

鋼材規格と塑性変形性能

福山大学工学部教授

大阪大学・名古屋大学名誉教授

福 本 昉 士

1. はじめに

設計時に想定された損傷、崩壊モードと実際に現場に残された被害の程度の違いを検証し、両者をより一層近づけ、さらに所定の耐震性能を確保することが耐震構造設計法の目標であると言える。さらに、鋼橋の設計には耐震以外に設定する各種の限界状態に対しても所定の安全性を確保し、要求性能を満たすことが必要とされる。なかでも常時に作用する組合せ活荷重に対する構造挙動を弾性限度内に抑え、過度のたわみ変形や荷重の動的効果を抑え、支承部や床版の劣化を防ぎ維持管理を容易にし、耐久性を高め、周辺環境との調和をはかるなどの鋼橋に求められる多様な要求性能を満たすことは言うまでもない。

大震災後、鋼橋の分野でも塑性座屈、塑性耐力、塑性ヒンジ、弾塑性くり返し挙動、塑性変形能、構造物のダクティリティーなどの用語が被害度の分析、解説にひんばんに登場するようになった。これまでの鋼構造物の座屈設計の研究者の研究範囲が広がった。鋼構造物の座屈設計の研究は、これまで構造物の安定照査、すなわち座屈現象によって構造物が崩壊の危険にさらされないようにすることを照査することを主目的としてきた。実際の座屈設計においては座屈に直接に関係するすべての量を含めた座屈パラメータとよばれる。

$$\bar{\lambda} = \sqrt{F_y / \sigma_e} \dots\dots\dots (1)$$

(F_y = 保証降伏点応力, σ_e = 弾性座屈応力) を適当に選ぶことができる。この座屈パラメータは構造形態に応じて、例えば構造物を構成する板要素の幅厚比 b/t (b = 板幅, t = 板厚), パイプ断面の径厚比 $D/2t$ (D = パイプ直径, t = 管厚), 柱の細長比 l/r (l = 柱の長さ, r = 断面2次半径) を選ぶことになる。これらのパラメータを用いて座屈設計のための最大強度式を設定している。許容応力度法に慣れ親んできた鋼橋分野では最大強度、座屈強度、安定が主たる関心事であり、構造物のダクティリティー、ねばりが設計対象に入ってこなかった。

2. 構造物の塑性変形能

不静定次数の高い一般の鉄骨構造物では曲げモーメントによる塑性ヒンジの逐次形成により構造物の曲げモーメント再配分がなされ、構造物の塑性変形能を確保しつつ塑性強度に達するようにしている。構造物全体の弾性限から塑性強度までの降伏後の強度を有効に利用しようとする塑性設計法では、断面に所定の塑性ヒンジ回転角が確保できるように断面を構成する板要素の最大幅厚比を制限している。強地震時の塑性強度、したがって、塑性変形によって地震エネルギーを積極的に吸収しようとする地域では、断面を構成する板要素のフランジの最大幅厚比制限をさらに厳しくし、塑性設計の板要素の最大幅厚比の80~85%としている。これによって、塑性ヒンジ断面の塑性回転角は弾性限回転角の7~9倍ま

で確保できるようにしている。もっとも、この程度まで塑性変形を許容するとそれに伴って構造物に損傷、崩壊が生じることになる。被害をある崩壊モードにコントロールしながら、期待する塑性変形能が得られるという耐震性能が求められる。

不静定次数の低い土木構造物、鋼製橋脚では構造物全体としての弾性限から塑性強度までの強度、したがって、塑性変形もあまり期待できない。薄肉補剛板によって構成される断面形状では、断面は塑性強度に達しても補剛板の縦リブのねじれ局部変形の結果、塑性ヒンジとなる回転能を確保することに困難がともなう。震災前後から鋼製橋脚の塑性変形性能向上のための提案が各研究機関、各種プロジェクトでなされている。以下の提案は筆者らが進めているものである。

