

第15章 ラーメン

15.1 概 説

ラーメン構造の安定性は、弾性安定問題と弾塑性安定問題に大別できる。一般に、図 15.1.1(a)(b) のように対称なラーメン構造に対称荷重 P が作用すると、限界荷重以下においてラーメンは直接変形様式（柱軸圧縮変形，はり荷重による曲げ変形）を示すが、限界荷重に達すると図 (c)~(d)(f) に示すような座屈変形様式が安定な釣り合いとなる。座屈荷重 P_{cr} はこのような変形様式の分岐点荷重として定義される。図 (c)(d) は非対称座屈変形であり、節点の水平移動が拘束されていないラーメン構造に、図 (f) は対称座屈変形であり、節点の水平移動が拘束されているラーメン構造に生じる [Bleich, 1952; 弾性安定, 1960; Timoschenko, 1961; Mansur, 1961; Lu, 1963; 仲ら, 1968; Galambos, 1970; CRC, 1971; Yura, 1971; Johnston, 1976; AISC, 1978; 西野ら, 1981; 福本ら, 1982; 中井ら, 1982; ECCS, 1983; 林, 1986; Goto et al., 1987; 土木学会, 1987a]。なお、図 (e) の座屈荷重 P_{cr} は一般に分岐点荷重として定義されない (15.2.2(2)b)(c) を参照)。

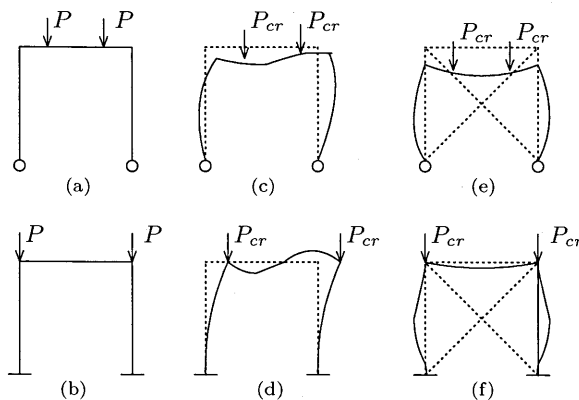


図 15.1.1 ラーメン構造の座屈

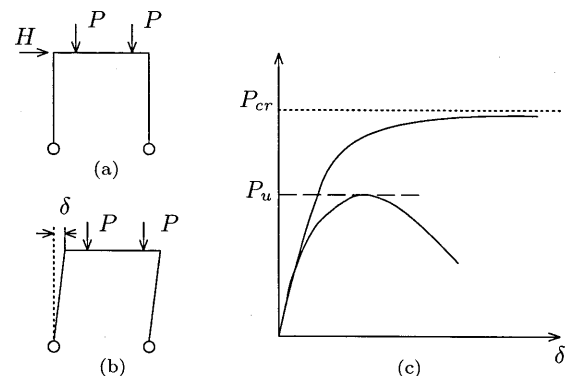


図 15.1.2 弾塑性不安定現象

さらに、図 15.1.2(a) のように水平荷重 H と鉛直荷重 P の組み合わせ荷重を受けるラーメン構造、および図 15.1.2(b) のように初期たわみ δ が存在するラーメン構造では、荷重の増加に伴い曲げ変形が生じ、弾性的挙動を持続するならば、図 15.1.2(c) のように弾性座屈荷重 P_{cr} に近づくにつれ、ラーメン構造の水平たわみは急激に増大する。また、材料が降伏などにより剛性低下する場合には、最大荷重 P_u に達した後下降し、変形の増大とともに荷重が漸減する釣り合い経路を示す [土木学会, 1987a]。これは、ラーメン構造部材の塑性域における材料非線形性と幾何学的非線形性による付加曲げモーメントに起因している。このような変形挙動をするラーメン構造は、分岐座屈挙動は見られず、変形の増大とともに荷重が漸減する弾塑性不安定現象（屈服）により崩壊することになり、この時の最大荷重が耐力となる。

このような弾塑性不安定現象は、これまでの許容応力度設計法では直接設計の対象とされなかったが、今後の性能照査型設計法における耐力性能および耐震設計法における耐震性能を評価する上で終局状態での変形挙動の情報が必要であるため、その重要性が増大している。また、通常のラーメン構造の概念を大きく超える場合、例えば張り出し長が大きい場合、高さが非常に高い場合、および長さ、断面などの寸法比、剛度比が非常に大きい場合などにおいては、構造全体系としての終局強度と部材としての終局強度が相違する可能性があり、弾性および弾塑性不安定現象に対する考慮が必要になる。

このような状況を考慮して、本章ではラーメン構造の座屈・安定および耐力力問題について述べる。まず、代表的なラーメン構造物の弾性座屈について、つづいてその弾塑性不安定挙動および耐力力について述べる。さ

らに、ラーメン構造物の座屈設計の現状と新しい設計法についても述べる。

15.2 弾性座屈

15.2.1 有効座屈長の定義

ラーメン構造物を構成する圧縮部材の有効座屈長は、この部材と同じ曲げ剛性を持つ等価な単純支持された柱に置き換えて与えられる。さらに、得られる有効座屈長を用いて柱の基準耐力曲線からその強度を評価することにより設計上対処している。したがって、この有効座屈長の正確な評価が重要になる。

いま、図 15.2.1 のようにラーメン柱の有効座屈長は、図中の破線のような仮想の柱の長さ ℓ_e で与えられる。ここでは、この有効座屈長をラーメン柱の長さ ℓ_c と有効座屈長さ係数 K を用いて次式のように定義する [日本道路協会, 2001]。

$$\ell_e = K \ell_c \quad (15.2.1)$$

ラーメン構造物のラーメン柱と同じ曲げ剛性を持ち、長さ ℓ_e の両端ピンの柱のオイラー座屈荷重 P_e は、

$$P_e = \frac{\pi^2 E_c I_c}{\ell_e^2} \quad (15.2.2)$$

と与えられる。ここに、 $E_c I_c$ はラーメン柱の曲げ剛性である。したがって、ラーメン柱の座屈軸力 N_{cr} は、式 (15.2.2 に等しいと置くことにより、

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 E_c I_c}{(K \ell_c)^2} \quad (13.2.3)$$

と与えられ、ラーメン構造全体系の弾性座屈荷重 P_{cr} は、門型ラーメン構造では $N_{cr} = P_{cr}$ より、有効座屈長さ係数は次式で求められる。

$$K = \frac{\pi}{\ell_c} \sqrt{\frac{E_c I_c}{P_{cr}}} \quad (13.2.4)$$

また、式 (15.2.1) により、有効座屈長は次式のように与えられる。

$$\ell_e = \pi \sqrt{\frac{E_c I_c}{P_{cr}}} \quad (13.2.5)$$

式 (15.2.4) および式 (15.2.5) から明らかなように有効座屈長さ係数および有効座屈長は、ラーメン構造全体系の 7.3.2 に示すような弾性固有値解析によって得られる P_{cr} から求められるので、他の部材の拘束状態、剛性分布さらには荷重条件によってその値は変化することに注意する必要がある。いま、柱の剛性および荷重の異なる場合の例を図 15.2.2 に示す。

15.2.2 曲げ荷重をうけるラーメンの座屈

(1) 座屈前の変形を考慮したラーメンの座屈解析

弾性骨組の座屈荷重を 7.3.2 に示すようないわゆる線形座屈解析で計算する場合、座屈前の変形を無視することになる。しかしながら、ラーメン構造では部材の曲げ作用によっても荷重を支持するように設計されてい

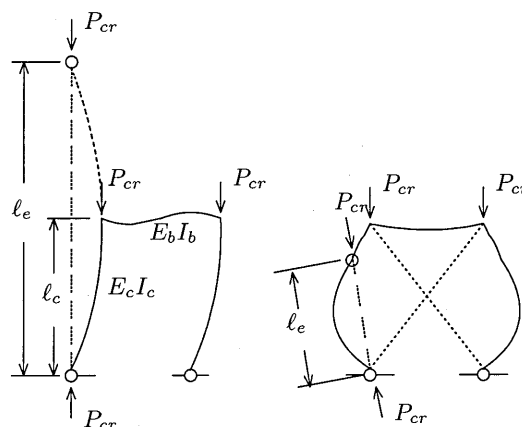


図 15.2.1 ラーメン柱の有効座屈長

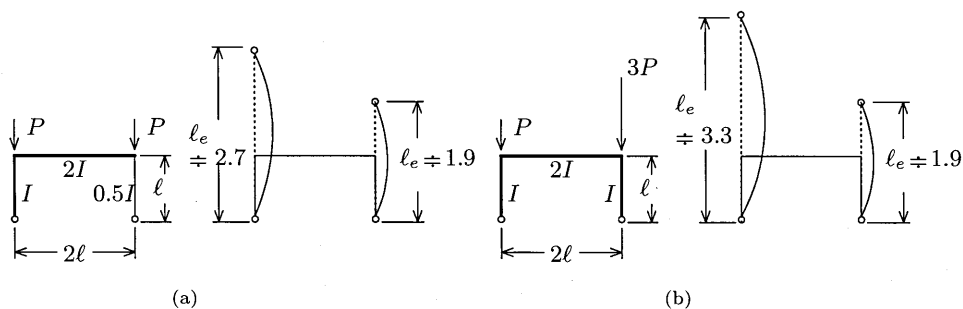


図 15.2.2 不均一ラーメン構造の有効座屈長

るので、完全形においても曲げによる座屈前の変形が生ずる場合があり、より正確な座屈解析を行う場合は座屈前の変形の影響を考慮する必要がある。この問題は古くは Chwalla(1938) によって扱われた。その後、いくつかの座屈前の変形を考慮した座屈解析の例が報告されている [Mansur et al., 1961; Lu, 1963; 林, 1986]。これらの解析では、いずれも線形化有限変位理論に基づく支配方程式を増分した式をもとに分岐座屈荷重を計算している。線形化有限変位理論では部材の軸方向の変形としては、はり軸線の圧縮・伸張しか考慮しておらず、図 15.2.3 に示す曲げによる軸方向の圧縮変形 (Bowling effect) [Goto et al., 1987] は無視されている。このため、線形化有限変位理論の増分によって得られる接線剛性方程式の剛性行列は対称にならず、その精度や整合性に問題があると考えられる。この問題を解決するためには Bowling effect を考慮した 2 次理論を用いなければならない [後藤ら, 1990a; Goto et al., 1991a]。座屈荷重を計算する固有方程式には座屈時の変形が含まれるため、いわゆる非線形座屈解析となる。座屈時の変形は座屈荷重が既知でなければ計算できないので、座屈荷重を仮定して変位を計算し、これを固有方程式に代入して座屈荷重を求めなければならない。この計算は仮定した座屈荷重と求められた座屈荷重が一致するまで繰り返される。このような座屈前の変形を考慮した座屈荷重は増分法による有限変位解析で、全体構造の接線剛性行列のデターミナントが零となる荷重点として変位法 (有限要素法) の枠組みの中で一般的に特定することができる。

座屈設計ガイドラインの旧版 [土木学会, 1987a] では Bowling effect を無視した線形化有限変位理論を用い、かつ座屈前の変形を微小変位解析で近似的に計算する方法 [林, 1986] により座屈荷重が求められているので、ここでは、門型ラーメンを対象に Bowling effect を考慮した統一性のある 2 次理論により座屈前の変形を考慮した計算を実施し [後藤ら, 1990a; Goto et al., 1991a]、他の近似的な方法 [Chwalla, 1938; Mansur et al., 1961; Lu, 1963; 林, 1986] の精度や適用限界について説明する。

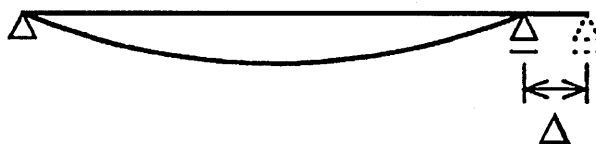


図 15.2.3 Bowling による軸方向変位

(2) 門型ラーメンの座屈

a) Chwalla(1938), Mansur et al.(1961), Lu (1963) らの方法の精度

これらの手法では Bowling effect を無視した線形化有限変位理論の式を増分した式をもとに座屈荷重を計算している。このとき、部材軸線の伸張変形を無視するとともに、座屈前の変形は線形化有限変位理論で計算している。座屈荷重を計算する門型ラーメンとしては図 15.2.4 に示す脚ピン固定門型骨組で Lu(1963) と同じものを用いる。部材の曲げ剛性は骨組内で一様である。鉛直荷重としては、はりに鉛直等分布荷重 p_y を作用させる。精度の比較基準となる Bowling effect を考慮した 2 次理論による座屈解析 [後藤ら, 1990a; Goto et al.,

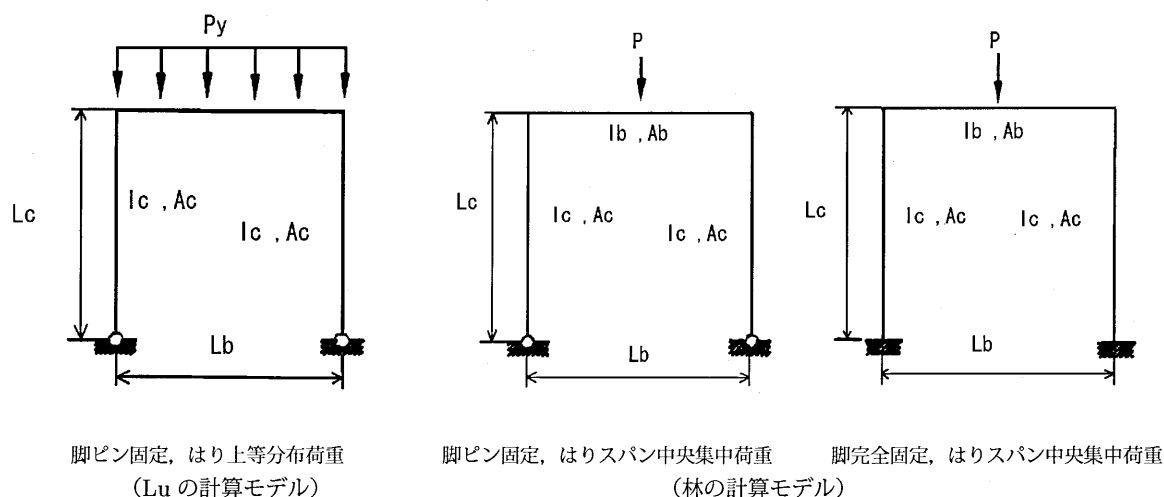


図 15.2.4 門形骨組モデル

1991a] においても Chwalla(1938), Mansur et al.(1961) や Lu(1963) と同様に部材軸線の伸張変形を無視する。2種類の座屈解析結果を表 15.2.1 に比較して示す。この表の中には座屈前の変形を無視した場合の結果も示している。表中の座屈荷重は全て水平移動分岐座屈に対応しており、次式のような無次元化した値 (座屈係数) で記入している。

$$\gamma = \frac{p_y L_b}{2EI_c/L_c^2} \quad (13.2.6)$$

表 15.2.1 からわかるように, Bowing effect を考慮した 2 次理論による座屈解析を行うと Chwalla, Lu が指摘したような座屈前の変形を考慮すると座屈値が低下するという傾向は必ずしも認められない。すなわち, L_b/L_c が最も大きい 3 の場合は座屈値は座屈前の変形を無視した場合を上回り, L_b/L_c が最小の 1 の場合は Lu の結果よりさらに低下する。

