

PC 斜張橋の構造特性に関する一研究

曾 川 文 次*
渡 辺 実**

1. ま え が き

最近、本州四国連絡橋や横浜航路横断橋等に見られるように、我が国においても長大スパンを有する橋梁の必要性が高まり、現に実施されていることは周知のとおりである。しかしながら、これらの多くは鋼橋によるものが多く、コンクリート橋においては最大スパン 240 m の浜名大橋に代表されている。これ以上のスパンについては、桁形式による PC 橋では技術的に可能であっても、経済的に適用限界を超える感は否めない。

このような現況に鑑みると、直面する長大スパン橋梁の必要性に PC 橋を以って対応するためには、種々の有利性が期待できる PC 斜張橋の積極的な採用が望まれる。事実世界的にみても、PC 斜張橋の実施例はかなり多くなってきており、スペインでスパン 440 m と、現在世界最大のスパンを誇る Barrios de Luna 橋⁴⁾が完成をみるに至った。また、我が国においても現在、佐賀県において最大スパン 250 m の PC 斜張橋⁵⁾が計画されており、これが実現されれば我が国最大のコンクリート橋となることはもちろんのこと、本格的な PC 斜張橋時代の到来となる。

PC 斜張橋については種々の構造形式が考えられ、世界の例を見ても多種多様な構造形式が採用されている。それぞれの構造形式によって構造特性には大小の差異があり、更に、我が国が世界有数の地震国であることを考え併せると、種々の構造形式に対する地震応答特性についての把握も重要である。このような状況にある一方で、PC 斜張橋の構造特性に関して各方面で研究、試算が行われているが、今なお周知に至っていないのが現状であると思われる。

本研究はこのような現状に鑑みて、PC 斜張橋として考えられる構造形式の中から 5 形式について、活荷重特性とクリープ・乾燥収縮特性について検討を行い、これによって各形式の構造特性を明らかにしたものである。更に、3 形式について地震応答特性についても検討を行い、基本的な動的特性を明らかにし、地震国である我が国に適した構造形式の示唆を試みた。なお、本研究で得

られた各種構造特性はあくまでも、ここで取り扱った構造形式、形状寸法、スパン比等での 1 つの結論であり、これら諸元の変化により結果に微妙な異なりが予想されることを付記したい。

2. 活荷重とクリープ・乾燥収縮特性

斜張橋の大きな特徴は、桁形式の橋梁と異なり、斜材を緊張することによって主桁と主塔、ならびに橋脚に作用する死荷重断面力を調整できる点にある。しかしながら活荷重断面力については、斜材をバックステーを持ったマルチケーブル方式にすること等によって、かなり小さくすることができるものの、死荷重に対するような積極的な斜材調整を行うことはできない。

したがって、斜張橋の構造形式を選定するにあたっては活荷重に対する構造特性を熟知しておくことが肝要で

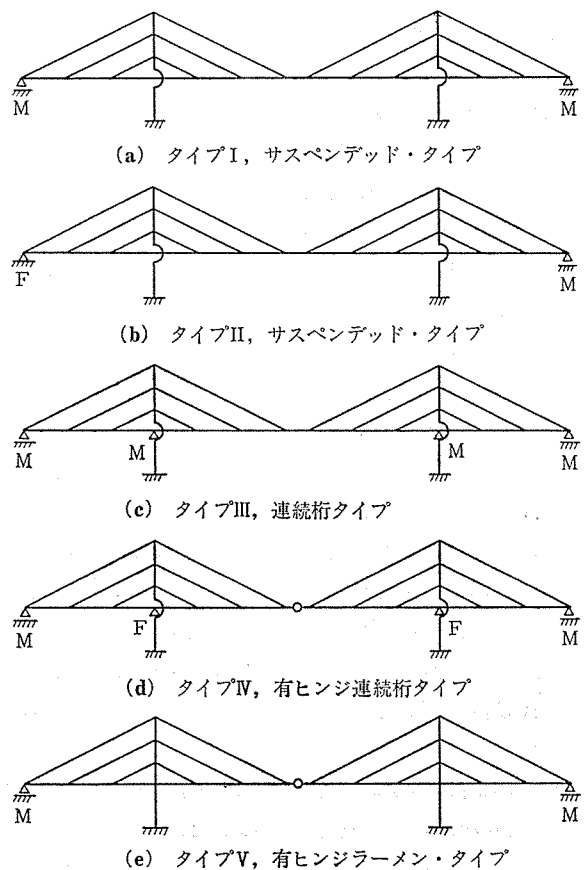


図-1 構造形式の概要図

* 新構造技術(株)土木設計部長

** 新構造技術(株)土木設計部主任

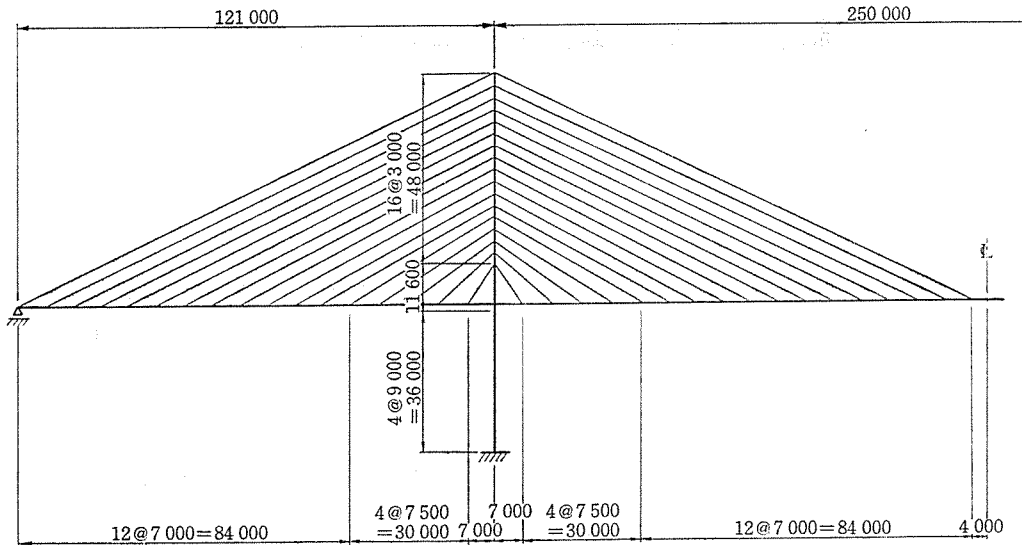


図-1 構造寸法図

ある。活荷重特性については鋼斜張橋についても共通することであるが、PC 斜張橋の場合には更に、クリープと乾燥収縮特性についても熟知しておくことが重要となる。

本研究では 図-1 に示すような、5 種類の構造形式について取り扱い、それぞれの構造形式について説明を加えれば以下のようなものである。

- ① タイプⅠは主塔位置に支承を持たず、また、主桁両端の支承を可動沓として、主桁の水平方向変位が沓で拘束されないサスペンデッド・タイプ（フローティング・タイプ）である。
- ② タイプⅡはタイプⅠにおいて、左端支承を固定沓として、主桁の水平方向変位を沓で拘束したサスペンデッド・タイプである。
- ③ タイプⅢは全支承を可動沓として、主桁の水平方向変位を沓で拘束しない連続桁タイプである。
- ④ タイプⅣは主桁中央部にヒンジを有し、主塔位置の支承を固定沓とした有ヒンジ連続桁タイプである。
- ⑤ タイプⅤは主桁中央部にヒンジを有し、主桁が主塔に剛結された有ヒンジラーメン・タイプである。

なお、側径間長と中央径間長との割合は、F. Leonhardt⁹⁾らによっても研究されているように、構造特性、あるいは経済設計にとって重要な問題である。本研究で対象とした構造の支間割は約 1:2.07:1 であり、斜材が主塔に対して左右対称に張られている。このような支間割を選定したのは、

- ① 施工時にわずかな期間を除いて、完全にバランスを取りながら主桁を架設することができる。
- ② 死荷重作用時に、端支点到に負反力が生じないようにする。設計荷重作用時に負反力が生じて、カウ