- 1) 橋脚内に生ずる曲げ圧縮応力による塑性域の広がりを広く分布させる。これには作用曲げモーメントと抵抗曲げモーメント分布を近づけ橋脚の高さに沿って曲げ応力一定となるようにする。これには板厚が連続的に変化するテーパ板を使用する。
- 2) 横断面形状を塑性変形中もできるだけ保持できるようにせん断壁状のものを断面内に配置し、閉断面セルの数を多くする。これによって縦リブの局部座屈による変形能の低下を防ぐ。このせん断壁には曲げ強度を抑えるために極低降伏点鋼を用いる。
- 3) 門型ラーメン構造の鋼製橋脚の場合、柱とはり隅角部に塑性域を広げるよりは、その部分は弾性域のままとし、はり中央部腹板に交番せん断力による斜張力場を発生させ、せん断型塑性リンクとしての変形性能を期待する。隅角部パネルおよびその近傍は厚板の配置と溶接線の組合せによって多軸応力状態となり、単純引張りに比べてのびが制限され、弾性限も高くなり、ぜい性破壊の可能性が高くなる。そして、この箇所での塑性域の広がりの確保は困難となる。

3. 材料強度のばらつきと塑性変形能

JISの鋼材規格によれば、溶接構造用圧延鋼材では引張試験による降伏点応力は板厚の区分によって規格下限値 F_{ymin} を、そして、引張強さ F_u は上、下限値、のびの下限値を規定している。JISと同じように、BS (英)、NF (仏)、DIN (独)、EN (EU)では降伏点応力の規格下限値および、引張強さの規格下限値は板厚の厚い方で低下させている。これに対しASTM (米)ではほとんどの場合、降伏点応力、引張強さともに規格下限値は板厚によらず一定としている。最新のわが国の道路橋示方書(1996年12月)によればJIS規格材と区分して板厚により降伏点、引張強さが変化しない鋼材の使用を可能にしている。例えば、100mm厚の鋼板でも、化学成分(例えばC、Mn)の調整で薄い鋼板と同じ材料強度を保証することは比較的容易にできる。塑性変形による地震エネルギー吸収をより確実にするため、JIS、ASTMでは建築構造用圧延鋼材のSM400、SM490級では降伏点応力の上、下限値を規定し(JIS SN材の上、下限値の差120MPa、ASTM A6では差105MPa)引張強さはSN材の上、下限値差120MPa、ASTM A6では下限値規定のみ、降伏比はJIS 0.80以下、ASTM 0.85以下と定めている。

NF (仏)では、鋼重軽減、加工コストダウン、フランジの平滑化による疲労の向上、外観の良さもあって板厚が連続的に線形に変化する5形状のテーパ板を規定している。それによると、テーパの最大傾斜値は5 mm/m、特別には7 mm/m、板の最大長さ12m、板厚範囲20~150mm、板の最大変化厚量40mmとしている。

設計上と実際の損傷、崩壊モードの違いの大きな要因に、設計に用いる材料強度の最低規格値と実際強度との違い、すなわち、材料強度のばらつきの問題がある。特に不静定次数の低い構造物では弾性限強度のばらつきが、その後の弾塑性座屈強度と変形、塑性強度と塑性変形能に影響を及ぼす。

図1(a), (b)は溶接構造用圧延鋼材SM400C, SM490Cの降伏点応力 (f_y) と引張強さ (f_u) のミルシートによる実績値を縦軸に、板厚 t を横軸に示している。また、JISの規格値を与えている。

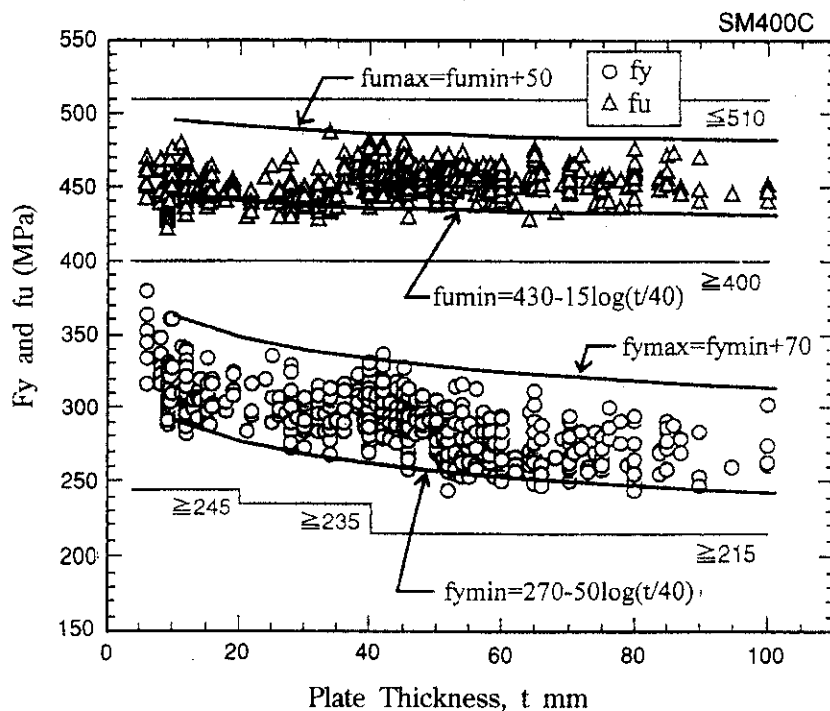


図1(a) SM400Cの降伏点応力 (f_y) と引張強さ (f_u)

