

第19章 変形性能

19.1 概 説

静的荷重を受ける土木鋼構造物の設計においては、変形性能（変形の限界値）を問題にすることはまれであり、多くの場合、降伏強度、座屈・耐荷力などの耐荷性能（力の限界値）に基づいて設計が行われている（表 3.3.2, 表 3.3.3 参照）。これは、単調に増大する荷重と弾性設計を基本にしているからであるが、塑性設計においては、構造物が塑性崩壊に達するまで部材が十分な回転容量 (*Rotation capacity*) を持つことが要求されるため、静的荷重の範疇でも部材および板要素の変形性能が問題となる。

一方、大地震に対しては、構造物に塑性変形による履歴減衰を期待する設計を行うことが経済的になるため、繰り返し荷重下における部材・部品の変形性能が構造物の耐震性能を支配する重要なパラメータとなってくる。図 19.1.1 は、上部構造の重量に相当する一定鉛直荷重 (P) の下で、地震力を想定した繰り返し水平荷重 (H) を受ける単柱式鋼製橋脚モデルの実験から得られた水平荷重 (H)—水平変位 (δ) の履歴曲線の包絡線の概念図である [土木学会, 1996; 鉄道総合技術研究所, 1999]。土木鋼構造物の特徴である比較的薄肉な断面をもつ橋脚では、最高荷重 H_{\max} 近傍で局部座屈が発生し、それが進展していく過程で、塑性域の拡がりおよび部材の $P-\Delta$ 効果との相乗効果により次第に耐荷力を失っていく。このような挙動は、単柱式鋼製橋脚に限らずラーメン橋脚などについても見られる現象である。柱基部の母材あるいは溶接部（角溶接あるいはベースプレートと脚の溶接部）の低サイクル疲労による亀裂は、通常水平荷重がかなり低下した時点（コンクリート無充填橋脚の場合は降伏荷重近傍まで復元力が低下した時点）で発生する。但し、厚肉の鋼製橋脚あるいはコンクリート充填鋼製橋脚の場合は、低サイクル疲労による亀裂が最高荷重に達する前に現れる場合もある。結局、鋼構造物の変形性能に深く関わる特性は、塑性域での連成座屈現象（局部座屈と全体座屈）と材料の低サイクル疲労現象であり、耐震設計においても座屈現象の深い理解が必須である。

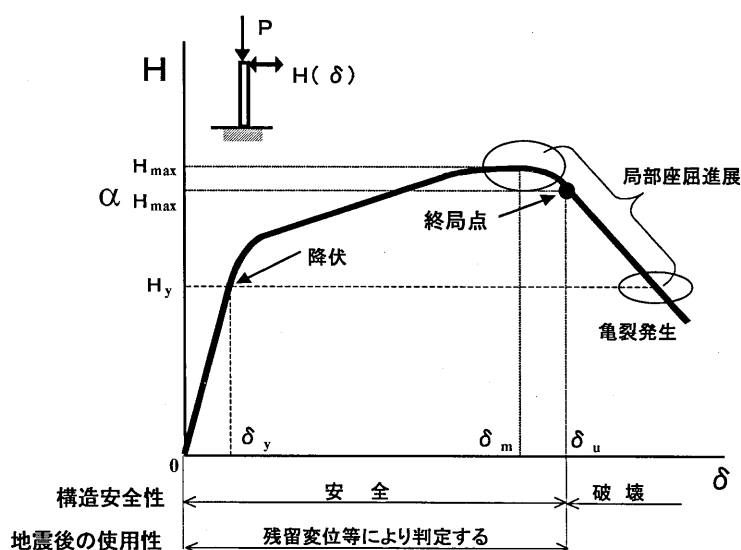


図 19.1.1 繰り返し荷重を受ける単柱式鋼製橋脚の水平荷重—水平変位履歴曲線の包絡線と損傷関係のイメージ図

第3章で述べたように、構造物の性能照査は一般に応答値 (*Demand: S*) と限界値 (*Capacity: R*) を用いて、次式の形で行われ、変形性能は、限界値 *R* の一つとして用いられる。

$$S \leq R \quad (19.1.1)$$

19.2 耐震要求性能と性能照査法

耐震性能照査は、大別して、力（慣性力）あるいは変形を照査指標として行われる。耐震性能照査は、動的挙動に対する照査であるから、死・活荷重に対する安全性照査と異なり、“力”で考えるより、“変形”で考えるほうが分かりやすい。動的荷重の場合には、最大荷重点（図 19.1.1 の H_{\max} ）は必ずしも構造安全性に対する限界状態ではなく、変形がそれを超えると構造物が破壊すると想定される終局変形点（図 19.1.1）を限界状態と考え、地震による応答変形が終局変形点に対応する変形より小さければ安全と考える変形照査法の方が合理的かつ明解である。その中でも、鋼構造物の場合には、変位あるいはひずみで照査する方法が推奨される。変位による照査は、照査すべき変位の位置が明らかで、その限界値の算定方法が確立されている、単柱式橋脚、門型ラーメン橋脚などに用いられる。しかし、アーチ橋などどの点の変位を照査すべきか、またその限界値をどのように算定すべきかが明確でない。そのような場合には、ひずみあるいは曲率による照査が用いられる。ただし、鋼構造物の終局変形点は、構成板要素が局部座屈の進展により変形能を失うことによって決まる場合が多いため、部材軸の変位と関連する曲率よりも、板要素の局部座屈に関連するひずみで照査するほうがよい。地震後の使用性照査は、現行道路橋示方書では残留変位により照査されているが、最大応答変位、最大応答曲率、最大応答ひずみによっても照査することができる。そのうち、推奨される照査指標は、安全性に対する照査と同じ理由で、変位あるいはひずみである。

以上の考察を基に、鋼構造物の要求性能に対する「上位、中位、下位の表現」（3.3.3 参照）をまとめたものが表 19.2.1、表 19.2.2 である [JSSC, 2001]。終局限界状態の照査は、変形照査に加え、低サイクル疲労照査（疲労亀裂の発生照査）が加えられている。一方、地震後の使用性に対応する評価性能は機能が保持され、復旧が可能な状態として、残留変位、最大応答変位、あるいは最大応答ひずみによって照査される。以下、構造安全性における変形性能照査の概要を述べる。詳細については文献 [土木学会・JSSC, 2000；宇佐美ら, 2001；

表 19.2.1 鋼構造物の耐震設計における要求性能の上位と中位の表現

荷 重	上 位	中 位
設計供用期間中に発生する確率が高い地震動（レベル 1 地震動）	損傷しない	①部材・部品は降伏をしない ②構造物全体および部材は座屈崩壊しない ③基礎は支持・転倒・滑動に対して安定である ④基礎の変位は上部構造に有害な影響を及ぼさない
設計供用期間中に発生する確率は低いが大きな強度を持つ地震動（レベル 2 地震動）	損傷しない	①非エネルギー吸収部材・部品 ¹⁾ は降伏限界を超えない ②非エネルギー吸収部材・部品 ¹⁾ は座屈崩壊しない
	破壊しない	③エネルギー吸収部材・部品 ²⁾ は変形限界を超えない ④エネルギー吸収部材・部品 ²⁾ は低サイクル疲労破壊しない ⑤上部構造と橋脚の相対変位は変位限界（桁かかり長）を超えない ⑥基礎の変位は上部構造に有害な影響を及ぼさない
	限定した損傷にとどまる	⑦部材・部品は構造物の重要度および設計地震動によって決まる損傷限界を超えない

1) 上部構造、橋脚アンカー部、基礎（壁式橋脚の基礎を除く）、金属支承、落橋防止システムなどの塑性変形によるエネルギー吸収が原則として許容されない、または期待できない部材・部品

2) 橋脚、免震支承、制震ダンパーなど塑性変形によるエネルギー吸収を期待する部材・部品。

表 19.2.2 鋼構造物の耐震設計における要求性能の下位の表現 (耐震照査法)

要求性能					
基本性能	限界状態	評価性能	照査指標	照査 ($S \leq R$)	
				応答値 S	限界値 R
構造 安全性	終局限界 (中位の ③, ④)	(1) 変形性能	変位	最大応答変位 δ_{max}	終局変位 δ_u
			ひずみ	最大応答ひずみ $\epsilon_{max}, \gamma_{max}$	終局ひずみ ϵ_u, γ_u
		(2) 低サイクル 疲労	ひずみ	累積疲労損傷度	限界疲労損傷度 (マイナー和=1.0)
地震後の 使用性	使用限界 (損傷限界) (中位の⑦)	(3) 機能保持性 復旧性	変位	残留変位 δ_R	残留変位制限値 $(\delta_R)_{lim}$
				最大応答変位 δ_{max}	変位制限値 $(\delta)_{lim}$
			ひずみ	最大応答ひずみ $\epsilon_{max}, \gamma_{max}$	ひずみ制限値 $(\epsilon)_{lim}, (\gamma)_{lim}$

