

第16章 アーチ

16.1 概 説

外力荷重に対して、主として軸圧縮力で抵抗することを意図した平面曲線構造（部材）を、一般にアーチと呼ぶ。アーチの不安定現象を、荷重－たわみ曲線の形で模式的に表すと図 16.1.1（面内問題）及び図 16.1.2（面外問題）のようになる。両図の荷重－たわみ曲線は、(イ) 対称モード (ロ) 逆対称モード (ハ) 荷重又は形状が非対称、の各場合を示しており、最大荷重（強度）の大小関係は、荷重条件や構造諸元により変る。また、荷重は、軸方向分布荷重が一般的であるが、簡単のため単一集中荷重で模式的に表わしている。

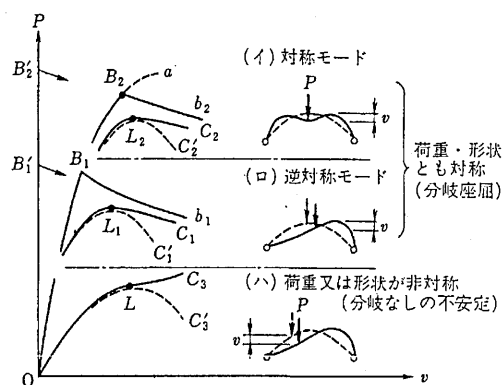


図 16.1.1 アーチ面内不安定における
荷重－面内たわみ関係

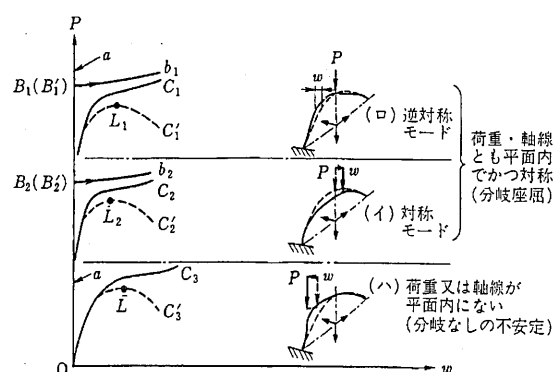


図 16.1.2 アーチ面外不安定における
荷重－面外たわみ関係

荷重が平面内にあって、かつ軸線の側面形状及び荷重がアーチクラウンの左右で対称なアーチにおいては、荷重が増加し軸圧縮力が限界に達するとつり合い状態は、荷重に従属な直接変形様式（曲線 a ）から座屈変形様式（曲線 b_1, b_2 ）に分岐する。この座屈変形がアーチの平面内で生じる場合とアーチの平面外へ曲げとねじりを連成して生じる場合があり、前者を面内座屈（図 16.1.1）、後者を面外座屈（図 16.1.2）という。

また、座屈変形は、クラウンに関して対称な場合（曲線 b_2 ）と逆対称の場合（曲線 b_1 ）があり、そのどちらがより小さな荷重で生じるかは構造形式に依存する。支間の途中に拘束のない 2 - ヒンジアーチや固定アーチにおいては、面内では逆対称モードの座屈がより小さな荷重で生じ、面外では対称モードの座屈がより小さな荷重で生じるので、このふたつの座屈が設計する上で重要になる。

面内問題でアーチ軸線の形状または荷重がアーチクラウンの左右で非対称である場合（曲線 c_3 ）、あるいは対称なアーチでも非対称形の初期不整がある場合（曲線 c_1, c_2 ）は、明確なつり合いの分岐が生じないまま変形が進行し崩壊に至る。これを屈服という。

また、支間 - ライズ比が 0.1 以下であるような扁平なアーチが対称荷重を受ける場合、上に凸な形状で抵抗できる限界荷重を過ぎると下に凸な安定形状へ急激に（動的に）変形する。この現象を特に飛移（snap-through）と呼び座屈と異なった不安定現象として扱われる（荷重－たわみ図の形としてはやはり図 16.1.1(イ) で表わされる）。

以上の不安定現象は、細長比の比較的大きい鋼アーチでは弾性域で生じ（図中、実線で表した各曲線）、細長比の小さい鋼アーチでは非弾性域で生じる（図中、破線で表した各曲線）。

アーチの弾性座屈の研究については、本格的には 1930 年代に始まり、以後多くの人々により境界条件（アーチの形式）、アーチの軸線形状、荷重条件、軸方向の断面変化等が種々異なる場合について、定式化がなされ限界荷重が求められてきた。これらは主に座屈前の変形を無視した固有値解析として、限界荷重（分岐点 B'_1, B'_2 の荷重）を求めたり、座屈前の変位を考慮した固有値解析として、限界荷重 B_1, B_2 を求めて、最大値 L_1, L_2 の近似値とするものである（ただし図 16.1.1 の B_1, B_2, B'_1, B'_2 における分岐曲線の勾配は、支間 - ライズ比が大きければ上向きに、通常のアーチ橋に用いられる支間 - ライズ比では下向きになる）。1970 年頃までのこれらの研究結果は、文献 [C.R.C of Japan, 1971; Johnston, 1976] に簡潔にまとめられているので、本章では弾性座屈については多くは触れない。

一方、1950 年代より 1970 年にかけては塑性ヒンジ理論をアーチにも適用して、塑性崩壊荷重を求める試みがなされた [Onat, 1953; Stevens, 1957; 横尾ら, 1958; 倉西, 1960; 山崎ら, 1968; 前田ら, 1970]。これらは、アーチが座屈のような不安定現象を生じないように補剛されたり拘束された場合で、かつ集中荷重など曲げが支配的な荷重条件下における終局強度を求めるのに有効である。

土木・建築等で用いられる寸法諸元の実構造物の多くは非弾性域の不安定現象により強度を失うと考えて良く、精度良く解析するためには、変位を有限と考えかつ塑性域の広がりや考慮して強度を求める必要がある。そのような研究が可能になったのは、1970 年頃からで、電子計算機の発達に伴う汎用解法の確立が大きな力となった。

本章では、1970 年以降に行われたアーチの座屈・耐荷力に関する研究を中心にアーチの面内座屈と面外座屈及び面外力を受けるアーチの耐荷力について解説する。構造や荷重形式は一般的なアーチ橋梁を念頭に置いたものとし、飛移現象が問題になるようなライズ - 支間比が 0.1 以下の偏平なアーチ [Clifton, 1970; Dickie, 1971; Dym, 1972] は取扱わないことにする。

16.2 面内座屈強度と耐荷力

16.2.1 弾性分岐座屈

作用荷重の連力線がアーチの軸線に一致している場合は、等断面アーチは近似的に軸圧縮力のみが生じている状態にあるので、座屈前にわずかな変位しか生じない。したがって、座屈前の変位を無視した固有値解析により、座屈荷重を求めることができる。求心等分布荷重を受ける円弧アーチ、支間方向単位長さ当りに等分布する荷重を受ける放物線アーチ、軸線単位長さ当りに等分布する荷重を受ける懸垂線（カテナリー）アーチ等がこの場合に相

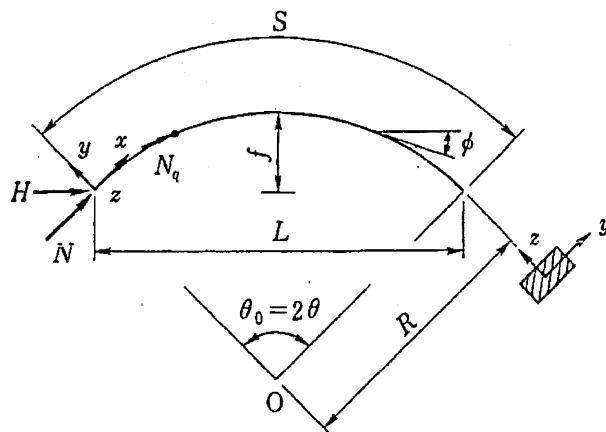


図 16.2.1 座標系と記号

当する。Austin(1971) は、文献 [Timoshenko, 1961] を参考にして、上記 3 種の純圧縮を受けるアーチについて、固定、2 ヒンジ、3 ヒンジ、それぞれの場合の座屈係数と有効長さ係数を与えている。すなわち、図 16.2.1 に示す記号を用いて、アーチの支間の 1/4 点の限界軸力 $N_{q,cr}$ 及び、限界水平力 H_{cr} は次式で表される。

$$N_{q,cr} = \alpha_N EI / (0.5S)^2 = \pi^2 EI / (0.5S)^2 \quad (16.2.1)$$

$$H_{cr} = \alpha_H EI / L^2 = \pi^2 EI / \gamma (K_H L)^2 \quad (16.2.2)$$

ここに、 α_N, α_H は座屈係数、 K_N, K_H は有効長さ係数、 S, L はアーチの軸線長及び支間長、 EI は面内曲げ剛性、 $\gamma = \sqrt{1 + 4(f/L)^2}$ である。

ここで、限界水平力 H_{cr} を用いずに、支間の $1/4$ の軸力 $N_{q,cr}$ で表した式 (16.2.1) を用いると、純圧縮力を受けるアーチの座屈強度特性に関し、次の事項が明らかになる [Austin, 1971]。

- i) 固定アーチ、2 ヒンジアーチ及び高いライズ - 支間比 f/L の 3 ヒンジアーチの最小座屈荷重に対応する座屈モードは、クラウンの水平横移動を伴う逆対称形であり、低いライズ - 支間比の 3 ヒンジアーチのみ対称形になる場合がある。
- ii) 境界条件が同じならば、アーチ軸線の形状にかかわらず有効長さ係数 K_N はほぼ等しく（あるいは、アーチの軸線形状が $N_{q,cr}$ に及ぼす影響は小さく）、アーチの形式（境界条件）とライズ - 支間比のみの関数と考えてよい。
- iii) これらの有効長さ係数は、アーチ軸線長の半分（支点からクラウンまで）の長さを持ちクラウンにヒンジを有する直柱と考えた場合に対する有効長さ係数にほぼ一致する。すなわち、固定アーチの場合、 $= 0.68 \sim 0.78$ となって、固定 - ヒンジ柱の有効長さ係数 0.7 に対応し、2 ヒンジアーチの場合、 $K_n = 1.0 \sim 1.15$ となり、両端ヒンジ柱の 1.0 によく対応する。

ドイツの示方書 DIN では、アーチと柱のこの類似性に着目して、軸線長の半分 $S/2$ に対する有効長さ係数を与え、弾性座屈、非弾性座屈を通じて、直柱と同じ設計式、許容応力度を用いることにしている。わが国の道路橋示方書においても、昭和 55 年 [日本道路協会, 1973] までは、この考え方をそのまま採用していた。

以上に述べた場合のようにアーチが純圧縮状態にあるのはむしろ特別の場合であり、実際に受けている荷重下では圧縮と曲げの両方が生じている。代表的な場合として、等分布する鉛直荷重を受ける円弧アーチに関する Austin と Ross の研究 [1976] とクラウンに集中荷重を受ける円弧アーチに関する Klöppel と Protte の研究 [1961] 及び Dadeppo と Schmidt の研究 [1969] 等があげられる。これらの研究の結果、対称荷重を受ける対称アーチの弾性座屈荷重は、細長比が大きいくほど曲げ変形の影響を受け易いが、細長比が小さい領域（たとえば 200 以下）では、座屈前の変形を無視し、純圧縮を受けるアーチの弾性座屈荷重で近似できることが明らかになっている。

16.2.2 鋼アーチの面内耐力

(1) 鉛直等分布荷重を受ける放物線アーチ

図 16.2.2 に示すような荷重を受ける放物線アーチの限界水平反力 H_{cr} は、限界時の等分布荷重強度を w_{cr} とすれば、弾性一次理論の式

$$H_{cr} = w_{cr} L^2 (1 + 0.5p/w) / 8f \quad (16.2.3)$$

で表される [Harries, 1970; 新家ら, 1975; 新家ら, 1977]。これをアーチの平均断面積で除したものを限界応力 σ_{cr} とし、降伏応力度 σ_Y で無次元化すると

$$\sigma_{cr} / \sigma_Y = w_{cr} L^2 (1 + 0.5p/w) / 8f A \sigma_Y \quad (16.2.4)$$

となる。ここで等分布荷重が満載する場合は $p = 0$ となる。図 16.2.3 は、正方形箱形断面からなる放物線アーチに等分布荷重が満載する場合 ($p = 0$) について座屈強度 σ_{cr} / σ_Y を縦軸に細長比 $L/r = L\sqrt{A/I_a}$ を横軸にとって示したものである。

図中の曲線に付した記号は、それぞれの曲線が次の意味を持つことを表す。

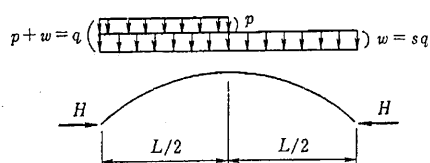
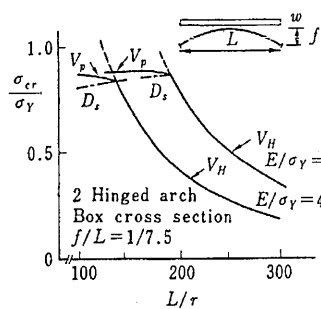
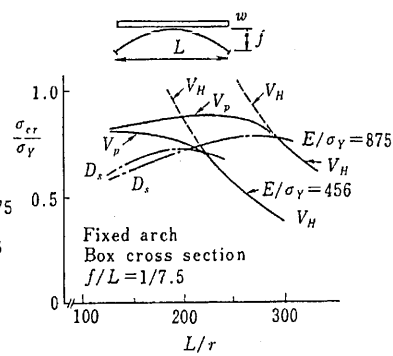


図 16.2.2 偏載荷重



(a)



(b)

図 16.2.3 鉛直分布荷重を受けるアーチの座屈曲線

V_H : 弾性分岐座屈として求められる座屈応力 (前出式 (16.2.4) に対応)

V_P : 弾塑性分岐座屈として求められる座屈応力

D_S : 断面に生じる最大縁応力度が降伏応力度に達する時の限界応力

図中のこれらの曲線は、中心圧縮柱の座屈曲線に相当するもので細長比が小さくなると共に限界応力が増加することが分る。図において V_H の曲線と D_S の曲線との交点に相当する細長比 L/r より小さいアーチでは、弾性座屈解は、耐力力の基準とはならないことが分る。鋼アーチ橋に限定すれば、実橋のアーチの細長比は 200 以下である場合が多いことを考えると、弾塑性の取り扱いの必要性が認められる。また、2 ヒンジアーチでは、 V_P 曲線と D_S 曲線の差が小さいことから分るように、支間の 1/4 点と 3/4 点で降伏がほとんど同時に起こり、座屈が起きるのに対して、固定アーチでは、固定点に降伏が生じてから座屈が生じるまでの荷重増が期待できることも理解できる。

(2) 初期不整と限界応力

新家らは等分布荷重を受ける放物線アーチ (箱形断面) の面内耐力解析を行い、初期不整が限界応力に及ぼす影響について示した。逆対称座屈変位に相当する正弦波形の初期たわみを有する場合、初期たわみの影響は直柱の場合と同様に弾性座屈と非弾性座屈の境界付近の細長比で最も大きく、支間の 1 / 2000 の初期たわみでは、初期たわみの無い場合に比べて 20 % 程度強度が低下する [新家ら, 1975]。また、台形分布する残留応力 (図 16.3.3 参照) が、限界応力に及ぼす影響は、初期たわみ同様、弾性座屈と非弾性座屈の境界付近となる細長比の時に影響が大きく、圧縮残留応力 $\sigma_{rc} = 0.5\sigma_Y$ がある場合、30 % 程度の強度低下があることを示した [新家ら, 1975]。

実際のアーチ橋等では、残留応力と初期たわみがともに存在するが、圧縮残留応力が $0.4\sigma_Y$ を越えたり、初期たわみが支間の 1/1000 を越えたりすることはまれであるので、強度の低下は高々 20~30 % と考えてよい。

(3) 非対称荷重を受ける放物線アーチの耐力力

放物線アーチの最小座屈荷重に対する変形モードは、先に述べたようにクラウン部に節ができ、半支間が上方に他の支間が下方に変形する逆対称形である。そこでこの逆対称変形を増進させるように、非対称に荷重を載せると、アーチは弾性域でも最大荷重に達し耐力力を失う。さらに降伏による剛性の低下が加わると急速に耐力力の低下が起きる。ちなみに、終局状態の塑性域の分布は支間の 1/4 付近に広がる [新家ら, 1975]。

図 16.2.4 は、荷重強度と支間 1/4 点の鉛直変位 v の関係を示したものである [Kuranishi et al., 1972]。図の縦軸は、分布荷重強度 $(p+w)$ を弾性一次解析で支点に降伏軸力を生じる分布荷重強度 w_Y で無次元化したもので示している。アーチが弾性を保っている時は、Deutch が指摘した通り荷重の偏載の程度 p/w にかかわらず分布荷重の最大荷重強度 $(p+w)_{\max}$ には大きな差はない。すなわち、載荷し得る全荷重で考えると半載

