秀夫、木村克巳、佐瀬得三：

床版付柱一梁分解架構の弾塑性挙動に関する実験

日本建築学会大会学術講演梗概集 昭和54年9月

13. 椋代仁朗、松尾 彰：

合成面における相対ずれを考慮した合成ばりの弾塑性解析と局部変形性状について

第30回構造工学シンポジウム論文集 昭和59年2月

14. 椋代仁朗、松尾 彰、赤羽政行：

スラブ内応力分布を考慮した合成ばり架構の解析とはり端ひずみ性状について

日本建築学会大会学術講演梗概集 昭和59年10月

15. 椋代仁朗、松尾 彰：合成ばりの弾塑性変形性状に関する数値解析的研究

日本建築学会中国支部研究報告 第12巻 昭和60年3月

16. 松尾 彰、椋代仁朗：ハイブリッド型応力法に基づく合成ばりの解析法について

——合成ばり端部鉄骨フランジのひずみ性状に関する数値解析的研究 その1——

日本建築学会論文報告集 第352号 昭和60年6月

## 第6章 合成ばりの静的挙動解析と弾塑性変形性状に与える

### 各種要因の影響および考察

#### 6.1 まえがき

骨組が地震などによる水平荷重を受ける場合を想定したときの、合成ばりの弾塑性変形性状に関する研究は、これまでもかなり報告されている。これらの研究は正曲げ耐力の算定と繰返し履歴特性に関するものが多く、本研究で調査しようとしている局所的な変形性状にまで言及しているものは少ない。その中で、地震時に発生し得る程度の繰返し回数により、合成ばり端部鉄骨フランジは低サイクル疲労破壊を発生し得ることを、山田等[5]が指摘しているのは興味深い。本章では以上の点を踏まえ、解析上の仮定より外柱に連結する合成ばりの場合に焦点を絞り、解析IIを用いてはり端フランジひずみ性状に対する各種要因の影響を、定性的に調査しようとするものである。そのため、ここでは一スパン骨組を想定し、これらの要因として直交ばりの有無、スラブ厚、スタッド特性と配置およびはり鉛直荷重を考えている。また、現在純鉄骨骨組として設計されているものの大半は、実質的に合成ばり架構となっているのが実情である。このようなスラブ付鉄骨ばりを持つ骨組がはり降伏形骨組として設計された場合、合成効果によるはりの耐力増加により、柱に塑性化が進展する可能性のあることを五十嵐等[13]は指摘している。このため、スラブ付鉄骨ばりを積極的に合成ばりとして設計していくことは、合理的な設計を行なうという意味でも、資材の節約という意味でも不可欠なことであり、更に関係する研究成果の蓄積が必要であると考えられる。本章の後半ではこのようなスラブ付鉄骨ばりが当面、設計で想定した純鉄骨ばりと同程度の変形特性を確保するための方法を検討することとする。

#### 6.2 標準的な解析条件

本章で行なう解析は全て所定のはり鉛直荷重 $W=4.2t$ をスパン長720cmの合成ばり3等分点にそれぞれ加えた後、左右端部回転角が等しいという条件の下で、単調および繰返し載荷解析を行なう。解析は特に断わらない限り解析IIを用いて行ない、スタッドは

断わらない限り弾性とし20cm間隔とした。合成ばりの解析に用いる標準的な諸量をTab. 6.1、Tab.6.2に示す。Tab.6.2では鉄骨断面として塑性断面係数 $Z_p$ を与えているが、実際にはそれに対応する標準的な鉄骨断面を(4.1)式に従って算定して用いている。また、直交ばりは各ケースにより異なることが多いので必要に応じて示すこととし、直交ばり上のスタッドはTab.6.3で $b'$ と $B_6$ 以外の区画中央位置に設定することとした。(Fig.5.6参照) 次に、鉄骨の数値積分用分割方法は断面をフランジ各1分割、ウェブ8分割とし、材軸方向にははりを大きく5区間に分け、その区間長 $L_d$ を $N_d$ 分割することとし、その詳細をTab.6.4に示す。以上は、標準的な解析条件であり特に断わらない限り以後これらを用いることとする。

Tab.6.1  
Material Properties  
of Concrete and Steel

Concrete	$E^c$ t/cm <sup>2</sup> 210	$E^p$ t/cm <sup>2</sup> 0.01	$\sigma_f$ t/cm <sup>2</sup> 0.24	$\sigma_s$ t/cm <sup>2</sup> 0.024	G t/cm <sup>2</sup> 90
Steel Beam	E t/cm <sup>2</sup> 2100	$\sigma_y$ t/cm <sup>2</sup> 2.4	$e_{st}$ 0.015	$\bar{\lambda}$ 1.35	$\bar{R}$ 6.38

Tab.6.2 Details of Composite Beam

steel beam $Z_p$ cm <sup>3</sup>	concrete slab B cm	$t_c$ cm	$t_d$ cm	stud $K_{st}$ t/cm
1245	160	10	5	100

Tab.6.3 Subdivisions of Slab

$B_1$	$B_2$	$B_3$	$B_4$	$B_5$	$B_6$	$b'$
20	10	10	10	10	5	30
(cm)						

Tab.6.4  
Subdivisions Along  
Axis of Beam

$L_d$ (cm)	10	30	640	30	10
$N_d$ (divisions)	10	15	64	15	10

### 6.3 単調載荷時の挙動解析と合成ばりの弾塑性性状に対する各種要因の影響

#### 6.3.1 直交ばりの有無による影響

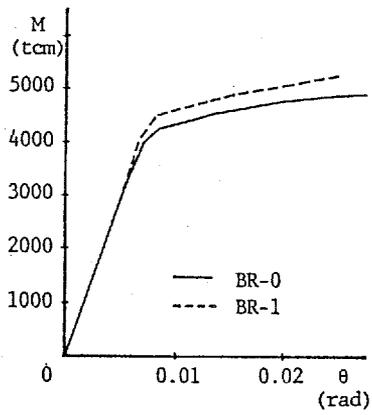
Tab.6.5 は合成ばり変形性状に与える直交ばりの影響を調査するために設定した直交ばりの特性を示したものである。同表中  $I$  は直交ばりの弱軸に関する断面2次モーメント、 $K$  はサンプナンのねじり定数、 $I_{\omega}$  は曲げねじり定数を示す。このうち、BR-0 は負モーメント側はり端部で鉄筋の定着が不十分である場合を含めて想定したものである。

Fig.6.1 は端部モーメント ( $M$ ) - 端部回転角 ( $\theta$ ) の関係を示している。正モーメント側では、コンクリートの降伏前後から直交ばりの効果により耐力に僅かに差が見られた。また、負モーメント側では、BR-0 に比べBR-1 では直交ばりへの鉄筋の定着効果によると思われる耐力上昇が見られた。

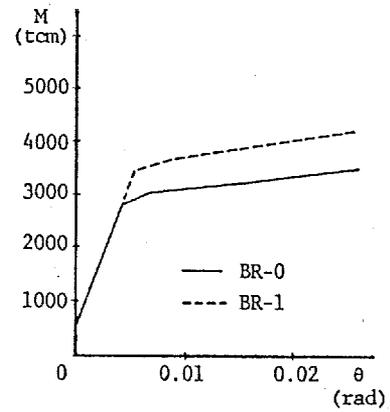
次に、Fig.6.2 は端部回転角 ( $\theta$ ) と端部フランジひずみ ( $\varepsilon$ ) との関係を示している。BR-1 では、直交ばりの存在により、いずれも  $\varepsilon$  は小さくなる傾向が見られるものの、正モーメント側ではその影響は比較的小さく、負モーメント側では大きいことがわかる。これは、正モーメント側では柱フランジとスラブとが既に接触しているため、直交ばりの効果による中立軸の移動量は小さいが、負モーメント側では柱フランジとスラブとは離間しており、直交ばりと引張鉄筋の効果により中立軸が移動するためであると考えられる。

Tab.6.5 Details of Side Beam

	$Z_p$ cm <sup>3</sup>	$I$ cm <sup>4</sup>	$K$ cm <sup>4</sup>	$I_{\omega}$ cm <sup>6</sup>	$K_{st}$ t/cm	$Q_y$ t	$K_{st}^p$ t/cm
BR-0	0	0	0	0	0	0	0
BR-1	622	634	17	145736	100	10	0.01

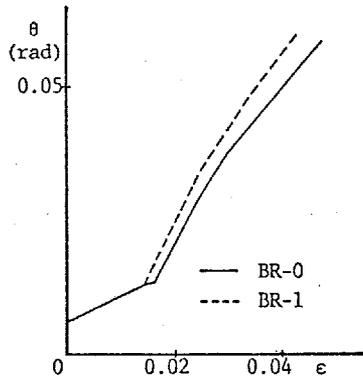


(a) Positive Moment

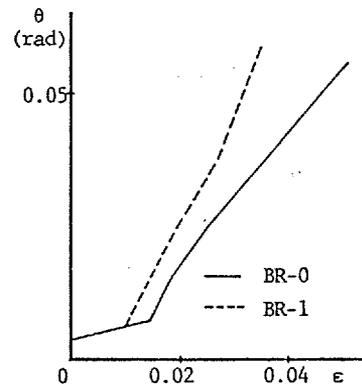


(b) Negative Moment

Fig.6.1 M -  $\theta$  Relation



(a) Positive Moment



(b) Negative Moment

Fig.6.2  $\theta$  -  $\epsilon$  Relation

### 6.3.2 スラブ厚の影響

スラブ厚の変化が主にははり端フランジひずみ性状に与える影響を調べることを目的として4種類のスラブ厚を想定し、スラブ有効幅を柱幅(30cm)とし日本建築学会「合成ばり構造設計施工指針」[1] (以下、合成ばり指針と呼ぶ) に従ってそれぞれの合成ばり耐力を求め、正負曲げ耐力和 ( $\Sigma M_{pca1}$ ) が等しくなるように鉄骨ばり断面を定めて Tab.6.6 に示した。表中、 $t_d$  ははりフランジ上端とスラブ下端との距離を示す。(Fig.5.7 参照) 同表において TC-10 は前節で解析した試験体 BR-0 と全く同じものである。Fig.6.3 は、これらの左右端部モーメント和 ( $\Sigma M$ ) - 回転角 ( $\theta$ ) 関係を示す。いずれも、降伏耐力はほぼ一致しているが、特に純鉄骨ばりに比べ合成ばりは、それ以後の耐力上昇が大きい。これは、合成ばりの合成効果による弾性域の変形の減少と、それに伴う塑性ヒンジ部への変形のしわよせや、正曲げ端における鉄骨の引張軸力と曲げの組合わせとによるひずみ硬化の影響が、大きく現われたためであると考えられる。Fig.6.4 は、 $\Sigma M$  と左右端部のひずみ  $\varepsilon$  との関係を示す。負モーメント側上フランジでは余り大きい差は見られないようであるが、正モーメント側下フランジでは純鉄骨ばり (TC-0) に比べ合成ばり (TC-5, 10, 15) は、ひずみがかなり大きい。これは、正曲げ側で引張軸力と曲げの組合せにより鉄骨下フランジの塑性化が早期に進展したためであると思われる。Fig.6.5 は  $\theta - \varepsilon$  関係を示している。合成ばり各試験体はいずれも、ほぼ同様の性状を示すが、純鉄骨ばりに比べると正負側共に同一端部回転角に対し、大きいひずみを与えることがわかる。

Tab.6.6 Size of Composite Beam

	$t_c$ (cm)	$t_d$ (cm)	$Z_p$ (cm <sup>3</sup> )
TC-0	0	0	1575
TC-5	5	5	1334
TC-10	10	5	1245
TC-15	15	5	1124

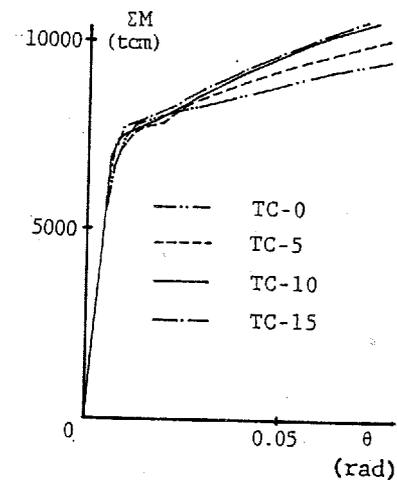
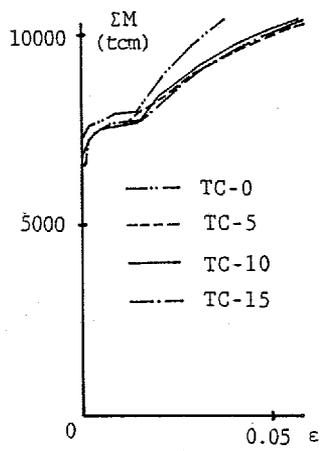
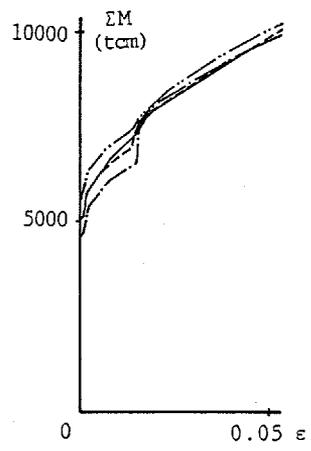


Fig.6.3  $\Sigma M - \theta$  Relation

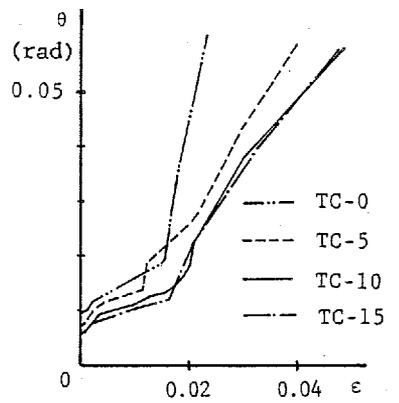


(a) Positive moment

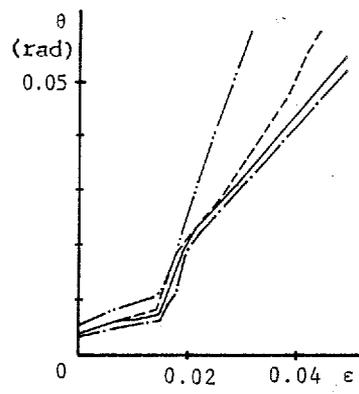


(b) Negative moment

Fig.6.4  $\Sigma M - \epsilon$  Relation



(a) Positive moment



(b) Negative moment

Fig.6.5  $\theta - \epsilon$  Relation

### 6.3.3 はり鉛直荷重の影響

本節では6.3.1節で解析を行なったBR-1（直交はり  $Z_p=1245\text{cm}^3$ ）についてはり鉛直荷重の変化による合成はり弾塑性挙動の変化を調べることを目的としてはり鉛直荷重WをTab.6.7のごとく変化させた場合の解析を行なった。同表中 $\kappa$ は合成はり指針に従って正負耐力を定めて求めたはりの崩壊荷重に対する作用荷重Wの割合である。Fig.6.6, Fig.6.7は $\Sigma M - \theta$ ,  $\theta - \epsilon$ 関係をそれぞれ表わす。はり鉛直荷重による定性的性状は純鉄骨骨組の場合とほぼ同じで特にはり端フランジひずみは、 $\kappa$ が大きくなるにつれ正モーメント側下フランジでは小さく、負モーメント側上フランジでは大きくなる事が分かる。

Tab.6.7 Vertical Load on the Beam

$\kappa$	W (t)
0.11	4.2
0.26	10.0
0.40	15.0
0.53	20.0

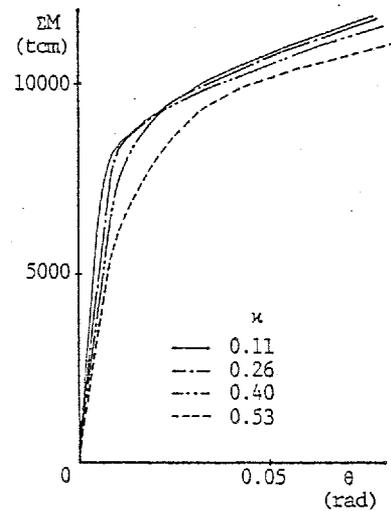
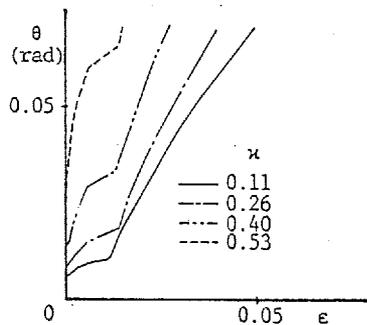
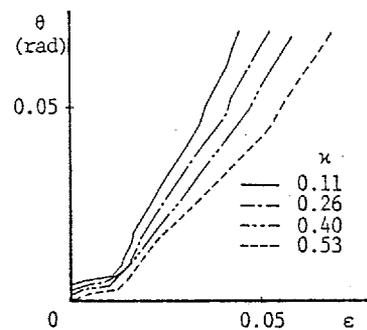


Fig.6.6  $\Sigma M - \theta$  Relation



(a) Positive Moment



(b) Negative Moment

Fig.6.7  $\theta - \epsilon$  Relation

### 6.3.4 スタッド特性および配置の影響

まず、鉄骨主はり上スタッドの剛性、耐力の違いによる合成はり変形状を調べることを目的としてBR-1（直交はり  $Z_p=1245\text{cm}^3$ ）について、Tab.6.8のような合成率( $C_{st}$ )を設定した。同表で合成率100%とは合成はり指針で規定されている「完全合成はり」とするに必要な最小限のスタッド耐力和を示している。各試験体は原則として合成率に比例した耐力、剛性を採用したが、BG-0だけは例外とした。Fig.6.8, Fig.6.9は解析結果として $\Sigma M-\theta$ ,  $\Sigma M-\varepsilon$ 関係を示す。平野等[15]の解析では、合成率50%以上のとき合成はりの復元力特性に余り大きな差は見られないことが示されているが、本解析結果でも同様の結果が得られた。特に、はり端フランジのひずみについても合成率の違いによる影響が小さいことは興味深い。

