

2. 設 計

2.1 設計一般

2.1.1 斜張橋の特徴^{1~12)}

1955年に近代斜張橋の先駆となった Strömsund 橋が架設されて以来、斜張橋は今日に至るまで普及・発展を続けてきた。その発展を支えたのは、一方ではロックドコイルロープや平行線ケーブルに代表される高強度ケーブルの出現であり、他方ではコンピュータの発達に伴う静的・動的な構造解析法の進歩である。さらに風洞実験による耐風設計法の確立、合理的で精度の高い架設技術の発展なども挙げられる。

しかし、斜張橋が短期間に近代橋梁として一定の位置を確保するに至ったのは、斜張橋が従来の橋梁形式に見られない次のような優れた構造特性を具備しているためと思われる。

- ① ケーブル配置・塔形状などによる形態が多様で、設計の自由度が大きいこと
- ② 支間長の適用範囲が広く、支間割の制約が比較的少ないこと
- ③ ケーブルプレストレスによる塔・主桁の応力調整が可能で、経済的な設計ができるこ
- ④ ケーブルを利用した張出し架設が可能となり、合理的な架設が行えること
- ⑤ ケーブル・塔・主桁により構成される景観が機能的で、近代感覚にマッチしていること

斜張橋は上記のような特性、特にその設計における大きな自由度により、ケーブル配置、支間割、塔の形状、主桁断面の形状、主桁の支持形式、使用材料などを変えて多種多様な構造形式が得られ、形式選定において選択の幅が非常に広いのが特徴である。

一方、斜張橋が数多く建設されるに従い、設計および架設上で次のような注意すべき点のあることも判明している。

- ① 斜張橋は一般にスレンダーな構造となるので、耐風安定性および耐震性についての検討が必須であること
- ② 長支間の斜張橋の全体耐荷力の解析や変形の大きな架設時の挙動の検討においては、ケーブルのサグによる非線形の影響を考慮する必要があること
- ③ 斜張橋のケーブルは疲労、防食法などの面で十分な配慮が必要であること
- ④ 架設にあたっては、安全性の照査のみならず、ケーブル張力や塔・主桁の形状に対する厳しい管理が必要であること

斜張橋は急速に発展したこともあり、このような問題を解決する方法が必ずしもすべて確立されているわけではなく、その都度検討がなされているのが現状である。今後さらに研究が進められ、より合理的な設計方法が確立されていくものと思われる。

2.1.2 力学的特性

斜張橋は塔から斜め方向に張られたケーブルにより主桁を支持する形式の橋梁である。ケーブルが斜めに張られていることから、塔・主桁には曲げモーメントとともに軸力が生じる。これらの断面力は、荷重の載荷状態によって著しく異なる性状を示すが、それは載荷状態によって荷重支持機構が異なることに基づいているものと考えられる。また、斜張橋ではケーブルにプレストレスを与えるこ

とによって、塔および主桁の応力調整を行うことができる。

そこで、標準的な3径間連続斜張橋を例にとり、死荷重が載荷され、かつプレストレスが与えられた完成時の状態と、支間に荷重が偏載する活荷重載荷時の状態の力学的特性を考えてみる。

(1) 完成時の性状

1) ケーブルプレストレス^{2,3,14)}

主桁に作用する死荷重を全径間にわたって一定とすると、プレストレスがない状態では、図-2.1に細い実線で示すように、主桁の中間支点近傍や中央部および塔に大きな曲げモーメントが生じている。しかし、斜張橋ではケーブル張力を変化させることによって、塔および主桁の曲げモーメントを改善することが可能である。このケーブル張力を変化させる操作をプレストレスの導入といっているが、これは、定着点間に張られたケーブル長さを調整することにより、所定の曲げモーメントを塔と主桁に発生させることを意味している。斜張橋では、通常このプレストレスの導入を行うので、完成時の断面力は死荷重によるものとプレストレスによるものとを重ね合わせたものとなる。

図-2.1にはプレストレスによって生じる曲げモーメント（一点鎖線）とプレストレス導入後の曲げモーメント（太い実線）も示されているが、プレストレスによって塔・主桁の曲げモーメントが著しく改善されていることがよくわかる。

2) 完成時の力学的性状^{14~19)}

一般に、ケーブルのプレストレス量は、完成時において塔に曲げが発生せず、かつ主桁の曲げモーメントができるだけ小さくなるような条件で決定される。このような断面力均等化の条件で決定された斜張橋では、完成時の状態において、主桁に作用する死荷重はほとんどがケーブルで支持

され、中・下段ケーブル部では側径間側の死荷重と中央径間側の死荷重（図-2.1A、B部）とがバランスしてつり合い、また上段ケーブル部では中央部の荷重（図-2.1C部）がおもに上段ケーブルを介して端支点に伝達されるという性状がある。しかし、それには、主桁に作用する単位長さ当りの死荷重が一定として、A、B区間の中・下段ケーブルが塔に対し対称に配置されていなければならないという構造上の配慮も必要である。

完成時の状態は、プレストレス力あるいはケーブル全張力を決定すれば確定する。通常は、ケーブルプレストレスの影響値を用いて、前述の条件を満たすようにプレストレス量を求め、完成時の状態を決定することが多いが、主桁の死荷重とケーブル張力とのつり合いから、直接完成時のケーブル張力を決定する方法も考えられる。すなわち、図-2.2のようにケーブルの定着点間の左右1/2の範囲の死荷重Wとケーブル張力Tの鉛直分力Vを等しくするという方法などである。これはケーブルの荷重分担率 α ($\alpha = V/W$) を1.0とする考え方であ

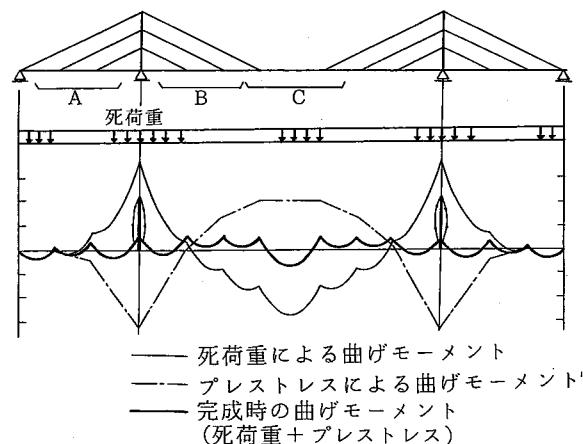


図-2.1 完成時の曲げモーメント

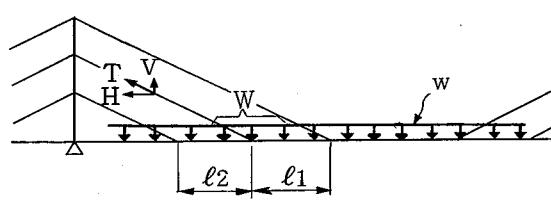


図-2.2 完成時ケーブル張力の決定法

る。ケーブル張力をこのように決定すると、完成時に生じる主桁の曲げモーメントは、図-2.1に見られるように、ケーブル定着点を支点とする多径間連続桁の曲げモーメントのようになる。このことは、ケーブル定着点の間隔を短くすれば、主桁の曲げモーメントを極めて小さくすることが可能であることを示しており、マルチケーブル形式が多用される理由の一つになっている。

(2) 活荷重載荷時の性状^{2,5,13~15)}

1) 中央径間載荷

中央径間に荷重が載荷された場合の塔と主桁の軸力、曲げモーメント分布を図-2.3に示す。図には比較のため、ケーブル定着点で弹性支持された多径間連続桁の曲げモーメントも示している。

この図から分かるように、斜張橋の中央径間の曲げモーメント分布は弹性支持された多径間連続桁の曲げモーメント分布とほぼ等しいものとなっている。また、側径間の曲げモーメント分布は弹性支持された多径間連続桁の曲げモーメント分布と全く異なった性状を示している。これは次のように説明することができる。

中央径間に荷重が載荷された場合、中央径間での荷重分担率 α が 1.0 に近く、載荷された荷重の大部分がケーブルによって支持され、その力が塔と側径間ケーブルを介して、端支点と側径間主桁に伝達される。これを単純化すると、荷重支持機構は図-2.4に示すようなものになる。中央径間の主桁は、側径間側の骨組構造によって支持されたケーブルで吊られ、ケーブル定着点で弹性支持された梁とみなすことができる。しかし側径間側の骨組構造においては、中・下段ケーブルを介して伝達された力が側径間主桁に作用するので、側径間の主桁では図-2.3のように弹性支持された連続桁とは異なる曲げモーメント分布になるのである。また側径間ケーブルの荷重分担率は上段ケーブルで特に大きいが、これは、側径間の主桁が変形するために、荷重が剛支点に定着される最上段のケーブルに移行する傾向を持つためである。

2) 側径間載荷

側径間に荷重が載荷された場合の塔と主桁の軸力、曲げモーメント分布を図-2.5に示す。

この図から分かるように、側径間の主桁と塔に

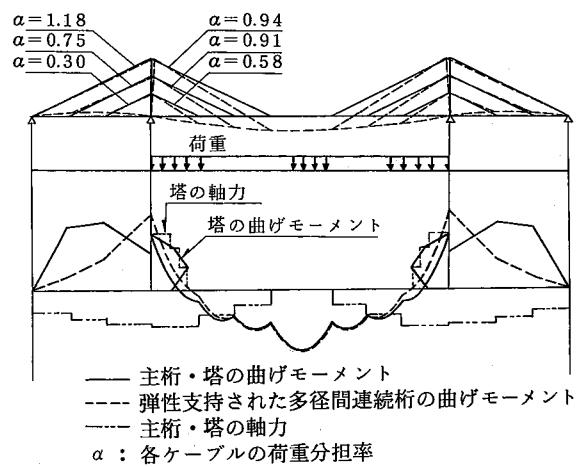


図-2.3 中央径間載荷の断面力・変位

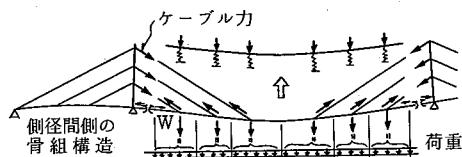


図-2.4 中央径間載荷の支持機構

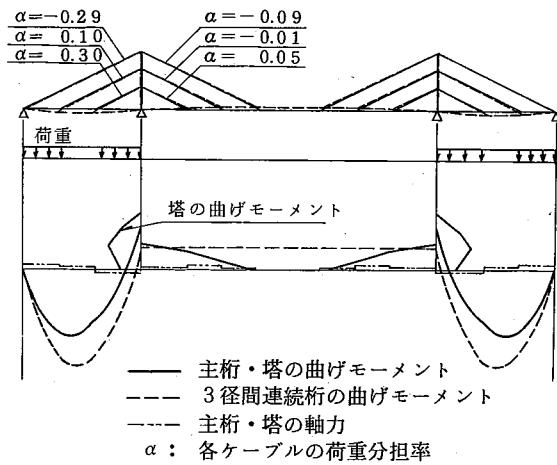


図-2.5 側径間載荷の断面力・変位

は大きな曲げモーメントが生じる。これは、ケーブルの荷重分担率が小さく、載荷された荷重はおもに側径間の主桁によって支持されるからである。このことは、斜張橋のケーブルを取り去った同じ支間割の3径間連続桁の曲げモーメントと比較して、曲げモーメントがあまり小さくなっていないということからも分かる。これを単純化すると、荷重支持機構は図-2.6に示すようなものになる。斜張橋では、一般に中央径間部の構造は側径間部の構造に比べ剛性が小さいので、上記のように考えることはほぼ妥当なものである。

(3) 塔と主桁の曲げモーメント

これまで述べたことから明らかなように、標準的な斜張橋では、死荷重によって生じる曲げモーメントをプレストレスによって生じる曲げモーメントで相殺するようできるので、設計曲げモーメントのほとんどが活荷重によって生じるものとみなすことができる。

活荷重により生じる曲げモーメントは、中央径間においては弾性支持された連続梁と同様の挙動を示すので、その値の大きさは主桁とケーブルの剛比によって決まり、支間が増大してもあまり大きくはならないという性状がある。一方、側径間の主桁と塔に関しては、中央径間載荷と側径間載荷とで正負同程度の曲げモーメントが生じるという性状がある。これは斜張橋の荷重支持機構に基づくもので、次のように説明することができる。

中央径間載荷の場合には、荷重のほとんどがケーブルによって分担され、荷重はケーブル力として塔を含む側径間側の骨組構造に作用する。その場合、上段ケーブル力は図-2.7(a)に示すような機構で、おもに側径間最上段ケーブルを介し直接端支点に伝わる。これに対し、中・下段ケーブル力は図-2.7(b)に示すように、側径間の骨組により支持される。これを側径間載荷の場合の荷重支持機構(図-2.7(c))と比較すると、両者は同一の骨組に、同じ強度の荷重が中央径間側から作用するか、側径間側から作用するかの違いであり、塔と主桁の軸力による変形とケーブルの伸び変形を無視すれば、塔と主桁には正負相異なる同程度の曲げモーメントが生じることが分かる。

(4) 塔と主桁の軸力

斜張橋では主桁が斜め方向のケーブルで支持されるため、塔と主桁には軸力が生じる。死荷重と活荷重による合力としての軸力は、塔では圧縮力、主桁でも通常の形式では圧縮力である。また、活荷重による軸力は荷重が中央径間に載荷された場合に大きく、側径間に載荷された場合には小さい。

塔と主桁の軸力はケーブル張力の分力によって生じるのであるから、ケーブルの荷重分担率が大きければ、大きな軸力が生じることになる。ケーブルの荷重分担率が大きいと、主桁の曲げモーメント

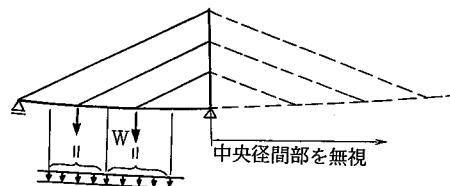
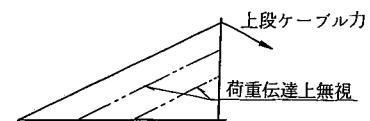
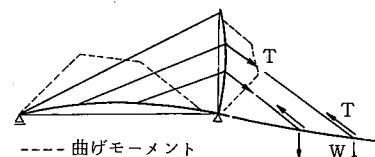


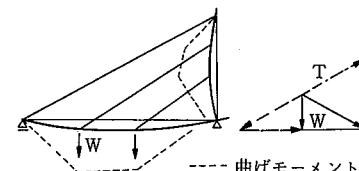
図-2.6 側径間載荷の支持機構



(a) 上段ケーブル力(中央径間載荷)



(b) 中・下段ケーブル力(中央径間載荷)



(c) 側径間載荷

図-2.7 側径間骨組の荷重支持機構

は逆に小さくなるので、軸力と曲げモーメントとの間には相反的な関係がある。

2.1.3 設計法

斜張橋の設計についてはこれまで多くの研究や検討がなされており、それらの成果が現在の設計法となっているのであるが、ここではそれについて簡単に説明する。

斜張橋の設計においては、基本計画から詳細設計までの間に検討される項目が、通常の桁橋などに比べると非常に多い。その理由は、形態が多様で設計の自由度が大きいこと、断面形状を決定する場合にも耐風安定性など動的な性状を考慮しなければならないこと、設計断面力の算出や部材設計の際に、塔・主桁・ケーブルの架設方法、主桁の閉合方法などの架設条件を考慮しなければならないことなど、非常に広範な検討が必要となるためである。図-2.8に斜張橋の設計の標準的な手順および検討項目を示す^{1~3,9~12,15,18,20~26}。

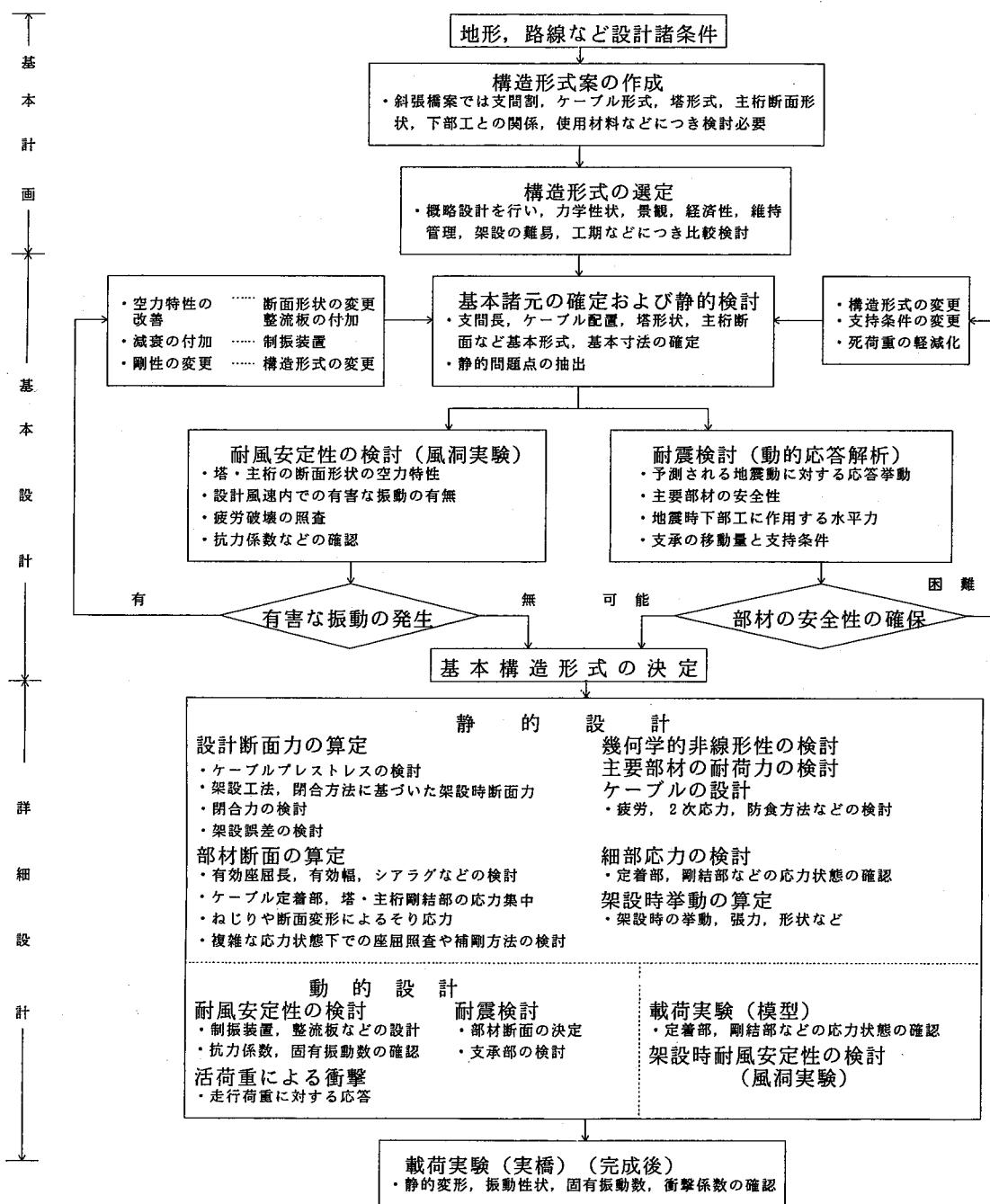


図-2.8 斜張橋の設計手順と検討項目

(1) 基本計画^{1~3,20)}

基本計画は、架設地点の地形、環境、道路などの設計諸条件を考慮し、架設が可能かつ経済性、景観などに優れたいいくつかの構造形式案を作成することから始められる。その後、各案につき概略設計を行い工費を算出する。それとともに力学的特性、各部の構造、景観、施工性などについて比較検討が行われ、総合的に優れた構造形式が選定される。この段階で斜張橋案を考える場合、十分な検討が必要であるが、実際には、既往の実績を参考とすることが多い。また最近の傾向として長支間化とマルチケーブル形式の多用が挙げられる。次に斜張橋を計画する際に考慮する一般的な事項について述べる。

1) 支間割と構造形式

側径間と主径間とでケーブル断面積が同程度となる標準的な斜張橋では、側径間の支間長を L_1 、主径間の支間長を L_2 とすると、支間比 L_2/L_1 は 3 径間の場合 $2.2 \sim 2.5$ 、2 径間の場合 $1.2 \sim 1.6$ 程度である(図-2.9)。2 径間の支間比は、3 径間の場合で中央径間の上段ケーブルの定着点付近に端支点を設けたものにはほぼ等しいとみることができる。

支間比が上記の範囲外であっても、構造形式を工夫することにより対処は可能である。支間割が制約される場合には、次のような構造形式とすることが多い。

a) 側径間の支間が比較的長い場合

側径間の主桁の剛性が相対的に小さく、ケーブル支持剛性が弱くなるので、活荷重による中央径間の主桁の曲げモーメントが増大する。そのため、次のような方法がとられる。

① 側径間に中間橋脚を設置し、側径間の変形を小さくする方法(図-2.10(a)①)。この方法は支間割が標準的であっても、主桁の曲げモーメントを低減するには非常に効果がある。実施例としては Duisburg - Neuenkamp 橋、Linz 橋などがある。

② 塔の橋軸方向の剛性を大きくし、ケーブル支持剛性を高める方法(図-2.10(a)②)。実施例としては Raiffeisen 橋、Ludwigshafen 橋などがある。

b) 側径間の支間が短い場合

側径間と中央径間とで死荷重がバランスせず、側径間は大きな上揚力を受ける。そのため、次のような方法がとられる。

① 塔に対して対称でない中央径間の上段部分のケーブルをすべて端支点付近に導き、定着する方法(図-2.10(b)①)。実施例としては Donaubrücke Deggendorf 橋、Willems 橋、Saint-Nazaire 橋などがある。

② 側径間の上揚力を支持するため、中間橋脚を設置する方法(図-2.10(b)②)。実施例としては Sloboda 橋、Rama IX 橋、Knie 橋などがある。

③ 側径間の負反力を軽減するため、側径間を自重の大きなコンクリート桁とし、複合構造とする

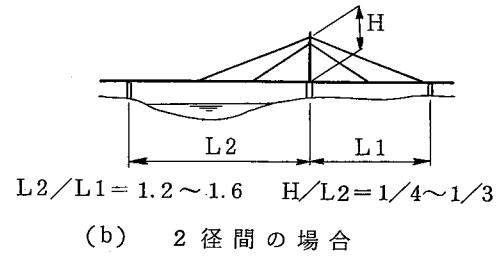
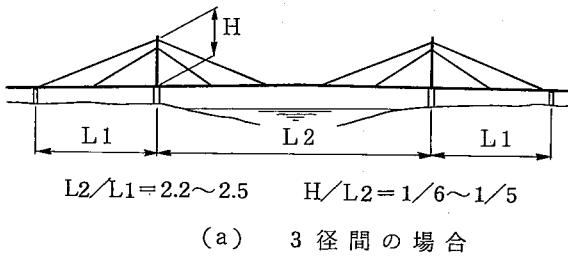


図-2.9 標準的な斜張橋の支間割、塔高

方法(図-2.10(b)③)。この場合、側径間の自重が過大となるので、側径間主桁を支持する中間橋脚が設置されることが多い。実施例としては Tjörn 橋, George-Street 橋, 生口橋などがある。上記の他、支間割の制約される場合の実施例として、側径間を無くして単径間斜張橋とした勝瀬橋や Arno 橋など、また塔を傾斜させた Batman 橋や Bratislava 橋、非対称な支間割を高さの異なる塔を設けて解決したかつしかハープ橋などがある。このように斜張橋ではその力学的特性を考慮し、支間割に応じた構造形式を選択することが重要である。

2) 塔の高さおよび塔の形式

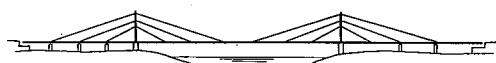
塔の高さを主桁位置から上段ケーブルの定着点までの高さとすると、3 径間の場合には中央径間長の $1/5 \sim 1/6$ 程度、2 径間の場合には主径間長の $1/4 \sim 1/3$ 程度とするのが普通である(図-2.9)。2 径間の場合、支間比はかなり幅があるので、必ずしも塔高 : 支間長のみにとらわれず、各径間長を考慮して決定する必要がある。塔の形式は、ケーブル配置、主桁断面形状と関連して、経済性、施工性、景観などを総合的に考えて決定される。

3) ケーブル配置

ケーブル配置を1面とするか2面とするかは、道路の幅員構成、塔の形式、主桁の断面形状、景観、耐風安定性などを考慮して決定される。橋の側面から見たケーブル形状としては、力学的な観点からは放射形式、景観の面からはファンあるいはハープ形式がよいと言われているが、定着部の構造の複雑さなどについても考慮する必要がある。またケーブル段数やケーブルの種類を決定する際には、ケーブルそのものの特性とともに、張力導入方法、定着構造、ケーブル架設や防食のための足場の必要性、ケーブルの維持管理なども考慮する必要がある。最近、マルチケーブル形式が用いられることが多いのも、このような観点からと言える。

4) 主桁の断面形状および支持形式

主桁の断面形状は、ケーブル配置や塔の形式および耐風安定性を考慮して決定されるのが普通であるが、長支間の場合には特に耐風安定性の良い断面を選定することが重要である。また主桁および塔のケーブル定着部の構造や主桁と塔との結合部の構造が簡単で、力の伝達が確実に行われるよう配慮することも必要である。



① 側径間に中間橋脚を設置



② 塔の橋軸方向の剛性を大きくする

(a) 側径間が長い場合



2 径間の場合



3 径間の場合

① 上段ケーブルを端支点に定着



② 側径間に中間橋脚を設置



③ 側径間をコンクリート(複合構造)

(b) 側径間が短い場合

図-2.10 支間割が制約される場合

主桁の鉛直方向の支持形式としては、端支点と塔位置で支持されるのが普通であるが、このうち塔位置では必ずしも支持される必要はない。また主桁の橋軸方向の支持形式は多様であるが、特に支間が長い場合には、温度変化や地震によって塔に生じる断面力、地震によって生じる主桁の変位、下部工への反力などを考慮してその支持形式が決定される。

5) 景観

斜張橋の構造形式は本来機能的で近代的な景観を有しているが、最近ではさらに周囲の景観との調和が重視される傾向にある。ケーブル配置はもとより、景観に対し大きな比重を占める塔と主桁の形状および色彩については、いろいろな角度から種々の手法により検討が行われ、決定される。また夜間ライトアップなどして、積極的に美観を強調することも増えてきている。

(2) 基本設計

基本計画において斜張橋が選定されると、静的・動的な問題点の抽出、およびより正確な工費の積算を目的として基本設計が行われる。基本設計では、まず静的設計により主要な部材の基本寸法が決定される。長大斜張橋の場合や動的に問題があると予測された場合には、続いて固有振動数が算出され、決定された基本諸元を使用して風洞実験を行い耐風安定性が検討されるとともに、動的応答解析などにより耐震性の検討が行われる。その結果、動的に問題がない場合にはその形式が構造形式として最終的に決定されるが、有害な振動の発生が予測される場合には、断面形状を変更したり、整流板や制振装置の設置が検討される。また地震時の部材の安全性の確保が困難な場合には、構造形式や支持条件などが変更される。この段階で行われる静的設計法については次節以降で説明することとして、ここでは動的な検討について簡単に触れる。

1) 耐風安定性の検討

長支間の斜張橋のようにスレンダーな構造形式の斜張橋では、耐風安定性に対する検討が重要である。主桁の耐風安定性については以前から風洞実験により照査されてきている。その結果、有害な振動が発生する場合には、断面形状を変更したり、整流板などを設置して振動を抑制している。最近では、塔についても風による振動の発生の可能性を風洞実験により照査し、必要に応じて整流板や制振装置が設置されることも多くなっている。

またマルチケーブル形式の斜張橋では、各々のケーブルが細く、剛性が小さくなるので、風によって振動するという現象が見られることもある。これについては、ケーブルを相互につなぐタイケーブルが設置されたりするが、景観の面からダンパーなどの制振装置により振動を抑制する方法なども行なわれるようにになった。

