

建築用鋼材の降伏比について

解説

加 藤 勉*

On the Yield Ratio of the Structural Steel Used for Building Frames

Ben KATO

1. 序

現行の構造用圧延鋼材に対する JIS 規定は引張強度の上下限は規定しているが、降伏点については下限値のみを規定している。その結果次のような現象が顕在化してきている。

1) 同一鋼種でも降伏点のばらつきが大きく、一般に規格値より高目に片寄っている。

2) その結果、材料の降伏比が高くなっている。

3) 同鋼種でも板厚が薄くなるほど降伏点が上昇する傾向があり、JIS 規格でもこれを認めている。

このような現象が鉄骨構造の終局耐力、特に耐震性能に及ぼす影響を調べるために鉄鋼協会、構造用鋼材の機械的性質に関する調査研究委員会の依頼により高張力鋼研究グループ[†]を設け調査研究を行っている。この研究グループはもともと降伏比の高い 60 kgf/mm² 以上の高張力鋼を鋼構造物に使用する際、鋼材に要求される性能はいかにあるべきかの研究を依頼されたものである。しかし高張力鋼の性能評価は構造用鋼全体の中でなされるべきものであるから、普通鋼にまで範囲を広げた統一的評価研究を試みる必要がある。

本報告はその中間報告である。

1.1 降伏点のばらつきについて

設計者は JIS 規格最小降伏点に基づいて構造解析を行い、地震、耐風等に対する骨組みの終局耐力、崩壊モードを評価するのであるが、実際に使用する鋼材の降伏点がばらついていると、設計時に考えていた部位とは異なつたところで降伏が先行し、その結果骨組みは予測とは全く異なつたモードで壊れることになり、著しく耐震性能を損うことがある。また入力地震動も予測し得ないば

らつきを持つているので骨組みの抵抗能力はこの外乱のばらつきに対してある程度の余裕幅を持つていなければならない。本報告の 2 章はこのことを確率論的に幾つかの例題をあげて示したものである。

1.2 降伏比の問題

降伏比が高いと部材の塑性変形能力が低下する^{1)~3)}。強地震に対する建物の安全性は専ら骨組みの塑性変形能力すなわち骨組みの塑性歪みエネルギー逸散能力に依存しているため、降伏比は鋼構造の耐震安全性に対する大きな影響因子である。3 章はこのことを基礎的な実験によつて示したものであり、4 章は柱（曲げと圧縮を受ける部材）の変形能力を降伏比に着目して解析したものである。3 章、4 章ではおおむね部材に局部座屈を生じないものを対象としているが、局部座屈の発生も変形能力を損う要因である。局部座屈発生以後ある程度耐力を維持するためには降伏比が低いことが必要である。5 章では基礎的な短柱実験によつてこのことを示した。60 kgf/mm² 以上の高張力鋼の降伏比をある程度さげる研究も行われているので 3~5 章ではいわゆる低降伏比高張力鋼の試作品についても実験または解析を行い、その効果を調べている。塑性変形能力は単に降伏点と引張強度の比のみでなく、降伏以後の応力-歪み曲線の形にも影響をうけるようである。

1.3 降伏点の板厚による違い

同一鋼種である範囲の板厚別に降伏点の下限値を変えようとする規格体系をとつた場合、上限値を規定しておかないと、それぞれの板厚区分内で機械的性質の統計的評価を行つた場合、それぞれの板厚区分に対する信頼限界値は規格で定めた下限降伏点の分布とは著しく異なつたものとなることが予想される。最近の設計規準は荷重・外力も構造物の強さもすべて統計・確率論的な手法で評価するようになってきているので、板厚別に不規則な許容値区分になつてしまうと設計者に不便を与えることに

[†] 研究グループ構成員: 筆者の他に、高梨晃一(東京大学)、大井謙一(東京大学)、向井昭義(東京大学)、鈴木弘之(筑波大学)、大竹章夫(住友金属工業(株))、桑村仁(新日本製鉄(株))、佐久間仁(日本鋼管(株))。

昭和 62 年 7 月受付 (Received July 7, 1988) (依頼解説)

* 東京大学工学部教授工博 (Faculty of Engineering, The University of Tokyo, 7-3-1 Hongo Bunkyo-ku, Tokyo 113)

Key words: steel structure; earthquake resistant design; high tensile strength steel; yield stress; yield ratio; tension member; beam; beam-column; local buckling.

なる。また設計を行う場合、ある仮定断面では耐力が不足することがわかった場合、板厚を一段厚くするとかえって許容耐力が低下してしまうといった奇妙なことも起こるのである。現段階ではいまだこの問題の定量的調査には至っていない。

2. 耐震設計から要求される鋼材の力学的性質

2.1 地震動特性のばらつきが鋼構造物の耐震挙動に及ぼす影響

現在、建築構造物の耐震設計は2段階で行うことが常識となつている。1番目は、建物がその使用期間中に少なくとも1回は遭遇すると予想されるような中程度の規模の地震を対象とするもので、骨組みがほぼ弾性範囲に留まり変形も建物の機能に支障のない範囲に納まるように設計する(使用限界状態設計)。2番目は、使用期間中に発生する確率は小さいが、発生しうる工学的に最大級の地震を対象とするもので、これに対しては骨組みの塑性化は許すが倒壊しないように設計し、人命や財産の損失を防ごうとするものである(終局限界状態設計)。このような耐震設計の理念に照らして、鋼材にはどのような力学的性質が要求されるだろうか。

使用限界状態設計では、主として骨組みの弾性的な性質が問題となり、鋼材の降伏点が骨組みに生じる応力の限界点として使用されるのに対して、終局限界状態設計では、鋼材の降伏以後の力学的性質が重要となる。後者の耐震設計では次の2点が重要な設計目標となり、この目標に合致した鋼材の力学的性質が要求される。

- (i) 骨組みを構成する部材の塑性変形能力を大きくする。
 - (ii) 地震時に生じる骨組みの崩壊モードを設計者がコントロールする。
- (i) の設計目標については、塑性変形能力に富んだ骨組みは地震によつて投入されるエネルギーを部材の塑性変形によつて吸収できるので、塑性変形能力の乏しい骨組みに比較して、極限的な地震に対する抵抗能力が大きいという考え方が根底にある。

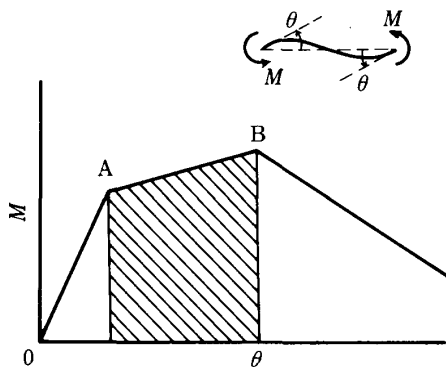


Fig. 1. Idealized load-deflection curve of steel member.