次に、BR-1（直交はり  $Z_p=311\text{cm}^3$ ）について主はり上スタッド剛性の総和を一定とし、スタッド本数を変化させた場合のスタッド剛性とスタッド間隔 $L_{st}$ をTab.6.9に示す。ここで、 $L_{st}$ は合成はり左端からの間隔を、 $L'_{st}$ は直交はり上の間隔を示しており、表中@20\*35などは20cm間隔で35本配置していることを示す。Fig.6.10, Fig.6.11

はそれぞれの $\Sigma M-\theta$ ,  $\Sigma M-\varepsilon$ 関係を比較して示したものである。標準となるEQST-1に対し、それ以外のスタッド配置法の場合でも、端部回転角およびはり端ひずみともほぼ同様の性状を示しているといえよう。このように、いずれの場合においても余りかけはなれた結果を与えないのであれば、スタッド本数は少ない方が未知数の数が減り、計算効率は上昇するため動的解析など計算量の多い場合にはかなり好都合である。

Tab.6.8  
Degree of Shear Connection ( $C_{st}$ )

specimen	$C_{st}$ %	$K_{st}$ t/cm	$Q_y$ t	$K_{st}^P$ t/cm
BG-0	$\infty$	100	$\infty$	-
BG-1	107	80	8.0	10
BG-2	80	60	6.0	10
BG-3	60	45	4.5	10
BG-4	20	15	1.5	10

Tab.6.9 Disposition of Stud

	$K_{st}$ (t/cm)	$L_{st}$ (cm)	$L'_{st}$ (cm)
EQST-1	100	@20*35	@10*5
EQST-2	269	20,50,@60*9,50,20	@10*5

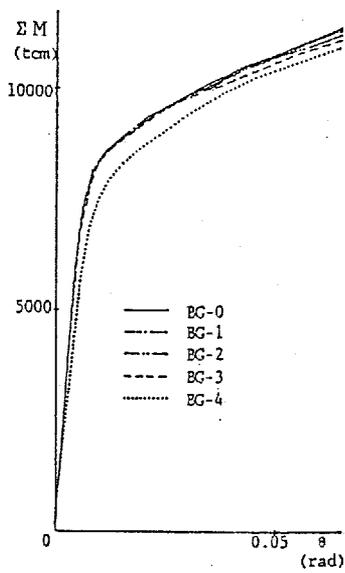


Fig.6.8  $\Sigma M - \theta$  Relation

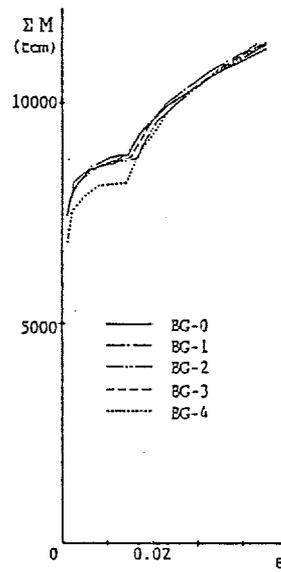


Fig.6.9  $\Sigma M - \epsilon$  Relation

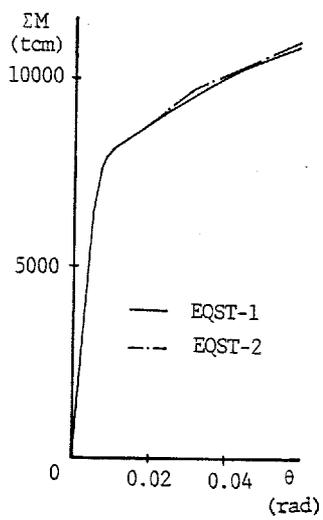


Fig.6.10  $\Sigma M - \theta$  Relation

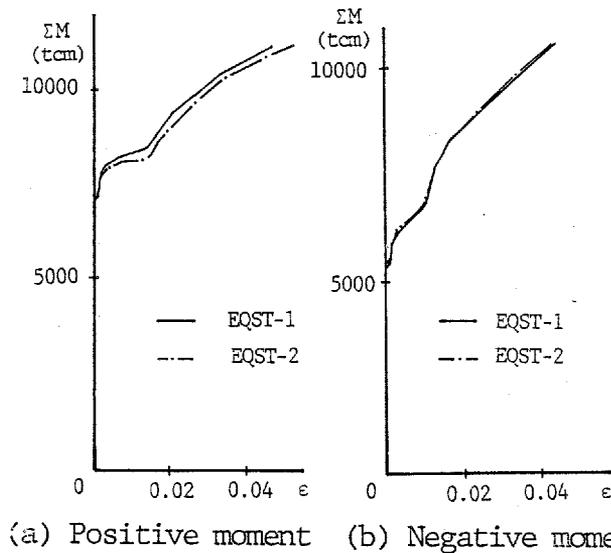


Fig.6.11  $\Sigma M - \epsilon$  Relation

## 6. 4 繰返し載荷時の挙動解析と合成ばりの弾塑性性状に対する各種要因の影響

### 6. 4. 1 スラブ厚の影響

ここでは、6. 3. 2節と同じ試験体について繰返し載荷解析を行なった。Fig.6.12に端部回転角の制御パターンを示す。Fig.6.13にそれぞれの $\Sigma M - \theta$ 関係を示す。その性状は単調載荷時とやや異なっていることが分かる。即ち、各試験体共除荷直前では何れもほぼ同一耐力を示しているが、それに至る径路はスラブ厚が大きいほどスリップ型に近くなることが分かる。これは、スラブと柱フランジ面とが接触していない時には、鉄骨のみにより抵抗することとなるため、鉄骨断面の最も小さいTC-15で両者が接触するまでの耐力が最も小さくなったものと思われる。

Fig.6.14は各試験体端部右上フランジの $\Sigma M - \varepsilon$ 関係を示す。スラブ厚が大きくなるにつれ、最大ひずみおよび繰返しひずみ幅は大きくなる傾向が見られる。これも、 $\Sigma M - \theta$ 関係の時と同じ理由によるものと考えられる。

Fig.6.15は、各試験体上フランジの $\theta - \varepsilon$ 関係の一例を単調載荷時の結果と比較して示している。TC-0では第4章の動的解析結果からも示されたように繰返し時のひずみのピーク値はおよそ単調載荷時の曲線付近にあることがわかる。一方、合成ばり試験体ではTC-0と同様に単調載荷時の曲線にほぼ一致する場合（同図（b））と最初の除荷時にループが平行移動してしまう場合（同図（c）,（d））が見られた。このようなループの平行移動は第一除荷後に生じており、これはコンクリートスラブと柱フランジ面との接触離間時期や、コンクリート塑性化の程度などが微妙に関連しているものと思われる。しかし、各繰返しにおける $\theta - \varepsilon$ 関係は鉄骨ばり合成ばり共にループ移動の少ないほぼ一定した径路を生じていることがわかる。

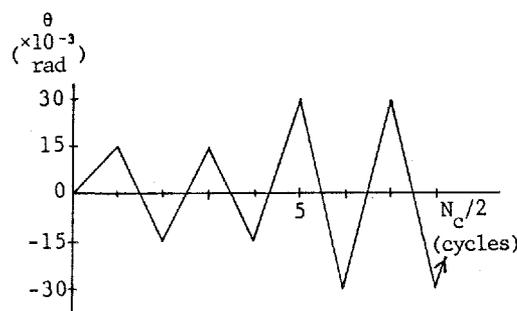


Fig.6.12 Loading Program

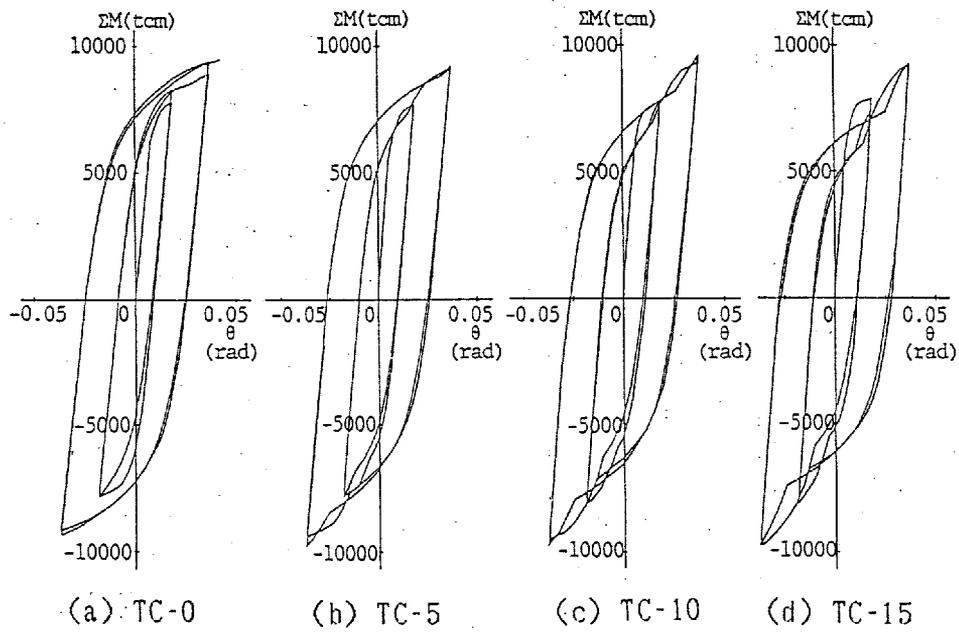


Fig.6.13  $\Sigma M - \theta$  Relation

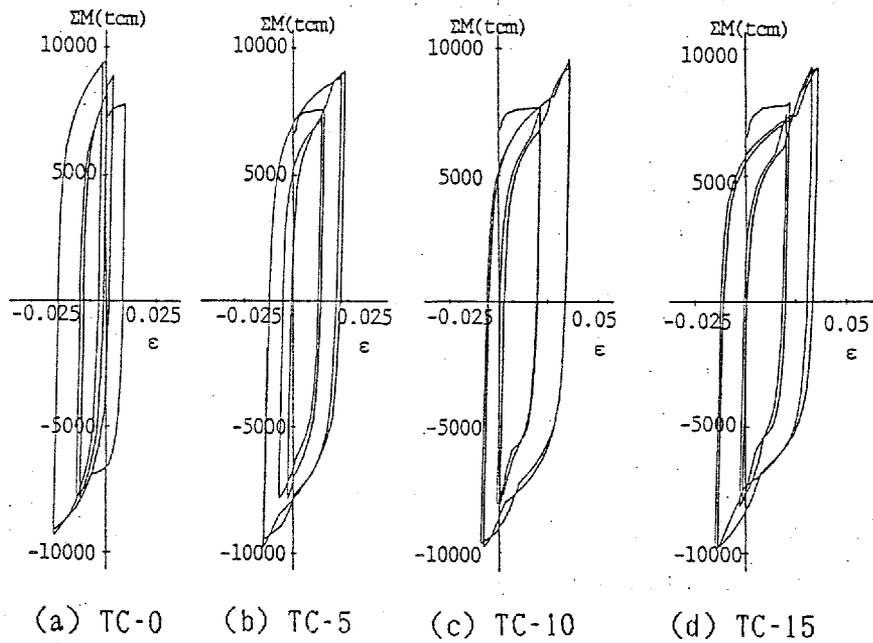
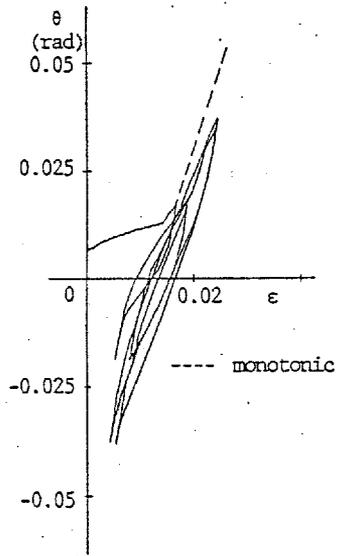
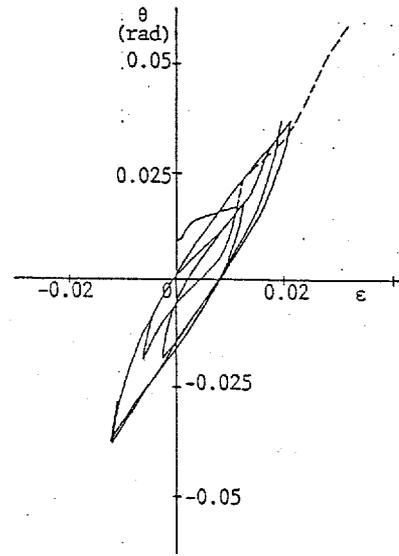


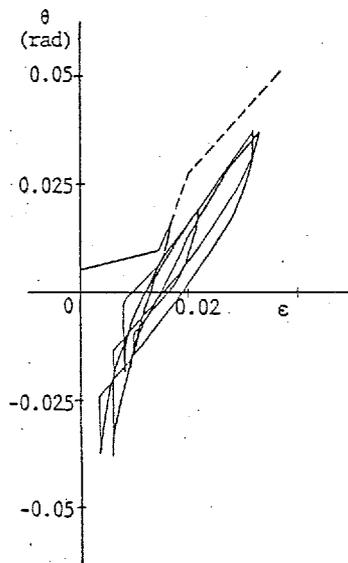
Fig.6.14  $\Sigma M - \epsilon$  Relation



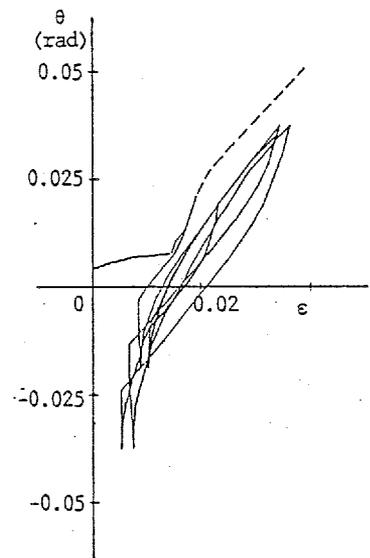
(a) TC-0



(b) TC-5



(c) TC-10



(d) TC-15

Fig.6.15  $\theta - \varepsilon$  Relation

#### 6.4.2 はり鉛直荷重の影響

本節でははり端フランジひずみへのはり鉛直荷重の影響を調べることを目的として、BR-0, 1 (直交はり  $Z_p=311\text{cm}^3$ ) について  $\kappa=0.66$  の鉛直荷重を加えてこれまでと同様の繰返し載荷解析を行なった。その解析結果として  $\Sigma M - \epsilon$  関係を Fig.6.16 に示す。引張鉄筋の効果を考慮しないBR-0では、はり鉛直荷重が大きい時明らかにひずみが累積している。これは、純鉄骨の場合と同様の傾向であるといえよう。しかし、引張鉄筋とその直交はりへの定着効果を考慮したBR-1の上フランジ側ではその性状がかなり緩和されていることがわかる。これは、負モーメント時でも引張鉄筋の効果により中立軸が鉄骨図心より上フランジ側に位置するためであると思われる。