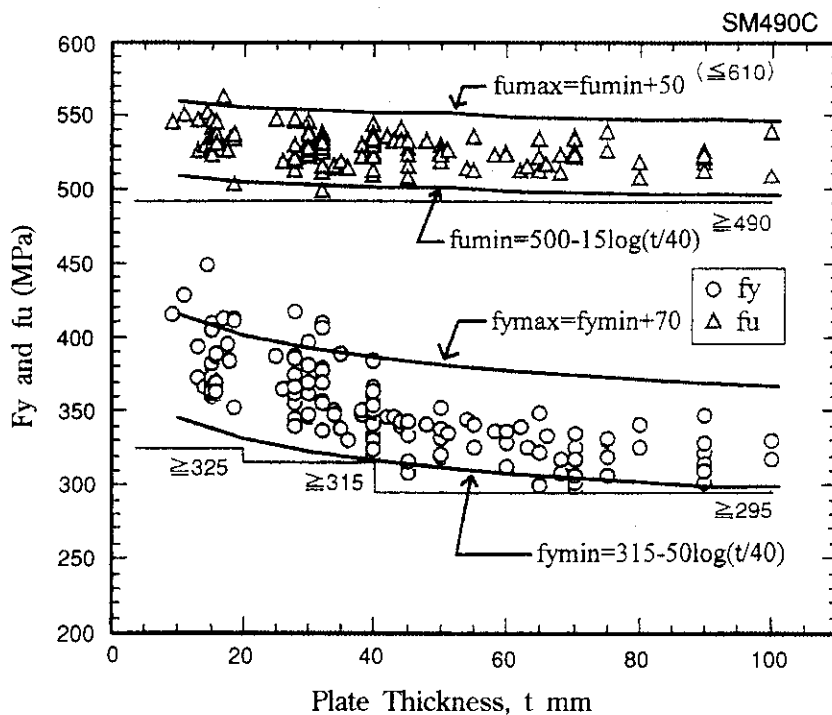


図1(b) SM490Cの降伏点応力 (f_y) と引張強さ (f_u)

降伏点応力の実績値は板厚 t とともに減少の傾向にある。一方、引張強さは板厚 t に無関係にほぼ一定値を保っている。これらの実績値の上、下限値を板厚 t を関係として次式のように板厚 t の常用対数と線形関係にあるとして与えている。また $t = 40\text{mm}$ の実績値を基準値として選んでいる。

SM400では、

$$\begin{aligned} f_{ymin} \text{ (MPa)} &= 270 - 50 \log (t/40) \\ &= 350 - 50 \log t \dots\dots\dots (2) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{ymax} &= f_{ymin} + 70 \\ &= 420 - 50 \log t \dots\dots\dots (3) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{umin} &= 430 - 15 \log (t/40) \\ &= 455 - 15 \log t \dots\dots\dots (4) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{umax} &= f_{umin} + 50 \\ &= 505 - 15 \log t \dots\dots\dots (5) \end{aligned}$$

SM490では、

$$\begin{aligned} f_{ymin} &= 315 - 50 \log (t/40) \\ &= 395 - 50 \log t \dots\dots\dots (6) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{ymax} &= f_{ymin} + 70 \\ &= 465 - 50 \log t \dots\dots\dots (7) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{umin} &= 500 - 15 \log (t/40) \\ &= 525 - 15 \log t \dots\dots\dots (8) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{umax} &= f_{umin} + 50 \\ &= 600 - 30 \log t \dots\dots\dots (9) \end{aligned}$$

SM400, SM490ともに f_{ymin} と f_{ymax} の差は70MPa, f_{umin} , f_{umax} の差は50MPaの一定値としている。