Fig. 1 は部材に逆対称曲げを与えたときの、材端モーメントと材端回転角の関係を模式的に示したものである。A点は部材の降伏耐力(全塑性モーメントと考えてよい)、B点は座屈や破断などに起因する最大耐力を示している。耐震設計で部材が塑性変形能力またはエネルギー吸収能力に富んでいるということは、部材の復元力が降伏耐力A点に達してから、鋼材のひずみ硬化によつて復元力が上昇し、B点の最大耐力点に達するまでの領域(Fig. 1の斜線部)が大きいこと、換言すると復元力の劣化が始まるまでに大きなエネルギー吸収能力を期待できることを意味する。もちろん復元力の劣化域でもエネルギーの吸収は行われるが、復元力が劣化域にはいると塑性変形が一つの方向に累積したり、他の骨組み要素で吸収が予定されていたエネルギーが集中するという現象があるので、ひずみ硬化域でのエネルギー吸収能力と同等に扱うことができない。

(ii) の設計目標が重要であるのは、部材のエネルギー吸収能力と骨組み全体のエネルギー吸収能力との関係に、骨組みの崩壊モードが大きく影響を与えるからである。Fig. 2は3階建ての剛塑性骨組みが水平力を受けて崩壊している3種類の状態を示している。Fig. 2の(A)は1階の柱脚・柱頭に塑性ヒンジ¹²が発生し、いわゆる柱崩壊型の局所層崩壊モードになつているのに対し、(B)や(C)は、はり端と柱脚に塑性ヒンジが発生する、はり崩壊型の崩壊モードになつている。はり崩壊型の崩壊モードの方が数多くの塑性ヒンジでエネルギー

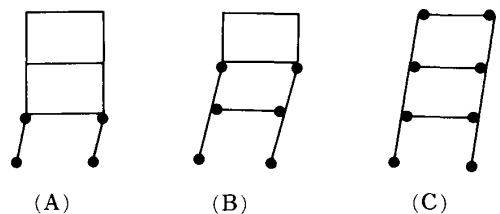


Fig. 2. Collapse modes of 3-story rigid-plastic frame.

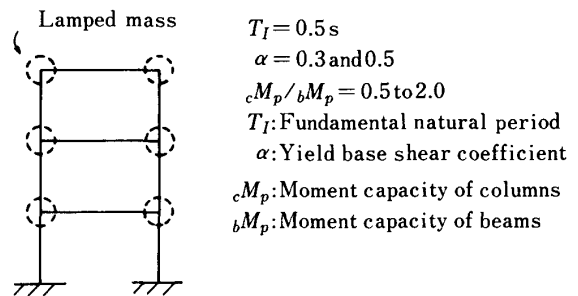


Fig. 3. Analyzed 3-story frame.

¹² 部材中のモーメント極大点のモーメントが、いわゆる全塑性モーメントに達すると、この点及びその近傍が塑性変形を起こして、他の弾性部分に比し大きく回転する。これを視覚的に理想化したものが塑性ヒンジである。Fig. 2中の黒丸は塑性ヒンジである。

ギーを吸収できるので、骨組み全体として耐震的に有利であることは容易に理解できよう。

さて、もともと地震の発生が確率的な事象であるのに加えて、震源から建物の構築されている地盤に地震の波動が到達するまでには、複雑な組成の媒質の中を反射・回折・干渉などの複雑な伝搬プロセスをたどるので、地震動そのものの性質には非常に大きな不確実性がある。このような地震入力の不確実性のもとで、設計者が骨組みの崩壊モードをコントロールすることが果たして可能なのか、簡単な例題で検討してみる。

Fig. 3 は解析対象の骨組みを表しているが、階高が一定の3階建て骨組みであり、各階の柱は同一の部材断面、また各階のはりも同一の部材断面を用いるものとする。部材の弾塑性挙動としては劣化域を考慮しないバイリニア型の復元力特性を仮定している。

地震入力の不確実性を考慮するために、地表面加速度

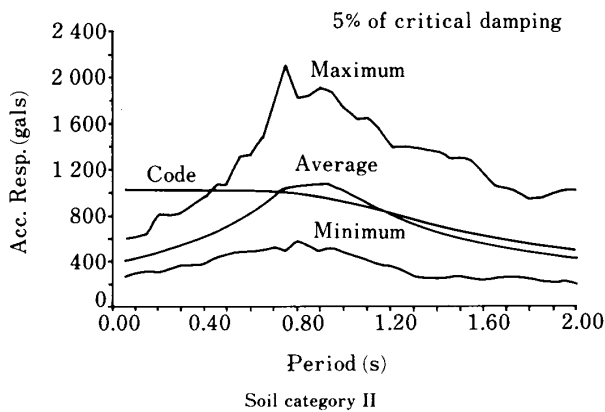


Fig. 4. Averaged acceleration response spectrum of simulated ground motions.

を非定常ランダム過程としてモデル化し、その標本波をコンピューターによつて 200 波作成した。その 1 波 1 波が地震動として作用したときの上記骨組みの弾塑性応答を運動方程式を数値積分することによつて求め、得られた 200 組の解析結果について平均値、変動係数などの統計量を算出した。いわゆるモンテカルロ・シミュレーションと呼ばれる手法である。なお用いた地震入力の平均的な特性を Fig. 4 に平均加速度応答スペクトルの形で表しているが、これは現行耐震規定で設定されている確定的な地震入力レベルとほぼ同一レベルになっている。

Fig. 5 の下段には、以上のような確率的な地震応答解析によつて得られた各部材端の期待塑性エネルギー吸収量（降伏耐力と降伏変形の積で規準化した値）と、そ

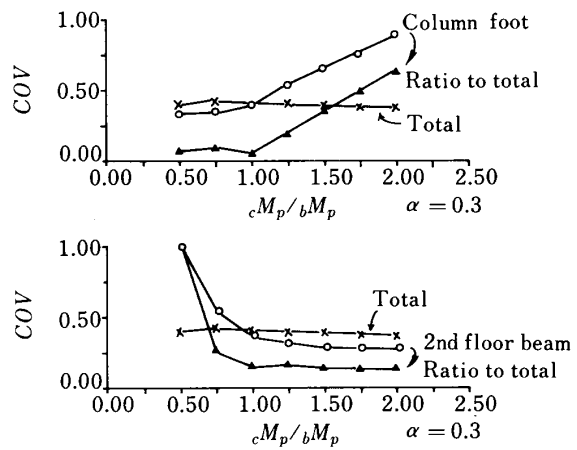


Fig. 6. Coefficient of variation of plastic energy absorption.