(注 1) 照査は、(1)、(2) および (3) について行い、照査方法は変位 (2つの方法がある場合はどちらか選択) あるいはひずみを照査指標とする方法のどちらかを選択する。

(注 2) 中位の③, ④, ⑦については、表 19.2.1 参照

JSSC, 2003] を参照されたい。

(1) 変位による構造安全性の照査法

限界値 R は、図 19.1.1 に示した、繰り返し荷重を受ける鋼構造物の実験あるいは解析から得られた水平荷重—水平変位関係において、水平荷重が最大荷重点を過ぎてからある程度低下した点 (例えば 95 % 荷重点) での変位 δ_u (終局変位) を想定終局変形点とするのが、安全性および経済性などの観点から合理的である [宇佐美ら, 2001]。コンクリート無充填の単柱式鋼製橋脚に対する δ_u の算定式は、補剛箱形断面、無補剛箱形断面、パイプ断面に対して後述の表 19.3.1, 表 19.3.3 にまとめられている。一般的な鋼製橋脚 (コンクリート無充填、コンクリート充填鋼製橋脚、ラーメン橋脚など) に対する終局変位 δ_u の算定は、19.6 で述べるように、はり要素を用いた Pushover 解析に、終局変形点を定めるための基準 (破壊基準) を適用して求める。シェル要素を用いた複合非線形解析による Pushover 解析を行えば、終局変位 δ_u は、破壊基準を導入することなく直接算定可能である。しかし、シェル要素による非線形解析はメッシュ分割、収束性など、解析上の問題点が多い [宇佐美ら, 2001]。従って、実務では、局部座屈を無視した、はり要素を用いて行われることがほとんどであるため、局部座屈と全体座屈による強度劣化によって決まる構造物の終局変形点を定めるために破壊基準を導入する必要がある。19.6 には、部材の長さ方向に設定した有効破壊長領域での圧縮側の最外縁 (箱形断面の場合は圧縮フランジ) の平均圧縮ひずみが、別途部材セグメントの弾塑性有限変形解析から定めた終局圧縮ひずみ ϵ_u に達したときに構造物は終局状態に達するという手法が紹介されている。また、ラーメン橋脚などでは、はりの腹板に非常に薄い板が用いられる場合があり、腹板のせん断変形 γ_{max} が腹板のせん断座屈解析から定めた終局変位 γ_u に達する可能性がある [森下 (宣) ら, 2002; 奥村ら, 2002; Chusilp et al., 2002a]。その場合には、柱の圧縮ひずみ、あるいは、はりのせん断ひずみのどちらか早く、それぞれの終局ひずみに達した時に対応する橋脚の変位が終局変位 δ_u となる。ただし、はりの腹板が最初に終局状態に達しても構造物全体の耐力劣化は起こらないと考え、せん断パネルに劣化域を含む構成則を使用して解析を行うという手法もある [名古屋高速, 2002]。なお、圧縮終局ひずみ ϵ_u およびせん断終局ひずみ γ_u の算定式については後述する。

応答値 S は、弾塑性地震応答解析によって求められた最大応答変位 δ_{max} である。 δ_{max} は Pushover 解析によって得られる水平荷重—水平変位関係からバイリニアまたはトリリニアの骨格曲線を求め、移動硬化則を仮定した復元力特性を用いて、1 自由度系構造物に対する時刻歴応答解析を実施することによって算定される [土木学会・JSSC, 2000] か、あるいは、与えられた構造物から直接、時刻歴応答解析を行って算定される。なお、簡便法としては、弾性応答変位からエネルギー—一定則、変位一定則などの経験則、あるいは所要降伏震度スペ

クトルにより推定することも可能であるが、一般に精度が劣る [土木学会・JSSC, 2000].

(2) ひずみによる構造安全性の照査法

この方法は汎用性のある方法であり、その妥当性は単純な構造物（単柱式橋脚および一層ラーメン橋脚）に対して、実験あるいはシェル要素を用いた解析結果との比較により検証されている [森下ら, 2002a, 2002b]. この方法は、与えられた構造物の弾塑性時刻歴応答解析をはり要素を用いて実施し、最も危険な（最大応答ひずみが最大の）部材セグメント（CMS-critical member segment）に設定した

有効破壊長領域での圧縮フランジ上の平均圧縮ひずみ時刻歴 $\varepsilon_a(t)$ を算定して応答値 S とし、それと前述の終局圧縮ひずみ ε_u を限界値 R として照査を行う方法である。図 19.2.1 にこの方法のイメージ図を示す。なお、前述のように、ラーメン橋脚の横はりの腹板がせん断変形により終局状態に達する恐れがあるとき、あるいは隅角部腹板に対してはその照査も行う必要がある。この照査法をアーチ橋あるいはトラス橋に適用した例として文献 [巢山ら, 2000; Nonaka et al., 2001; 野中ら, 2003a, 2003b; JSSC, 2003; 葛ら, 2004; 宇佐美ら, 2004] がある。

以上まとめると、破壊基準は、次のような場合に用いられる。

- はり要素による Pushover 解析を行ったときの終局状態の算定
- はり要素による動的解析を行ったときの安全性照査

何れの方法においても構造物の限界値を定めるためには、部材セグメントあるいは板要素の終局ひずみが重要となる。これについて次節で述べる。

19.3 単柱式鋼製橋脚の限界値の推定式

(1) T 形橋脚（中心軸圧縮単柱式橋脚）

無補剛箱形断面、補剛箱形断面、パイプ断面の単柱式 T 形鋼製橋脚（上部構造重量が脚柱の中心軸に作用する橋脚、写真 19.3.1）に対しては、図 19.1.1 のような $H - \delta$ 関係の最大荷重 H_{max} 、最大荷重変位 δ_m 、95 % 荷重点 ($\alpha = 0.95$) の変位 δ_{95} の経験式が、種々のパラメータの関数として表 19.3.1、表 19.3.2 のように与えられている。これらは、一定軸

力の基で繰返し水平荷重を加えた箱形断面橋脚モデルの載荷実験結果を統計処理して得られた平均値の推定式 [鈴木ら, 1995; 土木学会, 1996]、同じ載荷条件のもとでの数値解析結果を加えて精度向上と適用範囲を広げた推定式 [Usami et al., 2000; 葛ら, 2000]、および数値解析結果より求めたパイプ断面鋼製橋脚の推定式 [葛ら, 1997; Gao et al., 1998] である。箱形断面の場合は、標準偏差も示されている。最大荷重変位 δ_m あるいは 95 % 荷重点 ($\alpha = 0.95$) の変位 δ_{95} は、耐震性能照査における限界値（終局変位） δ_u として利用される。繰返し荷重を受ける構造物の強度と変形は一般に繰返しの数などの影響を受けるが、最高荷重あるいは 95 % 荷重点程度までは、その影響は大きくない [宇佐美ら, 1993]。したがって、通常、1 サイクル変動変位両振り載荷