ンター・ウェイト方式で簡単に対処できる程度のものである。

等の理由によったものである。

また、クリープ・乾燥収縮特性については基準フロー値を $\varphi_{f0}=2.0$ 、基準乾燥収縮度を $\epsilon_{s0}=25 \times 10^{-5}$ 、部材仮想厚を $h_{th}=60 \text{ cm}$ として検討を行った。なお、クリープ・乾燥収縮によって生ずる断面力の解析は、著者^{10), 11)}らの変位法によるクリープ・乾燥収縮解析理論に基づいた解析プログラムを用いて行った。

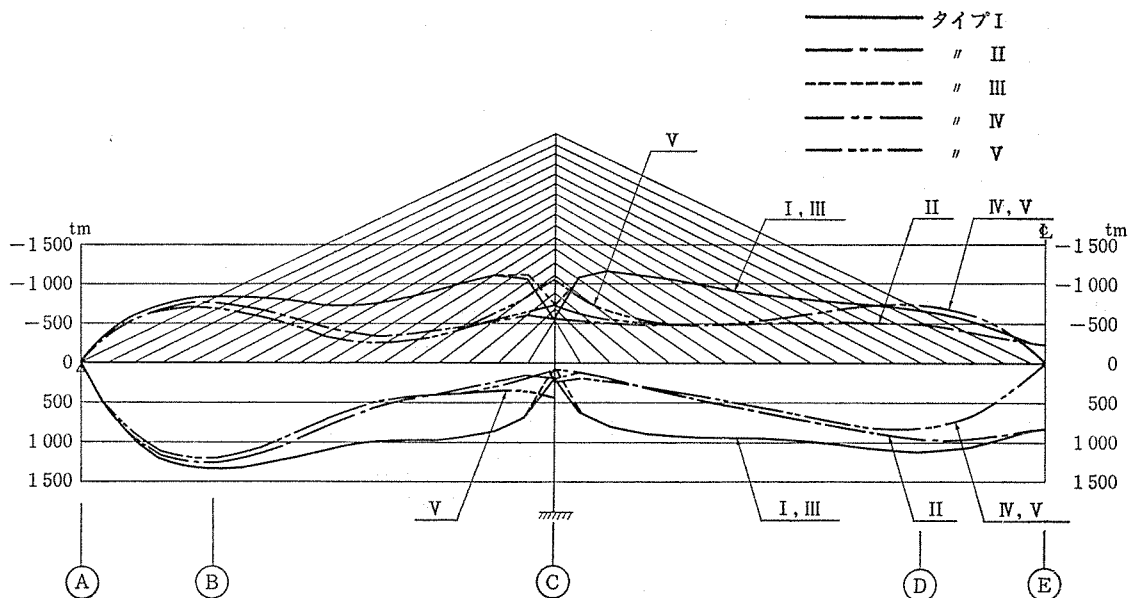
2.1 活荷重特性

(1) 主桁の曲げモーメント (図-3 (a))

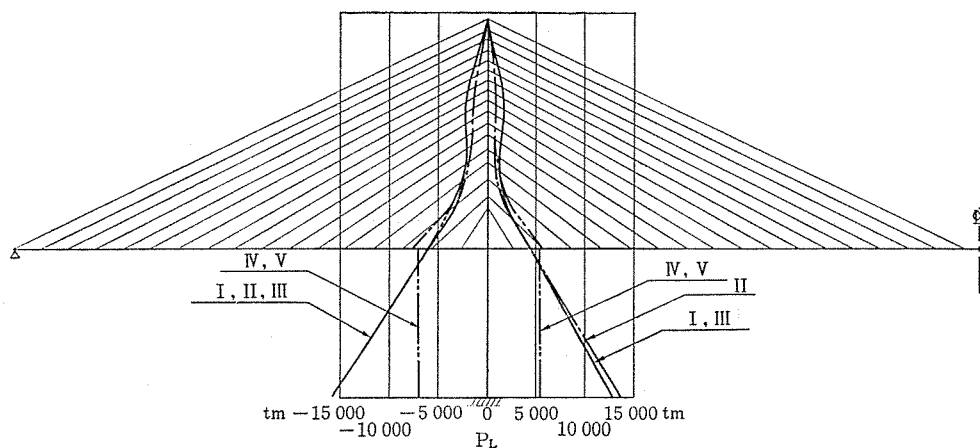
支承がすべて可動沓で、主桁の水平方向変位が拘束されていないタイプⅠとⅢでは、曲げモーメントの分布状況はほとんど一致しており、他のタイプと異なって、正・負曲げモーメントともほぼ並行状態を示し、主塔位置◎で急激に減少している。このような活荷重モーメントの特性は、タイプⅠとⅢ特有のもので、主桁の水平方向変位が拘束されていないことに起因しているものと考えられる。

タイプⅢでは、主塔位置に回転支承が設けられているが、鉛直支承の効果が特に発揮されているとはいえない。一方、タイプⅠの場合には、最下段ケーブルが鉛直支承として機能を十分に発揮しているといえる。このような特性についてはタイプⅡの主塔位置モーメント状況からも認められることであり、したがって、主塔近くにまで斜材を張って主桁を支持したマルチケーブル方式の斜張橋については、サスペンデッド・タイプでも十分に連続桁タイプとしての効果を期待できるものと考えられる。

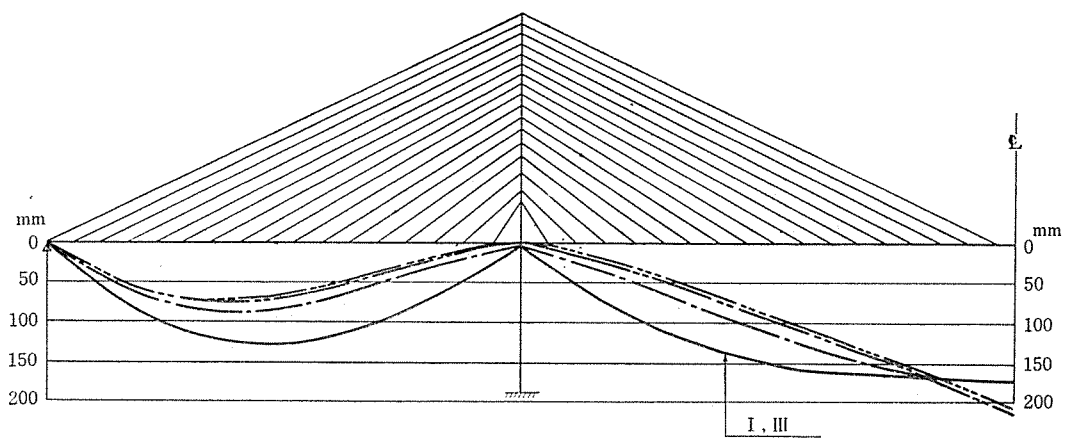
主桁の水平変位が左端固定沓で拘束されたタイプⅡの活荷重モーメントは、④～⑥区間、あるいは⑩～⑫区



(a) 主桁の曲げモーメント



(b) 主塔と橋脚の曲げモーメント



(c) 主桁の最大たわみ

図-3 活荷重特性

間ではタイプⅠとⅢの状況と大差ないが、⑧～⑩区間、ならびに④～⑥区間ではかなり小さくなっている。このような特性からわかるように、活荷重による主桁の曲げモーメントを小さく抑制するうえで、主桁の水平変位を拘束することは有効な手段であるといえる。このことは、主桁の水平変位が主塔位置で拘束されているタイプⅣとⅤについても当然いえることである。

タイプⅣとⅤの活荷重モーメントの分布状況は、主塔位置④を除いてはほとんど一致している。④位置でタイプⅤの負モーメントが大きくなっているのは、この位置で主桁が主塔に剛結されているためであり、タイプⅣの負モーメントが比較的小さいのは回転支承で主桁が支持されているためである。この点で、タイプⅣの支承条件には意義がある。

