

(26) 床スラブを考慮した鋼構造骨組の解析と数値時における応答性状について

広島大学工学部 棟代 仁朗
同 〇松尾 彰

1.序 鋼構造骨組の設計においてこれまで床スラブは同一階の床面を剛とする役目を分担し、主要構造部材の一部として考慮されることは余りなかった。しかし、骨組挙動に与える床スラブの影響は非常に大きいと推定され、¹⁾研究成果の充実にともない鋼構造設計規準へも組込まれる予定である。²⁾

筆者等はこれまで、溶接接合部の耐震安全性を確立するための一手段として、重層骨組の動的応答解析を行い数値時に溶接仕口部近傍に生じる局所的なひずみの性状について調査してきた。¹⁸⁾ 現在溶接仕口部が破断する可能性として 1) 一揺れまたはそれに準ずる単調な引張による場合³⁾ 2) 高ひずみ状態での繰返しによる低サイクル疲労破壊による場合^{4,5)} が考えられる。前者に対しては溶接部周辺の最大ひずみ靱性率が、後者に対してはひずみ幅とその繰返し回数を把握する必要がある。本研究はその一環として、特に溶接仕口部周辺(はり端フランジ)の局所的なひずみの性状に与える床スラブの影響を数値解析的に調査しようとするものである。

2.解析法の概要 骨組の解析には、混合法に基づく文献16の弾塑性解析法に幾何学的非線形性を Jennings¹⁷⁾の方法で考慮したものを文献18に引続き用いる。この弾塑性解析法の特徴は剛性マトリクス作成時のエネルギー積分が正確に行われれば、一部材一要素で正解が得られるというもので、非常に効率が高く誤差の累積する可能性のある動的応答解析には有効な方法であるといえる。そのため、断面性状が連続的に変化する場合には、積分用の分割数を増すだけでよく要素数を増す必要はない。これまで、合成はりに関する研究は各方面で行われ、^{6,7,8,9)}その基本的な性状はかなり明らかとなってきた。その研究成果を参考にして、本研究では次の仮定を行う。

- 1) 合成面でのずれは生ぜず、任意の断面で平面保持が成立する。
- 2) 床スラブの有効幅はFig.1に示すごとく、はり端部で柱フランジ幅とし、それよりはり内部へ45°方向に幅 B_c に達するまで拡がるものとする。ここで、 B_c は日本建築学会指針²⁾または実験で与えられる有効幅である。
- 3) コンクリートの応力-ひずみ関係はFig.2で示す Slip type の履歴モデルを用いる。ただし、引張降伏応力 σ_t は元々降伏時には $0.1\sigma_c$ とし、降伏後も耐力低下は考へないが、2回目以降の引張降伏では $\sigma_t=0.0$ とする。

4) 鉄筋はスラブ中心部に集中しているものとするが、デッキプレートの影響は無視する。また、はりに接しているスラブ下のコンクリート(Fig.5参照)もそのまま考慮する。

仮定3)に関しては現在、応力-ひずみ降伏域まで考慮したコンクリートのより厳密な応力-ひずみ関係が提案されている。¹¹⁾しかしながら、1)シリンダー試験本とは異なり床スラブでは周辺からの拘束も有るものと

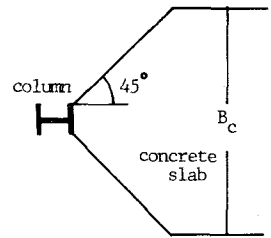


Fig.1 Effective Width of Concrete Slab

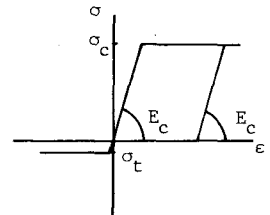


Fig.2 Assumed σ - ϵ Relation of Concrete Slab

推定され、そのままの応力-ひずみ関係を採用することが必ずしも正確ではない。2) 負荷配の大きさによっては数値計算が困難となる可能性があるなどの理由により簡単化したFig.2 のモデルを用いた。解析法に関するその他の事項は文献18と同じである。

3. H形鋼3層突大骨組の静的弾塑性解析

文献12で実験結果が報告されている3層突大骨組の静的弾塑性解析を行い、層変形および局部的なひずみ性状を比較し、解析の有効性を調べる。ここで解析した骨組は文献12で塑性設計されたFRAME IIで、後に動的解析を行うその他の骨組とともにその概要をFig.3, Tab.1に示す。解析では、柱はり接合部は剛域に近いものと仮定し、他の部材より剛なH-300x300x8x20からなる曲げ部材に置きかえた。Tab.1においてA, Rは鉄骨の歪硬化域における応力-ひずみ関係をFig.4のごとく定義するための係数である。合成はり中央部でのスラブ有効幅 B_c は、実験結果を参考として52cmを採用した。鉄筋はD-10@200(SD-30ダブ)でありスラブ有効幅より算定した断面積を仮定するが、その機械的性質は計算の都合上同一 (composite beam)