2) 耐震性の検討

支間が長大化すると、地震時に作用する水平力が非常に大きくなるので、主桁の支持方法として後述されるような橋軸方向にオールフリーの形式や弾性支持の形式を採用することが多い。これは橋梁の固有周期を長周期とすることにより、地震動の周期と一致するのを避け、地震によって生じる部材の断面力および反力を小さくすることを意図したものである。

地震時の挙動を正確に把握するため、斜張橋では時刻歴応答解析や応答スペクトル解析などの動的解析が行われる。これはコンピュータの発達により可能となった方法ではあるが、この解析には入力地震波や入力加速度の選定および周辺地盤と構造物との相互作用を考慮したモデル化の問題などがあり、実施に際しては十分な検討が必要である。

(3) 詳細設計

詳細設計とは、基本設計において決定された構造形式、塔・主桁の形状、架設工法などの基本事項を踏まえて、最終の設計断面力を算出し、全部材の構造、板厚を決定することである。その際には応力的な面のみならず、製作、輸送、架設にも十分配慮し、かつ維持管理の容易な構造とすることが必要である。

詳細設計の段階においては、定着部や主桁と塔の剛結部など構造の複雑な部分の応力状態を確認するために模型載荷実験が、架設時の耐風安定性を調べるために風洞実験が行われることもある。また制振対策など動的な検討によって得られた結果を具体的に構造に反映するのもこの段階である。さらに架設後には設計時に仮定した条件の確認や振動特性を調査するため、実橋での載荷実験や振動実験が行われることが多い。詳細設計については次節以降で述べられるので、ここで詳しく説明することは省略する。

2.2 解析

2.2.1 解析手法とモデル化

(1) 解析手法^{1,2,27~31)}

斜張橋を骨組構造と考えて解析する場合、解析法としては、以前は応力法、次いで伝達マトリックス法が使用され、最近では変形法が用いられている。このような解析法の変遷はコンピュータの発達と密接な関係がある。

応力法は、断面力または反力を不静定量として静定基本系を作り、変形の適合条件から得られる連立方程式を解くことにより構造物を解析する方法である。斜張橋ではケーブル張力を不静定力として解析するのが普通であり、主桁を格子桁とした立体構造で解析する場合でも、あるいは主桁を曲げねじり理論などで解析する場合でも、未知量が少ないので計算は比較的容易である。主桁を曲げねじり理論により解析する方法は、主桁を全橋一体として解析するので、格子桁にモデル化される主桁のねじり解析に有効である。一般に、応力法は未知量が少なく計算が容易であり、また個々の力学量間の関係を明確に把握できる利点がある。反面、汎用性に欠けるため、コンピュータの発達とともに、現在では変形法が主流となっている。

伝達マトリックス法は、格間伝達マトリックスと格点伝達マトリックスとを使い、構造物の左端の自由度を右端まで伝達し、右端の境界条件から左端の自由度を決定して構造物を解析する方法で、連立方程式の元数も少なく、小容量のコンピュータに適した解析法である。

変形法は、各節点の変位を未知量として、各節点のつり合い条件から得られる連立方程式を解くことにより構造物を解析する方法である。変形法では方程式の元数が多くなり、特に斜張橋では、ケーブルの両端の節点番号差が大きいのでバンド幅が大きくなり、大きな記憶容量を必要とするため、コンピュータの容量が小さい初期のころには注目されなかったが、近年では、汎用性に優れていることにより最も広く使用されている方法である。

これらは、構造解析を行う場合、つり合い条件と適合条件を表現する力学量の違いに基づき区分したものであるが、解析手法としてはつり合い式を考える状態の違いにより、微小変位解析と有限変位解析とに区別することができる。微小変位解析とはつり合い式を変形する前の状態（座標）について考えるもので、有限変位解析とはつり合い式を変形後の状態（座標）につき考えるものである。有限

変位解析は微小変位解析に比べ、より厳密な解析法であるが、設計を行う際に、有限変位解析により断面力を算出することは時間と労力が必要となるので、非線形性があまり大きくない通常の斜張橋では、微小変位解析により設計を行い、その後、必要に応じて有限変位解析を行って部材の安全性を照査するという手法が用いられる。有限変位解析が使用されるのは、張力の変動の大きな架設時の解析や耐荷力の解析、ケーブルサグの影響の大きい長大支間の場合などである。

(2) 構造のモデル化

斜張橋の構造解析において、モデル化を行う際には、解析の目的と構造の力学的な挙動を考慮し、算出する力学諸量に対し解析モデルが適しているかどうかを十分に検討して行うことが重要である。たとえば、多室箱桁の主桁をモデル化するには、主桁全体を1本の梁一柱部材と考えることもできるが、各腹板間で分割し、それぞれの腹板を主桁とする格子構造と考えてモデルを作成することもできる。どちらのモデルを用いるかは求めようとする力学量や力学性状、および解析の目的によって選択される。また斜張橋のケーブルは、応力レベルが高く、かつその変動が小さい場合には、一定の剛性を持つトラス部材のような軸力要素としてモデル化することができるが、張力の変動が大きくなると、サグも変化し剛性が変わるので、そのモデル化は適当とは言えなくなる。斜張橋では解析を簡単にするため、広がりのある立体構造を棒状部材に置換するのが普通である。しかし、骨組構造にモデル化する場合、部材の形状が梁理論の適用可能な形状か、支承部の支持条件が正確に拘束条件として反映されているかなどに注意が必要である。梁理論が適用できない部分や応力集中が生じる部分などでは有限要素法による解析を行うことがあるが、この場合でもモデルの対象とする範囲や境界条件には検討が必要である。

このように、構造モデルを作成する場合には、単に詳細にモデル化するのではなく、目的に応じ、実際の挙動を正確に反映できる構造モデルとすることが肝要である。

2.2.2 骨組解析

斜張橋の主構作用としての断面力や変位は、塔・主桁・ケーブルの各軸線で構成された骨組モデルを用いて、変形法などにより解析される。死・活荷重などの鉛直荷重に対しては、鉛直面内の平面骨組モデルが、また風・地震などの横荷重に対しては、主桁と塔とを分離して、主桁は水平面内、塔は橋軸直角方向の鉛直面内の平面骨組モデルが使用される（図-2.11(a)）。

概略設計では平面骨組モデルにより検討することが多いが、詳細設計で立体的な挙動を重視する場合には立体骨組モデルを用いて解析を行うことが多い（図-2.11(b)）。また解析の目的により、2、3の異った構造モデルを併用し解析を行うこともある。立体解析を行うのは次のような場合である。

- ① 2面ケーブルの形式で橋軸直角方向の偏載荷重によるねじりの影響を把握する目的の場合
- ② 2面ケーブルのA形塔形式のように、平面解析では補正が必要で煩雑な場合³²⁾

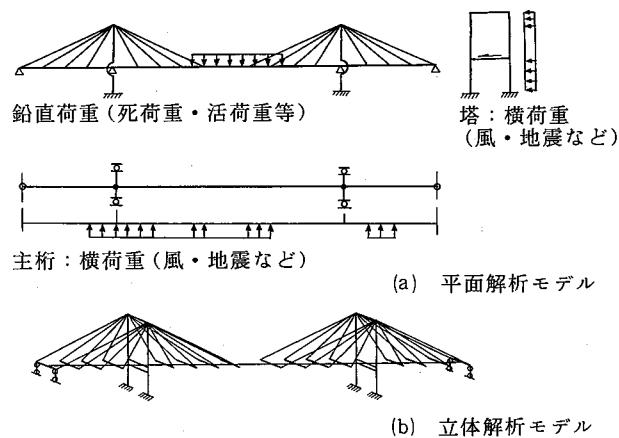


図-2.11 骨組モデル

③ 主桁が対傾構のないダブルデッキのトラス構造などで、偏載荷重によって生じる断面変形の影響を把握するのが目的の場合³³⁾

④ 主桁の平面形状が曲線となっているなど、平面骨組構造にモデル化するのが困難な場合³⁴⁾

⑤ 主桁が幅の広い多室箱桁などで、横断面変形の影響、フランジの橋軸直角方向の応力、各腹板の荷重分担性状などを把握するのが目的で、主桁を格子桁として解析する場合^{35,36)}

立体解析は平面解析に比べ、各部材の断面力を直接的に求められる利点があるが、その反面、出力が多く煩雑で、力学的な性状を把握するにはむしろ平面解析の方が良い場合もあるので、解析モデルを選定するときには目的を十分考慮して決定する必要がある。

構造のモデル化を行う場合、ケーブルは実際には非抗圧部材であるが、解析では軸力要素（トラス部材）として扱われることが多い。これはケーブルには死荷重によって大きな引張力が生じており、解析上は活荷重などにより圧縮力が生じるとしても、その合力は引張力であり、実際の挙動としては多少ケーブルの引張力が減少するのみであるからである。また、主桁の曲げ剛度としては、主桁の有効幅が各荷重状態により変化し一律に決定し難いこと、せん断遅れが大きいのは集中力の作用する付近のみで、変形に対する影響は小さいことなどの理由から、断面力を計算する場合には総断面に対するものを使用することが多い。しかし、解析された断面力から応力度を計算する場合には、有効幅を考えて計算する必要がある。

2.2.3 細部応力解析^{2,23,25)}

斜張橋は、構造形式の持つ特質として荷重の集中する部分が多い。たとえば、ケーブルが主桁や塔に定着される部分、塔と主桁が剛結される部分、トラス弦材と鋼床版が剛結された構造の格点部などがそれに相当する。このような部分では大きな力の伝達が行なわれ、応力集中が生じやすい。

このような部分の設計は、通常次のような手順で行なわれる。まず力の伝達を考慮して応力分布を仮定し、簡易式や慣用法により部材の寸法・板厚を一次決定する。その後、簡易的に決定した断面に対して、有限要素法 (Finite Element Method, 以下 FEM と言う) により応力分布や力の伝達の状態を照査・確認する。その結果、必要に応じて部材の補強や板厚・材質の変更が行われる。またその応力状態を確認するため、さらに載荷実験が行われることもある。

FEM 解析は、実際の構造物や連続体を有限個の節点においてのみ互いに結合された要素の集合体とみなし、各節点でのつり合い条件から節点変位を求め、系全体の力学的挙動を求めるようとする数値解析法である。すでに述べた骨組の変形法による解析も FEM 解析の 1 つであるが、FEM による解析法は、大容量のコンピュータの出現を待って初めて可能となった方法である。

この解析法を用いれば、せん断遅れによる応力やねじり、断面変形によるそり応力、部材を構成する板の板曲げ応力、ソケットや支圧板などの充実体の内部応力、また複雑な応力状態下での補剛板の弾塑性を考慮した耐荷力なども解析することが可能である。しかし FEM 解析は一般に近似解析法であり、要素分割の違いにより解が異なったりするので、その構造モデルの決定には経験や事前検討が必要である。構造モデルは、解析の目的に応じ全体構造の中から対象とする一部分を取り出して作成されるが、その範囲としては、力が伝達して応力状態が一定となる部分までを取り出すのが普通である。また境界条件や荷重条件についてもその部分の応力・ひずみの状態を考慮して、全体構造の中ににおける挙動が十分に反映できるように決定する必要がある。FEM 解析の要素分割の一例²⁵⁾を図-2.12 に示す。

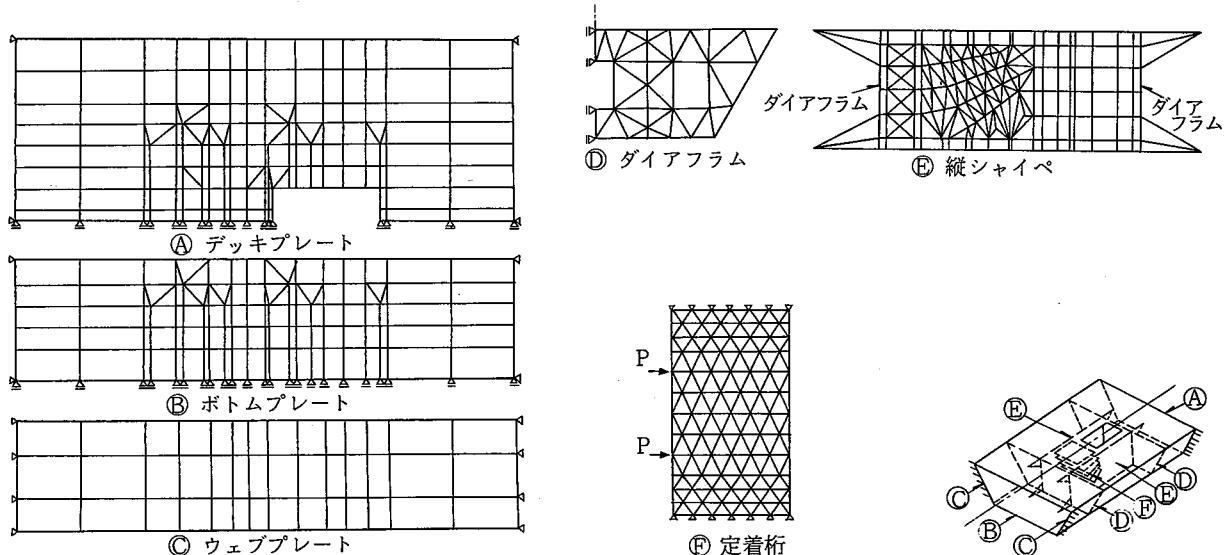


図-2.12 FEM 解析の要素分割例

2.2.4 架設時の構造解析

斜張橋は高次の不静定構造物でもあり、完成時におけるケーブル張力を所定のものとするには、架設時におけるケーブルの導入張力を正確に把握しておく必要がある。また、ケーブルや主桁の断面は架設時に生じる応力によって寸法・板厚が決定されることもあり、応力的な安全性にも十分留意する必要がある。このようなことから、斜張橋の架設にあたっては、事前に各架設段階のケーブル張力、主桁・塔などの変位や断面力を求め、安全性・施工性などを十分に照査・検討しておく必要がある。

橋梁の架設途上における挙動の解析には、一般に解体計算法が用いられる。この手法は、格点の座標および内力が既知である完成時の状態を基準とし、実際に架設されるのとは逆の順序につり合い条件を満たすように部材を除去し、対象とする各架設段階における各部材の断面力・変位などを解析していく方法である(図-2.13)。部材を除去するということは、除去する前にその切断点に生じていた断面力を消去することであるから、その断面力と同じ大きさの荷重を切断点に反対向きに載荷すれば、構造は部材が除去された架設時の状態となる。したがって、この荷重による影響を計算

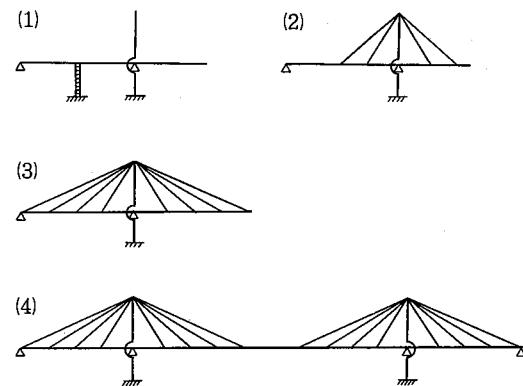


図-2.13 解体計算順序

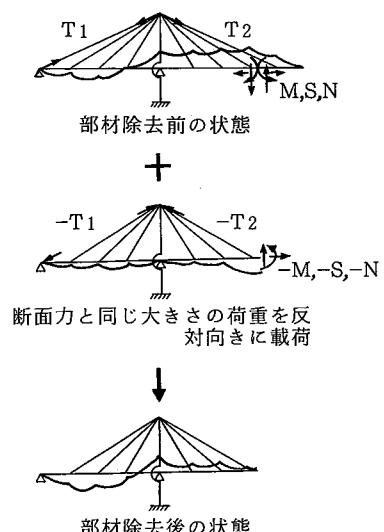


図-2.14 部材の除去

し、除去前の変位・断面力などに加えれば、架設時の状態が求められることになる（図-2.14）。

一般に、完成時の計算は微小変位理論で行われることが多いが、架設時にはケーブル張力の変動が大きく、ケーブルサグの影響を考慮する必要があること、さらに主桁の変位も大きいこと、などから有限変位理論により解析されることが多い。

2.2.5 座屈耐荷力解析

斜張橋の塔および主桁には大きな軸圧縮力が生じる。したがって、それらの部材、特に軸力の大きい塔を設計する際には、座屈に対し留意が必要である。通常、設計においては、許容圧縮応力度として有効座屈長から計算される値を用い、座屈を照査している^{37,38)}。斜張橋の塔や主桁の有効座屈長を求める方法としては、弾性座屈解析を行って求める方法が一般的である³⁹⁾。しかし、この方法によっても、必ずしもすべての場合について合理的であるとはいはず、また長支間の斜張橋のように非線形性を示す斜張橋では、設計荷重時のみの照査では荷重に対して所定の安全率が確保されていないことが考えられるので、有限変位解析によって座屈耐荷力が照査されることがある。

斜張橋の主要部材の耐荷力の解析を有限変位理論で行う場合には、所要安全率を考慮して求めた荷重に対して弾性有限変位解析を行い、各部材応力が補剛板の座屈を生じる値以下であることを確認する方法^{34,40)}や、変形過程における部材剛性を厳密に評価するために、部材断面に残留応力を考慮した弾塑性有限変位解析を行い、部材の応力が補剛板パネルや補剛リブの局部座屈を生じる値以下であることを確認する方法^{41~44)}などがとられる。しかしこれらの方法によって検討を行う場合、各荷重に対する荷重係数、適用する荷重状態などの取り扱いにおいて問題もあり、今後検討すべき余地が多いと思われる。

上記は主構造全体としての耐荷力の解析であるが、細部における座屈耐荷力の検討についても有限変位解析が用いられることがある。たとえば、偏平広幅の主桁などでは、上下フランジに橋軸直角方向の応力も生じ、フランジの応力状態は2方向の圧縮応力が生じるなど複雑な応力状態となる。このような補剛板についても、1つの座屈波形に相当するフランジの一部を取り出して、FEMにより弾塑性有限変位解析を行うことによって耐荷力を照査することができる^{35,36)}。

2.2.6 振動解析

斜張橋の基本構造形式を決定する際には、塔や主桁の耐風安定性の検討および主桁の支持条件などを考慮した地震時の動的挙動についての検討が必要である。風や地震による振動性状を把握するためには、まずその構造の持っている固有の振動特性（固有振動数と振動モード）を明らかにすることが必要であり、固有振動解析が行われる。固有振動解析とは固有振動数と振動モードを求める解析であるが、この解析で使用される解析モデルとしては、節点に集中した質量を与え、部材の剛度は通常の静的解析に用いる剛度を使用した多質点系の骨組構造モデルを用いるのが普通である。地震時の動的挙動の検討では、通常固有振動解析に続き、平均応答スペクトルや過去の地震動記録などを用い、応答スペクトル解析や時刻歴応答解析が行われることが多い（2・5 耐震設計参照）。

斜張橋のように多自由度の構造物の振動解析は、計算量が多いためコンピュータの使用が不可欠であり、この解析法の進歩もコンピュータの発達に負うところが大きい。斜張橋が長大化するにしたがい、動的挙動を正確に把握する必要性は一層高まり、振動性状の目安となる固有振動解析はより重要なものとなっている。

2.3 部材設計

2.3.1 主 桁

(1) 主桁の断面形状

主桁の形状は、路面形状、ケーブル配置(1面か2面)、塔および下部工との関係、主橋梁とアプローチ橋梁との連続性などに配慮して、構造が合理的かつ経済的で景観に優れたものが採用されている。一般に、1面ケーブル形式ではねじり剛性の大きな1箱桁形式が採用されているが、2面ケーブル形式では、ケーブルが主桁のねじり変形を抑制するのでねじり剛性を大きくする必要がなく、主桁の断面形状を選択する上で自由度が高い。また、耐風安定性を確保できるような主桁の断面形状を採用することが一般的であるが、必要に応じ制振対策を併用することもある。

主桁の基本的な断面形状は、1章で述べられているように、1箱桁、2主桁、多主桁およびトラス形式などに分類される。以下、主桁の断面形状の特徴について簡単に説明する。なお、実施例として挙げた橋梁の主桁の断面形状は、5章の実績データを参照していただきたい。

1) 1箱桁形式

1箱桁形式は、1面ケーブル形式または2面ケーブル形式と組み合わせて使用される。

1面ケーブル形式との組み合わせでは、主桁断面の中央部にケーブルを配置するので、定着部が主桁内に隠れ、主桁の外観が単純かつ優美なものになる。また、下フランジ幅を小さくすることにより主桁の鋼重を軽減することができ、さらに、1本柱形式の塔と組み合わせると、塔の鋼重の低減、橋脚幅の縮小が可能なこともあります。経済的にも有利となるため、使用実績の多い主桁形式である。しかし、狭幅員の橋梁では、ケーブルを定着する中央分離帯が必要となり橋面積が増加するので、かならずしも経済的になるとはかぎらない。広幅員の橋梁では、主桁の下フランジ幅を最小限にし、張り出し鋼床版を設けてブラケットで支持する形式が多い。この場合、耐風安定性の面から外側の腹板を傾斜させることが多く、施工例として、Erskine橋、Oberkassel橋、大和川橋梁などが挙げられる。なお、Oberkassel橋は、航行船舶へのレーダー対策の面からも主桁の腹板が傾斜されている⁴⁵⁾。その他、床版の張り出し量を大きくするために、箱桁の両側に縦桁を配置してこれを横リブと斜めの支材で支持し、さらに縦桁の外側にブラケットを設けたものがある。その例として、Friedrich Ebert橋、Düsseldorf-Flehe橋などが挙げられる。

Farø橋では、美観、耐風安定性のほかに塗装経費の低減を考慮して主桁の断面形状が決定された。この橋の場合、図-2.15に示すように、張り出しの無い1箱桁閉断面を採用することで、主桁の外面塗装の面積を少なくし、主桁の内部は除湿装置で湿度を抑えることによって無塗装にしている。

また、主桁の外面を平滑な形状とし、塗装の塗り替え期間を長くするなどの配慮がなされた。

2面ケーブル形式と1箱桁形式の組み合わせは、1964年に建設されたGeorge-Street橋で初めて採用され、その後、石狩河口橋、Hainburg橋、Köhlbrand橋などで使用された。St.Nazaire橋では、風荷重強度の低減および橋軸直角方向の剛性確保の目的で張り出しの無い閉断面の1箱桁が採用され

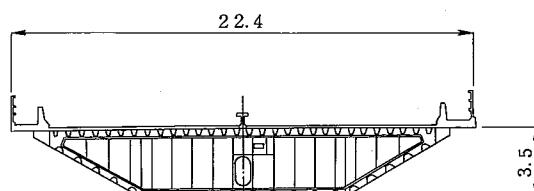


図-2.15 Farø橋の主桁断面

た。また石狩河口橋や安治川橋梁では、耐風安定性確保のために長方形箱断面の側面にフェアリングが設置された。

2面ケーブル形式のA形塔の場合などでは、ケーブル定着部が主桁腹板の側方に設けられ、ケーブルの定着角度が変化するので、定着部および主桁と定着プラケットとの結合部の補強構造が複雑になることがある。しかし、1面ケーブル形式に比べるとケーブル数が2倍になり、1本当りの設計張力が小さくなるので、ケーブル断面および定着構造が小さくなること、両側2面のケーブルによっても主桁のねじり変形が抑えられること、塔形状の選択範囲が広がることなど多くの利点がある。

2) 2主桁形式

これは、橋梁横断面の両側に主桁を配置し、床組として横桁や縦桁を配置した形式である。主桁にはI桁または箱桁が用いられるが、共に2面ケーブル形式と組み合わせて使用される場合が多い。I桁を用いたものには、Knie橋、St. Florent橋、Kessock橋、Hawkshaw橋、Rande橋、Alex Fraser橋などがあり、箱桁を用いたものにはZárate-Brazo Largo橋、Luling橋、弥栄大橋、十勝中央大橋、生口橋などがある。この形式も近年の斜張橋の長大化に対応して、マルチケーブル形式と組み合わせて使用されることが多くなってきた。しかし、I桁を用いたものでは、耐風安定性に問題が生じたこともあり、Hawkshaw橋では主桁の側面にフェアリングを設け、またKessock橋では主桁間にTuned Mass Damper(以下TMDと言う)を設置して対処している。箱桁の場合には、主桁の外側の腹板を傾斜させて台形とし、耐風安定性の確保を図ることもある。Zárate-Brazo Largo橋、十勝中央大橋(図-2.16)などではこのような断面形状が使用された。

3) 多主桁形式

多主桁形式の実施例は少なく、以下に示す橋梁が挙げられる程度である。ケーブル段数の少ない形式の場合に、鉛直荷重に対して主桁の荷重分配作用を利用し、経済的な設計を行うことを意図したものと思われる。しかし、ケーブル定着部付近でケーブルからそれぞれの主桁に伝達される軸力の分布が把握しにくいところに問題がある。また、マルチケーブル形式では主桁に作用する曲げモーメントが小さく、荷重分配をして主桁の設計断面力を低減する必要性は乏しいので、最近ではあまり使用されなくなった。

a) 1箱桁+2I桁形式

Norderelbe橋および荒川大橋の主桁でこの形式が採用されている。ケーブル配置は1面ケーブル形式である。荒川大橋では、耐風安定性の理由でこの形式が採用され、主桁下面に化粧板をはることによって外観上は1箱桁になっている。Adhamiyah橋は1箱桁として設計されているが、主桁の断面形状はこの形式に近い。

b) 並列I桁形式

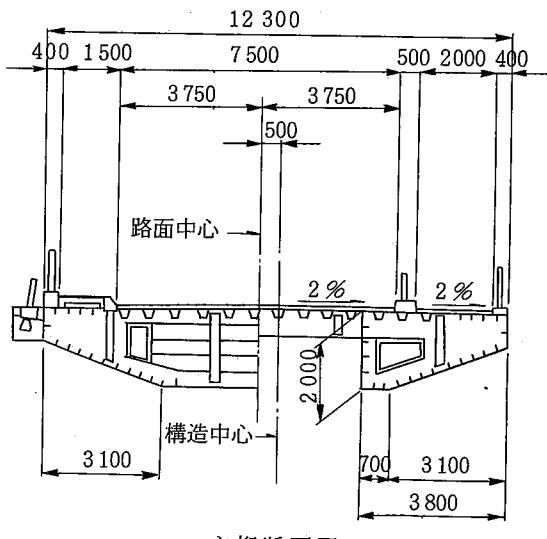


図-2.16 十勝中央大橋の主桁断面

Steyregger 橋が 4 本 I 桁, Sacramento River 橋が 5 本 I 桁である。両者ともケーブル配置は 2 面で、前者が 1 段ケーブル形式、後者が 2 段ケーブル形式でケーブルの段数は少ない。Steyregger 橋の主桁ではプレストレスされた RC 床版を鋼格子桁と合成させている。Second Hooghly 橋では、主桁は 2 本 I 桁であるが、中央に縦桁を有するので準 3 本 I 桁形式であり、ケーブル配置は 2 面のマルチケーブル形式である。

4) トラス形式

主桁にトラス構造を用いた斜張橋として、わが国では、六甲大橋、櫃石島橋・岩黒島橋（道路・鉄道併用橋）、横浜ベイブリッジ、東神戸大橋が挙げられるが、すべてダブルデッキ形式の主桁を用いている。外国では、耐風安定性のために上路トラス形式を採用した Batman 橋、および床版とトラスを合成させた Karnali River 橋が挙げられる。

ダブルデッキ形式の場合、主桁の曲げ剛性が大きいので、通常の桁形式の主桁を用いた斜張橋に比べ、主桁の荷重分担率がかなり大きくなる。設計では上路を合成鋼床版にしてケーブルをトラス上弦材に定着させ、ケーブルの水平分力を断面積の大きな鋼床版に分担させるのが有利と思われる。