表 15.2.1 脚ピン固定門型骨組の座屈係数 γ

$\frac{L_b}{L_c}$	Bowing effect を考慮した 2 次理論 [後藤ら, 1990a; Goto et al., 1991a]	[Lu, 1963]	座屈前の変形無視
1	1.761	1.781	1.821
2	1.394	1.387	1.422
3	1.165	1.094	1.160

b) 林 (1986) の方法の精度

林の方法 [林, 1986] は座屈設計ガイドラインの旧版 [土木学会, 1987a] に示されている方法である。この方法は Chwalla(1938), Mansur et al.(1961), Lu(1963) らと同じ支配微分方程式を用いているが座屈前の変形を微小変位理論で計算している点が異なっている。林の方法の精度を検証する基準となる座屈値は a) で用いたのと同じ Bowing effect を考慮した 2 次理論により計算した [後藤ら, 1990a; Goto et al., 1991a]。解析モデルとしては座屈設計ガイドラインの旧版と同様のものとする。すなわち, 図 15.2.4 に示す門型骨組で脚ピン固定と脚完全固定の 2 種類を用い, 構造の支配パラメータである下記のものの値を変化させる。

$$k = \frac{I_b L_c}{I_c L_b}, \quad \ell = \frac{L_b}{L_c} \quad (13.2.7)$$

門型骨組に作用する荷重としては初期曲げモーメントによる座屈前の変形が最も大きくなるはり中央に鉛直集中荷重 P を考慮する。

2 種類の門型骨組について式 (15.2.7) のパラメータで整理して林の結果と Bowing effect を考慮した 2 次理論による結果を比較して表 15.2.2 と表 15.2.3 に示す. この表の中には座屈前の変形を無視した場合の結果も含めている. 表中の座屈荷重は全て水平移動分岐座屈に対応しており, 次式のような無次元化した値で記入している. さらに, () 内には有効長さ係数も示している. なお, 座屈前の変形の影響を無視した場合はパラメータ ℓ の影響はない.

$$\gamma = \frac{P}{2EI_c/L_c^2} \quad (13.2.8)$$

表 15.2.2 脚ピン固定門型骨組の座屈係数 γ

$1/\ell$	座屈解析法	k		
		0.1	1	10
0.5	林	0.465 (4.608)	1.763 (2.366)	2.360 (2.045)
	Bowing effect を考慮した 2 次理論	0.511 (4.396)	1.778 (2.356)	2.345 (2.051)
1	林	0.488 (4.498)	1.769 (2.362)	2.360 (2.045)
	Bowing effect を考慮した 2 次理論	0.495 (4.464)	1.739 (2.383)	2.343 (2.052)
2	林	0.494 (4.471)	1.771 (2.361)	2.360 (2.045)
	Bowing effect を考慮した 2 次理論	0.495 (4.468)	1.731 (2.388)	2.342 (2.053)
-	座屈前の変形無視	0.497 (4.456)	1.821 (2.328)	2.387 (2.003)

注) 座屈モードは全て横移動分岐座屈,
() 内は有効座屈長さ係数

表 15.2.3 脚完全固定門型骨組の座屈係数 γ

$1/\ell$	座屈解析法	k		
		0.1	1	10
0.5	林	2.589 (1.953)	7.359 (1.158)	9.635 (1.012)
	Bowing effect を考慮した 2 次理論	— (—)	4.048* (1.562)	9.500 (1.019)
1	林	3.355 (1.715)	7.567 (1.142)	9.636 (1.012)
	Bowing effect を考慮した 2 次理論	— (—)	8.015 (1.046)	9.412 (1.024)
2	林	3.525 (1.673)	7.614 (1.139)	9.636 (1.012)
	Bowing effect を考慮した 2 次理論	3.842 (1.603)	7.387 (1.156)	9.392 (1.025)
-	座屈前の変形無視	3.534 (1.671)	7.379 (1.157)	9.549 (1.017)

注) 座屈モード=無印: 横移動分岐座屈, —: 単調増加,
*: 屈服, () 内は有効座屈長さ係数

表 15.2.2 より脚ピン固定の門型骨組については座屈前の変形を考慮した場合, 林の座屈荷重と 2 次理論による座屈荷重を比較すると両者の差は 10 % 以内であり, いずれも座屈前の変形を無視した場合に比べ低くなっている. ただ, パラメータが座屈荷重に与える影響には差がある. 一方, 表 15.2.3 より脚完全固定の場合については両者の差はかなり大きくなる. すなわち, 林の解析では全て横移動分岐座屈となるがより正確な Bowing を考慮した 2 次理論では $(k, 1/\ell)$ の大きい領域では横移動分岐座屈, これらが小さくなると屈服, さらに小さくなると解析の範囲では単調増加挙動を示し屈服は生じない. この現象を図 15.2.5 に示すつり合い経路をもとに説明する. 屈服は非対称変形を生ずる経路と交差し分岐が生ずる以前に, 対称変形を生ずる基本経路において極限点が現れることに起因している. この場合, 林のように微小変位理論を用いて座屈前の変形を解析することは, 基本経路を図 15.2.5 の破線で示した直線と仮定することに対応する. したがって, 基本経路上には極限点は存在せず非対称変形を生ずる経路と必ず交差し, 横移動座屈荷重が求められることになる.

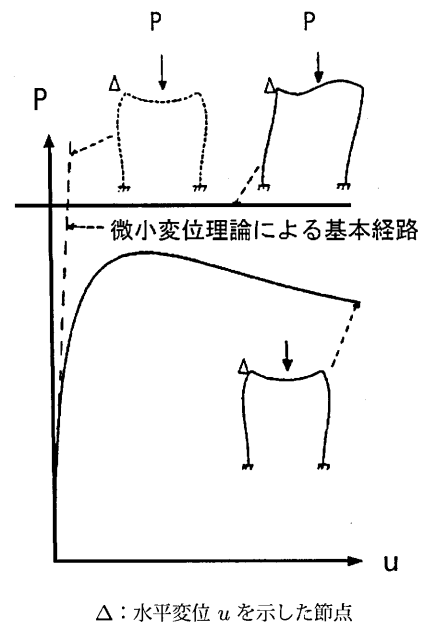
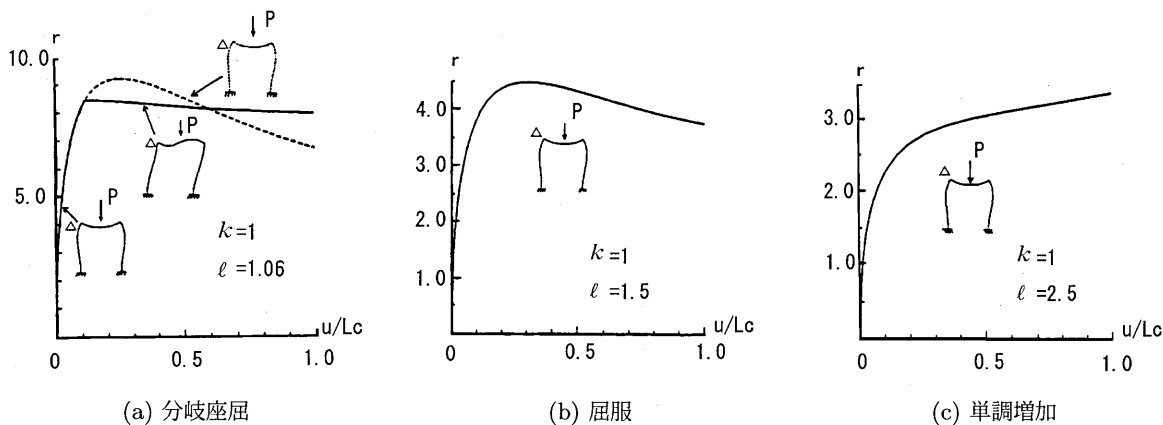


図 15.2.5 つり合い経路の概念図

c) 2 種類の座屈挙動とその発生条件

b) で述べたように図 15.2.4 に示す 2 種類の門型骨組では座屈前の変形を考慮した座屈解析として, Bowing を考慮した 2 次理論 [後藤ら, 1990a; Goto et al., 1991a] を用いると, 骨組のパラメータにより横移動分岐座屈, 屈服の 2 種類の座屈挙動と単調増加挙動 (図 15.2.6) が生ずる. ただし, 実際の鋼骨組では材料の降伏が生じ, (c) 単調増加は (b) 屈服を示すことになる. この 3 種類の挙動が生じる領域を二つの重要なパラメータ (k, ℓ) について区分したのが図 15.2.7 である. この図では, 他の影響の小さいパラメータは実際の構造の平均



△: 水平変位 u を示した節点

図 15.2.6 脚完全固定門形骨組のつり合い経路

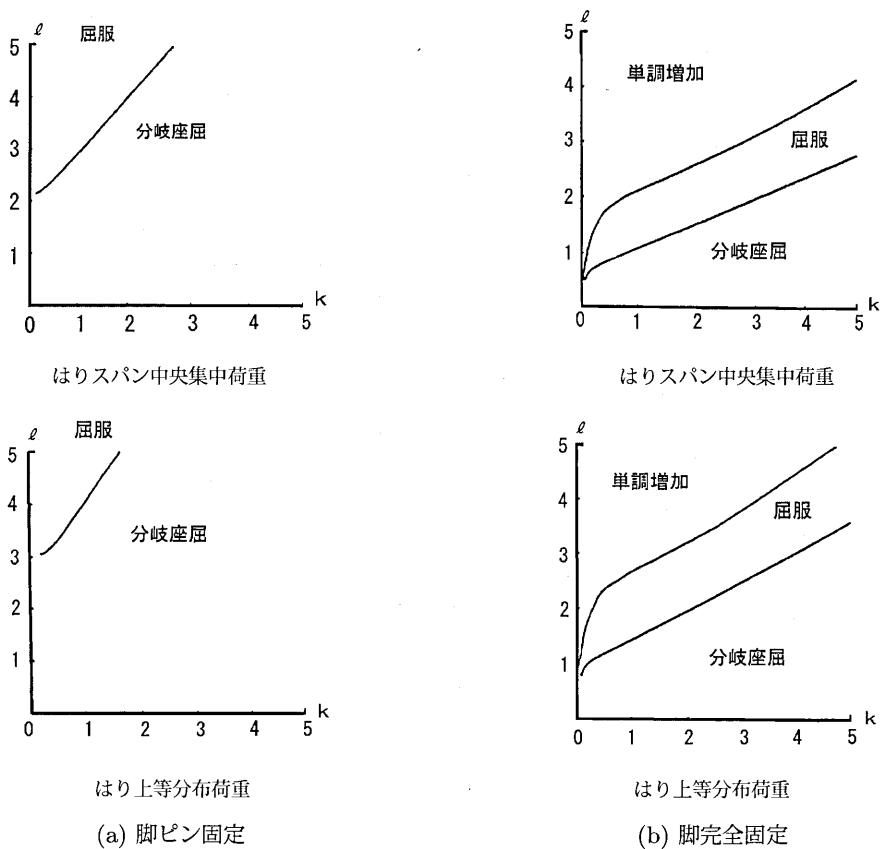


図 15.2.7 門形骨組のパラメータによる座屈挙動の分類

的な値として $A_b/A_c = 1$, $L_c/\sqrt{I_c/A_c} = 40$, $I_c/A_c^2 = 2.5$ に固定している。これより、脚ピン固定では横移動分岐座屈と屈服、脚完全固定では横移動分岐座屈、屈服の2種類の座屈挙動に加えて単調増加挙動が生じる。横移動分岐座屈は ℓ が大きいほど、また k が小さいほど、さらに脚完全固定である方が生じにくくなる。

(3) 座屈前変形の考慮の有無が設計に与える影響

門型ラーメンの弾性座屈荷重は実用的には有効座屈長の評価に使用される。現行の有効座屈長は座屈前の変形を無視した線形座屈解析により算定された弾性座屈荷重に基づいており、すべての門型ラーメンについて横移動分岐座屈によって決まる。したがって、単調増加や屈伏が生じる領域は言うまでもなく屈伏と横移動分岐座屈の境界近傍では現行の有効座屈長の精度は疑わしい。当然ながら、有効座屈長は材料非線形性を考慮して評価するのがより正確ではあるが、弾性座屈荷重に基づく現行の設計法では弾性座屈挙動と矛盾のない有効座屈長を設定するのが少なくとも妥当といえよう。この意味から、現行の有効座屈長の算定にはその適用限界に配慮する必要がある。とくに、都市内高架橋のラーメン橋脚では $\ell = 1 \sim 5$, $k = 0.3 \sim 2$ 程度で施工されるものが多く [中井ら, 1982], 構造パラメータの範囲は明らかに屈伏が生じる領域に及んでおり、注意が必要である。