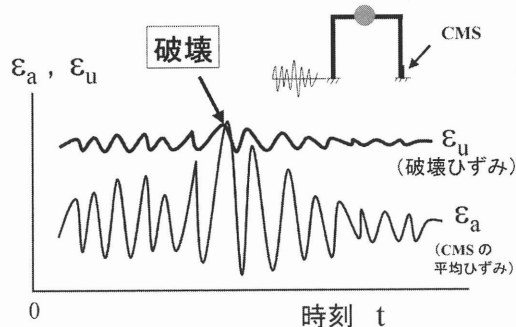


図 19.2.1 ひずみによる照査法のイメージ図

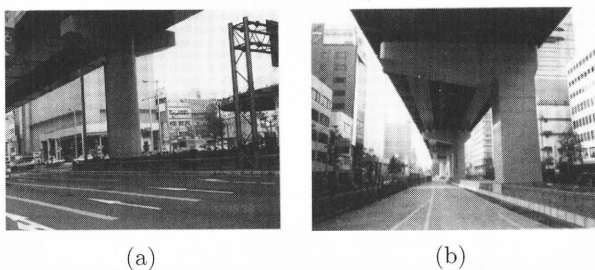


写真 19.3.1 (a) T 形鋼製橋脚, (b) 逆 L 形鋼製橋脚

表 19.3.1 中心軸圧縮鋼製橋脚 (T 形橋脚) の限界値の推定式

断面	量	推定式	適用範囲	標準偏差
無補剛箱形 [鈴木ら,1995; 土木学会,1996]	最大荷重	$\frac{H_{max}}{H_y} = \frac{0.0782}{R_f \bar{\lambda}} + 1.03$ (19.3.1)	$0.3 \leq R_f \leq 0.9$	0.175
	最大荷重時 変位	$\frac{\delta_m}{\delta_y} = \frac{0.0262}{\{R_f \sqrt{\bar{\lambda}}\}^{3.5}} + 2.14$ (19.3.2)	$0.25 \leq \bar{\lambda} \leq 0.5$	0.850
	95 % 荷重時 変位	$\frac{\delta_{95}}{\delta_y} = \frac{0.0670}{\{(1 + P/P_y)R_f \sqrt{\bar{\lambda}}\}^{3.5}} + 2.60$ (19.3.3)	$0.0 \leq P/P_y \leq 0.2$	1.09
補剛箱形 [鈴木ら,1995; 土木学会,1996]	最大荷重	$\frac{H_{max}}{H_y} = \frac{0.101}{R_f \bar{\lambda}} + 0.88$ (19.3.4)	$0.3 \leq R_f \leq 0.7$ $0.25 \leq \bar{\lambda} \leq 0.5$	0.242
	最大荷重時 変位	$\frac{\delta_m}{\delta_y} = \frac{0.00759}{\{R_f \sqrt{\bar{\lambda}}\}^{3.5}} + 2.59$ (19.3.5)	$0.0 \leq P/P_y \leq 0.2$ $\gamma/\gamma^* \geq 3.0$	1.32
	95 % 荷重時 変位	$\frac{\delta_{95}}{\delta_y} = \frac{0.0147}{\{(1 + P/P_y)R_f \sqrt{\bar{\lambda}}\}^{3.5}} + 4.20$ (19.3.6)		1.40
補剛箱形 [Usami et al., 2000; 葛ら, 2000]	最大荷重	$\frac{H_{max}}{H_y} = \frac{0.10}{(R_f \bar{\lambda}' \lambda_s')^{0.5}} + 1.06$ (19.3.7)	$0.25 \leq R_f \leq 0.56$ $0.20 \leq \bar{\lambda} \leq 0.5$	0.07
	最大荷重時 変位	$\frac{\delta_m}{\delta_y} = \frac{0.22}{R_f \sqrt{\bar{\lambda}' \lambda_s'}} + 1.20$ (19.3.8)	$0.0 \leq P/P_y \leq 0.3$ $\gamma/\gamma^* \geq 1.0$	0.59
	95 % 荷重時 変位	$\frac{\delta_{95}}{\delta_y} = \frac{0.25}{(1 + P/P_y)R_f \sqrt{\bar{\lambda}' \lambda_s'}} + 2.31$ (19.3.9)		0.64
パイプ [葛ら,1997; Gao et al., 1998]	最大荷重	$\frac{H_{max}}{H_y} = \frac{0.02}{(R_t \bar{\lambda})^{0.8}} + 1.10$ (19.3.10)	$0.03 \leq R_t \leq 0.11$ $0.25 \leq \bar{\lambda} \leq 0.5$	-
	最大荷重時 変位	$\frac{\delta_m}{\delta_y} = \frac{1}{3(R_t \sqrt{\bar{\lambda}})^{0.8}} - \frac{2}{3}$ (19.3.11)	$0.0 \leq P/P_y \leq 0.3$	-
	95 % 荷重時 変位	$\frac{\delta_{95}}{\delta_y} = \frac{0.24}{(1 + P/P_y)^{2/3} \bar{\lambda}^{1/3} R_t}$ (19.3.12)		-

(注1) 記号は表 19.3.2 参照.

(注2) $H_y = \min\{(M_y/h)(1 - P/P_y), (M_y/0.85h)(1 - P/P_E)(1 - P_u)\}$ は軸力の影響を考慮して算定した降伏水平力, P_E は柱のオイラー座屈強度, P_u は柱の耐荷力 (道路橋示方書による), δ_y は曲げ変形に加えせん断変形も考慮した降伏変位 [土木学会, 1996].

(変位増分を降伏変位にとり, 各変位振幅で 1 サイクルの両振り载荷) の実験あるいは解析結果から δ_u が導びかれている.

表 19.3.1 の箱型断面の辺長比 b/d (フランジ幅/ウェブ幅) は, 無補剛断面の場合は ($1.0 \leq b/d \leq 1.3$), 補剛断面の場合は ($1.0 \leq b/d \leq 1.5$) で行われた結果を基にしている. この範囲を外れる扁平な長方形補剛箱型断面鋼製橋脚 ($0.33 \leq b/d \leq 3.0$) に対する実験と解析は文献 [穂高ら, 2003; 岡田ら, 2003] によって行われている. それによると, 最大荷重および変形性能 (δ_m, δ_{95}) とも概ね表 19.3.1 の式がよい制度で適用できるようなのである. ただし, 最大荷重については, 次の補正係数 β を式 (19.3.4) (あるいは, 式 (19.3.7)) に乗ずるのがよいとされている.

$$\beta = -0.108 (d/b)^2 + 0.460 (d/b) + 0.648 \quad (19.3.23)$$

補正值 β は, $b/d = 0.5$ (強軸载荷) の時 1.14, $b/d = 1.0$ の時 1.0, $b/d = 2.0$ (弱軸载荷) の時 0.85 となる. 実績調査 [中井ら, 1982] によれば多くの鋼製橋脚は $0.5 < b/d < 2.0$ にあり, その範囲内では補正係数は実験値のバラツキの範囲内にあるので, 式 (19.3.4) あるいは, 式 (19.3.7) を $0.5 < b/d < 2.0$ の長方形断面橋脚に使用するのには差し支えないと思われる.

なお, 表 19.3.1 には載せてないが, 縦方向補剛材付きパイプ断面鋼製橋脚 (長さ方向に板厚一定と板厚変化を有する橋脚) の耐震性能に関する実験的研究として井浦らの研究 [井浦ら, 1997, 1998] があり, 強度と変形性能の推定式も提案されている.

表 19.3.2 鋼製橋脚の耐震性能を支配する主要パラメータ [土木学会, 1996]

種類	パラメータ名称	記号	定義式	
共通	軸力比	N/N_y P/P_y	単柱式橋脚の場合は P/P_y を用いる.	
	細長比パラメータ	$\bar{\lambda}$	$\bar{\lambda} = \frac{Kh}{r} \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}}$ (19.3.13)	
	コンクリート充填率	h_c/h	—	
	上部構造重量の偏心比	e/h	—	
箱形断面 フランジ	幅厚比パラメータ ($\gamma/\gamma^* \geq 1.0$ のとき)	R_f R_R	$R_R = R_f = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2)}{4n^2\pi^2}} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}}$ (19.3.14)	
	幅厚比パラメータ ($\gamma/\gamma^* \leq 1.0$ のとき)	R_f	$R_f = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2)}{k\pi^2}} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}}$ (19.3.15)	
	縦補剛材比/最適剛比	γ/γ^*	—	
	(無補剛または縦 方向補剛材が等間 隔に配置)	補剛材細長比パラメータ	$\bar{\lambda}_s$	$\bar{\lambda}_s = \frac{1}{\sqrt{Q}} \frac{a}{r_s} \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}}$ (19.3.16) $Q = \frac{1}{2R_f} \{ \beta - \sqrt{\beta^2 - 4R_f} \} \leq 1.0$ (19.3.17) $\beta = 1.33R_f + 0.868$ (19.3.18)
		補正補剛材細長比パラメータ	$\bar{\lambda}'_s$	$\bar{\lambda}'_s = \frac{\bar{\lambda}_s}{\sqrt[5]{\alpha}}$ (19.3.19)
箱形断面ウェブ (無補剛または縦 方向補剛材が等間 隔に配置)	幅厚比パラメータ (補剛板の時は, $\gamma/\gamma_s^* \geq 1.0$)	R_w	$R_w = \frac{d}{t_w} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2)}{n^2k_s\pi^2}} \sqrt{\frac{\tau_y}{E}}$ (19.3.20)	
			$k_s = 5.34 + 4.0/\alpha_{sub}^2$ ($\alpha_{sub} \geq 1.0$) (19.3.21) $= 4.0 + 5.34/\alpha_{sub}^2$ ($\alpha_{sub} \leq 1.0$)	
パイプ断面 (無補剛)	径厚比パラメータ	R_t	$R_t = \sqrt{3(1-\nu^2)} \frac{\sigma_y}{E} \frac{D}{2t}$ (19.3.22)	