なお、この場合に、美観、下路を走行するドライバーの解放感、主桁の過剰な曲げ剛性の低減などの観点から、フィーレンディール桁形式を勧める提案もみられる⁴⁶⁾。

(2) 主桁の平面形状

斜張橋では、主桁に曲線桁を使用すると、これに作用する軸圧縮力が大きいので、偏心曲げが大きくなるとともに、ケーブル配置および定着構造が複雑になるという問題が生じる。さらに、塔に橋軸直角方向の曲げが作用することになり、構造および経済性の面から有利ではないので、曲線桁は積極的には用いられない。しかし、用地の制約が厳しい場合には、主桁の平面形状を曲線にした斜張橋の計画を要求されるケースがある。曲線桁を用いた斜張橋の代表例には、かつしかハープ橋があげられる。また、かもめ大橋、大和川橋梁、秩父橋、不動窟橋、毛見 1 号線橋梁、Willems 橋なども主桁の一部に曲線区間を有している。

(3) 主桁の構造設計

斜張橋の主桁はケーブルで弾性支持された多径間連続桁で、一般には、これにケーブルの水平分力が軸圧縮力として作用している。主桁の応力分布は断面の平面保持の仮定が成り立たない場合や、単なる棒理論によって算出された値では不適切な場合があるので、その応力計算に際して注意が必要である。主桁の断面を合理的に設計するためには、せん断遅れなどによる影響を小さくし、2 次応力の発生を押さえるような構造設計を行うことが大切である。

1) 解析と応力照査

a) 主桁の解析

主桁の設計断面力は上部工全体の構造解析によって求められる。主桁のモデル化に当たっては、その挙動ができるだけ正確に反映できること、着目する断面力と応力計算との関連を明確にしておくことが重要である。一般には、主桁の形式と着目する断面力に応じて、骨組構造としての解析、あるいは曲げねじり解析などが行われている。最近は、各種の解析プログラムが整備され、解析の目的に応じて種々の手法の適用が可能である。

主桁の設計では、斜張橋としての主構作用による応力と局部的な集中力として作用するケーブル張力による応力を考えればよいが、構造形式に応じてそり応力なども考慮される。ケーブル定着部や

剛結部では局部的な力の伝達が問題になるので、FEM解析などを併用して設計を行うことが多い。

b) 主桁の有効幅

ここでは、ケーブル定着部における応力の乱れの影響が及ばない位置の主桁断面の応力計算について説明する。主桁の軸力と曲げによる応力に着目すると、一般には、軸力による応力は主桁の断面全体に均等に作用しているものとして設計される。しかし、曲げによる応力は、主桁がケーブルや支承で支持されることによって、橋軸方向に曲げモーメントの分布が変化するので、図-2.17に示すようにせん断遅れの影響が生じ、平面保持の仮定に基づく棒理論による計算値とは異なった分布になる。その程度は主桁内の腹板の配置や曲げモーメントの分布形状によって変化するので、画一的な設計手法はないものと思われる。便宜的に、道路橋示方書（以下道示と言う）の有効幅の規定を準用したり、個々の橋梁ごとに計算方法を設定することによって対応している^{21),42)}。

c) ねじり応力および断面変形に伴う応力

支点上など、そり拘束の大きな部分では、曲げねじりモーメントによるそり応力が、また、ダイヤフラム間隔が長い場合あるいはダイヤフラムの剛性が弱い場合などには、主桁の断面変形に伴うそり応力が応力計算に考慮されている。

d) 横断方向の応力、床組としての応力

広幅員の偏平な箱桁における横断面方向の曲げ応力、鋼床版の床組作用による応力、また、横桁・縦桁がある場合の床組系の応力など、主桁の構造形式に応じて構造各部の応力照査が行われる。さらに、これに主桁系の応力を重ね合わせた状態での照査が行われる。

2) 安定照査

一般に、主桁には軸圧縮力が作用するので、全体座屈および局部座屈について安定照査を行う必要がある。この照査では、道示の軸力と曲げを受ける部材の安定照査式を準用することがあるが、その場合、有効座屈長を定めることが困難になることが多い。これは斜張橋の主桁のように、多くのケーブルで支持され、橋軸方向に軸力が変化する大きな断面の構造物を、単純な梁-柱モデルに置換して安定性を評価しようとするところに無理がある。また、全体座屈の照査では計算が簡便な弾性座屈解析などを用いることが多いが、幾何学的および材料非線形性の影響があるので、別途、終局状態で弾性有限変位解析^{34),40)}または弾塑性有限変位解析^{41),42)}を行い終局強度を確認することもある。

主桁を構成する部材に着目すると、圧縮力を受ける主桁の腹板は圧縮補剛板として設計されることが多い。また、デッキや下フランジでは、補剛板としての板幅が広い場合に道示を適用すると、横向補剛材の必要剛度が極端に大きく計算されることがあるので、その適用には配慮が必要である⁴⁷⁾。

3) その他の

主桁の構造設計に際しては、強度に関する問題もさることながら、製作・施工上の問題についても十分に検討を行うことが大切である。たとえば、ケーブル定着部、塔基部、支承設置部などの構造、また、主桁のブロック分割、現場継手の形式選定、架設時の組立精度の確保などや維持管理について

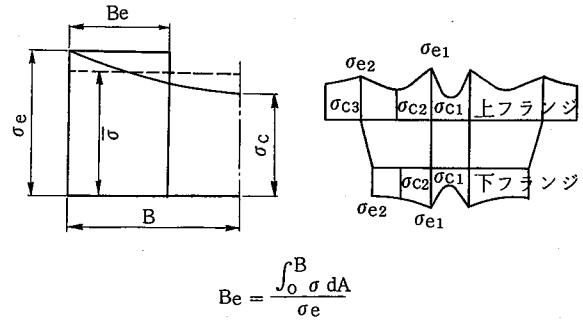


図-2.17 有効幅の考え方

も主桁の設計段階において十分に配慮しておくことが必要である。

(4) 主桁のケーブル定着部

1) 構造概要

斜張橋における主桁側のケーブル定着部は、ケーブル張力の水平分力を主桁の軸力成分として、また鉛直分力を主桁のせん断力成分として伝達させる構造である。さらに、主桁の横断面方向について考えると、ケーブルの鉛直分力の一部が横桁やダイヤフラムなどの断面力とつり合っている。局部的な集中力として作用するケーブルの張力を主桁全体に円滑に分散させ、その応力分布を平滑にし断面構成を均等にすることは、主桁の経済的な設計のためにも重要なことである。

定着部の構造は、ケーブル配置（1面か2面があるいは主桁との位置関係）とストランド数、主桁（腹板の配置・桁高）および床組（ダイヤフラム、横桁）の形状、そしてケーブル端部の構造（ソケット形状）、張力の大きさ、張力導入工法、塔側の定着構造との関連などを考慮して決定され、その種類は多岐に及ぶ。設計、施工および維持管理の面から合理的で外観の良い構造が望ましい。

定着部の構造の形式は、おおむね表-2.1のように分類することができる。またその代表的な構造例を図-2.18に示す。

表-2.1 定着部構造形式の分類

ケーブルの大きさ	大断面のケーブル	小断面のケーブル			
		多數ストランドのケーブル	单一または少数ストランドのケーブル	単一ストランドのケーブル	
定着部形式	スプレーサドル +アンカーガーダー形式	アンカーガーター形式 (アンカーブロック)	プラケット形式	パイプアンカー形式	ガセット形式
構造の概要	ケーブルはスプレーサドル部で分散され、各ストランドはソケット・座金によってアンカーガーダーに定着される。	アンカーガーダーを主桁内に溶接または高力ボルトで組込み、これにケーブルを定着するもの。 左記に比べて、規模は小さい。	2面ケーブル形式で、主桁の側方にプラケットを出し、これにケーブルを定着するもの。	主桁または横桁の腹板にパイプを組込み、これにケーブルを定着するもの。 ケーブル定着方向が腹板面に対して角度を有する場合は製作性が良くない。	主桁または横桁の腹板上方にガセットプレートを出し、これにケーブルを定着するもの。 ソケット定着部はピンやパイプが使用されている。
力の伝達	アンカーガーダーから主桁の腹板にせん断力で伝達される、綾シャイベ・横シャイベを設けて、力の分散を図る。	アンカーガーダーから主桁の腹板にせん断力で伝達される。	プラケットの片持梁つけ根の断面力が主桁に伝達される。主桁には内部補強が必要になる。	力はパイプから直接腹板に伝達される。	力はガセットから直接腹板に伝達される。
適用例	Oberkassel, Severin 豊里大橋、末広大橋 水郷大橋、大和川橋梁	六甲大橋、かもめ大橋 鳥飼仁和寺大橋 荒津大橋、櫻石島橋 岩黒島橋、幸魂橋	Knie, John O' Connell Memorial, Kessock, Köhlbrand, Luling 合掌大橋、秩父橋 十勝中央大橋、安治川橋梁 横浜ベイブリッジ	名港西大橋 猪名川大橋 生口橋	St. Nazaire Alex Fraser

これら定着部の構造も、斜張橋の形式と同様に設計の自由度が高く、施工例は多様である。また、その構造は斜張橋の形式の変遷に応じて変化しており、当初は斜張橋の長大化に対し、ケーブル断面およびその定着構造を大きくする傾向があったが、80年代に至ってケーブルの本数を多くするマルチケーブル形式の採用が主流になり、定着構造もコンパクトなものになりつつある。

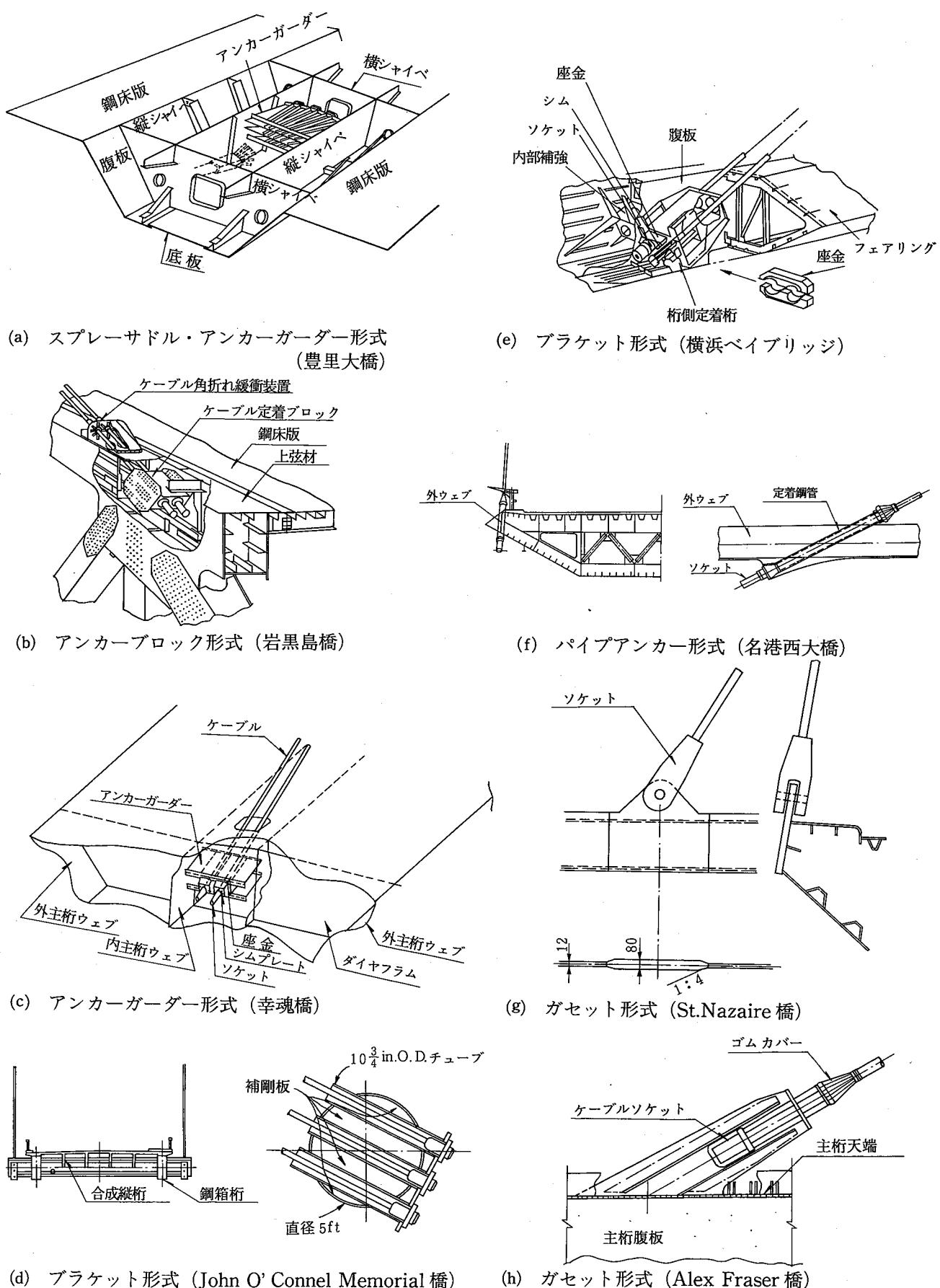


図-2.18 定着部の構造形式の代表的な例

a) ケーブル断面が大きい場合の定着構造

初期の斜張橋では構造解析および施工管理などの制約からケーブルの段数を少なくしていたので、橋梁規模の大型化にともないケーブルの断面も大きくなり、主桁のケーブル定着点間隔も30~60mのものが建設された。この形式では、ケーブルが複数本のストランドを束ねて構成されるので、その定着構造には、図-2.19のようなスプレーサドル・アンカーガーダー形式を採用することが多かった。この形式は、ケーブル定着部の前面にスプレーサドルを設け、ここでストランドを放射状に分散させてから、ソケットをそれぞれの座金を介してアンカーガーダーに定着させるものである。したがって、ストランドの本数が多くなると、複雑で大規模な定着構造が必要で作業空間

を確保することも難しくなり、さらにケーブルからの大きな集中力を主桁全体に円滑に分散させるため、主桁内部にシャイベと呼ばれる隔壁を設けるなどの処理が必要であった。施工上はケーブルの構造が本質的に吊橋のそれと変わらないため、スプレーサドル部のケーブルの成形作業とケーブルの長さの管理が煩雑で、それらの作業には種々の困難がともなった。また、ケーブルの防食のためのラッピング作業にもキャットウォークなどの設備が必要であった。そのうえ、ケーブルに導入される張力が大きいので、張力導入作業には大規模な設備が必要で、張力調整も容易ではなく、ケーブルの張力導入方法によって塔および主桁の構造が影響を受けることも少なくなかった。これらの理由から大きな断面のケーブルは最近では採用されなくなっている。

b) ケーブル断面が小さい場合の定着構造

最近の斜張橋では、プレハブタイプのケーブルを採用することによって、現場におけるケーブルの防食作業が不要になったことやケーブル定着構造の簡素化などの面から、主桁のケーブル定着点の間隔を6~15m程度におさえたマルチケーブル形式が採用されるようになった。この形式では、ケーブルは1ストランド、または少数のストランドで構成されているので、上記のケーブル断面が大きい場

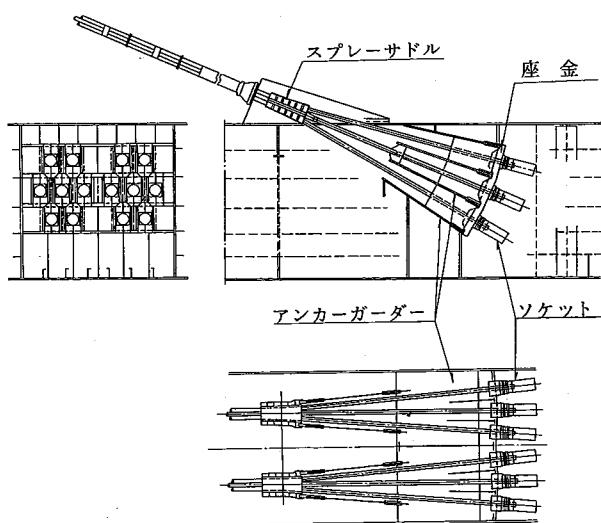
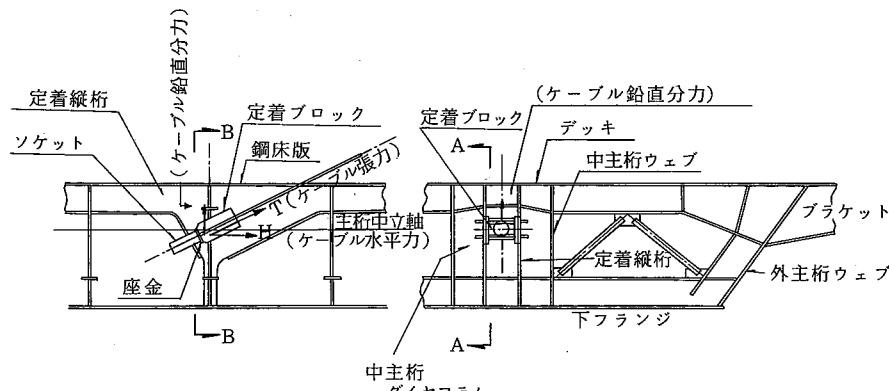


図-2.19 大断面ケーブルの定着構造
(Oberkassel 橋)



Sec.A~A : 定着縦桁 Sec.B~B : 定着点ダイヤフラム

図-2.20 小断面ケーブルの定着構造 (荒津大橋)

合の問題点はなくなった。

マルチケーブル形式では、ケーブル断面が大きい場合とは反対に、ケーブル定着部の数は多いが、そこに作用する力が小さいので定着構造がコンパクトで、主桁の補強も簡単である（図-2.20）。また、施工上は単一のケーブルをそれぞれ架設すればよく、個々のケーブルは張力が小さいので、塔側または主桁側のソケットをセンターホールジャッキで引き込むだけでよく、張力の導入作業には大規模な設備を要しない。

2) 定着部の構造設計

定着部の設計においては、主桁の局部的な範囲に作用するケーブル力を、主桁全体にできるだけ円滑に伝達する構造にするとともに、疲労やケーブルの2次応力などにも配慮することが必要である。また製作、施工性の確保、維持・管理の面から雨水の浸入防止やメンテナンス用空間の確保についても十分に配慮しなければならない。

定着部の断面は、その構造に応じて、ケーブル力の各部材への力の伝達経路を考慮し、慣用設計法によって決定されるのが普通であるが、その後、FEM解析や実験などによって応力を照査し、その設計法の妥当性を確認することが多い²⁵⁾。

一般に、ケーブル力の伝達は、ケーブル→ソケット→座金→アンカーガーダー→主桁という経路で行われるが、ケーブル力の水平分力は、主桁の上下フランジ、腹板の断面積に応じて分担され、最終的には均等な応力分布になるが、定着部付近ではまだ主桁全体には伝わらず、不均等な応力分布になっている。また、ケーブル力の鉛直分力は、横桁やダイヤフラムにより各主桁や腹板に、その剛性に応じて分担されるものとして設計を行う。この場合、必要に応じて定着部付近の部分モデルを用いた解析によってこれらの分担率を算出することもある。

定着部付近の主桁の応力は、このように定着部から局部的に導入される応力と、このケーブル力の影響を除外した断面力による応力との重ね合わせによって求められる。

最近ではFEM解析が普及し、断面設計の段階でも簡単なモデルでFEM解析を行うことが可能になり、局部応力の解析精度も向上したので、定着部の設計も従来よりは容易に行えるようになった。

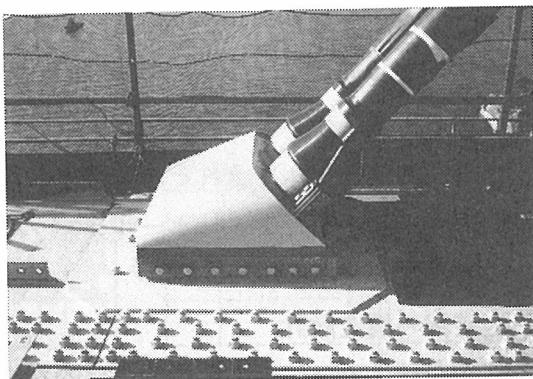
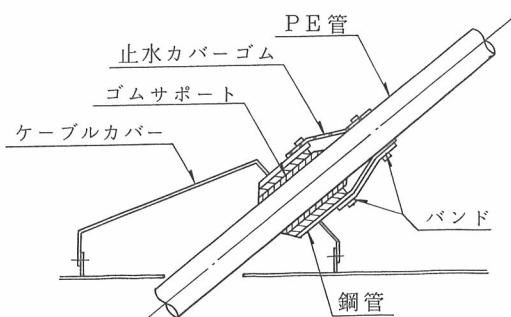
3) ケーブルの2次応力の低減

定着部のソケットの方向は、ケーブルに曲げによる2次応力を生じさせないように、完成時のケーブルのサグを考えた軸線方向に一致させることが多い。

しかし、ケーブル張力の変動によるサグの変形や振動によって、ケーブルの端部に曲げが繰り返し作用することがある。特に、マルチケーブル形式では、曲げ剛性の小さい、径の細いケーブルが使用され、架橋地点によってはレインバイブレーションなどのケーブル振動が問題になることがあるので注意が必要である。

このような素線の曲げによる疲労の防止、または、制振材としての目的で、ケーブルカバー部付近にゴムサポートなどの緩衝材を設置するケースが増加している。これは、図-2.21に示すようにソケット前面のケーブルを弾性支点で支持することによって、ソケット前面部の素線の曲げ変形を緩和し、さらに、ケーブルに減衰を付加させる目的を持っている。

しかし、ケーブルは多くの素線で構成されるので素線間のずれ、断面の変形などが生じ、この部分のケーブルと緩衝装置の挙動を簡単な表示式で表すことは難しい。また、減衰材としての制振効果も明確にされていない。したがって、これらの設計手法の整備がこれからの課題である。



(5) 床版の形式⁴⁸⁾

主桁の断面積の中で床版が占める割合は、非常に大きいので、これを主桁の一部として利用することは、主桁の断面効率をあげるために当然考えられる方法である。

ケーブルの断面が大きな場合は、定着部付近の床版には大きな力が作用する。また、主桁に作用する負の曲げモーメントが大きい場合は、床版に大きな引張応力が作用する。したがって、このような斜張橋では、一般に主桁の構成部材としてはコンクリート床版ではなく鋼床版が使用されている。しかし、マルチケーブル形式の斜張橋では、これらの問題が少なく、コンクリート床版を使用することが考えられる。

わが国で、主桁に RC 床版が使用されているのは、勝瀬橋、大和橋および引原 1 号橋などで、他は鋼床版を用いた主桁形式が採用されている。これは、上述した理由に加えて、死荷重の軽減、および鋼とコンクリートの荷重分担やコンクリートの乾燥収縮・クリープの影響の不明瞭さなどを避けることを配慮したものと考えられる。

海外では、Strömsund 橋、St. Florent-Le-Vieil 橋、John O'Connel Memorial 橋、Steyregger 橋、Adhamiyah 橋、Second Hooghly 橋、Houston-Ship Channel 橋などで RC 床版が使用されており、初めの 2 橋は床版と鋼桁を非合成、他は合成として設計されている。Alex Fraser 橋や Karnali River 橋では、プレキャストコンクリート床版が使用され、主桁は合成桁として設計されている。これらのコンクリート製の床版の中には、主桁間隔に対して床版厚が非常に薄いものもある。

また、Rande 橋では、ロバンソンスラブが用いられた。これは、90mm 程度の厚さの RC 床版と鋼床版とを折り曲げ鋼板のずれ止めによって合成した床版である。Paris-Masséna 橋では 100mm 厚のコンクリート床版と鋼床版をスタッドを用いて合成している。

なお、重陽大橋では、端支点の負反力低減のために、側径間部にカウンターウェイトとして RC 床版を使用することが考えられた。

以上のように床版の形式は、主桁構造と密接な関係があり、工期、施工性、経済性、維持管理などの面から総合的に検討して選定することが必要である。

2.3.2 塔

(1) 塔の構造形式

斜張橋の塔は、ケーブルを介し主桁を支持する部材として重要であることはもちろん、その形状は斜張橋全体の美観を大きく左右する重要な要素でもあるため、景観の面から塔の形状を検討する場合も多くなっている。

塔の形状としては、路面形状、ケーブル配置(1面か2面)、下部工との関係および主桁断面形状などに配慮し、構造が合理的で経済性や景観に優れたものが採用されている。またその形式については、1章において述べられているように、1本柱形式、2本柱形式、A形形式、門形形式に分類できる。以下では、各形式の特徴を簡単に説明する。

1) 1本柱形式

この形式は、1面ケーブル形式に用いられ、塔柱が主桁に剛結されるか、または塔柱が主桁を貫通し橋脚に直接固定されるかのいずれかとなる。前者の場合には、塔に作用する荷重が主桁のダイヤフラムを通じ、主桁の両側に設けられる2つの支承に伝達されるか、または塔柱の鉛直反力に対して塔柱直下に設けられた支承に伝達される。後者の場合には、塔柱の荷重が直接橋脚に伝達されるので、主桁の両側の支承は主桁からの反力を橋脚に伝達するのみとなる。

1本柱形式の長所としては、1箱桁形式の主桁断面の中央部にケーブルを配置するため、斜張橋の外観が単純で解放感があること、塔の鋼重の低減、橋脚の幅の縮小などの効果が期待できることなどが挙げられる。一方、短所は中央分離帯の幅が大きくなり、橋梁幅員が増加することである。この形式は、西ドイツの Norderelbe 橋をはじめ、Jülicher-Straße 橋、Leverkusen 橋、Maxau 橋などに採用され、わが国でも摩耶大橋や末広大橋、かもめ大橋、大和川橋梁、最近では、かつしかハープ橋、鳥飼仁和寺大橋などに採用されている。

2) 2本柱形式

この形式は、ケーブルが2面配置の場合に用いられ、外観が比較的単純である。また、塔柱基部の構造については1本柱形式の場合と同様の考え方ができる。施工例として、塔柱が主桁に剛結されている Theodor-Heuss 橋、新大橋、および塔柱が直接橋脚に固定されている Knie 橋などがある。

3) A形形式

この形式は、1面ケーブルまたは2面ケーブル形式のどちらにも用いられている。A形形式は2本の塔柱を傾けて一体にしているため橋軸直角方向の安定性が増し、特に2面ケーブルの場合には、両側のケーブル面が主桁とともに準閉断面を形成するので、荷重の偏載による主桁のねじり変形、あるいはねじり振動が問題となる時に有利となる。

一方、塔柱の傾斜のために、ケーブル定着部から伝達される鉛直分力によって塔柱に曲げモーメントが作用すること、橋脚の必要幅が大きくなることなどが欠点となる。また、2面ケーブル形式の場合、ケーブル面が鉛直面に対して傾斜し、各ケーブルが同一平面にないことが多いため、一般に定着構造が複雑になることなどの欠点もある。

桁下空間の関係で主桁の下方に塔基部がある場合には、橋脚の幅を小さくするために、Köhlbrand 橋、Farø 橋、安治川橋梁などのように塔柱を主桁の下方で内側に折り曲げた形式が採用されることがある。

4) 門形形式

この形式は、2面ケーブル形式のみに用いられ、2本の塔柱が横梁によって結合されているので、塔全体のねじり剛性が大きくなる。このため、A形形式ほどではないが、偏載荷重による主桁のねじり変形、あるいはねじり振動に対して有利となる。

ケーブル面ができるだけ鉛直に近くなるように、塔柱を若干傾斜させた例も多く、実施例として Luling 橋をはじめ、神納橋、尾道大橋、大黒大橋などがある。

5) その他の形式

斜張橋は、通常、塔には大きな曲げ剛性をもたせず、両側のケーブル力がバランスするように設計する。しかし、これとは逆に橋軸方向に対して大きな曲げ剛性をもたせ、ケーブルを介して主桁を積極的に塔に支持させる構造形式も採用されている。このような例として図-2.22に西ドイツの Ludwigshafen 橋を示すが、このほかに Raiffeisen 橋、合掌大橋などの施工例がある。