主桁をスレンダーにできるマルチケーブル方式の斜張橋では次のようなことがいえ、計画・設計の際に十分考慮しておく必要がある。すなわち、主塔位置の主桁には斜材張力の主桁方向成分によって、常に大きな軸方向圧縮力が作用しており、曲げモーメントと合成された時、主桁断面には大きな圧縮応力度が作用することになる。したがって、場合によっては主塔位置で桁高を増加させたり、床版厚あるいはウェブ厚を増厚したりして、断面性能を上げることも必要となる。

構造的には主塔付近の活荷重曲げモーメントが小さくなるようなタイプⅡとⅣ、あるいはタイプⅤが有利であるといえる。しかしながら、タイプⅡの場合には、後で詳述するが、常時作用するクリープ・乾燥収縮による発生モーメントが大きくなるため、結果的に不利になるものと考えられる。

PC斜張橋の場合、主桁のPC鋼材による補強は一般に、活荷重曲げモーメントに対して必要になる。タイプⅠ、Ⅱ、Ⅲでは⑧付近と⑩付近、ならびに⑥付近の曲げモーメントに対して補強が必要であり、特に、斜材張力による圧縮力の作用が期待できない⑥付近における補強鋼材量が多くなる。タイプⅣとⅤでは、⑧付近と⑩付近について補強が必要である。なお、斜材張力による圧縮力の程度によっては、⑩付近の補強が必要ない場合もあり、タイプⅠ、Ⅱ、Ⅲに比較して、PC鋼材量が少なくなる傾向にある。

(2) 主塔と橋脚の曲げモーメント (図-3 (b))

主塔と橋脚の活荷重による曲げモーメントの状況をみると、主塔位置で主桁の水平方向変位が拘束されているものと、拘束されていないものとに特徴が大別されている。すなわち、主塔位置で拘束されていないタイプⅠ、Ⅱ、Ⅲでは、主塔の最下段斜材定着位置から橋脚下端まで直線的にモーメントが増加しているのに対して、拘束

されているタイプⅣとⅤでは、橋脚の天端から下端までモーメントは一定で、変化がみられない。これは、斜材張力が橋脚のモーメントに及ぼす影響と、主桁の水平変位を拘束する拘束力が及ぼす影響とが内的に釣り合っているためと考えられる。

橋脚下端における曲げモーメントを比較すると、拘束されていないタイプでは、拘束されているタイプに対して2倍以上のモーメントが生じている。

活荷重特性についてのみ述べるのであれば、タイプⅣとⅤのように、主桁の水平方向移動を拘束した構造形式の方が、橋脚の断面を小さくすることができ、経済性にも美観的にも有利であるといえる。しかしながら、地震国である我が国においては、地震時の特性をも加味して考えることが不可欠である。この場合、橋脚の断面は設計荷重作用時に対してよりも、むしろ地震時に対して決定されるものと考えられ、したがって斜張橋の構造形式を選定するに際しては、地震時の挙動をも加味した全体的な構造特性を十分に認識しておくことが肝要である。

なお、地震時の挙動については後で詳細に説明することにする。

(3) 主桁のたわみ (図-3 (c))

活荷重載荷によって生ずる主桁の最大たわみを図-3 (c) に示した。この図からわかるように、主桁の水平方向変位が拘束されていないタイプⅠとⅢ、拘束されているタイプⅡ、ならびに支間中央部にヒンジを有するタイプⅣとⅤとで最大たわみの発生状況に変化がみられる。

タイプⅠとⅢの最大たわみは全般的に大きく、このことから主桁の剛性を増加させるうえで、主桁の水平方向変位を拘束することは有効な手段であることが認められる。これは主桁の曲げモーメント発生状況から既に説明されていたことではある。一方、ヒンジを有したタイプⅣとⅤではヒンジ部のたわみが大きくなり、ヒンジ部における主桁の剛性が低下していることがわかる。したがって、ヒンジ部における折れ角が車輛の走行性を害さないように配慮する必要がある。特に、鉄道橋のように活荷重の占める割合が大きい場合には、ヒンジ付近の斜材配置間隔を密にしたり、斜材断面を大きくして斜材の伸び剛性を増加させるなどの配慮が必要であろう。ここで、タイプⅣは主塔位置で主桁が回転支承で支持されており、タイプⅤは剛結されているが、このような主桁の支持条件の差がたわみに及ぼす影響は、タイプⅣの方が若干大きいものの差はほとんど認められない。また、主塔位置で鉛直支持されていないタイプⅠとⅡの主塔位置でのたわみは約4mm程度のものであり、最下段斜材が活荷重に対して鉛直支承としての機能を十分に発揮していることが認められる。

支間中央部における最大たわみは、主桁が連続しているタイプⅠ、Ⅱ、Ⅲでは約 170 mm で、ヒンジ形式であるタイプⅣとⅤでは約 210 mm であった。最大たわみと支間長 250 m との比をとると、それぞれ 1/1500 と 1/1200 程度で 1/1000 以下のたわみであり、どのタイプとも活荷重に対して十分な剛性を有しているといえる。

2.2 クリープ・乾燥収縮特性

PC 斜張橋の場合は一般に、主桁自重、あるいは橋面工荷重による曲げモーメントは斜材の張力を調整することによって、斜材の定着位置が鉛直方向に剛支承された多径間連続桁のモーメント状態に一致させられる。あるいは、それに近い状態に調整されるのが普通であると考えられる。この場合、コンクリートのクリープによって発生する主桁の曲げモーメントは、ほぼ各コンクリート部材のクリープによる軸方向変形によってのみ発生することになる。すなわち、主桁と主塔、ならびに橋脚がクリープによって軸方向に短縮した場合に斜材の張力が変化し、主桁の断面力、あるいは変位量に変化が生ずる。コンクリートの乾燥収縮による断面力、ならびに変位量の変化についてもクリープの場合と同様に、各部材が短縮することによって生ずる。

(1) 主桁の曲げモーメント (図-4 (a), (b))

タイプⅠとⅢ、ならびにタイプⅡのモーメント発生挙動は基本的に同一のものである。すなわち、タイプⅠとⅢの場合には主桁の水平方向変位が拘束されていないために、クリープ・乾燥収縮による主桁の短縮は中央径間中央部を不動点として、左右対称状に生じてくる。このために側径間の斜材張力は減少し、これによって主桁には正のモーメントが発生することになる。一方、中央径間側の最下段斜材から中段部の斜材にかけて、張力は逆に主桁の短縮を拘束しようとする挙動を示し、このために張力が増加し、これによって主桁には負のモーメントが発生することになる。特に、伸び剛性の最も高い最下段斜材の拘束効果が最も大きいために、最下段斜材の張力増加が大きくなり、主桁モーメントも最下段斜材定着部で最大になる。なお、タイプⅠとタイプⅢの主塔付近におけるモーメント発生状況が多少異なっているが、これは、タイプⅢが主塔位置で鉛直支承されているための影響と考えられる。

中央径間中央部付近で主桁に正のモーメントが発生しているのは、正モーメント発生区間に定着されている斜材の張力が減少したためである。この区間の斜材張力の減少は、側径間側の斜材張力の減少、ならびに中央径間側の斜材張力の増加によって、主塔が中央径間側に変位したために生じたものであり、主桁の短縮を拘束したときの張力増加以上に、張力減少の影響が大きいことによ

るものであると考えられる。

タイプⅡの場合には、左側の桁端で主桁の水平方向変位が拘束されているために、この固定点へ向かって主桁の短縮が生じる。また、左右の主塔とも左側に変位する。このような部材の変位によって、タイプⅠ、Ⅲと同様な挙動によって、主桁に曲げモーメントが発生する。タイプⅡの場合、左側主塔位置 P_L 、ならびに支間中央部における主桁モーメントは、タイプⅠとⅢのモーメントと大差ないが、右側主塔位置 P_R においては -1340 tm の負モーメント、ならびに 945 tm の正モーメントと、タイプⅠ、Ⅱに比較して 2.1 倍、ならびに 3.8 倍のモーメントの発生がみられる。タイプⅡでは、主塔位置における活荷重モーメントについては小さくおさえることができたが、このクリープ・乾燥収縮によるモーメントと合計した場合、他のタイプと大差ない値となる。しかも、常時作用する全死荷重作用時のモーメントについては、他のタイプのモーメントよりも大きくなり有利とはいえない。したがって、構造形式の選定に際してタイプⅡを採用する場合には、このような特性を十分に認識しておくのが肝要であると思われる。