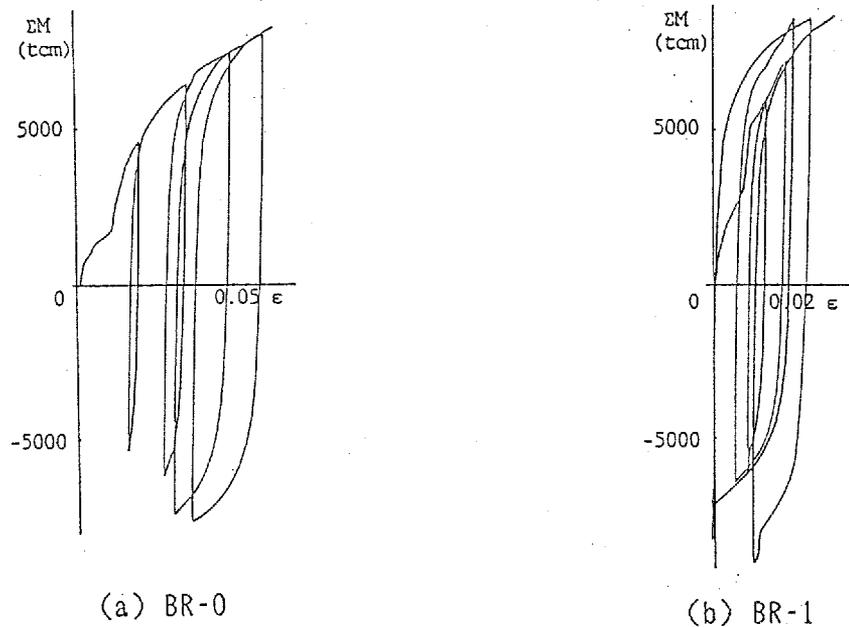


Fig.6.16  $\Sigma M - \epsilon$  Relation

## 6.5 純鉄骨骨組として設計した場合のスラブの取扱い方法について

現行の耐震設計法では、許容応力度設計により断面が決定された後に保有耐力のチェックを行なうシステムとなっているため、合成ばりとしてのメリットを十分に生かすことが出来ない。その為、スパンが大きいなど、特殊な骨組以外、耐力的には純鉄骨骨組として設計されているのが現状である。このように、純鉄骨骨組として設計した場合でも、床の面内剛性を確保するため、床スラブと鉄骨ばりとはスタッドで緊結されるのが通例である。そのような場合、はり降伏型骨組として設計していても、柱の塑性化を生じ易くなることを、五十嵐等[13]は指摘している。その為、合成ばり架構として積極的に設計を行なっていくことは[12]、合理的な設計を行なう上でも、資材の節約という面でも、これからの重要な課題であると考えられ、更に基礎的な資料の充実が待たれるところである。一方、山田等[5]は、合成ばりの実験において、鉄骨はり端部フランジが地震時に発生し得る程度の繰返し回数で、低サイクル疲労破壊により破断する可能性のあることを指摘している。また、溶接仕口部における溶接欠陥の発生の可能性を考えると、この点についても更に十分な検討が必要であると考えられる。そのため、本節では、純鉄骨骨組として設計した骨組について、床スラブの合理的な取扱い方法を解析的に検討することとする。ここでは、TC-10と同一の試験体を考え、まず柱フランジ面とスラブとの接触を断つたものをFST-1とする。次に、塑性ヒンジ形成位置でのスラブと鉄骨との一体性を緩和することを目的として、最外スタッド（はり端に最も近いスタッド）のはり端部からの位置を変化させた場合を考える。すなわち、スタッド配置を基本的にはFST-1と同じとし、スタッド剛性の総和を一定に保ちながら最外側のスタッドを端部より40,60cm位置としたものである。（FST-2, 3と呼ぶ）ただし、いずれの場合も応力分布を仮定するためのスラブ分割方法は同じとした。また、単にスラブの無いものをFST-0とする。ここで、スタッドは弾性としているが、スタッド塑性化の影響を調べるため、FST-1と同じ試験体で、スタッド耐力( $Q_y$ )を10t, 6tとした場合を加え、FST-1Y, FST-1YYと呼ぶ。これは、スタッド径19, 16mmの耐力[1]にほぼ対応する。この場合、スタッドの復元力特性は完全弾塑性と仮定した。何れの場合も、 $\Sigma M - \varepsilon$ 関係は全く同じであり、Fig.6.17に示す。また、 $\Sigma M - \theta$ 関係をFig.6.18に、 $\theta - \varepsilon$ 関係をFig.6.19に示す。TC-10に比べ、FSTシリーズの $\Sigma M - \theta$ 関係は、いずれも純鉄骨ばりのそれに近くなっていることがわ

かる。また、Fig.6.19 で示した  $\theta - \varepsilon$  関係では FST-1 と TC-10 に余り差が見られない。しかし、最外側スタッドをはり端部より離すにつれて同一の回転角に対し、はり端部フランジのひずみは緩和されることがわかる。また、FST-1 においてスタッド耐力を変化させた FST-1Y, 1YY は、 $\Sigma M - \theta$  関係において、FST-1 より純鉄骨ばりに近づいているものの、両者にほとんど差は見られなかった。次に、 $\theta - \varepsilon$  関係においては、スタッドの塑性化によりひずみは緩和される傾向がみられた。すなわち、スタッド耐力が小さくなるにつれ、最外スタッドの降伏が早く発生することにより、同一  $\theta$  に対するひずみは小さくなる傾向が見られ、最終的には FST-1YY で FST-2 程度のひずみが得られた。最後に、FST-0~3, TC-10 および FST-0 と同一正負曲げ耐力和を与える合成ばり (FSL-4) について、初期剛性 ( $K_e = \Sigma M / \theta$ ) を比較した結果を Tab.6.10 に示してある。ここで、FST-0 と FSL-4 は次章で地震応答解析を行なう純鉄骨架構と合成ばり架構の 4F はりと同じものである。同表における合成ばりの初期弾性剛性とは、柱フランジ面とスラブ面とが一端で接触し、他端で離間した状態における剛性を示している。同表より、純鉄骨ばり (FST-0) に比べ、それに 10cm 厚のスラブが一体となった合成ばり (TC-10) では、約 1.8 倍となっていることがわかる。TC-10 において、柱フランジ面とスラブとの接触を断った FST-1~3 ではそれより低下し、FST-0 の 1.3 倍程度となっている。また、正負曲げ耐力和を FST-0 と等しくなるよう鉄骨断面を与えた合成ばり (FSL-4) では、FST-0 の 1.3 倍程度しか剛性は得られないことがわかる。FST-1~3 における TC-10 に対する剛性の低下は、柱フランジとスラブとの接触を断つことにより、変形が大きいはり端部でスラブと鉄骨との一体性が失われたためであると考えられる。また、合成ばりでも FSL-4 の剛性が TC-10 程高くないのは、正負曲げ耐力和を FST-0 とほぼ等しく与えたことにより、鉄骨断面が小さくなったためであると考えられる。

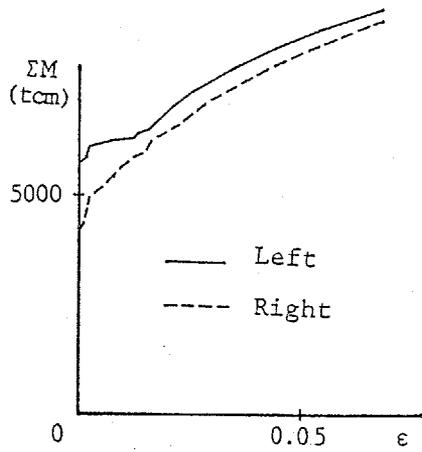


Fig.6.17  $\Sigma M - \epsilon$  Relation

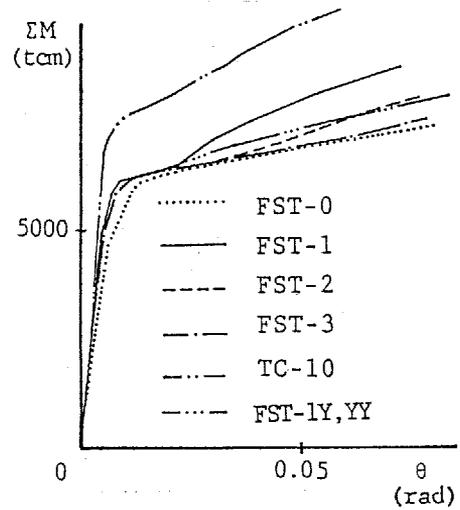
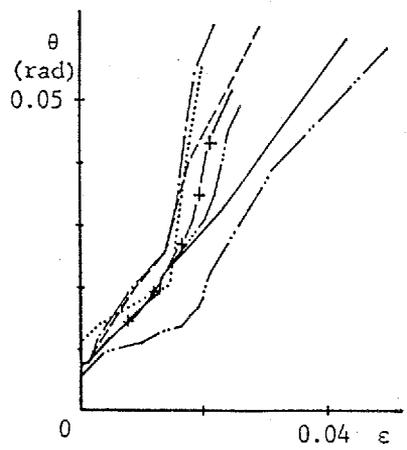
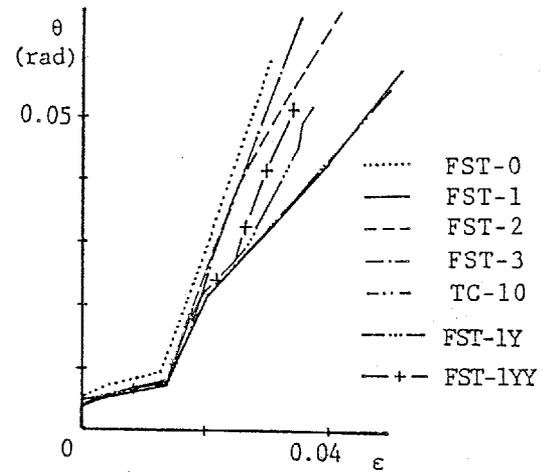


Fig.6.18  $\Sigma M - \theta$  Relation



(a) Positive moment



(b) Negative moment

Fig.6.19  $\theta - \epsilon$  Relation

Tab.6.10 Initial Elastic Stiffness ( $K_e$ )

	FST-0	FST-1	FST-2	FST-3	TC-10	FSL-4
$K_e$ ( $10^6$ tcm)	74	102	95	90	135	99
Ratio to FST-0	1.00	1.38	1.29	1.22	1.82	1.34

## 6. 6 結び

本章では一スパン骨組などの外柱に連結する場合を想定した合成ばりの単調および繰返し載荷解析を行ない次の結論が得られた。

1. 直交ばりはスラブ鉄筋の定着が十分であれば、負モーメント側における曲げ耐力の上昇に寄与するとともに、 $\theta - \varepsilon$  関係においてははり端ひずみ  $\varepsilon$  を小さく抑える効果を持つがそれは負モーメント側で大きく、正モーメント側では小さい。
2. 正負曲げ耐力和を一定としスラブ厚を変化させた場合、 $\Sigma M - \theta$  関係はスラブ厚が大きい程スリップ型となる傾向が見られる。また、はり端フランジでは最大ひずみも繰返しひずみ幅もスラブ厚が大きい程大きくなる傾向が見られるが、特に純鉄骨ばりと合成ばりではその差が顕著である。
3. はり鉛直荷重が増加するにつれ、単調載荷時には同一のはり端回転角に対し、上フランジではより大きい引張ひずみとなり、下フランジではより小さい引張ひずみとなる傾向が見られる。また、繰返し載荷時で過荷重時に近いはり鉛直荷重の場合、はり端上下フランジひずみは繰返しと共にそれぞれ引張、圧縮側へ累積する傾向が見られる。
4. 主ばり上のスタッドの耐力、剛性が変化しても合成ばりの弾塑性変形性状には余り大きな変化は見られなかった。また、スタッド耐力和を一定としてスタッド本数を変化させても同様であった。
5. スラブ付骨組をはり降伏型純鉄骨骨組として設計することは、柱の塑性化を進行させる可能性があり危険であることが指摘されている。その為、スラブ付骨組に純鉄骨骨組としての変形特性を確保させるため、柱フランジとスラブとの接触を断ち、最外側のスタッドを端部より離すという方法を提案した。そして、若干の解析により、スタッド耐力を低くするとともに最外スタッドをはり端部より出来るだけ離して配置することにより、その性状を純鉄骨ばりに近づけ得ることが示された。

[参 考 文 献]

1. 日本建築学会：合成はり構造設計施工指針同解説 昭和50年11月
2. 久徳敏治、加藤裕造：合成梁に関する実験的研究  
竹中工務店技術研究所研究報告 第7号 昭和46年12月
3. 鈴木敏郎、小野徹郎、真家秀夫、木村克巳、佐瀬得三：  
床版付柱-梁分解架構の弾塑性挙動に関する実験  
日本建築学会大会学術講演梗概集 昭和54年9月
4. 山田 稔、辻 文三、中西兵衛：合成はりの弾塑性変形性状に関する研究  
日本建築学会大会学術講演梗概集 昭和57年10月
5. 山田 稔、辻 文三、山田 学：鉄筋コンクリートスラブ付鉄骨門型ラーメンの弾  
塑性変形性状並びに崩壊性状に関する研究  
日本建築学会大会学術講演梗概集  
(II) 昭和57年10月, (III) 昭和58年9月  
日本建築学会近畿支部研究報告集  
(IV) 昭和59年6月
6. 五十嵐定義、井上一朗、金 成垠、多田元英：  
正負両曲げを受ける合成はりの弾塑性履歴性状に関する実験的研究  
日本建築学会論文報告集 第333号 昭和58年11月
7. 五十嵐定義、脇山広三、井上一朗、辻岡静雄：  
地震力と鉛直力を受ける合成はり架構の弾塑性履歴性状に関する実験的研究  
昭和58年度科学研究費補助金研究成果報告書 昭和59年3月
8. 加藤 勉、田川泰久：合成梁部材、正曲げ耐力に関する実験研究  
日本建築学会大会学術講演梗概集 昭和58年9月
9. 加藤 勉、田川泰久他：合成梁部材実験  
日本建築学会大会学術講演梗概集 昭和59年10月
10. 宇田川邦明、見村博明：合成はりの復元力特性に関する実験  
日本建築学会大会学術講演梗概集 昭和58年9月
11. 石川孝重、池田朝三、平野道勝：  
剛接骨組に組み込まれた合成梁の二次元弾塑性解析

日本建築学会大会学術講演梗概集 昭和58年9月

12. 五十嵐定義、井上一朗、多田元英：合成はり架構の塑性設計法に関する一考察

日本建築学会大会学術講演梗概集 昭和55年9月

13. 五十嵐定義、井上一朗、金成垠、多田元英：

合成はり架構の弾塑性応答解析法および応答性状に関する研究

日本建築学会論文報告集 第337号 昭和59年3月

14. 平野道勝、石川孝重：有限要素法による合成はりの弾塑性解析

第2回電子計算機利用シンポジウム論文集 昭和55年3月

15. 石川孝重、平野道勝：荷重が偏在する合成はりの二次元弾塑性解析

日本建築学会大会学術講演梗概集 昭和57年10月

16. 五十嵐定義、小川厚治：鋼構造骨組の耐震設計用動力学モデルに関する研究

日本建築学会論文報告集 第268号 昭和53年5月

17. 椋代仁朗、松尾 彰：

床スラブを考慮した鋼構造骨組の解析とはり端ひずみ性状について

日本建築学会大会学術講演梗概集 昭和58年9月

18. 松尾 彰、椋代仁朗：

コンクリート床スラブを考慮した骨組の解析とはり端ひずみの性状について

— 激烈震を受ける鋼構造骨組はり端ひずみ性状について その3 —

日本建築学会論文報告集 第335号 昭和59年1月

## 第7章 合成はり架構の地震応答解析と考察

### 7.1 まえがき

激震を受ける合成はり架構の動的応答解析例は極めて少なく、これまで五十嵐等[1]と筆者等[2]の研究が報告されているのみである。五十嵐等は一般化塑性ヒンジ法に基づく合成はりの弾塑性剛性行列を導き、合成はり架構の動的応答解析に適用している。その中ではり降伏形骨組として 1) 合成はり架構として設計し解析する 2) 純鉄骨架構として設計し解析する 3) 純鉄骨架構として設計し合成はり架構として解析するという3ケースについて激震時の応答性状を比較し、現実にかなり採用されているケース3)では、設計時に想定した骨組より柱の塑性化が進展する可能性のあることを指摘している。また、筆者等は第5章で提案した解析Iを、スタッドによるずれの効果を無視した条件の下で、3層2スパン合成はり架構の動的応答解析に適用している。そして、概括的応答のみでなくはり端部フランジひずみ応答性状について、若干の報告を行なった。このように、合成はり架構の動的応答解析例が極めて少ないのは、合成はり自身の弾塑性域にわたる変形特性が、未だ十分に把握されていないことが一因であると考えられるが、その他の原因としては、それが膨大な演算量を必要とし、一定の精度を確保しつつ、それに耐え得る効率の良い解析法が、開発されていなかったためであると考えられる。

本章では、第5章で提案した解析Iが合成はり架構の地震応答解析に適しているという考えから、それを4層1スパンおよび水平方向無限均等ラーメンの地震応答解析に適用し、純鉄骨骨組と合成はり架構の概括的応答性状およびはり端フランジひずみ応答性状について考察する。また、第6章で単調載荷時の挙動を調べたスラブ付鉄骨はり(FSTシリーズ)に、これらの応答解析結果(はり端回転角)を適用し、同はりが設計時に想定した鉄骨はりに近い局部変形性状を、激震時に確保出来るかどうかについても検討する。

## 7. 2 設定骨組と入力外乱

本章で行なう地震応答解析の対象となる純鉄骨骨組は、第4章で採用したはり降伏形4層1スパン(4F-1)および4層水平方向無限均等ラーメン(4F-S)を、再び用いることとした。(ここでは、それらをFPS, FSS骨組と呼ぶ) 4F-1, 4F-S骨組はいずれも、同一階で同一はり断面を採用していたが、柱はり耐力和比を各階で同一にすることと耐力分布に変化を与えることを目的として、FSSでは最上階(RF)はり耐力を約半分に変更している。次に、合成はり架構として採用した骨組は、スラブ関係諸量を第6章で用いた合成はり(TC-10)と全く同じとし、合成はり指針[3]に従って求めた正負曲げ耐力和が、FPS, FSSの対応する鉄骨はり塑性モーメントの2倍と等しくなるよう合成はりの鉄骨断面を定めたものをFPL, FSLとした。その際、スラブ有効幅は30cm(柱幅)としている。各骨組の詳細をTab.7.1, Tab.7.2、Fig.7.1に示す。ここでも、(4.1)式に従う標準的な鉄骨断面を用いることとして、Tab.7.1では塑性断面係数( $Z_p$ )のみを示している。本解析で取り扱い得る合成はりは、厳密には外柱に連結するはりであると考えられるが、FPL骨組の解析結果より左右端回転角に大きな差は見られなかったことや、解析効率の面よりここではFSL骨組も採用することとした。ただし、その解析結果は中柱に取りつく合成はりの性状を表わすものではない。解析法は第6章での解析結果を参考として解析Iを用いる。主はり上スタッドの配置はTab.6.9におけるEQST-2と同じとし、特に断わらない限り弾性とした。次に、解析に用いた入力地動は第4章で用いた地震波のなかで本設定骨組の1次固有周期(Tab.7.2)に近い卓越周期を持つと思われる十勝沖地震(八戸EW)の主要動9秒間とし、最大加速度をFPS, FPLでは400gal、FSS, FSLでは500galとなるように増幅したものを用いた。ここで、FSS, FSL骨組は前述したごとく、注目している4Fはりの応答特性に差が現われるよう、直上のRFはり耐力を小さくするとともに、入力外乱を大きく設定したものである。

Tab.7.1 Plastic Section Modulus (  $\text{cm}^3$  )