一断面におけるH形鋼のものをそのまま用いた。合成はり断面の積分用分割数は合計17とし、部材軸方向の積分用分割結果とともにFig.5に示す。

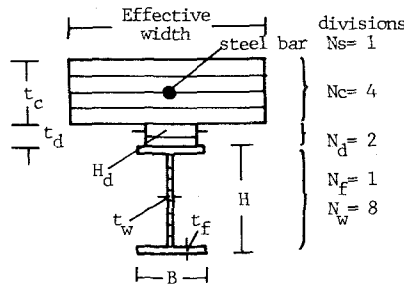


Fig.5 Sub-Divisions for Numerical Integral

Tab.1 Assumed Section and Mechanical Properties of 3-Storey Frames

Section Size (mm)				Mechanical Properties				Combination of Member Sections*				Concrete Slab
H	B	t_w	t_f	σ_y (t/cm ²)	ϵ_{st}	A	R	FRAME I, IS	FRAME I'	FRAME II, IIS	FRAME II'	
175	175	7.5	11	2.71	0.0136	1.45	7.61			3, 5		$\sigma_c = 0.27 \text{ t/cm}^2$ $\sigma_t = 0.1\sigma_c$ $E_c = 210 \text{ t/cm}^2$ $B_c = 52 \text{ cm}$ $t_c = 12 \text{ cm}$ $B_d = 15 \text{ cm}$ $t_d = 5 \text{ cm}$
194	150	6	9	2.78	0.0131	1.68	12.57	3, 4, 5		1, 2, 4		
200	200	8	12	2.65	0.0120	1.72	14.41					
244	175	7	11	3.11	0.0141	1.76	16.48	2	2			
250	150	6	9	3.23	0.0116	1.68	10.88	1, 7, 8	1, 7, 8			
250	175	6	9	3.25	0.0155	1.46	7.02			6	6	
300	150	6.5	9	2.92	0.0123	1.76	16.39	6	6			
390	300	9	16	2.69	0.0126	1.53	8.12	9	9	9	9	
194	150	6	9	3.23	0.0116	1.68	10.88		3, 4, 5	7, 8	7, 8	
200	175	8	12	2.65	0.0120	1.72	14.41			1, 2, 4	1, 2, 4	
175	150	7.5	11	2.71	0.0136	1.45	7.61			3, 5	3, 5	

* A member section corresponds to the number of Fig.3

解析結果のうち水平力(Q_1/Q_{p1})-各層層間変位(δ)関係を実験結果と比較してFig.6に示す。ここで、 Q_1 は一層せん断力、 Q_{p1} は一層の

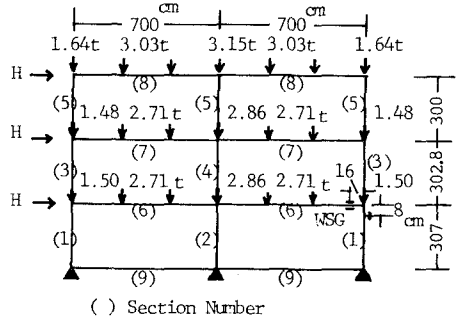


Fig.3 Full-Scale 3-Storey Steel Frame

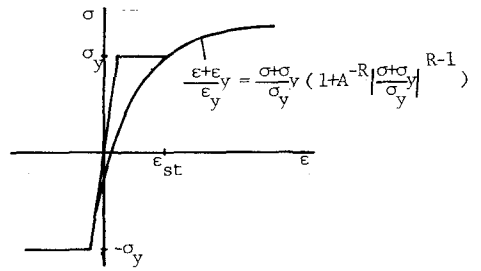
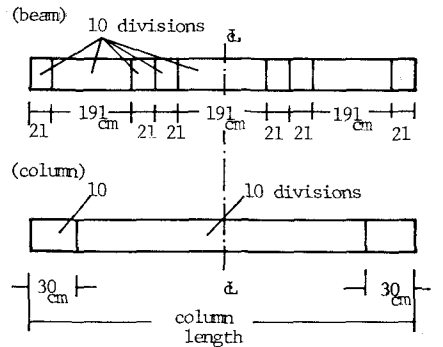


Fig.4 Initial σ - ϵ Relation of Steel



各柱頭柱脚が塑性モーメント M_p に達するときの層せん断力を示す。部材端部では局部座屈圧迫が生じていると考えられるものの、各層ともその復元力特性は比較的良く合っているように思われる。また、Fig. 7の横軸はFig. 3に示したワイヤストレンゲージ (WSG) による測定ひずみと測定点近くの積分点でのひずみを降伏ひずみ ϵ_y で無次元化して示したものである。その縦軸は柱頭ではWSG貼付位置、はり端では柱はり接合部パネル中心位置でのモーメントを求め、それぞれの鉄骨部分の塑性モーメント M_p で無次元化したものである。はり端部下フランジでは正モーメント時に、実験値に比べ解析値は合成はり耐力がやや低目ではあるが、負モーメント時耐力、ひずみ性状ともに比較的良く合っているといえよう。また、上フランジでは、ひずみの反転位置にやや差はみられるものの、その定性的な性状は良く表わしていると思われる。柱頭フランジでは、実験より求めたモーメン