(記号の説明) N は軸力, P は上部構造重量に相当する鉛直荷重, $N_y = P_y$ は全断面降伏軸力, K は有効座屈長係数 (片持柱の時 $K=2.0$), h は柱高さ, h_c はコンクリート充填高さ, r は柱断面の断面 2 次半径, b はフランジ幅, t はフランジ板厚, d は腹板幅, t_w は腹板厚, n はフランジのサブパネル数 (無補剛板の場合 $n=1$), σ_y は降伏応力, E は弾性係数, ν はポアソン比, γ は補剛材剛比, γ^* は圧縮補剛板の必要剛比, k は圧縮補剛板の座屈係数, a はフランジ補剛板のダイヤフラム間隔, r_s は補剛材と幅 b/n の板パネルよりなる T 形断面の, 板パネルに平行な主軸回りの断面 2 次半径, $\alpha = a/b$ はフランジ補剛板のアスペクト比, α_{sub} は補剛材で仕切られた腹板サブパネルのアスペクト比, γ_s^* はせん断力を受ける補剛板の最適剛比で後述する, D はパイプの直径

(2) 逆 L 形鋼製橋脚 (偏心軸圧縮鋼製橋脚)

市街地高架橋橋脚に見られるような, 上部構造重量が橋脚の軸線に対して偏心して作用する単柱式鋼製橋脚 (写真 19.3.1(b)) の繰り返し載荷実験および数値解析も数多く実施され [宇佐美ら, 1997, 葛ら, 2000; Gao et al., 2000a; Gao et al., 2000b; 後藤ら, 2001; 成瀬ら, 2001; 崎本ら, 2002; 青木ら, 2003; 葛ら, 2003], それらの結果より強度と変形能の推定式が表 19.3.3 のように提案されている. 水平力が面内方向 (橋軸直角方向) に作用する場合には, 上部構造重量が作用する側 (偏心側) とその反対側では水平荷重—水平変位の履歴曲線が異なってくるため, 最高荷重と変形能も異なってくる. 複合の上段は偏心側, 下段はその逆側の推定式である. 表 19.3.3 の推定式は, 何れも, 中心軸圧縮鋼製橋脚の諸量を補正する形で表されている.

19.4 板要素及び短柱の変形性能評価

終局圧縮ひずみ算定式は, 純圧縮を受ける板要素 [宇佐美ら, 1995], 純圧縮または圧縮と曲げを受ける箱形断面およびパイプ断面の部材セグメント (短柱) [Gao et al., 1998; 鄭ら, 2000] に対して経験式が提案されている (表 19.4.1). 式 (19.4.6) および式 (19.4.8) を除いて, いずれも, 部材軸方向のある長さの平均圧縮ひずみ (例えば, 断面に対しては最外縁ひずみで, 箱形断面に対しては圧縮フランジ板のひずみ) で表されている. 部材軸方向の長さは, 後述の有効破壊長に相当する. 軸方向ひずみ提案式は単調増大荷重の基での解析から得られる 95% 荷重点に対応する平均ひずみから導かれたものであるが, 静的繰り返し載荷に対する実験および解析

表 19.3.3 偏心軸圧縮鋼製橋脚（逆 L 形橋脚）の限界値の推定式

断面 [文献]	水平力の 作用方向	量	推定式	適用範囲
補剛箱形 パイプ [葛ら, 2000] [Geo et al., 2000a]	面内 (橋軸 直角)	最大 荷重	$H_{e,max} = H_{c,max} \mp \frac{Pe}{h}$ (19.3.24)	$0.25 \leq R_f \leq 0.56$ $0.05 \leq R_t \leq 0.115$
		最大荷重 時変位	$\delta_{e,m} = \delta_{c,m} \pm \frac{Peh^2}{6EI}$ (19.3.25)	$0.20 \leq \bar{\lambda} \leq 0.5$ $0.0 \leq P/P_y \leq 0.3$
		95%荷重 時変位	$\delta_{e,95} = \delta_{c,95} \pm \frac{Peh^2}{6EI}$ (19.3.26)	$\gamma/\gamma^* \geq 1.0$ $e/h \leq 0.5$
補剛箱形断面 [葛ら, 2003]	面外 (橋軸)	最大 荷重	$H_{e,max} = \frac{H_{c,max}}{1 + 1.5(e/h)^2}$ (19.3.27)	$0.25 \leq R_f \leq 0.56$ $0.20 \leq \bar{\lambda} \leq 0.5$
		最大荷重 時変位	$\delta_{e,m} = \frac{\delta_{c,m}}{1 + 1.6(e/h) - 4(e/h)^2}$ (19.3.28)	$0.0 \leq P/P_y \leq 0.3$ $\gamma/\gamma^* \geq 1.0$
		95%荷重 時変位	$\delta_{e,95} = \frac{\delta_{c,95}}{1 + 2.5(e/h) - 5(e/h)^2}$ (19.3.29)	$e/h \leq 0.5$
パイプ断面 [葛ら, 2000] [Geo et al., 2000b]	面外 (橋軸)	最大 荷重	$H_{e,max} = \frac{H_{c,max}}{1 + 3.9(e/h)^2}$ (19.3.30)	$0.05 \leq R_f \leq 0.115$ $0.20 \leq \bar{\lambda} \leq 0.5$
		最大荷重 時変位	$\delta_{e,m} = \frac{\delta_{c,m}}{1 + 3.9(e/h)^2}$ (19.3.31)	$0.0 \leq P/P_y \leq 0.3$ $e/h \leq 0.5$
		95%荷重 時変位	$\delta_{e,95} = \frac{\delta_{c,95}}{1 + 3.9(e/h)^2}$ (19.3.32)	

注1) 式(19.3.24)~(19.3.25)の複合の上段は、上部構造重量が偏心する側の量、下段はその反対側の量を表す。

注2) $H_{c,max}$, $\delta_{c,m}$, $\delta_{c,95}$ =T形橋脚の諸量で、それぞれ、表19.3.1の H_{max} , δ_m , δ_{95} に対応する、 $H_{e,max}$, $\delta_{e,m}$, $\delta_{e,95}$ =逆L形橋脚の諸量、 e = 上部構造重量の偏心量、 h = 橋脚の高さ。

結果を参考に、比較的厚肉の断面に対しては多少安全側の評価となっている。これは、断面が厚肉になるほど、単調増大荷重と繰り返し荷重の終局ひずみに差が生じるためである。なお、終局ひずみの制限値 $20\epsilon_y$ は局部座屈によるひずみ集中部の低サイクル疲労発生を防ぐために設けられたものである [土木学会・JSSC, 2000]。

板要素の破壊基準式は軸力に無関係で、任意の薄板集成断面に適用可能で汎用性があるが比較的厚肉な断面に対しては安全側過ぎる場合がある。したがって、補剛および無補剛箱形断面およびパイプ断面の場合は、それぞれの断面に対して求められた部材セグメントの式を使うのが良い。また、ラーメン橋脚の脚などでは軸力が引張りになることがあるが、そのときは、軸力を零と置いた式を使用する。

式(19.4.6)、(19.4.8)を除いた終局ひずみを用いた照査は、前述のように、ひずみが最も大きな部材セグメントの、部材軸方向の平均ひずみが終局ひずみに達したときとしている。部材セグメントの長さは有効破壊長と称され、半波の局部座屈モード長(図19.4.1)で、表19.4.2の経験式を用いることができる。

道路橋示方書 [日本道路協会, 2002] には、補剛箱形およびパイプ断面の単柱式鋼製橋脚の繰り返し実験結果の最大荷重点を予測できるような終局ひずみの提案が実験結果から帰納的に導く試み [深谷ら, 2000; 日本道路協会, 2002] がなされている(表19.4.1の式(19.4.6)、(19.4.8))。適用にあたっては、軸力を考慮して、終局ひずみを終局曲率に変換し、最大応答曲率との比較により照査を行う。したがって、この方法は有効破壊長領域での平均ひずみを用いるのではなく、応答曲率が最大となる一断面での照査である。これらの式は軸力比 N/N_y を含まず、適用範囲は $N/N_y \leq 0.2$ であるので、概ね単柱式鋼製橋脚に適用は限定される。なお、提案式は幅厚比パラメータ R_F (表19.3.2参照)の関数で表されている