(2) 塔の構造設計

斜張橋の塔には、自重のほかに主桁に載荷される死荷重と活荷重がケーブルを介して作用する。

このケーブル力の鉛直分力によって主に軸力が、水平分力の差分によって主に曲げモーメントが塔に生じる。また、温度、支点移動、風、地震などによっても、塔に軸力および2方向の曲げモーメントが生じる。このように、塔には大きな軸力の他に橋軸方向と橋軸直角方向の2方向の曲げモーメントが作用しているため、塔の座屈安定性の確保には特に留意する必要がある。

1) 構造解析

断面力を求めるために、一般に微小変位理論に基づく骨組構造解析が行われる。通常、死荷重・活荷重等の鉛直荷重に対しては、橋軸を含む鉛直面内の主桁・塔・ケーブルから成る平面骨組構造として解析し、風・地震などの横荷重に対しては、塔のみを取り出し、橋軸直角方向の鉛直面内の平面骨組構造として解析することが多い。最近、解析プログラムの整備に伴い、2面ケーブル形式で塔がA形形式のような立体的な構造の力学挙動を把握する必要のある場合には、上部工全体を立体骨組構造として扱うことも行われている。

なお、ケーブル定着部や塔と主桁の剛結部などは局部的な力の伝達が問題になるので、別途FEM解析などにより詳細な応力状態が検討される。

2) 座屈安定照査

前述したように、塔柱は軸方向圧縮力および塔の面内、面外の曲げモーメントを受ける部材として座屈安定の照査を行う必要がある。通常、設計荷重のもとで断面の応力を求め、道示に従って照査が行われるが、この場合、有効座屈長をどのようにとるかが問題となる。有効座屈長は荷重条件によって異なり、また変断面部材の取扱いについても不明確な点がある。有効座屈長を定義する方法として、弾性座屈解析を行い、計算結果として得られる最小固有値 λ から、次式により有効座屈長 ℓ_e を定義する方法がある³⁹⁾。

$$\ell_e = \pi \sqrt{EI / \lambda N} \quad (2.1)$$

ここで、

ℓ_e : 有効座屈長

EI : 着目部材の曲げ剛性

λ : 最小固有値

N : 作用荷重による部材軸力

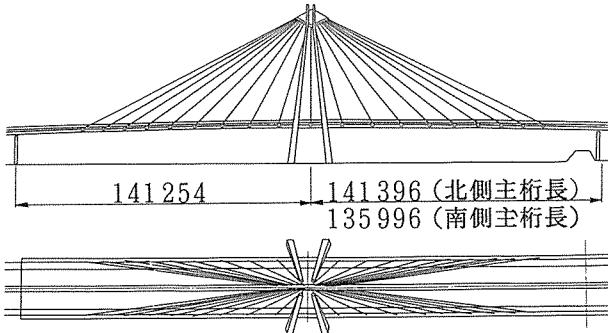


図-2.22 曲げ剛性の大きな塔の例
(Ludwigshafen 橋)

しかし、この方法によってもすべての場合に必ずしも合理的な説明が与えられない場合もあり、座屈モードと塔に作用するケーブル力の状態とを考慮して有効座屈長を設定することもある。

また必要に応じて、断面の設計後に有限変位解析による終局荷重状態での応力照査を実施することもある⁴⁰⁾。終局状態における有限変位解析を行う場合には、初期曲がり、荷重の偏心、残留応力等の影響、あるいは局部座屈との連成の影響等をどのように考慮するかが問題となる。また、どのような荷重組合せとするか、その時の荷重係数をいくらにするかということなども問題となる。大和川橋梁、安治川橋梁では、部材の初期不整（たわみ、残留応力）を考慮した弾塑性有限変位解析を行い、設計荷重に対する荷重係数を評価し、所要の安全率が確保されているかを照査している^{43),44)}。

3) 塔基部構造

一般に塔基部は、橋脚上にピン支持あるいは固定支持されるか、もしくは主桁と剛結される。塔基部の設計では、塔に作用する軸圧縮力および曲げモーメントを円滑に、かつ確実に橋脚に伝達させることが必要であり、十分な補剛構造によって局部的な応力集中を避ける構造としなければならない。

塔を橋脚上でピン支持とする場合には、支承構造の大きさや、架設時支保工の必要性などに注意が必要である。また、塔を橋脚に固定する場合には、吊橋の塔と同様に、アンカーボルトにプレストレスを導入して橋脚と一体化させる必要がある。塔基部では、塔に作用する軸力を出来るだけ均一に橋脚上に分布させるため、ダイヤフラムを縦横に配置した格子構造を採用した例が多い。また、1本柱形式で、主桁と塔を剛結している場合には図-2.23の例に示すように、剛結部を格子状に補強して、主桁と塔とを一体化している。

4) その他の

塔断面を設計する際には、強度のほかに、製作、施工、維持管理の面で問題を生じない構造設計が重要である。たとえば、ケーブル定着部や支承との取合い部などの構造、塔のブロック分割、現場継手の形式や美観、架設時の組立精度の確保、またエレベーターおよび検査路の配置などについても設計時に十分な配慮が必要である。

(3) ケーブル定着部

1) 構造概要

塔のケーブル定着部は、局部的な集中力として作用するケーブル張力を、塔柱に円滑に伝達させる役割を持つ重要な構造である。

定着部の構造は、ケーブルの配置、ストランド本数とソケット部の形状、塔の構造、ケーブルの引き込み作業、および張力導入・調整方法などにより種々のものが考えられるが、設計・施工の面ばかりでなく、維持管理やケーブルの取り換えの面からも合理的な構造であることが望ましい。

a) ケーブルの断面が大きい場合の定着構造

初期の斜張橋では、ケーブル段数が少なく、橋梁規模の大型化に伴い大きな断面のケーブルが使用

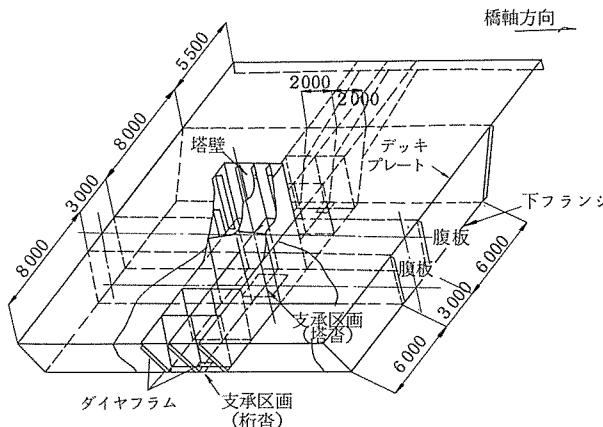


図-2.23 主桁と塔を剛結した塔基部構造
(大和川橋梁)

された。これらの橋梁ではケーブルが複数本のストランドを束ねて構成されるので、塔のダイヤフラム（または横梁）の上に設置されたサドル上を連続してケーブルを張り渡す定着形式を採用している。George-Street 橋、Leverkusen 橋などでは、塔基部に大きな曲げモーメントを生じさせないために、サドルの下にローラーを設けたり、あるいはヒンジを設けることによって、ケーブルの橋軸方向の移動を可能にしている。図-2.24に Leverkusen 橋の定着構造を示す。

一方、塔の曲げ剛性をある程度利用することにより、斜張橋全体の剛性を高めることができる。サドルを塔に固定する形式も多く用いられている。この場合ケーブルとサドルは、ケーブル側圧によるサドルの摩擦力か、あるいはサドルカバーを用いて締め付けることにより固定している。実施例としては Theodor-Heuss 橋、Severin 橋、Knie 橋などがあり、図-2.25に Severin 橋の定着構造を示す。

このような形式では、橋梁規模の大型化に伴いサドル自体が巨大化するため、塔内の作業空間の確保が難しくなったり、サドルを支持する構造が大型化することになる。

b) ケーブルの断面が小さい場合の定着構造

最近の斜張橋では、マルチケーブル形式が多く採用されるようになっている。この形式では、1ストランド（または少數のストランド）でケーブル構成ができるので、定着部構造がコンパクトになる。また、ケーブルからの力を塔頂に集中させず、塔柱に分散して伝達させている。

この場合の定着構造としては、次の4つの形式がある。

① サドル形式

この形式は、支持梁上に設置されたU形サドルの両壁面にケーブルソケットを定着させるものであり、構造はきわめて単純であるが、サドルの転倒や滑動についての配慮、あるいは鋳造品を用いることによる注意が必要となる。実施例として、六甲大橋、横浜ベイブリッジ（図-2.26）、Zárate-Brazo Largo 橋などがある。

② アンカーガーダー形式

この形式は、塔壁（またはシャイベ）間に取り付けられたアンカーガーダーに座金を用いてケーブルソケットを定着させる形式であり、任意のケーブル角度に容易に対応できるが、アンカーガーダーと塔柱補剛リブとの干渉、塔壁との溶接施工性、さらに取付部の塔壁の板曲げおよび応力集中についての検討が必要となる。実施例として、Speyer 橋、Save 橋、名港西大橋、安治川橋梁（図-2.27）などがある。

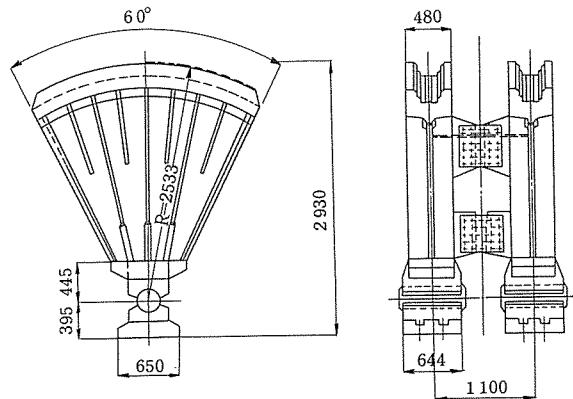


図-2.24 サドル形式（可動）の定着構造
(Leverkusen 橋)

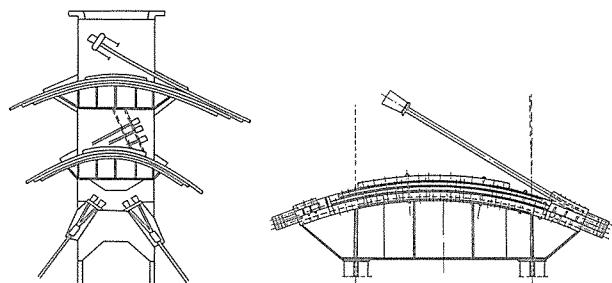


図-2.25 サドル形式（固定）の定着構造
(Severin 橋)

③ 支圧板形式

この形式は、塔壁（またはシャイベ）に取り付けられた支圧板に座金を用いてケーブルソケットを定着させる形式であり、支圧板から塔壁（またはシャイベ）にケーブル張力が直接伝達されるが、支圧板の取付部に大きな応力集中が発生すること、座金が大きくなりやすいことなどに注意が必要である。実施例として、かもめ大橋、鳥飼仁和寺大橋（図-2.28）、Kurt-Schumacher 橋などがある。

④ ピンソケット形式

この形式は、ケーブルソケットをオープンソケットとして塔柱とピン結合させる形式であり、橋軸面内の傾斜角には自由に対応できるが、鉛直面に対してケーブルが傾斜し各ケーブルが同一平面内にない場合には、ピンに局部曲げや定着ガセットに面外曲げが作用する。またケーブル張力が大きい場合には、ソケットおよびピン径ともに大きくなり、架設時の取り扱いなどに配慮が必要である。実施例として、Strömsund 橋（図-2.29）、John O'Connel Memorial 橋などがある。

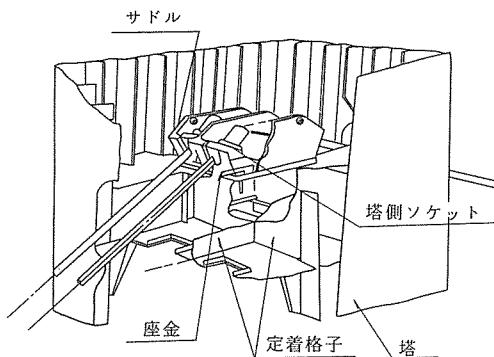


図-2.26 サドル形式 (小断面ケーブルの場合)
の定着構造 (横浜ベイブリッジ)

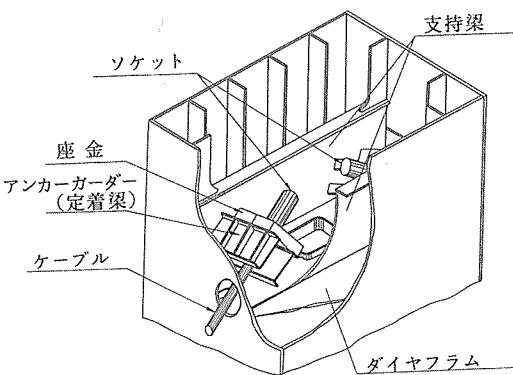


図-2.27 アンカーガーター形式の定着構造
(安治川橋梁)

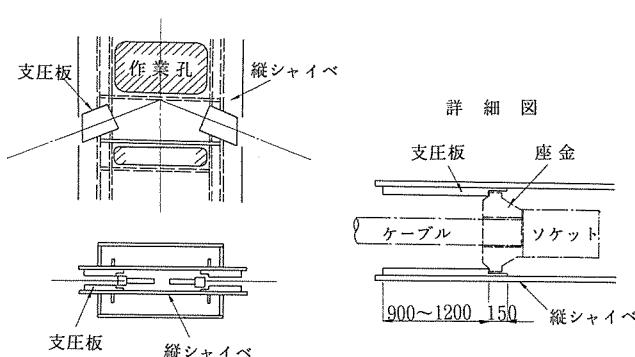


図-2.28 支圧板形式の定着構造
(鳥飼仁和寺大橋)

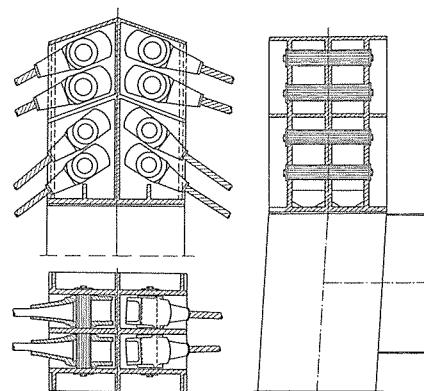


図-2.29 ピンソケット形式の定着構造
(Strömsund 橋)

2) 定着部の構造設計

定着構造は、1)で述べたように各種の形式があり、その中から種々の条件に応じて適切なものを決定することになる。そのため、設計方法も画一的なものではなく、それぞれの構造の特徴、力の伝達性状を考慮して、あらかじめ簡易設計法によって断面計算を行い、さらに決定断面に対しては、FEM 解析等によってより厳密な応力照査を実施している場合が多い。FEM 解析を行うにあたっては、境界

条件の設定を含めて実際の力学挙動を反映させたモデル化が重要である。定着部付近の塔の応力は、このようにして求められた局部応力と塔断面全体の平均応力との重ね合わせによって求められる。

(4) 現場継手

塔柱の現場継手は、1960年代中ごろまではリベットが使用されていたが、今日では高力ボルト摩擦接合が多く用いられている。しかし、一般に部材が比較的厚板で構成され、断面力が大きいこと、および製作・架設時のブロック重量の制約からブロック数が多くなり、継手材料の重量が多くなる傾向がある。また、塔の外面に現れる連結板と高力ボルトが美観上好ましくないという意見もある。このようなことから、高力ボルト摩擦接合以外の現場継手の利用も考えられている。たとえば、横浜ベイブリッジでは、塔柱は軸方向圧縮力が支配的となることから、吊橋と同様に圧縮力を塔の外板のメタルタッチ（面接触）によって伝達させる方法を採用し、塔柱の外板および内ウェブでは50%，縦リブでは25%がメタルタッチで伝わると考え、残りを高力ボルトに負担させている。また、美観上から連結板を塔の外面に設けない次のような現場継手形式も用いられている。

- ① 完全溶込み溶接（かつしかハープ橋、菅原城北大橋）
- ② メタルタッチと部分溶込み溶接の併用（Rama IX 橋、鳥飼仁和寺大橋）
- ③ メタルタッチと引張ボルトの併用（Adhamiyah 橋）
- ④ メタルタッチと高力ボルト摩擦接合の併用（荒津大橋）

西ドイツでは、1960年代からメタルタッチの考え方を採用しており、その場合②と④の混合形式が用いられており、わが国でも最近は上に示すような2, 3の橋梁に採用されている。図-2.30に荒津大橋の塔の継手部構造を示す。この継手形式は、外板をメタルタッチとし、圧縮力を切削加工面の支圧で伝達する。縦リブは高力ボルト摩擦接合とし、これに作用する圧縮力および引張力を伝達させる。また、せん断力に対しては、せん断力伝達フランジの高力ボルト摩擦接合により対処する。このように、現場溶接が無く、架設工程の短縮、安全面での利点があり、また構造が簡潔になっている^{49~50)}。

今後は、メタルタッチを採用した場合の継手部精度管理基準の確立、塔の耐荷力に及ぼす影響の把握および継手部の設計方法の整備など、さらに検討を加えることが重要と思われる。

2.3.3 ケーブル

斜張橋に用いられるケーブルには、後述するように、いろいろな種類があるが、いずれのケーブルを用いるにせよ、通常は曲げ応力を無視し、引張軸力のみを負担する引張材として設計される。すなわち、設計計算によって得られるケーブルの最大張力に対してケーブルの断面積を決定すればよく、その計算は比較的単純であると言えよう。しかしながらケーブルの設計に当たっては単に力学的な面のみならず、材料面、防食面についても十分な注意が必要である。

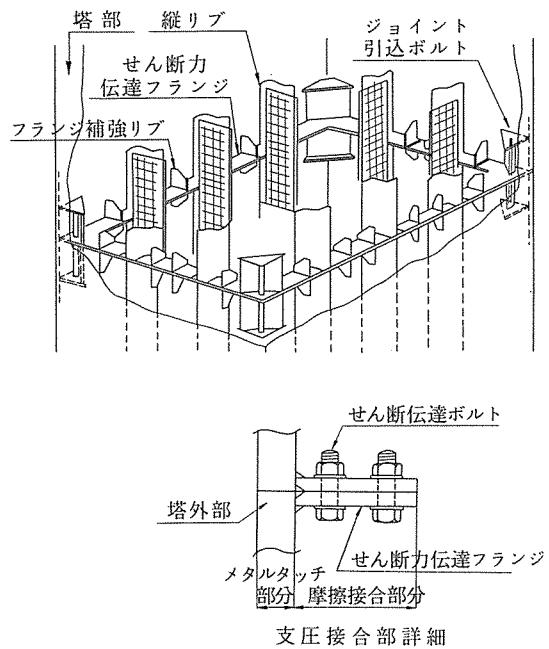


図-2.30 連結板を外面にださない塔の継手構造
(荒津大橋)

(1) ケーブルの種類と選択

一般に斜張橋のケーブルには次のような特性が要求される。

- ① 有効単位断面積当たりの引張強さが大きいこと
- ② 断面密度が大きいこと
- ③ ヤング係数が大きいこと
- ④ 伸び特性が明確であること
- ⑤ クリープが小さいこと
- ⑥ ケーブルの架設作業が容易であること
- ⑦ 防食が容易なこと
- ⑧ 曲がりやすいこと

これらの特性を有し、従来から斜張橋に使用されてきたケーブルの種類と特徴は、表-2.2のとおりである。どのケーブルを使用するかは、ケーブルの配置と使用する段数に関係がある。初期の斜張橋では、何本かのより線タイプのロープあるいはPWSを束ねて用いたが、1970年代からマルチケーブル形式の斜張橋が多くなるにつれ、PC鋼線や亜鉛メッキ鋼線を用いたグラウトタイプのケーブルが用いられるようになり、最近ではさらに、工場で防食構造まで施したノングラウトタイプのケーブルが用いられるようになって来た^{18,55,60~61)}。

(2) ケーブルの強度と安全率、ヤング係数

1) ケーブルの設計に関する各国の基準

斜張橋のケーブルとしては、ヨーロッパではロックドコイルロープ、英国系ではスパイラルロープ、

表-2.2 各種ケーブルの特徴

	より線ケーブル		平行線ケーブル		
	スパイラルロープ	ロックドコイルロープ	PWS	グラウトタイプケーブル	ノングラウトタイプケーブル
素線及び形状	素線のより方がスパイラル形式のロープ	外層線に異形線を用いたスパイラルロープ	亜鉛めっき鋼線を平行に束ねたもの	PC鋼線を平行に束ねたもの	亜鉛めっき鋼線を平行に束ねたもの
引張強度 (kgf/mm ²)	130 ~ 150	130 ~ 150	160	165	160
ヤング係数 (kgf/mm ²)	16,000	16,000	20,000	20,500	20,000
防食	素線亜鉛めっき + 塗装	素線亜鉛めっき + 塗装	素線亜鉛めっき + ラッピング + 塗装 素線亜鉛めっき + プラスチックラッピング	グラウト + ポリエチレン管	素線亜鉛めっき + グラウト + ポリエチレン管
断面図					

わが国では平行線ケーブルを用いた例が多い。ケーブルの設計について種々の基準や案が出されているが、平行線ケーブルとロックドコイルロープについての比較を表-2.3、表-2.4に示す。

DIN1073 の規定はケーブルの設計法に関しては最も詳細にわたっている。公称引張り強度に対する許容応力度は、その安全率が構造用鋼材の安全率 (St37と St52の平均値) に等しくなる様に定めている。平行線ケーブルでは有効破断荷重の減少は考えてないが、ロックドコイルロープでは 8 %の減少を考慮しているので、両者の安全率はそれぞれ約2.2、2.4となっている。施工例ではロックドコイルロープの安全率を 2.5程度としている例が多い。疲労に対しては、 k (=最小応力/最大応力) の関数で許容応力度を低減させている。 $k = 0$ の場合にはロックドコイルロープで $\sigma_H = 20\text{kgf/mm}^2$ 、平行線ケーブルで $\sigma_H = 25\text{kgf/mm}^2$ となる。鉄道併用橋に斜張橋を採用する場合には疲労設計が不可欠である。また、道路橋で疲労設計を行う場合、活荷重応力度を50%~80%に低減している。

ASCE の斜張橋に関する暫定基準は DIN1073に比べて幾分高い安全率を採用しているが、HiAm アンカーを用いた平行線ケーブルに関しては DIN と同一の安全率を用いている^{53,54)}。

本四公団基準案は吊橋ケーブルに関するものであるが、平行線ケーブルの許容応力度が従来 $\sigma_a =$

表-2.3 平行線ケーブル

		道路橋示方書 (1980)	DIN 1073, DIN 18800 (1974) (1985)	ASCE Recommendation (1977)	本四公団基準案 (1978)
引張強さ ワイヤ		160~180kgf/mm ²	公称引張り強度 (β_N) は1800N/mm ² (180kgf/mm ²) を超えないこと	_____	160kgf/mm ² 以上 180kgf/mm ² 以下
ストランド	(ワイヤの引張強度) × 0.95	_____	_____	_____	
許容応力度		引張強さの 1/3	$\sigma_H = 0.45 \cdot \beta_N$ $\sigma_{HZ} = 0.50 \cdot \beta_N$ Hは主荷重；Zは従荷重	・保証破断力の38%~40% ・Hi-Am アンカーを用いた場合は、保証破断力の45%	$\sigma_a = 64\text{kgf/mm}^2$
疲労に対する照査		{示方書の規定はないが、特記仕様書によって照査している。}	$k < 1.118 - \frac{62.09}{\beta_N}$ のとき $\sigma_D = \frac{25.00}{1-0.895k}$ $k \geq " \quad \sigma_D = 0.45 \cdot \beta_N$ $k = \frac{\text{最小応力}}{\text{最大応力}}$ $\sigma_D = \text{許容応力度}$	_____	$\sigma_{fa} = \frac{30}{1-k}$ ただし許容応力度以下 $k = \frac{\text{最小応力}}{\text{最大応力}}$
安全率	3	$\nu_H \geq 2.2$	2.7 ~ 2.5 (≈ 2.2 Hi-Am の場合)	2.5	
ヤング係数	$2.0 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$	$0.20 \times 10^6 \text{ N/mm}^2$ ($2.0 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$)	$28 \times 10^6 \text{ psi} \sim 28.5 \times 10^6 \text{ psi}$ ($1.97 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$ $\sim 2.00 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$)	$2.0 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$	

表-2.4 ロックドコイルロープ

		道路橋示方書 (1980)	DIN 1073, DIN 18800 (1974) (1985)	ASCE Recommendation (1977)
引張強さ ワイヤ		130 ~ 175kgf/mm ² (線径、線形により異なる)	公称引張強度 (β_N) は1800N/mm ² (180kgf/mm ²) を超えないこと	_____
		_____	_____	_____
許容応力度		引張強さの 1/3	$\sigma_H = 0.42 \cdot \beta_N$ $\sigma_{HZ} = 0.46 \cdot \beta_N$ Hは主荷重；Zは従荷重	・保証破断力の 1/3
疲労に対する照査		{示方書の規定はないが特記仕様書によって照査している。}	$k < 1.116 - \frac{53.15}{\beta_N}$ のとき $\sigma_D = \frac{20.00}{1-0.896k}$ $k \geq " \quad \sigma_D = 0.42 \beta_N$ $k = \frac{\text{最小応力}}{\text{最大応力}}$ $\sigma_D = \text{許容応力度}$	_____
安全率	3	$\nu \geq 2.4$	3	
ヤング係数	$1.6 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$	$0.16 \times 10^6 \text{ N/mm}^2$ ($1.6 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$)	$24.18 \times 10^6 \text{ psi}$ ($1.70 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$)	

注： 本四公団基準案にはロックドコイルロープについてふれられていない。

56 kgf/mm² であるのを $\sigma_a = 64\text{kgf/mm}^2$ にするように提案したものである。この基準によれば、引張強さに対して 2.5 の安全率、2 次応力を含めたケーブル最大応力は引張強さに対して約 2.0 の安全率、降伏点（この場合の降伏点は $\sigma_{0.2\%}=126\text{kgf/mm}^2$ を用いている）に対しては 2.0 の安全率がそれぞれ確保されることになる。

道路橋示方書では、ロープや平行線ケーブルに対し、降伏点に相当する応力として 0.7 % 全伸び耐力をとることにしており、この耐力に対して約 2.0 の安全率をとるとすれば、引張り強さに対する安全率が約 2.8 となる。ケーブルは構造用圧延鋼材に比べて素線間の応力の不均一が生じやすく、また曲げ剛性などによる二次応力も考慮しなければならないので安全率を 3.0 にとっていたが、長大吊橋のように死荷重応力の占める割合が大きい場合、安全率を若干低減することも許されることなどから、新しい道路橋示方書³⁸⁾では斜張橋ケーブルの安全率は 2.5 としている。

2) ケーブルのヤング係数

斜張橋のケーブル材料（ロープ、ストランド）そのものの持つヤング係数は、表-2.3、表-2.4 に示したとおりであるが、ケーブルとして張り渡した場合には、自重によりサグが生ずるため、ケーブル張力に応じて見かけ上ヤング係数が低下する。ケーブルのヤング係数が斜張橋全体の剛性に及ぼす影響は非常に大きく、設計上無視することはできない。サグのあるケーブルの等価ヤング係数は次式で表わされ、ケーブル応力との関係で表わすと、図-2.31 のようになる^{18,59,64)}。

$$E_{EFF} = \frac{E_0}{1 + \frac{\gamma^2 \cdot \ell^2 \cdot E_0}{12\sigma^3}} \quad (2.2)$$

ここで、

- E_{EFF} : サグのあるケーブルのヤング係数
(等価ヤング係数)
- E_0 : 直線ケーブルのヤング係数
- γ : ケーブルの単位長さ当たりの重量
- ℓ : ケーブルの水平投影長
- σ : ケーブルの引張応力

式 (2.2) や、図-2.31 からも明らかなように、等価ヤング係数に大きく影響を及ぼすのは、ケーブルの応力、水平投影長およびケーブルの単位長さ当たりの自重であり、特にマルチケーブル形式の斜張橋で、セメントモルタルでグラウトする構造のケーブルの場合には、見かけの単位重量が大きくなるため、ヤング係数の面からは不利な傾向となる。いずれにせよ、ケーブルの応力が高い状態で使用する方が有利となる。