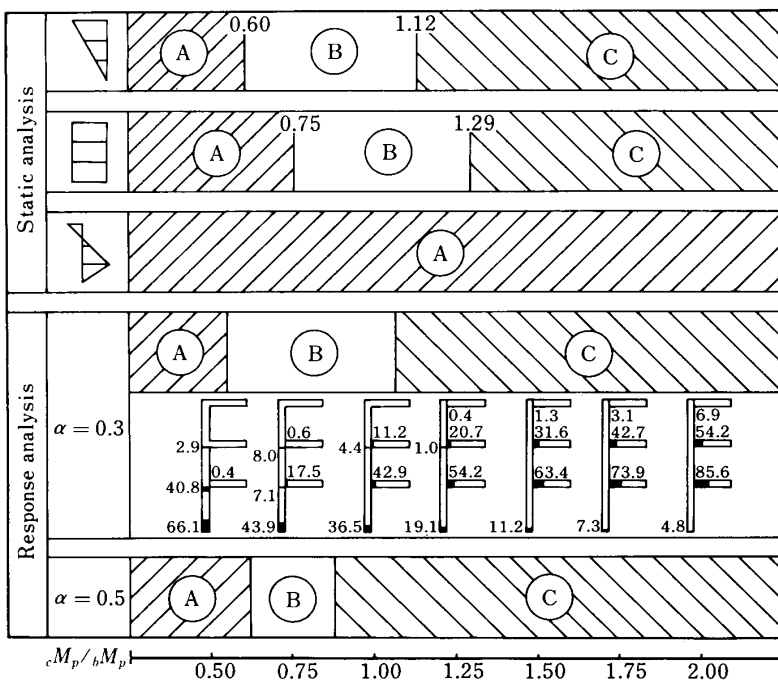


Fig. 5. Collapse modes observed in response analysis and static analysis.

れを Fig. 2 の (A), (B), (C) の三つの崩壊モードに分類したものを示している. また上段には, 単一の水平荷重分布を骨組みに静的に作用させた場合に生じる崩壊モードを示しているが, これは骨組みの剛塑性挙動の仮定の下でいわゆる極限解析を行つた結果である.

地震応答解析結果, 静的極限解析結果ともに, Fig. 5 の右にいくに従つて柱の耐力 M_p がはりの耐力 M_p に対して大きく設定されている. この例題では, (A) の局所層崩壊モードを避けるためには, 柱の耐力をはりの耐力の少なくとも6割から7割以上に設計する必要があることが分かる. また, 地震応答解析と静的極限解析とは骨組みに作用する荷重の性質が異なるが, 適当な水平荷重分布形の下で静的な解析を行えば, 地震時に生じる崩壊モードの平均像を予測できそうである.

Fig. 6 は地震入力の不確定性が応答のばらつきに及ぼす影響を示している. 骨組み全体で吸収される塑性変形エネルギー E_p の変動係数 (COV: 標準偏差を平均値で除した商) が 40% 前後であるのに対し, 大きく塑性化する部位での塑性エネルギー吸収量の E_p に対する比率は変動係数 20% 以下の小さな値になることが分かる. 換言すると, 骨組み全体で吸収される塑性変形エネルギー E_p のみのばらつきを地震荷重効果の不確定性として評価しておけば, 大きく塑性化する部位にはある確定的な比率で E_p の一部が分配されると考えても大きな誤りではない. このような結論は, 耐震設計の基本的な枠組みを簡明なものにするために非常に役立つと思われる. しかしながら, 以上の例題は, 柱やはりなど部材の耐力比を構造設計者が完全にコントロールできるという仮定の下での議論である. このような仮定が成り立たない場合の例を次節で考察する.

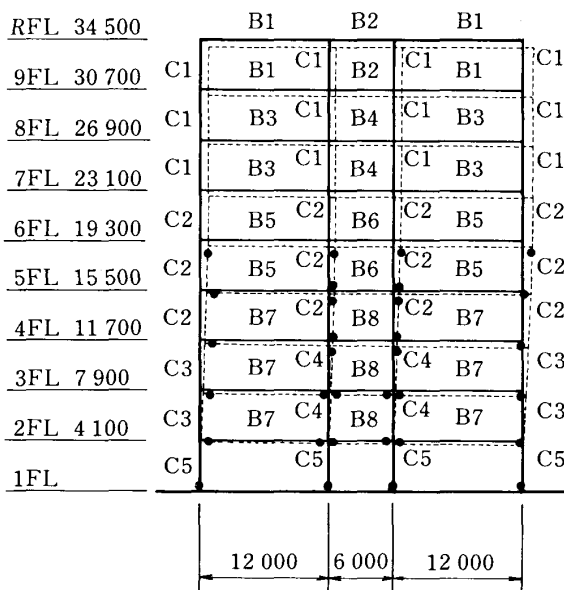


Fig. 7. Rigid frame examined in this study.

2.2 鋼材の機械的性質のばらつきが鋼構造物の耐震挙動に与える影響

現状では, 同一鋼種でも降伏点のばらつきは小さくない. これに起因する建築構造物の耐震性能低下を防ぐために, 鋼材の品質向上が望まれることを以下具体例で説明する. Fig. 7 に示す現行建築基準法新耐震設計法で設計された9階建て鉄骨建物を具体例として取り上げる. 図中の記号 C 1, B 1 などは部材サイズを表す記号であり, 同一記号は同一部材を意味する. この骨組みは 13 種類の断面サイズで構成されている. まず, 降伏点にばらつきが無い場合には, 設計地震水平力が左側から作用した時, 図中に点線で示すような変形が生じ, 黒丸で示した箇所が降伏することによつて塑性ヒンジとなり倒壊が始まる. このとき, 塑性ヒンジは建物の第1階から第5階までの範囲に広がり, 建物の5層分が塑性化する (5層崩壊). これは, 建物の両サイドの柱の弾性限耐力がはりのそれより高くなるように設計されているため, 1階から5階までの外柱が弾性域に止まるからである. この場合, 塑性ヒンジの数が十分多いので, エネルギー吸収能力も高くなり, 大地震時の安全性は優れていると考えられる. ところが, 現実には建物を構成する部材の降伏点にばらつきがあるため, 設計者の意図に反して, 柱の弾性限耐力がはりのそれより低くなり, 5層以下の局所的な崩壊が生じる可能性が出てくる⁴⁾. 降伏点のばらつきの度合いを前節と同様に変動係数で評価すると, 0.10 くらいが現状のようであり, 降伏点の統計の分布は正規分布または対数正規分布で近似できるよう

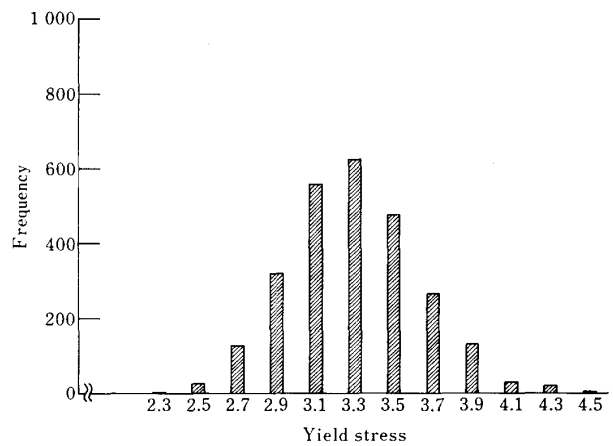


Fig. 8. Distribution of yield stress.

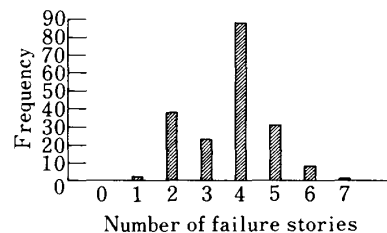


Fig. 9. Distribution of number of failure stories.