Story	Column		Beam	
	FPS FPL	FSS FSL	FPS FSS	FPL FSL
1	2930	3960	1933	1584
2	2653	3633	1660	1310
3	2138	2939	1245	970
4	1452	-	1008	750
4	-	1991	525	330

Tab.7.2 Natural Period of Frames (sec)

	FPS	FPL	FSS	FSL
1st	0.940	0.939	1.011	0.996
2nd	0.299	0.296	0.349	0.345
3rd	0.146	0.145	0.169	0.168

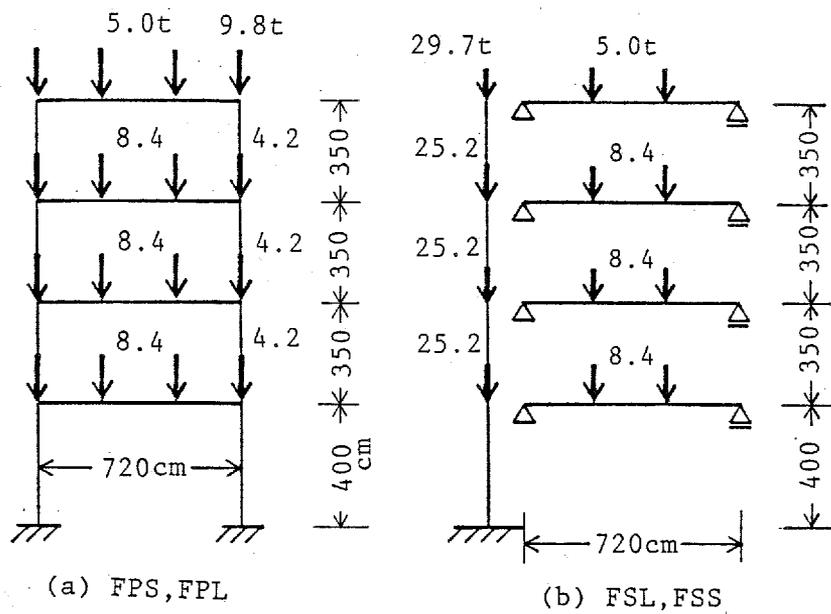
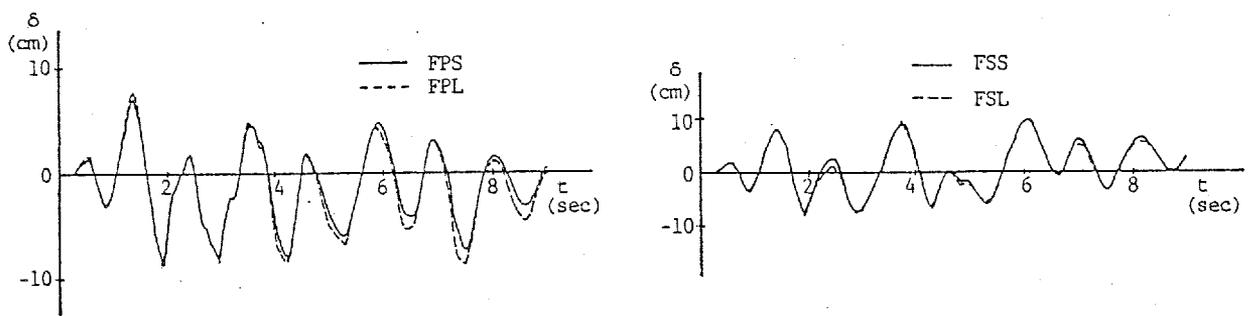


Fig.7.1 Shape and Size of Frames

### 7.3 合成ばり架構の概括的応答性状と考察

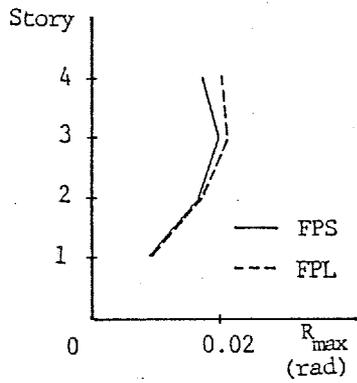
Fig.7.2 に、概括的応答性状の一例として、各骨組3層層間変位の時刻歴応答結果を示す。他層の層間変位の時刻歴も3層とほぼ同様の性状を示していた。次に、Fig.7.3 に各骨組の最大層変形角 ( $R_{\max}$ ) 分布を示す。はり降伏形骨組となるよう柱強度を高くしているため、局部的に層崩壊している層は無い。また、はり耐力を低く抑えたFSS, FSLの最上層では、FPS, FPLに比べやや大きいR分布の比率が得られているようである。しかし、いずれの場合も純鉄骨骨組と合成ばり架構では、余り大きな差は見られなかった。次に、Fig.7.4 は地震時に各骨組に入力されたエネルギーを、(4.2)式により速度に換算して[7]示したものである。図中実線は採用した地震波による速度応答スペクトルを示す。純鉄骨および合成ばり架構とも、入力エネルギーは同程度であり実線とほぼ一致している。Fig.7.5 は4Fはり端回転角の時刻歴応答を示す。1スパン骨組(FPS, FPL)の左右端回転角は塑性化が顕著となる1.5秒付近まではり鉛直荷重により発生した回転角の範囲内で異なっていたが、それ以降はほとんど一致していたので右端の回転角を示している。このように、Fig.7.2 ~ 5で示すごとく、同一骨組形式の場合純鉄骨架構でも合成ばり架構でもマクロな応答値に関しては、ほぼ同様な性状を示していることが分かる。これは、対応する各部材の耐力を等しく設定し、骨組固有周期もほぼ等しくなっているためであると考えられる。最後に、復元力特性の一例として、Fig.7.6にFSLの動的解析で得られた4Fはり左端部のM- $\theta$ 関係を示す。



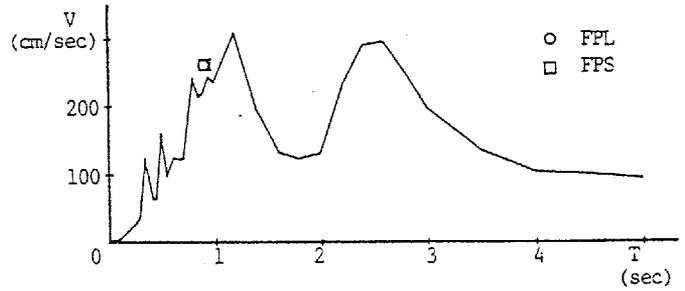
(a) FPS, FPL

(b) FSL, FSS

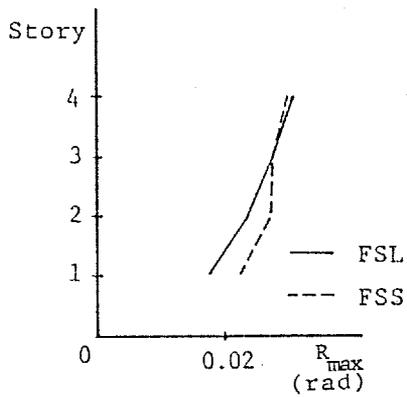
Fig.7.2 Time History of Inter-Story Displacements (3rd Story)



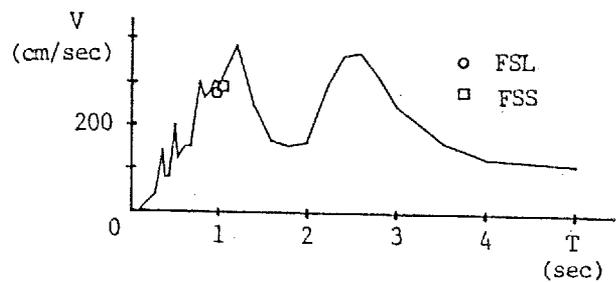
(a) FPS, FPL



(a) FPS, FPL



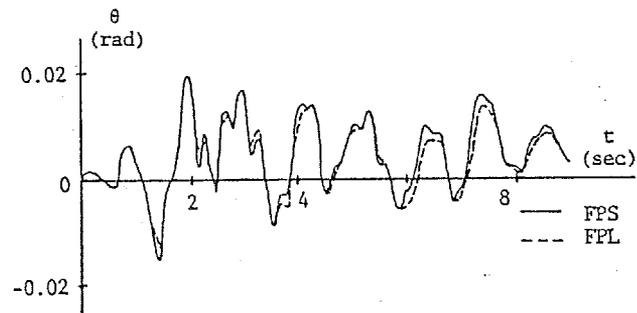
(b) FSL, FSS



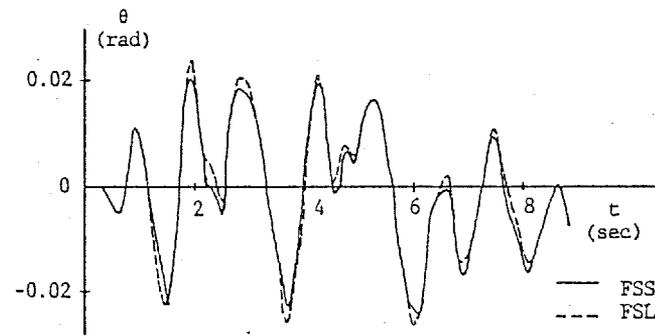
(b) FSL, FSS

Fig.7.3  
Distribution of Maximum Angle  
of Rotation of Columns

Fig.7.4  
Total Energy Input  
(Equivalent Velocity)



(a) FPS, FPL



(b) FSL, FSS

Fig.7.5 Time History of Rotations at 4F Beam End

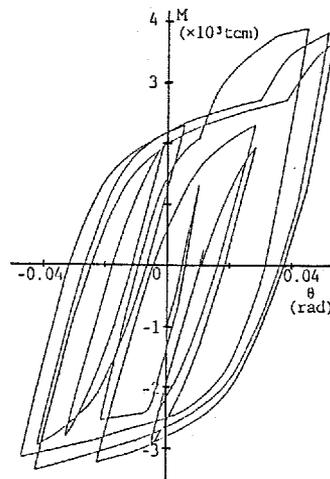


Fig.7.6

M -  $\theta$  Relation of Composite Beam

#### 7. 4 はり端フランジひずみの応答性状と考察

Fig.7.7 は各骨組の4F (FPS-4, FPL-4, FSS-4, FSL-4で示す) はり端鉄骨上フランジひずみの時刻歴応答を示している。同図より、まず第4章でも見られたごとく、ひずみの波形周期は骨組固有周期にほぼ一致しているといえる。本解析結果では、はり鉛直荷重の影響でいずれの場合も上フランジは引張側へ、下フランジは圧縮側へ移行する傾向が見られた。これより、合成はり架構においても溶接欠陥の発生しやすい下フランジより、発生しにくい上フランジの方が引張最大ひずみは大きくなる可能性の高いことが知られる。また、Fig.7.8 は各階はり端部フランジひずみの時刻歴応答から、引張最大ひずみを読み取り示したものである。純鉄骨はりとは合成はりとは顕著な差は見られないようである。しかし、合成はり架構は解析例が少ない上に、Fig.7.8の一部で合成はりの方が大きめの値を与えている場合のあることから、合成はり架構では純鉄骨骨組に比べ大きなはり端ひずみを発生すると考え、柱はり仕口溶接部の許容欠陥寸法を定める方が安全であると思われる。次に、低サイクル疲労に関連の深い繰返しひずみ幅をFig.7.7について調べてみると、合成はりでは純鉄骨はりに比べ大きくなる傾向のあることが分かる。Fig.7.5のはり端回転角について、両者に余り大きな差は見られなかったのに対し、はり端フランジひずみ性状に差が見られることは興味深い。特に、4F回転角応答値が大きくなっているFSS, FSL骨組ではこの傾向が著しい。これをレインフロー法[9]により各塑性ひずみ幅に分解し、各レンジに属する半波の数を示したのがFig.7.9である。ただし、同図では原点より $|\epsilon|_{\max}$ に至るひずみ径路は除いている。(Fig.7.10でABDE) 図中の数字は上から9秒間に生じた半波の総数と塑性ひずみ振幅 $\epsilon_{pa}$ を用いた(4.3)式に基づく累積損傷値(DF)で、( )内は、最大ひずみの寄与分( $2|\epsilon|_{\max}$ で1/4サイクルとみなした[8])を除いた値( $DF_c$ )である。Fig.7.9において、純鉄骨骨組では塑性ひずみ幅(塑性ひずみ振幅の2倍)が0.01を越えるものはなく、 $DF_c$ は高々0.05程度であった。一方、合成はりではひずみ幅が広範囲に分布しており、 $DF_c$ もかなり大きくなっており、純鉄骨の場合に比べ極低サイクル疲労破壊の危険性は高くなっているといえよう。下フランジのごとく、圧縮側の平均

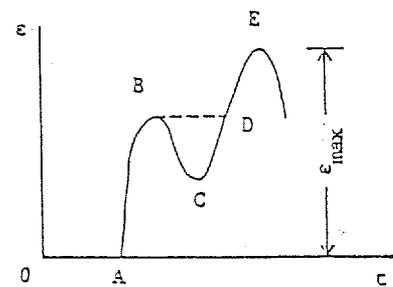
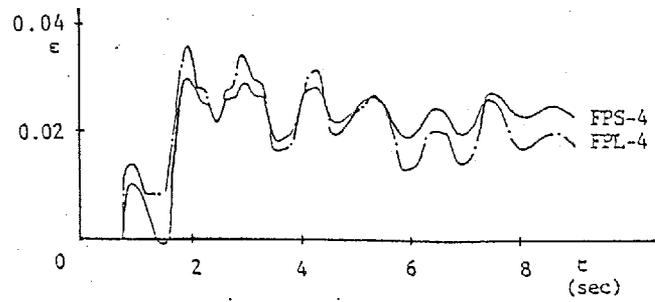
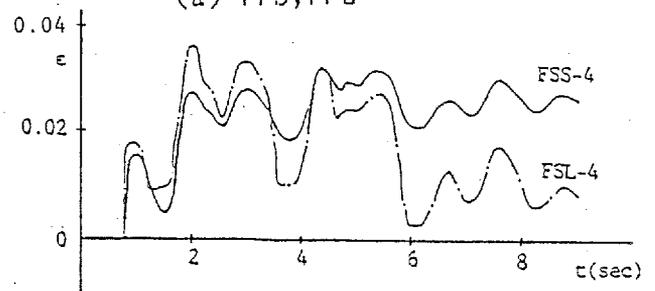


Fig.7.10 Maximum Strain

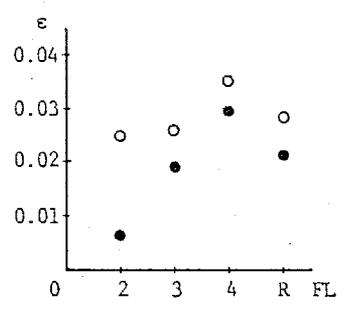


(a) FPS, FPL

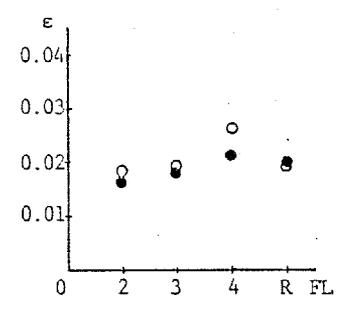


(b) FSS, FSL

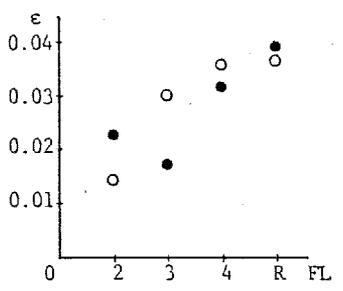
Fig.7.7 Time History of Flange Strains at 4F Beam End



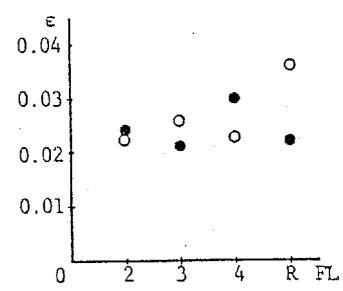
(a) FPS, FPL (Left)



(b) FPS, FPL (Right)

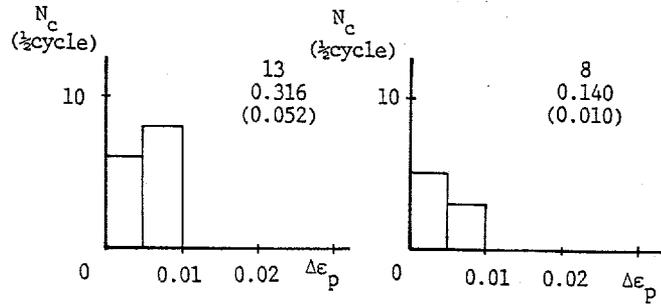


(c) FSS, FSL (Left)

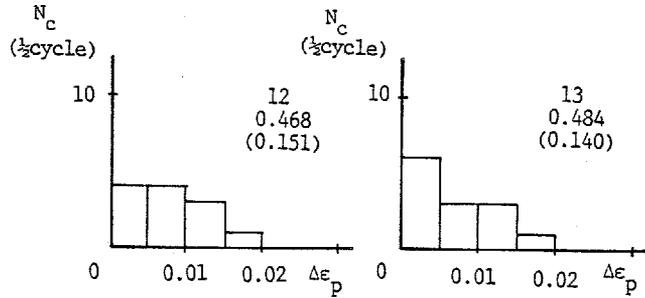


(d) FSS, FSL (Right)