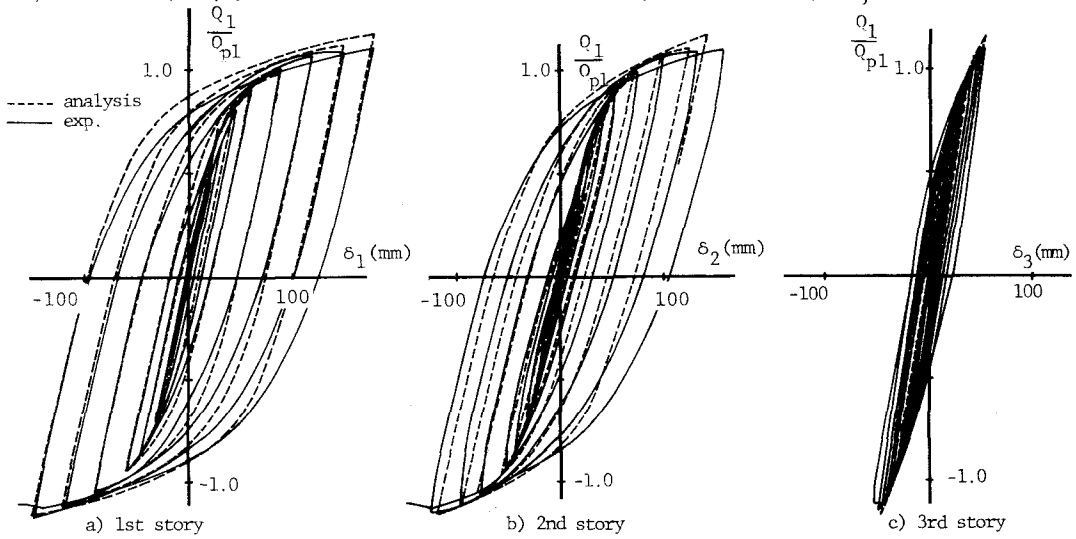


Fig. 6 Load (Q_1/Q_{p1}) - Story Deflection (δ) Relation

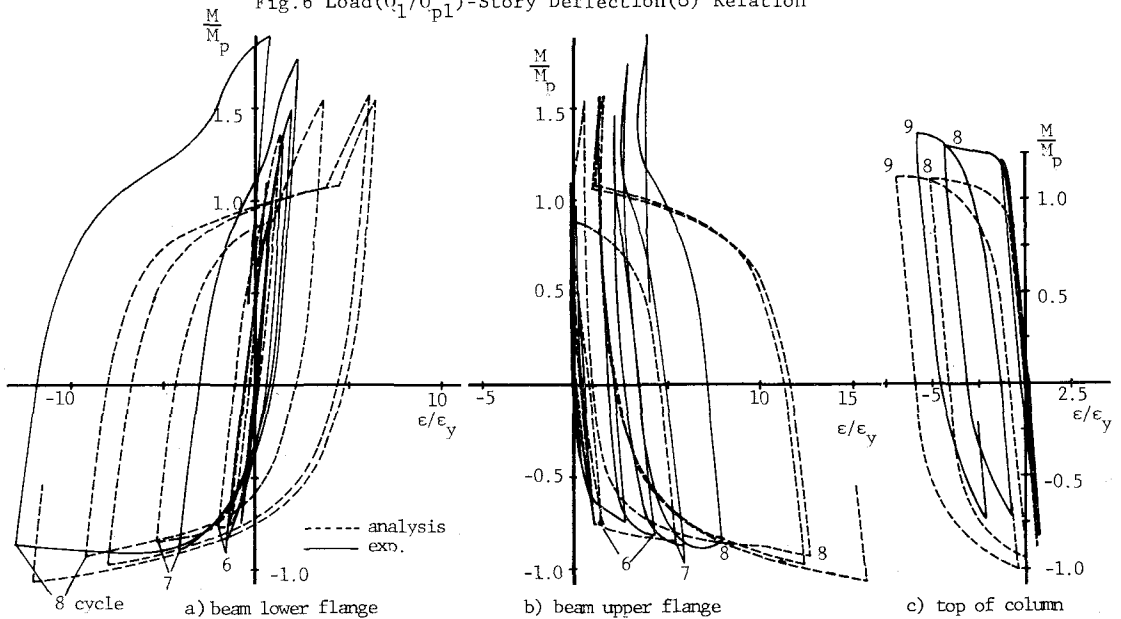


Fig. 7 Moment (M/M_p) - Strain (ϵ/ϵ_y) Relation

ト値が全体的に正側に移動しており解析値と差がみられるが、ひずみの変化は良く合っていると思われる。実験におけるこれらモーメントの値は各柱中央部付近の2断面の上下フランジに貼付した2枚のWSFよりモーメントを求め、柱頭およびパネル中心部の値を内挿して求めたものである。そのための誤差や試験体製作時の残留応力の影響も合わせて考え、この程度の耐力の差は許容しうる量であろうと考えられる。

4.骨組の地震応答解析 動的応答解析はNewmarkのβ法を採用し $\beta = \frac{1}{4}$ 、時間増分 $\Delta t = 0.01$ 秒とする。また、減衰項は無視する。設定した地震波は宮城県沖地震1978年(MIYAGI NS)と十勝沖地震1968年(HACHINOHE EW)とし最大加速度を500galとするように増幅して用いた。設定骨組は前項で用いた3層実大骨組(許容応力度設計されたFRAME ISと塑性設計されたIS、それにスラブの付いたものI, II)の他に、I, IIの柱断面を次のように変更したものの6種類とする。即ち、FRAME Iでは2層の局部的な崩壊性状を緩和するため2,3層柱耐力を増加し、IIでは逆に各層柱の断面性能を少し落して、柱降伏形骨組へ近づけた。これらをFRAME I', II'と呼ぶ。これらの諸データはTab. 1に示している。また、スラブが協力しても降伏形となる場合も想定し¹⁾、文献⁸⁾で用いた8層1スパン骨組についても解析を行う。その諸データはTab. 2に示す。ただし、部材断面は五十嵐等¹³⁾に従い一定比率の寸法としているので、塑性断面係数 Z_p のみを示す。以後、8層純鉄骨骨組をIIIスラブ付をIIIと呼ぶこととする。各骨組の固有周期をTab. 3に示す。