である⁵⁾。そこで、降伏点のサンプルとして平均値 33 kgf/mm²、変動係数 0.10 の対数正規分布に従う擬似乱数を使用し、建物を構成する 13 種類の各部材ごとに乱数を 200 回割り当て、各ケースごとに建物の弾塑性解析を行い、地震水平力が作用した場合の建物の挙動を追跡した。これにより、200 個の建物の静的崩壊実験を解析的にシミュレートしたことになる。使用した全乱数のヒストグラムを Fig. 8 に示す。この 200 ケースのシミュレーション結果に基づいて、崩壊層数の頻度分布を示したのが Fig. 9 である。降伏点にばらつきがないことを前提に、設計者は 5 層崩壊を想定していたが、現実には降伏点のばらつきが存在するため、より劣悪な 1~4 層崩壊がたくさん出現することが分かる。もちろん、より望ましい 6 層、7 層崩壊も出現しているが、そのような幸運の確率は低い。次に、崩壊層数と建物の塑性化後のねばり強さの関係を示したのが Fig. 10 である。Fig. 10 には、1 層崩壊する場合 (Type 1)、4 層崩壊する場合 (Type 2)、7 層崩壊する場合 (Type 3) について建物の挙動を荷重-変位曲線で示したものである。グラフの横軸は建物頂部の水平変位、縦軸は荷重係数である。荷重係数の値 1.0 が、地震水平力の設計基準値に対応する。荷重係数を 0 からしだいに増加させていくと初めのうちは、建物全体が鋼材の弾性域にあるため、荷重係数と変位は直線関係にある。しかし、荷重の増加とともに鋼材の降伏が始まり部材端に塑性ヒンジが順次発生していくにつれて、変位が助長され、この直線からずれてくる。ついには、Fig. 10 中に示した崩壊メカニズム (機構) が形成されて荷重はもはや増加せず、逆に建物自重と建物の傾斜によって生じる転倒モーメントに抵抗できなくなることによって倒壊が始まり、変位の増大とともに水平耐力 (荷重係数) は低下する。この荷重係数-変位曲線の下面積が建物のエネルギー吸収能力

の目安と考えられる。Fig. 10 から、崩壊層数が多いほど、塑性ヒンジの数が多くなり、建物の塑性化後の挙動がねばり強くなるとともに、エネルギー吸収能力が高くなる事が分かる。

以上のように、降伏点にばらつきがあるため、設計時に考えていたエネルギー吸収能力を発揮できない局所崩壊が発生する危険性がある。この種の問題に対処するためには第一に鋼材の降伏点のばらつきを小さくすることが出発点である。しかしそのばらつきをなくすことは不可能であるから、意図しない崩壊の起こる危険性も完全には除き得ない。そこで、次にはこのような局所崩壊が発生しても、Fig. 10 の Type 1 に見られるような荷重の急激な低下を防止できるようにしておくべきである。そのためには、塑性ヒンジに塑性硬化 (降伏後の耐力上昇) の性能を保有させておく必要がある。なぜならば、こうすることによつて局所崩壊メカニズムが発生した後も荷重が上昇し、それに伴つて他の部材にも塑性ヒンジが生じるからである。塑性ヒンジ数が増加すれば構造全体のエネルギー吸収能力を高めることができる。塑性ヒンジに塑性硬化の性能を保有させるためには、鋼材の降伏比を下げることで、つまり、降伏したあと引張強さまでの応力上昇を確保することが大切となる。低降伏比化によつて得られるものは応力上昇ばかりではない。この点については次章以降で詳しく述べる。

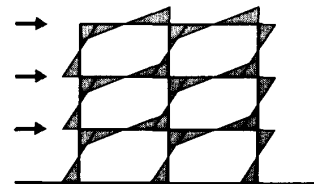


Fig. 11. Stress Distribution in building.

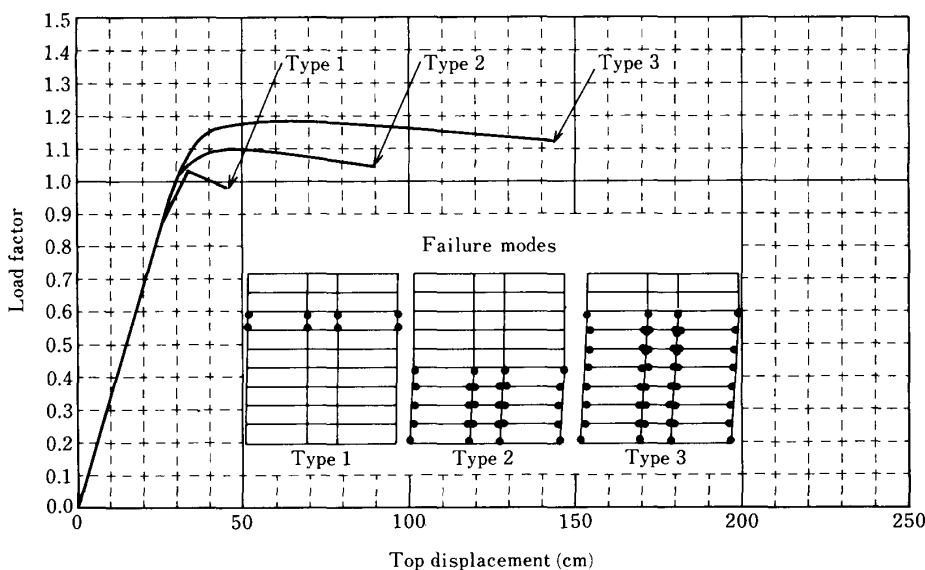


Fig. 10. Load-deflection curves and failure modes.

3. 鋼部材の変形特性に関する基礎実験

Fig. 11 に示すように、建築構造物に地震水平力が作用すると、柱やはりには材長に沿って直線的に変化するモーメントが発生する。地震力がある値に達すると最大モーメントが作用している材端が降伏し、地震力の増加とともに降伏が部材の中央へ拡がっていく。この降伏域が長くなるほど降伏後の変形が大きくなり、エネルギー吸収能力が高くなるので、耐震性能が良くなる。Fig. 12 に示すように降伏域の長さは降伏比 YR と密接な関係があり、材長を L とすると、おおむね $(1-YR) \times L$

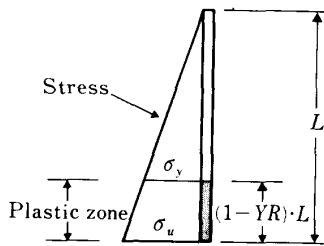


Fig. 12. Plastic zone vs. yield ratio.

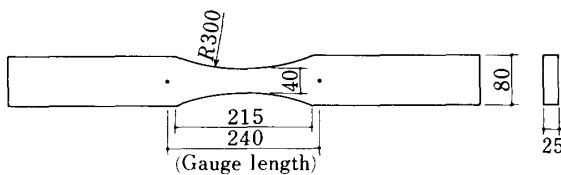


Fig. 13. Specimen.