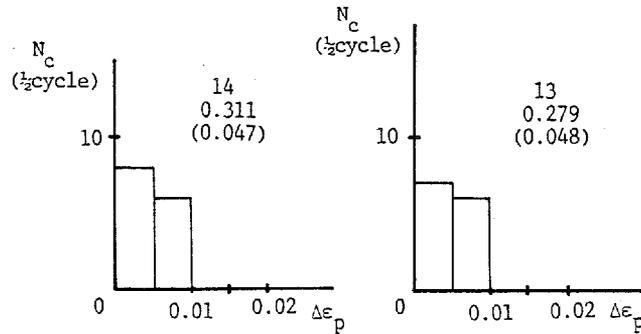
Fig.7.8 Maximum Strains at Beam Ends



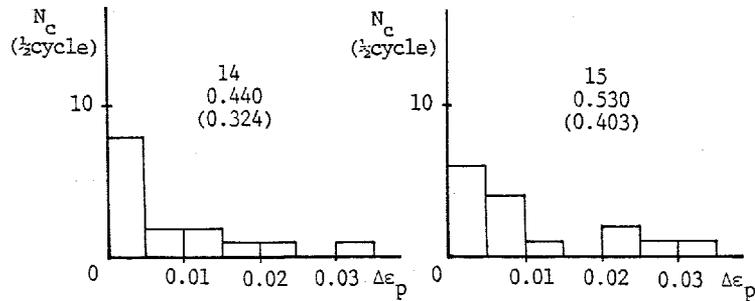
(a) FPS-4(Left) (b) FPS-4(Right)



(c) FPL-4(Left,Top) (d) FPL-4(Right,Bottom)



(e) FSS-4(Left) (f) FSS-4(Right)



(g) FSL-4(Left,Top) (h) FSL-4(Right,Bottom)

Fig.7.9 Number and Size (Strain) of Plastic Excursions

ひずみを持つ繰返しの場合でも、文献10に実験例が見られるごとく引張側の平均ひずみを持つ場合に比べ、長寿命側となる傾向は見られるものの、破断時の損傷値が極端に大きくなることはないと考えられる。

次に、動的解析における合成ばりのはり端フランジひずみ $\varepsilon$ の変化を、はり端回転角 $\theta$ に対して単調載荷時のものと比較して示したのが Fig.7.11 である。同図においても、ひずみのピーク点が単調載荷時の $\theta - \varepsilon$ 関係に乗って来る場合と、第1回目の除荷時に平行移動してしまうものの2種類が見られた。合成ばりの $\theta - \varepsilon$ 関係に関するこれらの基本的性状は6.4.1節の静的繰返し載荷解析で見られたものと同じであるといえよう。

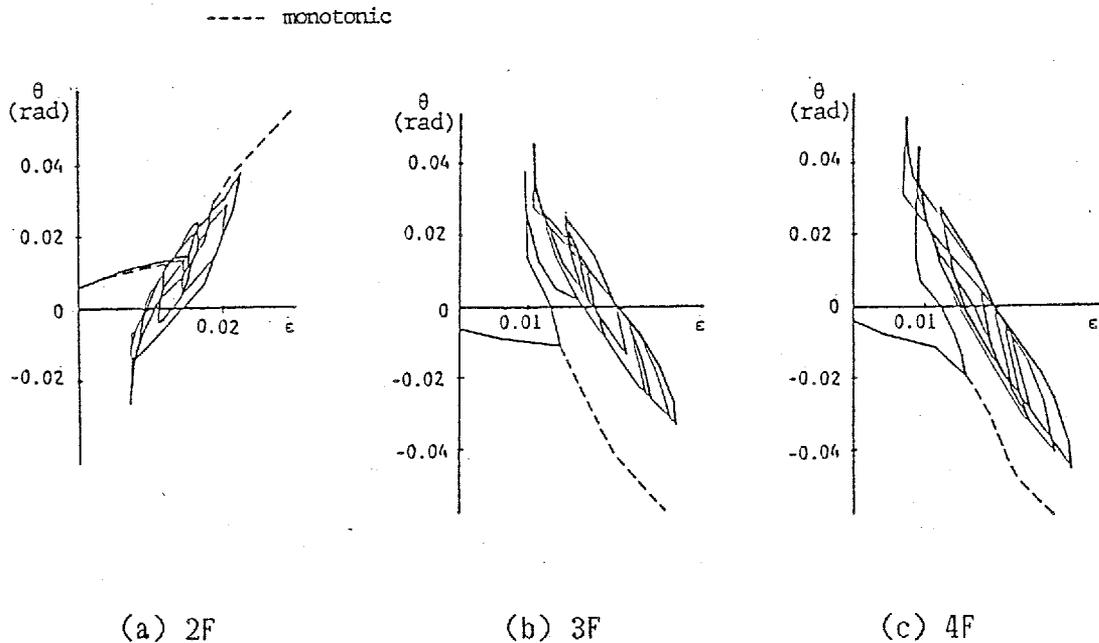


Fig.7.11  $\theta - \varepsilon$  Relation

## 7. 5 純鉄骨はりとして設計したスラブ付鉄骨はり端部ひずみの応答性状と考察

6. 5節において、スラブと柱フランジ面との接触を断ったスラブ付鉄骨はり（FSTシリーズ）は純鉄骨はりとはほぼ同様の性状を示すことが知られた。それは、単調載荷解析による結果であったため、ここでは前節で行なった地震応答解析結果を利用し、FSTシリーズのスラブ付鉄骨はりがFPLおよびFSLの4Fに組み込まれたものと想定した場合の微視的挙動を調べる。即ち、ここではFSTシリーズのほりに鉛直荷重 $W=8.4t$ をそれぞれ加えた後、Fig.7.5に示す時刻歴応答結果をはり端に強制回転角として入力し、はり端フランジひずみ性状を調べることにした。ただし、ここでは解析IIを用いて解析を行なう。はりの各部寸法および諸特性は6.5節と全く同じであり、その塑性曲げ耐力（即ち、鉄骨塑性モーメント $M_p$ ）の2倍はFPLおよびFSLの4F合成はりの正負曲げ耐力和に等しい。Fig.7.12にFST-1～3の左右端部フランジ引張ひずみの時刻歴応答結果を示す。スタッドの配置を合成はりと同じとしているFST-1ではそれと正負耐力和の等しい合成はり（FPL-4，FSL-4）および同一断面を持つ純鉄骨はり（FPS-4，FSS-4）に比べて、ひずみ幅の大きさは緩和されず、むしろ大きくなっている。しかし、最外スタッドの位置をはり内部へ順次移動させたFST-2，3では、それはかなり緩和されてくることがわかる。これらをレインフロー法で分解して求めたひずみ幅の頻度をFig.7.13，Fig.7.14に示す。同図中の数字の意味はFig.7.9と同じである。FST-1における繰返しひずみ幅やそれによる損傷値( $DF_c$ )はFig.7.12からも予測されるように、かなり大きく、合成はりと同程度の結果が得られている。しかし、最外スタッドを内部へ移動させると、それは少しずつ緩和されており、FST-3では純鉄骨の場合と余り大きな差は見られなくなる。次に、FSTシリーズに関し、スタッド耐力の影響を調べるため第6章で設定したFST-1Y，1YYについて、FPL骨組の動的解析結果（Fig.7.5）を両端部に代入して行なった同様の解析結果のうち、はり端ひずみの時刻歴およびそれによる繰返しひずみ幅および損傷値をFig.7.15，Fig.7.16に示した。いずれの場合も、スタッド耐力が低下するにつれ、繰返しひずみ幅やそれによる損傷値( $DF_c$ )は低下する傾向が見られる。また、FST-3についてもFST-1と同様にスタッド耐力 $Q_y$ を10t，6tとした場合を想定し同様の解析を行なった。（FST-3Y，FST-3YYと呼ぶ。）はり端ひずみの時刻歴をFig.7.17に示す。そのひずみ性状はFST-3とほとんど変わらない。こ

れは、FST-1と異なりFST-3では主要な曲げ変形が生じるはり端での鉄骨とスラブとの一体性を、既に大幅に緩和しているためスタッド耐力の影響が現われなかったものと思われる。

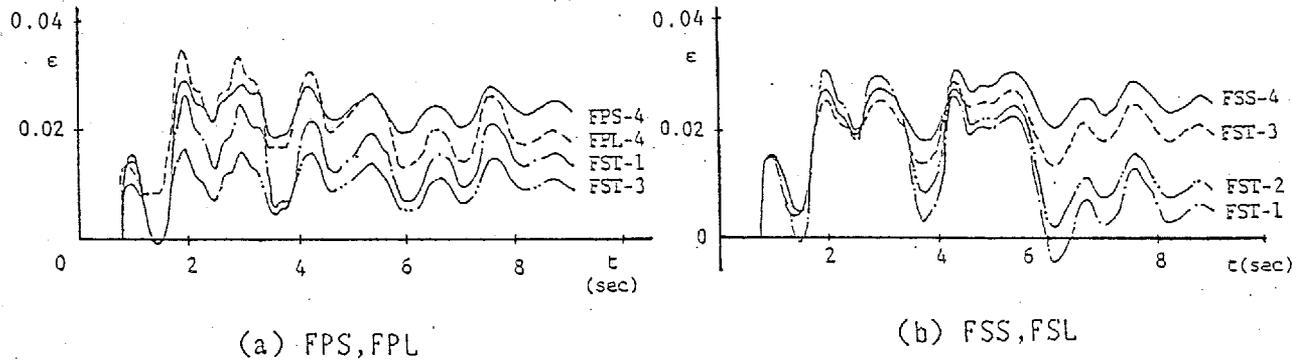


Fig.7.12 Time History of Flange Strains at 4F Beam End

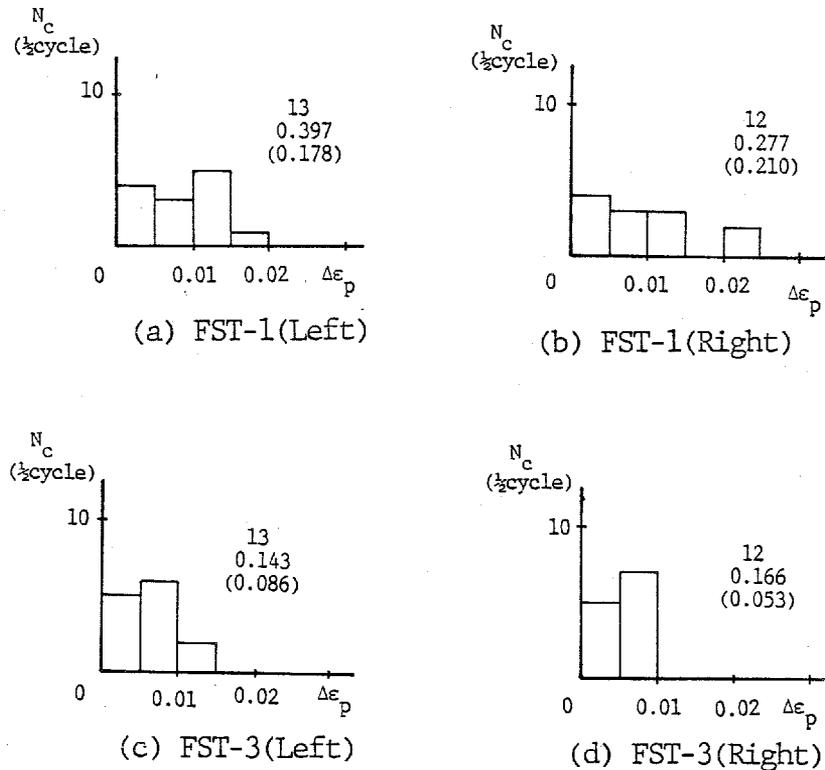


Fig.7.13 Number and Size (Strain) of Plastic Excursions (FPL-4)

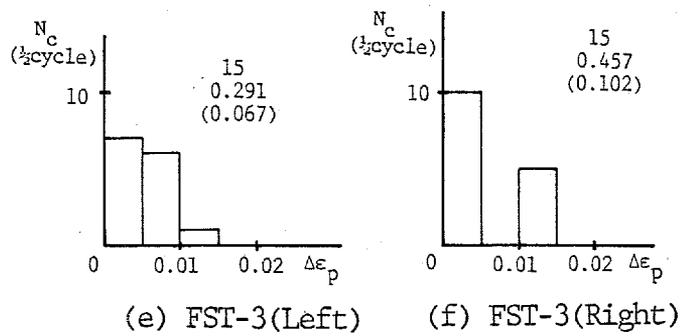
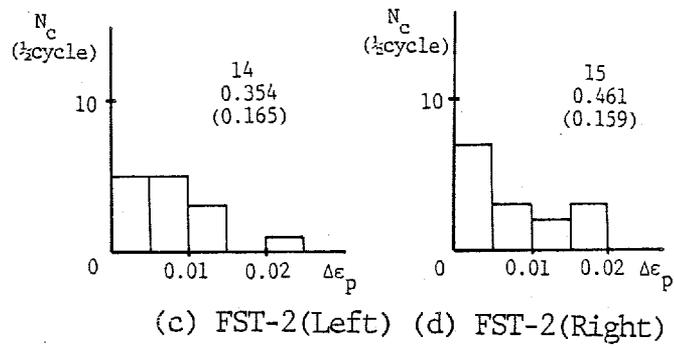
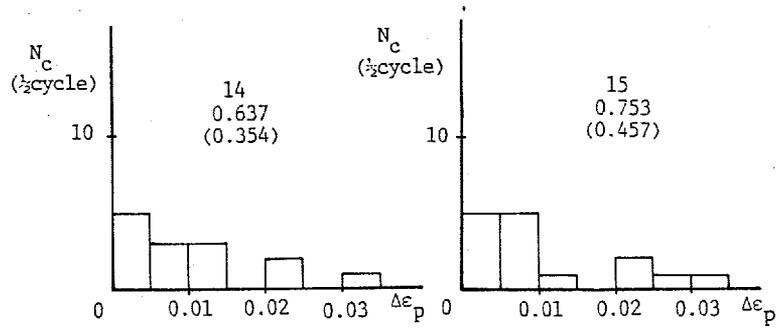


Fig.7.14 Number and Size(Strain) of Plastic Excursions (FSL-4)

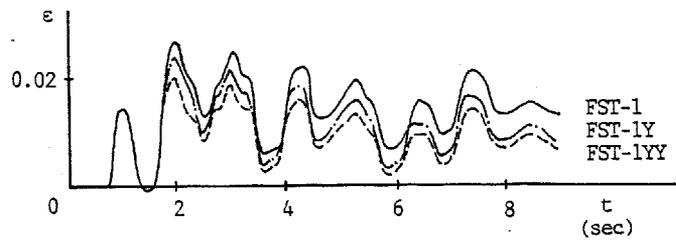
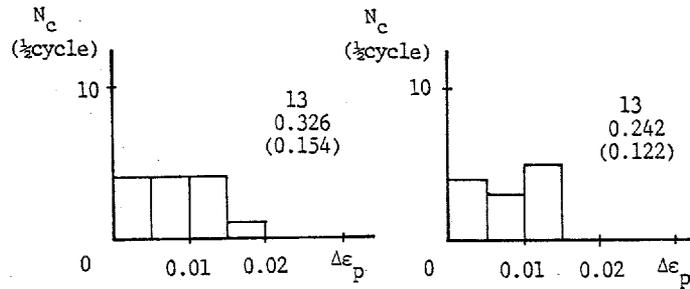
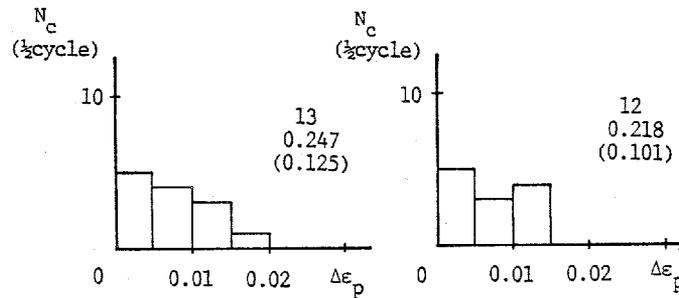


Fig.7.15 Time History of Flange Strains at 4F Beam End (FPL)



(a) FST-1Y(Left) (b) FST-1Y(Right)



(c) FST-1YY(Left) (d) FST-1YY(Right)

Fig.7.16 Number and Size(Strain) of Plastic Excursions (FPL)

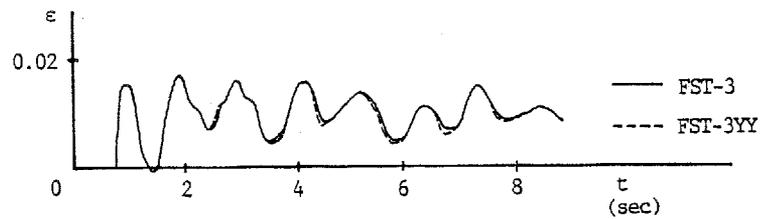


Fig.7.17 Time History of Flange Strains at 4F Beam End (FPL)

## 7.6 結び

本章では、純鉄骨骨組として設計した4層1スパンおよび水平方向無限均等ラーメンと、それと同一水平耐力を持つ合成はり架構の地震応答解析を行ない、以下の結論が得られた。

1) 各部耐力および骨組固有周期をほぼ等しく与えたため、概括的応答性状については純鉄骨骨組および合成はり架構ともに大きな差は見られなかった。

2) はり端フランジひずみは、はり鉛直荷重の影響で両者共に上フランジは引張側へ、下フランジは圧縮側へ移行する傾向が見られる。また、本解析で得られたはり端フランジ最大ひずみは純鉄骨骨組に比べ、合成はり架構の方がやや大きめの値を与える傾向が見られたが、更に資料の蓄積が必要であると考えられる。

3) はり端フランジにおける繰返しひずみ幅は純鉄骨骨組に比べ、合成はり架構の方がかなり大きくなる傾向が見られる。それに伴い、(4.3)式に基づいて求めた累積損傷値も極めて大きくなっており、合成はり架構では純鉄骨骨組に比べて柱はり仕口部周辺において、極低サイクル疲労破壊の危険性が高くなっていることが知られた。