[最大層変形角応答] Fig. 8 は各骨組の最大層変形角応答を示したものである。許容応力度設計されたISおよびそれにスラブの付いたIは共に2層で局部崩壊しているが、2,3層柱の耐力を増すことによりそれは

Tab.2 Plastic Section Modulus

Story	Column Z_p (cm ³)	Beam Z_p (cm ³)	Concrete and Steel Properties
1	5789	3864	$\sigma_c = 0.18t/cm^2$, $B_c = 160cm$
2	5362	3574	
3	4955	3290	$\sigma_t = 0.1\sigma_c$, $t_c = 10cm$
4	4536	2998	$E_c = 210 t/cm^2$, $B_d = 15cm$
5	4112	2653	
6	3540	2191	$\sigma_y = 2.4 t/cm^2$, $t_d = 5cm$
7	2785	1489	$A = 1.35$, $R = 6.38$
8	1517	1051	

Tab.3 Natural Period

FRAME	T ₁ (sec)	T ₂	T ₃
I	0.758	0.255	0.169
IS	0.971	0.300	0.174
I'	0.758	0.255	0.169
II	0.764	0.263	0.160
II S	1.075	0.327	0.167
II'	0.796	0.277	0.170
III	0.956	0.354	0.203
III S	1.246	0.464	0.253

やや緩和されているといえる。Fig. 9に示す7.4秒前後の塑性ヒンジ形成状態

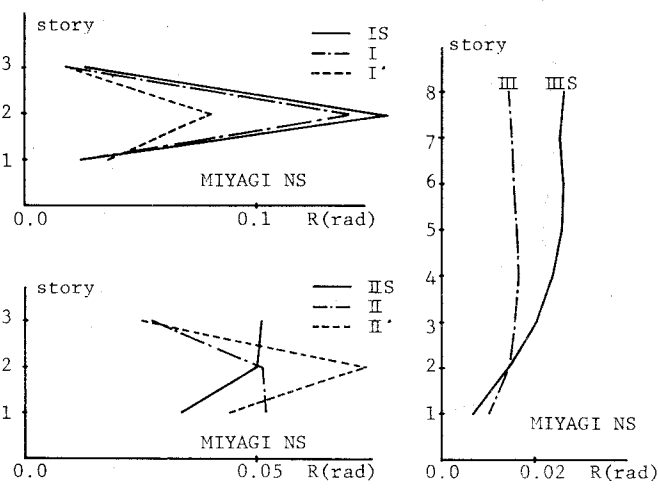


Fig.8 Maximum Response of Story Deflection (R=δ/h)

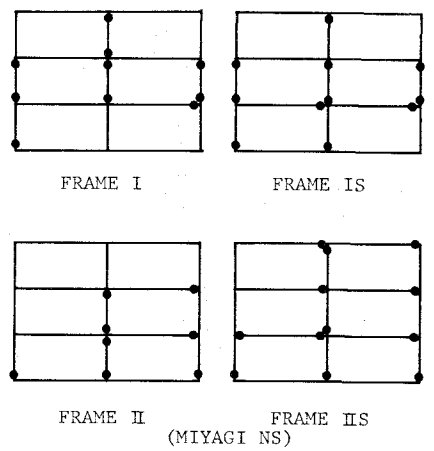


Fig.9 Plastic Hinges at 7.4 sec

からも2層で層崩壊していることが知られる。ただし、ここで塑性ヒンジ形成か否かは便宜的に鉄骨上下フランジの応力が共に $1/10\sigma_y$ を越えているか否かで判定している。次に、はり降伏形となるように塑性設計されたFRAME IISでは、スラブが協力すること(II)により最大層変形角分布がかなり変化していることがわかる。塑性ヒンジ形成位置もかなり変化しており、IISではほぼ設計通りのはり降伏形に近いと思われるがスラブが協することにより柱降伏形に近づいていることがわかる。また、各層柱の耐力を落したIIではI, ISと同様2層で局所的な崩壊を生じていることがわかる。いずれもはり降伏形となる8層層組IIS, IIIでは最大層変形角分布形状に大きな変化はみられないが、合成はりとの鉄骨はりの剛性の差によりIIIがかなり小さい値となっている。

[はり端フランジ最大ひずみ靱性率] Fig.10はFRAME II, IISの2,3Fはり端上フランジひずみの時刻歴応答を示したものである。最大層変形角分布にかなり差がみられるため、必ずしも同一個所で大きいひずみ応答値が得られておらず、外柱に隣接した3Fはり端部以外では直接両者を比較することはできないが、はり端ひずみ応答の定性的な性状の比較を試みる。まず、鉄骨(IIS)の場合ははり鉛直荷重の影響により、はり端の降伏とともに早期にひずみ振幅の中心が引張側へ移動する傾向がみられる⁽²⁾。また、その振幅は比較的小さい。次にスラブを考慮した場合(II),前者でみられたはり鉛直荷重によるひずみ振幅中心の移動は余り大きいものではないが、ひずみ振幅そのものはかなり大きくなる傾向がみられる。