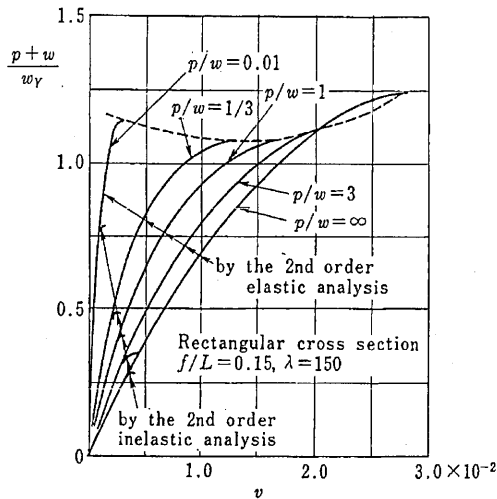


図 16.2.4 偏載荷重を受けるアーチの荷重-たわみ

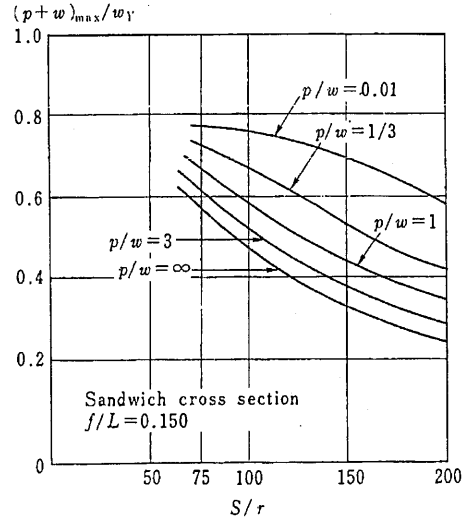


図 16.2.5 偏載荷重を受けるアーチの耐荷力

分布荷重の時は、全載分布荷重の約半分の耐荷力となる [長柱研究委員会, 1961]。しかし、Deutch の実験的研究は弾性範囲のものであり、材料の降伏が生じる実構造物の細長比では、断面に早期降伏が生じ、さらに耐荷力は低下する (図 16.2.4)。

図 16.2.5 は、H 形断面や箱形断面のウェブを無視してモデル化したサンドイッチ断面を有する 2 ヒンジ放物線アーチの耐荷力を、 p/w をパラメータとして示したものである [Kuranishi et al., 1972]。図の横軸の細長比はアーチ軸線長 S に対して定義している。アーチの耐荷力は、細長比及び p/w が大きくなると低下することがわかる。 f/L と耐荷力は、 p/w が 1 より大きくなると f/L の増大と共に耐荷力は低下し、 p/w が 1 より小さくなると f/L の増大と共に耐荷力は増大する関係にある [Kuranishi et al., 1972]。

p/w が大きくなると、荷重により生じるたわみの影響のほうがより大きくなり、初期たわみの影響は小さくなる [新家ら, 1975]。また、残留応力の影響による強度低下は 9 % 程度のものであり、しかも圧縮残留応力の最大値が $0.4\sigma_Y$ より大きくなっても耐荷力の低下はわずかであること等が明らかになっている [Kuranishi et al., 1979]。さらに、細長比 (L/r) 及び荷重比 (p/w) が大きいほど終局時のたわみが大きいこと、固定アーチは 2 - ヒンジアーチに比べて小さい変位の時に終局状態に達すること、また、補剛桁のないアーチリブのみの場合、ひずみ硬化の影響はほとんどないことも明らかになっている [Kuranishi et al., 1972]。固定アーチについても、支点近くの断面変化の大きさや断面変化させる長さや強度の関係および塑性ヒンジの形成過程も大略明らかになっている [新家ら, 1975; 新家ら, 1977; Kuranishi, 1977]。

(4) 補剛桁を有するアーチの耐荷力

補剛桁を有するアーチの耐荷力はアーチリブの水平反力を補剛桁に取らせる構造かどうかで性質を大きく異にする。タイドアーチや下路式ランガー桁、下路式ローゼ桁のような自碇式アーチリブでは、タイまたは桁に生じる引張力が持つ復元力がアーチの座屈しようとする力と常に釣り合うため弾性座屈荷重は非常に大きくなる [C.R.C of Japan, 1971] ので、このような形式のアーチでは座屈は大きな問題にはならない。補剛桁に軸力が生じずアーチリブと共同して曲げに抵抗する上路式のアーチ橋、ランガー桁橋、ローゼ桁橋等の場合については、座屈に対する抵抗はアーチと補剛桁の曲げ剛性の和に関係するので、逆対称モードの弾性座屈に対する限界水平反力 H_{cr} は、次式またはこれと類似の形で与えられる [Kuranishi et al., 1980; 新家ら, 1980; 前田ら, 1980a]。

$$H_{cr} = \alpha_G(EI_a + EI_g)/L^2 \quad (16.2.5)$$

実構造物ではアーチ単体以上に面内曲げ剛性が大きいので当然弾塑性状態で耐力を失う。図 16.2.6 は、補剛桁をアーチクラウンの高さに有する 2 - ヒンジ放物線アーチの耐力力曲線である [Kuranishi et al., 1980]。図中、横軸 $\bar{\lambda}_T$ は $(1/\pi)\sqrt{\sigma_Y/E}(L/\sqrt{(I_a + I_g)/A_a})$ を、 $\bar{\lambda}_A$ は $(1/\pi)\sqrt{\sigma_Y/E}(L/\sqrt{I_a/A_a})$ を表す。この図より細長比を $\bar{\lambda}_T$ で表せば、2-ヒンジ放物線アーチ単体の耐力力曲線とほとんど一致することが分る。このことは、荷重の偏載比 p/w が変化しても言える。図において細長比が小さい範囲では補剛アーチの耐力力曲線は水平に近くなっているが、これはアーチリブが格間で座屈したことによる。図 16.2.7 は最大荷重に近い状態での補剛桁及びアーチリブの曲げモーメント図である [Kuranishi et al., 1980]。ここで M_{Yg}, M_{Ya} は、それぞれの補剛桁及びアーチリブの降伏曲げモーメントである。アーチリブは放物線の軸線に合せて連続的に湾曲させて作られているため、この影響を受け格点間の曲がりによる曲げモーメントが局部的に生じ、格点間での座屈が生じ易くなる。このことについては後に述べる。

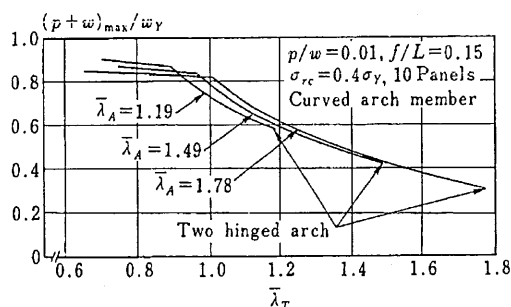


図 16.2.6 補剛桁を有するアーチの耐力力

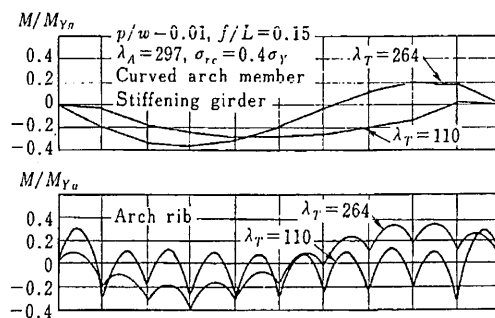


図 16.2.7 補剛桁を有するアーチの曲げモーメント

16.2.3 面内終局強度の評価法

(1) 概説

これまでの研究の結果、アーチの面内強度は主にその細長比、ライズ・支間比及び荷重分布形状をパラメータとして表現されるといえる。細長比は、アーチ全軸線長と断面 2 次半径との比、支間長との比、あるいは、それらの半分の長さとの比を取ることで表現することができる。

アーチは、全載荷重に対し非対称に半載荷された荷重が大きくなるにしたがい、支間の 1/4 点付近の断面に生じる応力が大きくなり、その断面に降伏が起り全体として崩壊に至るので、一般に支間の半分に分布荷重等が作用する場合が検討すべき主たる荷重条件となる。一方、軸圧縮力が最大となるのは、対称に近い全載荷重の場合で、端部の格間の部材座屈等には、この荷重条件が問題となることにも配慮する必要がある。集中荷重（幅員方向線荷重）が強度に及ぼす影響に関する研究は少ないが、支間が長くなるほど分布死荷重の影響が大きく、集中荷重の影響は小さくなると考えられる [Kuranishi et al., 1980; Kuranishi et al., 1984]。影響が大きいと考える場合は、分布荷重におきかえて強度に及ぼす影響を近似的に評価できる [新家, 1979]。

さて、アーチリブ全体をひとつの部材と考えれば、曲げと軸力を受ける部材として、次式のような道路橋示方書の部材の強度照査式と同じ形式の強度評価式が考えられる。

$$(\sigma_c/\sigma_{ca}) + (\sigma_b/\sigma_{ba})/\{1 - (\sigma_c/\sigma_E)\} < 1 \quad (16.2.6)$$

しかし、この形の式でアーチの強度評価を行うには $1/(1 - \sigma_c/\sigma_E)$ の形の曲げ応力の割増し係数が多様なアーチ構造に精度良く適用できないこと、アーチの場合は純曲げ状態が生じないので許容曲げ圧縮応力度（または、終局曲げ圧縮応力度）の合理的な定義が難しいこと等の問題がある。そこで先に述べた終局強度解析の結果を用いた、いくつかの強度評価法が提案されている。

(2) 代表断面の終局軸力のみを用いて照査する方法

新家(1980)、小松ら(1977)は、有効座屈長の概念を拡張して、アーチの耐荷力曲線を両端ヒンジの中心圧縮材の耐荷力曲線に変換し、支間長の1/4点の断面の終局軸応力度を中心圧縮材の基準耐荷力式から定めている。ここで、支間長の半分に分布荷重が付加されている場合は、半載荷重強度 p と満載荷重強度 w の比 p/w によって終局軸応力度を低減する。照査式は以下の表現となる。

$$\left. \begin{aligned} N_q/A &< \sigma_a \\ \sigma_a &= \Phi \sigma_{u,o}/\nu \end{aligned} \right\} \quad (16.2.7)$$

ここに、 N_q は設計荷重を載せた場合の一次理論によるアーチの1/4点の軸方向力、 A はアーチ部材の総断面積のアーチの長さにあたる平均値、 Φ は半載荷重による耐荷力の減少率、 $\sigma_{u,o}$ は直線中心圧縮材の耐荷力算定式から求められる終局軸応力度、 ν は安全率で、 N_q 、 Φ 、 $\sigma_{u,o}$ は、それぞれ以下に示す式で求めることができる。

$$N_q = \sqrt{1 + 4(f/L)^2} (1 + 0.5p/w) w L^2 / 8f \quad (16.2.8)$$

$$\Phi = 1 - \{2.2(f/L) + 0.018\} \sqrt{E/\sigma_Y} - 0.19 - 4K(L/r - 6K\sqrt{E/\sigma_Y})^2 \times 10^{-6} \} \sqrt{p/w} \quad (16.2.9)$$

ここに、2 - ヒンジアーチの時 $K = 1.0$ 、固定アーチの時 $K = 1.7$ となる。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{u,o}/\sigma_Y &= 1 - 0.136\bar{\lambda} - 0.3\bar{\lambda}^2 : \bar{\lambda} \leq 1.0 \text{ の時} \\ &= 1/(0.773 + \bar{\lambda}^2) : \bar{\lambda} > 1.0 \text{ の時} \end{aligned} \right\} \quad (16.2.10)$$

ここに、 $\bar{\lambda}$ はアーチの平均断面の細長比パラメータで次式となる。

$$\bar{\lambda} = (1/\pi) \sqrt{\sigma_Y/E} (L_e/r) = (L/r) \sqrt{\gamma \alpha E/\sigma_Y} \quad (16.2.11)$$

ここに、 α は弾性座屈係数、 $\gamma = \sqrt{1 + 4(f/L)^2}$ 、 r はアーチ部材の断面2次半径の長さにあたる平均値、軸力を生じない補剛桁を有する場合 $r = \sqrt{(I_g + I_a)/A}$ 、 σ_Y はアーチ部材の降伏点応力度のアーチの長さにあたる平均値である。

アーチの場合、荷重の分布形状とその大きさを定めれば、アーチリブに働く軸力は弾性一次理論を用いて一義的に定まるので、この方法は軸力の形で照査しているが、終局荷重の照査にもなっている。この照査式は、種々のアーチに対してアーチの全長にわたって平均化した断面積と材料強度を有する仮想の部材からなる等断面アーチとして取り扱うことを意味しており、パラメータの範囲の制約はあるが、軸方向の断面変化や鋼種の変化のある2 - ヒンジ放物線アーチ、固定放物線アーチ、さらに補剛桁を有するアーチの耐荷力に対しても、かなり良い精度の照査ができることが示されている。

(3) 軸力と曲げに対する許容値で照査する方法

倉西は [Kuranishi, 1973]、サンドウィッチ断面を持つ2 - ヒンジ放物線アーチについて、定められたパラメータの範囲で終局強度解析を行い、得られた終局荷重に対して弾性一次解析により軸応力度 σ_n^{1st} と曲げ応力度 σ_m^{1st} を求め、曲げ応力度の最大値が生じる断面に対して、次式の許容応力度を与えている。

$$\sigma_n^{1st}/\sigma_a^{1st} + k\sigma_m^{1st}/\sigma_a^{1st} \leq \nu \quad (16.2.12)$$

ここに,

$$\sigma_a^{1st} = \{0.51 + 4(f/L) - 10(f/L)^2 - 0.1(\sigma_Y/2400) - 0.5 \times 10^{-0.5}(\sigma_Y/2400)\lambda^2\}\sigma_Y/\nu \quad (16.2.13)$$

$$k = 0.55 + (2400/\sigma_Y)/4 \quad (16.2.14)$$

$$\lambda = S/\sqrt{I/A} \quad (16.2.15)$$

この式は、理想化した断面形について得られたものであるが、実際の断面形については安全側の値を与えるものと考えられる。倉西らは上式をさらに発展させた形として、箱形断面を有する 2 - ヒンジ放物線アーチの 1/4 点断面に対して軸力と曲げに関する許容断面力の相関式も提案している [Kuranishi et al., 1984]。これらの照査式は、荷重分布形状が与えられており、アーチリブがほぼ一定断面の場合には簡単に精度の良い終局強度を与える。しかし、1/4 点以外の断面を合理的に決定できないこと、アーチの構造形状が多様であることを考えると、未だ十分な情報とは言えない。特に、固定アーチのスプリング付近、支間中央付近、補剛桁の断面の設計に問題を残している。

アーチの構造形状が多様であること、その崩壊が材料の降伏によって起ることを考えると縁応力の降伏を基準とした強度照査式も有用であろう。倉西は、サンドイッチ断面のアーチの弾性 2 次解析により求めた縁応力が降伏点に達する荷重により、終局荷重を精度良く評価できることを示している。さらに降伏点の 90 %をとれば 2 - ヒンジ放物線アーチの強度は、ほとんど安全側で評価できるとしている [Kuranishi, 1973]。これを式で表せば次式となる。

$$\sigma_c^{2nd} + \sigma_b^{2nd} \leq \sigma_Y = \nu\sigma_{ta} \text{ or } 0.9 \cdot \sigma_Y \quad (16.2.16)$$

ここで、 σ_c^{2nd} 、 σ_b^{2nd} はそれぞれ弾性 2 次解析による軸および曲げ応力度、 ν は安全率、 σ_{ta} は鋼材の許容軸方向引張強度（道示）である。さらに曲げと軸力を受ける部材の強度照査式とに対応させ、アーチに軸力のみが生じている状態での座屈強度とも整合性を持たせると次式の表現となる。

$$\sigma_c^{2nd}/\sigma_{c,cr} + \sigma_b^{2nd}/\sigma_{b,cr} \leq 1.0 \quad (16.2.17)$$

ここで、 $\sigma_{c,cr}$ 、 $\sigma_{b,cr}$ はアーチの軸圧縮および曲げ限界応力度（降伏応力度 σ_Y ）である。この表現を取ると式 (16.2.16) よりは第 1 項が大きくなるだけ安全側となる。

道路橋示方書では、アーチに最も不利になるように載荷された死荷重と衝撃も含めた活荷重との和の 1.7 倍の荷重に対して、弾性 2 次解析をして得られた応力が、アーチの如何なる断面でも許容軸方向引張応力度 σ_{ta} の 1.7 倍（＝降伏応力度）及び局部座屈の許容応力度 σ_{cal} の 1.7 倍を越えないことを定めている。すなわち、

$$\sigma_c^{2nd} + \sigma_b^{2nd}/\sigma_{b,cr} \leq 1.7\sigma_{ta} \text{ or } 1.7\sigma_{cal} \quad (16.2.18)$$

16.2.4 断面決定法と終局強度

(1) アーチの非線形性

長大アーチ橋では、アーチリブの変形により幾何学的非線形性が現われて、変位や応力が微少変位理論による値よりも大きくなることは良く知られている。Hardesty や Beskin は、レインボーアーチ橋に関連した研究において、細長いアーチの曲げモーメントやたわみの近似値は、微少変位理論の計算値に、次式で定義される割増係数を乗じればよいという考え方を示した [Austin, 1971]。

$$N_E/(N_E - N) \quad (16.2.19)$$

ここに、 N は作用軸方向力で、 N_E はオイラーの限界軸方向力である。現行の道路橋示方書 [日本道路協会,2002] では、上式を水平反力の形で表現した式を用いて、変位の影響によるアーチ部材、補剛桁の応力度の増加が微少変位理論による応力度の 10 % を越えることがないような等分布死荷重強度 w_0 を定め (式 16.2.20)、それ以上の荷重を受ける場合は、有限変位理論を用いることを規定している。ただし、補剛桁に軸方向力が生じるアーチ橋では有限変位理論による必要はない。

$$w_0 = (8\alpha/\gamma)(EI/L^3)(f/L) \quad (16.2.20)$$

ここに、 I はアーチ面内の曲げに対する片側アーチ部材の断面 2 次モーメントの平均値で補剛アーチの場合には、アーチと補剛桁の和 $I_a + I_g$ をとる、 α は表 16.2.1 に示すアーチの面内座屈係数、 γ は表 16.2.1 に示す補正係数。