次に、スラブ付鉄骨ばりに設計時に想定した純鉄骨ばりと同程度の変形特性を付与することを目的として、柱フランジとスラブとの接触を断ち、最外スタッド位置を変化させたFSTシリーズに、先の動的応答解析で得られたはり端回転角を強制入力して、その性状を調べた。その結果、次の結論が得られた。

1) スタッド配置を通常の合成はりと同じとしたFST-1では、はり端フランジでの繰返しひずみ幅は余り緩和されず、合成はりと同程度であった。これに対して、スタッド耐力を低くするとともに、最外スタッドをはり端部よりできるだけ離して配置することにより、純鉄骨ばりで生じる程度の繰返しひずみ幅(または損傷値)に近づけることが可能である。

[参 考 文 献]

1. 五十嵐定義、井上一朗、金 成 垠、多田元英：  
合成ばり架構の弾塑性応答解析法および応答性状に関する研究  
日本建築学会論文報告集 第337号 昭和59年3月
2. 椋代仁朗、松尾 彰：  
床スラブを考慮した鋼構造骨組の解析と激震時における応答性状について  
第29回構造工学シンポジウム 昭和58年2月
3. 日本建築学会 合成ばり構造設計施工指針同解説 昭和50年11月
4. 山田 稔、辻 文三、中西兵衛：合成ばりの弾塑性変形状に関する研究  
日本建築学会大会学術講演梗概集 昭和57年10月
5. 山田 稔、辻 文三、山田 学：鉄筋コンクリートスラブ付鉄骨門型ラーメンの  
弾塑性変形状並びに崩壊性状に関する研究  
日本建築学会大会学術講演梗概集  
(II) 昭和57年10月 (III) 昭和58年9月  
日本建築学会近畿支部研究報告集 (IV) 昭和59年6月
6. 金多 潔：激震による溶接接合部の塑性変形  
(鋼構造物の欠陥評価と安全性 その6)  
J S S C Vol.12, No.124, 1976
7. 秋山 宏：建築物の耐震極限設計 東京大学出版会 昭和50年9月
8. 大路清嗣：低繰返し数疲れにおける累積損傷の仮説の検討  
日本機械学会誌 第70巻 第576号 昭和42年1月
9. 松石正典、遠藤達雄：変動応力を受ける金属の疲れ(第3報)  
日本機械学会九州支部講演論文集, No.68-2, 昭和43年3月
10. 菊川 真、城野政弘、宗 智浩、氷室晴雄：  
変動ひずみ条件下の低繰返し数疲労(平均塑性ひずみ、応力因子の影響)  
日本機械学会論文集 第42巻358号 昭和51年6月
11. 佐藤邦彦、岡本修平：  
高ひずみの繰返しを受ける欠陥を含む溶接部の変形破壊挙動(その1)  
日本建築学会大会学術講演梗概集, 昭和52年10月

12. 中辻照幸、藤盛紀明：鉄骨溶接部の欠陥評価に関する研究  
日本建築学会大会学術講演梗概集  
その1 昭和51年10月 その2 昭和52年10月  
その3 昭和54年9月
13. 中辻照幸、藤盛紀明：建築鉄骨溶接部における溶接欠陥の限界評価に関する研究  
清水建設研究所報 (その1) 第31号 昭和54年10月  
(その2) 第32号 昭和55年4月
14. 藤本盛久、泉 満：欠陥を有する溶接部の変形能力に関する研究  
日本建築学会論文報告集 第288号 昭和55年2月
15. 中辻照幸、藤盛紀明、倉持 貢：建築鉄骨現場溶接部の欠陥発生状況の調査研究  
日本建築学会論文報告集 第314号 昭和57年4月
16. 藤本盛久、松下真治：  
鋼構造骨組におけるはり端のひずみ度と層変形量の関係について  
日本建築学会論文報告集 第301号 昭和56年3月
17. 泉 満：柱-はりT型突合せ溶接部の欠陥が架構の変形能力に与える影響  
日本建築学会大会学術講演梗概集 その1 昭和52年10月  
その2 昭和53年9月
18. 泉 満：骨組の塑性変形能力に基づいたはり端溶接部の許容欠陥寸法  
日本建築学会大会学術講演梗概集 昭和59年10月
19. 五十嵐定義、小川厚治：鋼構造骨組の耐震設計用動力学モデルに関する研究  
日本建築学会論文報告集 第268号 昭和53年5月
20. 松尾 彰、椋代仁朗：  
激震を受ける合成はり架構のはり端フランジひずみ性状に関する研究  
構造工学論文集 Vol. 31A (1985. 4)

## 第8章 設計用はり端ひずみ靱性率の予測法および

### 溶接継目部の許容欠陥寸法に関する考察

#### 8.1 まえがき

骨組設計用層靱性率  $\mu$  から柱はり仕口部のひずみ靱性率  $e$  を予測する方法を提案した研究は少なく、これまでに藤本、松下[1] および泉[2] の研究が見られるのみである。藤本、松下は十字型骨組を想定したH形鋼はりの数値解析結果を基にして、鋼素材の降伏比、ひずみ硬化開始ひずみをパラメータとした  $\mu - e$  関係に関する折線近似式を提案している。泉も十字型骨組に対する数値解析結果を藤本等と同様に折線近似することにより  $\mu - e$  関係を提案している。泉[2,3] はまた、この  $\mu - e$  関係を基に、日本建築学会「鋼構造建築溶接部の超音波探傷検査規準」[14]における溶接継目部の合否判定規準は骨組靱性率として6～7程度を確保し得るものであること、および激震を受ける高層建築物の繰返し性状として層靱性率振幅を2、繰返し回数を10回と想定したとき、低サイクル疲労破壊しない許容欠陥寸法を文献 1および13を基にして求め、それに対して単調載荷時に確保し得る最大層靱性率は9.5であることを試算している。しかし、これらはいずれもはり鉛直荷重の影響が考慮されておらず、更に検討を加える必要があるものと考えられる。

本論文では、これまで重層骨組の静的および動的解析を行ない激震時におけるはり端フランジひずみの基本的性状を把握するとともに柱はり仕口部の耐震性について考察を加えて来た。そして、大略以下のような結論が得られた。

1) 純鉄骨骨組はり端フランジ最大ひずみは鉄骨素材特性およびはり鉛直荷重に強く影響を受ける。特に、はり鉛直荷重パラメータ  $\kappa$  が0.35以上の場合には、同ひずみの累積を生じる可能性がある。ただし、骨組層靱性率  $\mu$ 、はり端回転靱性率  $\gamma$  の応答性状に対するこれらの影響は小さい。ランダム載荷を受ける鉄骨はりのはり端フランジ最大ひずみ  $\varepsilon_{\max}$  は  $\kappa \leq 0.3$  の範囲では、単調載荷数値解析結果で得られた  $\theta - \varepsilon$  関係でほぼ予測することが可能である。

2) 合成はり架構では純鉄骨骨組に比べ、最大ひずみ靱性率、繰返しひずみ幅共に大きくなる可能性があるが、柱フランジとスラブとの接触を断ち、最外端スタッドを出来

るだけ柱から離すことにより、純鉄骨骨組のはり端ひずみ性状に近づけることが出来る。

本章では以上の点を参考として、はり鉛直荷重の影響を考慮した純鉄骨重層骨組の、より一般的な $\mu-e$ 関係を、まず導くこととする。ここでは、前記結論1)を参考として、予測すべき $\mu-e$ 関係を $\mu-\gamma$ 関係と $\gamma-e$ 関係に分離して考えているのが特徴である。そして、最後に標準的な重層骨組の柱はり溶接仕口部に許容し得る欠陥寸法を、SM50材の場合を例にとり試算することとする。

## 8.2 はり端フランジ最大ひずみ靱性率の予測法

### 8.2.1 層靱性率( $\mu$ ) - はり端回転靱性率( $\gamma$ ) 関係

これまでの数値解析的研究により、はり鉛直荷重の有無および鋼の素材特性ははり端フランジひずみ性状に強く影響を与えるが、層変形量、節点回転角には余り影響しないことを示した。そのため、本関係を求めるに当たっても、これらの影響は無視することとする。また、部材および接合部パネルのせん断変形は考えないこととする。

まず、内柱を持つ骨組として Fig.8.1 に示す十字形はり降伏形分解架構を考える。弾性時、柱部材角  $R$  と節点回転角  $\theta$  の関係は柱に対するはり剛比を  $k = I_b \cdot h / I_c \cdot L$  (Fig.8.1 参照) とすると次式が求まる。

$$R = (1 + k) \theta \quad (8.1)$$

いま、はり端部に塑性ヒンジを形成するまで、骨組は弾性であると仮定すれば、弾性時の $\mu-\gamma$ 関係は次式となる。

$$\mu = \gamma \quad (8.2)$$

ここで、 $\mu = R / R_p$ 、 $R_p$  ははり端が塑性モーメント  $M_p$  に達したときの柱部材角、 $\gamma = \theta / \theta_p$ 、 $\theta_p = M_p L / 6 E I$  である。はり端に塑性ヒンジを形成した後のはり端部の  $M-\theta$  関係を  $\Delta M = 6 E K k \bar{\tau} \Delta \theta$  とおくと、次のような  $\Delta \mu - \Delta \gamma$  関係が求まる。

$$\Delta \mu = \frac{1+k\bar{\tau}}{1+k} \Delta \gamma \quad (8.3)$$

はりの場合、ひずみ硬化による勾配  $\bar{\tau}$  は 0.03 程度

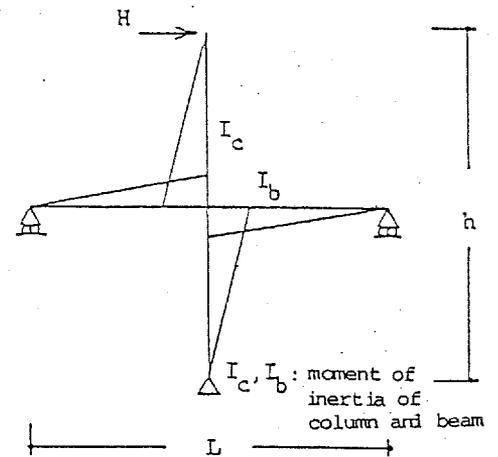


Fig.8.1 Assumed Subassembly

[4] であることより右辺分子第2項は無視することが出来、 $\Delta \mu$ はkのみに依存すると考えることが出来る。すると、 $\mu - \gamma$ 関係は $\mu = \gamma = 1$ を通ることより次式が求められる。

$$\mu = \frac{\gamma}{1+k} + \frac{k}{1+k} \quad (8.4)$$

次に、外柱付近をモデル化したト形骨組の場合も(8.4)式と同様にして求められ、(8.2)式とともに次式を用いればよい。

$$\mu = \frac{2\gamma}{2+k} + \frac{k}{2+k} \quad (8.5)$$

これらの式のうち、十字形骨組の方がト形骨組より同一のk、 $\mu$ に対して大きい $\gamma$ を与えることがわかる。

### 8.2.2 はり端回転靱性率( $\gamma$ ) - はり端フランジひずみ靱性率( $e$ )関係

$\gamma - e$ 関係を求めるに当たり、まず以下の仮定を行なう。

1) はりはサンドイッチ断面とし、鋼素材の無次元化応力( $s$ ) - ひずみ( $e$ )関係がそのままはりの無次元化モーメント( $m$ ) - 曲率( $\phi$ )関係として用いることが出来るものとする。ここで、 $s = \sigma / \sigma_y$ ,  $e = \varepsilon / \varepsilon_y$ ,  $m = M / M_p$ ,  $\phi = \Phi / \Phi_p$ 、 $\Phi$ 、 $\Phi_p$ はM、 $M_p$ に対応する曲率である。また、Fig.8.2に模式的に示すごとく、鋼の応力-ひずみ関係を折線で近似するものとする。同図中 $\eta_1$ 、 $\eta_2$ はひずみ硬化域で、対応する直線の勾配を示している。

2) はり鉛直荷重は両端固定はりにFig.8.3のごとく2点集中荷重を加えるものと考ええる。

3) はり両端の回転角は等しい。

仮定3)より次式が与えられる。

$$\int_0^L \Phi \, dx = 0 \quad (8.6)$$

また、端部回転角は次式で与えられる。

$$\theta = \int_0^L \Phi (L-x) \, dx / L \quad (8.7)$$

Fig.8.3において各区間*i j*でのモーメント分布は直線で、それを $M_{ij}$ とすれば次式で表わすことが出来る。

$$M_{ij} = 3 (M_j - M_i) x / L + M_i \quad (8.8)$$

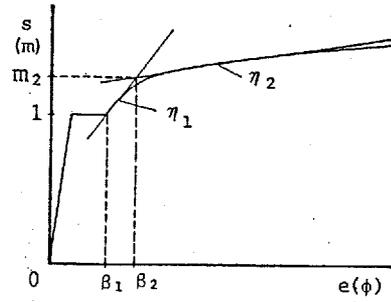


Fig.8.2  $s(m) - e(\phi)$  Relation of Steel Beam

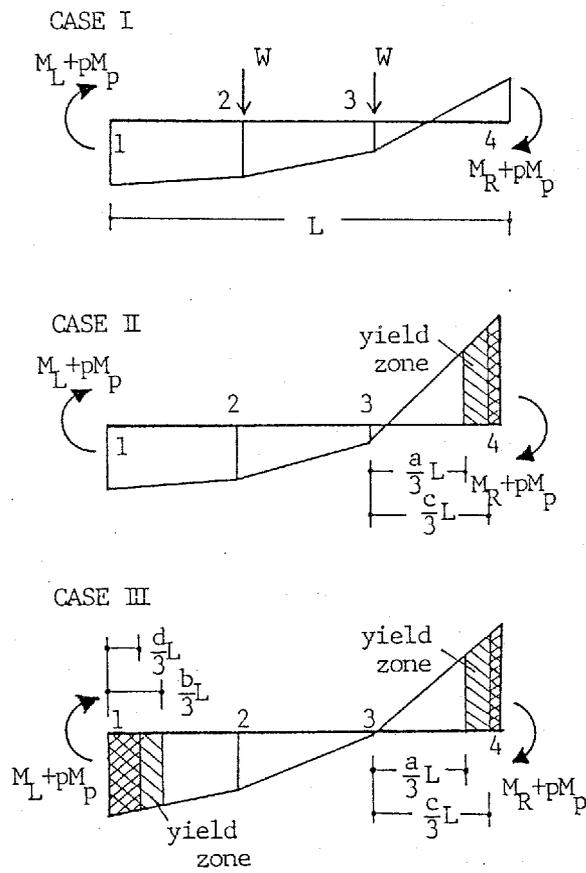


Fig.8.3 Moment Distribution of Beam

$$M_i = \{ (4-i) \alpha' / 3 + (i-1) \alpha / 3 + (3i^2 - 15i + 16) p / 4 \} M_p \quad (8.9)$$

ここで、 $\alpha = M_R / M_p$  ,  $\alpha' = M_L / M_p$  ,  $p = 2WL / 9M_p$  ,  $M_L$  ,  $M_R$  は両端強制回転角に対応する左右モーメントである。

[CASE I] 弾性域

$$\gamma = \alpha \quad (8.10)$$

[CASE II] 区間3-4の一部が塑性域に入っている場合

点3より  $aL/3$  の位置に弾塑性境界が有るとすれば次式が与えられる。

$$-2(a-1)\alpha' + 2(a+2)\alpha + 9pa - 3p - 6 = 0 \quad (8.11)$$

次に、 $\phi = \beta_2$  となる点が点3より  $cL/3$  の位置に有るとすれば、モーメントの直線性より次式が与えられる。

$$c = a + (1-a)(m_2 - 1) / (\alpha + p - 1) \quad (8.12)$$

(8.6) 式より次式が得られる。

$$\begin{aligned} & 2 \{ (a^2 - 2a) (1/\eta_1 - 1) + 8 + 1/\eta_1 \} \alpha' \\ & + 2 \{ - (a^2 + 4a) (1/\eta_1 - 1) + 4 + 5/\eta_1 \} \alpha \\ & + 3 \{ - (3a^2 - 2a) (1/\eta_1 - 1) - 1 + 1/\eta_1 \} p \\ & + 12(1-a)(\beta_1 - 1/\eta_1) + 2\alpha'(c^2 - 2c + 1) / \eta' \\ & + 2\alpha(-c^2 - 4c + 5) / \eta' + 3p(-3c^2 + 2c + 1) / \eta' \\ & - 12(1-c)m_2 / \eta' = 0 \end{aligned} \quad (8.13)$$

上式で  $\eta'$  は  $1/\eta' = 1/\eta_2 - 1/\eta_1$  より求められる。

上記の連立方程式において、弾塑性境界位置  $aL/3$  を与えると  $c$  ,  $\alpha$  ,  $\alpha'$  は決定される。また、そのときの  $\gamma$  は (8.7) 式より次式のごとく与えられる。

$$\begin{aligned} \gamma = & [ 2(2\alpha' - 2\alpha - 9p)(1/\eta_1 - 1)a^3 \\ & + 3 \{ (2\alpha' - 8\alpha - 15p)(1/\eta_1 - 1) + 6(1/\eta_1 - \beta_1) \} a^2 \\ & + 12 \{ (-2\alpha' - 4\alpha + 3p)(1/\eta_1 - 1) + 6(1/\eta_1 - \beta_1) \} a \\ & + (40\alpha' + 32\alpha - 27p) + (14\alpha' + 76\alpha + 27p) / \eta_1 \\ & - 90(1/\eta_1 - \beta_1) + \{ (-4\alpha' + 4\alpha + 18p)(1 - c^3) \\ & + (-6\alpha' + 24\alpha + 45p - 18m_2)(1 - c^2) \\ & + 4(6\alpha' + 12\alpha - 9p - 18m_2)(1 - c) \} / \eta' ] / 54 \end{aligned} \quad (8.14)$$