スラブが協力することによりはりの正曲歩耐力、剛性が増加しはり鉛直荷重パラメータに(はり崩壊荷重に対する作用荷重の比)が低下する。そして、はり中央部のモーメント分量が増え、はり端部の初期モー

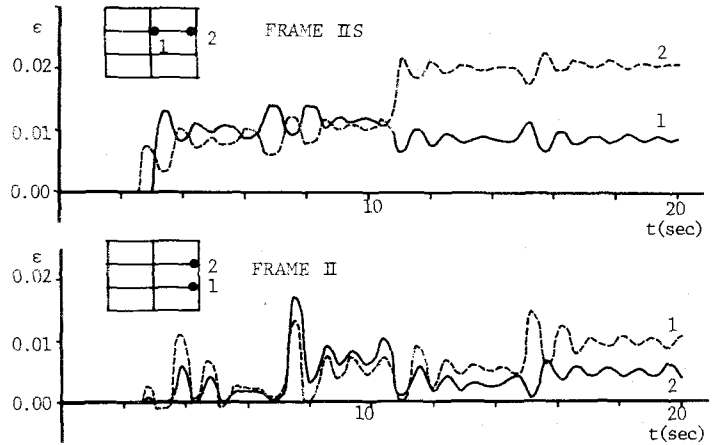


Fig.10 Response of Local Strain at the End of the Beam

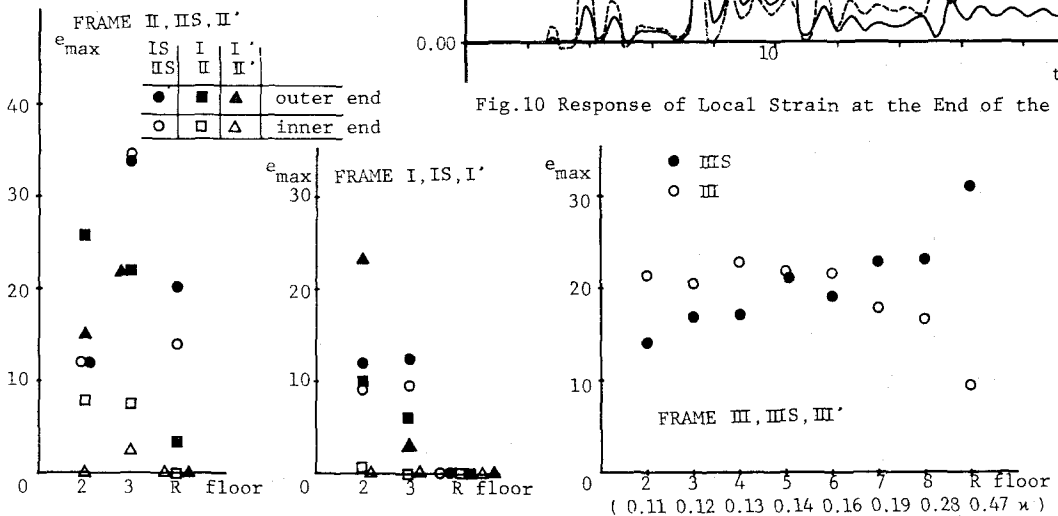


Fig.11 Maximum Local Strain Ductility Factor at the End of the Beam

ントが減少するためはり鉛直荷重がはり端部のひずみ性状に与える影響は小さくなると考えられる。特に、ISの3Fはり($K > 0.35$)の端部で引張側への顕著なひずみの増加がみられたが、IIではそのような傾向ではなくなっている。また、スラブと鉄骨が一体となると弾性剛性が増大する。そのため、合成はり中央での弾性変形が小さくなるが、そのかわりにはり端部塑性域へのしわ寄せが大きくなりひずみ振幅も大きくなったものと推定される。Fig.11は骨組各階における内柱と外柱に接続するはり端部での最大ひずみ靱性率($e_{max} = \epsilon_{max} / \epsilon_y$)の代表的なものを示している。2層で層崩壊する純鉄骨骨組(IS)では、スラブが加わること(I)によりはり端部でのひずみ靱性率は小さくなる。2層柱耐力を増す(I)と層崩壊性状は緩和されるが、はり端部での e_{max} は大きくなる傾向がみられる。次に、はり降伏形骨組として塑性設計されたISではスラブが付加されること(II)により最大応答層変形角分布が著しく異り、そのため2Fはりのごとく場合によってははり端部の e_{max} が大きくなる場合もある。更に各層柱耐力を低下させ(II')柱降伏形に近づくと、はり端部でのひずみ靱性率は低下することがわかる。これまでの研究において指摘されているように許容応力度設計された中低層骨組では柱降伏形骨組となる傾向があり⁽¹⁵⁾、また、はり降伏形として塑性設計した場合でもスラブとの合成効果により柱降伏形骨組へ変化する傾向がみられることは容易に推定されることである。ただし、このような柱降伏形骨組の場合でもFig.11のごとくはり端部ではかたりの塑性ひずみが生じていることがわかる。Fig.12はこれまでの各骨組についてはり端フランジでの e_{max} を隣接節点でのはり柱の耐力比 $\beta = \sum M_p^b / \sum M_p^c$ に対して示したものである。ここで、柱の曲げ耐力 $\sum M_p^b$ は軸力による低減は考えていない。また、内柱に接続するはりの耐力 $\sum M_p^b$ はスラブ有効幅として柱幅を用いて文献10に従って求めた M_p^+ と鉄骨のみの曲げ耐力 M_p との和であり、外柱に接続する場合には $\sum M_p^b$ として上フランジの応答値の場合では M_p を下フランジの応答値の場合では M_p^- を用いている。同図内に記入した値ははり鉛直荷重パラメータ K が0.35より大となる場合のものである。それらは全て純鉄骨の場合でありスラブとの合成により実際には実現しにくい条件であろうと推定されるため除外して考える。同図によれば、柱降伏形といえども $\beta \leq 1.5$ 程度までは e_{max} として15程度を考慮する必要があり、設計当初はり降伏形であっても $\beta \geq 0.8$ 程度では同様に e_{max} として15程度を考慮しておけばよいといえよう。これは、純鉄骨の場合でも $\beta \geq 0.7$ 程度までは柱も塑性化する可能性のあることが指摘されている⁽¹⁴⁾上に、スラブが協働することによりその傾向はさらに強まるためであると考えられる。また、 $\beta < 0.8$ については K や素材特性の影響を含めて検討する必要があると考えられるが、今回の解析結果では一応 e_{max} は30以内におさまっているといえよう。