15.3 弾塑性不安定

15.3.1 骨組構造の弾塑性座屈挙動

骨組構造に座屈による不安定現象が生じるのは主として鉛直荷重が作用することに起因している。したがって、その不安定現象を理解するには、柱における理想柱と同様、初期不整のない対称な平面骨組に対称な鉛直荷重が作用した場合の完全系の不安定現象を基本として理解する必要がある。ここでは最も基本的な門型骨組の完全系を例として、弾塑性座屈挙動について説明する。

平面門型骨組の柱上に集中荷重が作用する場合、その弾塑性座屈挙動は座屈前の水平方向変形がないので、完全系の中心圧縮柱の弾塑性挙動座屈挙動と類似のものである。すなわち、図 15.3.1 に脚ピン固定の門型骨組のつり合い経路を示す。この図からわかるように、分岐点に至るまでは水平移動が生じず、接線係数荷重 P_t に相当する分岐点に至って初めて水平変位が生じる。ただ、分岐後直ちに不安定になることはなく、図 15.3.1 のように除荷挙動により荷重が上昇し極限点に至って不安定になることが特徴である [Shanley, 1947]。一方、実際の骨組のように初期不整の存在や、水平荷重が存在する場合には、不整系のつり合い経路のように分岐挙動は見られず極限点挙動（屈伏現象）により終局状態に至る。

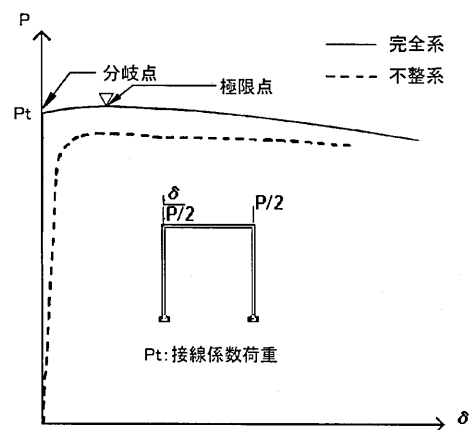


図 15.3.1 柱上に集中荷重が載荷する場合の
脚ピン固定門型骨組の弾塑性座屈挙動

15.2 で述べたはりに鉛直荷重が作用することにより骨組が初期曲げを受ける場合は、座屈前の変形の影響が生じ、上に述べた柱上に集中荷重が作用する骨組の弾塑性不安定現象とはかなり異なったものになることが報告されている [後藤ら, 1994]。ここでは図 15.3.2 に示す脚完全固定と脚ピン固定とした2種類の門型骨組のはり中央に集中鉛直荷重が作用する場合について、表 15.3.1 に示すはりと柱の長さの比が異なる4ケースについて厳密な弾塑性分岐解析を取り入れた複合非線形解析により座屈挙動を解析している。具体的な門型骨組のモデルは柱とはりが一定のH型断面部材からなものとし、材料の構成則は図 15.3.3 に示すトリリニアの移動硬化則を仮定している。柱の長さ $L_c = 8\text{m}$ と設計鉛直荷重 $P = 172.48\text{kN}$ ($\nu = 1.7$, 安全率) に対して L_b/L_c の4種類の構造について局部座屈と横倒れ座屈を無視し、はり・柱の照査式 [土木学会, 1987b] を用い

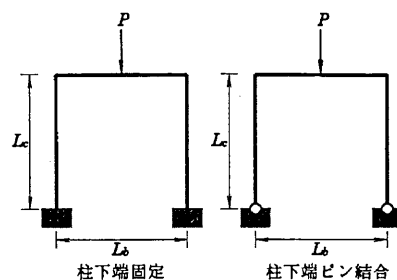
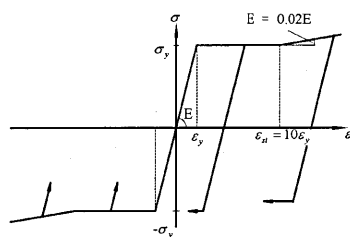
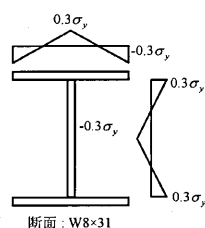


図 15.3.2 残留応力と応力・ひずみ関係

図 15.3.3 門型骨組のモデル

表 15.3.1 門型骨組の断面諸元

門型骨組タイプ	$\frac{L_b}{L_c}$	$\frac{L_b}{h_b}$	$\frac{L_c}{h_c}$	$\frac{A_b}{h_b^2} \times 10$	$\frac{A_c}{h_c^2} \times 10$	$\frac{I_b}{h_b^4} \times 10^2$	$\frac{I_c}{h_c^4} \times 10^2$
脚完全固定	0.2	13.3	57.1	3.79	3.52	5.92	5.53
	0.5	25.0	47.0	3.35	1.97	5.62	2.97
	1.0	34.7	34.7	4.66	3.56	6.53	5.10
	2.5	52.6	24.2	1.82	1.45	3.26	2.29
脚ピン固定	0.1	8.0	42.0	5.12	3.47	6.56	5.29
	0.5	19.0	36.4	1.81	2.28	3.42	4.02
	1.0	32.0	29.6	2.95	2.27	4.96	3.66
	5.0	50.0	19.5	2.29	1.80	4.02	3.42

h_c : 柱のフランジとウェブ幅, h_b : はりのフランジとウェブ幅, A_c : 柱の断面積,
 A_b : はりの断面積, I_c : 柱の断面 2 次モーメント, I_b : はりの断面 2 次モーメント

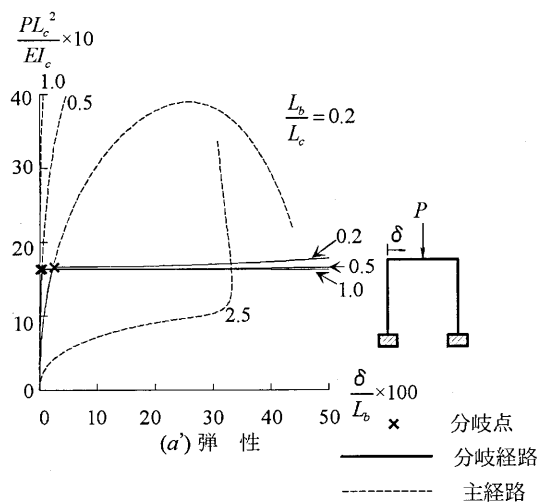
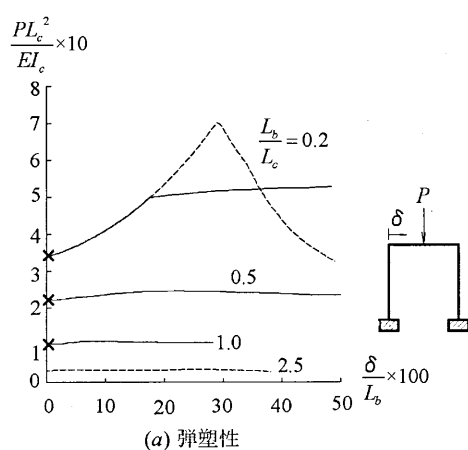
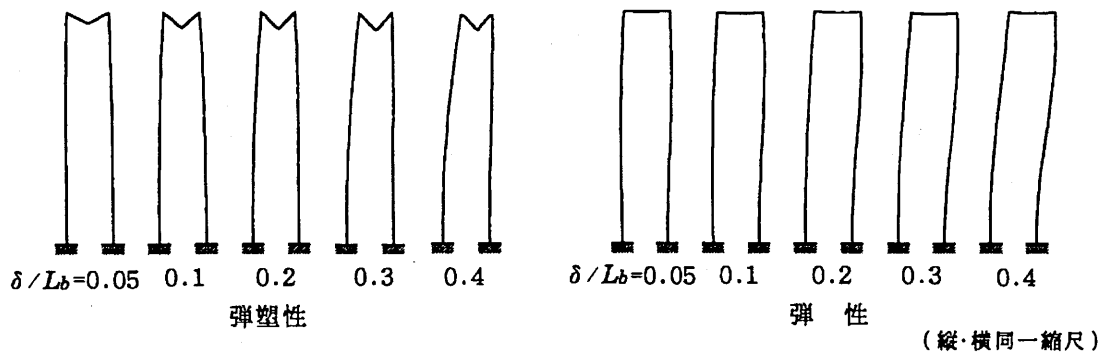


図 15.3.4 脚完全固定の門型骨組の座屈挙動

て部材断面を決定している。

脚完全固定と脚ピン固定とした 2 種類の門型骨組の弾塑性座屈挙動解析を鉛直荷重と柱頭部の水平変位の関係として、それぞれ図 15.3.4、図 15.3.6 に示す。これらの図には比較のため同じ断面諸元の骨組に対する弾性座屈挙動も示している。

脚完全固定の弾塑性門型骨組については、図 15.3.4 より、 $L_b/L_c = 0.2 \sim 1.0$ の座屈形式は水平移動分岐座屈であるが、偏平な $L_b/L_c = 2.5$ の骨組では屈伏を生ずる。骨組が弾性の場合、 $L_b/L_c = 0.2 \sim 1.0$ については弾塑性の場合と同様に水平移動分岐座屈を $L_b/L_c = 2.5$ については塑性化が生じないので単調増加挙動を

図 15.3.5 脚完全固定の門型骨組の座屈挙動 ($L_b/L_c = 0.2$)

示す。水平移動分岐挙動について弾塑性和弾性的場合を比較すると、つり合い経路経路は大きく異なっている。すなわち、弾性的場合は分岐直後、主経路と分岐経路は大きく異なるが、弾塑性の場合は、分岐後、主経路と分岐経路の実質上の差はほとんどなく、変形が進行して初めて両者の差が明確になる。 $L_b/L_c = 0.2$ の骨組について分岐後の変形モードを弾性と弾塑性の場合について図 15.3.5 に示す。これからも確認されるように、弾性的場合は分岐後、直ちに水平移動分岐座屈モードが支配的になるのに対し、弾塑性の場合は分岐後もしばらくの間は主経路での変形モードである対称変形モードが卓越し、変形が進行して初めて水平移動座屈モードが明確になる。はりの変形が大きい $L_b/L_c = 0.5, 1.0$ では、かなり変形してはじめて主経路と分岐経路の差が生じるので、図示の範囲ではほとんどつり合い経路が一致しているように見える。

脚ピン固定の門型骨組については、図 15.3.6 からわかるように、弾性の $L_b/L_c = 5.0$ で屈伏が生じる以外、弾塑性、弾性によらず、他の構造 ($L_b/L_c = 0.5 \sim 1.0$) ではすべて水平移動分岐座屈が生じる。このように、脚ピン固定の門型骨組では基部の固定度が小さいため、基部完全固定の構造に較べより偏平な構造まで水平移動分岐座屈が生じる。また、弾塑性分岐座屈挙動の特性として、脚完全固定の構造と同様、 L_b/L_c の値が大きな偏平な構造ほど分岐経路と主経路との差が現れにくい、この傾向は基部固定の構造ほどには強く現れない。

以上をまとめると、弾塑性骨組では、弾性骨組と同様、門型骨組が偏平になると、その座屈形式としては水平移動分岐座屈から屈伏へと変化する。しかしながら、弾塑性の場合の水平移動分岐座屈挙動は弾性的場合と

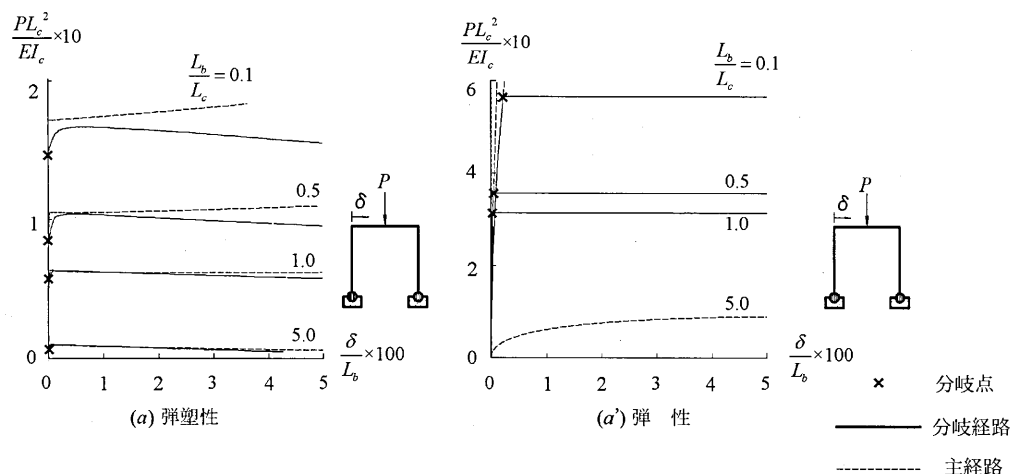


図 15.3.6 脚ピン固定の門型骨組座屈挙動

大きく異なり、はりが塑性化すると分岐後、主経路と分岐経路の差が現れにくい。この結果、 $L_b/L_c \geq 0.5$ の構造においては水平移動分岐座屈はほとんど耐力の低下をもたらさない。

15.3.2 耐 荷 力

非弾性領域におけるラーメンの座屈荷重および耐力は、次の方法で求めることができる。

- (1) 圧縮材の耐力曲線を用いる方法
- (2) 見掛けの接線弾性係数を用いた固有値解析による方法
- (3) 弾塑性有限変位解析を用いる方法。

(1) の方法は、弾性座屈解析によって得られた有効座屈長から柱の細長比を求め、これを非弾性挙動を考慮した圧縮材の耐力曲線に用いて非弾性座屈荷重を求める最も簡単な手法である。

(2) は、弾性座屈解析の式において、弾性係数 E の代りに見掛けの接線弾性係数 E_f を用いて通常の固有値計算により座屈荷重を求める方法 [土木学会, 1987a; 土木学会, 1994; Yura, 1971; 本四, 1989] である。この方法は、ラーメン柱の耐力が弾性係数 E を一定として計算されるオイラー荷重より低下する理由を全て素材の応力-ひずみ関係の接線剛性に対応する接線係数 E_t の低下に起因するものとした接線係数理論に対して、その E_t を素材に固有なものではなく、部材断面を包括的に見たパラメータであって初期曲がりや残留応力にも依存するものであると考え直し、この見掛けの弾性係数を考慮した固有値問題として耐力を算出する方法である。この方法では E_f が未知であるので繰り返し計算が必要になるが、座屈条件式は弾性座屈解析の式と同じであるので計算は比較的簡単である。