[CASE III] 区間1-2、3-4の一部が塑性域に入っている場合  
点1より  $bL/3$  の位置に弾塑性境界が有るとすれば次式が与えられる。

$$-2(b-3)\alpha' + 2b\alpha - 9bp + 6p + 6 = 0 \quad (8.15)$$

次に、 $\phi = \beta_2$  となる点が点1より  $dL/3$  の位置に有るとすれば、次式が与えられる。

$$d = \{1 - (1 - m_2) / (\alpha' + p + 1)\} b \quad (8.16)$$

CASE IIと同様(8.6)式より次式が与えられる。

$$\begin{aligned} & 2 \{ (a^2 - 2a - b^2 + 6b) (1/\eta_1 - 1) + 8 + 1/\eta_1 \} \alpha' \\ & + 2 \{ - (a^2 + 4a - b^2) (1/\eta_1 - 1) + 4 + 5/\eta_1 \} \alpha \\ & + 3 \{ - (3a^2 - 2a + 3b^2 - 4b) (1/\eta_1 - 1) - 1 + 1/\eta_1 \} p \\ & + 12(1-a-b)(\beta_1 - 1/\eta_1) + \{ 2\alpha' (c^2 - 2c + 1) \\ & + 2\alpha (-c^2 - 4c + 5) + 3p (-3c^2 + 2c + 1) \\ & - 12(1-c)m_2 + 2\alpha' (-d^2 + 6d) \\ & + 2\alpha d^2 + 3p (-3d^2 + 4d) + 12dm_2 \} / \eta' = 0 \end{aligned} \quad (8.17)$$

いま、 $bL/3$  を仮定すれば(8.11)(8.12)(8.15)(8.16)(8.17)式を満足する $\alpha, \alpha', a, c, d$ を求めることが出来る。また、そのときの $\gamma$ は(8.7)式より次式のごとく与えられる。

$$\begin{aligned} \gamma = & [ 2(2\alpha' - 2\alpha - 9p)(1/\eta_1 - 1)a^3 \\ & + 3 \{ (2\alpha' - 8\alpha - 15p)(1/\eta_1 - 1) + 6(1/\eta_1 - \beta_1) \} a^2 \\ & + 12 \{ (-2\alpha' - 4\alpha + 3p)(1/\eta_1 - 1) + 6(1/\eta_1 - \beta_1) \} a \\ & + 2(-2\alpha' + 2\alpha - 9p)(1/\eta_1 - 1)b^3 \\ & + 18 \{ (\alpha' + p)(1/\eta_1 - 1) + (1/\eta_1 - \beta_1) \} b^2 \\ & + (40\alpha' + 32\alpha - 27p) + (14\alpha' + 76\alpha + 27p)/\eta_1 \\ & - 90(1/\eta_1 - \beta_1) + \{ (-4\alpha' + 4\alpha + 18p)(1 - c^3) \\ & + (-6\alpha' + 24\alpha + 45p - 18m_2)(1 - c^2) \\ & + 4(6\alpha' + 12\alpha - 9p - 18m_2)(1 - c) \} / \eta' \\ & + \{ 2d^3(-2\alpha' + 2\alpha - 9p) + 18d^2(\alpha' + p + m_2) \} / \eta' ] \\ & / 54 \end{aligned} \quad (8.18)$$

以上の式は塑性域において $\phi > \beta_2$  の場合を含む一般的な場合について述べたものであるが、そうでない場合には応力状態に応じて $c$ または $d$ に関連した項または式を削除す

るだけでよい。

### 8. 2. 3 動的応答解析結果との比較

いま、第4章で行なった地震応答解析結果で、8, 12層骨組に生じた最大ひずみ靱性率  $e_{\max}$  中、各  $\kappa$  の値に対し最大値を生じたものについて、前節で示した方法を適用してみる。第4章で述べたごとく、はり端最大ひずみ靱性率は隣接層の最大層間変位と同時に生じない場合もあるため、ここではひずみ靱性率が最大となったときの隣接層の層靱性率 ( $\mu' = \delta / \delta_y$ ) のうち大きい方を用いる。ただし、 $\delta_y$  は反曲点が各部材中央にあるとして取り出した十字形、ト形骨組はり端が初期降伏するときのたわみである。これまでの動的解析結果では  $\kappa < 0.35$  における  $e_{\max}$  応答値は高々30程度であることが知られているため、動的解析に用いた処女載荷時応力-ひずみ関係から、その範囲に絞って  $\beta_1 = 13.3$  ( $\varepsilon_{st} = 0.015$ ),  $\eta_1 = 0.0191$  ( $E_{st} = 40t/cm^2$ ) を採用することとし、 $\phi > \beta_2$  の場合は考慮していない。また、ここでははりとしてH形断面を用いているので、そのときの  $\gamma - e$  関係を  $\gamma - e / f$  関係として与え、Fig.8.4 に示している。(  $f$  は形状係数) いま、8, 12層骨組の層靱性率応答値から (8.4) (8.5) 式を用いて求めた  $\gamma$  に対し、はり端ひずみ靱性率を同図より読み取り、対応するはり端でのひずみ靱性率応答値と比較してFig.8.5 に示した。その際、Fig.8.4 では特定の  $\kappa$  についてしか  $\gamma - e / f$  関係が与えられていないため、実際の  $\kappa$  が与えられた場合、それをはさむ二曲線から補間して  $e / f$  を求めている。本法は単調載荷に対して導いたものであるが、それを用いて予測したひずみ靱性率  $e$  は、対応する  $e$  の動的応答値に近いが、それを上回っていることがわかる。また、設計用層靱性率  $\mu$  として最大層靱性率応答値を採用すれば更に大きい  $e$  が得られることとなり、より安全側の評価となると思われる。

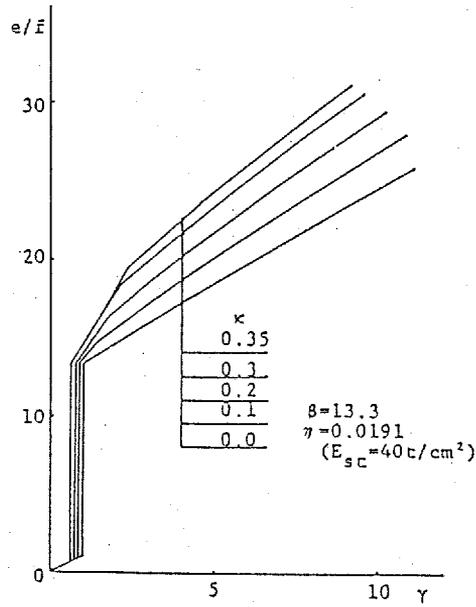


Fig.8.4  $\gamma - e/f$  Relation

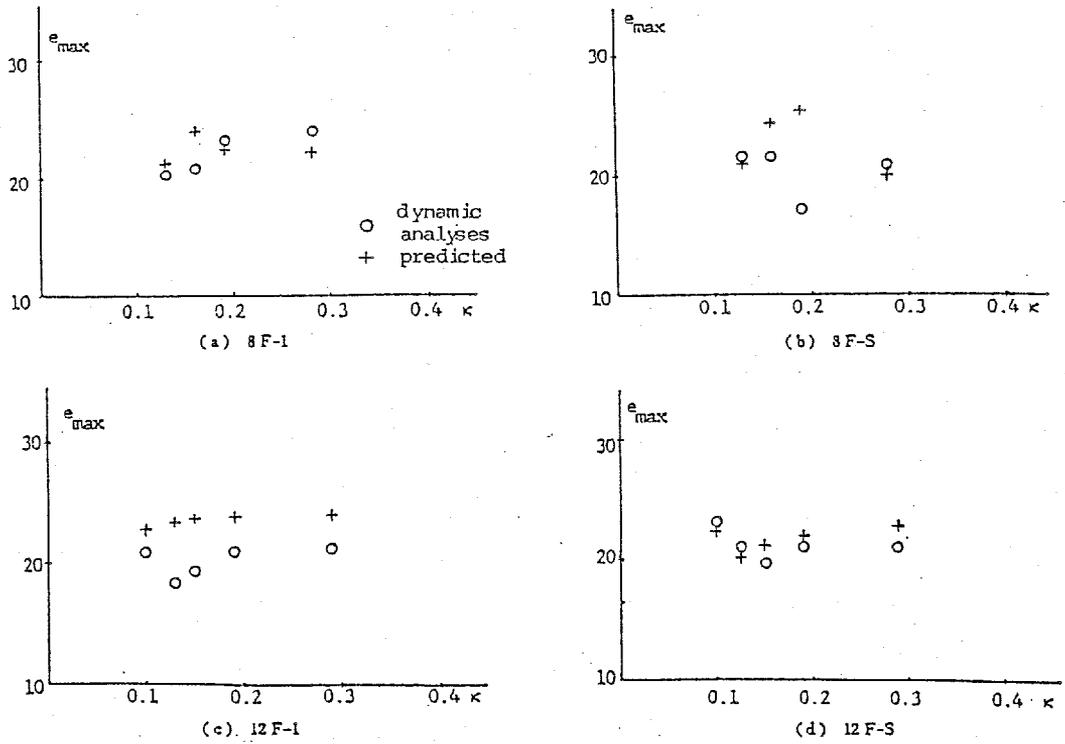


Fig.8.5 Predicted Maximum Strain Ductility Factor

### 8.3 柱はり溶接継目部の許容欠陥寸法に関する考察

#### 8.3.1 柱はり溶接仕口部の耐力、塑性変形能力に関する実験結果と

本論文における解析結果との対応について

欠陥を許容した柱はり仕口溶接部に単調載荷を行なったときの耐力、塑性変形能力に関する実験的研究はこれまで佐藤、豊田[5,6]、加藤等[7]、建材試験センター 実物構造物の欠陥と強度の相関WG（主査 森田耕次千葉大助教授）[8]、藤本等[9]により報告されている。これらの実験より得られた知見を柱はり仕口部の耐震安全性の判定に応用する場合に問題となることは、1) 実験で得られた塑性変形能力と解析で得られたはり端フランジひずみとの対応、2) 実験で用いた鋼の素材特性と $\mu-e$ 関係を求める際に仮定する素材特性との違い である。1) に関し、文献 5,9では有限要素法を用いて、実験で得られた平均伸びを300mm程度のより長い測定区間に換算することにより、本論文のような欠陥を無視した解析で得られたはり端フランジひずみとの対応がより緊密になるよう工夫されている。2) に関しては $\mu-e$ 関係を求める際の素材特性として、実験時のそれに比べてどのようなものを仮定すれば安全側となるのか現在のところ明らかでない。以上の点を考慮し、本論文でははり端に強制される回転量( $\theta$ )を、はり母材の変形のみで吸収すると仮定したとき、はり端フランジの応力が溶接継目の耐力を上回った場合に破断が生じるものとする。この方法は、欠陥断面位置で発生すべき局部変形を全て母材が分担すると考えているので安全側であるといえる。ここでは、文献 9で藤本等が提案した十字継手溶接部に関する次の耐力式を採用することとする。

$$\sigma_{u \text{ gross}} = 1.05 \sigma_u \{ 1 - 0.008 ( 2 l_{eq} ) \} \quad (8.21)$$

ここで、 $\sigma_{u \text{ gross}}$  は欠陥を有する試験体のグロス最大応力で、 $\sigma_u$  は母材の引張強さ、 $2 l_{eq}$  は等価貫通欠陥長さを示す。

ただし、実際にはこの溶接継目の耐力に対応する母材のひずみをパラメータとして用いることとする。次に、素材特性の仮定方法については以下のごとく考える。即ち、次節で仮定のごとく、はりがサンドイッチ断面であるとすれば、母材の素材特性をそのままはりの無次元化 $m-\phi$ 関係として用いることが出来る。いま、端部回転量が(8.6)、(8.7)式より $\theta = - \int_0^L \phi x dx / L$ で表わされるとする。いま、弾性変形を無視し、塑性ヒンジ内での $x$ の値はほぼ一定で、左端ではゼロ、右端では $L$ で近似出来るものと仮定すると、 $\theta = - \int_{L'}^L \phi dx$  (ここで、 $L'$  は右塑性ヒンジ境界の座標) とな

る。同式より  $\theta$  は材軸にそって求めた Fig.8.6 の斜線部の面積に相当すると考えられるので、一定の最大応力  $s_{\max}$  ( $m_{\max}$ ) を仮定したとき、同斜線部の面積を小さく与えるような素材特性パラメータを採用するのが厳しい条件となり、安全側となるものと考えられる。

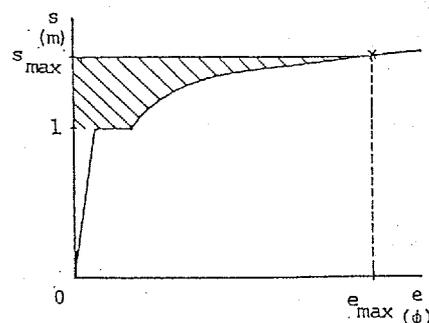


Fig.8.6

$s(m) - e(\phi)$  Relation  
of Steel Beam

### 8.3.2 柱はり仕口溶接部の許容欠陥寸法

本節では 8.1 節で示した前章までの数値解析による結論を参考にして、以下のような基本的立場に立ち、8.2 節で導いた  $\mu - e$  関係を用いて SM50 材の場合の許容欠陥寸法を試算する。1) ここで算定した結果は、純鉄骨骨組またはスラブ付き鉄骨骨組に適用することとし、合成はり架構については更に検討する必要がある。

2) 柱はり仕口溶接部の極低サイクル疲労破壊の可能性は考えない。

3) ここで導く  $\mu - e$  関係は  $\kappa \leq 0.3$  に対して適用することとし、はり鉛直荷重パラメータ  $\kappa$  が 0.3 を越える場合は  $\kappa = 0.3$  で得られる値以上の規準値を設定し、入念に欠陥の検査補修を行なうこととする。

次に、SM50 材を用いた代表的骨組の  $\mu - e$  関係および許容欠陥寸法を求めるに際して、以下の仮定を行なう。

1) 十字形骨組について考える。

2) 柱に対するはりの剛比  $k$  は 0.6 とする。

3) 設計用層韌性率  $\mu$  として 5 を想定する。

4) 鋼種は SM50 材とし、その応力-ひずみ関係は文献 10 で青木等により示された同鋼材の平均値 (average) と、それに標準偏差分の変化を考慮した場合 (以後、平均値 + 標準偏差 (average + standard deviation) と呼ぶ) の 2 種類について考える。

5) はりフランジ幅は 300mm、溶接ビード 1 パス分の高さを 6mm と仮定する。

6) 柱はり仕口部の保有耐力として、文献 9 で提案され、文献 3 でも用いられている (8.21) 式を用いる。

設計用層韌性率  $\mu$  から求まるはり端回転韌性率は (8.4) 式より  $\gamma = 7.4$  となる。次に、4) で仮定した SM50 鋼材の応力-ひずみ関係を Fig.8.7 に示す。同関係のひずみ硬化曲線に関する資料は十分でないため、これまでの実験などを参考として平均的なもの

を定めた。ここで、平均値+標準偏差(average+standard deviation)は前節での考察より、Fig.8.6の斜線部の面積が小さくなるよう各素材パラメータを選定したものである。その際、降伏応力は引張強度との関連より、降伏応力の統計値からではなく降伏比の統計値より定めている。Fig.8.7にはそれらを折線で近似したものも示しており、そのときの各パラメータの値をTab.8.1に示している。いま、仮定した応力-ひずみ関係と(8.21)式より、柱はり仕口部近傍のはり母材に許容し得る伸び量は得られ、等価貫通欠陥長さ $2\ell_{eq}$ に対してFig.8.8のごとく示される。また、同じ応力-ひずみ関係に基づき8.2節の方法を適用して求めた $\gamma - e/f$ 関係をFig.8.9に示す。同図には第2章で示した骨組解析法を用いて精算した結果も併記している。ここでは、標準的なH形鋼はりとしてH-382.2x191.1x8.8x13.8(スパン720cm)を選び、それとそのフランジ部のみを用いたサンドイッチ断面ばりの2種類の解析を行なった。いま、サンドイッチ断面として数値解析を行なったものは、5.2節の方法を適用して求めた解析解と、ほぼ一致するはずである。同図およびFig.8.8より等価貫通欠陥長さを求め、1パス分の欠陥長( $2\ell_s$ )に換算したものをFig.8.10に示した。同図中ML, L, LLは日本建築学会「超音波探傷検査規準」[14]における欠陥評価長さの境界値を示している。素材特性として、SM50の平均値(average)を用いたものでは、何れの場合も同規準を大きく上回っており、十分余裕の有ることがわかる。次に、平均値+標準偏差(average+standard deviation)ではそれが比較的厳しくなり、 $\kappa=0.2$ で同規準のLLに近い値を与えていることがわかる。溶接欠陥の品質管理に対する考え方がQuality Control Level(品質管理に用いられる品質水準)からEngineering Critical Assessment Level(要求性能に応じた品質水準)を指向している現在、これらの結果は超音波探傷検査における合格規準値を考えていく上で基礎的な資料となり得るものと思われるが、実際には超音波探傷による欠陥検出能力を考慮し、更に厳しい値を設定する必要があると考えられる。[11,12] 最後に、本節では溶接継目部の耐力として、(8.21)式を仮定している。同式は、文献8,9における実験値との比較も行なわれ、一応安全側の評価を与えることが確認されているが、より安全な許容欠陥寸法評価を行なうためには、同式の有効性が更に多くの実験により検討される必要がある。