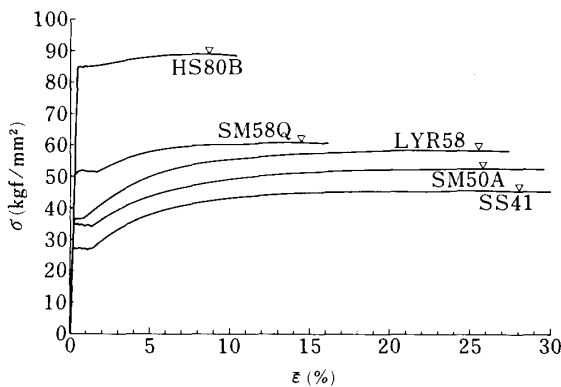


Fig. 14. Stress-strain relations of steel.

Table 1. Mechanical properties of steel used.

Grade of steel	t mm	Gauge length mm	Mechanical properties				
			YP	TS	ϵ_u^*	El	YR
			kgf/mm ²		%		
SS41			27.1	46.3	28.0	49.6	0.585
SM50A			34.2	52.5	25.7	52.1	0.651
SM58Q			51.5	60.9	14.4	47.4	0.846
LYR58			36.8	58.7	25.4	47.6	0.627
HS80B			84.4	89.2	8.6	37.1	0.946

* ϵ_u : Uniform strain at the maximum tensile load

となる。この式より、 YR が低いほど降伏域が広がること分かる。以下に、降伏比が部材変形能力に及ぼす影響を調べるための基礎実験結果を示す。

3.1 変断面材の引張試験

Fig. 13 の変断面材の引張試験により、応力勾配を有する部材の変形能力を模式的に知ることができる。そこで、強度レベル、降伏比の異なる 5 種類の鋼板について引張試験を実施した。供試材の JIS 5 号引張試験片による機械的性質を Table 1 に、応力-歪み関係を Fig. 14 に示す。LYR 58 材は新規に試作した低降伏比 58 kgf/mm² 鋼であり、その他の材は従来材である。

実験は、破断まで約 0.01 mm/s の定変位速度で行った。その間、荷重と標点間伸びとの関係を連続的に、また、任意の荷重段階での試験片の材軸方向の歪み分布を測定した。

各試験片の荷重-伸び関係を Fig. 15 に示す。ただし同図では、荷重を最小断面部分における公称応力 $n\sigma$ に換算して示している。試験片の変形能力を最大荷重時の伸び量 δ_{max} で定義し、素材の降伏比と δ_{max} との関係を示す。

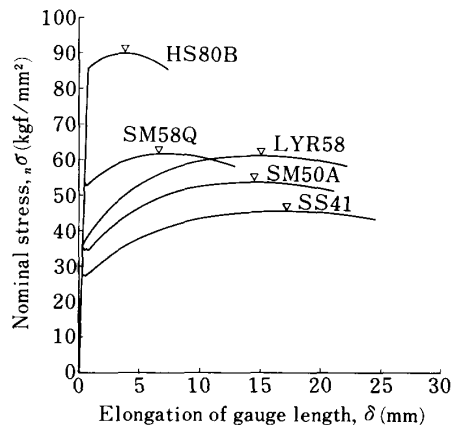


Fig. 15. $n\sigma$ - δ relations.

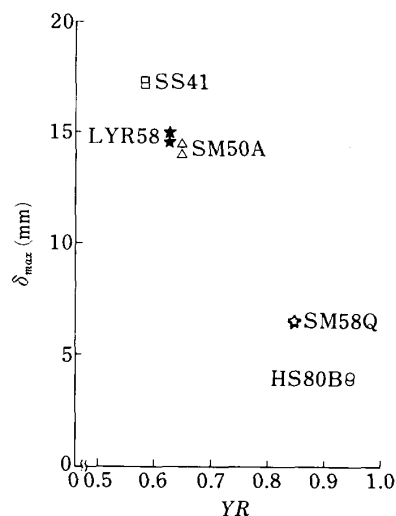


Fig. 16. Dependence of yield ratio on deformation capacity.

プロットすると Fig. 16 となる。降伏比が大きくなるに従い変形能力が減少している。

Fig. 17 は、公称応力が $0.95 \sigma_u$ (σ_u : 素材の引張強度) に達した時点での材軸方向の歪み分布の例を示している。図中の破線は、素材引張試験における応力と歪みの関係が変断面試験片の各断面の公称応力と対応するものとして求めた歪み分布である。低降伏比鋼ほど塑性域が広がっているのが分かる。降伏比が変形能力に影響を及ぼすゆえんである。

以上、単純なモデルでの試験であるが、応力勾配のある部材では、その変形能力は素材の降伏比に大きく依存し、変形能力確保の観点から、鋼材の降伏比をある程度以下に抑えておくことが重要であることを示した⁶⁾。

3.2 はりの実験

Fig. 18 に示すような単純支持はりの中央に集中荷重

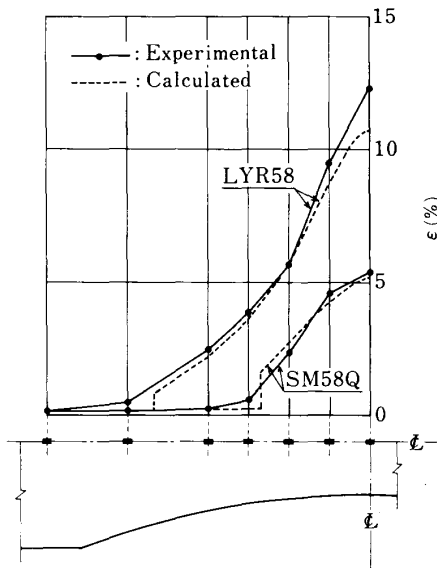


Fig. 17. Axial strain distribution at $n\sigma = 0.95 \sigma_u$.

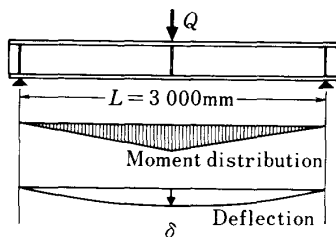


Fig. 18. Beam loaded at the mid-span.

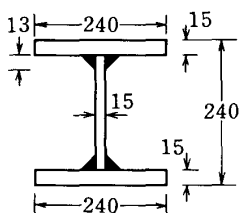


Fig. 19. Section of beams.

を作用させると、材長に沿って直線的に変化するモーメントが発生するので、地震時における部材の塑性変形能力に及ぼす降伏比 YR の影響を端的に知ることができる。そこで、YR の異なる 2 種類の高張力鋼板を Fig. 19 に示す幅厚比の小さい H 形断面を有するはりに組み立て、Fig. 18 の実験を行った⁷⁾。試験体は Y70-9 及び Y70-7 であり、おのおのに使用した鋼材の機械的性質

Table 2. Mechanical properties of steels for tested beams (kgf/mm^2).