タイプⅣとⅤはほとんど同じ傾向を示しており、主塔位置における支承条件の影響は小さい。本タイプの場合には、主桁の短縮は主塔を中心にして生じ、左右両側の斜材張力が減少し、これによってモーメントが発生する。主塔位置の負モーメントの大きさは他のタイプとほぼ同じであるが、中央径間部については正のモーメントの発生はみられない。

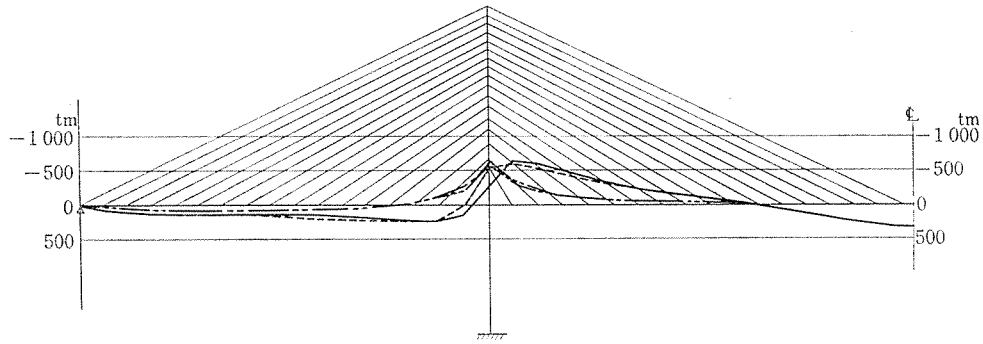
(2) 主塔と橋脚の曲げモーメント (図-4 (c), (d))

タイプⅠ、Ⅱ、Ⅲについては、最下段の斜材が主に主桁の短縮を拘束するために、最下段斜材の定着位置から橋脚付け根に向かってモーメントが直線的に増加している。タイプⅣとⅤについては、主桁の短縮を拘束しないためにわずかなモーメント発生しかみられない。

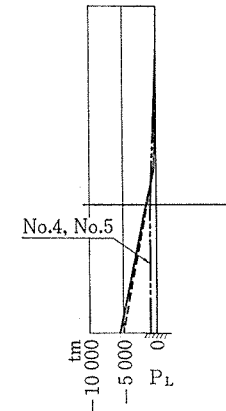
タイプⅡの場合には、右側橋脚 P_R のモーメント発生がかなり大きく、タイプⅠとⅢに対して 2 倍以上のモーメントが発生している。これは、タイプⅠとⅢでは中央径間長の 1/2 に対する主桁短縮量によってモーメントが発生するのに対して、タイプⅡでは、左側の側径間長と中央径間長に対する主桁短縮量によって発生するためである。タイプⅡの橋脚断面はクリープ・乾燥収縮による断面力を含んだ、設計荷重作用時の断面力、あるいは座屈によって決定されるものと考えられる。

(3) 主桁のたわみ (図-4 (e), (f))

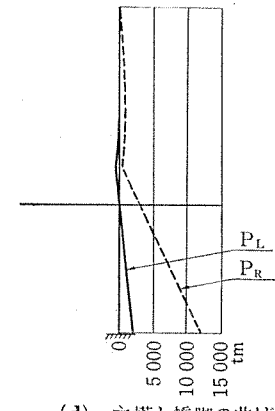
コンクリートのクリープと乾燥収縮によるたわみの性状は、クリープと乾燥収縮によって生ずる主桁の水平変位の拘束条件によって異なっている。すなわち、水平移



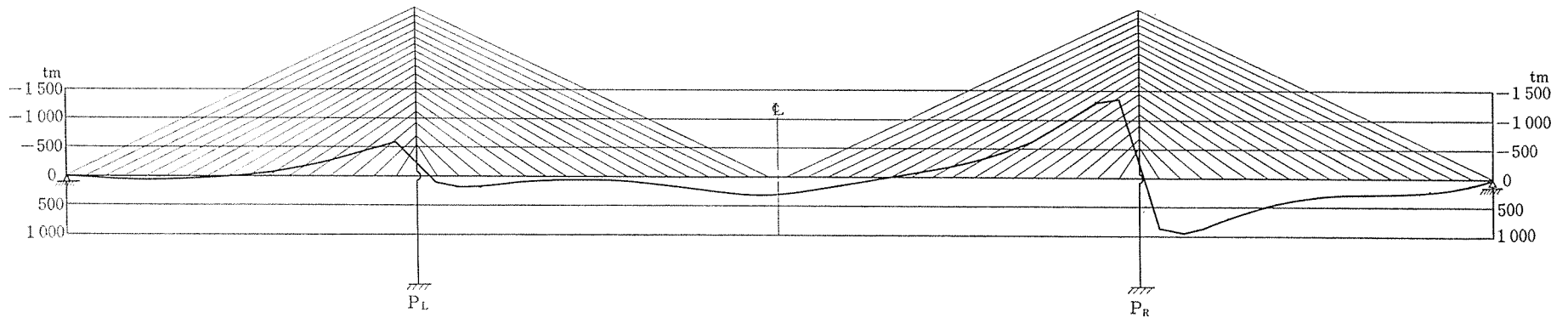
(a) 主桁の曲げモーメント(I, III, IV, V)



(c) 主塔と橋脚の曲げモーメント(I, III, IV, V)

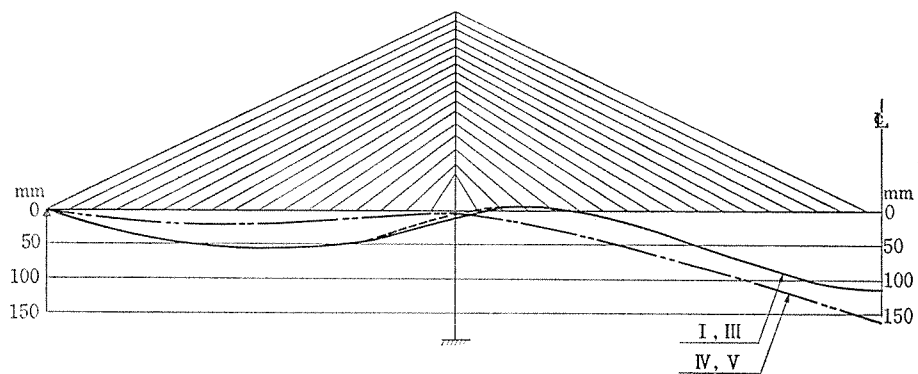


(d) 主塔と橋脚の曲げモーメント(II)

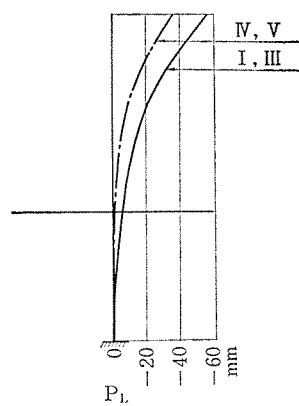


(b) 主桁の曲げモーメント(II)