また、H.J.Ernst によれば、応力が変化する場合の等価ヤング係数は、次式のようである。

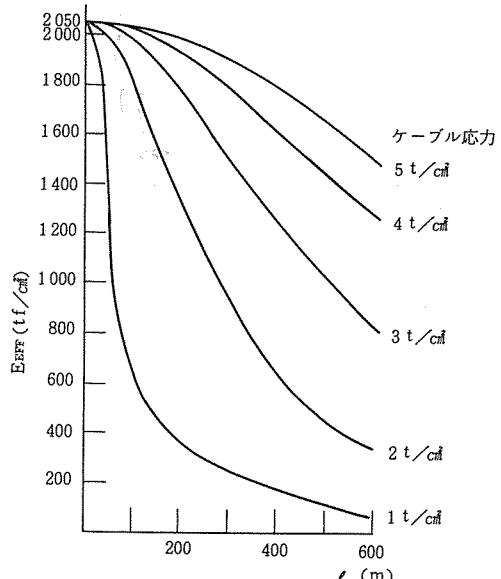


図-2.31 応力と等価ヤング係数の関係

$$E_{EFF} = \frac{E_o}{1 + \frac{\gamma^2 \cdot \ell^2}{12 \sigma_m^3} \times \frac{(1+\mu)^4}{16\mu^2} \times E_o} \quad (2.3)$$

ここで、

$$\sigma_m = \frac{\sigma_0 + \sigma_u}{2}$$

$$\mu = \sigma_0 / \sigma_u$$

ただし、 σ_0 ：最大応力

σ_u ：最小応力

ASCE の暫定基準案によれば、計算にはサグを考慮した等価ヤング係数を用いることとしており、応力が変化する場合には、次式を用いてよいとしている。

$$E_{EFF} = \frac{E_o}{1 + \frac{(\gamma \cdot \ell^2)^2 (T_i + T_f) A_s E_o}{24 T_i^2 \cdot T_f^2}} \quad (2.4)$$

ここで、

A_s : ケーブルの断面積

T_i : 初期張力

T_f : 最終張力

上記 3 つの式のいずれを採用しても、良好な精度を得たことが報告されている。

(3) ケーブルの疲労強度

吊橋のケーブルの場合には、鉄道橋を除き発生応力のほとんどが死荷重によるものであり、活荷重による応力変動が小さいため疲労強度がほとんど問題にならない。これに対し、斜張橋のケーブルでは、活荷重の応力変動による疲労強度の検討が重要な検討項目となる。特にマルチケーブルを採用し、主桁剛性が小さく、斜張橋全体として剛性を確保しようとする形式の斜張橋では、ケーブルの疲労強度は設計上非常に重要な事項となる。

素線、スパイラルロープやロックドコイルロープ等のより線ロープ、平行線ケーブル等の疲労強度に関する研究は数多く実施され発表されているが、これらの研究成果によれば、ロープやストランドそのものの疲労強度よりも、ソケット定着部の疲労強度が特に問題であることが明らかにされている。したがって疲労に関しては、ケーブルの一般部以外における構造細目について疲労を考慮する必要がある。

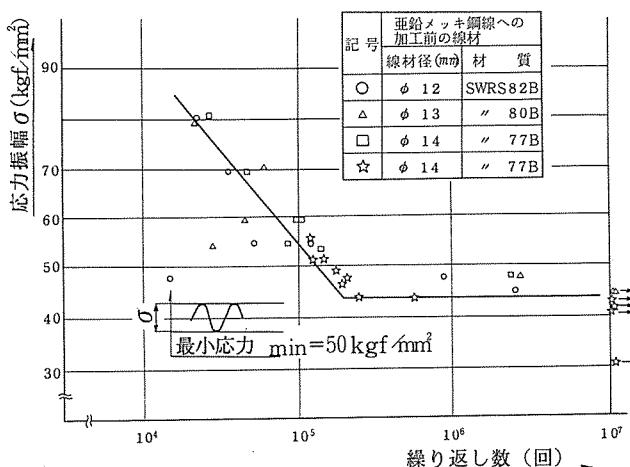


図-2.32 φ7mm 亜鉛メッキ鋼線疲労試験結果

1) ワイヤの疲労強度

ワイヤの疲労強度に関する研究は、数多く行われているが、わが国の JSSC または HBS (本四公団基準) G 3501 に準拠した平行線ケーブル用亜鉛メッキ鋼線(直径 7mm)の疲労試験結果を示すと、図-2.32のようである。この結果からもわかるように、ワイヤそのものについては、十分な疲労強度を有している^{52,56,62)}。

2) ケーブルの疲労強度

前述したように、斜張橋のケーブルは吊橋のケーブルに比べて活荷重による応力変動が大きいため、疲労強度について十分な検討が必要であるが、ケーブルの疲労強度という面で一般に最も弱点となるのはソケット定着部である。ケーブルのソケットとしては、従来から図-2.33に示すように、ソケット内でケーブルを構成する素線をほうき状に開いて亜鉛銅合金を鋳込み、ワイヤと鋳込み合金との付着および鋳込み合金のくさび効果で定着メカニズムを形成するソケットが用いられてきたが、合金鋳込み時にソケット内のワイヤが熱影響を受けることや、ソケット口元部におけるワイヤのフレッチング損傷(金属が金属または非金属面に押しつけられた状態で微小な往復摩擦または繰返しを受ける部分に発生する腐食現象)等により、疲労強度は応力振幅で $10 \sim 15 \text{kgf/mm}^2$ となり、斜張橋のケーブルに要求される疲労強度としては、若干不足する。そのため、ソケット部でのケーブル疲労強度を改善するために、種々の工夫がなされている^{57,58,63,66)}。

(4) ケーブルソケット

現在、使用されている代表的なソケットには、以下に述べるようなものがあり、これらを比較すると表-2.5のようになる。

1) 亜鉛合金鋳込み定着 (図-2.33)

表-2.5 ソケット定着部の比較

	亜鉛合金鋳込み定着	樹脂、鋼球鋳込み定着	亜鉛銅合金鋳込 + 口元部樹脂定着								
使用実績	吊橋、斜張橋に使用実績が多い。 かもめ大橋、大和川橋梁等	海外、国内とも使用実績が多い。 櫻石島橋、岩黒島橋、菅原城北大橋等	比較的新しくまだ使用実績は多くない。 横浜ベイブリッジ、菅原城北大橋等								
定着材料	亜鉛(98%) + 銅(2%)	エポキシ樹脂 + 鋼球 + 亜鉛粉末 (体積比 27 : 55 : 18)	亜鉛(98%) + 銅(2%)								
鋳込み温度	融点 420°C, 鋳込み温度 460 ± 10°C	常温 35°C, 加熱養生 100°C	亜鉛銅合金 460 + 10°C, エポキシ樹脂 常温								
疲労強度	高温鋳込みのための熱影響による 素線の疲労耐力の低下がおこる。	低温鋳込みのため素線に熱影響を与えない。	ソケット口元部に低温鋳込みのエポキシ 樹脂を用い、熱影響が避けられ、さらに 耐微動腐食性にすぐれている。								
材料の特徴	<ul style="list-style-type: none"> 亜鉛銅合金と素線の付着応力 $\beta = 0.87 \text{kgf/mm}^2$ 亜鉛銅合金とソケット壁面の 摩擦力 摩擦係数 $\mu = 0.2$ 	エポキシ樹脂 …… 強度、韌性、付着力を改良したもの (HiAmコンパウンド) 付着応力 $r \geq 1 \text{kgf/mm}^2$ (荷重分担 100% Pu) 温度 80°C で強度 70% に低下 150 ~ 200 °C で強度 0 銅 球 …… $\phi 1 \sim 2 \text{mm}$, 硬度 Hv = 300 ~ 500 アーチ作用(鋼球のみの荷重分担 95%) 亜鉛粉末 …… 純度 95% 以上, 平均粒度 10 μ 以下 防錆、流動性、付着性、密実性、耐熱性の向上を図る スペーサー …… 鋼線頭をスペーサープレートに固定して、加工時テーパー状に拡げ形づくる。	<ul style="list-style-type: none"> 亜鉛銅合金と素線の付着応力 $\beta = 1.12 \text{kgf/mm}^2$ 亜鉛銅合金とソケット壁面の摩擦力 摩擦係数 $\mu = 0.2$ <table border="1"> <thead> <tr> <th>区分</th><th>特性値</th></tr> </thead> <tbody> <tr> <td>成分</td><td>Zn 98% Cu 2%</td></tr> <tr> <td>比重</td><td>7.18</td></tr> <tr> <td>融点</td><td>422 °C</td></tr> </tbody> </table>	区分	特性値	成分	Zn 98% Cu 2%	比重	7.18	融点	422 °C
区分	特性値										
成分	Zn 98% Cu 2%										
比重	7.18										
融点	422 °C										

これは、ワイヤーロープの端末定着に古くから用いられている一般的な方法で実績が多い。定着メカニズムは、図示のように、ソケット内で広げたケーブルを形成するワイヤと鋳込み材との付着および鋳込み材のくさび効果により、ケーブルがソケットと一体になってケーブル張力を伝達するものである。鋳込み材には、外国では純亜鉛が用いられることが多いが、わが国ではクリープを考慮して、亜鉛98%，銅2%の合金が用いられている。

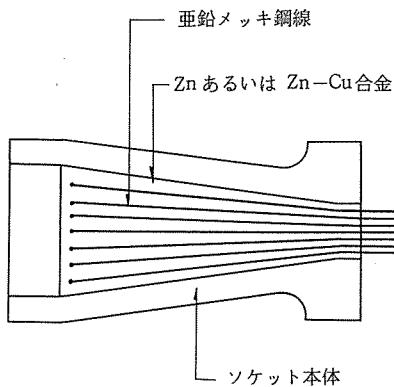


図-2.33 亜鉛合金鋳込み定着

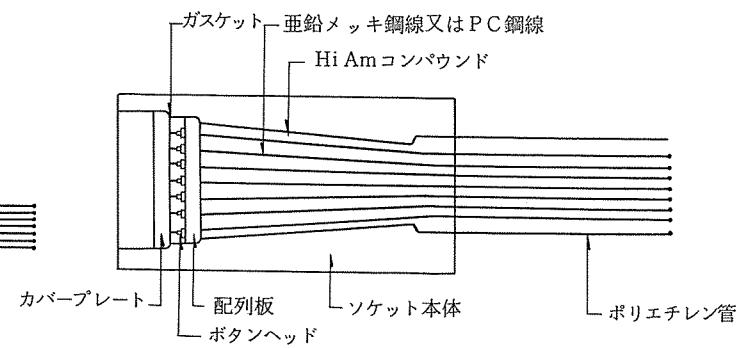


図-2.34 鋼球+樹脂鋳込み定着

2) 鋼球+樹脂鋳込み定着（図-2.34）

鋼球、エポキシ樹脂、亜鉛粉末を常温で鋳込むことにより疲労強度を改善した定着法で、そのメカニズムは鋼球によるアーチアクションであり、斜張橋のケーブルとしては、使用実績が多い。

3) 亜鉛銅合金+口元部エポキシ樹脂定着（図-2.35）

定着メカニズムは亜鉛合金鋳込みと同じですが、ソケット口元部にエポキシ樹脂を常温で鋳込むことにより疲労強度を高くしたソケットである。

(5) ケーブルの防食

1) ワイヤの防食

ケーブルは、斜張橋を構成する部材の中では最も重要な部材の一つであるから、力学的性質の確保はもとより、防食、耐久性の面においても十分に検討することが必要である⁶⁵⁾。

まず、ケーブルを構成するワイヤの防食であるが、吊橋では従来から亜鉛メッキ鋼線が用いられており、斜張橋の場合も、特殊なケーブルを除いて、亜鉛メッキ鋼線をベースとしてケーブルを構成することが多い。特に、ロックドコイルロープのように外側の防食にペンキ塗装を用いる場合でも、亜鉛メッキ線を用いる必要がある。当初、裸線のロックドコイルロープを用いた Maracaibo 橋(ベネズエラ)や、外側2層のみを亜鉛メッキとし、内側素線が裸線で構成されたロックドコイルロープを使用した Köhlbrand 橋(西ドイツ)では、いずれもロープが早期に腐食したため、結局すべて亜鉛メッキワイヤを用いたロックドコイルロープに取りかえられた⁶⁷⁾。

2) ケーブルの防食

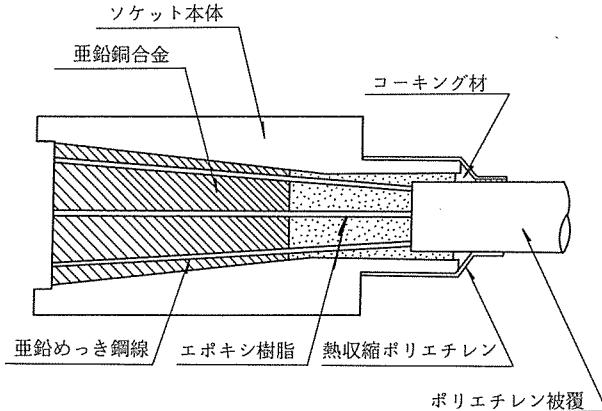


図-2.35 亜鉛銅合金+口元部エポキシ樹脂定着

斜張橋のケーブル表面の防食法としては、ペンキ塗装、プラスチックラッピング、テープ被覆、チューブ被覆、押し出し被覆がある。

a) ペンキ塗装

ペンキ塗装は最も普通の防食法であり、斜張橋のケーブルにおいても使用実績が多い。ロープを束ねた形式のケーブルでは、ロープ間の凹凸を埋めるのにシール材を使用している場合が多い。

b) プラスチックラッピング

ガラス繊維で強化した厚さ数 mm の耐候性プラスチック (FRP) でケーブルを覆うものであり、最初は、吊橋主ケーブルのワイヤラッピングに代わる方法としてアメリカで開発されたものである。

工法の種類としては、現場で直接ケーブルに積層していくハンドレイアップ工法と、あらかじめ工場でプラスチックカバーを成形・製作しておき、現場では接合作業のみを行うプレハブセグメント工法とがある。ハンドレイアップ工法の例としては豊里大橋、末広大橋があり、プレハブセグメント工法の例としてはかもめ大橋、大和川橋梁がある。

c) テープ被覆

アメリカで開発された上記のプラスチックカバリングに対して、このテープ被覆は西ドイツで開発されたもので、その構成は次のとおりである。

- ① 亜鉛クローム酸塩とポリウレタンの混合剤のケーブルへの含浸
- ② ポリエステル格子網の被覆
- ③ 最小 4 mm 厚のポリウレタンテープの被覆
- ④ 外面塗装

本方法は Kurt-Schumacher 橋に適用された。

d) チューブ被覆（グラウトタイプ）

高密度ポリエチレンなどのチューブにストランドを挿入し、空隙をセメントミルクなどで充填する方法である。充填材の充填状態の確認は、チューブ下部より注入されたセメントミルクの上部孔からのオーバーフローにより行っている。藤戸・日の浦橋や名港西大橋はこの工法を採用している。また櫃石島橋・岩黒島橋ではグラウト材としてポリブタジエンを充填している。

e) 押し出し被覆

亜鉛めっき鋼線の束に直接ポリエチレンを押し出し被覆するもので、リールへの巻き取りを容易にするために、ケーブルにはわずかの撓りが加えられている。現場でのグラウト作業がなく、工期が短縮されるので、最近我が国での主流となりつつある。製品としては、NEW-PWS と HiAm-SPWC とがある。このタイプのケーブルは横浜ベイブリッジや菅原城北大橋等に採用されている。

2.3.4 支 承

支承は上部構造に作用する種々の荷重を支持するとともに、その支持反力を下部工に伝達する重要な部材である。斜張橋では、支承配置が構造特性に大きな影響を与えるので、支承については橋梁全体の構造計画の中で十分に検討されなければならない。また、支承は設置される環境も良好でなく、架設後の取り替えも容易ではないので、耐久性の良い構造を採用する必要がある。塔と主桁の交差部や端支点部などでは、支承の設置空間に制約のある場合が多く、主桁側の構造も考慮し、施工性および維持管理などにも注意が必要である。

(1) 支承の配置

主桁は、塔位置や橋脚上で鉛直方向、および橋軸・橋軸直角方向に支持される。ここでは、主桁を支持する基本的な支承の配置について説明する¹⁾。

1) 鉛直反力に対する支承配置

a) 塔位置における支承配置

塔位置において主桁を支持する代表的な支承配置を図-2.36に示す。

① 1本柱分離構造の場合（図-2.36(a)）

塔が1本柱形式で塔と主桁が分離された構造の場合、塔は直接橋脚に固定されるが、主桁の両側には、主桁のせん断力とねじりモーメントに対して、鉛直反力支承が配置される。この場合は各反力の伝達は明確であるが、塔と主桁の交差部の構造が複雑になる。実施例としてはFriedrich-Ebert橋、Rama IX橋、府中湖橋などがある。

② 1本柱剛結構造の場合（図-2.36(b)）

塔が主桁に剛結された構造の場合には、主桁の反力以外に塔からの大きな軸力を伝達することになるので、一般に、塔直下と主桁の両外側に支承を配置する。塔直下の支承（塔支承）は塔からの軸力と主桁のせん断力による反力を、両外側の支承（桁支承）は主桁のせん断力とねじりモーメントによる反力を伝達する。しかし、剛性の大きな塔基部で3点支持となるから、反力分担が不明確で、組立て誤差による反力の変動が大きく、また、主桁の正反力が小さい場合には、ねじりモーメントによって負反力が作用するので次のような対策が施されることがある。たとえば、大和川橋梁やかつしかハープ橋では、塔基部の組立後に塔支承の高さを低くして、塔支承から桁支承に反力を移行させ、桁支承の負反力の発生を抑えるような方法がとられた^{42,34)}。一方、同じ1本柱剛結構造でもかもめ大橋では塔下に支承を設けず、2個の桁支承で支持する構造を採用している。したがって、塔の軸力は基部の横梁を介して桁支承に伝達されるので、3点支持の問題はなくなるが、塔基部横梁の断面が大きくなる。

③ 2本柱剛結構造の場合（図-2.36(c)）

塔が2本柱形式の場合には、支承がそれぞれの塔下に配置されることが多い。実施例としては新大橋などがある。

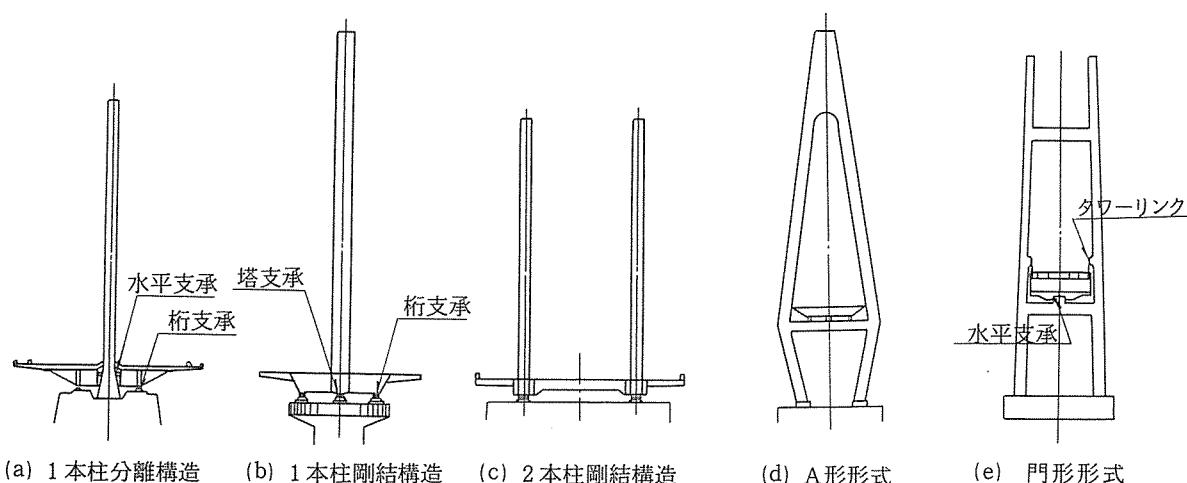


図-2.36 塔位置における主桁の支承配置

④ A形形式、門形形式の場合 (図-2.36(d), (e))

塔がA形および門形形式の場合は、それぞれ主桁のせん断力とねじりモーメントに対し主桁の両側に鉛直反力支承が配置されるのが普通である。実施例としては安治川橋梁や横浜ベイブリッジなどがある。

一般に、塔位置に鉛直反力用支承を設けると、主桁に大きな負の曲げモーメントが生じるので、マルチケーブル形式の斜張橋では、塔付近の主桁もケーブルで吊下げ、支承を設けないことがある。これはフローティングシステムと呼ばれ、Ludwigshafen橋、Köhlbrand橋、Zárate-Brazo Largo橋、Rande橋、Willems橋、東神戸大橋などで採用されている。

b) 端支点、中間橋脚位置における支承配置

端支点や側径間の中間橋脚では正反力も生じるが、大きな負反力が生じる傾向がある。このような場合には、主桁の両側に正・負の両反力を伝達できるペンドル支承やピン支承を使用することが多い(図-2.37)。

2) 橋軸直角方向反力に対する支承配置

一般に、鉛直反力用の支承が橋軸直角方向の水平反力をも支持するように設計されることが多い。しかし、鉛直反力用の支承にリンク形式の支承(タワーリンク、ペンドル支承など)が採用される場合には、水平反力を支持できないので、水平支承が設置される(図-2.36(e), 図-2.37)。また、水平支承は、特に水平反力が大きい場合や水平力を支持する支点を明確にする場合などにも設けられることがある。水平反力を支持する支承は図-2.36(a)のような場合には、塔と主桁の間に設けられることが多い。また図-2.36(b)のように支承の数が多い場合には反力分担が明確でないので、水平反力は塔下の支承だけで支持するように設計することもある。

3) 橋軸方向の支持方法

主桁の橋軸方向の支持形式は、1つの支点を固定にし、その他の支点は可動とするのが一般的である。しかし、橋梁の長大化に伴い、水平反力が大きくなり、固定支承および下部工が大規模になる傾向がある。そのため、表-2.6に示すような水平反力を分散・低減する方法が採用されている。

① 1点固定方式

これは1つの固定支承により全水平反

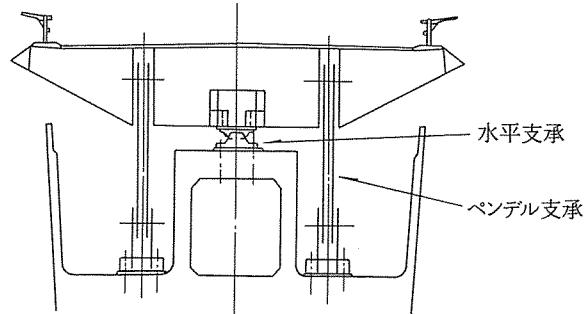


図-2.37 端支点の支承配置例

表-2.6 橋軸方向の支持形式

形 式	支 持 形 式	実 施 例
① 1点固定		大和川橋梁, 東広大橋, 六甲大橋, かもめ大橋, Luling橋など多数
② 多点固定	フレキシブルピア 	安治川橋梁(塔位置固定) St. Nazaire(端支点固定)
	ダンパー 	Zarate-Brazo Largo橋
③ 弹性固定	スプリングシャー 	櫻石島橋, 岩黒島橋
	弾性拘束ケーブル 	名港西大橋
④ オールフリー		Friedrich Ebert橋 Rande橋 横浜ベイブリッジ 東神戸大橋

力を支持する方法で、通常の規模の斜張橋や橋脚高さが低い場合など、固定支承および下部工が問題なく設計できる場合に採用される形式である。実施例としては表-2.6に示すように、多くの橋がある。水平反力は鉛直反力用の固定支承で支持される場合が多いが、別個に水平支承を設置することもある。

② 多点固定方式

これは固定支点の数を増して地震時の水平反力を分散させる方法である。この場合、支点拘束による温度応力を開放する必要があり、次のような方法がとられている。1つは、桁下空間が大きい場合に塔や橋脚の変形を利用する方法で、たとえば安治川橋梁は塔位置で固定、St.Nazaire橋は端橋脚位置で固定となっており、これらの固定支承のある塔や橋脚が変形し易いフレキシブルピアとして設計されている。もう1つは、水平方向にダンパーを設置して、水平の動きが急激な地震時には固定支点として、またゆるやかな温度変化時には可動支点として、それぞれ機能させる方法である。この方法は、Zárate-Brazo Largo 橋の中間支点などに採用されている。

③ 弾性固定方式

これは橋軸方向に主桁をばね支持し、そのばね定数を調整することで固有周期を変え、固定支点に作用する水平反力の低減を図る方法である。樅石島橋・岩黒島橋では、両端支点に橋軸方向のスプリングシューを設け、上部工の固有周期を3.6秒と長くすることによって、地震による応答加速度を小さくし、水平反力を低減させている。さらに、移動制限装置としてゴムストッパーシューを設けている。また名港西大橋では、塔と主桁を弾性拘束ケーブルで結ぶ方法を採用している³²⁾。

④ オールフリー方式

これは主桁を橋軸方向に拘束せず、塔からケーブルで吊られただけの系（フローティングシステム）とすると、主桁の橋軸方向の固有周期が長くなり地震荷重が軽減されるという斜張橋の構造的な特徴を利用した方法^{68,69)}であり、表-2.6に示すような橋梁などで採用されている。しかし、この方法は水平変位が大きいので、伸縮装置の移動量などにも注意が必要である。東神戸大橋では、大地震時に橋体の橋軸方向の水平変位を減じるために、端部にオイルダンパーを設置している。

上記の支持形式の中で、特に、③と④は構造全体の動的挙動を制御する方法であるから、全体構造系との関係を基本計画の段階で検討しておかなければならぬ。

4) 回転変形の処理方法

支承は回転に対しては自由に変形するように設計されるのが普通である。各支承の回転変形が1方向だけない場合は、それぞれの方向に回転自由な支承形式（ピボット支承など）を採用することが多い。また、橋梁を横断面方向に見た場合、主桁の両外側の支点を橋軸方向に固定すると、主桁の鉛直軸回りの回転を拘束し、大きな水平反力が作用することもあるので、固定橋脚位置でも両外側の支承は可動とすることもある（図-2.38）。さらに、横断面のたわみや温度変化などによる主桁

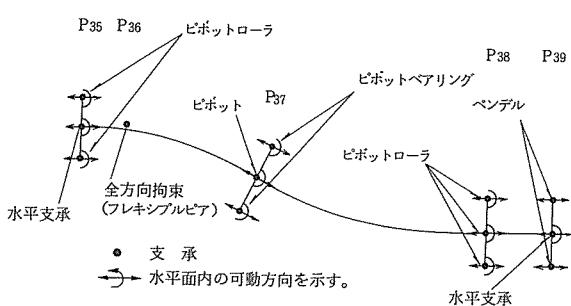


図-2.38 支承配置の例（かつしかハープ橋）

幅員方向の変形にも注意が必要である。横浜ベイブリッジのタワーリンクおよびエンドリンク支承では、横方向への変形を考慮し、球面軸受けを用いたユニバーサルヒンジ構造が用いられている³³⁾。

(2) 支承の構造

斜張橋の支承は、作用反力の種類により次のように分類することができる。ここではそれぞれの支承の中で、主に特殊な支承について簡単に説明する。

1) 鉛直反力支承

鉛直方向の正反力に対する支承としては一般橋梁と同様なものが用いられる。すなわち、ピン支承、ピボット支承、ペアリングプレート支承、ローラー支承、ゴム支承などである。また負反力が作用する場合や移動量が大きい場合にはリンク形式などの特殊な支承が使用される。

Friedrich-Ebert 橋の主桁は正反力用のネオトップ支承で支持されているが、負反力も作用するので、これに対してプレストレスを導入したケーブルペンデル支承が使用されている（図-2.39）。主桁がトラス形式の櫃石島橋・岩黒島橋、横浜ベイブリッジの中間支点には、可動支承として主構を塔から吊り下げるタワーリンクが用いられた。