Specimens	YP		TS	YR		ϵ_{st}	ϵ_u
	Upper	Lower		Upper	Lower		
Y70-9	69.0	67.4	73.1	0.94	0.92	0.020 ($6.2\epsilon_y$)	0.090 ($28\epsilon_y$)
Y70-7	50.1	49.3	66.9	0.75	0.74	0.008 ($3.2\epsilon_y$)	0.114 ($49\epsilon_y$)

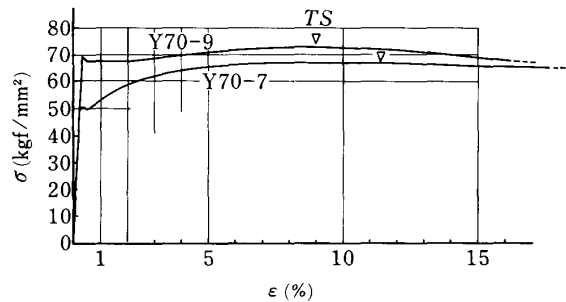


Fig. 20. Stress-strain curves of steels used for specimens.

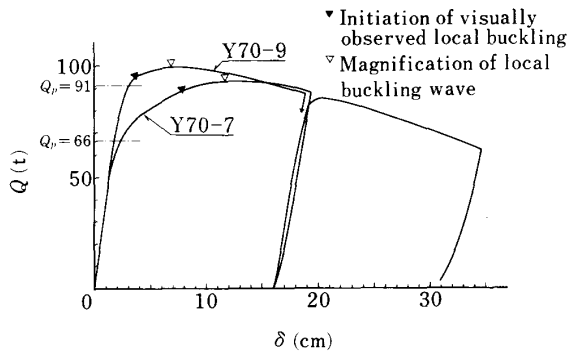


Fig. 21. Load-deflection curves.

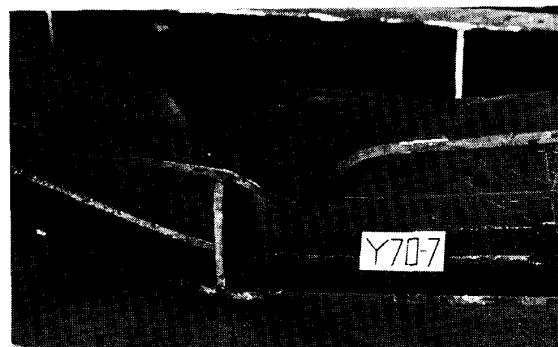


Photo. 1. Local buckling.

を Table 2 に、応力-歪み線図を Fig. 20 に示す. 降伏比の高い試験体 (Y70-9) の YR は下降伏点を用いた場合 92%, 降伏比の低い試験体 (Y70-7) の YR は 74% である. 試験体に作用する荷重 Q と試験体中央の変位 δ との関係を示したのが Fig. 21 である. YR の高い試験体では、荷重が全塑性耐力 Q_p に達すると直ちに上フランジに局部座屈が発生し、緩やかな荷重の増加と共に局部座屈波形が成長し、波形が顕著になると耐力が劣化し始めた. このとき、全塑性耐力からの耐力上昇は小さかった. これに対して、YR の低い試験体では、局部座屈は歪み硬化域の後半で発生し、それが成長・顕在化すると耐力が劣化し始めた. 局部座屈発生状況を Photo. 1 に示す. Fig. 21 より、YR の低い試験体の方が降伏後最大耐力に達するまでの塑性変形量が著しく大きいことが分かる. この荷重-変位曲線の下面積がエネルギー吸収能力となるが、最大耐力点を過ぎた劣化域では、動的な応答変形が片方に偏るので劣化域のエネルギー吸収能力はあまり有効ではない. 例えば、Fig. 22 に示すような低 YR 鋼・高 YR 鋼の荷重-変位曲線を単純化した 2 種類の荷重-変位曲線 (A と B) を有する 1 階建ての建物にエルセントロ地震波を入力させて、動的な挙動を調べると、Fig. 23 に示すように、建物 A は倒壊を免れるのに対し、建物 B は完全に倒壊してしまう. 従つて、

降伏後、耐力が劣化するまでに十分な塑性変形をする能力を建物に保有させておくこと、そのために鋼材の YR を下げておくことが大切であることが分かる.

Fig. 21 において、最大耐力点までのエネルギー吸収能力に着目すると、降伏比の低い試験体のほうが降伏比の高い試験体の 2 倍程度になっており、耐震的に優れているといえる.

4. 圧縮と曲げを受ける部材 (柱) の挙動

地震力を受ける建築構造物の柱には、圧縮軸力と曲げモーメントが作用する. 地震力が小さい場合には、柱は鋼材の弾性範囲内で挙動するが、地震力の増大とともに、曲げモーメントが最大となる位置から徐々に降伏が進行し、部材は塑性挙動を呈する. そこで、代表的な鋼材の応力-歪み線図を設定し、それらを用いた部材に圧縮軸力と曲げモーメントが作用するときの面内挙動 (座屈に

Table 3. Mechanical properties of steels for numerical analysis.

Steel	TS (kgf/mm ²)	YP (kgf/mm ²)	YR	E'_{st}/E	ϵ_{st}/ϵ_y	ϵ_u/ϵ_y
YR 90	70	63	0.90	1/200	5	40
YR 75-A	64	48	0.75	1/50	5	50
YR 75-A'	64	48	0.75	1/50	1	50
SM 50	54	37.8	0.70	1/70	9	80
SS 41	45	31.5	0.70	1/120	12	100

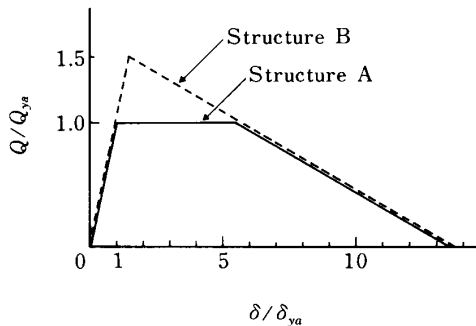


Fig. 22. Simplified load-deflection curves for dynamic analysis.

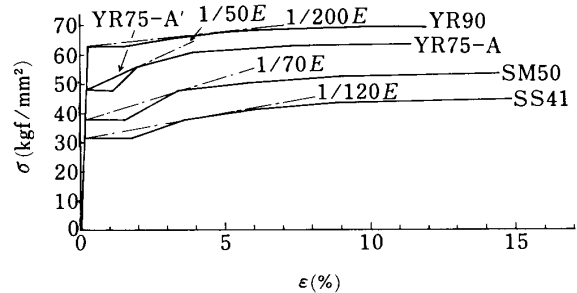


Fig. 24. Stress-strain curves for numerical analysis.

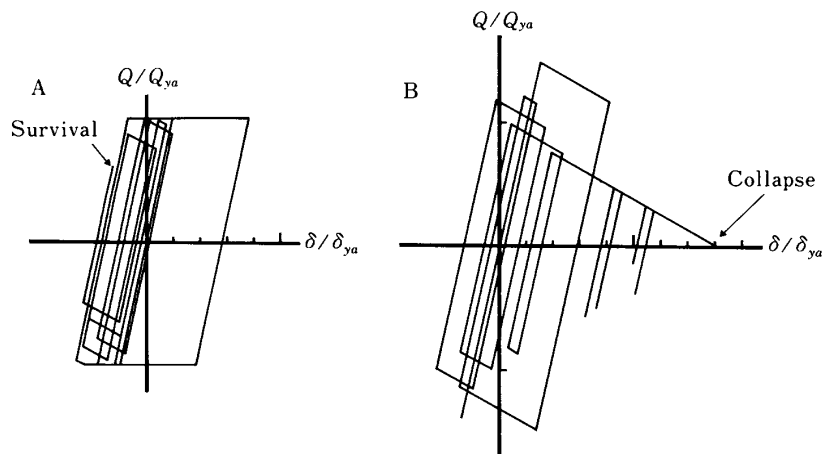


Fig. 23. Dynamic responses of stable structure A and unstable structure B.