表 16.2.1 面内座屈係数 α [Ohmori et al.,1994; 日本道路協会,2002]、および補正係数 γ

構造形式			f/L	α					γ	
				0	0.10	0.15	0.20	0.30	B 活 荷 重	A 活 荷 重
無補剛 アーチ	2 ヒンジアーチ			39.5	36.0	32.0	28.0	20.0	10.0	9.0
	固定アーチ			81.0	76.0	69.5	63.0	18.0		
2 ヒンジ 補剛アーチ	側径間がない場合			39.5	36.0	32.0	28.0	20.0	13.5	12.0
補剛桁に 軸力が 生じない	側径間が ある場合	λ	0	81.0	76.0	69.5	63.0	48.0		
			0.25	63.0	58.5	52.5	47.0	34.5		
			0.50	55.5	51.5	46.5	41.5	30.5		
			0.75	51.5	48.0	43.0	38.5	28.5		
			1.0	49.0	45.5	41.0	36.5	27.0		
			2.0	45.0	41.0	36.5	32.0	22.5		

ここに、 $\lambda = a/L(1 + I_a/I_g)$ 、 a は補剛桁の側径間の支間長、 I_a はアーチの面内曲げに対する片側アーチ部材の断面 2 次モーメント、 I_g は片側補剛桁の断面 2 次モーメントの平均値である。

前田・林ら (1980a, 1980b, 1980c) は、等断面の固定アーチまたは 2 - ヒンジアーチ及び桁に軸方向力が生じない各種の補剛アーチについて、有限変位理論を用いた膨大なパラメータ解析を行い、曲げモーメントとたわみに生じる非線形性状を明らかにした。その結果、微少変位理論を用いても良い限界値として、活荷重の影響も考慮した次式を提案している。

$$\left. \begin{array}{l} \text{無補剛アーチに対して：} \quad w/w_0 + p/w < 1 \\ \text{補剛桁に軸方向力が生じない補剛アーチ：} \quad 1.3w/w_0 + p/w < 1 \end{array} \right\} \quad (16.2.21)$$

ここに、 w は設計死荷重、 p は衝撃を含む設計等分布活荷重、 w_0 は基準荷重<式 (16.2.20) に相当>である。

式 (16.2.21) を満足しない場合、弾性有限変位解析によって部材の設計を行うことになるが、その時の $L/4$ 点近傍の曲げモーメント M_D に対する精度の良い近似式として次式が与えられている。ただし、部材の軸方向力は微少変位理論で求めてよい。

$$M_D = M_E(1 + 0.01\delta) \quad (16.2.22)$$

ここに、 M_E は微少変位理論によって求めた曲げモーメント (tf・m)、死荷重、活荷重及び衝撃による曲げモーメントの和、 δ は割増し係数で次式となる。

$$\left. \begin{aligned}
 \delta &= \{10(p/w)(w/w_0) + 13\}(w/w_0) - \{(\sqrt{w/w_0} - 0.4)/(p/w + 0.05)\} \\
 &\quad \times \{[(f/L)L\sqrt{A/I}/30 - 1.5]^3 + 1.25\} \\
 &\quad : 2 - \text{ヒンジアーチ及び} 2 - \text{ヒンジ補剛アーチの場合} \\
 \delta &= \{12(p/w)(w/w_0) + 11\}(w/w_0) - \{0.5(w/w_0)^2 + 0.2\}/\{(p/w) + 0.3\} \\
 &\quad \times \{(f/L)L\sqrt{A/I}/15 - 2\}\{(f/L)L\sqrt{A/I}/25 - 3\} \\
 &\quad : \text{固定アーチ及び固定補剛アーチの場合}
 \end{aligned} \right\} \quad (16.2.23)$$

ただし、上式が適用可能なのは、下記のパラメータの範囲である。

$$0.5 \leq w/w_0 \leq 2.0, \quad 0.1 \leq p/w \leq 0.4, \quad w/w_0 + p/w \leq 2.0, \quad 0.1 \leq f/L \leq 0.2, \quad 150 \leq L\sqrt{A/I} \leq 300$$

尾下・大森 (1998) は、アーチ橋の幾何学的非線形について、厳密な有限変位理論によらずとも、初期軸力による幾何剛性を考慮した線形化有限変位理論で精度的に十分であることが明らかにしている。初期軸力としては、死荷重と活荷重によって生じる軸力を導入するが、実際の活荷重状態に対応した発生軸力や初期軸力として変化させるのは有限変位解析を行うよりも煩雑になる。実用的にアーチ橋の特性を考慮して、精度上問題のない値として、活荷重によって生じる最大軸力の 1/2 を初期軸力としてもよい。これはアーチ橋における幾何学的非線形の影響はアーチリブや補剛桁の曲げモーメントに現れるが、この曲げモーメントを最大・最小とする活荷重の載荷状態はアーチ径間部の橋軸方向に半載された状態、つまりアーチリブ軸力が最大値のほぼ 1/2 の状態にあるためである。ただし、非対称なアーチ橋等では、曲げモーメントの影響が上記のようにならない場合があるので注意しなければならない。

(2) 断面決定法と部分及び全体の終局強度

先に述べたようにアーチリブ全体をひとつの曲線部材と考えれば、式 (16.2.12) , (16.2.16) , (16.2.17) , (16.2.18) を用いて、所要の終局強度を持ったアーチの断面を決定することが理屈上可能である。ただし、現時点では断面決定法の手段としては用いていない。また、そのように断面決定した場合についても、格点間部分の部材の座屈強度について、別途照査する必要がある。この格点間の座屈は、軸力が支配的な荷重状態でかつアーチリブの細長比が大きいほど、また支点に近い端部格間ほど生じ易い。倉西ら [Kuranishi et al., 1980] はパラメータ解析の結果より、格点間の軸線が直線の場合は格間長を有する両端ヒンジ柱の基準強度で、曲線の場合はその 85 % の強度で照査すればよいとしている。新家らも同様の研究を行い格間部材の強度照査式を提案している [新家ら, 1980]。また、現時点で考えられる断面設計法としては、全体構造解析で得られた断面力に対してアーチリブの格点間を軸力と曲げを受けるひとつの部材として式 (16.2.6) を満足するよう断面決定する。その際、格点間の曲がりの影響を全体構造解析の中で考慮するためには、格点間に曲線を近似する構造節点を設けて解析する方法もあり、通常は格点間を 4 等分する程度で十分である。その後、前出の諸式 (16.2.7) , (16.2.12) , (16.2.16) ~ (16.2.18) のいずれかで構造全体の終局強度を照査する方法が実用的である。現行の道路橋示方書は、この立場で書かれている。ここで注意すべきは、全体構造解析においては、荷重と応力との間の非線形性を考慮する必要があることと、式 (16.2.6) 中の許容圧縮応力度を定める際の有効座屈長のとり方である。前者については先の (1) 項で説明したが、後者については特に研究がない。道路橋示方書の解説では、格点間の長さを有効座屈長とするよう述べている。また、強度照査式として、代表断面で照査する式 (16.2.7) が簡便であるが、照査を満足しなかった場合は、代表断面 (L/4 点) の変更だけでなく、他の照査式の意味する所を考えてアーチリブ全体について適切な設計変更するのが望ましい。

16.3 面外座屈強度と耐荷力

16.3.1 単一アーチの座屈強度

(1) 弾性分岐座屈

面外座屈に関係する因子としては、先に面内座屈で考えた因子以外に、アーチ断面の面外曲げ剛性 EI_y と面外曲げに関する細長比、サンプナンのねじり剛性 GI_x 、曲げねじり剛性 EC_w があり、荷重についても、作用状態だけでなくアーチの面外変位にともなう作用方向の変化も重要な因子となる。弾性分岐座屈に関する研究は多く発表されているが、個々の紹介は文献 [C.R.C of Japan, 1971; Johnston, 1976] に譲るとして、単一アーチの基本座屈性状のみ要約すると次のようになる。

- a) ねじり剛性と曲げねじり剛性：求心等分布（静水圧）荷重 p を満載する円弧アーチの限界軸力は、次式で表すことができる（図 16.3.1 参照）。

$$N_{cr} = p_{cr} R = \alpha_R EI_y / R^2 = \alpha_s EI_y / S^2 \quad (16.3.1)$$

ここに、 α_R, α_s は座屈係数、 p_{cr} は限界時の求心等分布荷重、 EI_y は y 軸まわりの（面外）曲げ剛性である。両支点のすべての変位を固定した場合の座屈係数 α_s はサンプナンのねじり剛性の代表値 m と曲げねじり剛性の代表値 n の関数として図 16.3.1 のように得られる [深沢, 1963]。 m の値は I 型、H 型等の開断面では、一般に $10^{-4} \sim 10^{-2}$ ，閉断面あるいは中実断面では、 $10^{-1} \sim 10$ の範囲にあり、 n の値は、通常の断面形および寸法のアーチでは、 $0 \sim 10^{-3}$ の範囲内にある。ちなみに、内実円断面、パイプ断面および等板厚の正方形箱形断面では、 $m = 0.5 \sim 1.0$ ， $n = 0$ である。図から分るように、 m が小さいほど n の影響が大きくなる。またその逆も成り立つ。すなわち、一般に閉断面（ $m > 0.1$ ）では、曲げねじり剛性の効果は無視することができ、開断面に対しては曲げねじり剛性の影響は大きい。

m, n のどちらか一方がある程度以上大きくなり、面外曲げ剛性に比較してねじり剛性が大きくなると、面外への曲げ変形が支配的になりねじり変形の影響は小さくなる、そして、極限では横曲げ座屈になる。中心角 θ_0 が 0 の時は、当然ながら、座屈係数 α_s は、両端固定の座屈係数 $4\pi^2$ に等しくなり、 θ_0 が大きくなるにつれほぼ直線的に減少し、半円弧（ $\theta_0 = \pi$ ）の時に $\alpha_s = 27$ となる。

- b) 荷重の作用方向の変化：荷重が当初の方向を変えない上記の結果（CaseI）に対して、荷重が変形前の曲率中心に向かう場合（CaseII）とアーチがねじれた後も荷重が断面の主軸方向に向かう場合（CaseIII）

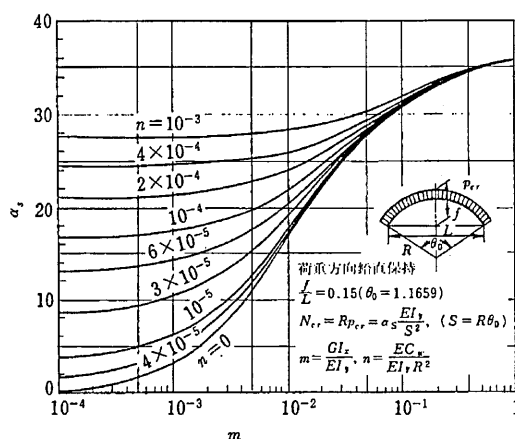
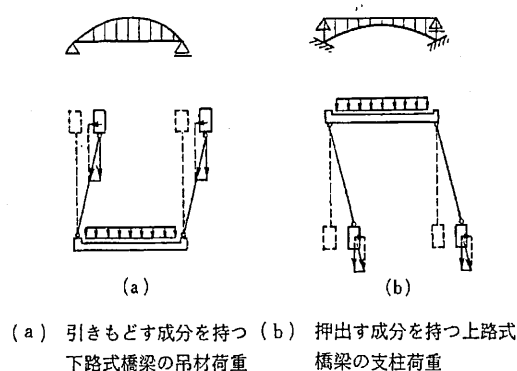


図 16.3.1 アーチの曲げねじれ座屈係数 α_s の値



(a) 引きもどす成分を持つ (b) 押出す成分を持つ上落式
下路式橋梁の吊材荷重 橋梁の支柱荷重

図 16.3.2 傾斜荷重の面外座屈に及ぼす効果

をくらべると、 m によってその増加率は異なるが、後二者の座屈荷重は、Case I にくらべてかなり増加する。これは、荷重が面外変位を引きもどす分力を持つことによるものである。横方向に剛な補剛桁を有するアーチ橋では、荷重が吊材または支柱を介してアーチリブに作用する場合にも同じことが生じる (図 16.3.2 参照) [Shukula et al., 1971].

- c) 鉛直等分布荷重に対する円弧アーチの挙動：重力荷重を受ける円弧アーチには曲げが生じる。しかし、求心等分布荷重の限界値 p_{cr} が求まれば、鉛直等分布荷重の限界値 w_{cr} は、全荷重が相等しいと考えて、近似的に、 $w_{cr} = p_{cr} S/L$ として求まり、 $f/L < 0.2$ であればその誤差は数%以下になる [深沢, 1963; Namita, 1968]. また、放物線アーチに鉛直等分布荷重が作用する場合の座屈係数も計算されているが、求心等分布荷重を受ける円弧アーチの座屈係数と比較して、大きく相違することはないと考えてよい [Tokarz et al., 1972]. すなわち、弾性座屈に関しては、はりの場合と同様、面外座屈に対しては面内曲げの影響は小さいと言える。

(2) 単弦アーチの面外座屈強度

実際のアーチは通常非弾性域で面外座屈を起こすような寸法をもって設計されている。箱形断面のリブアーチでは面外座屈に伴うねじれによるせん断応力が生じ、これが曲げ応力に加わり材料の塑性化に影響を与えるが、本質的には箱形断面を持つ柱の強度が受ける影響と大きく変わることはない [Kee, 1961]. 図 16.3.3 に示すような曲げねじりの影響が小さい正方形に近い箱形断面を有し、軸線形状が放物線または円弧の単一アーチが満載等分布荷重を受ける場合の面外座屈強度については、次のことがわかっている [Sakimoto et al., 1976; Sakimoto et al., 1977; Komatsu et al., 1977]. 図 16.3.4 は、終局強度曲線の一例であるが、縦軸に終局応力度 σ_u 、横軸に細長比 $\lambda_y = S/r_y$ をとって示している。終局応力度 σ_u は、求められた限界荷重に対して弾性一次理論により計算された支点軸力 N_u を降伏軸力 $A\sigma_Y$ で無次元化した式 $\sigma_u = N_u/A\sigma_Y$ で与えられる。

図より細長比が小さいほど強度は増加するが、材料の降伏の影響を受け弾性分岐座屈解より低い値となる。溶接による最大圧縮残留応力が $0.4\sigma_Y$ で台形分布とするとした場合及び最大値が $L/1000$ で正弦半波形の面外元たわみを有する場合の単一アーチの強度は、初期不整がないアーチの強度に比べて、それぞれ最大で 20 % と

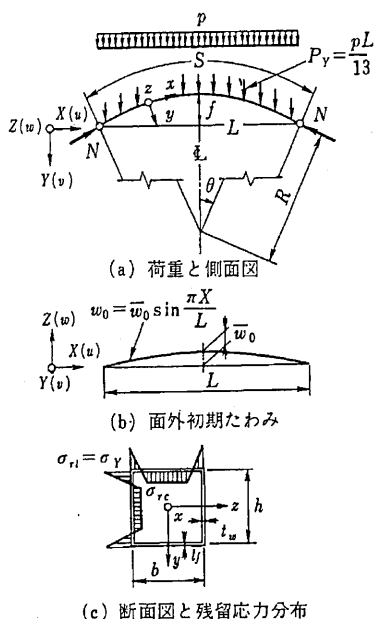


図 16.3.3 単弦アーチの数値モデル

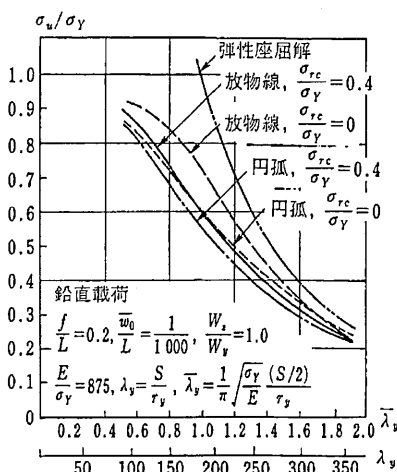


図 16.3.4 単弦アーチの終局強度曲線

15 %程度低下する。また、円弧アーチでは、面内曲げの影響で早期降伏が生じ f/L が大きいほど耐力力は低下する。また、ライズ・支間比は、実橋の範囲である $0.1 \sim 0.2$ では、耐力力に大きな影響を与えない（これは、面内問題の所でも述べたように、軸方向力 N と軸線長 S で整理しているためである）。さらに、面内支持条件の相違も影響が小さいこと等が明らかになっている。図 16.3.5 は吊材荷重の場合の耐力力を示したものであるが [Sakimoto et al., 1977]、先に示した鉛直荷重と比較して最大 100 % 耐力力は増加している。ところが、鉛直荷重の強度曲線の横軸を 65 % 縮尺すると、吊材荷重の場合の曲線とほぼ一致することが分る。すなわち、吊材荷重の場合の耐力力は、有効長さ係数を 0.65 として鉛直荷重の場合の強度曲線を用いて表すことができる。

結局、ねじり剛性と面外への曲げ剛性の比 m が $0.5 \sim 1.0$ 程度の値を持つ通常用いられる箱形断面の単一アーチでは、ねじりの影響は小さく、両端固定の柱の曲げ座屈挙動に類似していることが分る。ちなみに、有効長さ係数を 0.5 として、 $\sigma_u - 0.5S/r_y$ で表した単一アーチ強度曲線と柱の基準耐力力曲線と比較すると両者はほぼ一致 [Sakimoto et al., 1977] する。開断面アーチの弾塑性座屈強度については、未だ研究が少ないが、弾塑性ねじりについての的確な評価をして座屈強度を明らかにしようとする研究もある [坂田ら, 1990]。