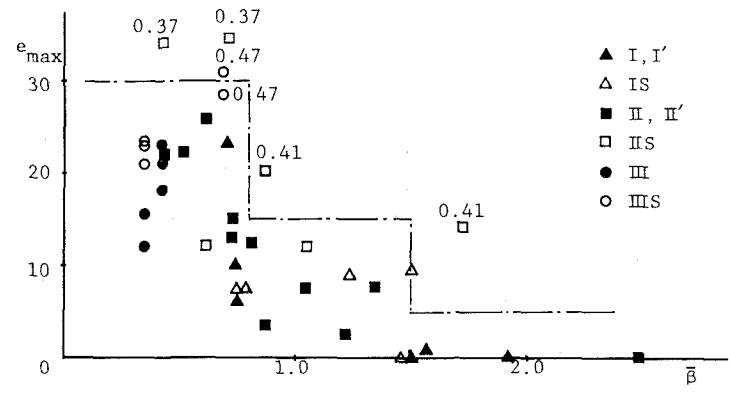


Fig.12 Maximum Local Strain Ductility Factor at the End of the Beam

[はり端フランジむずみの繰返し性状]

柱はり溶接は口部周辺の低サイクル疲労に対する安全性を考察するためには同所近傍でのむずみ振幅ととの繰返し回数を把握する必要がある。本研究では応答解析で求めたむずみ履歴をレインフロー法により分解し、また文献5で藤本博士らにより示された溶接欠陥率12%の場合の疲労寿命則に基づき、地震時に生ずると思われる損傷(DF)を求めてみた。

Fig.13は3層8層骨組各階はり端部でのDFの最大値を示したものである。スラブを考慮した場合には、柱降伏形骨組に近いヒンジ形成状態となるにもかかわらずFRAME IIの2,3Fではかなり大きい値となっていることがわかる。純鉄骨(IS)の場合にも3Fでは大きい値となっているがこれは以下に示すごとくIIの場合とはその意味合いが異なっていると思われる。いま、Fig.14はレインフロー法により分解した主要なむずみ幅と繰返し数を示したものである。同図によれば、純鉄骨(IS)の場合2,3Fはりでは $\lambda=0.37$ と大きいため、最大むずみ荷重率 E_{max} に対応する半波のむずみ幅(Fig.15で単純引張に準ずるむずみ幅 $\Delta\epsilon$ に対応し、Fig.14では○印で示している)が一再生し、その他は $\Delta\epsilon < 0.01$ のむずみ幅が10サイクル程度生じているのみである。

そのため、前者によるDFの割合が全体の95%程度を占めている。(Fig.14内の()内数値)スラブを考慮した(II)場合には、Fig.10に関連して述べたごとく、むずみ振幅がかなり大きくなるためFig.15の $\Delta\epsilon$ に対応する半波の全体のDFに寄与する割合が低下している。特にFRAME II 3Fはりではその傾向が明確に現われており、大きいむずみ幅でかなり多くの繰返しを生じているので、低サイクル疲労破壊に対する注意が必要であると考えられる。DFの値はやや小さくなるものの8層骨組でも同様の傾向がみられる。Fig.16はFig.13の結果をFig.12と同様にはり柱耐力比 β に対して示したものである。 E_{max} の場合とは少し異なり $\beta > 1.0$ では $DF \leq 0.1$ となっており、