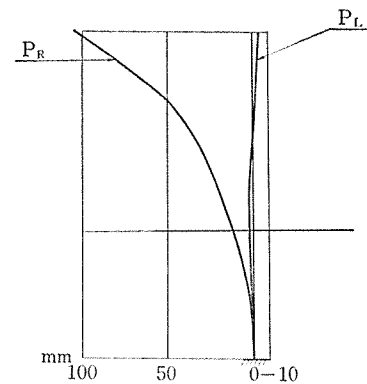
図-4 (1) クリープ・乾燥収縮特性



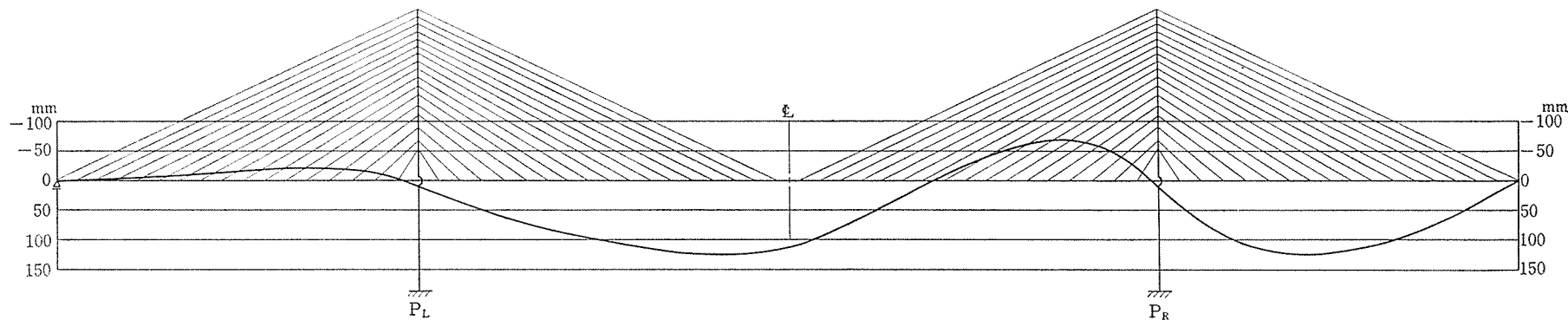
(e) 主桁のたわみ (I, III, IV, V)



(g) 主塔と橋脚のたわみ (I, III, IV, V)



(h) 主塔と橋脚のたわみ (II)



(f) 主桁のたわみ (II)

図-4 (2) クリープ・乾燥収縮特性

動が支承によって拘束されていないタイプⅠとⅢのたわみ性状は、主塔付近で鉛直支承による影響が若干みられるほか、ほとんど一致しており、中央部で約 115 mm のたわみが生じている。

同様に、タイプⅣとⅤのたわみ性状も一致しており、この場合には主桁の支承条件の違いによる影響は認められない。なお、タイプⅣとⅤの場合には、中央部のたわみが約 160 mm とタイプⅠとⅢの 1.4 倍のたわみが生じ、ヒンジ部で不連続な折れ角が生ずるので、車輛の走行を害さないように配慮が必要である。

タイプⅡでは、左桁端で主桁の水平変位が拘束されているため、非対称なたわみ性状を示している。特に、主桁の短縮による影響が大きい右側主塔 P_R に吊られている主桁のたわみ変化が大きく、中央径間部で 126 mm と -68 mm、右側径間部で約 125 mm のたわみが生じている。

なお、PC 斜張橋の場合には桁タイプの橋梁と違って、斜材の張力調整を行うことによって、クリープ・乾燥収縮進行後の主桁の応力、ならびにたわみを比較的容易に再調整できる利点がある。例えば、フランスで施工された Brotonne 橋²⁾では、斜材定着装置に特殊なジャッキが組み込まれており、これを作動することによって斜材の張力を調整し、完成後に生ずるクリープ・乾燥収縮による応力変化、あるいはたわみ変化に対処している。その他、アメリカの Pasco-Kennewick 橋³⁾の場合には、シムプレート方式で斜材が定着されており、また、スペインの Barrios de Luna 橋⁴⁾ではナットとシムプレートの両方で斜材調整が行える構造がとられ、必要に応じて斜材の再緊張ができるようにされている。

したがって、先に述べたタイプⅣとⅤのヒンジ部における折れ角状のたわみは、有ヒンジ形式の桁橋のような直接的な欠点にはならないものと考えられる。その他のタイプの斜張橋についても同様である。

(4) 主塔と橋脚のたわみ (図-4 (g), (h))

主塔と橋脚のたわみはタイプⅡを除いて、対称状に中央径間側に生じており、タイプⅠとⅢでは約 56 mm、タイプⅣとⅤでは約 36 mm の塔頂変位が生じている。

タイプⅡでは右側の主塔 P_R で、左側に約 104 mm の塔頂変位が生じ、左側の主塔 P_L についてはほとんど変位が生じていない。タイプⅡと同様な形式をとっている Pasco-Kennewick 橋では 110 mm の塔頂変位が予想されており、タイプⅡの変位性状と一致している。なお、Pasco-Kennewick 橋の場合はプレキャストブロック工法で架設されているため、クリープ・乾燥収縮とも場所打ち工法のものよりも小さく、このため規模が大きい割には塔頂変位がそれほど大きくないということ

を認識しておく必要がある。

ともあれ、大きな塔頂変位は主塔の座屈安定性に対しても望ましいことではないため、できるだけ変位が小さくなるように配慮することが肝要である。タイプⅡのような場合には、クリープ・乾燥収縮進行後に固定沓を意図的に水平移動させ、水平方向拘束を解放できる支承構造にしておくことも一法であろう。この場合のクリープ・乾燥収縮特性は、タイプⅠの性状にほぼ一致するものと思われる。

(5) 桁端の水平変位

橋体の完成後、クリープと乾燥収縮の進行によって主桁は短縮し、桁端に水平変位が生ずる。長大な PC 斜張橋の場合にはこの変位量が大きくなり、このため、目地に大きな伸縮装置を設置する必要がでてくる。

タイプⅠとⅢでは、桁端変位量が左右の目地に等分に分散され、60 mm の短縮が生じている。タイプⅣとⅤの場合には、両桁端と中央ヒンジ部の 3 か所に分散され、両桁端で 31 mm、中央ヒンジ部で 60 mm の短縮が生じている。また、タイプⅡの場合には右桁端の可動沓側に短縮量が集中し、113 mm の大きな短縮量が生じることになる。

以上はクリープと乾燥収縮による短縮量についての検討結果であるが、実際には温度変化による影響を考慮する必要がある。温度下降を 30°C、コンクリートの線膨張係数を 10×10^{-6} とし、斜材の拘束による影響を無視して概略計算すると、タイプⅠとⅢでは両桁端に 75 mm の短縮量が、タイプⅣとⅤでは両桁端に 37.5 mm と中央ヒンジ部に 75 mm の短縮量が生ずる。また、タイプⅡでは右桁端に 150 mm の短縮量が生ずる。タイプⅡについて、クリープ・乾燥収縮と温度変化による短縮量とを合計すると、263 mm の短縮量が集中して生ずることになり、大型の伸縮装置が必要になる。

タイプⅡと同形式である Pasco-Kennewick 橋³⁾では、約 760 m の桁長に対する短縮量を 1 か所の伸縮装置でとらせる必要があり、±330 mm の移動が可能な伸縮装置が設置されている。前述のように、本橋はプレキャストブロック工法で架設されており、もし場所打ち工法で施工された場合には、更に大型の伸縮装置が必要となる。また、主桁両端が剛結され、中央にヒンジを有する構造形式の Barrios de Luna 橋では、約 571 m の桁長に対する短縮量を中央ヒンジ部 1 か所でとらせている。

伸縮装置、ならびにヒンジは損傷を受けやすく、橋梁の弱点ともいえるべき箇所である。したがって、PC 斜張橋に限らず、橋梁の大規模化には損傷を受けにくく、メンテナンスが容易な伸縮装置とヒンジの開発が今後望まれる。

3. 地震応答特性

斜張橋の耐震設計においては、地震時に作用する大きな水平力に、いかに対処するかが重要な問題である。すなわち、地震時の水平力を一つの下部工に集中して負担させた場合、橋脚、あるいは、橋台には大きな断面力が作用し、このため基礎を含めて下部工の規模が大きくなり、経済性や美観に支障を来す恐れがでてくる。したがって、斜張橋の構造形式選定に際しては、各構造形式に対する地震応答特性を十分に検討して、地震応答値ができるだけ小さくなるように、また、作用地震力を各下部工に分散させて伝え、下部構造ができるだけ小規模になるように配慮することが肝要であると思われる。