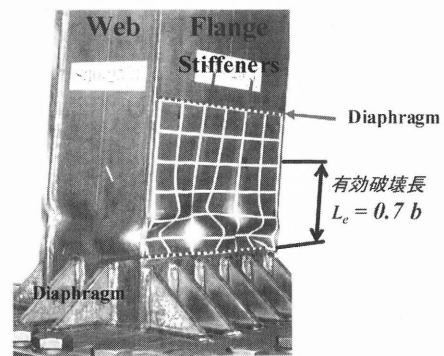


図 19.4.1 有効破壊長

表 19.4.1 板要素および部材セグメントの終局圧縮ひずみ

種別		終局ひずみ推定式	適用範囲 ^{注3)}	文献
板要素 (純圧縮)	無補剛	$\frac{\epsilon_u}{\epsilon_y} = \frac{0.07}{(R_f - 0.2)^{2.53}} + 1.85 \leq 20.0$ (19.4.1)	$0.2 \leq R_f \leq 0.7$	宇佐美ら, 1995
	補剛	$\frac{\epsilon_u}{\epsilon_y} = \frac{0.145}{(\bar{\lambda}_s - 0.2)^{1.11}} + 1.19 \leq 20.0$ (19.4.2)	$0.2 \leq R_f \leq 0.5$ $0.2 \leq \bar{\lambda}_s \leq 0.8$ $\gamma/\gamma^* \geq 1.0$	
部材セグ メント (純圧縮)	箱形	板要素に同じ		
	パイプ	$\frac{\epsilon_u}{\epsilon_y} = \frac{0.445}{(R_f - 0.03)^{0.6}} + 1.0 \leq 20.0$ (19.4.3)	$0.03 \leq R_f \leq 0.09$	Gao et al. 1998
部材セグ メント (圧縮と 曲げ)	無補剛 箱形	$\frac{\epsilon_u}{\epsilon_y} = \frac{0.24}{(R_f - 0.2)^{2.8}(1 + N/N_y)^{2.4}} + \frac{2.8}{(1 + N/N_y)} \leq 20.0$ (19.4.4)	$0.2 \leq R_f \leq 0.7$ $0.0 \leq N/N_y \leq 1.0$	葛ら, 2004
	補剛 箱形	$\frac{\epsilon_u}{\epsilon_y} = \frac{0.7}{(R_f \bar{\lambda}_s^{0.18} - 0.18)^{1.3}(1 + N/N_y)^{2.2}} + \frac{3.2}{(1 + N/N_y)} \leq 20.0$ (19.4.5)	$0.2 \leq R_f \leq 0.7$ $\gamma/\gamma^* \geq 1.0$ $0.0 \leq N/N_y \leq 1.0$	
		$\frac{\epsilon_u}{\epsilon_y} = 20 - 25R_F$ (19.4.6) ^{注2)}	$0.3 \leq R_F \leq 0.5$ $0.3 \leq R_R \leq 0.5$ $\gamma/\gamma^* \geq 1.0$ $0.0 \leq N/N_y \leq 0.2$	日本道路 協会, 2002
		$\frac{\epsilon_u}{\epsilon_y} = \frac{0.14(1.1 - N/N_y)^{1.8}}{(R_f - 0.03)^{1.4}} + \frac{3.0}{(1 + N/N_y)^{0.7}} \leq 20.0$ (19.4.7)	$0.03 \leq R_t \leq 0.09$ $0.0 \leq N/N_y \leq 1.0$	葛ら, 2004
	パイプ	$\frac{\epsilon_u}{\epsilon_y} = 20 - 140R_F$ (19.4.8) ^{注2)}	$0.03 \leq R_t \leq 0.09$ $0.0 \leq N/N_y \leq 0.2$	日本道路 協会, 2002

注1) 記号は、表 19.3.2 参照。

注2) 式 (19.4.6), (19.4.8) は最大圧縮ひずみ (1 点) による照査に用いる。その他は、有効破壊長領域での平均ひずみによる照査に用いる。

注3) はり要素による Pushover 解析ならびに動的解析の終局点を求めるときの適用範囲。 R_f あるいは R_t の制限値は、道路橋示方書 (2002) の耐震設計に使用できる部材断面、すなわち局部座屈強度が上限となる幅厚比あるいは径厚比の制限値。

表 19.4.2 有効破壊長

断面形状	有効破壊長: L_e
箱形断面	$L_e = \text{Min}(0.7b, a)$ (19.4.9)
パイプ断面	$L_e = 1.2(\frac{1}{R_t^{0.08}} - 1)D$ または $L_e = 3.0\sqrt{\frac{Dt}{2}}$ (19.4.10)

注) 記号は、表 19.3.2 参照。

が、このパラメータは本来 $\gamma/\gamma^* \leq 1.0$ の範囲で使用できるパラメータであるため、適用範囲について明確にする必要がある。ただし、文献 [田嶋,1999] によれば、 R_F は $\bar{\lambda}_s$ と R_f の関数 (表 4.5.3 参照) で表されることが示されているので、式 (15.4.6) は、式 (19.4.5) で N/N_y を一定と置いた式とパラメータに関しては形式的に一致することとなる。

表 19.4.1 の「適用範囲」の内容について述べておく。この表の終局圧縮ひずみは、局部座屈を考えない、はり要素を用いた Pushover 解析ならびに動的解析の終局点を定めるために使用される。したがって、非常に薄い板から構成される構造物に適用すると強度を過大評価することになる。したがって、表 19.4.1 の注3)に記載のように、当該評価式は局部座屈強度が上限、即ち全断面降伏圧縮強度が期待できる断面に適用を限定するのが適切である。現行の道路橋示方書 [日本道路協会, 2002] では、塑性変形によりエネルギー吸収を期待する部材の断面は、そのような範囲内で使用することが規定されている。それより薄い断面を使用する場合は、局部座屈を考慮できる解析手法を使用する必要がある。それらは、(1) 局部座屈を考慮した一自由度系の劣化型復

元力特性を用いた解析 [鈴木ら, 1996; 金田一ら, 1998; Liu et al., 1999a; Liu et al. 1999b], (2) 局部座屈を考慮した一次元の軟化型応力-ひずみ関係を使用した解析 [磯江ら, 1998; 小澤ら, 1999; 崎元ら, 2000; 小澤ら, 2001; 小玉ら, 2003], あるいは (3) シェル要素を直接用いた解析 (構造物全体, あるいは局部座屈が生ずる部分のみに用いた解析) に大別できる. (1) は適用が簡単であるが, 一自由度系構造物の地震応答解析に限定される. また, (2), (3) は適用が複雑であり, 設計実務よりは研究向けの解析方法である.

19.5 せん断力を受ける板要素およびはりの変形性能評価

純せん断を受ける無補剛板, 補剛板, 無補剛箱形断面, および補剛箱形断面の終局せん断ひずみ γ_u の推定式を表 19.5.1 に示す. これらの式は, 地震時にせん断力が卓越するラーメン橋脚の横はりの腹板, または隅角部腹板の安全性照査に用いる. 即ち, 横はりにおいてはダイヤフラム間の腹板, 隅角部においては腹板での平均せん断ひずみと終局せん断ひずみ γ_u を比較することにより安全性照査を行う. なお, 横はりの腹板には死荷重曲げモーメントによる軸ひずみが作用しているが, それらは地震時の慣性力によるせん断ひずみに比べれば小さいとして無視している.

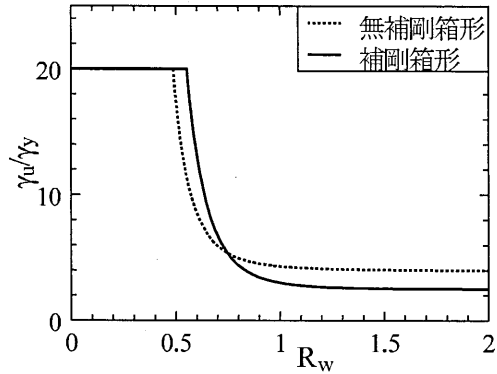


図 19.5.1 箱形断面の終局せん断ひずみの比較

図 19.5.1 は, 箱形断面についての終局せん断ひずみを比較したものである. 腹板の幅厚比パラメータ R_w が概略 0.5 以下であれば降伏せん断ひずみの 20 倍の大きな変形能が確保できることが分かる. 終局せん断ひずみの上限も終局圧縮ひずみの上限と同じ理由で設けられたものである.

ラーメン橋脚は一般に不静定構造となるため, はり中間部が終局せん断ひずみに達しても必ずしも橋脚全体の破壊に結びつかない. そこで, はり中間部に劣化域を含むせん断応力-せん断ひずみ関係を仮定し, 設計を行う方法が提案されている [名古屋高速, 2002].