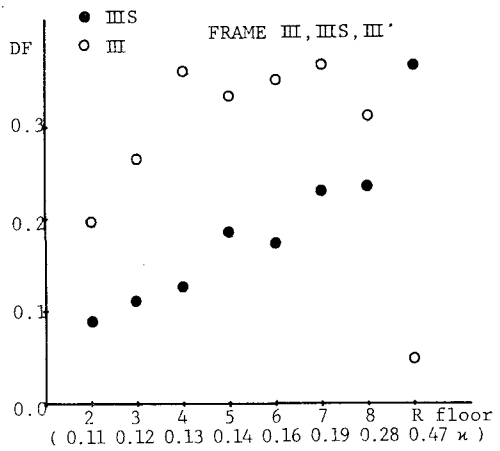
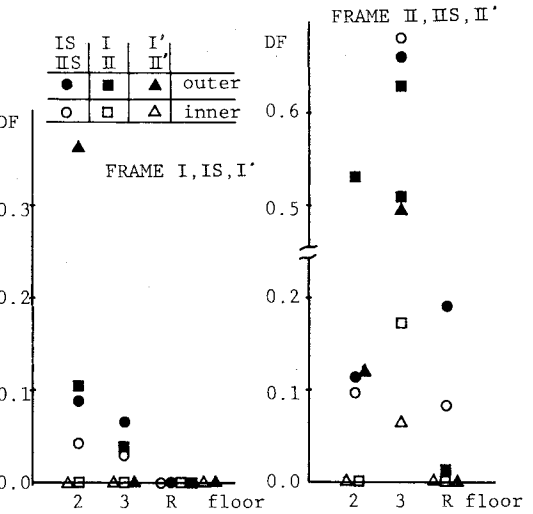


Fig.13 Damage Factors

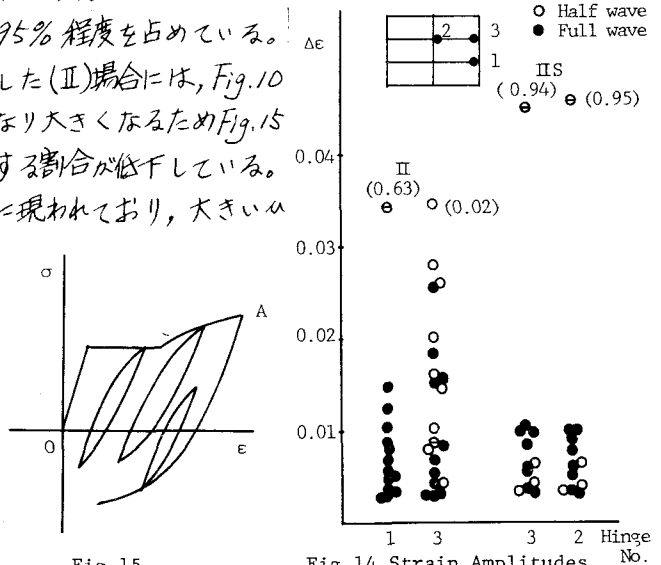


Fig.15

Fig.14 Strain Amplitudes

低サイクル疲労による破断の可能性は小さいと推定される。また、 $\bar{\beta} \leq 1.0$ では DF が大きくなる可能性があり、例えば Fig. 14 に示されるようなひずみ幅と繰返し回数に対して(溶接欠陥をある程度許容しようとする場合は特に)その安全性を検討する必要があると考えられる。

【ひずみ速度】

Fig. 17 は、FRAME II, IIS の 2F はり端部上フランジのひずみ速度を示したものである。両者は同一個所ではなく FRAME IIS は同図中の点 1, FRAME II は点 2 のものである。純鉄骨 (IIS) の場合、0.10~0.15 程度の大きいひずみ速度は 1, 2 回経験するのみで他はほとんど 0.05 以下であった。これは文献 18 の場合とほぼ同じ傾向である。次にスラブが付

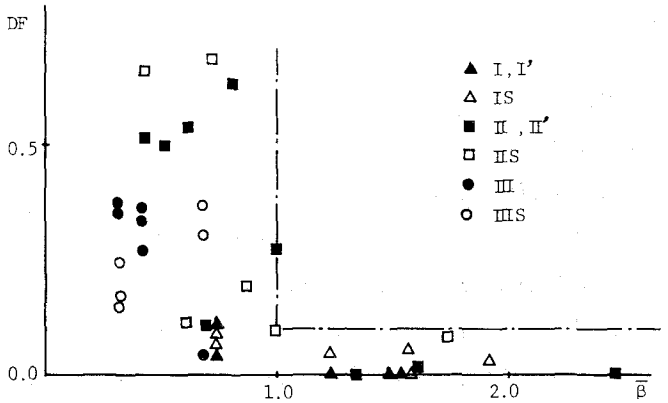


Fig. 16 Damage Factors

くことによりひずみ速度はやや大きくその回数も増加する傾向がみられ、同図においても 0.1~0.2 のものが 4, 5 回程度は生じていることがわかる。ただし、いずれの場合も、このような大きいひずみ速度は塑性化が進み断面性能がかなり低下した状態で生じていると思われる。