端支点の鉛直反力支承にも正反力の他に負反力が作用する場合には、正・負の反力を伝達できるリンク形式のペンデル支承（図-2.40）やピン支承が使用される。リンク形式の支承の場合、水平移動に伴う主桁の上下動を抑え、ピンの2次応力を低減させるためにも、アーム長を適度に長くするのが良い。

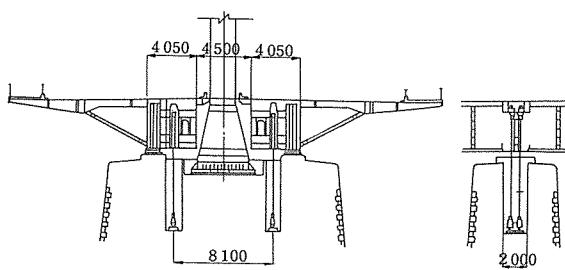


図-2.39 ケーブルペンデル支承の例

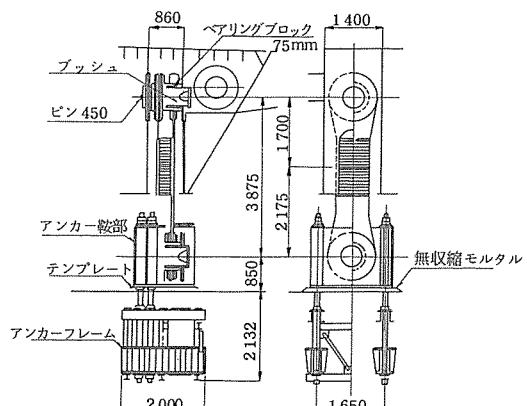


図-2.40 ペンデル支承の例

2) 橋軸直角方向の水平支承

鉛直反力支承で橋軸直角方向の水平反力を支持することが多いが、鉛直反力支承がリンク形式の支承の場合には、水平支承（ウインドシュー）が用いられる。図-2.41は、大和川橋梁の端支点に用いられた水平支承で、橋軸方向の移動と鉛直軸回りの回転が可能な支承

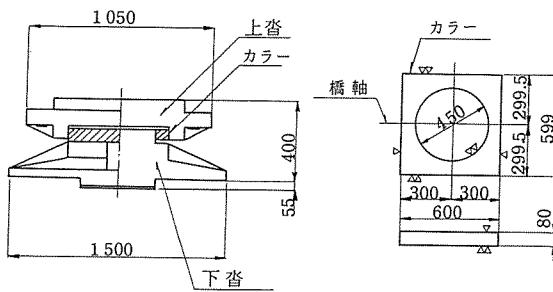


図-2.41 水平支承の例

である。また櫃石島橋・岩黒島橋では、中間支点・端支点とも水平支承としてペアリングプレート支承を水平方向に設置している。

3) 橋軸方向の水平支承

通常、鉛直反力用の固定支承で橋軸方向の水平支承を兼用することが多い。弾性支持する水平支承としては、図-2.42に示すような櫃石島橋・岩黒島橋に採用された支承などがある。これは橋軸方向の変位を下部工に固定した三角リンクを介して鉛直方向変位に変え、三角リンク下端を皿バネとオイルを納めたスプリングシューで弾性支持したものである。

2.3.5 伸縮装置

伸縮移動量が通常の橋梁の範囲であれば、斜張橋でも桁橋などに使用されている伸縮装置が用いられる。しかし、長大斜張橋の場合には、大きな伸縮量に対応した伸縮装置が必要で、吊橋と同様のものが使用される。構造形式としては、くし形式、ローリングリーフ形式（デマーク形式）およびリンク形式などがある。これらの形式は、それぞれ大和川橋梁、Köhlbrand 橋、櫃石島橋・岩黒島橋などで使用されている。ここでは図-2.43にリンク形式の例を示す。

伸縮装置の選定に当っては、伸縮移動量や車両の走行性などの機能的な面のみならず、排水の処理や取り替え方法などの維持管理の面についても十分考慮しておくことが重要である。

2.3.6 維持管理設備

(1) 斜張橋の維持管理

橋梁を建設する際の基本条件が、工期内に安全かつ経済的に施工するということであるのは他の公共構造物の場合となんら変わることはない。わが国において橋梁の整備が不十分であった時代では、この経済的に施工するという条件を満すために完成後の維持管理は二次的なものとされ、もっぱらその建設のみに力が注がれていた。これは橋梁本体に付随する維持管理用の設備についても同様であり、長大橋など特別な場合を除いては十分な管理用設備を有するものは少なかった。しかし、橋梁の整備もある程度達成されて来た今日では、長期的な計画に基づいて、橋梁を社会資本として保全して行くことが重要な課題となっており、また新たに橋梁を計画する場合には完成後の維持管理にも配慮した設計を行うことが必要条件となっている。

橋梁の耐用年数は一般に 50~100年として設計されるが、その長い期間中一貫した観点から点検・補修を続けることは極めて重要なことである。そのためには、基本思想の明確なメインテナスマニュアルを作成しておき、たとえ管理担当者の交代があろうともその考え方を継承し、首尾一貫した姿勢で維持管理を行うことが重要である。橋梁の管理・点検に関するマニュアル・基準として、海外では AASHTO のマニュアル (1978)⁷⁰⁾ や DIN 1976 (1983)⁷¹⁾ などがある。またわが国では道路橋の補修に関する便覧⁷²⁾が発行されており、一般の橋梁はこれらの基準・便覧に基づいて保守・点検が行われている。斜張橋の維持管理計画を立てるにあたっても、基本的には、これらの基準・便覧に準拠すること

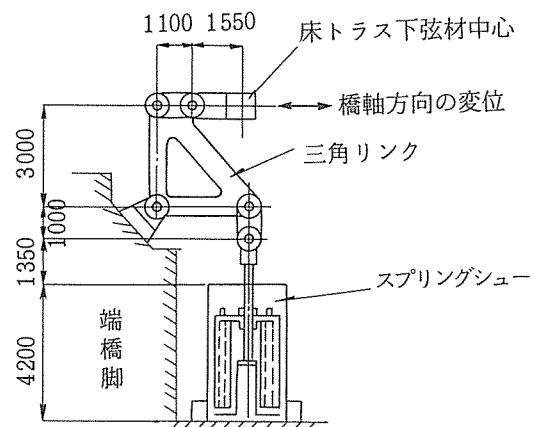


図-2.42 三角リンクおよびスプリングシュー

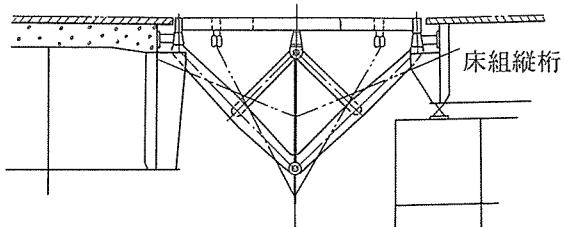


図-2.43 大きな伸縮量に対応した伸縮装置の例
(リンク形式)

となるが、さらに主部材であるケーブルの特質を十分に把握した上で計画を立てることが重要である。斜張橋における過去の損傷事例をみると、西ドイツの Köhlbrand 橋、イギリスの Wye 橋、ベネズエラの Maracaibo 橋など、ケーブルに関するものが多い。その原因はケーブルの腐食・疲労・振動などが主であるが、ほかにストランドやソケット合金部のクリープによるケーブル張力・主桁キャンバーの経年変化が問題となる場合もある。斜張橋を長期間に渡って使用して行くためには、設計段階からこのような問題点を十分に考慮して構造等を工夫しておくこととともに、完成後十分な保守点検が容易にできる設備を用意しておくことが必要である。

(2) 設計段階で考慮すべき事項

斜張橋において特に重要な部材であるケーブルの維持管理について考慮すべき事は以下の通りである⁷¹⁾。

- ① ケーブルの腐食防止は維持管理上の最重要項目の 1 つであり、防食法の良否により橋梁の寿命は大きく左右される。ケーブルの防食にかかる費用は建設工費に比べればわずかなものであり、またその改・補修のために要する少なからぬ費用を考えれば、多少工費が増加しても過剰品質とならない範囲内で最善のものを採用するべきである。
- ② ケーブル端部のソケット取付部は活荷重や風などによる繰返し曲げ応力が作用するため、疲労強度上最も留意すべき重要な箇所である。ケーブル本体の防食が万全でもソケット取付部での防食に問題があれば、それはケーブルにとって致命的な弱点となる。この部分の腐食を防ぐにはケーブル自体の防食を完全にすると共に、主桁や塔のケーブル定着構造部にも雨水が浸入したり滞留しないように防水・排水にも配慮しておく必要がある。
- ③ 防食法に最善をつくした上でも、万一の損傷の場合を考えてケーブルは取り替えが可能なものとしておくことが必要である。そのためにはケーブルは 1 ストランド毎に独立して張り渡すようにし、また取り替え時にケーブル定着位置まで油圧ジャッキやラムチェアが搬入可能な構造としておくことが必要である。
- ④ ケーブルやその定着合金はクリープ現象を生じる。そのため完成後、長期間にわたってケーブル張力や橋体の形状に経時的な変化が生じる。その量が設計上問題になると予想される場合には、予めこれらの影響を考慮して設計しておくと共に、完成後の変化を追跡できる設備を用意しておくことが重要である。この場合、完成時でのケーブル張力・橋体形状のデータを保存しておけば以後の維持管理に非常に役立つものとなる。
- ⑤ 風による有害な振動が予想される場合、完成後に制振装置が取付け可能なものとしておく必要がある。また現地における継続的な風の観測装置も必要である。

斜張橋の主桁や塔の維持管理については、桁橋・吊橋などの場合と同様に、塗装の劣化状態、鋼材の腐食の有無、部材の変形や損傷、ボルト類の緩みや損傷、雨水の浸入や滞留などの状況を的確に点検調査できる設備を配置しておくことが必要である。また、最近、長大斜張橋の増加と共に主桁・塔・ケーブル等に各種制振装置を附加したものが多くなっているが、その場合の維持管理の設備はこれらの保守・点検が可能なものとてしおくことが望ましい。装置としてダンパーなどの機械類を使用している場合には特に重要である。さらに支承や伸縮装置などの付属物についても、その機能が正常に働いているかどうか点検できるようにしておくことが重要である。

なお、複合構造斜張橋などにおいて、コンクリート構造部分のクリープ現象の経時的な影響を確認

する必要がある場合には、設計時において主桁のキャンバー、塔の倒れ量、ケーブル張力や、支承の移動量などの計測計画を確立しておき、そのために必要な機器・装置類を予め橋体に備え付けておくことが必要である。

(3) 維持管理設備の実例

斜張橋は、橋梁形式としては比較的新しいこと、わが国では橋梁の整備事業の方向が量産から蓄積・保全へと変わりかけてきた昭和50年代以降に完成したものが大半を占めること、また特に長支間橋梁に多いことなどから、長期間に渡って供用していくための維持管理については、設計段階から種々配慮されているものが多く、そのための設備も比較的よく整っているといえよう。

斜張橋に設置される維持管理の設備は、ケーブルに関する特殊なものを除いて一般橋梁のそれと大差ない。その基本は橋梁のあらゆる構造部分に接近できるような設備として、そのために検査車・エレベータ・ゴンドラ・各種点検通路・梯子・マンホール・吊り金具・照明設備などが設けられる。詳細は文献⁷³⁾に述べられているので、ここでは斜張橋におけるこれらの実例について簡単に紹介する。

1) 主桁の外面

主桁外面の維持管理は検査車・吊足場によるのが一般である。検査車は比較的規模の大きい長支間の斜張橋で使用される。わが国では末広大橋、大和川橋梁(写真-2.2)、名港西大橋、安治川橋梁、横浜ベイブリッジ(写真-2.3)などに設置されている。また最大支間長が200m程度以下の中小橋梁では吊足場を使用している例が多い。この場合、吊金具の配置については吊足場の設置手順を十分検討の上、決定する必要がある。

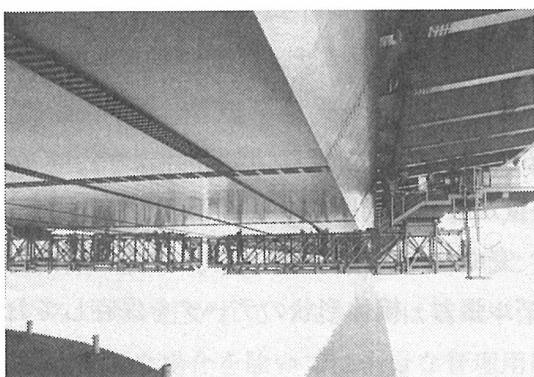


写真-2.2 大和川橋梁の検査車

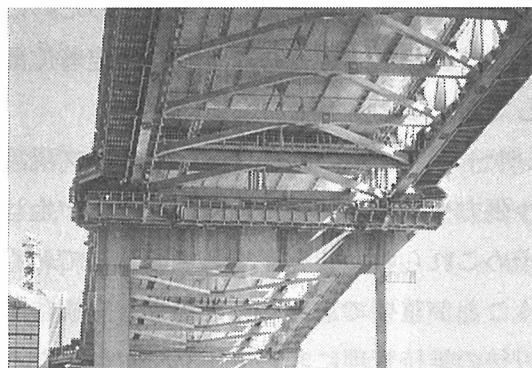


写真-2.3 横浜ベイブリッジの検査車

2) 主桁の内面

箱断面主桁内部の維持管理は検査路などの点検通路によって行うのが一般であるが、下フランジ自体を通路として使用できるため、特にこのような点検通路を設けない場合もある。また点検通路を架設時や将来ケーブルの取り替えが必要になった時にジャッキ等の運搬路として兼用している例もある。

主桁がトラス構造の場合には、櫃石島橋・岩黒島橋のように、桁内面にも検査車を設けた例がある。

3) 塔の外 面

塔外面の維持管理は塔頂部に金具類を設けておき、必要に応じて可搬式のゴンドラ装置を設置して維持管理する方法が採られている例が多い。塔外面を検査車で保守・点検する計画の例は、安治川橋梁や櫃石島橋・岩黒島橋などの長大斜張橋において見られるが、その数は少ない。安治川橋梁では塔外面にエレベータを設置しており(写真-2.4)，塔外面の維持管理はこのエレベータの軌条を利用して行うこととしている。

4) 塔 の 内 面

櫃石島橋・岩黒島橋のように長大橋で塔柱断面の大きい斜張橋では、塔内面にエレベータを設けているが、大多数の斜張橋では梯子やタラップにより維持管理を行うこととしている。

なお、主桁内面や塔内面に照明設備を設けておけば、安全かつ正確な点検・調査ができる、維持管理にとって非常に有効と考えられる。

5) ケーブル

通常の場合、ケーブルは橋面上から双眼鏡などにより、その塗装や被覆材の状況を調査するが、特に接近して検査をする必要がある場合にはトラッククレーンや高所作業車などを利用する。しかし、これらはその作業高さに制約があり、また安全面でも問題がある。海外ではすでに、ケーブル専用の点検装置が使用されている例もあり(写真-2.5)，わが国でも有効な装置の開発が望まれる。

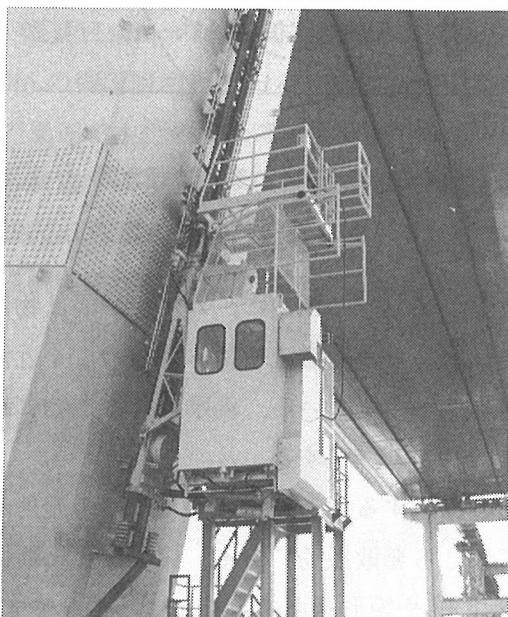


写真-2.4 安治川橋梁の塔外エレベーター



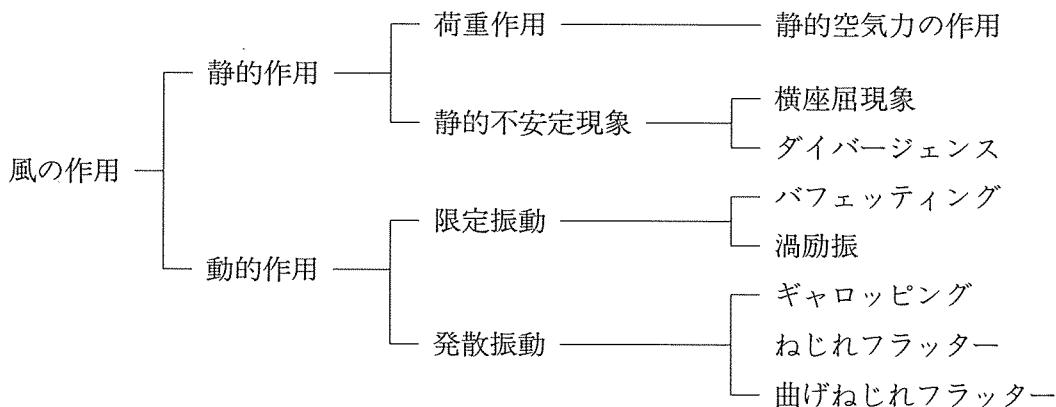
写真-2.5 ケーブル検査車

2.4 耐風設計

斜張橋は吊橋と同じように可撓性に富んだ構造物であり、静的問題だけでなく動的問題、特に耐風性についても十分検討しておく必要がある。吊橋では、1940年のTacoma Narrows橋の落橋事故以来、風による振動が問題としてよく取り上げられているが、斜張橋においても、主桁、塔、ケーブルそれぞれの風による影響を考慮しなければならないことが多い。このような斜張橋の耐風性の検討は、1960年以降スパンの長大化が進むとともに本格的に行われるようになり、風洞実験も数多く実施され、今日までにかなりの研究成果が報告されている。

2.4.1 橋梁に及ぼす風の作用

一般に、構造物に風が作用した場合に発生する挙動を分類すると次のようになる⁷⁴⁾.



このような風の作用の中で、特に斜張橋のような長大かつ柔軟な構造物に発生しやすい風の動的作用を考えると、概念的に図-2.44のようになると言われている⁷⁵⁾。通常、渦励振は比較的低風速域で発生し、風速および振幅とも限定的なものであるのに対し、発散的な振動はある風速を越えると急激に発生し、破壊に至るような振動現象である。

またバフェッティングは風の乱れによる構造物の不規則な振動であり、その振幅は風速が高くなるとともに増大する。

従来、渦励振はカルマン渦による共振と考えられてきたが、現在ではさらに、カルマン渦は物体のかなり後方に生じるため直接励振力とはならず、物体の前縁部からの剥離流や物体背後のごく近傍の流れなども原因になると考えられている限定的な振動を渦励振と呼んでいる。渦励振は構造物に致命的な損傷を与えることは少ないが、使用性・疲労損傷などの問題を誘起する。

ギャロッピングは、流れの中の物体が流れに直角方向の振動をすることによって見かけの迎角が生じ、流れの非対称性から発生した空気力が加振力となって生じる発散振動である。偏平な主桁断面の場合には起こりにくいが、一定以上の桁高を有する矩形断面の桁や矩形断面の塔などに起こりやすい。また、ケーブルでは、六角形断面や着氷した円形断面のような場合に発生することがある。

ねじれフラッターは、物体の前縁から剥離した境界層が物体に再付着する際の振動との位相差により起るねじれの発散振動であり、曲げねじれフラッターは、曲げ振動とねじれ振動の位相差が関係する発散振動である。これらは、吊橋で問題になることが多いが、斜張橋の主桁、特に箱桁の場合にはねじり剛性が大きいことから発現風速が高くなり、一般に問題となることは少ない。

このような風の作用により斜張橋の振動が問題になった例として、次のような報告がある。

(1) 主桁の振動

主桁の振動が生じた例として、カナダの Hawkshaw 橋の報告がある⁷⁶⁾。この橋は、主桁高さが約 2.44 m、主桁間隔が約 10m の鋼床版桁橋であり、自重は約 350kgf/m²であるが、供用開始後まもなく

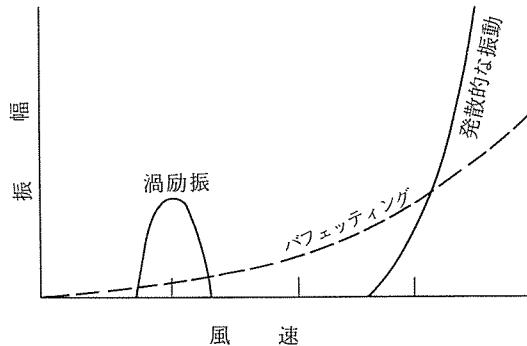


図-2.44 風による振動概念図

く11~13m/sec程度の風速で最大振幅20cmの振動を起こした。振動性状は曲げ1次対称モードの振動で、振動数は0.6Hzであった。これに対しては、風洞実験の結果に基づき、主桁の外側下向きに三角形のフェアリングを設け、さらに主桁間に底板を設けることによって、空力特性を改善し、振動発生を抑制している(図-2.45)。

イギリスのKessock橋においては、14m/sec程度の風により、0.52Hzの曲げ1次対称モードの振動が発生し、最大20cm程度の振幅で振動したとの報告がある。この橋では径間の中央部に8個のTuned Mass Damper

(以下、TMDと呼ぶ)を設けることにより、最大振幅を1.8cmまでに抑え、人体に感知できない程度に制振を図ったとのことである⁷⁷⁾。

わが国では、石狩河口橋の例がある⁷⁵⁾。この橋は、北海道石狩川の河口部に建設された、中央径間160m、幅員11.4mの3径間連続斜張橋であり、主桁は桁高2.0mの鋼床版箱桁である。振動は、架設時約10m/sec以上の風速で主桁のたわみ振動が発生し、桁閉合後の舗装前の状態では振動数約0.83Hz、最大振幅10cm、最大加速度290gal程度の振動を記録した。この橋では、建設前より風洞実験が行なわれ、図-2.46に示すように主桁にフェアリングが施されていたが、架設時に振動が起きたことにより、取り付けられたフェアリングを橋軸方向に1ブロックごとに取りはずし、振動の発生を抑制した。

(2) 塔の振動

塔には通常矩形断面が用いられるので、主として渦励振とギャロッピングの可能性が問題になる。塔は、架設時にケーブルが架設されるまでの状態で、比較的低い風速域での振動、特に渦励振の発生が問題になることが多い。また、完成時においても、1本柱形式の場合、ケーブルによる補剛効果が弱い橋軸直角方向の振動が発生する可能性も指摘されている。最近では、このような振動への対策として、空力ダンパーやTMDなどの制振方法が採用されることが多くなっている⁷⁸⁾。

(3) ケーブルの振動

ケーブルの振動では渦励振やギャロッピングが考えられる。ギャロッピングは、ケーブルに六角形断面を使用した場合に発生することがあると指摘されている⁷⁹⁾。また、2本のケーブルを水平に並列配置した場合に、上流側のケーブルの後流域に下流側ケーブルが位置することによって生じるウェークギャロッピングが、わが国の樅石島橋・岩黒島橋で発生したとの報告がある⁸⁰⁾。また、西ドイツのKöhlbrand橋はマルチケーブル形式の2面吊りの斜張橋であるが、風による振動と腐食のためにケーブルを供用後数年間で取り替えることになったと言われている⁸¹⁾。

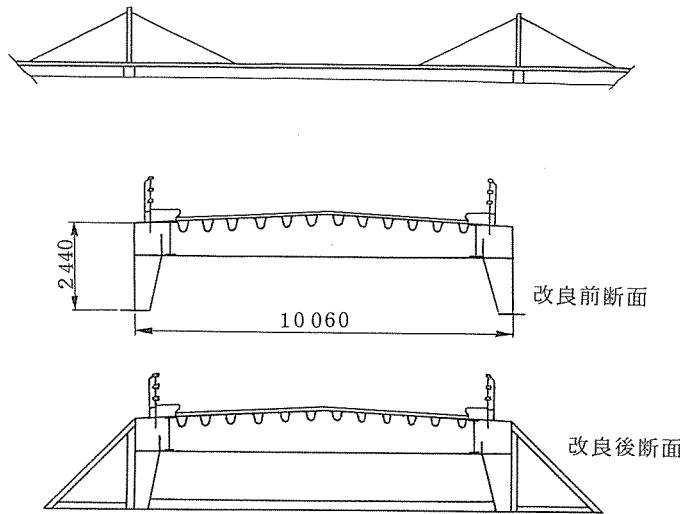


図-2.45 Hawkshaw橋

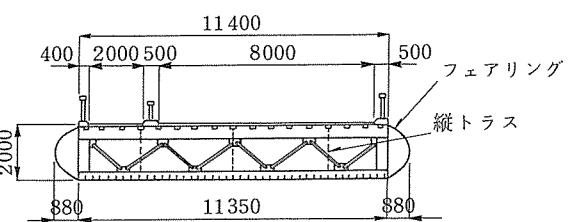


図-2.46 石狩河口橋

最近報告されたケーブルの振動現象の1つに、レインバイブレーションと呼ばれる振動がある。これは、名港西大橋、櫃石島橋・岩黒島橋、荒津大橋などにおいて発現したもので、降雨下で一定方向の風が吹いた時に発生することが特徴である⁸²⁾。この振動は風によりケーブルの上下面に生じる雨水の水路が原因となって発生する振動現象と見なされ、架空送電線においても同様の振動が知られているが、現在、現象の解明が研究されている段階にある。

2.4.2 耐風設計の考え方

耐風設計の標準的な手順を図-2.47に示す。通常は一般的な風荷重として水平力を載荷して静的設計を行い、そこで得られた設計案に対して、風洞実験に基づく動的照査が行われる。

耐風設計の基本は、まず良好な耐風特性を示す部材断面形状を選定することである。設計案の動的応答推定は、通常、風洞実験により行われているが、構造物の応答特性は風の特性、断面形状、固有振動数、質量分布、構造減衰などによって左右されるので、風向、風速変動、乱れの強さなどの現地の風の特性や、上記の物理諸量を実橋に相似させることが必要となる。

耐風設計において、動的検討を行うにあたり、留意すべき項目をあげると以下のようになる。

(1) 設計風速

道路橋示方書³⁷⁾においては、最大支間200m以下の橋梁について、耐用年数50年、非超過確率0.6を考え、地上10mにおける10分間平均風速40m/secを基本風速とし、水平長補正係数1.4をとって、 $40 \times 1.4 = 55\text{m/sec}$ を設計風速としている。

本州四国連絡橋公団耐風設計基準⁸³⁾では、海面上10mの基本風速に対し、構造物の位置（高度）、鉛直方向または水平方向の規模に応じた補正係数によって設計風速を定めている。架設時の風荷重強度については、設計風荷重の1/2とし、これから設計風速の $1/\sqrt{2}$ を架設時の設計風速とすることもある。また、土木学会鋼構造架設設計指針⁸⁴⁾では、架設期間1年、非超過確率0.6、再現期間2.5年としたときの最大風速期待値28m/secをもって、架設時の基本風速としている。いずれにしても、架橋地点の風の特性をよく把握し、それを十分に反映させることが重要である。

(2) 構造減衰

耐風特性は構造物の減衰性によって大きく変わるので、構造物がどの程度の構造減衰を保有しているかが、耐風安定性を判断する上で大きなポイントとなる。しかし、構造減衰の値は、解析的に求め