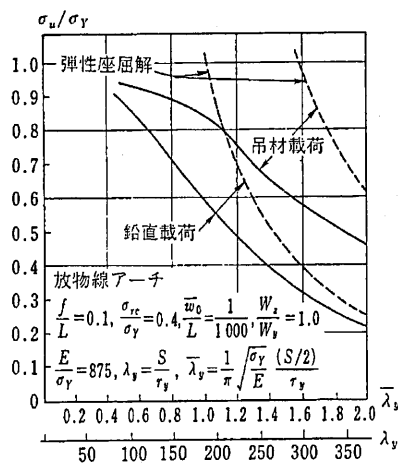


図 16.3.5 吊材荷重と耐力力

表 16.3.1 横構斜材の所要細長比

面内支持条件	λ_b の値
2 ヒンジアーチ	15
固定アーチ	$n < 1$ の時 20
	$1 < n < 2$ の時 25
	$2 < n$ の時 30

ここに、 $\eta = 1000(f/L)/L\sqrt{A/I_z}$

16.3.2 複弦鋼アーチの面外座屈強度

(1) 結合部材の剛度

都市に多く架設される短支間・広幅員のアーチ橋や曲線屋根構造等では、何本かのアーチリブを横構（トラス）、対傾構及びストラットで結合して用いる。このような構造においては、全体構造としての大きな剛性により変形が拘束されるように設計されるのが普通であり各アーチリブの全体としての座屈は問題にならないと考えてよい。しかし、このような構造の全体としての座屈強度は、理論上は、単一アーチの本数倍の座屈強度（結合部材の剛度が 0 で協力作用がない場合）から、全断面を一体と考えて得られる座屈強度まで変化する。これらの横構及びストラットは、従来より、風荷重や地震荷重及び主構軸力の 1 % の横力に対して、2 次部材として設計されている。すなわち、面外座屈を念頭において設計されているのではないので、面外座屈強度の観点から、これらの部材の必要剛度を如何に定めるかという問題が残されている。必要剛度の定め方には、要求される面外座屈強度を保障するに必要かつ十分な横構及びストラットの剛度を定めるという考え方 [前田ら, 1975] と全構造を一体と考えた断面の性能を低下させないように横構及びストラットの剛度を定めようとする考え方 [倉西, 1961] がある。ここでは、アーチ橋によく用いられる 2 本の箱形断面アーチリブが横構及びストラットで結合された構造について、それらの剛度について考察する。

アーチの面外座屈は、面外への曲げ剛性に大きく依存する。そこで、2本のアーチリブを含む曲面内でのせん断変形に対し抵抗できるように結合することにより、曲げに対してアーチリブを一体化し、面外に大きな曲げ剛性を持たせることができる。横構の構造形式としてはトラスが効果的であるが、美観上フィーレンディール桁構造をとることもある。それぞれ組立部材におけるレーシングバーとタイプレートに相当する役割を果たす。これらの剛度が低いと直柱と同様にせん断変形の影響による全体構造としての座屈強度の低下が生じるし [Wästlund, 1960; Tokarz, 1971; Sakimoto et al., 1983] 横構斜材自体が部材として座屈し、全体構造の強度を支配する可能性もある [Sakimoto et al., 1977]。横構斜材の必要最小断面積 A_b を面外座屈が面内座屈に先んじて生じないという規準で定めた研究 [前田ら, 1975] によると、実際のアーチ橋に用いられているパラメータの範囲で表 16.3.1 に示すような $\lambda_b = L\sqrt{A_b/I_Z}$ の値が得られる。ここで、 I_Z は、アーチリブの面内曲げに対する断面 2 次モーメントである。また、一体断面としての面外曲げ剛性を確保した上で、さらに一体断面のねじり剛性を保持するために必要なストラットの剛性 D_x (図 16.2.1 の x 軸まわりの曲げ剛性) を定めれば、 $D_x > 10^3 GI_x ba/R^2$ (ここに、 a はアーチ軸線の間隔、 b は横材間隔) となる [倉西, 1961]。

以上のように複弦鋼アーチの面外座屈強度は、横構やストラットの剛度の関数であり、面外座屈の観点からいえば、横構やストラットは 2 次部材ではなく、立体的剛性を確保するための補助的主部材と考える必要がある。しかし、横構やストラットには、面外座屈が問題になるアーチ面内の荷重によって応力が生じないので、面外座屈強度の観点だけからは断面決定できないという問題点が残される。したがって、横構やストラットの必要剛度については、鉛直荷重と水平荷重を同時に受けるアーチの強度の所でもう一度議論することにする。

横構やストラットが必要剛度を備えていても下路式アーチ橋のように端部に交通のための開口部を有し、横方向のせん断抵抗が小さくなる場合と、支柱荷重による不安定効果による強度低下を生じる上路式アーチ橋の場合の強度評価が問題になるので、これらについて以下に述べる。

(2) 下路式複弦鋼アーチ橋

下路式アーチ橋は、両端部に交通路確保のための開口部が設けられる。風荷重のような側方から加わる荷重をこの開口部を介して支点に伝えるために、通常ラーメン形式の橋門構が、両アーチを含む面内か端吊材と一体構造となるよう鉛直面内に設けられる。この開口部のアーチリブや橋門構は、横構で結合された中央部に比較すると、格段に面外曲げ剛性やせん断剛性が低いので、アーチ全体の剛度ひいては面外座屈強度を低下させる。

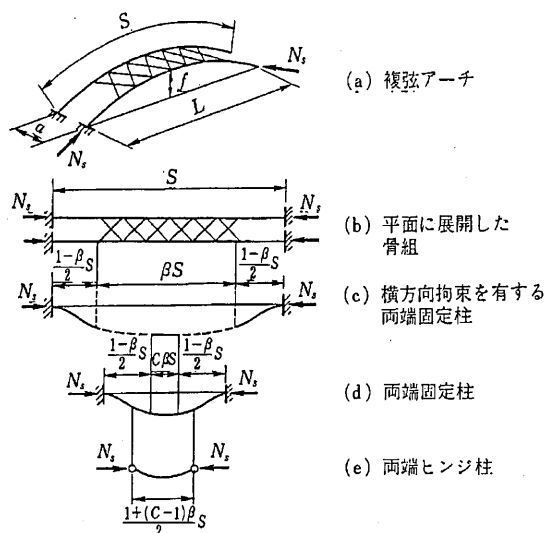


図 16.3.6 複弦アーチの有効座屈

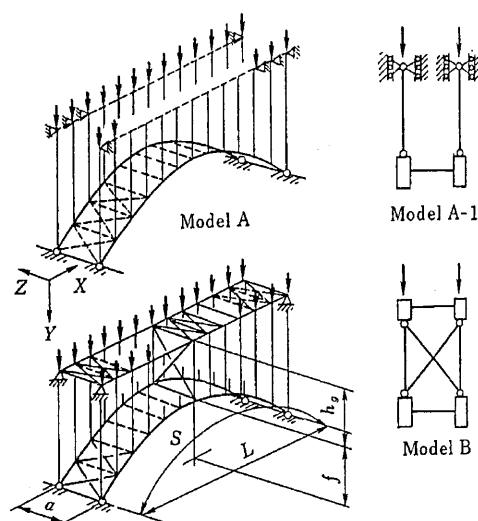


図 16.3.7 上路式アーチの解析モデル

崎元, 小松 [Sakimoto et al., 1982] は, 端部に開口部を有し, ダブルワレントラス形式の横構を有する箱形断面の複弦鋼アーチが等分布荷重を満載する場合の面外座屈強度解析を行い, ねじり剛性の大きい閉断面のアーチリブを有する複弦鋼アーチでは, ねじり変形に比較して面外方向の曲げ変形が支配的であるが, その座屈強度を説明する細長比は, 支間—主構間隔比 l/A のような構造全体のそれではなく, 格点間のアーチリブの細長比 (特に開口部のアーチリブの細長比) と横構の存在する補剛域の長さに深い関係をもっている. これは, 座屈に伴う横曲げ変形が横構のない支点付近で大きく, 横構のある中央部では小さいことから理解される (図 16.3.6 参照). 以上の性状を考慮して図 16.3.6 に示すようなモデル化により, 複弦鋼アーチを構成する一本のアーチリブの有効長さ係数および等価細長比を求めることができる (16.3.3 で後述).

(3) 上路式複弦鋼アーチ橋

先に弾性座屈の荷重方向の変化の影響の所で述べたように, 上路式アーチ橋の場合, 変形により傾斜した支柱を介してアーチリブに作用する荷重が面外座屈変形を助長する成分を持つために, その座屈強度はかなり低下するとされている [Sakimoto et al., 1983; 崎元ら, 1986; 崎元ら, 1991]. DIN 及び道路橋示方書では, このようなアーチリブに作用する荷重方向の変化の影響を考慮するために, 有効長さ係数 (ϕ) を下路式の場合 $\phi = 1 - 0.35k$ であるのに対し, 上路式の場合 $\phi = 1 + 0.45k$ (ここに, k は吊材または支柱の分担する荷重の全荷重に対する比で通常 0.95 前後の値をとる) とするよう規定している.

下路式の場合の強度増加と有効長さ係数の関係の妥当性は, 単弦アーチの耐荷力解析で確認されたが ($k = 1$ とすると $\phi = K_l = 0.65$ となる), 上路式の場合の有効長さは, 荷重方向の変化以外に支柱及び床組がアーチの面外変形に及ぼす拘束効果を考慮に入れると安全側過ぎる場合も生じる.

図 16.3.7 に示す構造モデルに対して計算した耐荷力の一例を図 16.3.8 に示す.

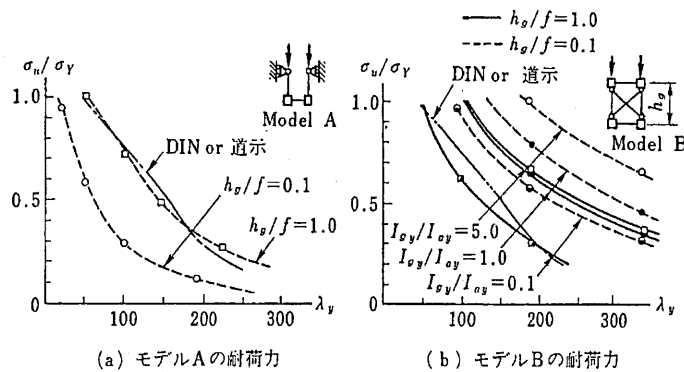


図 16.3.8 上路式アーチの耐荷力

ここで図中の記号は, $\lambda_y = S/r$ は細長比, $r = \sqrt{I_{ay}/2A_a} \cong a/2$ は複弦鋼アーチ全体の断面 2 次半径, $I_{ay} = 2I_y + 2A_a(a/2)^2$ は複弦アーチ全断面の y 軸まわりの断面 2 次モーメント, I_{gy} は桁, 床組を一体と考えた時の全断面の y 軸まわりの断面 2 次モーメントである.

これらの結果より次のことが分かる. 面外座屈強度が著しく低くなるのは, Model A のように荷重作用点を固定し荷重方向のみが変化する特別な場合及び Model B のような現実的モデルでも桁の面外曲げ剛性が期待できず ($I_{gy}/I_{ay} < 0.1$) かつ, h_g/f が大なる場合である.

Model B で桁の面外曲げ剛性が期待できる場合は, 桁がアーチリブの面外変位を拘束するので, 面外座屈強度は低下せず, 系を不安定にする効果を打消して増加する場合がある. 増加の程度は, 桁の面外曲げ剛性 (I_{gy}/I_{ay}) が大きいほど, 桁とアーチリブの鉛直距離が (h_g/f) が小さいほど大きい. このような支柱荷重に

よる不安定効果と補剛桁の拘束効果を考慮して有効長さ係数を定め、より厳密に座屈強度を算定する試みもなされている [崎元ら, 1991].

現行の道路橋示方書では、支柱荷重の不安定効果を最小限にし、桁の面外曲げ剛性の影響を期待するため、補剛桁をアーチクラウン部でアーチリブに剛結することを推奨している。したがって、そのような構造に対しては、示方書の規定は強度を相当過小評価することになる。

16.3.3 座屈強度の評価法

通常の寸法を持つアーチでは、面外座屈は軸力が支配的な場合に生ずるので、等分布荷重が満載するアーチが、アーチクラウンに関して左右対称なモードで座屈する場合を一つの極限状態と考え、その強度について照査する必要がある。

(1) 座屈強度解析結果から定めた等価細長比による算定法

アーチの面外座屈強度に及ぼす種々の要因を考慮して有効座屈長が決定できれば、複雑なアーチを仮定の両端ヒンジ柱に置換えることができる。すると、柱の基準耐荷力式によりアーチリブの終局応力度の形でアーチ橋の終局強度を求めることができる。すなわち、許容応力度の形で終局強度照査式を書くと以下ようになる。

$$N_s/A_a \leq \sigma_a = \sigma_u/\nu \quad (16.3.2)$$

ここに、 N_s は作用荷重（等分布満載）に対して弾性一次理論によって計算される支点における軸方向力、 A_a はアーチリブ 1 本の断面積、変断面の場合長さにわたる平均値 ($A_a = \sum_i (A_i S_i / S)$, $S = \sum S_i$), σ_u は終局応力度、 ν は安全率（道路橋示方書では、面外座屈に対して研究が不十分だとして未だに $\nu = 2.0$ としている）である。

N_s は、たとえば放物線アーチの場合、

$$N_s = \sqrt{(1/16)(L/f)^2 + 1} (wL/2) \quad (16.3.3)$$

で求められ、 σ_u は、柱の基準耐荷力式として、次式で与えられる。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_u/\sigma_Y &= 1 - 0.136\bar{\lambda}_y - 0.3\bar{\lambda}_y^2 : \bar{\lambda}_y \leq 1.0 \text{ の時} \\ \sigma_u/\sigma_Y &= 1/(0.773 + \bar{\lambda}_y^2) : \bar{\lambda}_y > 1.0 \text{ の時} \end{aligned} \right\} \quad (16.3.4)$$

ここに、 σ_Y は使用鋼材の降伏点応力度で、数種類の鋼材を用いる場合は、最低級の鋼種のものを用いる。 $\bar{\lambda}_y$ はアーチの等価細長比であり、面外曲げに対する支点部の境界条件による影響を考慮する有効長さ係数 K_e 、2 本のアーチリブが横構によって補剛されていることによる影響を考慮する有効長さ係数 K_β 、道路桁の面外曲げ剛性による影響を考慮する有効長さ係数 K_g 、橋面の位置の違いによる荷重の作用方向の影響を考慮する有効長さ係数 K_ℓ の 4 つの有効長さ係数を用いて次式で定義される。

$$\bar{\lambda}_y = (1/\pi) \sqrt{\sigma_y/EK_eK_\beta K_g K_\ell S/r_y} \quad (16.3.5)$$

ここに、 $r_y = \sqrt{I_y/A_a}$, I_y はアーチリブ 1 本の y 軸まわりの断面 2 次モーメント、変断面の場合長さにわたる平均値 ($I_y = \sum (I_{yi} S_i / S)$, $S = \sum (S_i)$), S はアーチリブの軸線長（中路式の場合、橋面より上部の軸線長）、 K_e はアーチリブの y 軸まわり（面外）の回転が固定の時 0.5, 自由の時 1.0, $K_\beta = 1 - \beta + \{r_y(0.5 + 0.94\sqrt{\mu})/(K_e a/2)\}\beta$, β は横構で補剛されたアーチ部分の長さのアーチリブ全長に対する比（単弦アーチでは 0 とする）、 $\mu = (a/S)^2(a/b)(A_a/2A_d)[\{1 + (b/a)^2\}^{2/3} + (2A_d/A_b)]/2$, a はアーチの主構間隔（2

本のアーチリブの図心間距離), b はアーチリブを補剛する横構の格間長, A_d はアーチリブを補剛する横構の斜材の断面積, A_b はアーチリブを補剛する横構の横材 (ストラット) の断面積である. また, K_g は下路式および中路式の時=1.0, 上路式の時 $= 0.5 + 1.48 / (I_{gy} / I_{ay} + 1.72)^2$, I_{gy} は道路桁組全体としての面外 (y 軸回り) の断面2次モーメント, I_{ay} は2本のアーチリブを一体と考えた時のアーチリブの面外 (y 軸回り) の断面2次モーメント, $I_{ay} = 2\{I_y + A_a(a/2)^2\}$, K_l は下路式および中路式の場合で $I_{gy} \leq I_{ay}$ の時, $K_l = 1 - 0.35(I_{gy} / I_{ay})^{1/4}$, $I_{gy} > I_{ay}$ の時, $K_l = 0.65$, 上路式の場合, $K_l = 1.45 + 0.05 / (I_{gy} / I_{ay}) + \{(h_g / f)(I_{gy} / I_{ay}) / 100\}^{1/4}$, h_g は上路式アーチ橋の場合の補剛桁図心軸とアーチクラウン (図心) との鉛直距離, f はアーチライズである. この照査式は, 箱形断面のアーチリブで構成される下路式, 中路式 (橋面より上部を取り出した下路式アーチ橋とし, S を定める), および上路式の放物線形状または円弧形状の単一アーチまたは複弦アーチで面内支持条件がヒンジまたは固定の場合で, ライズ・支間比が0.1~0.2のものに対して, かなり良い精度の照査ができる [Sakimoto et al., 1982, 1983a; 崎元ら, 1988, 1991]. 同様の考え方で吊材の面外曲げ剛性を考慮に入れた下路式単弦ローゼ桁橋の面外座屈強度の照査式も提案されている [Sakimoto et al., 1983b]. なお, さきの議論から明らかなように, この照査式は, 複弦アーチに対しては, 十分な剛性を有する横構及びストラットで結合されている場合を前提にしており, さもない場合は別途解析する必要がある.

道路橋示方書の面外座屈規定は, その解説に述べられているように十分な横構, 対傾構, 橋門構を備えたアーチ橋を前提としているので開口部を有する下路式及び中路式のアーチ橋に適用すると危険側になる場合があるので, ここに述べた方法等で別途検討が必要である.