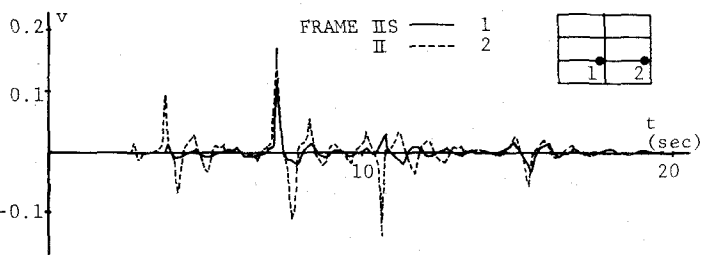


Fig. 17 Time History of Strain Rate

5. 結ぶ 床スラブの影響を考慮した鋼構造骨組の解析を行い、柱はり溶接仕口部の耐震性に関連して次のような事項が明らかとなった。

1) 本研究で用いた解析法により局所的な変形状態も含めて比較的よく実験結果を追跡できることが示された。ただし、コンクリートの圧縮側で大変形域に到る場合にはコンクリートの応カーブひずみ関係として、より実際に合ったものを採用すべきであると考えられる。

2) 柱降伏形骨組においても $\bar{\beta} \leq 1.5$ でははり端部にも塑性化が生じる可能性があり、また、はり降伏形を想定して設計された場合でも歪硬化やスラブによるはりの耐力上昇により柱にも塑性域が生じ、はり端部の塑性変形が緩和されるため、 $\bar{\beta} \geq 0.8$ でははり端フランジの最大ひずみ塑性率 ϵ_{max} は 15 以下におさまっている。また、 $\bar{\beta} < 0.8$ では今後更に調査すべき点が多いと思われるが、本研究における解析結果からは ϵ_{max} として 30 程度を目安とすればよいと考えられる。

3) 柱はり溶接仕口部周辺の低サイクル疲労に深く関係のある繰返しひずみ幅とその回数は床スラブの影響で増加する傾向がみられる。特に、 $\bar{\beta} \leq 1.0$ では Fig. 14 で示される程度のひずみ幅と繰返し回数に対して安全性を検討する必要があると思われる。

【謝辞】 3層2スパン鋼構造実大骨組の実験結果は、住友金属工業(株) 西田芳弘氏、丸藤征宏氏らのご配慮により本研究で使用させて頂きました。西田、丸藤両氏および実験に関係された方方に深く感謝致します。

[参考文献]

1. 五十嵐, 井上他 : 合成梁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
2. 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
3. 佐藤, 豊田 : 要求性能に応じた溶接欠陥の限界評価 JSSC Vol.12, No.124 1976
4. 金多 : 激震による溶接接合部の塑性変形 JSSC Vol.12, No.124 1976
5. 藤本, 泉 : 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 才288号 昭和55年2月
6. 青柳, 内田他 : 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
7. 鈴木, 小野他 : 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
8. 山田, 辻他 : 合成ばりの弾塑性変形性状に関する研究 IV
同上 昭和57年10月 他
9. 五十嵐, 井上他 : 正負両曲曲を受ける合成梁の弾塑性履歴性状に関する実験的研究 その1, 2
同上 昭和57年10月 他
10. T.V.Galampos et al. : Composite Beam in LRFD Proc. of ASCE Vol.104, ST9, Sept. 1978
11. 谷川他 : 応力下降域における各種コンクリートの応力度-ひずみ度曲線の表示式
日本建築学会大会学術講演梗概集 昭和54年9月
12. 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.128 No.3 昭和51年7月
13. 五十嵐, 井上他 : 鋼構造筋違付多層骨組の塑性設計に関する研究 その1
日本建築学会論文報告集 才263号 昭和53年1月
14. 藤原 : 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
15. 五十嵐, 井上 : 中低層鋼骨組構造物の荷重係数と崩壊機構に関する考察
日本建築学会大会学術講演梗概集 昭和53年9月
16. 近藤 : 骨組の弾塑性解析における一離散化手法 その1
日本建築学会中国支部研究報告集 昭和53年10月
17. A.Jennings : Frame Analysis Including Change of Geometry Proc. of ASCE Vol.94, ST3 Mar. 1968
18. 松尾, 椋代 : 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 その1, 2
日本建築学会論文報告集 才313号 昭和57年3月
才318号 昭和57年8月

A STUDY ON THE ANALYSIS AND THE BEHAVIOUR OF
MULTI-STORIED FRAMES WITH CONCRETE SLAB
DURING A SEVERE EARTHQUAKE

YOSHIRO MUKUDAI* and AKIRA MATSUO*

An adopted method of elastic-plastic analysis of frames in this paper is based on the hybrid type Hellinger-Reissner's Principle. An effective width of concrete slab as a composite beam is assumed in Fig.1, and cyclic stress-strain relation of concrete is also assumed in Fig.2. After a static analysis of full-scale 3-storied steel frame and dynamic analyses of several types of frames subjected to severe earthquakes, following conclusions are obtained.

1. The adopted method of elastic-plastic analysis gives good approximation to the experimental data (not only displacement of each story but also local strain at the end of the beam).

2. When $0.8 \leq \bar{\beta} \leq 1.5$, at most 15 is expected as a maximum strain ductility factor at the end of the beam, which is one measure of safety of welding seams at the connecting joint between beam and column. And when $\bar{\beta} < 0.8$, every strain ductility factor obtained by these dynamic analyses of frames is less than 30.

3. Strain amplitude and its numbers of excursions, which is another measure of safety of welding seams (against low cycle fatigue), sometimes increase due to the effect of concrete slabs. Especially, when $\bar{\beta} \leq 1.0$, Damage Factors should be checked to the strain amplitude and excursions which are shown in Fig.14.

* the Faculty of Engineering Hiroshima University