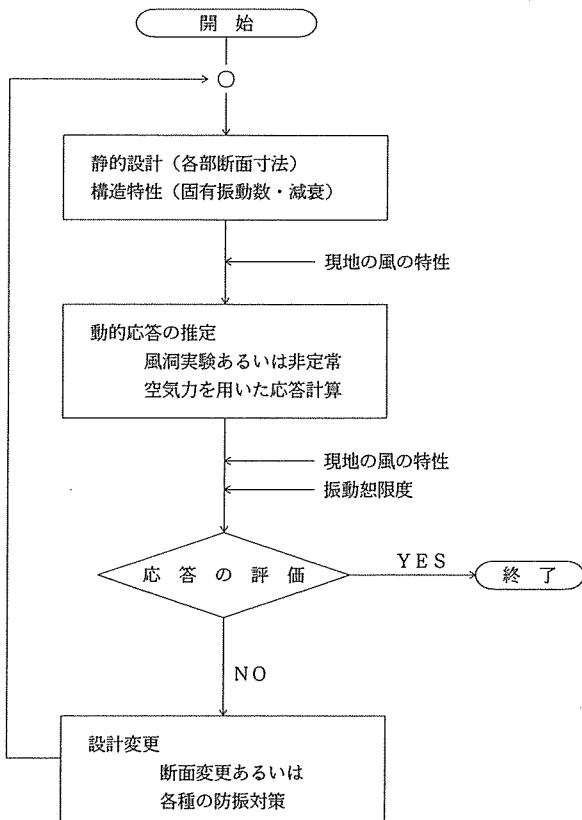


図-2.47 耐風設計の手順

ることが難しいばかりでなく、実測値の変動も大きいうえに、振幅に依存する非線形性などもあることから、関連する各基準も一定値を目安として与えているものが多い。本州四国連絡橋公団耐風設計基準では、対数減衰率として以下の値を用いることが定められている。

- ① 吊橋およびトラス補剛桁を有する斜張橋の全体系 $\delta = 0.03$
- ② 充腹桁橋を有する斜張橋の全体系 $\delta = 0.02$
- ③ 独立塔 $\delta = 0.01$
- (3) 許容振幅

ギャロッピングやフラッターのような発散的な振動に対しては、このような現象を発生させないというのが耐風設計の基本的な考え方であるが、渦励振のような限定振動に対しては、ある程度までその振幅を許容するのが妥当であり、歩行者への不快感、車両走行性あるいは構造物疲労などの点を考慮して、許容振幅を設定する考え方方が合理的と考えられる。また、架設時においては作業性、架設機材の安全性、構造物強度などを考慮して許容振幅を設定している例が多い。

(4) 架設時の耐風性

架設時、主桁が閉合されていない状態、あるいは塔にケーブルが架設されていない状態では、完成系よりも剛性が低いため、桁や塔の曲げとねじれの固有振動数が完成系より低くなり、耐風安定性も低下していることが多く注意が肝要である。また、場合によっては架設機材の影響によって、完成系とは耐風特性が異なってくることもある。

2.4.3 耐風対策⁸⁵⁾

耐風性の良い断面を選定することが設計上の基本であるが、設計条件、外的要因などからこれを実現できない場合も多い。設計された構造に耐風不安定性が予想される場合には、何らかの制振対策が必要となる。この制振対策には、加振力そのものを低減させようとする空気力学的制振対策と、構造剛性の増大や減衰特性の改善を行なう構造的・機械的制振対策がある。この2つの方法は独立して在存するのではなく、一般に併用されることも多い。

(1) 主桁の耐風対策

主桁断面として、以前は長方形断面やⅡ(パイ)形断面で桁高：幅員の比較的大きなものが用いられたが、近年では耐風性状のよい逆台形箱桁断面や扁平六角形断面が用いられるようになった。しかし、通常の主桁断面の場合、しばしば渦励振が問題になることも多く、最近の斜張橋では整流板などにより主桁の空気力学的特性を改善し、励振力を小さくする方策が採用されている。図-2.48に従来用いられてきた主桁耐風対策例を示す。

また、Kessock橋に見られるように、主桁にTMDを設置することにより、減衰を高めて制振する方法なども考えられている。架設時においては、主桁と適当な固定点をケーブルで結合して耐風性を高める制振工法などが採られることがある。

(2) 塔の耐風対策

上述したように、斜張橋の塔では渦励振やギャロッピングの可能性が問題となることが多い。

従来、架設時独立状態の塔に対する制振方法としては、ケーブル形式の制振装置が多く使われてきた。しかしながら、立地条件などでケーブル形式の制振装置が使用できない場合があるので、最近用いられているのが、TMDによる制振対策である。実例として、名港西大橋、櫃石島橋・岩黒島橋(写真-2.6)、荒津大橋、横浜ベイブリッジ、花畔大橋、東神戸大橋などがある。また、古くは西ドイツの

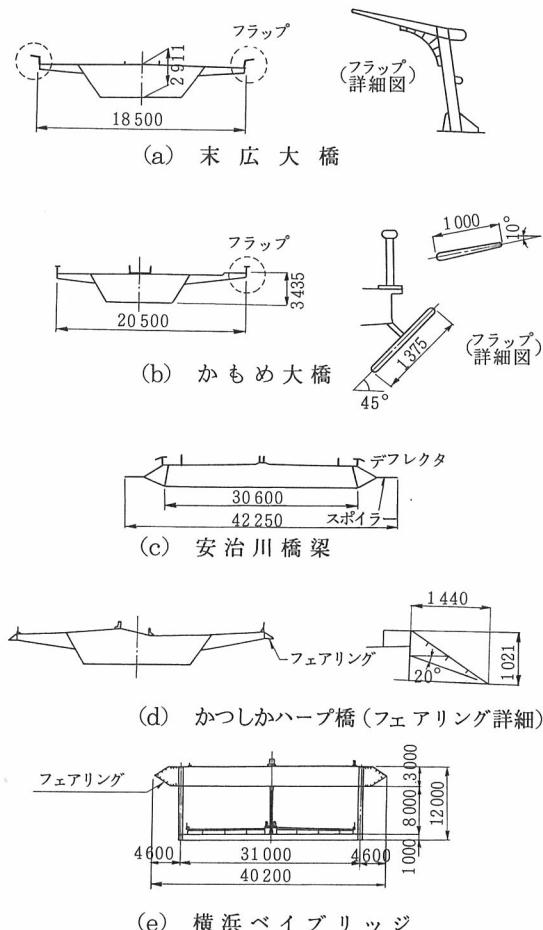


図-2.48 主桁の耐風対策

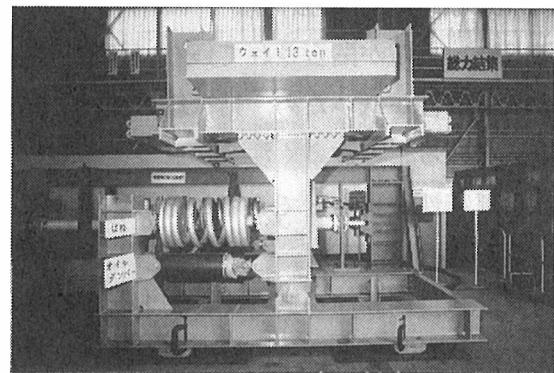
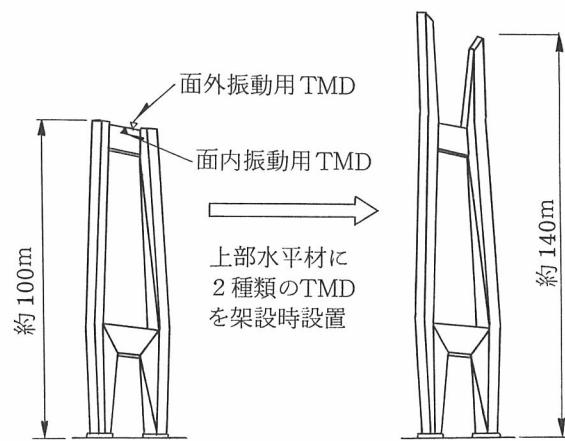


写真-2.6 櫃石島のTMD

Norderelbe 橋の塔にも TMD が使用されている。

完成時においては、一本柱形式の塔の橋軸方向の風による橋軸直角方向の曲げ振動が問題になることがある。このため塔に制振対策を行った例としては、かつしかハーブ橋がある⁷⁸⁾。この場合の風洞実験によれば、原形断面では風速 15m/sec 付近で渦励振による振動が発生し、20m/sec 近傍でギャロッピングが発生する可能性のあることが明らかになり、これに対し図-2.49に示すようなデフレクターを設けることにより、渦励振、ギャロッピング、および抗力係数に対しても効果のあることが確認されている。

他に、菅原城北大橋では 1 本柱形式の塔柱にスリットを設けることにより、オリジナル

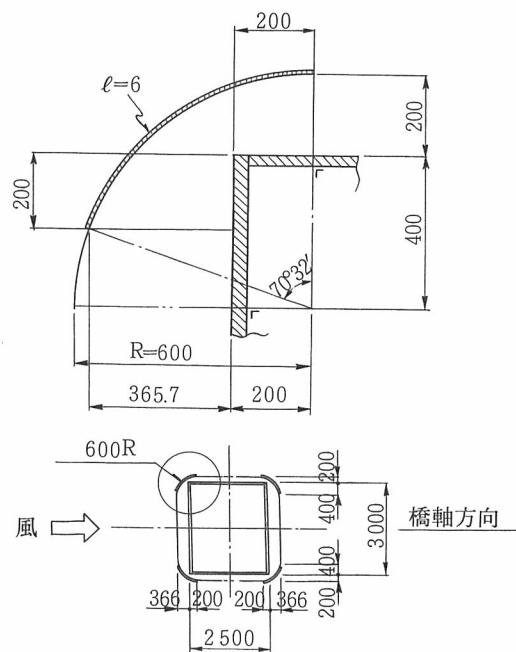


図-2.49 かつしかハーブ橋塔のデフレクター

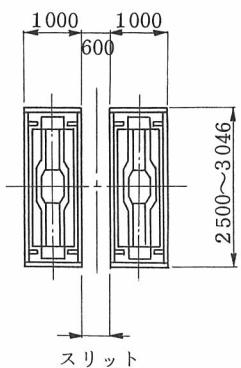


図-2.50 菅原城北大橋（塔の耐風対策）

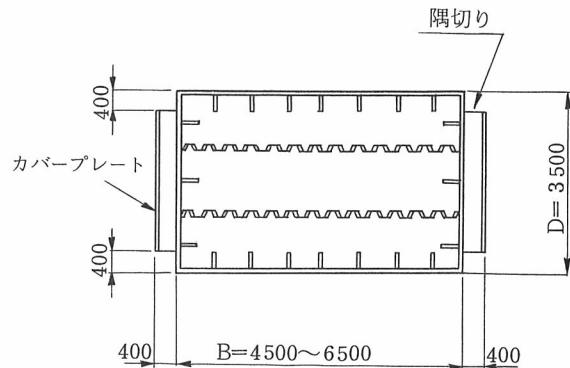


図-2.51 東神戸大橋（塔の耐風対策）

の長方形断面で発生していた渦励振とギャロッピングを防ぐことができたということが報告されている（図-2.50）⁸⁶⁾。また、東神戸大橋では矩形断面に小さな隅切りを設けることにより、ギャロッピングの可能性を解消している（図-2.51）⁸⁷⁾。

(3) ケーブルの耐風対策

風によるケーブル振動は、マルチケーブル形式が採用され、径の細いケーブルが多く用いられるようになるにつれて、顕著になってきている。

ウェークギャロッピングによるケーブルの振動に対しては、2本並列で配置されたケーブル間の相対的な変位を拘束することにより、下流側のケーブルに発生する振動を防止する対策が採られている。

レインバイブレーションによるケーブルの振動に対しても、マルチケーブル形式の場合の各ケーブルの振動数、振動モードが異なることを利用し、タイケーブルで連結することにより、振動のエネルギーを分散させて制振する対策が採られた例がある。このようなタイケーブルによる制振は、名港西大橋、櫃石島橋・岩黒島橋で見られる。また、荒津大橋のように、ケーブルに直接油圧ダンパーを取付けて制振している例もある（写真-2.7）。

(4) 耐風設計法の動向

現行の耐風設計基準では、設計風荷重の設定およびフラッター、ギャロッピングなどに対する安全性の評価は、一様気流中での風洞実験を標準としている。しかし、乱流中ではフラッター、ギャロッピングなどの発現風速が一般的に高くなること、渦励振の発生振幅を抑えることができる、などの諸点も報告されており、自然風の乱れの影響を考慮した耐風設計が求められつつある。このような点から、最近では3次元的な乱流中での風洞実験も多く行なわれるようになってきている。

耐風問題に対する最近の技術動向の一つとして、コンピュータを用いた数値解析技術がある。断面回りの流れを渦点法・差分法・有限要素法などの数値解析手法を用いて求め、その結果から主桁や塔の断面の耐風特性を予測しようとするものである。これらの数値解析手法は、現時点では、橋梁の桁断面のような複雑な形状のものに適用するには十分でないが、今後風洞実験と併用されつつ、更に発展していくものと思われる。

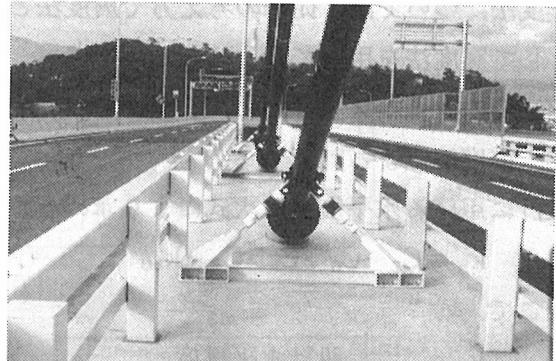


写真-2.7 荒津大橋（ケーブルの耐風対策）

また、すでに数多くの風洞実験が実施され、その制振対策も実用に供されているので、その成果をとりまとめて耐風設計基準の中に取り入れることができれば、設計作業はより合理化され効率的なものになると思われる。風による振動特性は、構造物の断面形状によって大きく影響を受け、きわめて複雑になることもあるので、長支間の橋梁について風洞実験を省略することはできないが、過去の研究や実験をもとに、簡便な橋梁の耐風設計指針も要望される所である。

2.5 耐震設計

2.5.1 概 要

新しい道路橋示方書(耐震設計編)⁸⁸⁾によれば、耐震計算は次の方法に基づいて行うことが規定されている。



震度法については、従来の考え方で震度法と修正震度法に分けていたものを一括し、耐震計算は原則として震度法を用いて行うべきことを述べ、地震時挙動が複雑な橋については、動的解析により、震度法での計算結果を評価し、安全性を照査することを推奨している。

(1) 震度法による計算

設計に用いる水平震度は次式により求める。

$$k_h = C_z \cdot C_G \cdot C_I \cdot C_T \cdot k_{ho} \quad (2.5)$$

ここで、

- k_h : 設計水平震度
- k_{ho} : 標準設計水平震度 (0.2)
- C_z : 地域別補正係数
- C_G : 地盤別補正係数 (表-2.7)
- C_I : 重要度別補正係数
- C_T : 固有周期別補正係数 (表-2.8)

特に、地盤別補正係数 C_G については、従来の考え方で4種類に分けていた地盤種別を3種類に集約し、係数の値そのものも若干変更されている。また、固有周期別補正係数 C_T については、わが国で観測された394成分の地震記録の解析から新しく表-2.8のような値が定められている。

固有周期の算定については、次のように規定している。

- ① 設計振動単位が、1基の下部構造とそれが支持している上部構造部分からなる場合には、固有周期は原則として式(2.6)により算出するものとする。

表-2.7 地盤別補正係数 C_G

地盤種別	I 種	II 種	III 種
補正係数 C_G	0.8	1.0	1.2

表-2.8 固有周期別補正係数 C_T

地盤種別	固有周期 T (sec) 対する C_T の値		
I 種	$T < 0.1$ $C_T = 2.69 T^{1/3}$ ただし、 $C_T \geq 1.00$	$0.1 \leq T \leq 1.1$ $C_T = 1.25$	$1.1 < T$ $C_T = 1.33 T^{-2/3}$
II 種	$T < 0.2$ $C_T = 2.15 T^{1/3}$ ただし、 $C_T \geq 1.00$	$0.2 \leq T \leq 1.3$ $C_T = 1.25$	$1.3 < T$ $C_T = 1.49 T^{-2/3}$
III 種	$T < 0.34$ $C_T = 1.80 T^{1/3}$ ただし、 $C_T \geq 1.00$	$0.34 \leq T \leq 1.5$ $C_T = 1.25$	$1.5 < T$ $C_T = 1.64 T^{-2/3}$

$$T = 2.01 \sqrt{\delta} \quad (2.6)$$

ここで、

T : 設計振動単位の固有周期 (sec)

δ : 耐震設計上の地盤面より上にある下部構造の重量の80%と、それが支持している上部構造部分の全重量に相当する力を慣性力の作用方向に作用させた場合の上部構造の慣性力の作用位置における変位 (m)

- (2) 設計振動単位が、複数の下部構造とそれが支持している上部構造部分からなる場合には、固有周期は原則として式 (2.7) により算出するものとする。

$$T = 2.01 \sqrt{\delta} \quad (2.7)$$

$$\delta = \frac{\int w(s) u(s)^2 ds}{\int w(s) u(s) ds} \quad (2.8)$$

ここで、

T : 設計振動単位の固有周期 (sec)

w : 上部構造および下部構造の位置 s における重量 (tf/m)

u : 上部構造および耐震設計上の地盤面より上の下部構造の重量に相当する水平力を慣性力の作用方向に作用させた場合にその方向に生じる位置 s における変位 (m)

この場合、耐震設計上の地盤面とは、耐震設計において地表面とみなす地盤面のことであり (図-2.52)， δ の算出においてはその位置における基礎の地盤の変形の影響も考慮する必要がある。

(2) 動的解析による照査

動的解析が必要とされる橋としては、次のようなものが考えられている。

- ① 橋脚の高さが著しく異なる多径間連続橋
- ② 高橋脚を有する橋
- ③ 可撓性の高い橋
- ④ 特殊な耐震装置を有する橋
- ⑤ きわめて軟弱な地盤上に架設される橋、新形式橋梁など

斜張橋はまさにこの条件に該当する橋であるので、動的解析による照査が通常行われている。

道路橋示方書によれば、動的解析は原則として応答スペクトル法により行うものとし、より詳細に各部の挙動を把握することが必要とされる場合には、時刻歴応答解析法を適用するということが規定されている。

応答スペクトル法に用いる加速度応答スペクトルの値は、次式により求める。

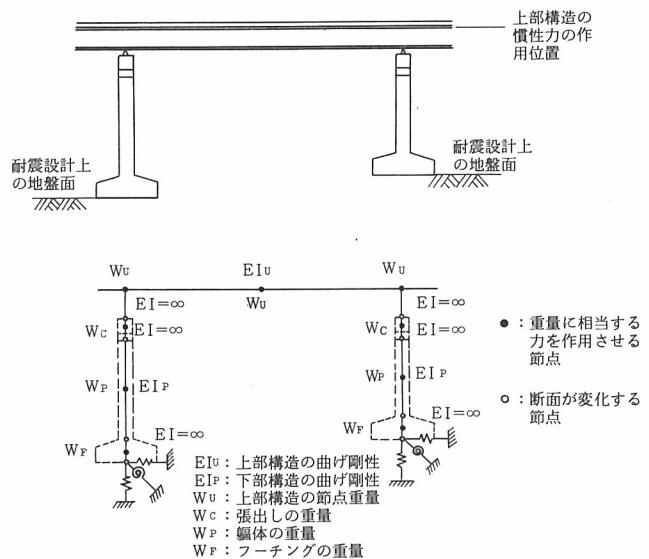


図-2.52 固有周期算定のモデル（設計振動単位が複数の下部構造とそれが指示している上部構造部分からなる場合）

$$S = C_z \cdot C_i \cdot C_d \cdot S_0 \quad (2.9)$$

ここで、

- S : 加速度応答スペクトル (gal)
- S_0 : 標準加速度応答スペクトル (gal)
- C_z, C_i : 式 (2.5) と同じ
- C_d : 減衰定数別補正係数であり、モード減衰定数 h_i に応じて次式により算出する

$$C_d = \frac{1.5}{40h_i + 1} + 0.5 \quad (2.10)$$

標準加速度応答スペクトル S_0 については、

地盤種別および各振動モードの固有周期 T_i に応じて定められているが、 $h_i = 0.05$ の場合の値を図示すると図-2.53のようになる。これは、震度法において標準設計水平震度 × 地盤別補正係数 × 固有周期別補正係数としたものと本質的に同じものであるが、係数の値が若干異なることとモード毎の減衰定数が考慮し得るようになっている。

時刻歴応答解析法に用いる地震入力としては、地盤条件や橋の動的特性などを考慮して、既往の強震記録の中から図-2.53の応答スペクトルに近い特性を有する地震記録を選定する。具体的には以下のようなものである。

- ① 架橋地点と良く似た地形、地盤条件を有する地点での観測記録
- ② 架橋地点以外での地表面での観測記録を、一度その地点での基盤面の地震動に変換し、これに改めて架橋地点の地盤の影響を加味して算出した加速度波形
- ③ 強震記録の加速度応答スペクトルが、図-2.53 の応答スペクトルに適合するように調整した加速度波形

なお、強震記録の特性は地震の規模や震央距離などに強く影響されるので、時刻歴応答解析法に用いる強震記録としては、基本的にマグニチュードが大きく、震央距離が小さい地震の記録を選定するのが望ましい。

2.5.2 動的解析法^{89,90)}

(1) 入力地震動

震度法では、すでに過去の経験から設計震度が与えられているが、動的解析では、震度法の震度が定められた由来に対する再評価も含めて、どのような種類の地震に対して、橋がどのような状態になるのか、という耐震設計の基本的な考え方を想定しておかなければならない。

一般に、0.2~0.3程度の設計震度は、マグニチュード7クラスの地震が震央距離50km程度に生じた場合に相当すると言われている。この地震力に対して、橋の各部の応力度が許容応力度以内になるように設計するならば、大地震に対しても橋は著しい破壊が生じない、というのが基本的な考え方で

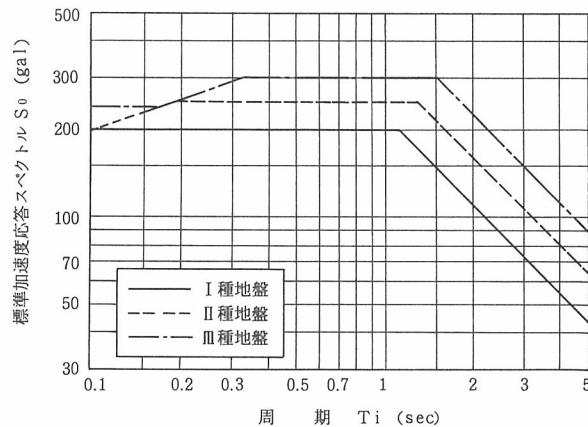


図-2.53 標準加速度応答スペクトル

ある。入力地振動の設定にあたっては、このような点を良く認識し、さらに地域特性や橋の重要度などを考慮して、動的解析の目的をはっきりさせることが重要である。

実際の入力地震動設定例として横浜ベイブリッジでの入力地震動について述べる^{33,91)}。まず、架橋地点を中心に半径 200km 以内の範囲で、過去に発生したマグニチュード 6.0 以上の地震が調査された。これより、マグニチュードと再現期間の関係が求まる。一方、わが国における数多くの地震記録から、ある地盤条件（この場合には 1 種地盤）における最大加速度とマグニチュード・震央距離の一般的な関係が得られている。この両者を組み合わせると、橋の耐用年数と再現期間および最大加速度の関係が求まる。本橋の場合では、一つの結果として、再現期間 100 年に対し最大加速度 200gal 程度と見積られ、橋の耐用年数を 50 年とすると、非超過確率は 0.6 となった。この最大加速度は地表面相当のものであるので、これを基礎面加速度に換算すると、最大で 160gal 程度となる。

このような地震危険度解析に基づき、横浜ベイブリッジの入力地震動として、図-2.54 のような応答スペクトル法に用いる応答加速度スペクトルが設定された。また、時刻歴応答に用いる地震波としては、基盤で次の 2 種類の地震記録を最大加速度 160gal に拡大または縮小したものを考えることにしている。

- ① 架設地点で記録された地震記録のうち、代表的なもの
- ② 1978 年宮城県沖地震での開北橋地盤上の記録

(2) 構造のモデル化

上部構造については、通常の骨組構造に対する有限要素法で解析される。この場合、質量の取扱いは、集中質量系（串だんごモデル）でなされることが多い。ケーブルについては、トラス部材と同様の取扱いをするが、この場合初期張力の影響を考慮したモデル化をすることが多い。

下部構造については、杭基礎およびケーソン基礎に対して、それぞれ図-2.55 および図-2.56 のようにモデル化することができる。また、より詳細なモデルとして、杭基礎の場合に図-2.57 に示すような多質点モデル、ケーソン基礎の場合に図-2.58 に示すような有限要素法モデルが用いられることもある。

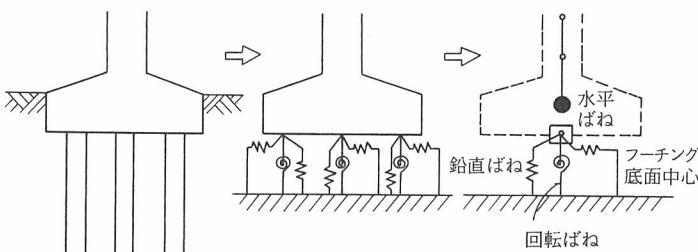


図-2.55 杭基礎のモデル化の例

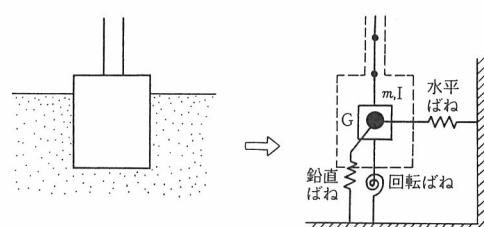


図-2.56 ケーソン基礎のモデル化の例

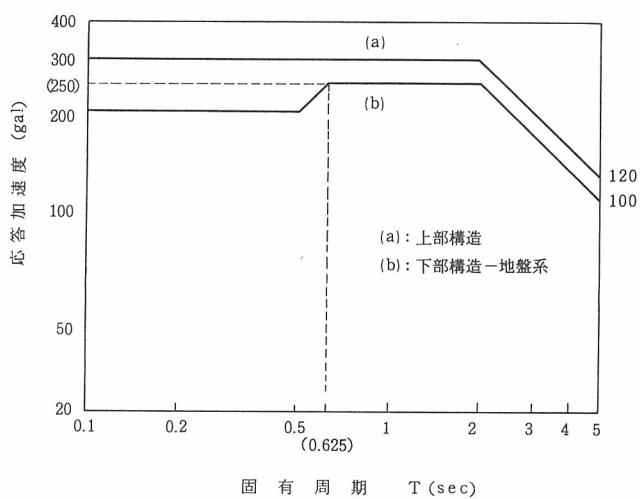


図-2.54 応答加速度スペクトル曲線
(横浜ベイブリッジ)

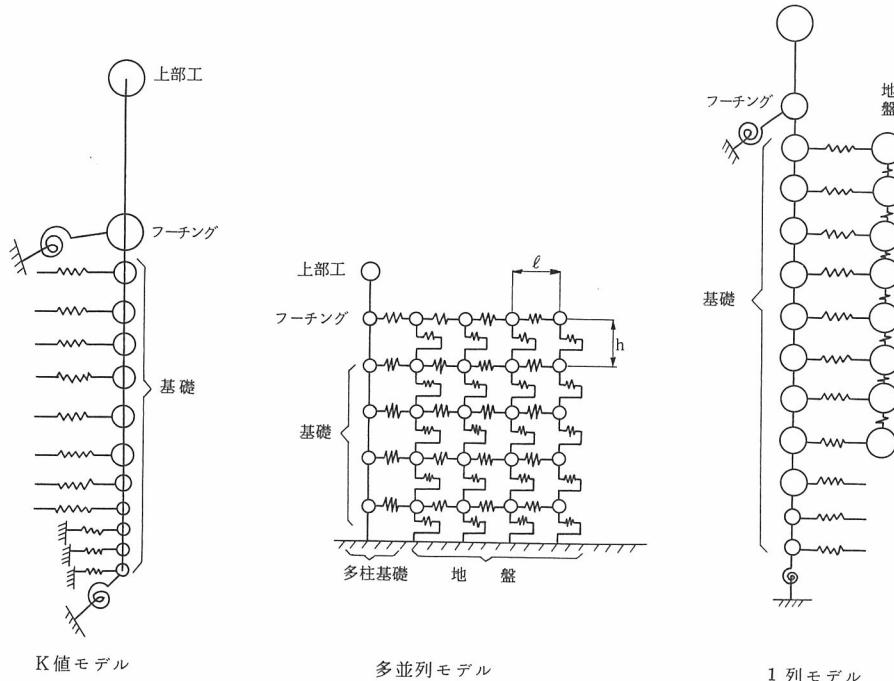


図-2.57 杭基礎に用いられる多質点モデル（横浜ベイブリッジ）

東神戸大橋^{68,92)}の場合には、大形ケーソンの耐震安定性を検討するために、図-2.58のような有限要素法解析を行い、地盤形状や複雑な互層の影響なども考慮している。