(2) 弾性座屈の固有値解析を用いて定めた等価細長比による算定法

弾性固有値解析により座屈係数 α_s または限界軸力 N_{cr} , あるいは座屈係数 α_L または限界水平力 H_{cr} が求まれば有効座屈長 l_e は次式で求まる.

$$\left. \begin{aligned} l_e &= \pi \sqrt{EI / N_{cr}} = \pi S / \sqrt{\alpha_s} \\ \text{または} \\ l_e &= \pi \sqrt{EI / H_{cr}} = \pi L / \sqrt{\alpha_L} \end{aligned} \right\} \quad (16.3.6)$$

あとは前項の方法と同様に仮想の長さ l_e の両端ヒンジ柱を考え, 直柱の基準耐荷力式より近似的にアーチの終局応力度 σ_u を求めることができる. DIN 及び道路橋示方書の面外座屈の照査式では, 式 (16.3.6) に先に述べた荷重方向 (上路式, 中路式, 下路式) による補正を加えた有効座屈長に対して直柱の式から定まる許容応力度で照査する方法をとっている.

崎元, 小松 [Sakimoto et al., 1983b] は, 単弦ローゼ桁橋の実橋について, この方法による結果と耐荷力解析の結果とを比較して良く一致することを示している. また, 西野, 長谷川 [Nishino et al., 1983] も変断面柱や簡単な骨組の設計法において, この考え方を推奨している. 複雑なアーチ系構造全体を線形固有値解析により面外座屈強度を推定するこの方法は, 厳密な弾塑性耐荷力を行った場合とも比較的良好な強度評価を与えることが明らかにされているが [崎元ら, 1991], その一般的な適用範囲 (適用可能な構造物) と精度について今後とも検討する必要がある.

16.3.4 アーチリブ横つなぎ材の座屈設計法

アーチリブの横つなぎ材には横構形式と斜材を省略して横支材に曲げ剛性を与えたラーメン形式とがある. これらの横つなぎ材には, 横荷重に対する強度を確保する以外に, 対傾構や橋門構と協同して橋の立体的剛性や座屈強度を高める働きがある. この剛性を確保するための方策として, トラス橋では左右弦材に作用する最大圧縮力の合計の1%に相当する格間せん断力による部材力でも横構を設計している. これは, 径間中央部で

横荷重によって設計された横構断面が小さくなりすぎるのを防ぐ目的がある。アーチ橋でもこうした照査を行う場合もあるが、アーチリブの面外座屈を防ぐための必要剛性といった観点からは明確な指標となっていない。

アーチリブの面外座屈と横つなぎ材の剛性との関係については、これまでもいくつかの提案式があるが、それらは橋梁の諸元を仮定して各種のパラメーターを変化させた数値解析結果から導かれている。よって、条件が一致したものに対しては有効であるが、一般性に欠ける問題がある。また、ラーメン形式の横つなぎ材の必要剛性に関する検討はほとんどなされていない。

ここでは、アーチリブの面外座屈と横つなぎ材の剛性との関係を、せん断変形を考慮した組立柱に置き換えて座屈強度を算出する近似計算法を用いて整理する。そして、その結果から得られる横つなぎ材の必要剛性の計算式を示す。

(1) 組立柱としてモデル化する近似計算法

2本のアーチリブと横つなぎ材とからなるアーチリブ構面を取り出して平面に展開して、これを両端固定の組立柱に置き換えて座屈強度を算出する方法は古くから行われており、道路橋示方書・II 鋼橋編にもこれに基づく面外座屈の照査法が規定されている。この方法は、十分な横構、対傾構、橋門構を備えた場合を想定しており、アーチリブ構面のせん断変形が無視できる場合に限られる。しかし、実際のアーチ橋では、せん断変形の影響は無視できず、かなり危険側の規定となっていることが指摘されている。

そこで、組立柱のせん断変形を考慮した梁柱モデルの座屈強度計算式を用いて、アーチリブ構面の面外座屈について検討する。アーチリブ構面のせん断剛性を GA_w とすると、図 16.3.9 に示す組立柱の座屈荷重 P_{cr} は次のように求められる [佐野ら, 2000, 2001, 2002]。

$$P_{cr} = P_{cr0} \frac{1}{1 + \frac{P_{cr0}}{GA_w}} \quad (16.3.7)$$

$$P_{cr0} = \frac{\pi^2 EI_g}{(L/2)^2} \quad (16.3.8)$$

$$I_g = 2I_a + \frac{A_a a^2}{2} \doteq \frac{A_a a^2}{2} \quad (16.3.9)$$

ここで、 P_{cr0} ：せん断変形を考慮しない両端固定柱の座屈荷重、 I_g ：組立柱の断面二次モーメント、 I_a ：片側アーチリブの鉛直軸回りの断面二次モーメント、 A_a ：片側アーチリブの断面積である。

せん断断面積 A_w は、横構や横支材が持つせん断剛性と等価なせん断剛性を持つ薄板に換算した場合の薄板の断面積である。横構が設けられている場合はトラス構造の換算板厚からせん断断面積が求められるが、横構がない横支材のみのラーメン形式の場合についても、後述する式 (16.3.17) のように求めることができる。

アーチリブ構面のせん断剛性が組立柱の座屈荷重に与える影響は、図 16.3.10 のように表せる。縦軸は、式 (16.3.7) を P_{cr0} で割って無次元化したもので、横軸のパラメーターとしては $\alpha = P_{cr0}/GA_w$ をとっている。実橋における α の値は、横構形式で 0.8～3 程度、ラーメン形式では 10 以上となるので、せん断変形を考慮した座屈荷重 P_{cr} は、考慮しない座屈荷重 P_{cr0} に対して、横構形式では 0.5～0.3 程度、ラーメン形式では 0.1 以下まで減少することがわかる。

アーチリブ構面単独の座屈荷重は式 (16.3.7) によりかなり正確に求められるが、アーチ橋全体の座屈荷重は補剛桁や吊材あるいは支柱などの影響を受けるので簡単に求めることは出来ない。道路橋示方書では、上路式、

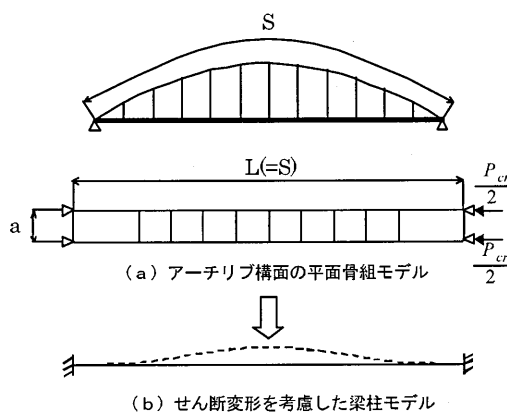


図 16.3.9 アーチリブ構面の面外座屈モデル

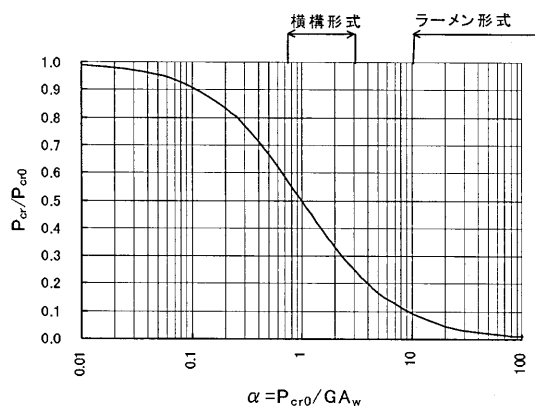


図 16.3.10 アーチリブ構面のせん断剛性が座屈荷重に与える影響

表 16.3.2 荷重作用位置の補正係数 ϕ

形式	道路橋示方書 k=1 とした場合	実橋の例	推奨値
下路式	0.65	0.6~0.85	0.8
上路式	1.45	1.0~1.05	1.1
中路式	1.0	0.6~0.7	1.0

中路式，下路式など荷重作用位置の違いに対して表 16.3.2 に示す ϕ なる係数を有効座屈長に掛けることで補正しているが，これには補剛桁や吊材の面外剛性の影響は含まれていない．いくつかの実橋において，アーチリブ単独の座屈荷重とアーチ橋全体の座屈荷重との関係を，この係数 ϕ で表すと表 16.3.2 に示すように，道路橋示方書の値は実際よりも，下路式では危険側の場合があり，上路式では安全側すぎる傾向があるようである．

ここで，アーチ橋の立体的挙動を係数 ϕ の推奨値で補正するものとする，組立柱としての有効座屈長 l_{ge} は次のようになる．

$$l_{ge} = \phi \cdot l_{ge.2D} \quad (16.3.10)$$

$$l_{ge.2D} = \pi \sqrt{EI_g / P_{cr}} \quad (16.3.11)$$

また，アーチリブ単材に対する有効座屈長 l_{ae} は， $P_{cr} = 2N_{cr}$ の関係から次式で求められる．

$$l_{ae} = \phi \cdot l_{ae.2D} \quad (16.3.12)$$

$$l_{ae.2D} = \pi \sqrt{EI_a / N_{cr}} \quad (16.3.13)$$

組立柱の有効座屈長とアーチリブ単材の有効座屈長とは，異なるものとなるが，許容軸

圧縮応力度を求めるために必要な細長比は，いずれの場合も次のようになり一致する．これにより，面外座屈に対する簡易的な照査が行える．

$$\frac{l_{ge}}{r_g} = \frac{l_{ae}}{r_a} = \phi \pi \sqrt{\frac{EA_a}{N_{cr}}} \quad (16.3.14)$$

ここで， r_g は組立柱の断面二次半径， r_a はアーチリブ単材の断面二次半径である．

(2) 横つなぎ材剛性とアーチリブの面外座屈との関係

アーチリブの面外座屈の形態としては，図 16.3.11 に示すような局部座屈と全体座屈が考えられる． L/a が小さく十分な横構が配置されている場合は，アーチリブは横支材間で局部的に座屈するが， L/a が大きくなると全体座屈が先行する可能性がある．また， L/a が小さくても横構の剛性が不十分であったり横支材のみのラー

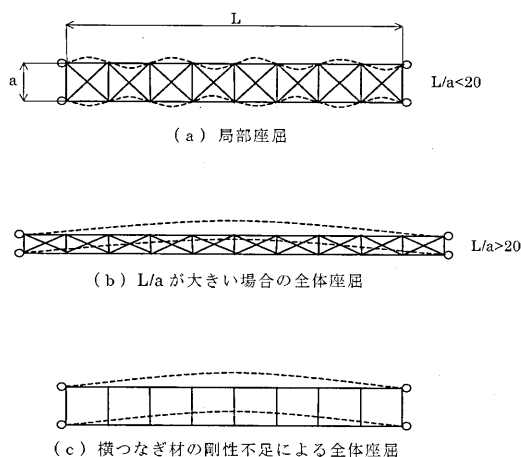


図 16.3.11 アーチリブの面外座屈の形態

メン形式で剛性が不足している場合についても全体座屈が生じる可能性がある。

この内の全体座屈については、前述の近似計算法である程度評価することができるので、横つなぎ材の剛性不足によって全体座屈が生じないように横つなぎ材を設計することができる。横構形式では横構断面面積を大きくし、ラーメン形式では横支材の曲げ剛性を大きくすれば、アーチリブ構面の組立柱としてのせん断剛性が增大するので、式 (16.3.7) や図 16.3.10 からわかるように組立柱の座屈荷重は増大する。目標としては、アーチリブが図 16.3.11 に示す全体座屈でなく局部座屈するようにし、アーチリブ単材の有効座屈長が格間長となるようにせん断剛性を確保すればよい。しかし、 L/a が大きなアーチ橋では、せん断変形を考慮しない座屈荷重 P_{cr0} 自体が小さいので、いくらせん断剛性を大きくしても全体座屈が先行するのを避けることが出来ない。そこで、横つなぎ材を設計する一つの指標として、各パネル間でのせん断座屈荷重が、アーチリブ単材の格間長を有効座屈長とする局部座屈荷重 $P_{cr\cdot cal}$ を下回らないように設計することが提案されている。これは、全体座屈についてはアーチ橋の全体形状によって避けられない面があるが、少なくともパネル間のせん断座屈については、横つなぎ材の補強によって防ぐことが出来るからである。この考え方に基づいて、横構、ラーメン形式の横支材、橋門構の設計方法を以降に示すが、これらはあくまで目安であって、最終的には弾性固有値解析などで確認するのが良い。

(3) 横構形式のアーチ面外座屈に対する設計

パネル間のせん断座屈荷重 P_{cr} については、式 (16.3.7) より $P_{cr} \approx GA_w$ と近似できるので、図 16.3.12 に示すように、これがアーチリブ単材の局部座屈荷重 $P_{cr\cdot cal}$ よりも大きければよい。つまり、

$$GA_w \geq P_{cr\cdot cal} = \frac{2\pi^2 EI_a}{b^2} \quad (16.3.15)$$

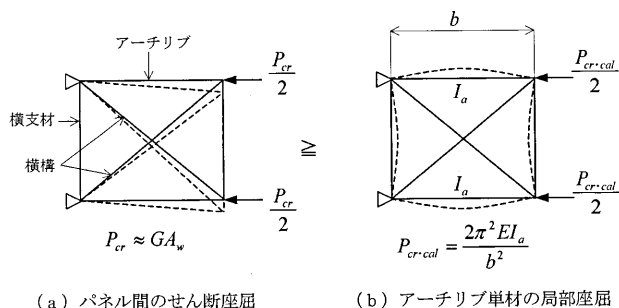
となる。ここで、 I_a はアーチリブ単材の面外断面 2 次モーメントであり、 A_w はアーチリブ構面のせん断断面面積で、例えば、アーチリブの横構として最も一般的なひし形形式 (図 16.3.13) の場合、横構の必要断面面積は次式で与えられる。

$$A_{d\cdot req} \geq \frac{8\pi^2 I_a d^3}{a^2 b^3} \quad (16.3.16)$$

この必要断面面積は、通常のアーチ橋では横力に対して設計された横構断面面積でほぼ満足される程度のもとなっている。所で、図 16.3.13 のひし形形式の横構の場合、アーチリブの面外座屈に対する固定点として横構取り付け点も有効として有効座屈長を横支材間隔の半分とする場合がある。しかし、このためには式 (16.3.15) の関係からもわかるように、横構断面面積を式 (16.3.16) の 4 倍としなければならない。こうした値は、通常のアーチ橋では満足されるものではなく、横構のみの取り付け点をアーチリブの面外座屈に対する固定点とするのは好ましくない。

(4) ラーメン形式横支材のアーチ面外座屈に対する設計

トラス形式の横構の考え方をラーメン形式の横支材の設計にも適用できる。式 (16.3.15) を図 16.3.14 のラーメン形式に当てはめると、横支材の必要断面 2 次モーメント $I_{b\cdot req}$ は式 (16.3.17) より式 (16.3.18) で求めら



(a) パネル間のせん断座屈

(b) アーチリブ単材の局部座屈

図 16.3.12 パネル間のせん断座屈とアーチリブ単材の局部座屈

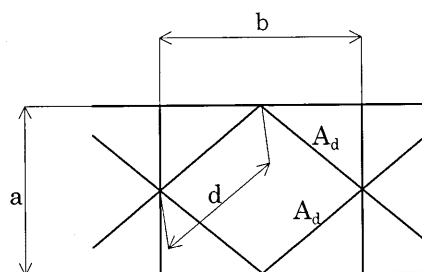


図 16.3.13 ひし形形式の横構

れる。

$$GA_w = \frac{12E}{\frac{ab}{2I_b} + \frac{b^2}{2I_a}} \geq P_{cr.cal} = \frac{2\pi^2 EI_a}{b^2} \quad (16.3.17)$$

$$I_{b.req} \geq \frac{aI_a}{\left(\frac{12}{\pi^2} - 1\right)b} = 4.63 \frac{a}{b} I_a \quad (16.3.18)$$

ここで、 I_b は隣り合うパネルに対しても必要とされるので、実際の横支材の断面2次モーメントは、この2倍の大きさが必要となる。仮にパネルの縦横寸法が等しいとすると、横支材の断面2次モーメントはアーチリブの9倍以上の大きさが必要ということになり、式(16.3.18)を満足させるのは現実的には難しいといえる。(1)の近似計算法で示したように下路式アーチなどで吊材の復元力が期待できる場合は、アーチ橋全体としての座屈荷重が増加するので、横支材間隔をアーチリブの有効座屈長と出来る可能性もあるが、一般的には、有効座屈長を横支材間隔よりも長く設定するのがよいと思われる。そこで、式(16.3.17)のアーチリブ単材の有効座屈長を l_e として横支材の必要断面2次モーメントを求めると次式となる。

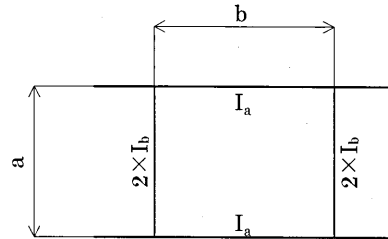


図 16.3.14 ラーメン形式

これより、例えばアーチリブ単材の有効座屈長を $l_e = 1.5b$ とすると、式(16.3.18)の係数4.63は0.58までに急減するので、現実的な横構支材の設計が可能になる。

$$I_{b.req} \geq \frac{abI_a}{\left(\frac{12}{\pi^2} l_e^2 - b^2\right)} \quad (16.3.19)$$

これより、例えばアーチリブ単材の有効座屈長を $l_e = 1.5b$ とすると、式(16.3.18)の係数4.63は0.58までに急減するので、現実的な横構支材の設計が可能になる。

(5) 橋門構のアーチ面外座屈に対する設計

下路式や中路式アーチ橋では、車輛通行のためにアーチリブ構面に開口が設けられ、橋門構で補強されている。この開口部分についても、前項のラーメン形式の考え方により横支材を補強することによってアーチリブの面外座屈を制限することができる。橋門構部分のアーチリブ単材の格間長を有効座屈長とすることを目安とすれば良いが、次の点に配慮するのが良い。