表 19.5.1 板要素および部材セグメントの終局せん断ひずみの推定式

種別	終局ひずみ	適用範囲	文献
板要素	無補剛 $\frac{\gamma_u}{\gamma_y} = -47.0R_w + 30.0 \leq 20.0 \quad (R_w \leq 0.575)$ $= 3.0 \quad (R_w \geq 0.575)$ (19.4.1)	$0.3 \leq R_w \leq 1.5$	天野ら, 2000
	補剛 $\frac{\gamma_u}{\gamma_y} = 5.9 \log(1 + 0.0307 \frac{\gamma/\gamma^*}{R_w^{7.0}}) + 3.0 \leq 20.0$ (19.5.2)	$0.3 \leq R_w \leq 1.5$ $\gamma/\gamma^* \geq 1.0$	葛西ら, 2001
箱形断面 はり腹板, および 隅角部 腹板	無補剛 $\frac{\gamma_u}{\gamma_y} = \frac{0.142}{(R_w - 0.18)^{4.0}} + 4.0 \leq 20.0$ (19.5.3)	$0.3 \leq R_w \leq 1.5$	葛西ら, 2002
	補剛 $\frac{\gamma_u}{\gamma_y} = \frac{0.5}{R_w^{6.0}} + 2.5 \leq 20.0$ (19.5.4)	$0.3 \leq R_w \leq 1.3$ $\gamma/\gamma^* \geq 1.0$	Chusilp et al., 2002a

(注) γ^* は純圧縮を受ける補剛板の最適剛比, γ_s^* はせん断力を受ける補剛板 (縦方向補剛材が等間隔に配置) の最適剛比で, 次式で与えられる [Chusilp et al., 2002b].

$$\gamma_s^* = \frac{27.3(n_w - 1)^{0.6}\alpha - 23.3\alpha}{0.20(n_w - 1)^{0.7} - 0.60/\alpha + 0.52/\alpha^2} \quad (19.5.5)$$

ここで, n_w は縦方向補剛材で仕切られたサブパネル数, α は補剛板のアスペクト比である.

19.6 構造物の変形性能評価法—Pushover 解析

Pushover 解析は構造物の変形性能および動的解析の復元力特性を求めるために行われる [宇佐美ら, 2001]. ここでは, 変形性能の算定方法を述べる. Pushover 解析は変形が大きいゴム支承あるいは免震支承などを除き, 橋脚のみを取り上げて実施する. 例えば, 図 19.6.1(a) に示すような一層ラーメン橋脚で, 頂部に上部構造重量 P が集中して作用する場合 (橋脚自身の重量はその 50 % を上部構造の重量に加算する) には, Pushover 解析モデルは図 19.6.1(b) に示したようになる. ここで, H は慣性力に相当する水平荷重で, その作用位置は, 道路橋示方書 [2002] に示されているように, 橋軸方向に対しては支承底面, 橋軸直角方向に対しては上部構造の重心位置 (G 点) である. 以下, 解析に必要な量および解析結果の検証について述べる.

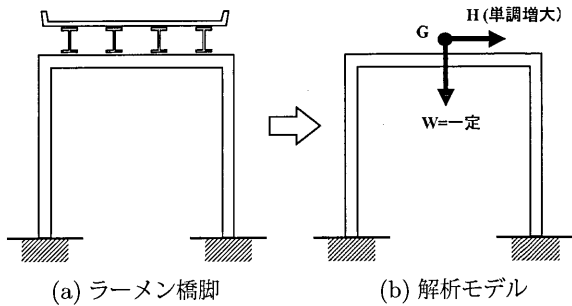
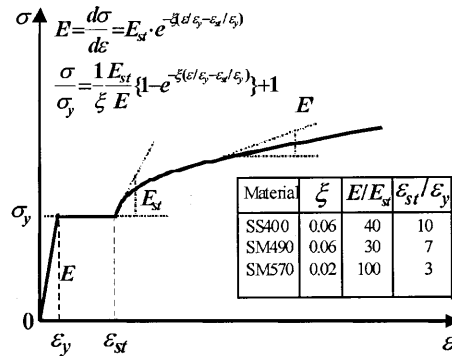


図 19.6.1 Pushover 解析モデル

a) 材料の応力-ひずみ関係

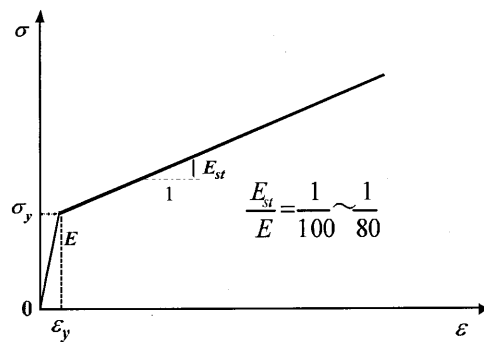
文献 [土木学会, 1996] に与えられている鋼 (SS400 ~ SM570) およびコンクリートに対する応力-ひずみ関係を使用する (図 19.6.2, 図 19.6.3). 鋼材に対しては, 引張および圧縮とも同じ応力-ひずみ関係を用い, ひずみ硬化を必ず考慮する. 図 19.6.2(b) のバイリニア型応力-ひずみ関係は, 図 19.6.2(a) の応力-ひずみ関係の降伏点と 5% ひずみ点を結んだ直線によって塑性領域の応力ひずみ関係を簡略化したものである. コンクリートは引張強度を無視し, 圧縮破壊はコンクリートが橋脚内部に拘束されているので, 1.1% まで生じないものとしている.



(a) 降伏棚のあるひずみ硬化型

b) 構造物の終局条件

解析によって求められる水平荷重-水平変位 ($H-\delta$ 曲線) の終点を定めるために必要な条件である. 破壊条件は充填コンクリートの有無によって異なるが, 構造物内の 1 カ所でもこの条件に達すれば構造物は終局状態に達したと見なす.



(b) バイリニア型

図 19.6.2 鋼材の応力-ひずみ関係

コンクリート無充填部: 最も危険な部材セグメント (有効破壊長 L_e を持つ部材セグメント) が過度の局部座屈, 塑性化などにより変形能を失ったとき, 構造物は終局状態に達すると仮定する. 具体的には, 構造物内に設定した部材セグメントの断面における圧縮部板要素の肉厚中央面のひずみ ϵ (箱形断面のときは圧縮フランジ肉厚中央面のひずみ) の有効破壊長領域での平均ひずみ ϵ_a と終局ひずみ ϵ_u の比 (損傷度 D

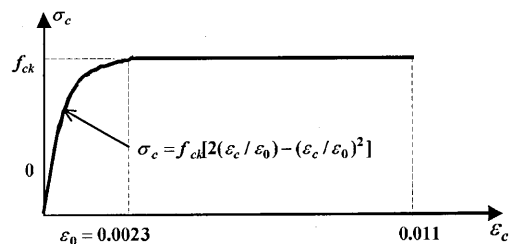


図 19.6.3 充填コンクリートの応力ひずみ関係

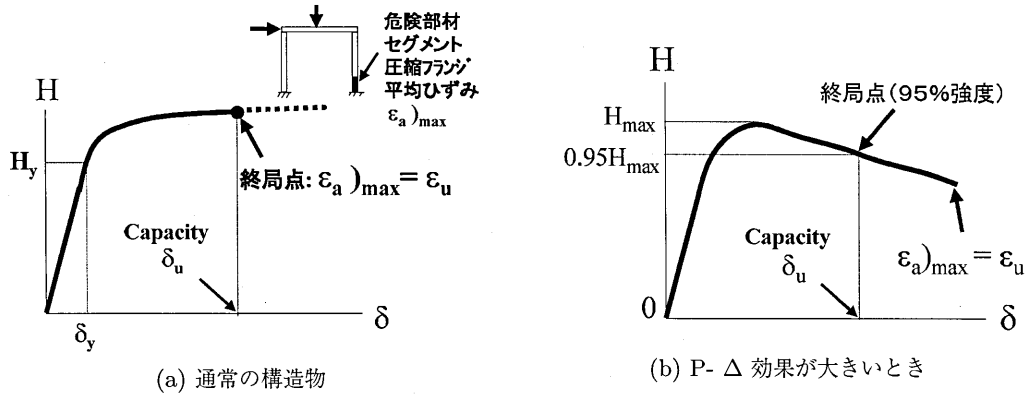


図 19.6.5 Pushover 解析結果

の最大値 D_{max} が 1.0 に達したときに構造物は終局に達すると仮定する。すなわち、破壊基準は、次式で表される (図 19.6.4)。

$$D_{max} = \frac{\epsilon_a}{\epsilon_u} \Big|_{max} = 1.0 \quad (19.6.1)$$

$$\epsilon_a = \frac{1}{L_e} \int_0^{L_e} \epsilon dx$$

コンクリート充填部: コンクリートが充填されている部分は、コンクリートのひずみが圧縮破壊ひずみ (1.1%) に達した時に生ずると仮定している。すなわち、式 (19.6.1) の ϵ として充填コンクリート最外縁ひずみ、 ϵ_u として 0.011 をとる。有効破壊長は無充填部と同じとする。