15.2.2 で述べたようなはりに荷重が作用して軸方向に E_f が変化する場合や座屈前の変形が大きい場合には、(1), (2) の手法では正確な座屈荷重は求められない。このような場合には、ひずみ増分理論を用いた (3) の解析法によりラーメンの非弾性挙動を逐次追跡し、荷重-変位径路上の特異点 (マトリックス法では、接線剛性行列が特異になる点) である分岐点や極限点を求めることによって非弾性座屈荷重が得られる [土木学会, 1987a]。この解析法の詳細は、7.3.3 を参照していただきたい。ここでは、(2) の手法について説明する。

この方法は、Yura(1971) により実際の骨組に適用され、そのラーメン柱の許容応力度を評価している。我が国では、吊橋主塔の有効座屈長の算定に採用され、本州四国連絡橋公団の吊橋主塔設計要領 [本四, 1989] に E_f 法として規定されている。また、最近この方法は、見掛けの弾性係数および有効座屈長を各断面ごとに評価する方法に拡張され、骨組構造に適用され始めている [野上, 1993a]。この場合の具体的な計算手順は次のようになる。

- a) ラーメン柱を始め線形弾性体 ($E_{fi} = E_i$) として、次式による固有値解析から最小固有値 κ を求め、各断面の座屈荷重 N_{cri} を求める。

$$|K_E(E_{fi}) + \kappa K_G(N_i)| = 0 \quad N_{cri} = \kappa N_i \quad (15.3.1)$$

ここに、 K_E は微小変位理論における全体剛性行列、 K_G は全体幾何剛性行列、 N_i は断面 i の軸圧縮力を意味する。

- b) 各断面の断面積 A_i を用い、座屈時応力 σ_{ei} を次式により計算する。

$$\sigma_{ei} = \frac{N_{cri}}{A_i} \quad (15.3.2)$$

- c) 各断面の曲げ剛性 $E_{fi}I_i$ および座屈荷重 N_{cri} から、有効座屈長 ℓ_{ei} 、換算細長比 λ_i を次式により算出し、対応する限界応力 σ_{cri} を柱の基準耐力曲線より求める。

$$\ell_{ei} = \pi \sqrt{\frac{E_{fi}I_i}{N_{cri}}}, \quad \lambda_i = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_{yi}}{E_i}} \frac{\ell_{ei}}{r_i} \quad (15.3.3)$$

d) 得られる σ_{cri} が b) で求められた σ_{ei} と一致しなければ, E_{fi} と σ_{cri} を修正して繰り返す. この場合修正前の E_{fi} を $E_{fi}^{(1)}$ とすれば, 修正後の E_{fi} は, 次式で与えられる.

$$E_{fi} = \frac{\sigma_{cri}}{\sigma_{ei}} \cdot E_{fi}^{(1)} \quad (15.3.4)$$

e) σ_{ei} と σ_{cri} が一致した時, 対応する N_{cri} が耐力である. また, その時の対応する ℓ_{ei} が有効座屈長である.

いま, 図 15.3.7 に示すような 4 層ラーメン構造の吊橋主塔に鉛直荷重 $V_c=49000$ kN が作用する場合の耐力を前述の計算手順にしたがって求めてみる. なお, 塔柱の断面は平均断面 ($A=1.231\text{m}^2$, $I=3.003\text{m}^4$), 塔高は $\ell=169\text{m}$, 降伏応力度は $\sigma_Y=353$ N/mm² である. 試算結果, 5 回の収束計算により E_f 値は大きく低下しており, 終局強度は $\sigma_e = \sigma_{cr}=291$ N/mm² となる.

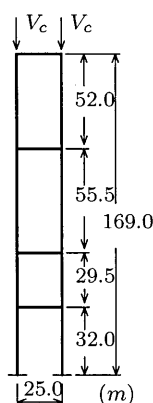


表 15.3.2 試算例

収束回数	κ	κN (kN)	ℓ_e (m)	λ	σ_{cr} (N/mm ²)	σ_e (N/mm ²)	$\frac{E_f}{E}$
0	—	—	—	—	—	—	1.000
1	28.987	1420363	65.532	0.553	285.1	1153.8	0.247
2	8.080	395920	61.693	0.521	291.1	321.6	0.224
3	7.341	359709	61.572	0.520	291.4	292.2	0.223
4	7.320	358680	61.575	0.520	291.4	291.4	0.223

図 15.3.7 ラーメン形式主塔

15.4 ラーメン構造の座屈設計

15.4.1 有効座屈長の実用的算出方法

現行規準の有効座屈長に関する規定, および実設計において適用されている算出方法は, 表 15.4.1 のようにラーメン柱の弾性および非弾性領域の考慮の有無により弾性固有値解析と非線形弾性固有値解析に大別できる. さらに, 構造解析上から分類すると部分構造解析法と全体構造解析法に分類できる [野上, 1993a].

(1) 部分構造解析法

部分構造解析法は, 比較的単純な骨組構造物に対して, 表 15.4.1 の基本仮定に基づく近似計算法であり, 着目部材ごとに有効座屈長を求める解法である. 弾性挙動を基礎にした場合, この解法はさらに 3 解法に分かれる. 解法-1 は, 1 層の構造部分系に対する特性方程式をそのまま解く方法であり, 非線形式のため繰り返し計算を必要とする. さらに, 繰り返し計算の煩わしさを無くし, しかも解法-1 の解の精度を確保できるような近似式として与えたのが解法-2 [Ballio, 1993] である. 解法-3 は, さらにノモグラフ [AISC, 1978] や図 15.5.6 の図表 [本四, 1989; 鉄道総合, 2001] から読み取れるように配慮した方法であり, 多くの設計基準にこの解法が採用されている. なお, 道路橋示方書では代表的ラーメン構造物に対して表にまとめている [日本道路協会, 2001].

なお, 断面積はほぼ一定で断面寸法が変化する変断面部材の有効座屈長は, 一般に全長に一定断面二次モーメントを持つ換算断面として扱う. また, 部材軸方向に軸方向力が変化する部材は, 両端に等しい軸力を受け

表 15.4.1 有効座屈長の算出法

弾性固有値解析法		非線形弾性固有値解析法	
全体構造系	部分構造系	全体構造系	部分構造系
$ K_E(E) + \kappa K_G(N) = 0$ $\ell_e = \pi \sqrt{\frac{EI}{\kappa N}}$	解法-1 横拘束がない場合： $\frac{G_A G_B \chi^2 - 36}{6(G_A + G_B)} = \chi \cot \chi$ 横拘束がある場合： $\frac{G_A G_B}{4} \chi^2 - \frac{G_A + G_B}{2} (1 - \chi \cot \chi) = 1 - \frac{\tan(\chi/2)}{\chi/2}$ $G = \frac{\sum (I/\ell)_c}{\sum (I/\ell)_b}, \quad \chi = \frac{\pi}{\beta}, \quad \ell_e = \beta \ell$ 解法-2 横拘束がない場合： $K = \sqrt{\frac{1.6 + 2.4(\xi_1 + \xi_2) + 1.1\xi_1\xi_2}{\xi_1 + \xi_2 + 5.5\xi_1\xi_2}}$ 横拘束がある場合： $K = \frac{3.0 - 1.6(\xi_1 + \xi_2) + 0.84\xi_1\xi_2}{3.0 - (\xi_1 + \xi_2) + 0.28\xi_1\xi_2}$ $\xi_1 = \frac{1}{1 + G_A}, \quad \xi_2 = \frac{1}{1 + G_B}, \quad \ell_e = \beta \ell$ 解法-3 図表から読み取る $\ell_e = K \ell$	$ K_E(E_f) + \kappa K_G(N) = 0$ $\ell_e = \pi \sqrt{\frac{E_f I}{\kappa N}}$ $\frac{E_f}{E_{f1}} = \frac{\sigma_{cr}}{\kappa N/A}$	図表から読み取る $\ell_e = K \ell$ $\frac{E_t}{E} = \frac{\sigma_{cr}}{\sigma_e}$
基本仮定 (1) 挙動は弾性	基本仮定 (1) 挙動は弾性 (2) 全ての結合部は剛結 (3) 全ての部材は一樣断面 (4) 同一階の全ての柱は同時に座屈 (5) はりの抵抗モーメントは、その上下の柱の剛性に応じて配分 (6) 横拘束のある場合、はりの両端の回転角は大きさが同じで方向が逆符号 (7) 横拘束のない場合、はりの両端の回転角は大きさがおおよそ方向ともに同じ	基本仮定 (1) 全ての柱の挙動は非弾性 (柱の基準耐力曲線を採用) (2) 全ての腹材の挙動は弾性 (3) 全ての部材は一樣断面 (4) 繰り返し計算	基本仮定 (1) 全ての柱の挙動は非弾性 (柱の基準耐力曲線を採用) (2) 全ての腹材の挙動は弾性 (3) 全ての結合部は剛結 (4) 腹材間の柱は一樣断面 (5) 繰り返し計算

K_E : 微小変位理論の剛性行列, K_G : 幾何剛性行列, κ : 固有値, N : 断面圧縮力, EI : 曲げ剛性, G_A, G_B : 柱両端の値, K : 有効座屈係数,
 ℓ : 部材長, σ_{cr} : 柱の耐力, σ_e : 柱の座屈耐力, A : 断面積, E_t : 接線弾性係数, E_f : 有効接線弾性係数, E_{f1} : 前回の有効接線弾性係数

る部材として簡略化する方法が採られる。

次に、非弾性領域を考慮した有効座屈長の算出法には、Yura によって初めて提案された部分構造解析法がある。この方法は、初期曲がりや残留応力を考慮したラーメン柱の耐力の実用的な計算方法である。まず、着目部材 ℓ の有効座屈長さ係数 K はラーメン柱の曲げ剛性 $E_{fc}I_c$ に対するはりの曲げ剛性 E_bI_b の比で与えられる

$$G = \frac{\sum E_{fc}I_c/\ell_c}{\sum E_bI_b/\ell_b} \quad (15.4.1)$$

を用いてノモグラフ [AISC, 1978] から読みとり、得られる有効座屈長 $\ell_e = K\ell$ を用いて AISC(1978) の柱の基準耐力曲線から許容軸圧縮応力度 σ_{ca} を求める。さらに、

$$G = \frac{\sigma_{ca}}{\sigma_e} \quad (15.4.2)$$

により G の修正値を計算し、この値を用いて再びノモグラフから K を読みとり、 $K = 1.0$ に収束するまで繰り返し計算を行い、許容軸圧縮応力度を算出する手順をとっている。

(2) 全体構造解析法

この方法は、構造全体系の固有値解析に基づく方法であり、これまで部分構造解析法で設計上対処仕切れな場合場合に用いられてきた。実構造物の全体座屈強度は、実務上変形の影響を無視した接線剛性を用いた線形固

有値解析 (線形座屈解析) により決定できることを前提に, 組み合わせ荷重状態での構造解析 (影響線解析) により得られる作用軸圧縮力状態に対して構造全体系の接線剛性行列に基づく固有値解析から分岐座屈強度を求め, 曲げ剛性と座屈強度より各断面の有効座屈長を算出する方法である. 現在, この方法には設計上, 弾性固有値解析と E_f 法がある.

弾性座屈固有値解析に基づく方法は, 作用軸圧縮力に依存した接線剛性行列による次式

$$|K_E(E_i) + \kappa K_G(N_i)| = 0 \quad (15.4.3)$$

の固有値解析を行い, 得られた最小固有値 κ から座屈荷重 ($= \kappa N$) を求め, 次式

$$\ell_{ei} = \pi \sqrt{\frac{E_i I_i}{\kappa N_i}} \quad (15.4.4)$$

のようにオイラーの座屈式から逆算する方法, あるいは得られた座屈モード形状から推定する方法であり, 任意の構造物に適用できる汎用的な有効座屈長の決定方法である

E_f 法は, 15.3.2 で述べたように非線形弾性固有値解析法として唯一実設計に導入されている方法であり, 吊橋主塔設計要領に採用されてから, 我が国における多くの橋梁に利用されている. この規定では, 対象とするラーメン構造物が極端な変断面ではなく, 軸圧縮力も一様分布状態に近いことから, 全てのラーメン柱の見掛けの接線弾性係数 E_f は同じであり, かつ軸方向に変化しないとするなどの仮定が成つ立つものとして等断面ラーメン柱から成る構造全体系の固有値解析を行い, 構造全体を代表する唯一の有効座屈長を設定している. このように, 各部材の見掛けの接線弾性係数 E_f を一定となる取扱は, 柱の基準耐荷力曲線がそのまま構造全体系の耐荷力に対する初期不整および残留応力の影響と等価とみなしていることになる.

この計算方法は, 上述した等断面, 一定の E_f の仮定以外, ほぼ 15.3.2 の計算手順と同様に行われるが, 実際には a) 段階において, 作用荷重に対する微小変位理論による線形解析により軸力 N を計算し, 固有値解析を行っている. なお, 15.3.2 の手順のように, 変断面に対して E_{fi} を変化させて有効座屈長を算出する方法も用いられる.

(3) 設計上の対策

部分構造解析法により有効座屈長を求める方法は, 現在のように電子計算機が発達していなくハード的に整っていなかった時代において, 構造全体系の固有値計算は困難であり, 便宜的に, しかも安全側な評価になるように配慮したものである. しかし, この方法は容易に扱える反面, 次のような問題点が指摘されている.

- 適用範囲に限界があり, 複雑な形式の構造物の設計に用いるのは困難である.
- 得られる許容軸圧縮応力度は, 一般に安全側過ぎる評価になってしまう傾向がある.

また, 固有値解析に基づく方法は, 数値計算上のハード面およびソフト面の発展および普及を背景に, 構造物の座屈に影響する構造形式, 断面変化, 拘束条件および荷重条件などを容易に考慮できることから最近多用される傾向にある. しかし, 実際の設計において固有値解析に基づく方法を適用するには, 次のような事項に配慮する必要がある.