- ・ 端横桁は箱断面としてアーチリブ構面内の曲げ剛性を大きくする。
- ・ 横構形式の場合は橋門構部分が弱点となるのは避けられないが、ラーメン形式の場合はアーチリブ構面のせん断剛性が全長にわたって均等になるようにするのが良い。
- ・ 幅員が広い場合は a/b が大きくなり、横支材の曲げ剛性を大きくして格間長を有効座屈長とすることが困難になるので、前項のようにアーチリブ単材の有効座屈長を長めに設定するのが良い。

16.4 面内および面外荷重を受ける複弦鋼アーチの耐力

ここまで主に、面内荷重によるアーチの面内挙動とその強度および面内荷重による立体的挙動と強度の問題を取り扱ってきた。しかし、アーチ橋は通常主荷重である面内荷重以外に風荷重や地震加速度による慣性力のような面外荷重を受ける[倉西, 1961]。このような面外荷重に対しては、通常の複弦鋼アーチ橋では横構を全長にわたり設け、十分面外荷重に対して抵抗できるような構造がとられる。中下路式の場合は交通路を確保す

るため端部に開口部が必要となるが、この開口部には橋門構が設けられ補剛される。ここでは、まず、横構が全長にわたり設けられている場合につき、通常の解析で行っているように、面内外荷重に対してアーチをそれぞれ面内と面外のふたつの平面構造に分けて取り扱う場合に満たすべき条件について述べ、次に面外等分布荷重と面内等分布荷重を受ける場合の面内耐荷力について触れる。さらに、強度的に問題となる端部に開口部を有する場合の立体的強度について述べる。

16.4.1 全長にわたり横構を有する複弦鋼アーチ

アーチが側方荷重に抵抗するには、構造全体としての十分な鉛直軸まわりの曲げ強度と面外変形に対するせん断強度を持っていることが必要である。また、アーチは空間で湾曲しているため、常に曲げとねじれが連成するので、何らかのねじれ剛性（サンプナンのねじれ剛性か曲げねじれ剛性、または両者）が要求される [Yabuki et al., 1973; 倉西ら, 1978; 倉西ら, 1981]。全体としての曲げ剛性を発揮させるには十分な断面積のアーチリブとそれらを含む面内でせん断力に抵抗するように結合する横構が必要となる。全体としてのねじれ剛性は、前述したように、アーチリブの面内曲げ剛性、ねじれ剛性及びそれらを結ぶストラットの剛度により定まる。

図 16.4.1 に示したような横構とストラットを持った標準的アーチに対して、スプリングングに降伏を起こさせる側方荷重強度の 1/10 の側方等分布荷重を載荷し、極限強度解析を行った結果によると、横構全体としての

それらを含む面内での必要せん断剛度 μ_s とアーチリブのねじれ剛度を十分に発揮させるに必要なストラットの剛度 μ_T として次式が得られている [倉西ら, 1981; Kuranishi et al., 1984]。

$$\left. \begin{aligned} \mu_s &= (GA_{b,eq}/24EA_a)(S/a)^2 \geq 1/15 \\ \mu_T &= (EI_b/GI_x)(S^2/ab) \geq 10 \end{aligned} \right\} \quad (16.4.1)$$

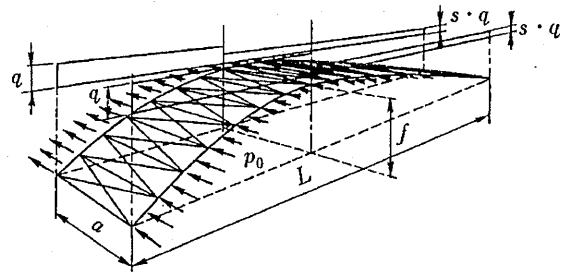


図 16.4.1 面内及び面外荷重を受ける複弦鋼アーチ

ここに、 A_a はアーチリブ 1 本の断面積、 $A_{b,eq}$ は横構斜材と等価なせん断剛性を持つ腹板を考えた時の換算断面積 [倉西ら, 1981]、 a はアーチリブ軸線の間隔、 b は横構の格間長、 EI_b はストラットの x 軸まわりの曲げ剛性（前出の D_x に同じ）、 GI_x はストラットのねじれ剛性である。

さらに、これらの条件の下で、アーチを面内外の平面構造として取り扱うことができる場合のアーチ全弧長と幅員の比 S/a も求められている [Kuranishi et al., 1984]。また、前記条件の下で、面内荷重が $p = w$ ($s = 0.5$) の時、面内耐荷力の減少係数 Φ とライズ - 支間比の平方根の関係は次式のように与えられる。

$$\Phi = (0.837 \times 10^{-3} \times \lambda_{IN} + 0.895) - (0.244 \times 10^{-2} \times \lambda_{IN} - 0.181) \sqrt{f/L} \quad (16.4.2)$$

ここに、 $\lambda_{IN} = S/r_z$ 、 r_z はアーチリブの面内曲げに関する断面 2 次半径、 $\lambda_{OUT} = S/\sqrt{\{A_a(a/2)^2 + I_y\}/A_a}$ である。また、前述の側方荷重の影響下での等分布荷重に対する面内耐荷力も次式で求められる。

$$q_{cr}/q_Y = (A - B\lambda_{IN})(2.43 - 36.6\sqrt{\sigma_Y/E}) \quad (16.4.3)$$

ここに、 $A = 1.08 - 2.65 \times 10^{-4} \lambda_{OUT}(\lambda_{OUT} - 25)$ 、 $B = 2.9 \times 10^{-3} - 8 \times 10^{-7} \lambda_{OUT}(\lambda_{OUT} - 25)$ 、 $q_Y = (2A_a\sigma_Y/L)\sqrt{1 + (L/f)^2/16}$ である。

ただし、これらの関係は、ここで取扱っている構造形状の場合にのみ適用でき、アーチリブが剛性の低いストラットで結ばれている場合には適用できないし、横構斜材の座屈は生じないものとしている。一般のアーチ

橋では床組や補剛桁を有しており、これらは、通常側方への剛性を高める働きをしており、これらの影響を考慮することにより、より高い強度が期待できる。

16.4.2 端部に開口部を有する複弦鋼アーチ

端部に開口部を有し中央部のみ横構で結合された箱形断面リブの複弦鋼アーチ（図 16.3.6 参照）が、死活荷重に相当する一定の面内等分布荷重の作用下で、水平横荷重を受けた場合の面外耐荷力特性を要約すると以下ようになる [小松ら, 1982; Sakimoto et al., 1977, 1979].

- i) 慣用の設計法で横構部材の断面を決定した場合でも、剛性が小さすぎると、横構部材の座屈が早期に起きて、複弦鋼アーチの面外耐荷力が支配される可能性がある [Sakimoto et al., 1979].
- ii) 図 16.3.6 には示されていないが橋門部に曲げ剛性（図 16.2.1 の y 軸まわりの曲げ剛性）の大きいストラットを設けた場合は、横構部材の早期の座屈を防ぐことはできないが、横構が座屈しても、そのまま全体崩壊に至らしめることなく、耐荷力を増加させる効果がある。
- iii) 横構部材が座屈しないならば、面外耐荷力は横構の剛性にほとんど影響されない。しかし、リブ端部における降伏による剛性低下に大きく影響されるので、それらの点に生じる応力に注意を払う必要がある。
- iv) アーチリブに生じるねじりモーメントは小さく、スプリングおよび橋門部においては、軸圧縮力に加えて、大きな面外曲げモーメント（アーチリブ 1 本としての）による直応力度が耐荷力に最も密接な関係を持つ。

これらの性状を利用して、鉛直荷重と水平荷重を受ける複弦鋼アーチの耐荷力に関し、水平横荷重に対する安全率（荷重係数）を求めることができる。また、はり一柱と類似の考え方により、軸方向力と面外曲げに対する耐荷力相関式は、次式のように与えられる。すなわち、

$$\left. \begin{aligned} N_s/N_u + (M_S/M_Y)/\{1 - (N_s/N_E)\} &\leq 1.0 \\ \text{あるいは,} \\ \sigma_n/\sigma_u + \sigma_b/\sigma_Y &\leq 1.0 \end{aligned} \right\} \quad (16.4.4)$$

ここに、 N_s は作用鉛直等分布荷重 w に対して、弾性一次理論で計算される支点における軸方向力、 N_u は式 (16.3.4) により計算される鉛直荷重のみを受ける場合の面外座屈時の極限軸方向力 $= A\sigma_u$ 、 M_S は作用等分布水平横力のみを受けた時の 1 本のアーチリブの支点における面外曲げモーメント、 M_Y は面外曲げに対するアーチリブ端の降伏モーメント、 N_E は補剛されていないアーチリブ端部の長さ（図 16.3.6 の $(1 - \beta)S/2$ ）と断面寸法を有する両端ヒンジ柱の弾性座屈に対する限界軸力、 $\sigma_n = N/A_u$ 、 $\sigma_b = M_S/W_S/\{1 - (N_s/N_E)\}$ 、 W_S はスプリングにおけるアーチリブ 1 本の面外曲げに関する断面係数である。

この相関式はかなり安全側の評価を与える。また、この相関式は、横構材が早期座屈を起こさないことを前提としているが、そのような横構材の軸力の近似算定法と設計法については、文献 [Sakimoto et al., 1979] に示されている。

もし、前項で扱ったように、アーチの全長にわたって横構が設けられていれば、式 (16.4.4) の第 2 項は、実橋の寸法諸元と設計風荷重等の範囲では、無視できるほど小さくなるので、面外耐荷力はさほど問題とならないことが分る。

16.5 ニールセン・ローゼ橋の耐荷力

アーチ系橋梁のうち、最近では、大河川を跨ぐ橋梁や湾岸に沿う長大橋梁に対しては、図 16.5.1 に示すようなニールセン・ローゼ橋が数多く建設されるようになってきている。ニールセン・ローゼ橋は、主要部材としてアーチリブと補剛桁、および両者を結合する吊材を斜めに張ったケーブルで構成された補剛アーチ橋で、アーチリブの水平反力を補剛桁にとらせるため、補剛桁には曲げモーメントと軸方向引張力が発生する。このような補剛アーチ橋は先にも述べたように弾性座屈荷重が非常に大きく面内全体座屈が問題にならない構造物 [C.R.C of Japan, 1971] である。また、バスケットハンドル型のニールセン・ローゼ橋では 3 次元の立体骨組構造としての挙動を呈するため、面外全体座屈に対しても十分な安全性を有することが、弾性座屈解析によって示されている [奥村ら, 1968]。

しかしながら、橋梁の寸法諸元がある一定の範囲を超える長大橋では、非線形性が卓越し、弾性有限変位解析あるいは、弾塑性有限変位解析により耐荷力を照査する必要がある [中井ら, 1999; 阪野ら, 2003]。ここでは、一般的なニールセン・ローゼ橋と特殊なニールセン・ローゼ橋とに区別して、耐荷力を照査する方法について解説する [中井ら, 1999]。

16.5.1 一般的、および特殊なニールセン・ローゼ橋の区分

中井, 北田ら [1999] は、ニールセン・ローゼ橋の形式、構造諸元、あるいは過去の実績や、パラメトリック解析により耐荷力を検討した構造パラメータの範囲を考慮して、一般的なニールセン・ローゼ橋を、表 16.5.1 のように定義した。この表に示した範囲を逸脱するものは、特殊なニールセン・ローゼ橋と考えられる。

表 16.5.1 一般的なニールセン・ローゼ橋の寸法諸元

項目	諸元
支間長 (L)	260m 以下
ライズと支間長との比 (f/L)	1/5~1/8
アーチ・リブの面外傾斜角 (θ)	65°~90°
平均上横繫ぎ材間隔 (d)	30m 以下
最大上横繫ぎ材間隔 (d_{max})	36m 以下
ケーブル間隔 (a)	5~13m 程度
吊り材の面内傾斜角 (ϕ ; 一定)	60° 程度

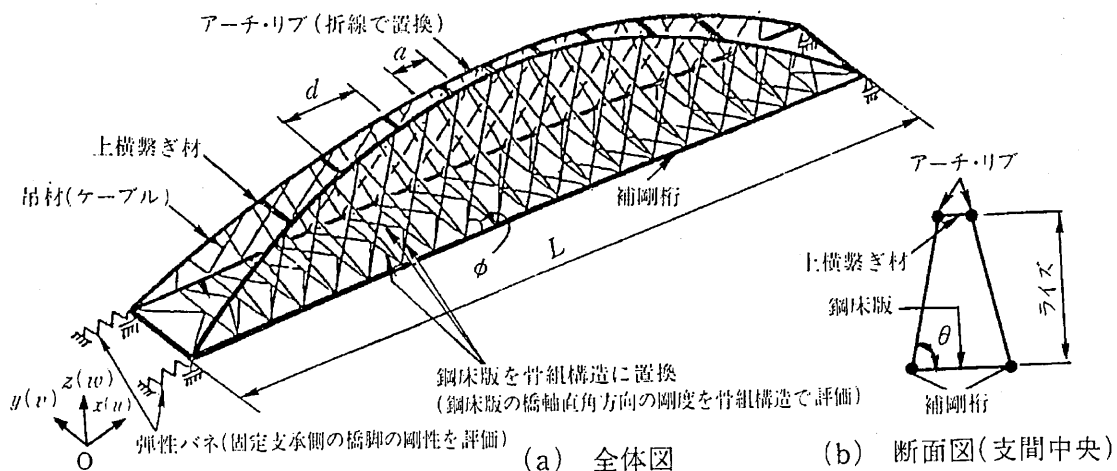


図 16.5.1 ニールセン・ローゼ橋の骨組解析モデルの一例 (立体モデルの例)

一般的なニールセン・ローゼ橋の耐荷力照査は、弾性微小変位解析による慣用照査法となる。表 16.5.1 に示した以外の特種なニールセン・ローゼ橋に対する耐荷力照査法としては、以下の 3 つの照査法が考えられる。

- i) 弾性有限変位解析を用いる方法（照査法-1）
- ii) 局部・全体座屈の連成を考慮しない弾塑性有限変位解析を用いる方法（照査法-2）
- iii) 局部・全体座屈の連成を考慮した弾塑性有限変位解析を用いる方法（照査法-3）

以下に、それぞれの耐荷力照査法について解説する。

16.5.2 一般的なニールセン・ローゼ橋の耐荷力照査法（慣用照査法）

ここでの照査法は、一般的なニールセン・ローゼ橋に適用するもので、弾性微小変位解析による簡便な耐荷力照査法、すなわち慣用照査法にほかならない。

(1) 構造解析

アーチリブの断面力の算定は、有限変位を無視した微小変位解析によって行ってもよい。その際、ニールセン・ローゼ橋全体を、2 次元、あるいは 3 次元の骨組構造物にモデル化するのがよい。その一例を、図 16.5.1 に示す。

ニールセン・ローゼ橋のアーチリブの断面を決定する要因となる荷重の組合せは、一般に、主荷重載荷時、および風、または地震荷重の載荷時のケースに相当する。

活荷重の載荷方法に関しては、通常のアーチ系橋梁において、面内座屈モードが逆対称一次波形になるため、活荷重を支間方向に半載した場合の耐荷力が厳しくなる。これに対して、ニールセン・ローゼ橋のアーチリブの耐荷力が問題となるのは、アーチクラウン近傍になる [北田ら, 1989]。これに対する載荷状態としては、活荷重を全長にわたって満載する場合が対応する。

(2) 座屈設計法

a) 有効座屈長の取り方

アーチリブ断面の座屈安定性を照査する際の実効座屈長 l_e としては以下の値を用いる。

- i) アーチリブの面内座屈に対して：ケーブルの間隔
- ii) アーチリブの面外座屈に対して：上横繫ぎ材間隔の 0.7 倍

b) アーチリブ断面の応力照査

一般的なニールセン・ローゼ橋においては、設計荷重に安全率を乗じた荷重に至るまではほぼ線形挙動を呈すので、有限変位による増幅項は省略することができ、道路橋示方書に準じ、次式により応力照査を行う。

$$\nu(\sigma_c + \sigma_{bcy} + \sigma_{bcz}) / \sigma_{cal} \leq 1.0 \quad (16.5.1)$$

ここに、 σ_c は照査する断面に作用する軸方向圧縮応力度、 σ_{bcy} 、 σ_{bcz} はそれぞれアーチリブ面内、および面外に作用する曲げモーメントによる曲げ圧縮応力度、 σ_{cal} は圧縮応力を受ける両縁支持板、および補剛板の終局強度（局部座屈に対する基準耐荷力曲線）、 ν は安全率（現行の道路橋示方書にしたがえば、 $\nu = 1.7$ ）である。

中井、北田らは、薄肉箱断面の局部座屈強度をより合理的に評価するため、溶接残留応力、および板パネルの初期たわみを考慮した軸方向圧縮力と曲げモーメントとの組合せ断面力を受ける薄肉箱形断面短柱の終局強度相関曲線 [Kitada et al., 1992] を用いた終局強度照査法を提案している。

c) 座屈安定性の照査

アーチ・リブ断面の部材座屈安定性の照査においても、上述の b) で述べたように、有限変位に関する増幅項を省略できる。したがって、座屈安定性の照査は、アーチリブの各断面において、次式によって行うことがで

きる。

$$\nu \left(\frac{N}{N_u} + \frac{M_x}{M_{xY}} + \frac{M_y}{M_{yY}} \right) \leq 1.0 \quad (16.5.2)$$