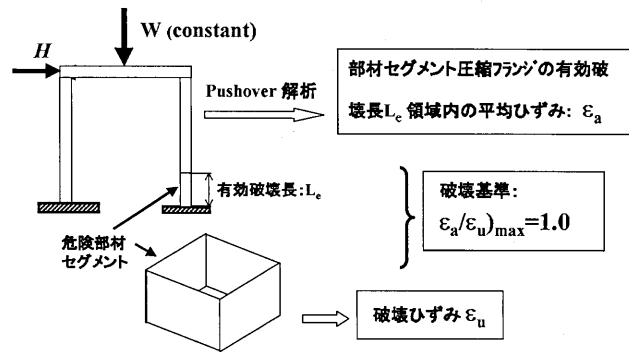


図 19.6.4 終局状態の定義

上記の破壊条件は、第 1 塑性ヒンジが形成されたときに構造物は終局状態に達するという方法と似ているが、違いは断面力が全塑性モーメントを超えても、発生ひずみが破壊条件に達しなければ (変形能に余裕があれば) 構造物は健全と仮定するところにある。従って、場合によっては、後続の塑性ヒンジが形成されるまで構造物は健全であるかもしれない。このような破壊条件は一般的に安全側である。将来的には、部材セグメントの局部座屈後の挙動を考えた解析、あるいは局部座屈の影響を考慮した応力-ひずみ関係を用いた解析が可能になれば、より正確に終局変形点が評価できる。なお、断面が比較的厚肉で変形能は十分あるものの、構造がスレンダーで、しかも鉛直荷重が大きい橋脚 (いわゆるハイピヤー構造) の場合には、断面が変形能を失う前に $P-\Delta$ 効果により荷重降下が生ずる場合がある。この場合には、最高荷重の 95% の荷重点を終局限界とする (図 19.6.5)。

以上をまとめると、構造物の終局は次のいずれかが生じたときでその点が終局限界である。

- ① 構造物の一部材セグメントが変形能を失う (平均ひずみが破壊ひずみに達する)。
- ② 構造物全体が不安定になり荷重が最高荷重の 95% まで降下する。

c) 解析概要

通常の Pushover 解析は弾塑性有限変位解析で、平面骨組構造の解析であるので、殆どの汎用構造解析ソフトにはツールが準備されている。また、コンクリート充填部の解析には特別な工夫が入り、節点共有 (鋼およびコンクリートのはり要素の節点を共有させることによりコンクリート充填と同じ効果を出す) の概念が必要である。

解析では鉛直荷重 W をまず加え、ついで鉛直荷重を一定に保ちながら水平荷重を増加させ、終局限界に達するまで継続される。解析結果は図 19.6.5 のように、水平荷重 H とその作用点の水平変位 δ として表され、 δ_u が終局変位であり、変位照査法を行う場合の Capacity となる。なお、水平変位は水平荷重を増加させてからの変位で、それまでの鉛直荷重による変位は考えない。

19.7 まとめと将来展望

静的荷重を受ける土木鋼構造物の座屈設計では、最高荷重（強度）のみが問題であった。ところが、大地震（レベル2地震動）に対する耐震設計では、経済的な理由から、構造物の塑性変形によって地震エネルギーを吸収・消散することが要求され、強度（耐荷性能）のみならず変形性能が重要になってくる。この章では、まず、鋼構造物の繰り返し荷重下での崩壊に至るまでの一般的挙動について概説し、変形性能は局部座屈と全体座屈の連成強度が深く関わっていることを述べ、土木鋼構造物のように比較的薄肉の断面を使用する場合には耐震設計においても座屈に対する深い理解が必要であることを述べた。次に、鋼構造物の耐震要求性能の上位、中位および下位の表現について述べ、耐震照査には、変位による照査、あるいはひずみによる照査法が鋼構造物の耐震照査には適していることを述べた。最後に、それらの照査法に用いられる変位あるいはひずみの限界値の算定式を整理し、変位の限界値を算定するための一手法である Pushover 解析について概説した。

土木鋼構造物の変形性能に関する研究は、阪神淡路大震災以降に急速に進展した分野である。しかし、実務からの強い要請もあり、現在ではかなり整備されてきている。なお、今後の研究課題として次のような点が挙げられる。

- (1) 低サイクル疲労およびそれに伴う脆性破壊に対する照査法
- (2) ラーメン隅角部の変形性能照査法
- (3) I型断面はりの限界ひずみ
- (4) 「地震後の使用性」における限界値（変位あるいはひずみ）の明確化 [JSSC,2003]

参考文献

- 宇佐美勉, 坂野茂, 是津文章, 青木徹彦 (1993) : 鋼製橋脚モデルの繰り返し弾塑性挙動に及ぼす荷重履歴の影響, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.39A, pp.235-248, 1993.3.
- 宇佐美勉, 鈴木森晶, Iraj H. P. Mamaghani, 葛漢彬 (1995) : コンクリートを部分的に充填した鋼製橋脚の地震時保有水平耐力照査法の提案, 土木学会論文集, No.525/I-33, pp.69-82, 1995.10.
- 鈴木森晶, 宇佐美勉, 寺田昌弘, 伊藤努, 才塚邦宏 (1996) : 鋼製箱形断面橋脚の復元力モデルと弾塑性地震応答解析, 土木学会論文集, No.549/I-37, pp.191-204, 1996.10.
- 土木学会 (1996) : 鋼橋の耐震設計指針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), 1996.7.
- 井浦雅司, 熊谷洋司, 小牧理 (1997) : 横力と一定軸力を受ける円形シェルの終局強度に関する研究, 土木学会論文報告集, No.556/I-38, pp.107-118, 1997.1
- 宇佐美勉, Zheng, Y., 葛漢彬 (1997) : Pushover 解析と等価1自由度モデルによる鋼製ラーメン橋脚の耐震照査法, 土木学会論文集, No.626/I-48, pp.231-240, 1999.7.
- 宇佐美勉, 本間大介, 芳崎一也 (1997) : 鉛直荷重が偏心して作用する鋼製橋脚のハイブリッド地震応答実験, 土木学会論文集, No.626/I-48, pp.197-206, 1999.7.
- 井浦雅司, 熊谷洋司, 小牧理 (1998) : 繰り返し横力を受ける円形鋼製橋脚の強度と変形能に関する研究, 土木学会論文集, No.598/I-44, pp.125-135, 1998.7
- 磯江暁, 大南亮一, 古川孝男, 岸田和人, 石毛立也 (1998) : 繰り返し載荷時の挙動を簡易化した鋼製箱形断面橋脚の解析手法の開発, 土木学会論文集, No.584/I-42, pp.149-161, 1998.1.
- 金田一智章, 宇佐美勉, Kumar, S. (1998) : Damage Index に基づく鋼製橋脚の復元力特性, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.44A, pp.667-678, 1998.3.