そこで、本研究では図-5に示すように、桁端の支承をすべて可動支とし、地震力を左右の橋脚に分散できるサスペンデッド・タイプと有ヒンジラーメン・タイプについて、橋軸方向に対する地震応答特性の検討を行った。なお、サスペンデッド・タイプについては、ファン方式とハープ方式の斜材形状について検討した。

地震応答解析は道路橋示方書・耐震設計編⁶⁾に基づいた応答スペクトル法によって行い、解析条件は以下のとおりとした。

- ① 最大入力加速度； $\alpha_{max}=130$ gal
 - ② 応答スペクトル；1種地盤に対する平均応答スペクトル (1970)，(図-6)
 - ③ 減衰定数；各次モードに対して一律 $h=5\%$
- なお、本検討では固有周期が4秒程度までの構造を取り扱った。

3.1 固有値解析結果

各構造形式に対する固有周期と刺激係数の解析結果を

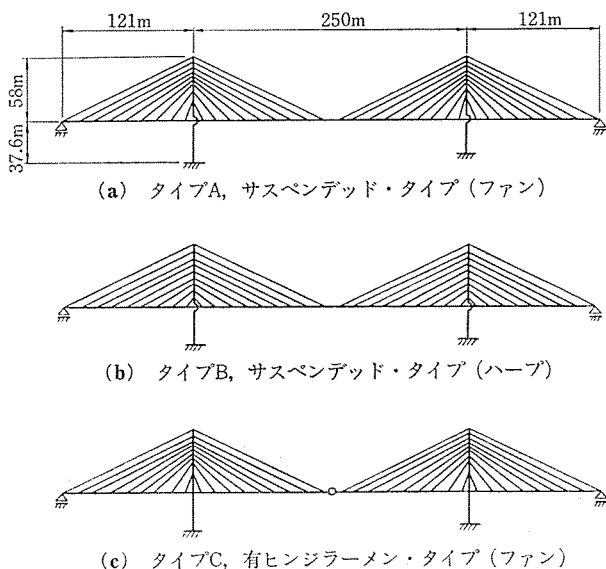


図-5 地震応答特性に対する構造形式

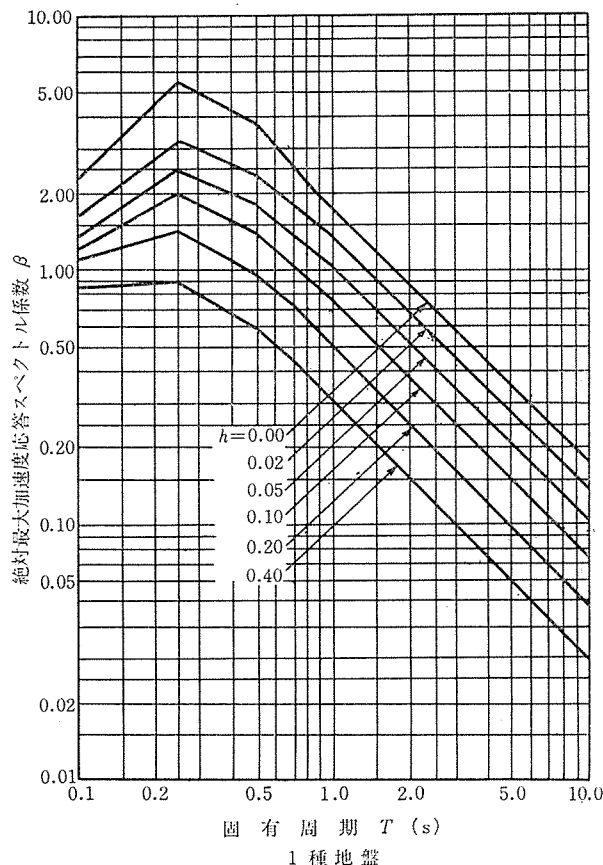


図-6 地盤種別平均応答スペクトル曲線 (1970)

表-1に示した。また、各構造形式に対するモード次数と固有周期との関係を図-7に示した。

タイプAとタイプBのようなサスペンデッド・タイプ

表-1 固有値と応答値

(a) タイプA, サスペンデッド・ファン

モード次数	固有周期 (sec)	刺激係数		応答率	主桁水平変位 (cm)	橋脚下端モーメント (tm)
		水平	鉛直			
1	4.253	-0.845	0.000	0.254	12.779	-15 687.1
2	2.582	-0.000	-0.598			
3	1.673	-0.893	-0.000	0.634	1.284	-13 006.9
4	1.214	0.000	-1.026			
5	1.025	-0.113	0.000	1.023	0.011	-176.5
6	0.835	-0.000	-0.961			
7	0.649	0.511	0.000	1.446	0.013	-4 428.4
8	0.575	0.000	-0.476			
9	0.557	0.160	-0.000	1.615	-0.000	-375.4
10	0.492	0.000	0.663			
11	0.417	0.000	0.190			
12	0.416	0.350	-0.000	1.915	-0.014	-1 499.1
13	0.389	0.706	-0.000	1.977	-0.114	-15 306.5
14	0.371	-0.000	-0.292			
15	0.359	-0.000	-0.176			
16	0.337	-0.663	0.000	2.115	0.039	-2 066.8
17	0.316	0.183	0.000	2.185	-0.018	-499.5
18	0.287	0.000	0.036			
19	0.259	0.000	0.046			
20	0.253	-0.043	-0.000	2.438	-0.000	-34.2
最大応答値 (r.m.s.)					12.844	26 387.2

報 告

(b) タイプ B, サスペンデッド・ハーブ

モード 次数	固有 周期 (sec)	刺激係数		応倍 答率	主 桁 水平変位 (cm)	橋脚下端 モーメント (tm)
		水 平	鉛 直			
1	3.147	-0.773	-0.000	0.341	5.109	-7 426.6
2	2.672	0.000	0.580			
3	1.551	-1.101	0.000	0.683	3.047	-26 856.0
4	1.336	0.000	1.031			
5	1.117	0.191	0.000	0.942	0.026	-453.4
6	0.911	-0.000	1.004			
7	0.684	0.617	-0.000	1.392	0.093	-5 680.9
8	0.603	0.000	0.384			
9	0.580	-0.171	-0.000	1.572	0.003	-389.6
10	0.493	0.000	-0.617			
11	0.441	0.000	0.323			
12	0.406	0.101	0.000	1.936	-0.004	-123.6
13	0.385	-0.548	0.000	1.986	0.055	-1 128.2
14	0.370	0.000	0.477			
15	0.349	0.483	0.000	2.083	-0.023	-5 502.6
16	0.339	0.000	-0.050			
17	0.292	0.494	0.000	2.271	-0.081	-8 506.6
18	0.291	0.000	0.004			
19	0.252	-0.092	0.000	2.440	-0.001	-143.4
20	0.246	-0.000	0.040			
最大応答値 (r.m.s.)					5.950	30 483.8

(c) タイプ C, 有ヒンジラーメン

モード 次数	固有 周期 (sec)	刺激係数		応倍 答率	主 桁 水平変位 (cm)	橋脚下端 モーメント (tm)
		水 平	鉛 直			
1	2.544	0.000	0.830			
2	1.645	-0.656	-0.000	0.645	0.382	-7 277.7
3	1.238	0.000	1.048			
4	1.025	-0.226	0.000	1.023	0.041	-645.8
5	0.923	-0.000	1.144			
6	0.803	-1.215	-0.000	1.238	2.088	-53 532.1
7	0.777	0.000	0.076			
8	0.558	-0.756	0.000	1.615	0.116	-3 979.0
9	0.506	-0.000	0.251			
10	0.505	-0.480	-0.000	1.738	0.042	-1 654.1
11	0.465	0.000	0.616			
12	0.333	-0.719	0.000	2.131	0.043	-1 695.3
13	0.332	0.000	0.117			
14	0.308	0.196	-0.000	2.215	0.004	-260.3
15	0.276	0.000	-0.383			
16	0.275	0.208	0.000	2.338	0.005	-361.3
17	0.266	-0.000	-0.519			
18	0.211	-0.569	0.000	2.215	0.040	-2 184.7
19	0.210	-0.000	-0.017			
20	0.186	0.002	-0.000	2.015	-0.000	0.08
最大応答値 (r.m.s.)					2.128	54 273.1