- 固有値解析に基づく方法は, 数学的には解が得られるものの, 物理的な現象を明確に説明することが困難である.
- 弾性固有値解析法, E_f 法ともに, 作用軸圧縮力の小さな部材において, 有効座屈長が極端に長くなる. その結果, 圧縮強度を過小評価してしまうか, または限界細長比を越えてしまい設計不可能となる場合がある.
- 固有値解析は, 通常数ケースの固定荷重状態でしか行われないのに対して, 断面力解析は影響線荷重状

態で行われるので、有効座屈長を算出するときの荷重状態と部材断面の支配的な荷重状態が異なるという矛盾が生ずる。

以上のような問題点などが存在する部分構造解析法および全体構造解析法により得られる有効座屈長の中には、実務上使用できない不合理な有効座屈長が存在する。このような不合理な有効座屈長となる部材に対する設計上の簡便な対策法として、次のような具体的な方法が採用されている [野上, 1993a; 西野ら, 1981; 宇佐美, 1992]。

- a) 曲げ部材として断面設計。
- b) 適切な数値による有効座屈長の頭切り。
- c) 変断面部材を一樣断面に換算した圧縮部材として断面設計。
- d) 変化する軸圧縮力を一樣軸圧縮力に換算した圧縮部材として断面設計。
- e) 高次固有値、固有モードの通用。

a) の対策法は、構造解析により軸力が微小であることが確認できれば、曲げ部材として設計できる可能性がある。また、有効座屈長が極端に長くなる時、b) の方法のように実用上適切な有効座屈長の限界長さを規定し、頭切りしても十分と考えられる。c) および d) については、極端な変断面でない場合有効な方法である。

これらの対策では、暗黙のうちに最小固有値を対象にしてきたが、構造物を構成する部材単独の座屈、つまり複雑な構造系において設計しようとする部材、つまり着目部材を支配する座屈モードに注目し、対応する高次の固有値を用いて有効座屈長を求める方法が、e) の対策法である (例えば, 14.2.4 トラスを参照)。最近、特に複雑な構造や大規模構造に通用されている [宇佐美, 1992; 野上ら, 1994b; 関西道路, 1998]。さらに、新しい対策法の動きとして、荷重条件に依存しない方法 [野上ら, 1994b]、全体座屈より決まる部材変位がそれぞれの部材の限界状態 (2 次形式の零値) となる限界軸力を導入して固有値解析を行う方法 [阿井ら, 1997] などの新しい算出法が提案されているが実用に至っていない。

15.4.2 有効座屈長法

鋼構造物の断面設計は、許容応力度設計法に基づく部材単位の設計が行われてきた。これは、設計荷重の作用状態のもと、微小変位、線形弾性の仮定による骨組構造解析から得られる断面力と 15.4.1 で述べた有効座屈長から評価される強度を用いて安全性照査を行う設計法であり、部材強度への非線形性の影響は応力度照査式および安定照査式の強度側に考慮されている。具体的には、次の手順による許容応力度設計が行われている [土木学会, 1994]。つまり、

- a) : 荷重条件、構造形式などの設計条件を設定する。
- b) : a) の設定の基、構造解析に用いる断面 (A, I) を仮定する。
- c) : b) の断面の基で構造解析により断面力を求める。
- d) : c) の断面力を用いて、例えば道路橋示方書の場合、次式の応力度照査式、安定照査式を満足するように断面計算を行い仮定断面 (A, I) を決定する。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_c + \frac{\sigma_{bx}}{1 - \sigma_c / \sigma_{eax}} + \frac{\sigma_{by}}{1 - \sigma_c / \sigma_{eay}} &\leq \sigma_{cal} \\ \frac{\sigma_c}{\sigma_{ca}} + \frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{bax}(1 - \sigma_c / \sigma_{eax})} + \frac{\sigma_{by}}{\sigma_{bay}(1 - \sigma_c / \sigma_{eay})} &\leq 1 \end{aligned} \right\} \quad (15.4.5)$$

ここに、 $\sigma_c, \sigma_{bx}, \sigma_{by}$ は作用軸圧縮応力度、強軸、弱軸に関する作用曲げ応力度、 $\sigma_{eax}, \sigma_{eay}$ は強軸、弱軸に関する許容オイラー座屈強度、 σ_{cal} は局部座屈に関する許容応力度、 σ_{ca} は許容軸圧縮応力度、 $\sigma_{bax}, \sigma_{bay}$ は強軸に関する許容曲げ応力度、および許容曲げ応力度の上限値である。

- e) : d) の許容応力度の計算に用いる有効座屈長は、過去の実験やノモグラフを用いて仮定する。この時、断面の材質は鋼材の板厚が適性になるよう決定する。
- f) : d) の計算に基づいて断面定数を修正し、構造解析を行い断面力を求める。
- g) : f) の断面力を用いて、式 (15.4.5) の応力度照査式、安定照査式を満足するように断面計算を行い、設計断面 (A, I) を決定する。
- h) : g) の照査に用いる有効座屈長は、特殊な構造形式の場合、f) から得られた作用軸圧縮力を用いて固有値解析を行い決定する。この固有値解析は通常 1 回目のループのみ行われる。通常の構造形式の場合は e) で採用した値をそのまま使用する。
- i) : g) の計算結果で決まった断面定数と f) に用いた断面定数との比が約 ± 5~10% の許容誤差内に収まるまで f), g) を繰り返す。

15.4.3 $P-\Delta$ 法に基づく設計法

(1) $P-\Delta$ 法の概要

$P-\Delta$ 法は Wood(1976) によって提案されたもので、例えば右図 15.4.1(a) に示すような門型ラーメンの幾何学的非線形解析を微小変位解析 (弾性 1 次解析) により簡便に近似するものである。この方法を利用した座屈設計の基本概念

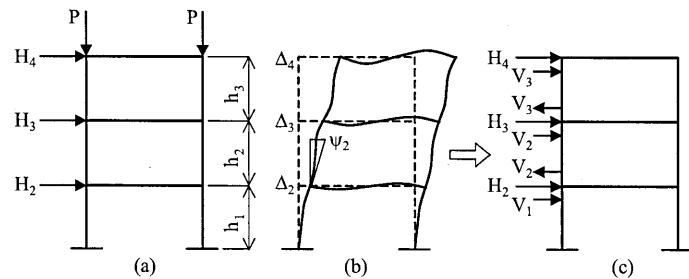


図 15.4.1 $P-\Delta$ 法の基本概念

は次のようである。つまり、 $P-\Delta$ 効果によって各層の柱に生じる付加曲げモーメントを一对の水平力 (層せん断力) として作用させることにより、幾何学的非線形を考慮した断面力を弾性 1 次解析により求め、断面強度相関式を用いてラーメンの耐荷力を算定するものである。この層せん断力は図 15.4.1(b) を参照して、次式のように算出する。

$$V_2 = (\sum N)(\Delta_3 - \Delta_2)/h_2 = (\sum N)\psi_2 \quad (15.4.6)$$

すなわち、各層の柱に作用する軸力と部材回転角によりできる。

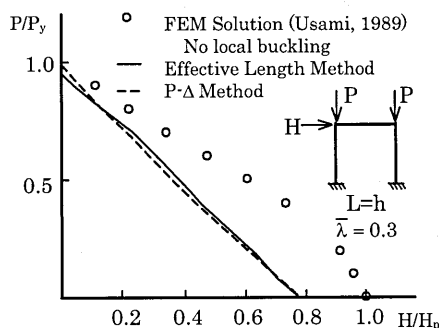
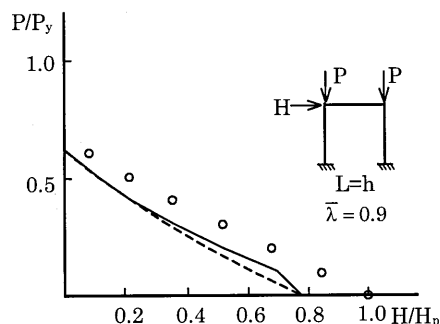
最初には部材回転角を仮定する必要があるが、基本的には解析された部材回転角と一致するまで繰り返し計算を行う必要があるが、繰り返し計算を省く方法も考えられている。繰り返し計算を行う方法と省く方法の手順を表 15.4.1 にまとめる [宇佐美, 1991]。ここに示す手順では、耐荷力への影響として 2 点を考慮している。すなわち、初期不整としての初期部材回転角 ψ_{0i} を導入し、軸圧縮力による柱の剛性低下を考慮するための係数 1.2 を ψ_i に乗じている。

(2) 適用例

ラーメン構造に対して $P-\Delta$ 法を適用する研究としては、[中井ら, 1987; 宇佐美ら, 1989; 宇佐美, 1990; 野上ら, 1993b] などがある。ここでは、宇佐美の解析例 [宇佐美, 1990] を示す。図 15.4.2 は箱形断面部材からなる 1 層門形ラーメンの解析結果である。 $P-\Delta$ 法においては初期部材回転角を $\psi_{0i} = 1/200$ とし、断面強度式には降伏限界式を使用している。 $P-\Delta$ 法の結果は有効座屈長法とほぼ同じ結果を与え、FEM に基づく弾塑性有限変位解析解と比較すると鉛直荷重が大きい領域ではほぼ一致しているが、水平荷重が大きい領域では差がある。これは、断面の限界状態を初降伏とし応力の再配分を考えていないためである。

表 15.4.2 $P-\Delta$ 法の計算手順

繰り返し計算を行う方法	繰り返し計算を省く方法
① 初期部材回転角 ψ_{0i} を与える. ② 弾性 1 次解析により i 層の部材回転角 ψ_i を求め、これを最初の仮定とする. ③ 次式により i 層の層せん断力 V_i を求める. $V_i = (\sum N)(\psi_{0i} + 1.2\psi_i) \quad (15.4.7)$ ここで、 $\sum N$ は i 層の柱の軸力の和である. ④ 次式により床 i に作用する換算水平力 H'_i を求める. $H'_i = H_i + (V_{i-1} - V_i) \quad (15.4.9)$ ⑤ 各床レベルに H'_i を作用させ部材回転角を求め、仮定した部材回転角に収束していなければ、この結果を仮定として、ステップ③に戻る. ⑥ 部材回転角が収束すれば、各部材の断面力が断面強度式を満たすか照査する.	① 初期部材回転角 ψ_{0i} を与える. ② 弾性 1 次解析により i 層の部材回転角 $\psi_i^{(1)}$ を求める. ③ 次式により、2 次理論に基づく近似的な部材回転角 ψ_i を求める. $\psi_i = \frac{1 + (\sum N / \sum H) \psi_{0i}}{1 - 1.2(\sum N / \sum H) \psi_i^{(1)}} \psi_i^{(1)} \quad (15.4.8)$ ④ 左の式 (15.4.7) により、 i 層の層せん断力を求める. ⑤ 左の式 (15.4.9) により、換算水平力 H'_i を求める. ⑥ 各床レベルに H'_i を作用させて弾性 1 次解析により断面力を求め、断面強度式を満たすか照査する.

(a) $\bar{\lambda} = 0.3$ (b) $\bar{\lambda} = 0.9$ 図 15.4.2 門形ラーメン構造に対する $P-\Delta$ 法の適用

この解析例では有効座屈長法との差はないが、一般的に $P-\Delta$ 法の利点としては①有効座屈長を求める必要がない、②照査式は断面強度のみ必要で、梁-柱の安定照査式は不要である、③変断面のラーメンにも適用できる、④隅角部の設計断面力に $P-\Delta$ 効果を含めることができることが挙げられる。一方、長方形ラーメンに限定され、任意形状の骨組構造への適用が困難なことが欠点である。

15.4.4 線形化有限変位解析に基づく設計

(1) 概念

上述の $P-\Delta$ 法の適用は長方形ラーメンに限定されるが、この線形化有限変位理論に基づくマトリックス法を使用する設計法は、任意の骨組構造物に適用することができる。ここで示す設計法は、 $P-\Delta$ 法を用いる設計法の拡張であり、基本的な概念は代表的な柱の耐荷力公式である Perry-Robertson 公式の概念を一般化したものである [長谷川ら, 1989]。つまり、Perry-Robertson 公式は初期たわみを与えた柱をはり-柱理論により解いて最大応力を求め、その応力を降伏応力と等値することで求められている。そこで、任意の骨組構造物に対して、適切な初期たわみを与えて線形化有限変位解析 (弾性 2 次解析とも呼ばれる) により解き、応力が降

伏応力以下 (断面力が断面強度以下) であることを照査して骨組の耐荷力を算定する。したがって、等価初期たわみの大きさとモードの決定が、この方法の精度を左右する最も重要な問題である。

(2) 等価初期たわみ

等価初期たわみの決定方法を両端単純支持の中心軸圧縮柱を例にとって説明する。図 15.4.3 は、中心軸圧縮柱の荷重 P と $P-\delta$ 効果によって生じる付加曲げモーメント M の関係を示している。線形化有限変位解析の結果は初期たわみ δ の大きさによって変わるが、適切な大きさ f_0 を選ぶと断面強度式 (この場合は初降伏条件式) との交点を弾塑性有限変位解析によって求められる強度と一致させることができる。したがって、この様に定められた等価初期たわみは、弾塑性有限変位解析に考慮されている初期不整の影響を換算する効果を持つことがわかる。

等価初期たわみの提案としては、[Buntara et al., 1991; 西野ら, 1993; 野上ら, 1994a] がある。ここでは、任意形状の骨組の等価初期たわみを決める方法として織田ら (1994) の方法を紹介する。この方法の概念は、骨組の中で座屈に関して最も弱い部材に対して、両端単純支持のはり一柱の等価初期たわみを当てはめるものである。例えば、図 15.4.4 に示す非対称の鉛直荷重を受ける門形ラーメンでは右柱 CD が最も弱く、この部材の初期たわみが仮定の換算柱 ED の等価初期たわみに一致するように座屈モードを拡大する。座屈モードの拡大は C 点の曲率が換算柱の対応点の曲率に一致するように行う。なお、骨組中の最弱部材とは、作用軸圧縮力とその部材の圧縮耐力の比が最も大きい部材で、最弱部材の判定と座屈モードは座屈固有値解析によって算出される。