このようなモデル化の下で、上部構造のみ、あるいは上・下部連成構造に対するモード解析が実施される。これは、固有振動解析により各次の固有モードを求め、この各次のモードを用いて以後の動的解析を進める方法である。

減衰は、通常速度比例型の粘性減衰（ダッシュボットモデル）が使用されるが、モード解析が成立立つためには、この粘性減衰係数に一定の条件が必要である（この条件を満たすような減衰をレイリー減衰と呼ぶ）。特別な場合を除き、レイリー減衰が仮定され、減衰は n 次のモードに対する減衰定数 h_n という形で与えられることが多い。

(3) 結果の評価

動的解析の結果と修正震度法の結果を比較した例を図-2.59に示す。この場合には、塔の上部水平梁およびそれから下部水平梁へかけての塔部材において、動的解析による曲げ

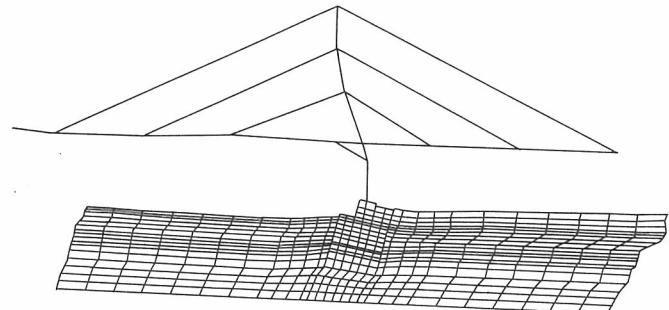


図-2.58 ケーソン基礎に用いられる有限要素モデル（東神戸大橋）

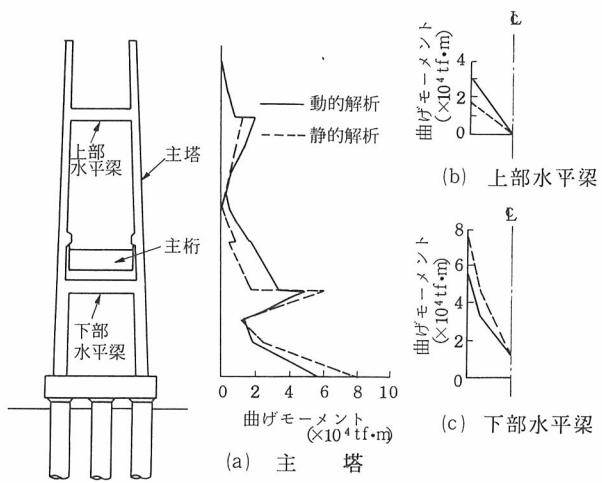


図2-59 動的解析と震度法による結果の比較（横浜ベイブリッジ）

モーメントが震度法のそれを上回っている。これは、震度法ではこの部分の大きな振動を評価できなかつたことによるものである。

このように、動的解析の結果は、震度法の結果と対照して、耐震安全性を総合的に評価するために用いられる。しかしながら、動的解析法はまだ完全に確立されたとは言えない部分も存在するので、次のような諸点にも十分留意して、結果の評価を行う必要がある。

① 考慮すべき振動モード

固有振動解析により求められた各次の固有モードの中で、各部材の応答との関連で、どのモードが重要であるか。

② 構造減衰の評価

上部構造や下部構造の減衰、また上下部連成モードに対する減衰をどのように評価するか。

③ 応答スペクトル法におけるモードの重ね合せ

応答の重ね合せは、通常二乗和平方根法(SRSS 法)が用いられているが、場合によっては CQC 法などを用いる必要があることが指摘されている。

④ 方向別地震応答の重ね合せ

通常は鉛直方向地震動の影響は無視されるが、水平方向地震動についてどの方向の地震動を考慮するか、あるいは橋軸方向と橋軸直角方向の地震応答をどのように重ね合せるか。

2.5.3 斜張橋の動的特性

(1) 実橋振動実験

斜張橋は近年急速に多用化された橋梁形式であり、わが国ならびに海外においても震害を経験していない。また、強震観測の例もきわめて少ないので現状である。したがって、動的特性の把握あるいは耐震設計法の合理性の検討などのために、実橋振動実験がしばしば実施されている。

建設省土木研究所では、このような斜張橋の動向に鑑み、各所で行われた振動実験の結果を総合的に検討し報告している。ここでは、代表的な事例として名港西大橋の場合を紹介する^{93,94)}。

名港西大橋(1985)では、設計時から完成時までの各段階において、表-2.9に示すような各種の実験が行われた。図-2.60は常時微動実験において得られた固有モードを理論解析によるものと比較した結果である³²⁾。

表-2.9 名港西大橋試験工事工程表

試験項目	5 9												6 0
	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1			
ケーブル定着部 応力計測試験			張出し架設系における計測 工場 G 8 架設～ケーブル C 12 架設								載荷試験における計測		
振動試験				G 14 架設 G 15 架設後	G 16 架設後	閉合後			グラウト後		舗装後		
常時微動試験													
静的載荷試験													
車両走行試験													
ケーブル制振 対策試験						ケーブル振動自動計測			制振ワイヤー効果試験				

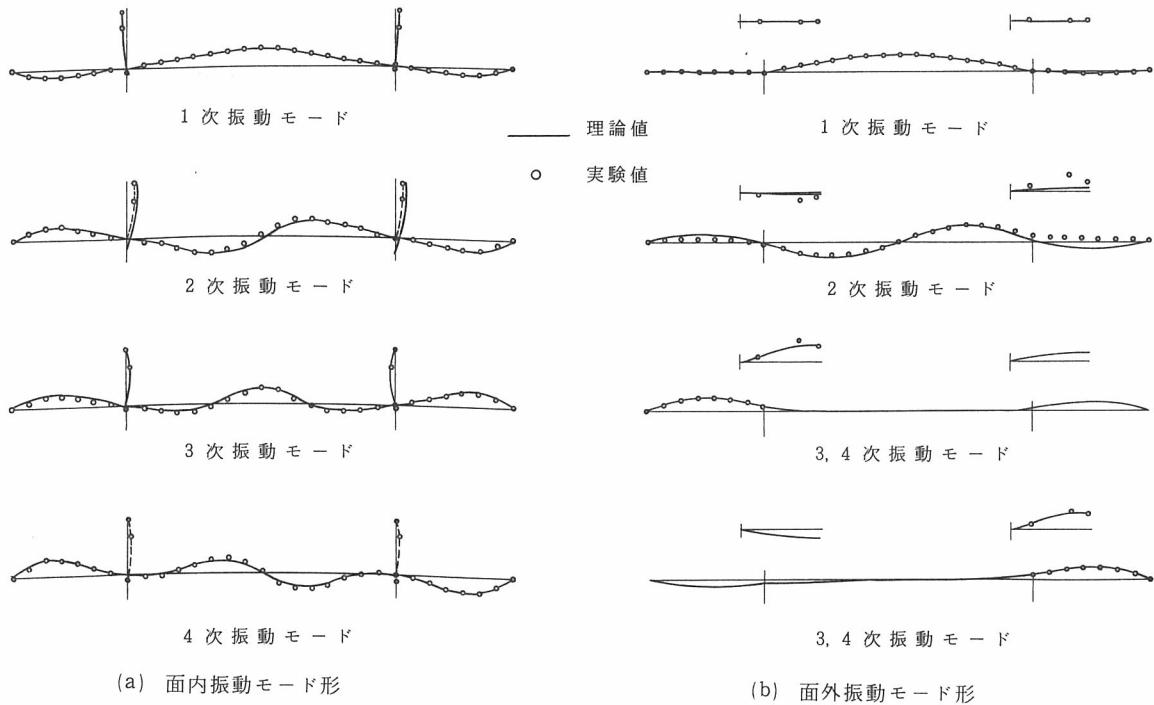


図-2.60 常時微動から求めた振動モード形と解析値の比較（名港西大橋）

(2) 固有周期と減衰定数

各斜張橋の振動実験から得られた固有振動数と減衰定数の一覧表を表-2.10に示す。これより、基本固有振動数と最大支間長、および減衰定数と基本固有振動数の関係を図-2.61のように求めることができる。

2.5.4 耐震性改善策

斜張橋の支間はすでに500mの時代になってきているが、斜張橋の長大化とともに、上部構造の支持方法のいかんによっては、地震力が非常に大きくなるという問題が生じてきた。特に、橋軸方向については、塔および橋脚で主桁を完全に固定すると、温度応力上も問題が生じ、1点固定にすれば、固定点に過大な地震力が作用することになる。

このような点から、前述の2.3.4 支承の項で説明したような、いろいろな耐震性改善のための支持方式が採用されるに至っている。それらは大別して、

- ① フレキシブルピアやダンパーを用いる多点支持方式
- ② スプリングシャークや弾性ケーブルを用いる弾性支持方式
- ③ オールフリー方式

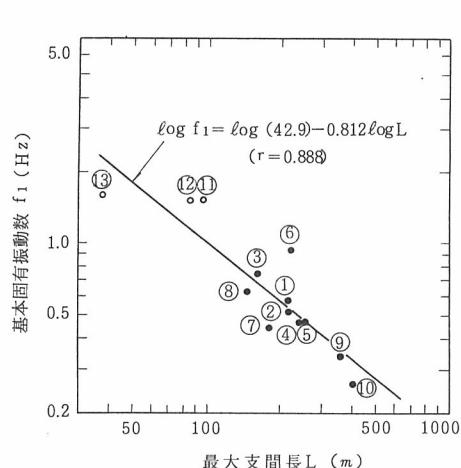
に分けることができる。名港西大橋、櫃石島橋、岩黒島橋、横浜ベイブリッジおよび東神戸大橋などでは、これらの改善策によりそれぞれかなりの地震力軽減を図っている。

一方、これらの方針を採用した時に注意すべき点は、全体として橋の可撓性が増大し、地震時の橋端変位が著しく大きくなることである。このため塔の変形や伸縮装置の移動量に十分な注意が必要である⁹⁵⁾。たとえば、表-2.11のように、東神戸大橋では、オールフリー方式が採用されたので、基本固有周期は4.4秒、橋端変位は623mmとなっている。このため、通常耐震設計で考えられるような地震

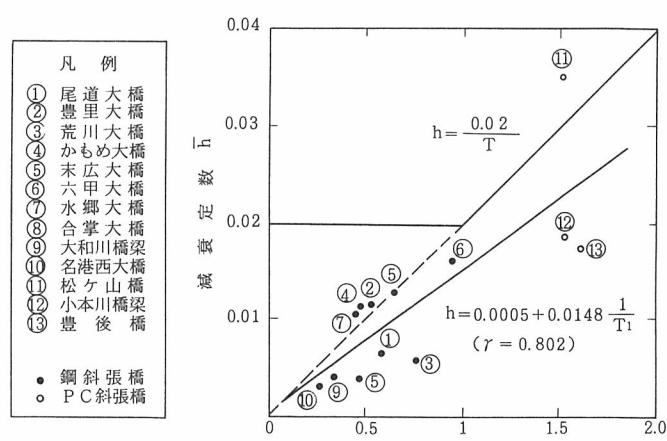
動以外に、特に長周期地震動などの影響についても考察を払った設計がなされ、また設計規模以上の大地震で大変位や崩壊が生じないように、端橋脚上にオイルダンパーを設置し、ストッパーの役割を

表-2.10 1次固有振動数（1次固有周期）と減衰定数

橋名	加振方向	全データ		鉛直曲げ振動		ねじり振動		橋軸直角方向曲げ振動	
		最大支間長(m)	1次固有振動数(Hz)	減衰定数	1次固有振動数(Hz)	減衰定数	1次固有振動数(Hz)	減衰定数	1次固有振動数(Hz)
①尾道大橋	215	0.58	0.0064	0.58	0.0076	1.66	0.0053	—	—
②豊里大橋	216	0.52	0.0116	0.52	0.0110	1.43	0.0123	—	—
③荒川大橋	160	0.75	0.0057	0.75	0.0057	1.45	—	—	—
④かもめ大橋	240	0.47	0.0114	0.47	0.0115	—	—	—	—
⑤末広大橋	250	0.47	0.0038	0.47	0.0030	1.45	0.0057	—	—
⑥六甲大橋	220	0.94	0.0159	0.94	0.0178	2.05	0.0121	—	—
⑦水郷大橋	178.85	0.45	0.0103	0.45	0.0099	1.64	0.0111	—	—
⑧合掌大橋	144	0.636	0.0127	0.636	0.0143	1.697	0.0060	—	—
⑨大和川橋梁	355	0.34	0.0038	0.34	0.0045	0.87	0.0019	—	—
⑩名港西大橋	405	0.26	0.0030	0.33	0.0027	1.31	0.0032	0.26	0.0035
⑪松ヶ山橋	96.6	1.51	0.0350	—	—	3.08	—	1.51	0.0350
⑫小本川橋梁	85	1.52	0.0185	1.99	0.0134	—	—	1.52	0.236
⑬豊後橋	37.45	1.60	0.0173	1.60	0.0166	2.93	0.0138	5.50	0.0317



(a) 基本固有振動数と最大支間長の関係



(b) 減衰定数(全データの平均値)と固有振動数の関係

図-2.61 実橋振動実験から得られた動的特性

果たすような設計がなされている。

以上その他に、斜張橋の耐震性を向上させる方策として、今後可能性があると考えられるものには、次のようなものがあろう。

- ① ケーブルのシステムダンピングの利用^{96,97)}
- ② 免震装置（摩擦の利用、ゴム積層支承など）⁹⁸⁾
- ③ 同調質量ダンパー（TMD）あるいはアクティブダンパー

表-2.11 代表的な斜張橋における支持方式の検討結果

				名港西大橋 (175m+405m+175m)		櫃石島橋・岩黒島橋 (185m+420m+185m)		横浜ベイブリッジ (200m+460m+200m)		東神戸大橋 (200m+485m+200m)							
				T(sec)	D(mm)	T(sec)	D(mm)	T(sec)	D(mm)	T(sec)	D(mm)						
①	F	F	F	F	—	—	—	—	—	1.26	180						
②	M	F	F	M	—	—	—	—	2.7	250	1.42						
③	M	F	M	M	—	—	—	—	—	2.21	360						
④	M	M	M	M	10.8	—	13.5	947	13.1	900	8.69						
⑤	M	B	B	M	2.06	368	—	—	6.5~4.3	380~220	3.01						
⑥	B	M	M	B	—	—	3.63	255	5.5~3.3	450~350	—						
K ₃ (t/m)				11,000		6,000		2,000 ~ 6,000		8,000							
F : 固定				T : 橋軸方向基本固有周期													
M : 可動				D : 橋端変位													
B : 弾性固定				K ₃ : 弾性固定度（ばね定数）													

注) 表中の東神戸大橋の数値は、計画時ファン型ケーブルの場合について検討されたものである。最終的な設計では、ハープ型ケーブルが採用され、T=4.4(sec), D=623(mm)となった。

参考文献

- 1) 土木学会鋼構造委員会：斜張橋資料集成，'76.2
- 2) 小西編：鋼橋 設計編II，丸善，'76
- 3) 日本鋼構造協会編：吊構造，コロナ社，'75
- 4) M.S. Troitsky : Cable-stayed Bridges—Theory and Design, Grosby Lockwood Staples, London, '77
- 5) K. Roik, G. Albrecht, U. Weyer : Schriftenreihe der Ernst & Sohn, '86
- 6) W. Podolny, Jr., J.B. Scalzi : Construction and Design of Cable-Stayed Bridges, John Wiley & Sons, '86
- 7) N.J. Gimsing : Cable Supported Bridges—Concept and Design, John Wiley & Sons, '83
- 8) R. Walther, B. Houriet, W. Isler, P. Moia : Cable Stayed Bridges, Thomas Telford, London, '88
- 9) 伊藤：斜張橋の計画・設計に関する私論，橋梁，'79.1
- 10) F. Leonhardt : 長スパンの斜張橋，橋梁と基礎，'77.3
- 11) F. Leonhardt, W. Zellner : Cable-Stayed Bridges, IABSE Surveys S-13/80, '80.2 ((訳) 成井：斜張橋－近年の発達についてー，土木施工，'80.10)
- 12) 笹戸，江見，北沢：長大斜張橋の構造特性と耐風安定性，橋梁と基礎，'75.7,8,10

- 13) 前田, 林: 3径間連続桁を基本系とする斜張橋の形式による静力学的構造特性に関する研究, 土木学会論文集, '70.3
- 14) 星埜: 斜張橋の力学的特性と設計の基本的考え方, 橋梁と基礎, '83.4, 5
- 15) 星埜: 斜張橋の構造系と設計一般, 橋梁と基礎, '85.8
- 16) 山田, 吉川, 江草, 井上: 斜張橋ケーブルの最適プレストレス量決定に関する研究, 土木学会論文集, '85.4
- 17) 星埜: 斜張橋のケーブルプレストレスの一計算方法, 土木学会論文集, '86.10
- 18) 大塚, 山崎: 斜張橋のケーブル, 橋梁と基礎, '85.8
- 19) 長井, 赤尾, 佐野, 井澤: 3径間連続マルチケーブル斜張橋の基本形状決定に関する一考察, 土木学会論文集, '85.10
- 20) 建設コンサルタンツ協会近畿支部: 斜張橋の実績調査報告書, '82.8
- 21) 中井, 田井戸, 福岡, 野口: 偏平多室箱桁を有する斜張橋主桁の応力解析, 橋梁と基礎, '85.11
- 22) 小松, 北田: 斜張橋のシララグ解析とその設計計算への適用に関する研究, 土木学会論文集, '76.10
- 23) 中井, 田井戸, 林: 偏平多室箱桁のシララグ解析と有効幅の算定法, 土木学会論文集, '83.12
- 24) 川人, 長井: 斜張橋の照査事項, 橋梁と基礎, '85.8
- 25) 近藤, 小松, 小林, 井上, 松川: 豊里大橋(斜張橋)のケーブル定着点の設計について, 土木学会論文集, '71.8
- 26) 小松, 川谷: 斜張橋の自動車走行による動的応答と衝撃係数に関する研究, 土木学会論文集, '78.7
- 27) 前田, 林: 任意な形状の斜張橋の解析, 土木学会論文集, '68.12
- 28) 岡田, 矢作, 大野: 荒川大橋(斜張橋)の設計施工, 橋梁と基礎, '71.1
- 29) 長谷川, 成岡: 還元法による斜張橋の解析, 土木学会誌, '68.5
- 30) 成岡, 長谷川: 変形を考慮した斜張橋の解析, 土木学会論文集, '69.9
- 31) 前田, 林: 大径間斜張橋の非線形特性, 第20回構造工学シンポジウム, '73.11
- 32) 加藤, 飯岡, 川人: 名港西大橋(上部工)の設計, 橋梁と基礎, '83.12
- 33) 小村, 和田, 恵谷, 高野, 富田, 小泉: 横浜港横断橋上部工の設計, 橋梁と基礎, '88.12, '89.1
- 34) 高橋, 山崎, 安藤: S字形曲線斜張橋上部工の設計, 橋梁と基礎, '85.4, 5
- 35) 田井戸, 福岡, 林: 長大斜張橋・安治川橋梁の設計, 土木学会誌, '84.6
- 36) 宮本, 佐藤, 沢口, 川崎: 花畔大橋の設計, 橋梁と基礎, '89.2
- 37) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, 丸善, '80.2
- 38) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, 丸善, '90.2
- 39) 西野, 三木, 鈴木: 道路橋示方書II鋼橋編改訂の背景と運用, 橋梁と基礎, '81.10
- 40) 伊藤: DIN 18800 第2部(鋼構造の座屈安定基準—部材および骨組の座屈)の1980年12月発行の草案とその動向, 橋梁と基礎, '86.6
- 41) 松本, 江見, 石崎: 大和川橋梁上部工の設計, 橋梁と基礎, '79.7
- 42) 阪神高速道路公団: 大和川橋梁工事誌, '84.3
- 43) 小松: 斜張橋の立体有限変形挙動と塔の耐荷力に関する研究, 阪神高速道路公団委託—昭和52年度受託研究成果報告書, '78.3
- 44) 小松: 長径間斜張橋の塔の耐荷力に関する研究, 昭和57年度災害科学研究所受託研究成果報告書—阪神高速道路公団—, '83.3
- 45) 土木学会鋼構造委員会鋼構造進歩調査小委員会: 斜張橋の進歩, 土木学会誌, '77.7

- 46) Y. Nakayama : Cable-Stayed Bridge with New Vierendeel-Type Girder, IABSE Proceedings P-71/84, '84. 1
- 47) 阪神高速道路公団, (財) 災害科学研究所 : 幅の広い圧縮補剛板の設計法に関する研究, '82.10
- 48) 土木学会関西支部 : 複合斜張橋の設計法, '87.11
- 49) 浜田, 梶 : メタルタッチ継手を用いた斜張橋・塔現場継手の設計と製作, 横河橋梁技報, '87.1
- 50) 牧野, 柏原, 佐々木 : 淀川橋梁(斜張橋)の実施設計と製作, 橋梁と基礎, '86.6
- 51) 牧野, 西川, 安藤 : 淀川橋梁(斜張橋)の面接触継手の設計・施工, 橋梁と基礎, '87.4
- 52) 光島, 西, 新家 : ケーブルワイヤの疲労度, R&D 神戸製鋼技報, '75.1
- 53) The Task Committee on Cable-Structures of the Committee on Special Structures : Tentative Recommendations for Cable-Stayed Bridge Structures, Proc. ASCE, ST3, '78.3
- 54) 同 : Commentary on the Tentative Recommendations for Cable-Stayed Bridge Structures, Proc. ASCE, ST11, '78.11
- 55) 土木学会 : 本州四国連絡橋鋼上部構造に関する調査研究報告書別冊2・吊橋のケーブルに関する検討, '78.3
- 56) 新家, 広中, 大石 : PWS の疲労強度, R&D 神戸製鋼技報, '78.10
- 57) 俵矢, 杉田 他 : 疲労特性の優れたソケットについて, 製鉄研究, '81.11
- 58) 中村, 細川 : 斜張橋平行線ケーブルの疲労設計法に関する研究, 土木学会論文集, '89.10
- 59) W. Zeller, R. Saul, H. Svensson, (訳) 成井 : 斜張橋の設計・施工に関する最近の傾向, 土木施工, '84.9
- 60) 保田, 日里, 大広 : 岩黒島橋上部工の詳細設計, 本四技報, '85.10
- 61) 保田, 武山, 野沢 : 岩黒島橋ケーブルの設計と製作, 本四技報, '86.7
- 62) 牧野, 小松 他 : 太径ケーブルの疲労強度に関する研究, 土木学会論文集, '86.10
- 63) 俵矢, 北條 他 : 斜張橋ケーブル NEW-PWS の力学的諸特性, 製鉄研究, '87.1
- 64) F. Leonhardt, (訳) 成井 : 斜張橋設計の発展, 土木施工, '87.9
- 65) Watson, Stafford : Cables in trouble, Civil Engineering-ASCE, '88.4
- 66) 俵矢, 北條 他 : 斜張橋ケーブル NEW-PWS の開発とその実用化, 製鉄研究, '89.1
- 67) P. Boué, H.D. Höft : Austausch der Tragseile der Köhlbrandbrücke im Hamburg, Bauingenieur 65, '90
- 68) 河井, 塚原, 北沢, 吉田 : 基本構造系をオールフリーとする長大斜張橋の設計基本検討, 橋梁と基礎, '85.6, 7
- 69) 石崎, 吉田 : 東神戸水路橋の構造概要, 橋梁, '86.3
- 70) 梶田 : AASHTO・橋梁の維持点検マニュアル(1978)について, 橋梁と基礎, '84.12
- 71) 松川 : 斜張橋のケーブルの保全と設計に関する1, 2の考察, 橋梁と基礎, '84.12
- 72) 日本道路協会 : 道路橋補修便覧, 丸善, '79.2
- 73) 土木学会 : 鋼橋の維持管理のための設備, '87.3
- 74) 伊藤, 岡内, 宮田 : 耐風構造, 丸善, '77
- 75) 横山 : 斜張橋の耐風設計, 橋梁と基礎, '85.8
- 76) R.L. Wardlaw : Some approaches for improving the aerodynamic stability of bridge road decks, Proc. Int. Nat. Conf. of Wind Effects on Buildings and Structures, Tokyo, '71
- 77) L. Clements et al. : Design and construction of Kessock Bridge, Proc. Int. of Civil Engineers, '86.2
- 78) 佐野, 森本, 遠藤, 伊藤, 小川, 酒井 : S字形曲線斜張橋の空気力学的特性と防振対策に関する研究, 川崎重工技報, '86.8

- 79) 横山, 山川, 坂田, 斎藤, 鈴木: 斜張橋の大型化に対するケーブルの振動とその防止対策, 三菱重工技報, '77.5
- 80) 土木学会, 本州四国連絡橋耐風研究小委員会: 本州四国連絡橋の耐風に関する調査研究報告書, '88.3
- 81) 辻: 構造力学的耐風制振対策, 風工学会誌, '84.6
- 82) 樋上: 斜張橋ケーブルの Rain Vibraition, 風工学会誌, '86.3
- 83) 本四連絡橋公団: 本州四国連絡橋耐風設計基準(1976)・同解説, '76.3
- 84) 土木学会編: 鋼構造架設設計指針, '78.5
- 85) M. Ito : Measures against Wind-Induced Vibrations of Bridges, Proc. Structures Congress, ASCE, Orlando, '87
- 86) 白石, 中西 他: スリットを有する斜張橋の塔(1本柱)の耐風性について, 土木学会第42回年次学術講演, '87.9
- 87) 白石, 松本 他: 隅切りによる矩形断面の空力安定効果, 第9回風工学シンポジウム, '86.12
- 88) 日本道路協会: 道路橋示法書・同解説 V. 耐震設計編, '90.2
- 89) 土木学会編: 動的解析と耐震設計, 第4巻 ライフライン施設, 技報堂, '89.6
- 90) 川島: 斜張橋の耐震設計, 橋梁と基礎, '85.8
- 91) 前田, 山内, 松本: 横浜港横断橋基礎構造の設計, 土木学会誌, '86.10
- 92) 河井, 塚原, 北沢, 吉田: 東神戸水路橋の大型ケーソンの耐震設計, 橋梁と基礎, '85.10, 12
- 93) 川島, 運上, 吾田: 斜張橋の耐震性に関する研究—(その1) 振動実験から見た斜張橋の振動特性—, 土木研究所資料, '86.6
- 94) 川島, 運上, 吾田: 斜張橋の耐震性に関する研究—(その2) 地震応答に及ぼす減衰定数の影響—, 土木研究所資料, '87.3
- 95) 坂井: 構造物に及ぼす長周期地震動の影響に関する研究, 川崎重工技報, '87.7
- 96) 前田, 越後: 斜張橋のシステムダンピングに関する2, 3の考察, 土木学会論文集, '83.4
- 97) 川島, 運上, 角本, 吾田: 斜張橋の減衰特性に及ぼすケーブル形式の影響, 土木技術資料, '89.8
- 98) 川島: 免震設計技術の発展と今後の展望, 土木学会論文集, '88.10