SM400とSM490の降伏点応力の下限規定値 F_y は $t = 40 \sim 100\text{mm}$ では80MPaの差となっているが、実績値をみると両者のばらつきから重なり合っている部分がかかなりあり、 f_{ymin} (SM490) と f_{ymax} (SM400) の差は $-20 \sim -24\text{MPa}$ となり、SM490の最低値は常にSM400の最大値より22MPa程度降伏点応力が逆転している。一方、引張強さ f_u のばらつきは小さいので両者の逆転はみられない。このような材料強度の組合せを構造部材に使うと、設計時の下限規定値とは異なりSM490の方がSM400より先に弾性限強度に達することが起る。

SM400を例にとると $t = 38\text{mm}$ では

$$f_{ymin} = 1.15 F_y,$$

$$f_{ymax} = 1.45 F_y.$$

ここに、 $F_y = 235\text{MPa}$

が得られる。下限規定値 F_y に対して断面の塑性変形能を保証している圧縮フランジ板の最大幅厚比 $(b/t)_0$ は

$$\begin{aligned} f_{ymin} = 1.15F_y \text{ では} \\ \left(\frac{b}{t}\right)_0 \sqrt{\frac{F_y}{f_{ymin}}} = 0.93 \left(\frac{b}{t}\right)_0 \dots\dots\dots (10) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{ymax} = 1.45F_y \text{ では} \\ \left(\frac{b}{t}\right)_0 \sqrt{\frac{F_y}{f_{ymax}}} = 0.83 \left(\frac{b}{t}\right)_0 \dots\dots\dots (11) \end{aligned}$$

となり、それぞれの実績値の降伏点応力に達するには式 (10), (11) の最大幅厚比に低減させることになる。

同様に、パイプ断面では、最大径厚比 $(D/2t)_0$ は、

$$f_{ymin} = 1.15F_y \text{ では、} \\ (D/2t)_0 (F_y/f_{ymin}) = 0.87 (D/2t)_0 \dots\dots\dots (12)$$

$$f_{ymax} = 1.45F_y \text{ では、} \\ (D/2t)_0 (F_y/f_{ymax}) = 0.69 (D/2t)_0 \dots\dots\dots (13)$$

となり、それぞれの実績値の降伏点応力に達し、塑性変形能を保証してくれる最大径厚比は式 (12), (13) の値に低減させる必要がある。

宇佐美は中空箱形断面柱、パイプ断面柱の塑性変形能を限界ひずみ $\epsilon_{u,s}$ によって定義している。圧縮板、曲面板の平均圧縮応力が最大値 σ_{max} をすぎ、 $0.95 \sigma_{max}$ まで降下したときの点での平均ひずみを限界ひずみとしている。一軸圧縮による 4 周単純支持無補剛板、およびパイプ断面で次式を提案している。

$$\text{板} \quad \frac{\epsilon_{u,s}}{\epsilon_y} = \frac{0.07}{(\bar{\lambda}_p - 0.2)^{2.53}} + 1.85 < 20.0 \dots\dots (14)$$

ただし、 $\bar{\lambda}_p \leq 0.2$ のときは、 $\epsilon_{u,s}/\epsilon_y = 20.0$ とする。

$$\text{パイプ} \quad \frac{\epsilon_{u,s}}{\epsilon_y} = \frac{0.445}{(\bar{\lambda}_s - 0.03)^{0.6}} + 1.0 \dots\dots\dots (15)$$

ただし、 $0.03 < \bar{\lambda}_s < 1.0$

ここに、 $\bar{\lambda}_p$, $\bar{\lambda}_s$ は式 (1) によって次式で与えられる。

$$\text{板} \quad \bar{\lambda}_p = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2)}{4}} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \left(\frac{b}{t}\right)_0 \dots\dots\dots (16)$$

$$\text{パイプ} \quad \bar{\lambda}_s = \sqrt{3(1-\nu^2)} \left(\frac{F_y}{E}\right) \left(\frac{D}{2t}\right)_0 \dots\dots\dots (17)$$

ここに、ポアソン比 $\nu = 0.3$, $E =$ ヤング率

先の SM400, $t = 38\text{mm}$ を例にとり、限界ひずみ $\epsilon_{u,s}/\epsilon_y$ を式 (14) から求めると、下表のようになる。

$\bar{\lambda}_p$	$\epsilon_{u,s} / \epsilon_y$	
	0.35	0.40
$(b/t)_0$	19	22
F_y のとき	10.35 (100)	5.96 (100)
$f_{ymin} = 1.15 F_y$	7.21 (70)	4.73 (79)
$f_{ymax} = 1.45 F_y$	5.08 (49)	3.60 (60)