ここに、 N は照査する断面に作用する軸方向圧縮力、 M_x, M_y はそれぞれ照査する断面に作用するアーチリブ面内、および面外曲げモーメント、 N_u は対象断面と同じ断面を有する長さ ℓ_e の柱が着目方向に座屈したときの終局軸方向圧縮力で、道路橋示方書において示されている圧縮部材の基準耐力曲線より算定できる、 M_{xY}, M_{yY} はそれぞれアーチリブ面内、および面外の曲げに対する降伏曲げモーメント、 ν は安全率（現行の道路橋示方書にしたがえば、 $\nu = 1.7$ ）である。

(3) 上横繫ぎ材の必要剛度

上横繫ぎ材は、風や地震などの水平横荷重に対して強度部材として機能するほか、アーチリブの全体座屈に関する補剛部材としても機能する。弾性座屈解析により、アーチリブの全体座屈を低下させないためには、上横繫ぎ材の剛度 EI_y^T は、次式を満足すればよいと考えられる [中井ら, 1992]。

$$6(EI_y^T/EI_z)(d/b) \geq 0.8 \quad (16.5.3)$$

ここに、 EI_y^T は上横繫ぎ材の面内曲げ剛性、 EI_z はアーチリブの面外曲げ剛性、 d は上横繫ぎ材の間隔、 b は上横繫ぎ材の取り付け位置におけるアーチリブの間隔である。

16.5.3 弾性有限変位解析にもとづく耐力照査法（照査法－1）

アーチリブの断面の設計は、有効座屈長の決定を除き、16.5.2 の弾性微小変位解析にもとづく方法と同一である。耐力力の照査は、設定された初期たわみを考慮した弾性有限変位解析を実施して、アーチリブが降伏に至る時の荷重パラメータ α_Y が所要の安全率を有するか否かを照査する方法で行う。ここに、荷重パラメータ α とは、設計荷重（許容応力の割増し係数で除したもの）を α 倍した荷重を載荷して解析したことを意味する。

(1) 有効座屈長の定め方

アーチリブ断面の設計を行うに当たって、有効座屈長の定め方については、16.3.3（2）で述べた方法による。すなわち、代表的な組合せ荷重に対して弾性固有値解析を行い、その時の軸方向圧縮力 N_{cr} を求め、式 (16.3.6) により有効座屈長 ℓ_e を算出する。

(2) 耐力力の照査法

a) 構造解析

図 16.5.2 は、それぞれ阪神高速道路の新浜寺大橋、および同・西宮港大橋を模擬した解析モデル（図 16.5.1 参照）に、死荷重と活荷重とを作用させたときの荷重パラメータ α と、アーチ・クラウンの橋軸直角方向の水平変位、および鉛直変位との関係を示したものである。これらの図には、以下の 3 つの限界状態における荷重パラメータ α が示されている。すなわち、 α_{Y1} は降伏点 σ_Y として公称値をそのまま用い、弾性有限変位解析により求められた降伏荷重パラメータ、 α_Y は σ_Y から圧縮残留応力度を差し引いた σ_Y^* を仮定の降伏点と考え（後述の式 (16.5.5) 参照）、弾性有限変位解析により求められた降伏荷重パラメータ、 α_u は初期たわみと残留応力とを考慮した弾塑性有限変位解析による終局限界状態における荷重パラメータである。

この図から明らかなように荷重パラメータ α_Y は、道路橋示方書で期待する安全率 1.7 とほぼ一致している。一方、道路橋示方書で設計された実橋のニールセン・ローゼ橋のアーチリブを調査した結果、死荷重と活荷重との組合せに対して、 $\alpha_u = 2.3 \sim 2.6$ 程度であった。したがって、 α_Y が、1.7 になるようにアーチリブを設計すれば、その終局荷重パラメータ α_u は、ほぼ 2.3～2.6 になることがわかる。弾性有限変位解析による照査法－

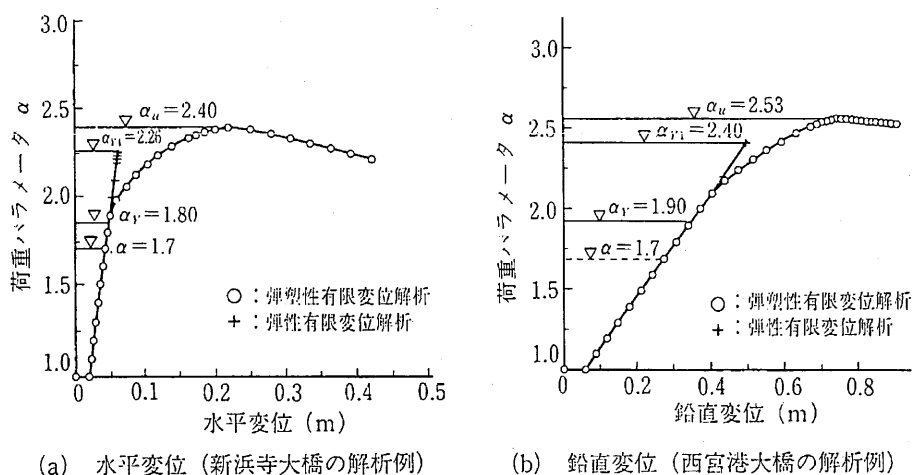


図 16.5.2 荷重パラメータと橋軸直角方向水平変位, および鉛直変位との関係

1の妥当性は, このような解析結果に基づいて確かめられている.

また, 初期たわみについては, アーチリブの耐荷力を安全側に評価するという観点から, 弾性固有値解析による最低次の座屈モードに相似した初期たわみ波形をアーチリブに導入することとしている. すなわち, 弾性面外座屈モードが図 16.5.3 に示したモードを呈する場合は, 図 16.5.4 に示す初期たわみを導入する. この場合の波形 v_0 は, 次式によって近似できる.

$$v_0 = \delta_0 \sin(3\pi \frac{s}{S}) \quad (16.5.4)$$

ここに, S はアーチリブの長さ, s はアーチリブ軸線に沿った座標, δ_0 は最大初期たわみ量である.

残留応力は, アーチリブの耐荷力に影響を及ぼす要因となるため, アーチリブ断面に含まれる板パネルの溶接残留応力度 (後述の図 16.5.5 参照) を仮定の降伏点の中に考慮することとしている.

荷重は, 比例荷重 (許容応力度の割増し係数で除した組合せ荷重を α 倍して載荷する) としている.

b) 降伏荷重パラメータ α_Y の算定

アーチリブ断面の板パネルの圧縮残留応力度 σ_{rc} を考慮したアーチリブの仮定の降伏点 σ_Y^* を, 次式で求める.

$$\sigma_Y^* = \sigma_Y - \sigma_{rc} \quad (16.5.5)$$

この σ_Y^* を降伏点と考え, そして弾性有限変位解析によってアーチリブが降伏に至るときの荷重パラメータ α_Y を求める.

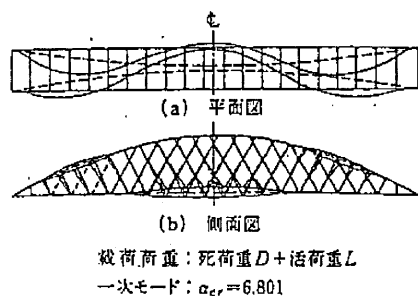


図 16.5.3 弾性固有値解析による座屈 1 次モード

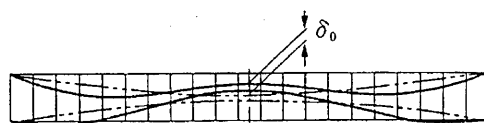


図 16.5.4 解析に導入する初期たわみ波形の一例

c) 耐力力の照査

許容応力度に対する割増し係数で除した各組合せ荷重に対して、 α_Y が、所定の安全率を有するか否かを照査する。すなわち、道路橋示方書によれば、 α_Y を、次式のようにとる。

$$\alpha_Y \geq 1.7 \quad (16.5.6)$$

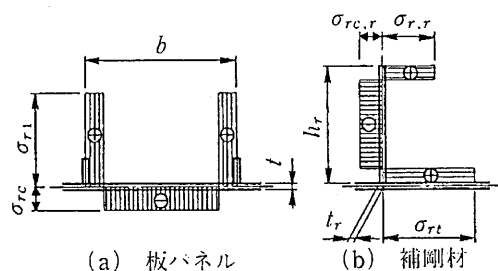
16.5.4 局部・全体座屈の連成を考慮しない弾塑性有限変位解析にもとづく耐力力照査法（照査法－２）

アーチリブの断面の設計は、16.5.3 の弾性有限変位解析と同一である。この耐力力の照査は、初期たわみや実際の溶接残留応力分布を考慮した弾塑性有限変位解析を行い、アーチ・リブが終局限界状態に至るときの荷重パラメータ α_u が所要安全率を有するか否かを照査する。なお、その際、終局限界状態としては、箱形断面部材としての局部・全体座屈の連成を考慮せず、弾塑性有限変位解析の最高荷重を考えている。

(1) 構造解析

耐力力を照査する構造解析のモデルとしては、16.5.3 の弾塑性有限変位解析に用いた 3 次元骨組構造解析モデルを用いる。また、この解析モデルの各部材のうち、アーチリブ、および上横繋ぎ材は、弾塑性有限変位挙動が考慮できる梁－柱要素としてモデル化する必要がある。ただし、弾塑性有限変位によるパラメトリック解析結果 [阪神高速道路公団ら, 1993a; 1993b] によると、終局限界状態においても吊材および補剛桁には塑性領域が発生していないことにより、吊材および補剛桁は弾性有限変位挙動のみ考慮できる梁－柱要素としてモデル化としてもよい。

初期たわみは、16.5.3 と同様の方法で解析モデルに導入すればよい。アーチリブには、実際の残留応力分布を導入する。とくに、アーチリブ断面が補剛箱形断面の場合には、図 16.5.5 に示す残留応力分布を用いる。



鋼種	σ_{rl}^* (引張)	σ_{rc}^* (圧縮)	$\sigma_{rc,r}^*$ (圧縮)	$\sigma_{rl,r}^*$ (引張)
SM400	1.0	0.30	0.20	0.6
SM490	1.0	0.25	0.17	0.6
SM520	0.95	0.23	0.16	0.6
SM570	0.9	0.20	0.15	0.6
HT790	0.8	0.15	0.12	0.6

*: それぞれの鋼種を降伏点 σ_Y で無次元化した値

図 16.5.5 補剛板の残留応力分布

(2) 終局荷重パラメータ α_u の算定

箱形断面部材としての局部・全体座屈の連成を考慮せずに、弾塑性有限変位解析を行い、最高荷重における終局荷重パラメータ α_u をもとめる。

(3) 耐力力の照査

16.5.3 で述べたように、道路橋仕方書（安全率 $\alpha_Y = 1.7$ に基づいて設計された実橋のニールセン・ローゼ橋のアーチリブでは、 α_u はほぼ 2.3～2.6 になっている。したがって、弾塑性有限変位解析を実施した場合、 α_u が 2.3～2.6 程度であれば、安全で合理的な設計であるといえる。

16.5.5 局部・全体座屈の連成を考慮した弾塑性有限変位解析にもとづく耐力力照査法（照査法－３）

本照査法は、最も精度良く耐力力を評価できるものである。すなわち、アーチリブが全体座屈、あるいは局部・全体座屈の連成に起因して終局限界状態に至るときの終局荷重パラメータ α_{bu} を弾塑性有限変位解析で求め、これが所要の安全率を有するか否かを照査する。なお、本照査法は、終局限界状態の定義、および所要安

全率を除いて、16.5.4 の照査法－2 と同一である。

(1) 終局荷重パラメータ α_{bu} の算定

部材の局部座屈と全体座屈との連成座屈を考慮して真の座屈強度を求める手法は、まだ開発されていない。ここでは、詳細な FEM 解析を行わず、局部・全体座屈の連成を近似的に考慮して、骨組構造解析によって終局強度を求める方法を述べる。すなわち、局部座屈を考慮しない弾塑性有限変位骨組構造解析を行い、①断面の局部座屈により終局限界状態を迎える場合、②断面が局部座屈する前にアーチリブの全体座屈が起る場合、の2つの限界状態に区分して終局強度を求める。これによって終局荷重パラメータ α_{bu} を、算定するものである。

前者の場合、骨組構造として不安定になる前に、解析により得られる断面力が局部座屈に起因する終局強度相関曲線から決まる終局断面力に達するときの荷重が、終局荷重とされる。後者の場合、断面力が終局強度相関曲線から決まる終局断面力に達する前に、骨組構造として不安定となって終局限界状態に至った際には、そのときの荷重が終局荷重とされる。図 16.5.6 には、実橋をモデルとして行われた弾塑性有限変位解析の結果のうち、ニールセン・ローゼ橋全体が終局限界状態に至るまでの断面力の経路を示す。同図で、断面力は全塑性断面力で無次元化しており、縦軸は軸方向圧縮力を、また横軸は2軸曲げモーメントを示している。そして、図中の α_u 、および α_{bu} は、それぞれ弾塑性有限変位解析においてニールセン・ローゼ橋全体が骨組構造として不安定となって終局限界状態に達したときの終局荷重パラメータ、および着目断面が局部座屈を起こしたときの終局荷重パラメータを表している。

同図によると、弾塑性有限変位解析において骨組構造として不安定となる終局断面力は、終局強度相関曲線を上回っている。しかし、アーチリブは、梁－柱部材としての全体座屈に先行して局部座屈が生じ、終局限界状態に至るものと考えられる。したがって、対象解析モデルが保有する実安全率は、(死荷重＋活荷重)の組合せ荷重に対して $\alpha_{bu} = 2.3$ 、また(死荷重＋風荷重)／1.25の組合せ荷重に対して $\alpha_{bu} = 2.5$ 程度であることがわかる。さらに、本計算例では、 α_{bu} は α_u に比較して、それぞれ、 $2.3/2.6=0.88$ 倍および $2.5/3.0=0.83$ 倍程度低減している。

(2) 耐力荷重の照査

局部座屈と全体座屈との連成を考慮した場合の終局荷重パラメータ α_{bu} の、連成を考慮しない場合の終局荷重パラメータ α_u に対する低減率は、数多くの断面を実橋によって調査した結果、0.85 程度となることがわ

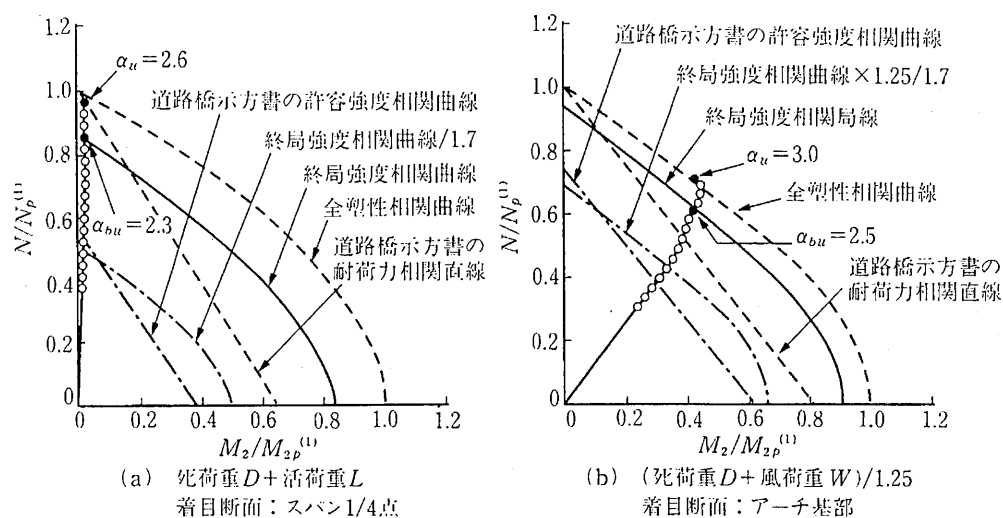


図 16.5.6 終局限界状態に至るまでの断面力の経路と終局強度相関

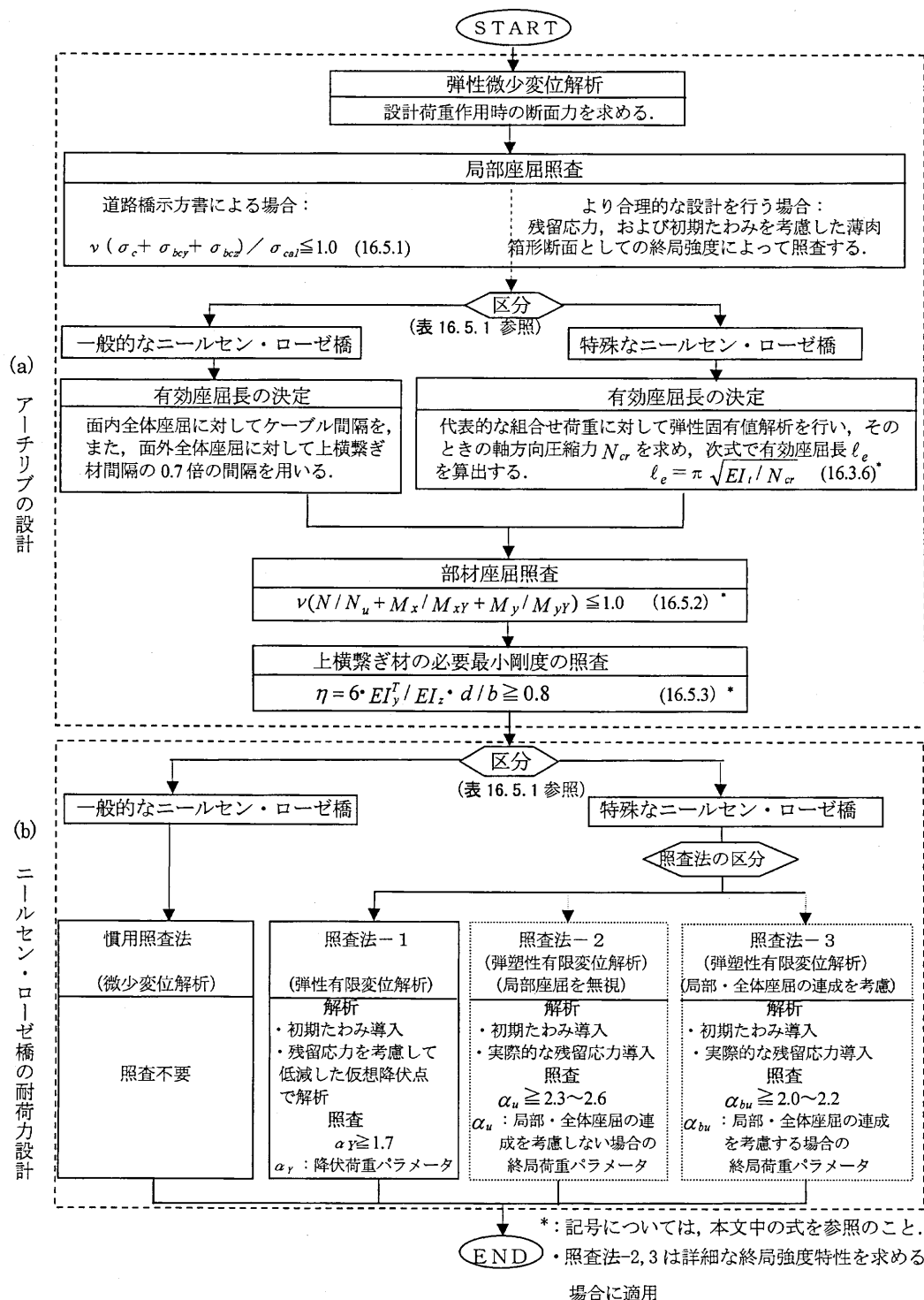


図 16.5.7 ニールセン・ローゼ橋のアーチリブの耐荷力照査法の総括

かった。したがって， α_{bu} は 16.5.4 の照査法-2 の終局荷重パラメータ α_u に 0.85 倍したもの，すなわち， $\alpha_{bu} = 2.3 \times 0.85 \sim 2.6 \times 0.85 = 2.0 \sim 2.2$ 程度であれば，安全で合理的な設計であるといえる。