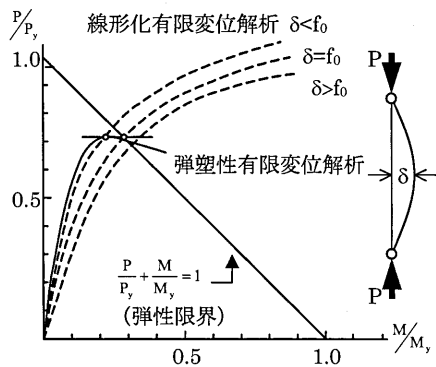


図 15.4.3 中心軸圧縮柱の等価初期たわみ

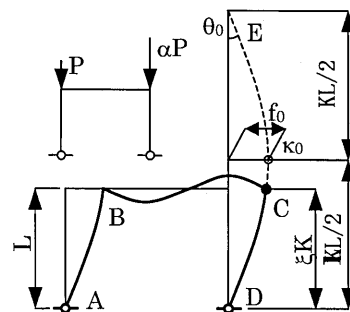


図 15.4.4 任意形状骨組の等価初期たわみ

(3) 適用例

任意形状の骨組として、2 ヒンジアーチへの適用例を示す [織田ら, 1995]。図 15.4.5 は等分布荷重を満載する 2 ヒンジアーチの解析結果を示している。等価初期たわみを導入して線形化有限変位解析により求めた強度は、初期たわみ $L/1000$ と圧縮残留応力 $0.5\sigma_Y$ を考慮した弾塑性有限変位解析の結果によく一致している。

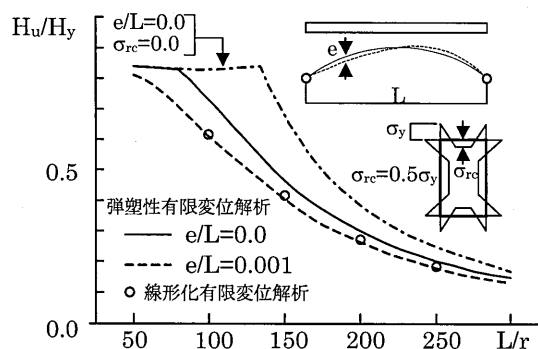


図 15.4.5 2 ヒンジアーチに対する線形化有限変位解析法の適用

15.4.5 弾塑性有限変位解析に基づく設計

(1) 設計への適用

骨組の弾塑性有限変位解析は、幾何学非線形および材料非線形を考慮した梁要素を使う有限要素解析である。梁要素の性質上、局部座屈を直接考慮することはできないが、骨組構造物の最も精密な耐荷力解析法である。この解析法は Second-order plastic-zone analysis と呼ばれ古くから研究が行われてきた [Chen et al., 1994] が、適用は研究や特別な構造物の耐荷力照査に限定されていた。しかし、最近はワークステーションやパーソナルコンピュータの高性能化と低価格化が進み、多くの長大橋の耐荷力照査 [関西道路, 1998] や、耐震設計における Pushover 解析に適用されるようになった。なお、耐震解析の分野では、この解析で使用する梁要素を Fiber 要素と呼ぶこともある。

骨組の弾塑性有限変位解析を設計法として利用するためには、次の問題を明らかにしておく必要がある。まず解析への入力として、①初期たわみや残留応力などの初期不整の大きさと形状、②死荷重や活荷重などから成る組合せ荷重の載荷方法を決める必要がある。そして解析結果に対して、③限界状態の設定と照査法、④部材断面 (寸法、板厚など) の設計法を明らかにしておく必要がある。

(2) 初期不整の与え方

曲げモーメントに比べて軸圧縮力が支配的な骨組構造物の耐荷力は初期不整によって低減するため、解析に初期不整を導入することが必要である。反対に、曲げモーメントが支配的な荷重状態に対しては初期不整の影響は小さいため無視することができる。実際の初期たわみと残留応力の大きさについては、本書の第 6 章か、[土木学会, 1994; ECCS, 1983] を参照すればよい。このとき、初期不整の大きさが最大値か平均値かによって解析された耐荷力の統計的な意味が異なってくる。一般には下限相当の耐荷力を得るために、最大の初期不整を導入することが多い。

初期たわみのモードについては、座屈モードと設計荷重による変形モードの 2 種類が代表的と考えられる。Clarke ら (1992b) は、設計基準の中で考えられる様々なモードの組合せの中で弾性座屈モードまたはそれに近いモードが最も低い強度になることを示している。したがって、最も不利な状態を考慮するためには弾性座屈モードを初期たわみとすればよい。

ここまでに述べてきた初期不整は、実際の初期不整あるいは製作許容誤差による初期不整であるが、柱の基準耐荷力曲線に等価な初期不整 (柱の基準耐荷力曲線で考慮する $L/1000$ に等価な初期たわみで、例えば片持ち柱では $L/500$ になる) という考え方がある [Clarke et al., 1992a]。前者が合理的であるが、有効座屈長法で設計された骨組構造物の耐荷力を検証するために後者の初期不整を考える場合もある。

(3) 荷重載荷と照査法

まず、荷重は死荷重や活荷重などを組合せたものを比例載荷することが多い [土木学会, 1994; 関西道路, 1998]。これは、部分安全係数法のフォーマット [土木学会, 1992] における安全係数と荷重の比例係数 (荷重パラメータ) を対応させるためである。

次に照査法を検討する前提として、2つの終局限界状態を区別しておく必要がある [土木学会, 1994]。1つは最初の座屈を終局限界とする照査であり、座屈後の変形増加を許容しない設計である。最初の座屈とは骨組構造物の全体系の座屈であるか、構成部材の座屈あるいは材片の局部座屈である。2つめは骨組構造物の全体系の耐荷力あるいは変形性能を終局限界とする照査である。これは全体構造系が不静定で、最初の座屈後の強度が期待できる場合か、座屈が生じなく降伏による剛性変化で力の再配分を期待する場合に全体系の耐荷力あるいは変形性能を保障する設計である。

上記の2つの終局限界状態に対する照査式を示す。まず、最初の座屈を終局限界とする照査では、式(15.4.10)で表される断面強度か、式(15.4.11)で表される断面のひずみを照査する。最初の座屈が全体座屈の場合には、荷重パラメータにより照査した方が直接的であるが、全体座屈挙動はこの解析で追跡できるので変形が最大となる断面の照査でその限界をとらえることが可能である。したがって、断面照査で統一すれば照査法として簡単である。P-Δ法や線形化有限変位解析による設計法も同じ考え方で全体座屈を照査している。

$$\gamma_i \gamma_a \gamma_b f\left(\frac{N}{N_u}, \frac{M}{M_{xu}}, \frac{M}{M_{yu}}, \frac{T}{T_u}\right) \leq 1 \quad (15.4.10)$$

$$\gamma_i \gamma_a \frac{\varepsilon_{\max}}{\varepsilon_u / \gamma_m / \gamma_b} \leq 1 \quad (15.4.11)$$

ここに、 γ_i は構造物係数、 γ_a は構造解析係数、 γ_b は部材係数、 γ_m は材料係数、 $f(\quad)$ は断面の強度相関式(本書の第10章を参照)、 N, M_x, M_y, T は設計荷重 $\sum \gamma_{fi} L_i$ を作用した弾塑性有限変位解析で得られる断面力(γ_{fi} は荷重係数、 L_i は荷重)、 N_u, M_{xu}, M_{yu}, T_u はそれぞれ、軸力、強軸曲げモーメント、弱軸曲げモーメント、ねじりモーメントに対する終局断面力で局部座屈の影響を考慮する、 $\varepsilon_{\max}$ は設計荷重 $\sum \gamma_{fi} L_i$ を作用した弾塑性有限変位解析で得られる最大ひずみ、 ε_u は断面の終局ひずみである。 ε_u は板要素の座屈、引張破断強度などによって決められる。板要素の座屈によって決まる ε_u は、最大応力点を限界としたものに[Nara et al., 1991]、最大応力点の95%に応力が低減するまでの変形性能を期待するものに[宇佐美, 1995]の提案がある。

一方、全体構造系の耐荷力あるいは変形性能を終局限界とする照査は、全体系の挙動を表す式(15.4.12)の荷重パラメータによるか、式(15.4.13)のたわみによる照査で行うことができる。この場合は、断面が比較的厚肉で局部座屈の影響がないことが前提となる。なお、最大荷重点を超えた変形性能を期待する場合は荷重パラメータによる照査はできないので、たわみによって照査する必要がある。

$$\alpha_u \geq \gamma_i \gamma_a \gamma_b \quad (15.4.12)$$

$$\gamma_i \gamma_a \frac{\delta_u}{\delta_{Rd}} \leq 1 \quad (15.4.13)$$

ここに、 α_u は終局限界状態における荷重パラメータ(終局時の荷重は $\alpha_u \sum \gamma_{fi} L_i$ で表される)、 δ_u は終局限界状態における最大たわみ、 δ_{Rd} は終局限界時の許容たわみ(γ_b は許容値の中に含まれる)である。荷重パラメータ値をどの程度にするかは、[関西道路, 1998]に例が示されている。荷重パラメータに関する1つの問題は、設計荷重として非超過確率が十分小さい値を採用したときに、このパラメータは統計的な意味を持たないことである。非線形挙動を示す構造物に対して、全体的な安全係数の1つの指標と考えるのが妥当と思われる。

最後に弾塑性有限変位解析を使用したときの部材断面(寸法、板厚など)の設計法について触れる。この解析では降伏による部材間の応力再配分が起こるため、応力再配分を許容するときには応力または断面力による設計法が使えなくなる。そこで、新たな断面設計法の開発が必要になる。1つの方法として式(15.4.11)で表されるひずみによる設計法があるが、断面設計法としての実用性はまだ十分に検証されていない。

15.5 半剛結骨組

15.5.1 概 説

一般に鋼骨組構造におけるはり-柱接合部は、剛結接合あるいはピン接合と仮定して設計が実施されている。図15.5.1は、はり-柱接合部のモーメント M - 相対回転角 θ_r 曲線を示している。図中、 $\theta_r = 0$ すなわち縦軸の場合は剛結接合に、 $M = 0$ すなわち横軸の場合はピン接合に対応する。代表的な剛結接合としては、はりを柱フランジ部に直接溶接する溶接接合がある。我が国では、十分な耐震性を確保するためとして、一般に

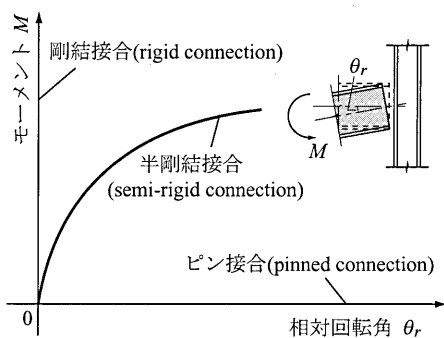


図 15.5.1 モーメントー相対回転角関係

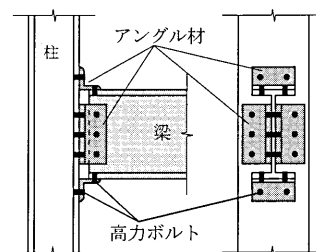


図 15.5.2 代表的な半剛結接合

剛結骨組が多く用いられている。

一方、欧米諸国では、図 15.5.2 に示すようなアングル材と高力ボルトを併用する接合形式が鋼骨組に広く用いられている。この種の接合形式は、図 15.5.1 に示すように剛結接合とピン接合の中間的な剛性特性を有することから、一般に半剛結接合 (*semi-rigid connection*) と呼ばれている。この接合形式は、接合部剛性が剛結接合に比べて小さいことより、骨組全体の横方向への変形量が増大する傾向になる等の欠点を有している反面、①溶接作業が不要となり、施工性や経済性、信頼性に優れていること、②アングル材の寸法やボルト径およびその配置により、接合部剛性や最大耐力を容易に変化させることができること、③大きな履歴減衰効果が期待できることから、地震時のエネルギー吸収能力に優れていること [小室ら, 2001, 2003]、等の利点を有している。これらのことから、半剛結骨組は、その性能を規定することによって、地震国である我が国においても採用を検討するに値する構造形式の 1 つであるものと考えられる。

半剛結骨組を採用するにあたっては、柱の座屈安定性を照査する際に、はり一柱接合部の非線形挙動特性を適切に評価する必要がある。この場合、接合部やはり、柱部材の材料非線形性と構造全体に関する幾何学的非線形性を考慮した複合非線形解析 [Goto et al., 1995; Chen et al., 1996] を行うことにより直接座屈安定性の照査を行うことは可能であるが、高度な数値解析が要求されるため、ここでは従来型の部材単位の照査を行うために必要な有効座屈長の評価方法について述べることにする。

15.5.2 半剛結骨組の座屈挙動と安定照査

部材単位の設計をする場合、骨組の安定照査には部材の有効座屈長の評価が重要になる。ピン結合や剛結骨組の有効座屈長は、通常不整のない弾性分岐荷重に基づき決定される。一方、半剛結骨組のはり一柱接合部は低荷重から非線形挙動を示す。したがって、半剛結骨組の有効座屈長をピン結合や剛結骨組と同じレベルで評価するためには、はりと柱は線形弾性体とし接合部に対してのみ図 15.5.1 に示すような非線形特性を考慮したモデルを用いるのが妥当であろう。

ピン結合や剛結骨組の有効座屈長は、先に述べたように分岐荷重に基づいて決定される。その分岐挙動は、図 15.5.3 に示されているように鉛直荷重の分布状態の影響をほとんど受けない [Goto et al., 1993]。これとは対照的に、半剛結骨組の分岐挙動は荷重条件の影響を大きく受ける。すなわち、鉛直荷重が主に分布荷重としてはりに作用する場合には、分岐前から接合部に曲げモーメントが作用するため、接合部の接線剛性が初期剛性より低下し分岐荷重も低下する。しかしながら、分岐後は、図 15.5.4(a) に示されているように変形の増加に伴う荷重の増減は少ない。また、初期不整による影響も小さくピン結合や剛結骨組と同様、安定した挙動を示す。一方、鉛直荷重が主に集中荷重として柱上に作用する場合には、分岐前には接合部に曲げモーメント