- Gao, S., Usami, T. and Ge, H.B. (1998): Ductility of steel short cylinders in compression and bending, *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, Vol.124, No.2, pp.176-183, 1998.2.
- 小澤一誠, 石川貴士, 王慶雲, 後藤芳顕 (1999): 鋼製橋脚を対象とした圧縮補剛板の単調荷重挙動における平均応力一平均ひずみ関係のモデル化, *構造工学論文集*, 土木学会, Vol.45A, pp.125-136, 1999.3.
- 田嶋仁志 (1999): 既設鋼製橋脚の耐震性向上策に関する研究, 東京大学提出学位論文, 1999.4.
- 鉄道総合技術研究所 (1999): 鉄道構造物等設計標準・同解説 (耐震設計), 1999.8.
- 西川和廣, 村越潤, 高橋実, 岡本隆, 池田茂, 森下泰光 (1999): 鋼製ラーメン橋脚の耐力と変形性能に関する実験的研究, *構造工学論文集*, 土木学会, Vol.45A, pp.235-244, 1999.3.
- Liu, Q., Kasai, A. and Usami, T. (1999a): Parameter identification of damage-based hysteretic model for pipe-section steel bridge piers, *Journal of Structural Engineering*, JSCE, Vol.45A, pp.1005-1016, 1999.3
- Liu, Q., Kasai, A. and Usami, T. (1999b): Comparative study of four hysteretic models for pipe-section steel bridge piers, *Structural Eng./Earthquake Eng.*, JSCE, Vol.16., No.10, pp.11-24, 1999.10.
- Gao, S. B., Usami, T., and Ge, H.B. (2000a): Eccentrically loaded steel columns under cyclic in-plane loading. *Journal of Structural Engrg.*, ASCE, Vol.126, No.8, pp.964-973, 2000.8.
- Gao, S. B., Usami, T., and Ge, H.B. (2000b): Eccentrically loaded steel columns under cyclic out-of-plane transverse loading. *Journal of Structural Engrg.*, ASCE, Vol.126, No.8, pp.974-981, 2000.8.
- 天野麻衣, 渡辺智彦, 宇佐美勉, 葛漢彬 (2000): 繰り返しせん断力を受ける鋼板の強度と変形能, 第3回鋼構造物の非線形数値解析と耐震設計への応用に関する論文集, 土木学会, pp.57-62, 2000.1.
- 葛漢彬, 高聖彬, 宇佐美勉 (2000): 鉛直荷重が偏心して作用する鋼製橋脚の繰り返し弾塑性挙動に関する数値解析的研究, *土木学会論文集*, No.654/I-52, pp.271-284, 2000.7.
- 葛漢彬, 宇佐美勉, 高聖彬 (2000): 鋼製補剛箱形断面橋脚の繰り返し弾塑性挙動に関する解析的研究, *構造工学論文集*, 土木学会, Vol.46A, pp.109-118, 2000.3.
- 巢山藤明, 落合稔, 野中哲也, 真子幸也, 坂本佳子 (2000): ファイバーモデルを用いた鋼構造物の耐震設計法に関する一考察, *橋梁と基礎*, pp.32-40, 2000.9.
- 深谷茂広, 小野潔, 沈赤, 村越潤, 西川和広 (2000): 矩形断面鋼製橋脚の正負交番荷重実験結果を基にした曲げ一曲率関係の検討, *構造工学論文集*, 土木学会, Vol.46A, pp.1365-1376, 2000.3.
- 鄭沂, 葛漢彬, 宇佐美勉 (2000): 鋼構造物の強度と変形能の統一的評価法, 第3回鋼構造物の非線形数値解析と耐震設計への応用に関する論文集, 土木学会鋼構造委員会, pp.25-32, 2000.1.
- 土木学会 (2000): 耐震用高機能鋼材とハイダクティリティー構造, 土木学会鋼構造委員会, 鋼構造物の耐震検討小委員会, 2000.4.
- 土木学会・JSSC (2000): 鋼構造物の耐震解析用ベンチマークと耐震設計法の高度化, 土木学会鋼構造委員会・日本鋼構造協会次世代土木鋼構造特別委員会, 2000.4.
- Duan, L. and Li, F. (2000): Seismic design philosophies and performance-based design criteria, in "Bridge Engineering Handbook", edited by Chen, W.F. and Duan, L., CRC Press, 2000.
- 宇佐美勉, 織田博孝 (2001): 鋼構造物の耐震設計法および耐震照査法に関する研究展望, *土木学会論文集*, No.668/I-54, pp.1-16, 2001.1.
- 小澤一誠, 王慶雲, 後藤芳顕 (2001): 座屈モードの局所化を考慮した補剛板の軟化構成則を用いた鋼製橋脚の Pushover 解析, *土木学会論文集*, No.689/I-57, pp.225-237, 2001.10.
- 葛西昭, 渡辺智彦, 天野麻衣, 宇佐美勉 (2001): 繰り返しせん断力を受ける補剛板の強度と変形能評価, *構造工学論文集*, 土木学会, Vol.47A, pp.761-770, 2001.3.
- 後藤芳顕, X.S.Li, 山口栄輝 (2001): 橋軸方向地震力を受ける逆 L 形鋼製橋脚の終局挙動と設計, *土木学会論文集*, No.675/I-55, pp.313-330, 2001.4.
- 成瀬孝之, 青木徹彦, 鈴木森晶 (2001): 繰り返し等荷重を受ける逆 L 形鋼製橋脚の強度と変形性能に関する研究, *構造工学論文集*, Vol.47A, pp.45-55, 2001.3.
- JSSC (2001): 土木鋼構造物の性能設計ガイドライン, JSSC テクニカルレポート No.49, 日本鋼構造協会, 2001.10.
- Nonaka, T. and Ali, A. (2001): Dynamic response of half-through steel arch bridge using fiber model, *Journal of Bridge Engineering*, ASCE, Vol.6, No.6, November/December, pp.482-488, 2001.12.
- 奥村徹, 後藤芳顕 (2002): せん断変形が卓越する鋼製ラーメン橋脚の Pushover 解析への Timoshenko はり要素の適用性, 第4回鋼構造物の非線形数値解析と耐震設計への応用に関する論文集, 土木学会, pp.135-144, 2002.1.
- 葛西昭, 渡辺智彦, 宇佐美勉・Chusilp, P. (2002): せん断力を受ける無補剛箱形断面部材の強度と変形能, *土木学会論文集*, No.703/I-59, pp.129-140, 2002.4.
- 崎元達郎, 中山雅文, 川畑智亮, 渡辺浩, 江山栄一 (2002): 面外繰り返し力を受ける逆 L 形鋼製橋脚の履歴挙動, *土木学会論文集*, No.696/I-58, pp.215-224, 2002.1.

- 名古屋高速 (2002) : コンクリートを部分的に充填した鋼製橋脚の耐震性能照査要領 (案), 名古屋高速道路公社工務部, 2002.4.
- 日本道路協会 (2002) : 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 2002.3.
- 森下邦宏, 宇佐美勉, 阪野崇人, 高橋昌利 (2002a) : 鋼構造物の動的耐震照査法に関する解析的検討, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.48A, pp.779-788, 2002.3.
- 森下邦宏, 宇佐美勉, 阪野崇人, 葛西昭 (2002b) : 鋼製橋脚の動的耐震照査法に関する検討, 土木学会論文集, No.710/I-60, pp.181-190, 2002.7.
- 森下宣明, 前野裕文, 岡本隆, 中村信秀, 青木徹彦, 宇佐美勉 (2002) : 鋼製箱形断面はりのせん断耐力実験, 第4回鋼構造物の非線形数値解析と耐震設計への応用に関する論文集, 土木学会, pp.171-176, 2002.1.
- Chusilp, P., 葛漢彬・宇佐美勉 (2002a) : せん断力を受ける補剛箱形断面鋼部材の強度と変形能に関する解析的研究, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.48A, pp.657-666, 2002.3.
- Chusilp, P. and Usami, T. (2002b) : New elastic stability formulas for multiple-stiffened shear panels, Journal of Engineering Mechanics, ASCE, June, pp.833-836, 2002.6.
- 青木徹彦, 鈴木真一, 渡辺俊輔, 鈴木森晶, 宇佐美勉, 葛漢彬 (2003) : 面外繰り返し水平力を受ける逆L形鋼製箱形断面橋脚の強度と変形能に関する実験的研究, 土木学会論文集, No.724/I-62, pp.213-223, 2003.1.
- 岡田誠司, 小野潔, 服部伸幸, 西村宣男, 池内智行, 高橋実 (2003) : 長方形断面鋼製橋脚の耐震性能評価のための正負交番載荷実験, 土木学会地震工学論文集, 2003.12.
- 葛漢彬, 渡辺俊輔, 宇佐美勉, 青木徹彦 (2003) : 面外繰り返し水平力を受ける逆L形鋼製箱形断面橋脚の耐震性能に関する解析的研究, 土木学会論文集, No.738/I-64, pp.207-218, 2003.7.
- 小玉乃理子, 依田照彦 (2003) : 局部座屈の影響を考慮した箱形断面鋼製橋脚の地震時動的応答解析, 土木学会論文集, No.731/I-63, pp.169-184, 2003.4.
- 保高篤史, K.A.A. Susantha, 青木徹彦, 野村和弘, 高久達将, 熊野拓志 (2003) : 長方形断面鋼製橋脚の耐震性能に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.49A, pp.381-391, 2003.3.
- 土木学会 (2003) : 橋の動的耐震設計, 土木学会地震工学委員会, 2003.3.
- 野中哲也, 宇佐美勉, 吉野広一, 坂本佳子, 鳥越卓志 (2003a) : 上路式アーチ橋の耐震照査法および耐震性向上に関する研究, 土木学会論文集, No.731/I-63, pp.31-49, 2003.4.
- 野中哲也, 宇佐美勉, 坂本佳子, 岩村真樹 (2003b) : 上路式鋼トラス橋の大地震時弾塑性挙動および耐震性向上に関する研究, 構造工学論文集, Vol.49A, pp.531-542, 2003.3.
- JSSC (2003) : 土木鋼構造物の動的耐震性能照査法と耐震性向上策, 日本鋼構造協会・鋼橋の性能照査型耐震設計法検討委員会 (委員長: 宇佐美勉), 2003.10
- 宇佐美勉, 葛漢彬, 日沖賢治, 路志浩, 河野豪 (2004) : 制震ダンパーによる鋼アーチ橋の耐震性向上—橋軸直角方向地震動に対する検討—, 土木学会論文集 No.766/I-68, pp.245-261, 2004.7.
- 葛漢彬, 河野豪, 宇佐美勉 (2004) : 圧縮と曲げを受ける鋼部材セグメントの終局ひずみと鋼アーチ橋の動的耐震照査への応用, 構造工学論文集, Vol.50A, pp.1479-1488, 2004.3.