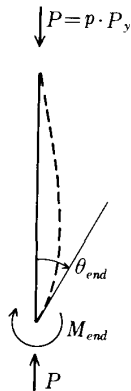


Fig. 25. Loading condition.

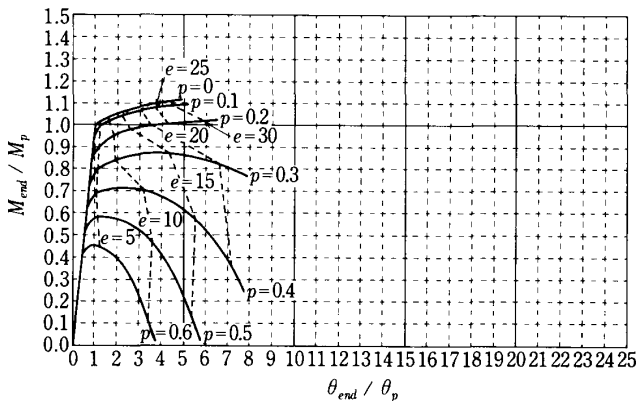


Fig. 26. In-plane load-deformation curves of beam-column under end moment (YR90).

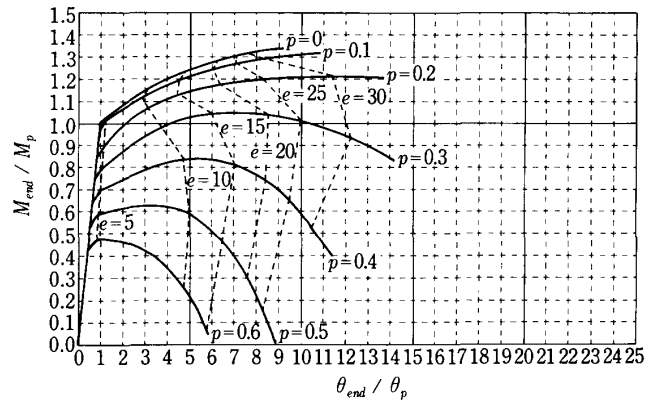


Fig. 27. In-plane load-deformation curves of beam-column under end moment (YR75-A).

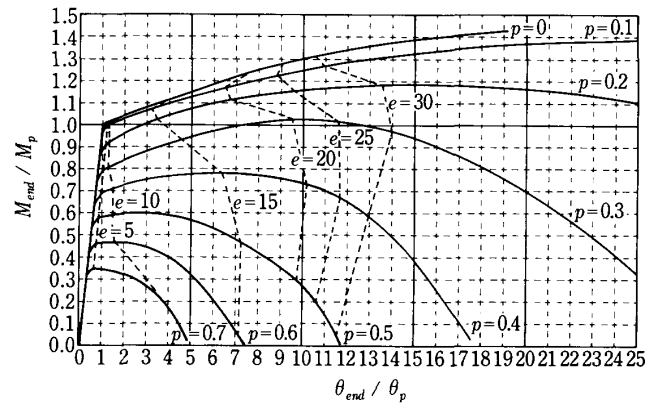


Fig. 28. In-plane load-deformation curves of beam-column under end moment (SM50).

よる面外変形が生じない場合の挙動) について数値解析を行い、部材の塑性変形能力に及ぼす鋼材の機械的性質の影響を調べた⁸⁾。鋼材は5種類 (YR90, YR75-A, YR75-A', SM50, SS41) について検討した。これらの鋼材の機械的特性値を Table 3 に、応力-歪み線図を Fig. 24 に示す。応力-歪み線図は、折れ線で表現した。これらの鋼材について代表的な応力-歪み線図を設定するのはばらつきがあるため容易ではないが、ここでは柱の変形能力を大局的に比較するのが目的であるため、あえて確定論的に設定した。従来より使用実績のある SS41・SM50 の YR は 70%，従来の高 YR 調質高張力鋼 (YR90) の YR は 90%，低 YR 化を図った調質高張力鋼 (YR75-A, YR75-A') の YR は 75% とした。YR75-A と YR75-A' の違いは、降伏棚の有無のみである。降伏比の他に、降伏棚の長さや歪み硬化域の勾配も塑性変形能力に影響を及ぼすので、これらの値も Table 3 に示した。ここで、歪み硬化域の勾配 E_{st}' は、降伏点 YP から応力-歪み線図への接線の Tangent とした。このとき、接点の応力値は TS と YP の中央値とした。解析に使用した部材断面は、HW-400×400×13×21 である。部材の細長比は強軸回りで 30.0 とした。荷重は Fig. 25 に示すように圧縮軸力と部材の一端のみに作用

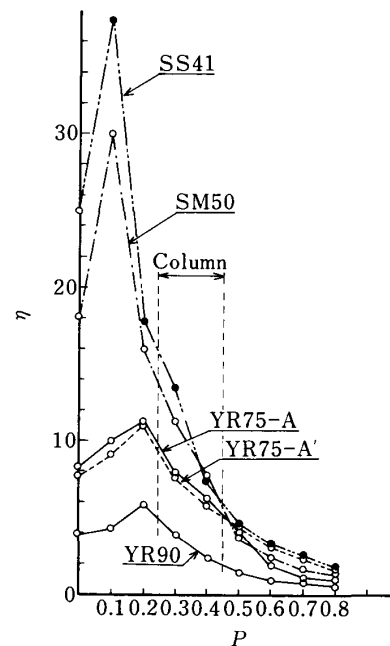
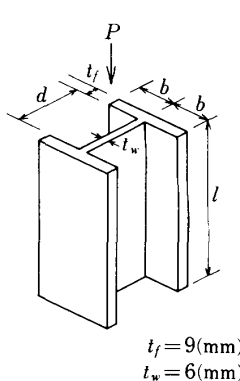


Fig. 29. Ductility vs. axial force ratio.