パイプ断面の限界ひずみ $\epsilon_{u.s} / \epsilon_y$ を式 (15) から求めると、下表のようになる。

$\bar{\lambda}_s$	$\epsilon_{u.s} / \epsilon_y$	
	0.05	0.08
$(D/2t)_o$	26	42
F_y のとき	5.65 (100)	3.68 (100)
$f_{ymin}=1.15 F_y$	4.84 (85)	3.36 (91)
$f_{ymax}=1.45 F_y$	3.96 (70)	2.90 (80)

これらの表から降伏点応力が下限規格値のときの限界ひずみ、ひいては、塑性変形能は実際の降伏点応力が高くなると、急速に低減する傾向にある。また、断面がコンパクトになるほど、その傾向は大きくなる。塑性変形によって地震エネルギーを積極的に吸収しようとする場合、下限規格値 F_y で構造設計した横断面板厚寸法が、使用する鋼種 material 強度、のびのばらつきによって、塑性変形能を規定する最大幅厚比、最大径厚比に及ぼす影響、限界ひずみの減少に及ぼす程度についてフランジ板、パイプ断面を例に説明した。不静定次数の低い土木構造物の使用鋼材の降伏点応力のばらつきが塑性変形能に及ぼす影響を明らかにする必要がある。

4. 今後の検討課題

不静定次数の低い構造物で、かつ塑性変形能の確保が問題となる構造部位では、各鋼種ごとの降伏点応力のばらつきの上、下限値の差を低く抑え、下限規定値とのへだたりを小さくする。これにより、フランジ板要素の局部座屈をとまなう圧縮強度と塑性変形能の低下を抑え、設計時に設定した最大幅厚比制限を保証する。各鋼種ごとの材料強度のばらつきの平均値、変動係数を求め、変動係数を現状の構造用鋼のその半分程度に低くする。

鋼材の引張試験による耐震性能向上に適した応力—ひずみの形状、降伏棚の長さの不静定次数の大きさ、引張強さに対応するひずみ（引張ひずみ）量のばらつき、降伏応力比（降伏点応力／引張強さ）ならびに降伏ひずみ比（降伏ひずみ／引張ひずみ）など構造設計法に塑性変形性能の確保が問題となる今後に必要な検討項目となる。

耐震性能向上のため材料面からの寄与が必要とされる。

鋼橋に利用する高性能鋼の開発に拍車がかかり、多くの試み、実際への利用が検討されている。米国ではFHWAが中心となり高性能無塗装耐候性鋼材HPS 70W ($F_y=480\text{MPa}$ 級)、HPS 100W (700MPa級)の試験桁による疲労、ぜい性破壊実験を行い、製作条件との検討を行っている。また、高性能鋼を用いるに適した構造システム、構造設計コンセプトの開発がフランスで進められている。これらの欧米での開発は鋼橋の構造設計法が許容応力度設計法から限界状態設計法に移行した時期と歩調を合わせるように進んでいる。

参考文献

- 1) Pierre Bourrier et Jacques Brozzetti, "Construction métallique et mixte acier-béton, calcul et dimensionnement, selon les Eurocodes 3 et 4, Eyrolles, 1996.
- 2) Proceedings of the 3rd International Symposium on Steel Bridges, ECCS, October 3- November 1, 1996, Rotterdam.
- 3) Proceedings of the National Steel Bridge Symposium, FHA, AASHTO, AISI, AISC, October 15- 17, 1996, Chicago.
- 4) Proceedings of the 2nd US Seminar on Seismic Design, Evaluation and Retrofit of Steel Bridges, November 20-21, 1996, San Francisco.
- 5) Y. Fukumoto, "New constructional steels and structural stability" Engineering Structures, Vol.18, No. 10, pp.786- 791, 1996.
- 6) 道路橋示方書・同解説 (I 共通編, II 鋼橋編, V 耐震設計編), (社) 日本道路協会, 1996.12.
- 7) 宇佐美 勉, ハイダクティリティー鋼製橋脚, 橋梁と基礎, 1997年6月号.
- 8) 建設省土木研究所, 首都高速道路公団, 阪神高速道路公団, 鋼材倶楽部, 日本橋梁建設協会, 道路橋橋脚の地震時限界状態設計法に関する共同研究報告書 (I) - 鋼製橋脚の正負交番繰返し載荷実験 -, 1997年4月.
- 9) 鋼橋の耐震設計指針案と耐震設計のための新技術, 土木学会鋼構造委員会・鋼構造新技術小委員会・耐震設計研究WG (主査 宇佐美 勉), 1996年7月.