特殊なニールセンローゼ橋の耐荷力特性について照査法-1~3 を用いて説明したが，実用的には照査法-1 で十分安全性の確認はできる。しかしながら，過去に建設例のないような特殊なニールセンローゼ橋等において，

さらに詳細に耐力特性を求める場合に、弾塑性有限変位解析（照査法-2）あるいは局部座屈と全体座屈との連成を考慮した弾塑性有限変位解析（照査法-3）で安全性の確認をする必要がある。また、この場合の所要安全率については、今後十分に検討する必要がある。

ニールセン・ローゼ橋の耐力照査法の総括を図 16.5.7 に示す。

16.6 今後の展望

アーチの座屈・耐力の分野において現時点での研究が少なく、今後の研究が待たれる項目をあげると、i) 面内耐力に基づいた照査式による実用設計法の確立と試用設計の実施、及び現行許容応力度法による設計結果との比較検討、ii) 開断面アーチの面外座屈耐力の解明、iii) 耐力の観点から見た複弦鋼アーチの横構・横繋ぎ材（ストラット）の設計法の確立と現行設計法との比較検討、iv) 面内耐力と面外耐力の関係の最適化、等があげられる。

アーチの耐力に関する今後の課題としては、多様なアーチ構造の強度を、断面構成板の強度、補剛構の強度、格間部材としての強度、アーチ全体の面内強度、アーチ全体の面外強度等の個々の強度問題の相関を考えながら整理し、より総合的に把握し説明する必要性が痛感される。それに際しては、耐力の観点からの最適設計の考え方を導入すべきであろう。

参考文献

- Onat, E. T. and Prager, W. : Limit Analysis of Arches, Journ. of Mechanics and Physics of Solids, Vol.1, pp.77-89, 1953.
- Stevens, L. K. : Carrying Capacity of Mild-Steel Arches, Proc. of ICE, Vol.6, pp.493-514, 1957.
- 横尾義貴, 山肩邦男 : アーチの終局状態に関する研究, 日本建築学会論文報告集, No.58, pp.49-57, 第 59 号, pp.74-80, 1958.
- 倉西茂 : 静的荷重を受ける 2-ヒンジ鋼アーチの耐力について, 土木学会論文集, No.68, pp.9-18, 1960.
- Wästlund, G. : Stability Problems Compressed of Steel Members and Arch Bridges, Proc. of ASCE, Vol.86, No.ST6, pp.47-71, 1960.
- 長柱研究委員会 : 弾性安定要覧, コロナ社, p.344-347, 1961.
- 倉西茂 : 水平横荷重を受けるアーチ橋について, 土木学会論文集, No.73, pp.1-6, 1961.
- 倉西茂 : アーチ橋のねじれ座屈について, 土木学会論文集, No.75, pp.59-67, 1961.
- Kee, C.F. : Lateral Inelastic Buckling of Tied Arches, Proc. of ASCE, Vol.87, No.ST1, pp.23-39, 1961.
- Klöppel, K. und Protte, W. : Ein Beitrag zum Kipp-Problem des kreisförmig gekrümmten Stäbes, Der Stahlbau, Vol.30, No.1, pp.1-15, 1961.
- Timoshenko, S. P. and Gere, J.M. : Theory of Elastic Stability, 2nd ed. McGraw-Hill, pp.278-318, 1961.
- 深沢泰晴 : 軸圧縮力を受ける円弧アーチの曲げねじれ座屈に関する研究, 土木学会論文集, No.96, pp. 29-47, 1963.
- 奥村敏恵, 松浦 聖 : テーバーのついているアーチの弾性不安定に関する基礎的研究, 土木学会論文集, No.156, pp.25-36, 1968.
- 山崎徳也, 石川信隆 : 円弧アーチの弾塑性解析, 土木学会論文集, No.158, pp.1-15, 1968.
- Namita, Y. : Die Theorie II. Ordnung von Krummen Stäben und ihre Anwendung auf das Kipp-Problem des Bogenträgers, 土木学会論文集, No.155, pp.32-41, 1968.
- Dadeppo, D. A. and Schmidt, R. : Nonlinear Analysis of Buckling and Postbuckling Behavior of Circular Arches, Journ. of Applied Mathematics and Physics, Vol.20, pp.847-857, 1969.
- 前田幸雄, 藤本一男 : 2-ヒンジアーチの塑性崩壊荷重の算定について, 土木学会論文集, No.174, pp. 25-40, 1970.
- Clifton, R. J. : Snap-Buckling of Shallow Prestressed Arches, Proc. Of ASCE, Vol.96, No.EM6, pp. 1157-1170, 1970.
- Harries, H. : Traglasten stählerner Zweigelenkbögen mit ausgebreiteten Fließzonen, Der Stahlbau, No.6, pp.170-177, 1970, No.8, pp.248-252, 1970.
- Austin, W.J. : In-Plane Bending and Buckling of Arches, Proc. Of ASCE, Vol.97, No.ST5, pp.1575-1592, 1971.
- C.R.C. of Japan: Handbook of Structural Stability, Corona publishing Co. Ltd., Tokyo, pp.2.72-2.147, 1971.

- Dickie, J. F. and Broughton, P. : Stability Criteria for Shallow Arches, Proc. of ASCE, Vol.97, No.EM3, pp.951-965, 1971.
- Sakimoto, T. and Namita, Y. : Out-of-Plane Buckling of Solid Rib Arches Braced with Transverse Bars, 土木学会論文報告集 No.191, pp.109-116, 1971.
- Shukula, S. N. and Ojalvo, M. : Lateral Buckling of Parabolic Arches with Tilting Loads, Proc. of ASCE, Vol.97, No.ST6, pp.1763-1773, 1971.
- Tokarz, F. J. : Experimental Study of Lateral Buckling of Arches, Proc. of ASCE, Vol.97, No.ST2, pp.545-559, 1971.
- Dym, C. L. : Bifurcation Analysis for Shallow Arches, Proc. Of ASCE, Vol.98, No.EM2, pp.287-301, 1972.
- Kuranishi, S. and Le-Wu Lu : Load Carrying Capacity of Two Hinged Steel Arches, 土木学会論文報告集, No.204, pp.129-140, 1972.
- Tokarz, F. and Sandhu, R.S. : Lateral-Torsional Buckling of Parabolic Arches, Proc. of ASCE, Vol. 98, No.ST5, pp.1161-1179, 1972.
- 日本道路協会 (1973) : 道路橋示方書・同解説 II 鋼橋編, 1973.2.
- Albano, E. D. and Seide, P. : Bifurcation of Rings under Concentrated Centrally Directed Loads, Journal of Applied Mechanics, Vol.40, No.2, pp.553-558, June, 1973.
- Kuranishi, S. : Allowable Stress for Two-Hinged Steel Arches, 土木学会論文報告集, No.213, pp. 71-75, 1973.
- Seide, P. and Albano, E.D. : Bifurcation of Rings under Concentrated Normal Loads, Journal of Applied Mechanics, Vol.40, No.1, pp.233-238, March, 1973.
- Yabuki, T. and Kuranishi, S. : Out-of-Plane Behavior of Circular Arches Under Side Loadings, 土木学会論文報告集, No.214, pp.71-82, 1973.
- 新家徹, 頭井洋, 波田凱夫 : アーチの面内非弾性座屈強度および終局耐力の解析, 土木学会論文集, No.244, pp.56-69, 1975.
- 前田幸雄, 林正, 中村滋 : アーチの面外座屈性状について, 土木学会第 30 回年次学術講演会概要集, I-53, 1975.
- Austin, W.J. and Ross, T.J. : Elastic Buckling of Arches under Symmetrical Loading, Proc. Of ASCE, Vol.102, No.ST5, pp.1085-1095, 1976.
- Johnston, B.G. : Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures, 3rd ed. John Wiley & Sons., pp.455-487, 1976.
- Sakimoto, T., Yamao, T. and Komatsu, S. : Experimental Study on the Ultimate Strength of Steel Arches, 土木学会論文報告集, No.286, pp.139-149, 1976.
- 小松定夫, 新家徹 : アーチの面内耐力の実用算定式について, 土木学会論文報告集, No.267, pp. 39-52, 1977.
- 新家徹, 頭井洋, 波田凱夫 : アーチの面内耐力解析と模型実験, 土木学会論文報告集, No.263, pp. 11-23, 1977.
- Komatsu, S. and Sakimoto, T. : Ultimate Load Carrying Capacity of Steel Arches Proc. of ASCE, Vol. 103, No.ST12, pp.2323-2336, 1977.
- Kuranishi, S. : Load Carrying Capacity of Fixed Arch, Proc. of Int. Colloquium of Stability of Structures Under Static and Dynamic Loads, SSRC/ASCE, Washington D. C., pp.609-617, March, 1977.
- Sakimoto, T. and Komatsu, S. : A Possibility of Total Breakdown of Bridges Arches due to Buckling of Lateral Bracings, Final Report of 2nd International Colloquium on Stability of Steel Structures, Liege, pp.299-301, 1977.
- Sakimoto, T. and Komatsu, S. : Ultimate Load Carrying Capacity of Steel Arches with Initial Imperfections, Preliminary Report of 2nd International Colloquium on Stability of Steel Structures, Liege, pp.545-555, 1977.
- 倉西茂, 矢吹哲哉 : 側方荷重の影響を考慮した 2-ヒンジ鋼アーチの面内極限強度について, 土木学会論文報告集, No.272, pp.1-12, 1978.
- 新家徹 : アーチの面内安定照査を行う場合の横方向線荷重の取り扱いについて, 土木学会論文報告集, No.281, pp.89-92, 1979.
- Kuranishi, S. and Yabuki, T. : Some Numerical Estimate of Ultimate In-Plane Strength of Two-Hinged Steel Arches, 土木学会論文報告集, 第 287 号, pp.155-168, 1979.
- Sakimoto, T. and Komatsu, S. : Ultimate Strength of Steel Arches under Lateral Load, 土木学会論文報告集, No.292, pp.83-94, 1979.
- 前田幸雄, 林正 : 補剛アーチの幾何学的非線形性, 土木学会論文報告集, No.304, pp.69-79, 1980.
- 前田幸雄, 林正 : リブアーチにおける変形の影響, 土木学会論文報告集, No.299, pp.35-47, 1980.
- 前田幸雄, 林正 : アーチの影響線解法, 土木学会論文報告集, No.299, pp.49-58, 1980.

- 新家徹, 頭井洋, 中川知和: 補剛桁を有する 2-ヒンジアーチの面内耐荷力, 土木学会論文報告集, No.301, pp.47-59, 1980.
- Kuranishi, S., Sato, T. and Otsuki, M.: Load Carrying Capacity of Two Hinged Steel Arch Bridges with Stiffening Deck, 土木学会論文報告集, 第 300 号, pp.121-130, 1980.
- 倉西茂, 矢吹哲哉: 鋼アーチ橋の極限強度に及ぼす横構剛性の影響について, 土木学会論文報告集, No.305, pp.47-58, 1981.
- 小松定夫編: 鋼構造の補剛設計, 森北出版, pp.166-181, 1982.
- Sakimoto, T. and Komatsu, S.: Ultimate Strength Arch with Bracing Systems, Proc. of ASCE, Vol.ST5, pp.1064-1076, 1982.
- Nishino, F. and Hasegawa, A.: A Practical Design for Compression Members and Frames Using Eigenvalue Analysis Preliminary Report of 3rd International Colloquium on Stability of Metal Structures, Paris, pp.497-504, 1983.
- Sakimoto, T. and Komatsu, S.: Ultimate Strength Formula for Central-Arch-Girder-Bridges, 土木学会論文報告集, No.333, pp.183-186, 1983.
- Sakimoto, T. and Komatsu, S.: Ultimate Strength Formula for Steel Arches, Proc. of ASCE, Journ. of ST., Vol.109, No.3, pp.613-627, 1983.
- Sakimoto, T. and Yamao, T.: Ultimate Strength of Deck-Type Steel Arch Bridges, Preliminary Report of 3rd International Colloquium on Stability of Metal Structures, Paris, pp.529-536, 1983.
- Kuranishi, S. and Yabuki, T.: Ultimate Strength Design Criteria for Two-Hinged Steel Arch Structures, 土木学会論文集, Vol.1 No.2, pp.229s-237s(115-123), 1984.
- Kuranishi, S. and Yabuki, T.: Lateral Load Effect on Steel Arch Bridge Design, Proc. of ASCE, Journ. of ST, Vol.110, No.9, pp.2263-2274, 1984.
- 崎元達郎, 山尾敏孝, 植田堅朗, 岡本剛治: 上路式鋼アーチ系橋梁の面外座屈耐荷力, 土木構造, 材料論文集, No.1, pp.61-67, 1986.
- 崎元達郎, 鶴田栄一, 坂田力: 下路式および中路式アーチ橋の弾塑性面外座屈強度, 構造工学論文集, Vol.34A, pp.243-254, 1988.
- 北田俊行, 中井博, 杉山功, 栗本英樹, 坂野雅則: バスケットハンドル型ニールセンローゼ橋アーチリブの耐荷力に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.35A, pp.155-164, 1989.3.
- 坂田力, 崎元達郎: H 形断面部材で構成される鋼アーチ構造の面外座屈強度実験, 構造工学論文集, Vol.36A, pp.101-110, 1990.
- 崎元達郎, 坂田力, 古賀一臣, 岡本剛治: 上路式アーチ橋の面外座屈強度, 構造工学論文集, Vol.37A, pp.199-210, 1991.3.
- 崎元達郎, 坂田力, 小堀俊之: 弾性固有値解析を用いた有効長さ手法による鋼アーチ系橋梁の弾塑性面外座屈強度の算定, 構造工学論文集, Vol.37A, 1991.3.
- 中井博, 北田俊行: 鋼橋設計の基礎, 共立出版, p.515, 1992.
- Kitada, T., Nakai, H., Kunihiro, M. and Harada, N.: Ultimate Strength of Thin-Walled Stiffened Box Short Members Subjected to Compression and Bending, Proceedings of 2nd. Japan-Korea Joint Seminar on Steel Bridges, Tokyo, JAPAN, pp.127-136. 20-21 July 1992.
- 阪神高速道路公団, (財) 災害科学研究所: 中島川橋梁のモデルを用いたパラメトリック解析結果, 1993.3.
- 阪神高速道路公団, (財) 災害科学研究所: 新浜寺大橋のモデルを用いたパラメトリック解析結果, 1993.3.
- Ohmori, K. and Nishimura, N.: Buckling Coefficients of Deck Arches with Continuous Stiffening Girder, Technology Report of the OSAKA University, Vol.44, No.2195, 1994.10.
- 尾下里治, 大森邦雄: 線形化有限変位理論によるアーチ橋の設計法の提案, 構造工学論文集, Vol.44A, 1998.3.
- 中井博編著: 鋼・合成橋梁の進歩を支える諸技術, 山海堂, pp.165-180, 1999.5.
- 佐野泰如, 北村明彦, 尾下里治: 下路式アーチ橋の面外座屈に対する設計法の一提案, 構造工学論文集, Vol.46A, 2000.3.
- 佐野泰如, 尾下里治: 上路式アーチ橋の面外座屈に対する設計法, 横河ブリッジグループ技報, No.30, 2001.1.
- 日本道路協会 (2002): 道路橋示方書・同解説 II 鋼橋編, 2002.3.
- 佐野泰如, 尾下里治: 中路式アーチ橋の面外座屈に対する一考察, 土木学会第 57 回年次学術講演会概要集, 2002.
- 坂野雅則, 北田俊行, 鳥野晃督: ニールセンローゼ橋の力学的特性とその耐荷力, 構造工学論文集, Vol.49A, 土木学会, pp.93~104, 2003.3.