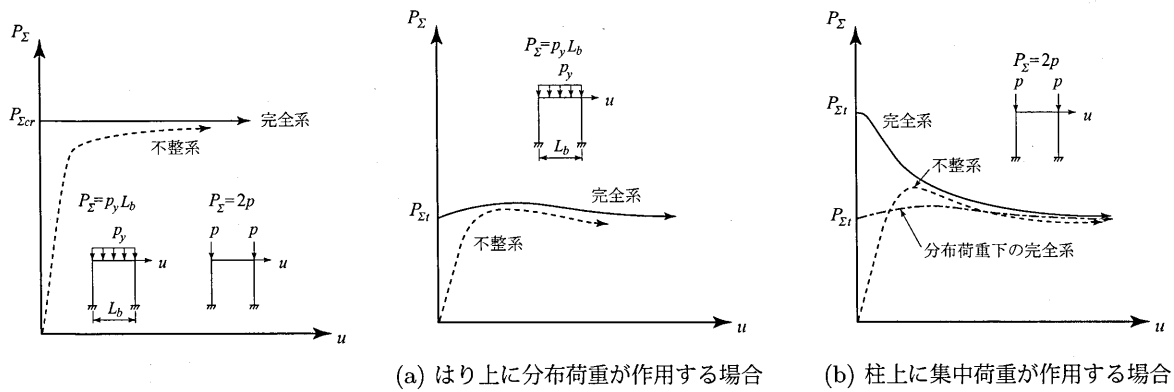


図 15.5.3 剛結骨組の座屈挙動

図 15.5.4 半剛結骨組の座屈挙動

がほとんど作用せず、接合部の剛性も初期剛性からほとんど低下しない。したがって、分岐荷重ははりに分布荷重が作用する場合に比較して高くなる。しかしながら、分岐後は図 15.5.4(b) に示されるように荷重が急激に低下するとともに初期不整に敏感で最大荷重の低下も大きくなる。この場合、図 15.5.4(b) から明らかなように、最大荷重の下限として保証される値は、全鉛直荷重が分布荷重としてはりに作用する場合の分岐荷重を用いて評価可能である。また、この荷重は妥当な精度で座屈後の保証しうる荷重レベルを与えている。したがって、柱に集中鉛直荷重が作用する場合には、集中荷重をはり上の等分布荷重に置換して接合部の剛性低下を考慮した分岐荷重（接線係数荷重）を算定し、これをもとに有効座屈長を評価することによって安全側の評価が可能になるものと考えられる。

15.5.3 部分構造モデルによる有効座屈長の算定

はり、柱を線形弾性体とし、はり一柱接合部の非線形特性のみを考慮したモデルに対する非線形座屈解析 [後藤ら, 1990b; Kishi et al., 1990; Goto et al., 1991b] を行うことより分岐荷重（接線係数荷重）を求めることが可能になれば、一般的に半剛結骨組の有効座屈長を剛結骨組と同様の手続きで計算することができる。ここでは、近似的ではあるが簡便に有効座屈長を求める方法として、図 15.5.5 に示すような部分構造モデルに基づいた固有値解析による方法を説明する。具体的には、剛結骨組に対して広く用いられている alignment chart

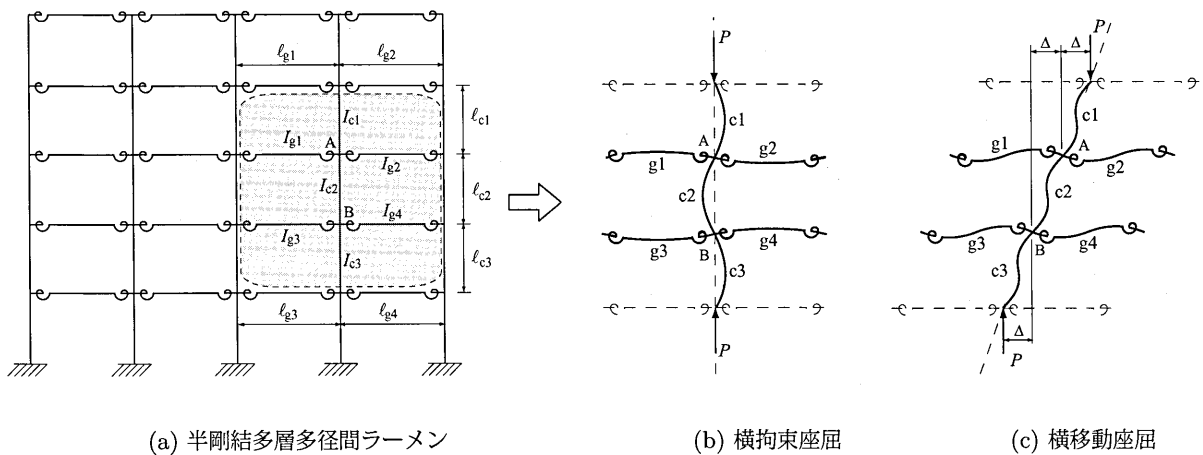


図 15.5.5 半剛結接合を有する多層ラーメンの座屈

による方法を踏襲し、接合部の剛性特性が考慮できるように修正することにより行っている。接合部の剛性特性を考慮するための修正点は、以下の通りである。

- a) はり材端に座屈時の接合部接線剛性を有する線形スプリングを導入する。
- b) 載荷荷重は、接合部接線剛性評価時以外は無視する。
- c) 部分構造モデルのはり一柱接合部が半剛結接状態の場合には、a) によって規定された線形スプリングによる接合部相対回転角を考慮し、剛比を修正する。

以上の仮定を用いると、図 15.5.5 に示すような 2 つの座屈モードに対して、次式のような座屈方程式が得られる。

横拘束座屈：

$$\frac{G'_A G'_B}{4} \left(\frac{\pi}{K} \right)^2 + \left(\frac{G'_A + G'_B}{2} \right) \left\{ 1 - \frac{\pi}{K} \cot \left(\frac{\pi}{K} \right) \right\} + \frac{2}{\pi/K} \tan \left(\frac{\pi}{2K} \right) = 1 \quad (15.5.1)$$

横移動座屈：

$$\frac{G'_A G'_B (\pi/K)^2 - 36}{6(G'_A + G'_B)} = \frac{\pi}{K} \cot \left(\frac{\pi}{K} \right) \quad (15.5.2)$$

ここに、 K は柱 AB に対する有効座屈長さ係数である。また、 G'_A 、 G'_B は、節点 A および B における修正剛比であり、次式で定義されるもので、剛結骨組に対する剛比 G_A 、 G_B を接合部の剛性が考慮できるように係数 α_i を導入して修正したものである。

$$G'_A = \frac{EI_{c1}/l_{c1} + EI_{c2}/l_{c2}}{\alpha_1 EI_{g1}/l_{g1} + \alpha_2 EI_{g2}/l_{g2}}, \quad G'_B = \frac{EI_{c2}/l_{c2} + EI_{c3}/l_{c3}}{\alpha_3 EI_{g3}/l_{g3} + \alpha_4 EI_{g4}/l_{g4}} \quad (15.4.3)$$

ここに、 α_i ($i=1\sim4$) は接合部の剛性を考慮するための補正係数であり、はり材端の接合条件によって表のように求められる。なお、表中の R_{kA} および R_{kB} は、それぞれ座屈時の接合部接線剛性である。

これより、座屈時の接合部接線剛性を適切に評価することによって表 15.5.1 の補正係数 α_i を計算し、これを式 (15.5.3) に代入して修正剛比 G'_A 、 G'_B を求め、式 (15.5.1)、(15.5.2) を解くか、alignment chart (図 15.5.6 参照) を用いることにより有効座屈長さ係数 K を求めることができる [Kishi,1997,1998]。前述の接合部接線剛性は、次項に示す beam-line 法を用いて近似的に評価することができる。なお、座屈時の接合部の接線

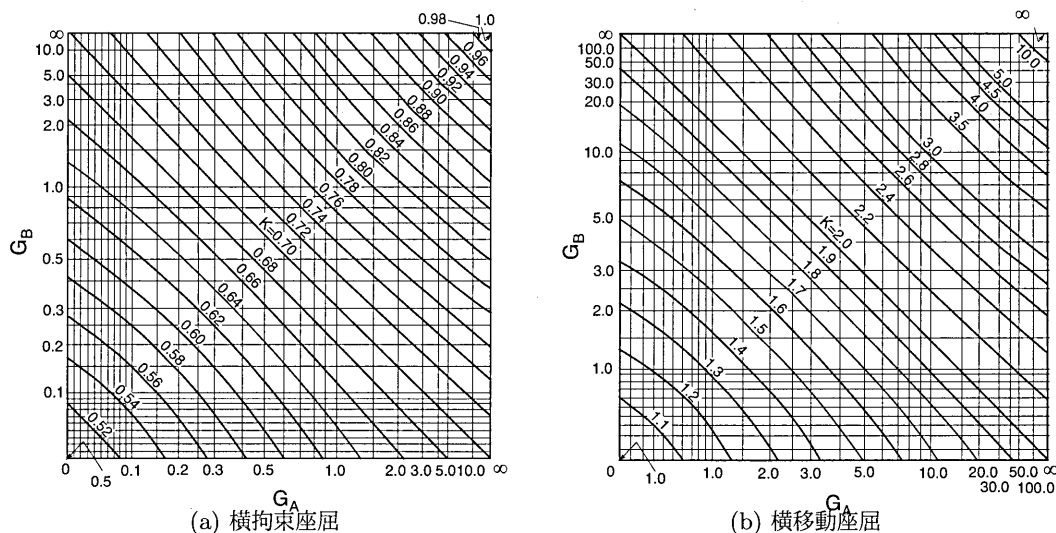


図 15.5.6 alignment chart

表 15.5.1 はり材端の各接合条件に対する補正係数 α_i

接合条件		補正係数 α_i		備 考
A 端	B 端	横拘束座屈	横移動座屈	
剛結接合	剛結接合	1		A — B
半剛結接合	半剛結接合	$\frac{\left(1 + \frac{6EI_g}{L_g R_{kB}}\right)}{R^*}$	$\frac{\left(1 + \frac{2EI_g}{L_g R_{kB}}\right)}{R^*}$	A — B
剛結接合	半剛結接合	$\frac{\left(1 + \frac{6EI_g}{L_g R_{kB}}\right)}{\left(1 + \frac{4EI_g}{L_g R_{kB}}\right)}$	$\frac{\left(1 + \frac{2EI_g}{L_g R_{kB}}\right)}{\left(1 + \frac{4EI_g}{L_g R_{kB}}\right)}$	A — B
半剛結接合	剛結接合	$\frac{1}{\left(1 + \frac{4EI_g}{L_g R_{kA}}\right)}$		A — B
剛結接合	ピン接合	3/2	1/2	A — B
剛結接合	固定端	2	2/3	A — B
半剛結接合	ピン接合	$\frac{3/2}{\left(1 + \frac{3EI_g}{L_g R_{kA}}\right)}$	$\frac{1/2}{\left(1 + \frac{3EI_g}{L_g R_{kA}}\right)}$	A — B
半剛結接合	固定端	$\frac{2}{\left(1 + \frac{4EI_g}{L_g R_{kA}}\right)}$	$\frac{2/3}{\left(1 + \frac{4EI_g}{L_g R_{kA}}\right)}$	A — B

Note:

$$R^* = \left(1 + \frac{4EI_g}{L_g R_{kA}}\right) \left(1 + \frac{4EI_g}{L_g R_{kB}}\right) - \left(\frac{EI_g}{L_g}\right)^2 \frac{4}{R_{kA} R_{kB}}$$

剛性は座屈時のはりに作用する等分布荷重が既知でなければ算定できない。したがって、一般にははりに作用する分布荷重と矛盾しない座屈荷重が得られるまで繰り返し計算により分布荷重を特定する必要がある。

15.5.4 接合部の剛性特性評価

ここでは、接合部の非線形な剛性特性 ($M - \theta_r$ 特性) から座屈時の接合部接線剛性を評価するための一方法である beam-line 法について述べる。この方法は、図 15.5.7 に示すような曲げ剛性 EI_g を有するはり材に満載等分布荷重 w が作用した場合において、はりの材端モーメント M と材端回転角 θ_r の間に、次式のような線形関係が成立することを利用したものである。

$$M = \frac{wL_g^2}{12} \left(1 - \frac{\theta_r}{\theta_g}\right) \quad (15.4.4)$$

ここで、 θ_g は両端ピン支持の場合におけるはりの材端回転角 ($=wL_g^3/24EI_g$)、 L_g ははりの部材長である。

図 15.5.8 に示されるように、式 (15.5.4) から得られる beam-line と非線形な $M - \theta_r$ 曲線の交差する点 A の座標が、与えられたはり材および荷重に対する接合部のモーメント M および相対回転角 θ_r となる。従って、接合部接線剛性 R_{kt} は、交点 A における曲線の接線勾配で与えられる。なお、接合部の非線形な $M - \theta_r$ 曲線が図 15.5.9 に示す三要素パワーモデル [Kishi et al., 1990] を用いることによって評価できると仮定する

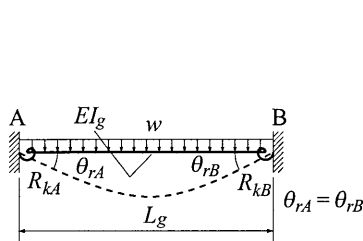


図 15.5.7 はりのモデル化

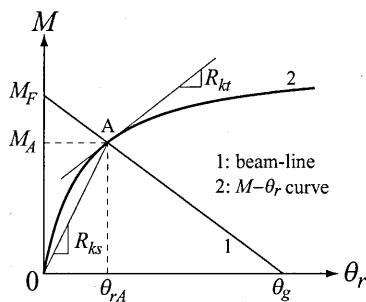
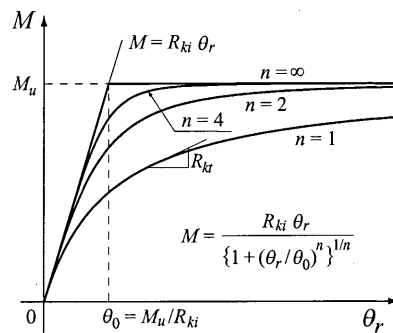
図 15.5.8 $M - \theta_r$ 曲線と
beam-line の関係