の斜張橋は、斜材を介して主桁の水平変位が拘束されるために地震を受けた際、主桁はいわゆる遊動円木状に挙動する。また、タイプCの場合は桁形式の有ヒンジ・ラーメン橋と同様に、剛結された橋脚で直接地震力を受けることになる。タイプAの場合には、1次の固有周期が $T_1=4.25$ 秒と最も長周期になり、次いでタイプBで $T_1=3.15$ 秒、タイプCで $T_1=2.54$ 秒であった。

タイプAとタイプBを比較すると、1次モードに対する固有周期については1.1秒の差があるが、2次以上の

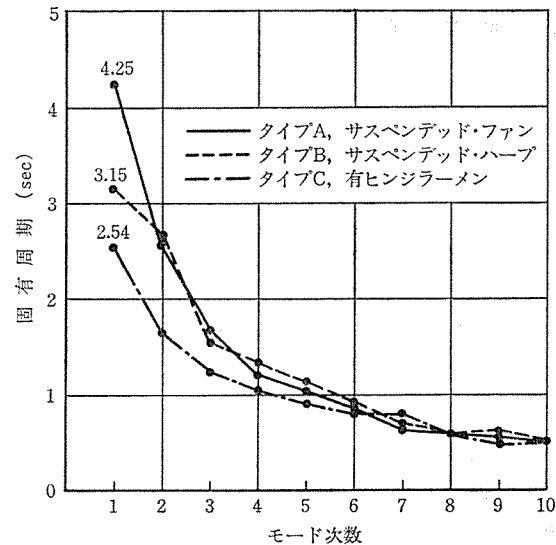


図-7 モード次数と固有周期との関係

モードに対する固有周期には、大きな差は認められない。また、タイプCの場合には、6次以上のモードでタイプAとBの固有周期にほぼ一致している。

水平振動モードについて、サスペンデッド・タイプと有ヒンジラーメン・タイプとを比較すると、サスペンデッド・タイプの1次モードは特徴的で、水平変位が卓越した振動形を示しており、3次と5次モードが有ヒンジラーメン・タイプの2次と4次モードに、固有周期、振動形とも良く対応している(図-8)。また、鉛直モードについて比較すると、固有周期については両構造形式とも大きな差はみられず、サスペンデッド・タイプの2次と4次の固有周期は、有ヒンジラーメン・タイプの1次と3次の固有周期によく対応している(図-9)。

図-7において、タイプCに関する曲線をモード次数方向に1次だけ平行移動させると、各タイプともよく一致することがわかる。これより高次の鉛直振動に対しては、有ヒンジラーメン・タイプのほうが長周期になっている。

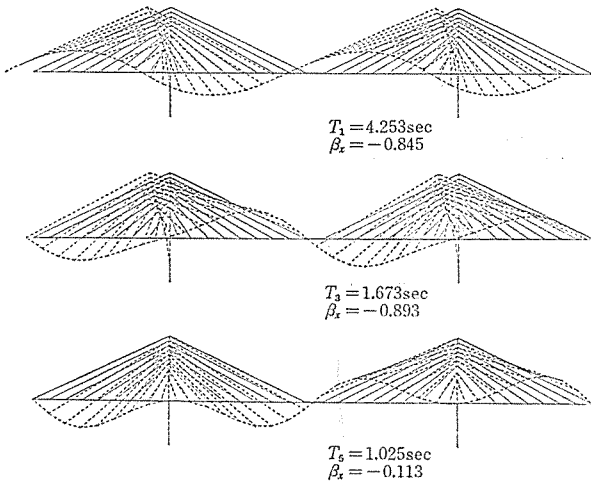
このように、鉛直振動に関しては密に張られた斜材による影響、ならびにヒンジの有無による影響が支配的であり、主塔位置における主桁の支承条件による影響については、主塔部付近の局所的なものであることが推測される。

3.2 地震応答解析結果

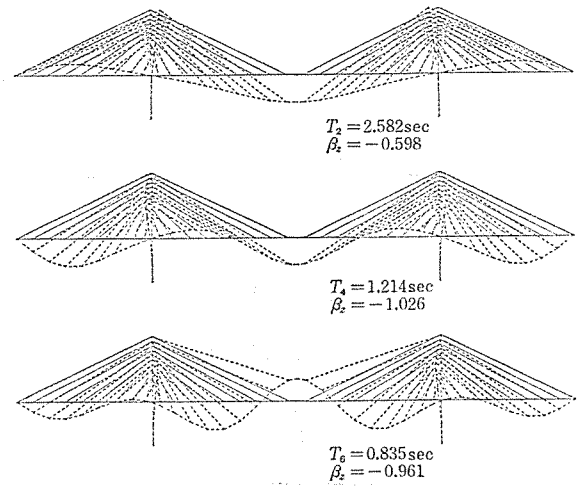
(1) 最大応答変位

各構造形式に対する最大応答変位分布を 図-10 に、また、各次モードに対する主桁の水平応答変位と最大水平応答変位との関係を 表-1 に示した。

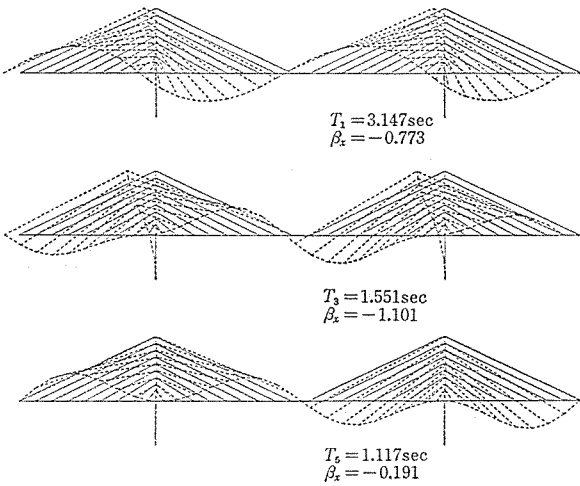
これらから、サスペンデッド・タイプでは主塔と主桁の水平変位、ならびに主桁の鉛直変位とも、有ヒンジラ