する強軸回り端モーメントである。柱の材端は水平移動のみが拘束されている。YR90, YR75-A, SM50 につい

て、一定の軸力比 p のもとで端モーメント M_{end} と端部回転角 θ_{end} との関係を示したのが Fig. 26, 27, 28 である。ここで、軸力比 p は、降伏軸力（降伏点と断面積の積）に対する作用軸力の比である。ただし、図中の座標軸は M_{end} と θ_{end} を M_p, θ_p でおのおの無次元化してある。 M_p は軸力比 $p=0$ のときの全塑性モーメント、 θ_p は M_p に対応する弾性回転角である。これらの図より、YR90, YR75-A, SM50 の順に塑性変形能力が高くなっていく様子が分かる。これらの荷重-変形曲線の終点は、部材の最大モーメント位置における圧縮最外縁の歪み ϵ_{max} が材料の引張強さに対応する歪み ϵ_u に到達した点である。ただし、高軸力下では、 $P-\delta$ 効果（部材の撓みと作用軸力によつて発生する二次的な曲げモーメントの影響）によつて耐力を喪失する手前で解析をストップした。なお、Fig. 26~28 には、 $e = \epsilon_{max} / \epsilon_u$ が等しい点を結んだ等無次元化歪み線図を破線で示している。鋼材ごとの塑性変形能力と軸力比の関係を Fig. 29 に示す。ここで、塑性変形能力 η は最大耐力点での端部回転角を軸力を考慮した全塑性耐力点での弾性回転角で除して 1 を引いたものである。柱の実際的な軸力比 p は、0.3 ~ 0.4 前後であり、この範囲において YR75 は SS41・SM50 に近い変形能力を有しているが、YR90 の変形能力は低いことが Fig. 29 より分かる。以上より、柱の塑性変形能力を高めるために YR を低く抑えておくことが大切であることが分かる。

Table 4. List of test specimens.



	b/t_f	d/t_w
QH- 8-33	8	33
QH- 8-42	8	42
QH- 8-50	8	50
QH-10-33	10	33
QH-10-42	10	42
QH-10-50	10	50
QH-12-33	12	33
QH-12-33	14	33
QL- 8-40	8	40
QL- 8-50	8	50
QL- 8-60	8	60
QL-10-40	10	40
QL-10-50	10	50
QL-10-60	10	60
QL-12-40	12	40
QL-14-40	14	40

Table 5. Mechanical properties.

	t (mm)	σ_y (tf/cm ²)	σ_u (tf/cm ²)	YR	El (%)
QH-9	9.17	5.36	6.11	0.88	23
QH-6	6.58	6.01	6.61	0.91	15
QL-9-1	9.50	4.62	5.74	0.80	28
QL-9-2	9.42	4.64	5.83	0.80	27
Average	9.46	4.63	5.79	0.80	28
QL-6-1	6.27	5.00	5.94	0.84	23

t : Thickness (measured) σ_y : Yield stress σ_u : Tensile strength
 YR: Yield ratio (= σ_y / σ_u) El: Elongation

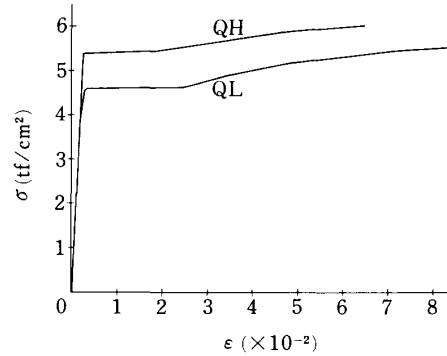


Fig. 30. Stress-strain curve by coupon test ($t=9$ mm).

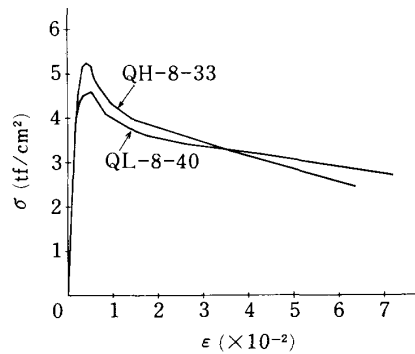


Fig. 31. Stress-strain curve by stub-column test.



Photo. 2. Deformed specimen (QL-12-40).

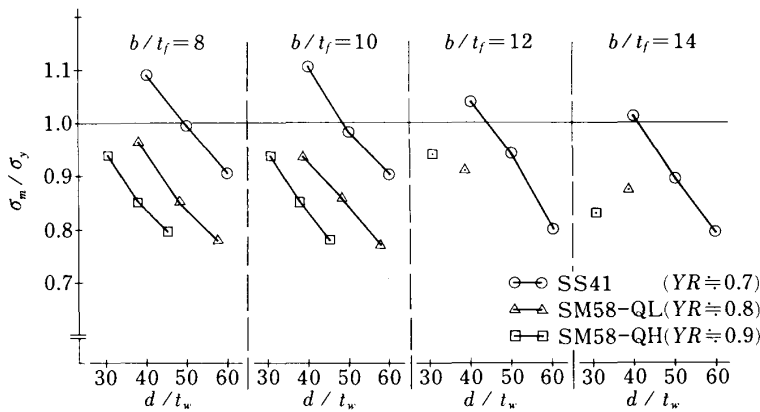


Fig. 32. $\sigma_m/\sigma_y-d/t_w, b/t_f$ relationships.

5. 局 部 座 屈

圧縮と曲げを受ける鋼部材への変形能力に影響を及ぼす要因の一つに局部座屈挙動がある。そこで降伏比 YR が局部座屈耐力に与える影響をみるために、従来の SM58 材 (QH) と降伏比を小さくした改良型 SM58 材 (QL) のスタブカラムテスト (短柱圧縮試験) を行い、その耐力を SS41 材と比較した。

試験体は Table 4 に示すように QH 材 8 体、QL 材 8 体であり、主なパラメーターは、フランジの幅厚比 b/t_f 、ウェブの幅厚比 d/t_w である。なお試験体の長さ l は、局部座屈が十分進展し、かつ全体座屈をおこさない程度の長さとして、長辺 (d) の 3 倍または短辺 ($2b$) の 5 倍のうち小さいほうの値とした。

各鋼材の機械的性質を Table 5 に、応力-歪み関係を Fig. 30 に示す。おおむね QH の YR は 0.9 であり、QL の YR は 0.8 である。

スタブカラムテストによる応力-歪み関係の一部を Fig. 31 に、最終変形状況を Photo. 2 に示す。そして、実験から得られた σ_m/σ_y (σ_m : 最大応力, σ_y : 素材試験結果を用いて計算した全断面の降伏応力) をプロットし

たものが Fig. 32 である。なお図中には参考のために SS41 材の実験結果もプロットしている。これをみると、YR が大きくなるに従って同じ $b/t_f, d/t_w$ でも σ_m/σ_y が小さくなっているのがわかる。はりや柱の局部座屈耐力が小さければ、それだけ塑性域の広がりも小さくなり、従って変形能力も小さくなると考えられる。よってスタブカラムテストの結果をみても YR を小さくすることが重要であることがわかる。

文 献

- 1) 加藤 勉: JSSC., 2 (1966) 9, p. 27
- 2) B. KATO and T. OKUMURA: Structural Behaviour Including Hybrid Construction. 10th Congress of IABSE, Tokyo (1976 年 9 月)
- 3) 加藤 勉: 製鉄研究 (1986) 321, p.4
- 4) 桑村 仁, 佐々木道夫: 日本建築学会学術講演梗概集 (1987), p. 949
- 5) 青木博文, 増田正之: 日本建築学会構造系論文報告集 (1985) 358, p. 94
- 6) 青木博文, 加藤 勉, 難波恒夫, 佐藤巨宏: 日本建築学会論文報告集 (1982) 320, p. 36
- 7) 桑村 仁, 志村保美: 日本建築学会学術講演梗概集 (1987), p. 873
- 8) 桑村 仁: 日本建築学会学術講演梗概集 (1987), p. 845