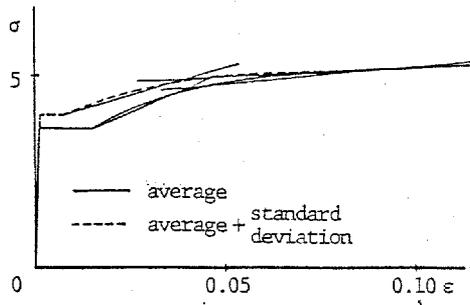


Fig.8.7  $\sigma - \epsilon$  Relation (SM50)

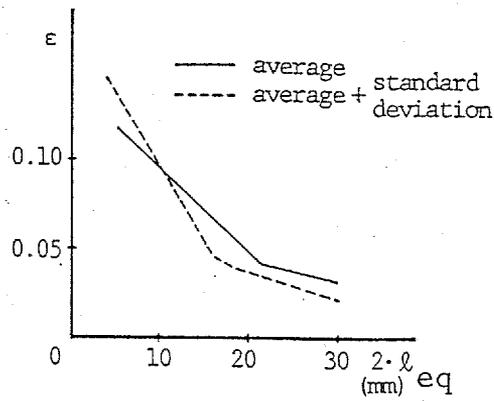
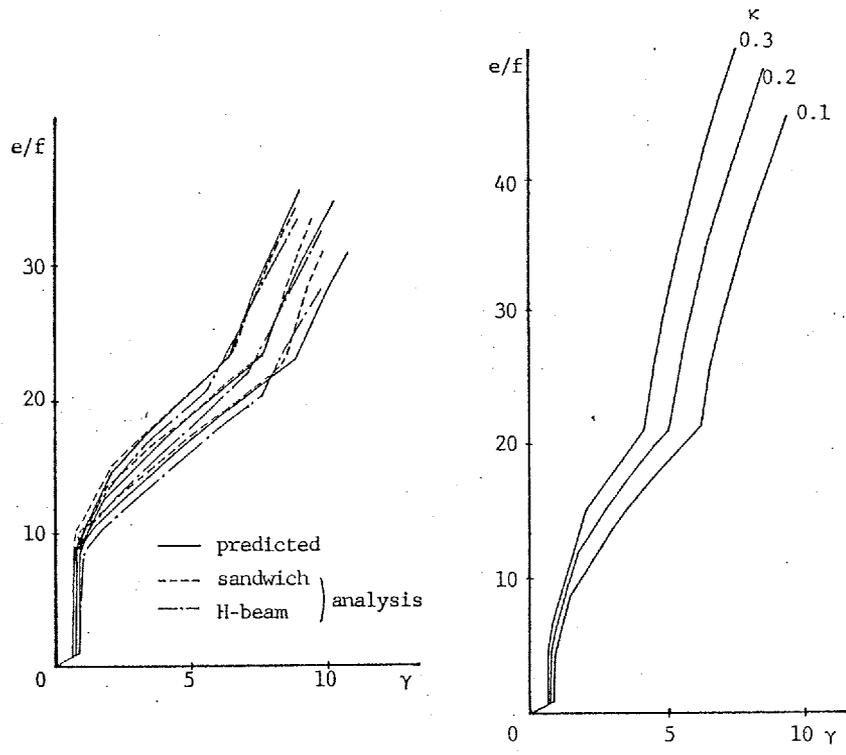


Fig.8.8  $\epsilon - 2 \cdot \ell_{eq}$  Relation

Tab.8.1 Material Properties in Strain Hardening Range

	$\beta_1$	$\beta_2$	$m_2$	$\eta_1$	$\eta_2$
average	8.42	23.16	1.305	0.0207	0.0063
ave+standard dev.	4.36	21.08	1.247	0.0143	0.0027



(a) Average (b) Average+Standard Deviation

Fig.8.9  $\gamma - e/f$  Relation

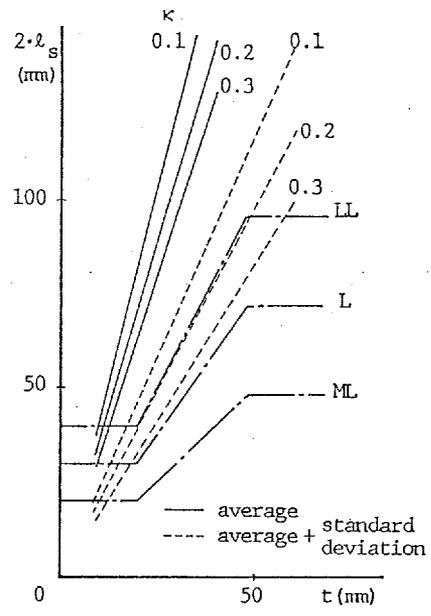


Fig.8.10 Allowable Defect Sizes

## 8.4 結び

本章ではこれまでの数値解析結果を参考として、鋼の素材特性およびはり鉛直荷重の影響を考慮した $\mu-e$ 関係を導いた。そして、第4章で行なった動的解析結果との比較により、それはほぼ安全側の結果を与えることが示された。次に、SM50材より構成される標準的な骨組形状を想定し、柱はり溶接仕口部に許容し得る欠陥寸法を試算した。それによると、SM50材の平均的な素材特性を用いた場合では、現行の日本建築学会「超音波探傷検査規準」に対して十分余裕のあることが示されたが、平均値+標準偏差の場合では $k=0.2$ で現行の同規準におけるLLの値とほぼ一致することが知られた。ただし、現在のところ1) 溶接継目部の耐力、塑性変形能力の評価法が確立されているとはいえない、2) 鋼材の応力-ひずみ関係に関する資料が不十分である などの理由により、前述の結果はこれらの資料の蓄積を待つて更に検討される必要があると考えられる。

[参 考 文 献]

1. 藤本盛久、松下真治：  
鋼構造骨組におけるはり端のひずみ度と層変形量の関係について  
日本建築学会論文報告集 第301号 昭和56年3月
2. 泉 満：柱一はりT型突合せ溶接部の欠陥が架構の変形能力に与える影響  
日本建築学会大会学術講演梗概集 その1 昭和52年10月  
その2 昭和53年9月
3. 泉 満：骨組の塑性変形能力に基づいたはり端溶接部の許容欠陥寸法  
日本建築学会大会学術講演梗概集 昭和59年10月
4. 加藤 勉、秋山 宏、帯 洋一：局部座屈を伴うH形断面部材の変形  
日本建築学会論文報告集 第257号 昭和52年7月
5. 佐藤邦彦、豊田政男：要求性能に応じた溶接欠陥の限界評価  
(鋼構造物の欠陥評価と安全性 その6)  
JSSC Vol. 12 No. 124 1976. 4
6. 佐藤邦彦、豊田政男、岡本修平：骨組鋼構造物における溶接欠陥を持つ部材の全面  
降伏後破壊性能に関する研究  
溶接学会誌 (第1報) 第50巻(1981) 第1号  
(第2報) 第50巻(1981) 第7号
7. 加藤 勉、古沢平夫、森田耕治：超音波斜角探傷法による溶接欠陥の評価  
日本建築学会論文報告集 (その1) 第241号 昭和51年3月  
(その2) 第244号 昭和51年6月
8. 建材試験センター：構造材料の安全性に関する標準化のための調査研究報告書  
(実物構造物の欠陥と強度の相関に関する研究)  
昭和56年3月, 昭和57年3月
9. 藤本盛久、中込忠男、泉 満：  
欠陥を有する溶接部の変形能力に関する研究 (その3)  
日本建築学会論文報告集 第328号 昭和58年6月
10. 青木博文、熊沢正樹：構造用鋼材における機械的性質の平均値と変動係数  
日本建築学会大会学術講演梗概集 昭和55年9月

- 1 1 . 佐藤邦彦、豊田政男、南 二三吉、藤盛紀明、中辻照幸：  
非破壊試験の信頼性を考慮した検査後の溶接品質とその支配因子  
溶接学会誌 第50巻(1981) 第1号
- 1 2 . 佐藤邦彦、豊田政男、南 二三吉、藤盛紀明、中辻照幸：  
非破壊試験の信頼性を考慮した溶接欠陥の採否限界決定手法  
溶接学会誌 第50巻(1981) 第3号
- 1 3 . 藤本盛久、泉 満：欠陥を有する溶接部の変形能力に関する研究  
日本建築学会論文報告集 (その1) 第288号 昭和55年2月  
(その2) 第303号 昭和56年5月
- 1 4 . 日本建築学会：鋼構造建築溶接部の超音波探傷検査規準・同解説  
昭和54年8月
- 1 5 . 椋代仁朗、松尾 彰、三山剛史、梅木克彦：  
鋼構造骨組における層靱性率と局所靱性率の関係について  
日本建築学会大会学術講演梗概集 その1～その3 昭和54年9月  
その4 昭和57年10月  
第29回応用力学連合講演会論文抄録集 昭和54年11月
- 1 6 . Y. MUKUDAI and A. MATSUO：  
A Study on Relation Between Story Ductility Factor and  
Local Ductility Factor at the Beam End of Weak-Beam-Type  
Steel Structures  
Memoirs of the Faculty of Engineering, Hiroshima Univ.  
Vol.7, No.2, January 1980

## 第9章 結論

柱はり仕口溶接部の耐震安全性の確保と、合理的な品質管理手法確立のための基礎的な資料を充実することを目標とし、これまで柱はり仕口部の必要塑性変形能力に影響する各種要因の分析と、溶接仕口部の許容欠陥寸法評価のための基礎的な研究を行なって来た。以下に、各章についてのまとめを行なう。

第2章では本研究で採用したハイブリッド型混合法（または応力法）に基づく純鉄骨骨組の解析法とその特徴を述べ、更に幾何学的非線形性、接合部パネル変形を考慮する方法を示した。また、片持ばりについての解析により、解析法の精度の検討を行った。そして、断面分割方法はSECT-4（フランジ各1、ウェブ6）で、材軸方向分割方法はAXL-3（最小分割幅 3cm）で本研究のためには十分であることを示した。

第3章では、骨組の $\mu-\gamma$ 、 $\gamma-e$ 関係に与える各種要因の影響を静的載荷解析により調査した。そして、前者の関係においては層変形比率および柱はり剛比の影響が支配的で、後者の関係においては、素材特性、はり鉛直荷重の影響が支配的であることが示された。特に、はり鉛直荷重パラメータ $\kappa$ が0.35以上の場合にははり端フランジひずみが繰返しと共に累積することが示された。

第4章では4、8、12層はり降伏形骨組（6種類）に実地震波4種類を入力した地震応答解析を行なった。そしてまず、複雑な変形パターンを示す実地震時においても、鋼素材特性、はり鉛直荷重の影響は $\mu$ 、 $\gamma$ には小さく、 $e$ には大きいことが示された。特に、 $\kappa$ が0.35以上になる可能性のある上層部はりでは、激震時においてもはり端ひずみの累積が確認された。また、 $\kappa$ が0.3以下の場合、単調載荷時の $\theta-\varepsilon$ 関係を用いて、ランダム加力下の $\theta_{\max}$ に対する $\varepsilon_{\max}$ を予測することが可能であることが示された。いずれの場合も、 $\kappa$ の上昇と共にはり端上フランジは引張側へ、下フランジ側は圧縮側へ移行する傾向が見られ、このような鉛直荷重条件の下では上フランジ部が耐震上重要な個所となる可能性のあることが指摘された。次に、柱はり接合部パネルの塑性変形は、はり端フランジひずみを緩和する傾向が見られ、特にパネル降伏比 $pR_y$ が0.8以下でそれは顕著となることが示された。また、水平鉛直両地動の同時入力による影響は、概括的応答性状に対しては小さいが、はり端フランジひずみ性状に対しては大きくなる場合のあることが示された。次に、本解析例で得られた解析結果を炭酸ガスシールドアーク溶接継目（欠陥率 12%）の疲労寿命則に適用した結果、激震に対し累積損傷値として $\kappa$

が0.3 以下の場合、高々 0.3程度が得られた。通常 $\mu=2$ 以下に収まるよう設計された高層骨組であれば、それより更に低い値が得られるものと思われる。

第5章では、合成はりおよび合成はり架構に関する二つの解析法を提示した。そして、弾性理論解および合成はり実験結果との比較を行ない、両解析法ともに実際の合成はり挙動を十分追跡し得るものであることが確かめられた。

第6章では、同解析法を用いた合成はりの解析を行ない、はり端フランジひずみ性状に対するスラブの影響を調べた。まず、合成はり正負曲げ耐力和を等しくした純鉄骨はりとはり端ひずみ性状に顕著な差が見られ、同一端部回転角に対して後者の方が大きくなる傾向が見られた。次に、はり鉛直荷重の影響は純鉄骨はりと同様はり端ひずみに与える影響は大きく、主はり上スタッドの耐力、剛性および配置方法に対するはり端ひずみの影響は比較的小さいことが示された。最後に、柱とスラブとの接触を断ち、最外スタッドを端部より出来るだけ内側に配置することにより、スラブ付鉄骨はりの挙動を純鉄骨はりのそれに近づけ得ることが示された。

第7章では、純鉄骨および合成はり4層はり降伏型骨組（2種類）の地震応答解析を行なった。そして、同程度の概括的応答性状が得られていても、合成はり架構におけるはり端フランジひずみは純鉄骨架構に比べ最大値、繰返し幅共大きくなる可能性があり、特に合成はり架構の柱はり仕口部周辺では純鉄骨骨組に比べて極低サイクル疲労破壊に対する危険性が高くなっていることが示された。また、柱とスラブとの接触を断ったスラブ付鉄骨はりが上記4層骨組に組み込まれた場合を想定した解析では、塑性ヒンジ部での一体性を緩和する目的で、最外スタッドを出来るだけはり内部へ配置することにより、はり端における繰返しひずみ幅を純鉄骨はりと同程度まで緩和し得ることが示された。

第8章では、これまでの解析結果を参考として、鋼の素材特性、はり鉛直荷重を考慮したはり端フランジひずみ靱性率の予測法を示し、動的解析結果との比較によりその有効性を確認した。また、既往の柱はり仕口部の静的強度（耐力、伸び）実験結果とSM50鋼素材に関する調査結果を基に標準的な骨組形状に対する許容欠陥寸法の試算を行なった。

以上が本論文の主な内容であるが、これらを参考として柱はり仕口溶接部の抜取検査計画時に耐震安全性の上から留意すべき個所として、次の6つが挙げられよう。

1) はり鉛直荷重パラメータ $\kappa$ が大きい上層はり端部

一般に上層部程 $\kappa$ は大きくなる傾向があり、 $\kappa > 0.3$  では特に注意が必要である。

2) はり上フランジ部

はり鉛直荷重の影響で引張側へ移行する上フランジ部は耐震上重要である。特に、 $\kappa$ が大きいとき注意が必要で、現場溶接では下フランジに欠陥が多発する傾向が見られるため、それとの兼ね合いが問題となろう。

3) 耐力は小さいが剛比が大きい場合のはり端部

同一の $\mu$ の値に対し、剛比が大きいはりでは $\mu - \gamma$ 関係から求められる $\gamma$ の値が大きくなる。高層骨組の外周ラーメンでは、このような場合が多くみられる。

4) 骨組の全体曲げ変形が卓越するブレース付高層骨組上層部の境界はり端部

5) K型ブレース付骨組でKブレースが存在するスパンのはり端部

6) 合成はり端部

本論文を纏めるにあたり、残された問題は多い。特に、許容欠陥寸法を決定するに際し、はり鉛直荷重パラメータが0.3を越える場合や、合成はり架構の場合の取り扱い方を明確にすることが出来なかった。特に、合成はりではまず、スラブと柱との力の伝達機構をより正確に再現しうよう解析を工夫する必要がある。また、内柱に取り付く合成はりでは外柱に取り付く場合とで異なる傾向が見られると考えられるため、十分な検討が必要であり、更に研究を続けていく考えである。最後に、本論文では将来の問題として残したが、残存欠陥による溶接部破断の可能性を考慮した骨組の耐震安全性のチェックと、最適な抜取検査率の決定法に関する研究にも着手してみたいと考えている。

## [謝 辞]

浅学非才の筆者が、今日まで曲がりなりにも本研究を遂行することが出来たのは、恩師 広島大学教授 椋代仁朗博士の辛抱強い、そして終始懇切な御指導と御鞭撻の賜物であります。ここに、心より感謝いたします。また、本論文を纏めるにあたって、有益な御助言と暖かい御配慮をいただいた広島大学教授 花井正実博士に深く感謝いたします。さらに、本研究の開始当初より、有益な御討論、御助言をいただいた広島大学助手 近藤一夫博士に深く感謝いたします。また、広島大学工学部第4類建設構造工学講座における諸先生方からは、これまで多大の御支援をいただきました。ここに記して感謝いたします。特に同技官 下川久義氏には、実験および図面作成などの面で多大の御協力をいただきました。心より謝意を表します。

本研究を遂行するに際して、卒業論文、修士論文のテーマとして、御協力をいただいた 梅木克彦（現大林組）、三山剛史（現フジタ工業）、鮎谷博臣（現広島市役所）、西谷 剛（現三井建設）、正藤倫宏（現清水建設）、北本拓也（広島大学大学院生）、板橋新吾（現呉市役所）、加納富美夫（現馬庭建築設計事務所）の諸氏に感謝いたします。

最後に、本論文の第3章で引用させていただいた実大門型ラーメンの実験は京都大学名誉教授 若林実博士、九州大学教授 松井千秋博士、鹿児島大学助教授 三谷勲博士等が行なわれたものであり、第5章の合成ばり実験結果は大阪大学教授 五十嵐定義博士、同助手 井上一朗博士等が行なわれたものである。末筆ではありますが、ここに記することにより感謝の意を表します。

昭和60年7月