図 15.5.9 三要素パワーモデル

と、接合部接線剛性 R_{kt} は次式のように与えられる。

$$R_{kt} = \frac{R_{ki}}{\left\{1 + \left(\frac{\theta_r}{\theta_0}\right)^n\right\}^{(n+1)/n}} \quad (15.4.5)$$

ここで、 R_{ki} は接合部の初期剛性、 M_u は接合部の限界曲げ耐力、 θ_0 は塑性回転角 ($=M_u/R_{ki}$)、 n は形状指数であり、過去の実験結果に基づいた評価式が岸らによって与えられている [岸ら, 1994; Kishi et al., 1995]。

15.6 今後の展望

構造全体系の固有値解析を有効座屈長の算出法に適用するケースが多くなっているが、問題は、常に全ての部材が全体系の座屈に支配的影響を与えるように断面設計していないことに注意する必要がある。

ところで、近年非線形解析理論の進展・普及は著しい。これは、コンピュータのハード・ソフト面からの発達によるところが大きく、コンピュータの高速化など技術の急速な進歩、プログラムのシステム化・最適化による解析計算処理の効率化が進んだ結果である。パソコンや EWS が高性能化・コンパクト化したことにより、設計現場でこの非線形構造解析の適用も可能な環境が整いつつある。

このような解析環境の変化に対して、わが国の橋梁の設計は、これまでの適用実績、各荷重に対する重ね合わせの原理による影響線処理が可能であることなどの理由から、設計実務の効率を考慮して、弾性微小変位解析による静的骨組構造解析が適用されている。そのため、特別な場合、例えばこれまでにない新しい形式であるとか、大規模橋梁であるとか、細部構造の詳細な応力分布が知りたいときなどを除いては、一般に非線形解析の必要性は基本的に発生しない。

また、骨組構造解析に基づく設計に対して、最近 FEM を積極的に設計に利用する動きがある。これまで、FEM は複雑な構造系、システム全体の立体挙動 (変位、応力)、あるいは細部構造の力学挙動で、高度な技術者でも予測不能、予測にあいまいさを感じられる挙動を明らかにするための計算ツールとして多用されてきたが、これを一歩進めて断面設計に導入して行く動きである。したがって、非線形解析の導入問題とともに FEM の実務設計への適用に向けた今後の研究開発に注目したい。

参考文献

- Chwalla, E.(1938): Die stabilitaet lotrecht belasteter rechteckrahmen, Der Bauingenier, Vol.19, pp.69-75,1938.
- Shanley, F.R.(1947) : Inelastic column theory, Journal of the Aeronautical Sciences, Vol.14, pp.261-268,1947.
- Bleich, F.(1952) : Buckling Strength of Metal Structures, McGraw-Hill, 1952.
- 長柱研究委員会編 (1960) : 弾性安定要覧, 改訂増補版, コロナ社, 1960.
- Timoshenko, S.P. and Gere, J.M.(1961) : Theory of Elastic Stability, 2nd ed., McGraw-Hill, 1961.
- Mansur, E.F., Chang, I.C. and Donnel, L.H.(1961): Stability of frames in the presence of primary bending moments, J. Engrg. Mec. Div., ASCE, Vol.87, No.4, pp.19-34, 1961.
- Lu, Le-Wu(1963): Stability of frames under primary bending moments, J. Struct. Div., ASCE, Vol.89, No.3, pp.35-62, 1963.
- 仲威雄, 加藤勉, 藤本盛久, 菅野誠 (1968) : 座屈論, 新訂建築学大系 12, 彰国社, 1968.
- Galambos, T.V. (福本嘸士, 西野文雄共訳)(1970) : 鋼構造部材と骨組, 丸善, 1970.
- C.R.C. of Japan(1971) : Handbook of Structural Stability, Corona Pub., 2-23~2-56, 1971.
- Yura, J.A.(1971): The Effective length of columns in unbraced frames, AISC, Eng., J., Vol.8, No.2, 1971.
- Johnston, B.G.(1976): Guide to stability Design Criteria for Metal Structures 3rd ed., John Wiley & Sons, 1976.
- Wood, B.R., Beaulieu, D. and Adams, P.F.(1976) : Column design by P Delta method, Journal of structural engineering, Proceedings of ASCE, pp.411-427, Vol.102, No.ST2, 1976.2.
- AISC(1978) : Specification for the Design, Fabrication, and Erection of Structural Steel for Buildings, 1978.
- 西野文雄, 三木千寿, 鈴木篤 (1981) : 道路橋示方書 II 鋼橋編改訂の背景と運用, 13 章ラーメン構造, 橋梁と基礎, pp.82-85, 1981.
- 福本嘸士 (1982) : 構造物の座屈・安定解析, 新体系土木工学 9, 技報堂出版, 1982.
- 中井博, 河合彰好, 吉川紀, 北田俊行, 酒造敏廣 (1982) : 鋼製ラーメン橋脚の実績調査 (上), 橋梁と基礎, Vol.16, No.6, pp.35-40, 1982.
- ECCS Technical Working Group 8.2(1983): Ultimate limit state calculation of sway frames with rigid joints, ECCS publication Np.33, ECCS-CECM-EKS, 1983.11
- 林正 (1986) : 曲げ荷重を受けるラーメンの座屈解析, 構造工学論文集, Vol.32.A, pp.443-457, 1986.
- Goto, Y. and Chen, W.F.(1987): Second order elastic analysis for frame design, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.113, No.ST7, pp.1501-1519, 1987.
- 土木学会 (1987a) : 座屈設計ガイドライン, 鋼構造シリーズ 2, 技報堂出版, 1987.
- 土木学会 (1987b) : 鋼構造物設計指針 PART A 一般構造物, p.59, 1987
- 中井博, 酒造敏廣, 大垣賀津雄 (1987) : 鋼薄肉ラーメン構造物の限界強度の近似計算法, 土木学会論文集, No. 380/I-7, pp.263-272, 1987.4.
- 伊藤文人 (1989) : 構造安定論, 技報堂出版, 1989.
- 本州四国連絡橋公団 (1989) : 吊橋主塔設計要領 (案)・同解説, 1989
- 長谷川彰夫・西野文雄 (1989) : 線形化有限変位理論による構造物の設計法の提案, 土木学会第 44 回年次学術講演会概要集 (第 I 部門), pp.108-109, 1989.10.
- 宇佐美勉, 垣内辰雄, 水野克彦 (1989) : 鋼ラーメン構造物の合理的設計式の一提案, 土木学会論文集, No.404/I-11, pp.331-340, 1989.4.
- 後藤芳顕, 鈴木五月, 松浦聖 (1989) : はりと柱の接合部の非弾性特性を考慮した半剛結平面骨組の臨界挙動の解析, 土木学会論文集, No.410/I-12, pp.287-296, 1989.
- 後藤芳顕, 鈴木五月, 松浦聖 (1990a) : はり・柱理論に基づく初期曲げモーメントを受ける弾性矩形骨組の座屈解析に関する一考察, 構造工学論文集, Vol.36A, pp.123-134, 1990.
- 後藤芳顕, 鈴木五月, 松浦聖 (1990b) : はりと柱の接合部に非弾性特性を有する半剛結矩形骨組の安定性に関する一考察, 土木学会論文集, No.416/I-13, pp.329-338, 1990.
- Kishi, N. and Chen, W.F.(1990): Moment-rotation relation of semi-rigid connections with angles, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.116, No.7, pp.1813-1834, 1990.
- 宇佐美勉 (1990) : 鋼平面ラーメン構造物の極限強度評価式の実験データによる検証, 構造工学論文集, Vol.36A, pp.79-88, 1990.3.
- Goto, Y. Suzuki, S. and Chen, W.F.(1991a): Bowing effect on elastic stability of frames under primary bending moment, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.117, No.1, pp.111-127, 1991.
- Goto, Y., Suzuki, S., and Chen, W.F.(1991b): Analysis of critical behavior of semi-rigid frames with or without load history in connections, International Journal of Solids and Structures, Vol.27, No.4, pp.467-483, 1991.
- 宇佐美勉 (1991) : 鋼骨組構造物の座屈設計法の問題点, 第 1 回 SGST 拡大研究会論文集, 1991.11.

- Buntara, S.G., Nishino, F. and Yamaguchi, E. (1991): A design procedure for in-plane failure of steel frames by elastic finite displacement analysis, 土木学会第 46 回年次学術講演会概要集 (第 I 部門), pp.270-271, 1991.9.
- Nara, S. and Fukumoto, Y. (1991): Evaluation of ultimate strength and ductility of longitudinally stiffened plates under uniaxial compression, Proceedings of 1991 annual technical session, Structural stability research council, pp.391-402, Chicago, U.S.A., April 15-17, 1991.
- 土木学会・構造工学委員会・鋼コンクリート共通構造設計基準小委員会 (1992): 鋼構造とコンクリート構造の限界状態設計に関する共通の原則, 土木学会論文集, No.450/I-20, pp.13-20, 1992.7.
- Clarke, M.J. and Bridge, R.Q. (1992a): The inclusion of imperfections in the design of beam-columns, SSRC proceedings of 1992 annual technical session (Pittsburgh, Pennsylvania), pp.327-346, 1992.4.
- Clarke, M.J., Bridge, R.Q., Hancock, G.J. and Trahair, N.S. (1992b): Advanced analysis of steel building frames, Journal of steel constructional research, Vol.23, pp.1-29, 1992.
- 宇佐美勉 (1992): 鋼骨組構造物の座屈設計法の問題点, SGST 拡大研究論文集, NO.1, pp.107-120, 1992.
- Ballio, G. (1993): Theory and Design of Steel Structures, Chapman and Hall, 1993.
- 野上邦栄 (1993a): ラーメン柱の有効座屈長算出法に関する一考察, 構造工学論文集, Vol.39A, pp.199-210, 1993.
- 西野文雄, Buntara, S.G., 山口栄輝 (1993): 弾性有限変位解析による骨組構造物の耐荷力算定法, 第 2 回 SGST 拡大研究会論文集, 東海構造研究グループ, pp.99-105, 1993.12.
- 野上邦栄, 上田浩章, 山本一之 (1993b): 鋼ラーメン構造の設計における P- Δ 法と有効座屈長法による塔の限界強度評価, 構造工学論文集, Vol. 39A, pp.211-220, 1993.3.
- Goto, Y., Suzuki, S. and Chen, W.F. (1993): Stability behavior of semi-rigid sway frames, Engng. Struct., Vol.15, No.3, pp.209-219, 1993.
- 土木学会・鋼構造委員会・鋼構造終局強度研究小委員会 (1994): 鋼構造シリーズ 6 鋼構造物の終局強度と設計, 土木学会, 1994.7.
- 野上邦栄, 高木真, 林一輝, 成田信之 (1994a): 弾性有限変位解析に基づく設計における骨組構造の等価初期不整, 構造工学論文集, Vol.40A, pp.263-273, 1994.3.
- 織田博孝, 宇佐美勉 (1994): 弾性 2 次解析による変断面骨組の設計法, 土木学会論文集, No.489/I-27, pp.129-138, 1994.4.
- Chen, W.F. and Toma, S. (1994): Advanced Analysis of Steel Frames (chapter 1, Trend toward advanced analysis), CRC press, 1994.
- 野上邦栄, 山本一之 (1994b): 構造全体系の固有値解析による骨組部材の合理的な有効座屈長の評価, 土木学会論文集, No.489/I-27, pp.157-166, 1994.
- 後藤芳顕, 宮下敏, 松浦聖 (1994): 平面骨組の弾塑性分岐挙動の解析法と初期曲げを受ける剛結門型骨組の座屈特性, 構造工学論文集, Vol.40A, pp.283-294, 1994.
- 岸徳光, 後藤芳顕, R. Hasan, 小室雅人 (1994): 半剛結鋼骨組の力学挙動に及ぼす三要素パワーモデルの形状指数の影響, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.40A, pp.1275-1286, 1994.
- Kishi, N., Hasan, R., Chen, W.F., and Goto, Y. (1995): Power model for semi-rigid connections, Steel Structures, Journal of Singapore Structural Steel Society, Vol.5, No.1, pp.37-48, 1995.
- Goto, Y. and Miyashita, S. (1995): Validity of classification systems of semi-rigid connections, Engineering Structures, Vol.17, No.8, pp.544-553, 1995.
- 織田博孝, 宇佐美勉 (1995): 弾性 2 次解析を用いたアーチの面内座屈設計法, 橋梁と基礎, Vol.29, pp.22-26, 1995.10.
- 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法の提案, 土木学会論文集, No.525/I-33, pp.69-82, 1995.10.
- Chen, W.F., Goto, Y., and Liew, J.Y.R. (1996): *Stability design of semi-rigid frames*, John Wiley & Sons, 1996.
- Kishi, N., Chen, W.F. and Goto, Y. (1997): Effective length factor of columns in semi-rigid and unbraced frames, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.123, No.3, pp.313-320, 1997.
- Nishino, F., Ai, M. and Nakano, T. (1997): On the stability of frame members in a global buckling, Journal of JSCE, No.577/I-41, pp.17-26, 1997.
- 関西道路研究会・道路橋調査研究委員会 (1998): コンピュータによる鋼橋の終局強度解析と座屈設計, 共立出版, 1998.2.
- Galambos, T.V. (1998): Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures 5rd ed., John Wiley & Sons, 1998.
- Kishi, N., Chen, W.F., Goto, Y., and Komuro, M. (1998): Effective length factor of columns in flexibly jointed and braced frames, Journal of Construction Steel Research, Vol.47, pp.93-118, 1998.
- 日本建築学会 (2000): 鋼構造座屈設計指針, 丸善, 2000.
- 日本道路協会 (2001): 道路橋示方書・同解説, I 共通編, II 鋼橋編, 丸善, 2001.
- 鉄道総合技術研究所 (2001): 鉄道構造物等設計標準・同解説, 鋼・合成構造物, 2001.

- 小室雅人, 岸徳光, 矢吹信喜, W.F.Chen (2001): 正弦波加振を受ける半剛結門型骨組の動的応答特性, 応用力学論文集, 土木学会, Vol.4, pp.203-210, 2001.
- 小室雅人, 岸徳光, 松岡健一, 菅野昌生 (2003): 接合部の非線形な剛性特性を考慮した半剛接鋼骨組の地震応答解析, 構造工学論文集, Vol.49B, pp.549-560, 2003.