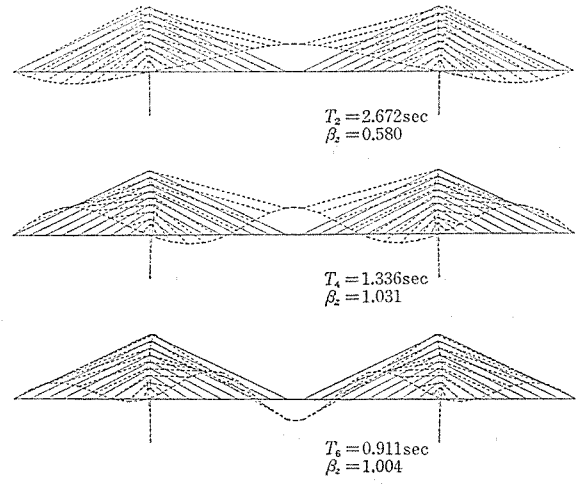
(a) タイプA サスペンデッド・ファン



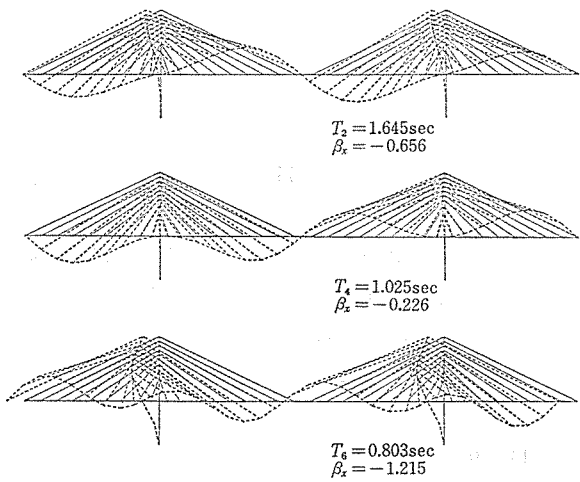
(a) タイプA サスペンデッド・ファン



(b) タイプB サスペンデッド・ハーブ

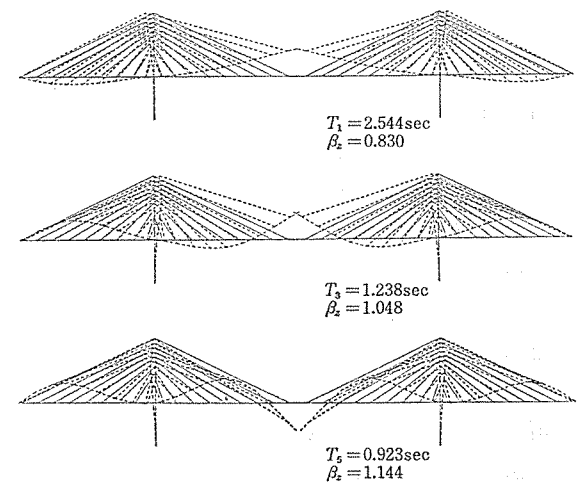


(b) タイプB サスペンデッド・ハーブ



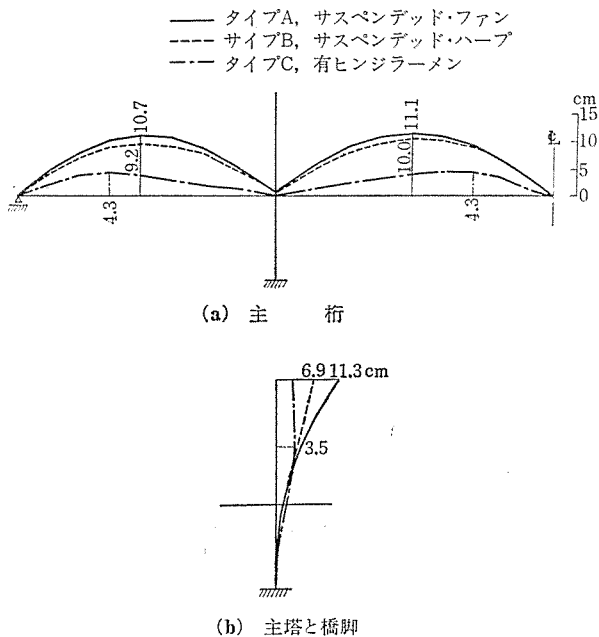
(c) タイプC 有ヒンジラーメン

図—8 水平振動モード



(c) タイプC 有ヒンジラーメン

図—9 鉛直振動モード

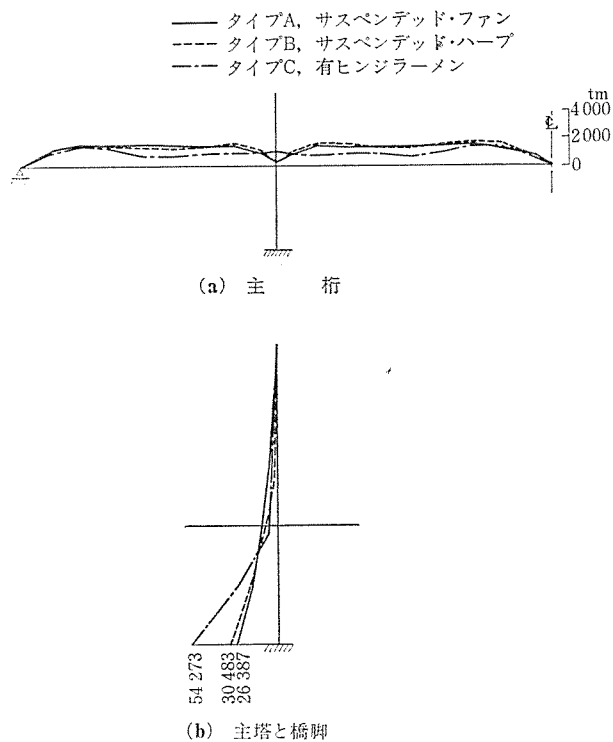


図一10 最大応答変位

一メン・タイプよりも大きくなり、いわゆる柔構造であることがわかる。主桁の最大鉛直変位量は、最も大きいタイプAで 111 mm であり、これは活荷重による最大たわみ量 173 mm よりも小さく、實際上問題になることはないものと思われる。主桁の水平変位については、タイプAで 128 mm、タイプBで 60 mm、タイプCで 21 mm で、タイプAの場合にはタイプCの約6倍もの変位が生じている。このように、主桁の水平変位が大きい場合には、桁端における目地間隔の確保、負反力用鉛直ケーブル、あるいは伸縮装置の構造等に支障を来たさないように、十分な配慮が必要である。

一方、タイプBの水平変位がタイプAの 1/2 になっていることから、斜材をハープ状に配置することによって、主桁の水平変位応答値をかなり改善できることがわかる。斜材をハープ方式にした場合の静的特性、あるいは活荷重特性等に及ぼす影響は、実際上それほど顕著なものではないものと考えられる。したがって、地震国においてサスペンデッド・タイプを採用する場合には、斜材をハープ方式にするのが耐震上有効な手段であると考えられる。

ここで、主桁の水平変位に対する対策例について述べることにする。マルチケーブル・ファン方式の鋼橋である名港西大橋^{6),7)}では、亜鉛メッキ PC 鋼より線によって主桁を主塔位置で弾性拘束する方法を採用している。この方法を PC 斜張橋に適用する場合には、常時の温度変化による主桁の拘束引張力にコンクリートのクリープ・乾燥収縮による拘束力が付加されて大きくなることを考慮しておかなければならない。また、アメリカの



図一11 最大応答曲げモーメント (tm)

Pasco-Kennewick 橋では、地震力によって桁端の固定支承が破壊されるような構造がとられている。支承破壊後の橋梁の固有周期は 0.5 秒から 12 秒に伸びるとのことであり、この際かなりの主桁水平変位が予想される。したがって、Pasco-Kennewick 橋では、負反力用ケーブルの切断を防ぎ、また、伸縮装置をできるだけ損傷させないように、主桁と橋台の間の移動量は最大で 250 mm に制限されている⁸⁾。

主塔の応答変位に関して、サスペンデッド・タイプでは塔頂部で最大応答変位が生ずるのに対して、有ヒンジラーメン・タイプでは主塔中間部付近で生じているのが特徴的である。

(2) 最大応答断面力

各構造形式に対する主桁、ならびに主塔と橋脚の最大応答曲げモーメントを 図一11 に示す。地震時の断面力応答値、ならびに地震時に対する許容応力度の割増しを考慮すると、主桁と主塔断面については一般に地震時よりもむしろ設計荷重作用時で決定されるものと思われる。しかしながら、橋脚については地震時に大きな曲げモーメントが作用するため、地震時に対して断面が決定されるのが一般的であると考えられる。

図一11 (b) において、タイプAとタイプBの橋脚下端モーメントには大きな差がみられない。タイプAはタイプBよりも長周期構造であるために、応答断面力が小さくなるものと推察されるのであるが、タイプAはファ

ン方式であるために主塔における水平力作用位置が上昇して、結果的に応答値が小さくならなかったものと考えられる。一方、タイプBの場合には、最下段の斜材定着位置に水平力が集中するので、応答値がそれほど大きくならず済んでいるものと思われる。このように、斜材をハープ方式にすることによって、橋脚の曲げモーメントをそれほど増加させずに、なおかつ、主桁の水平変位拘束効果を相当に改善できることがわかる。

一方、タイプCの橋脚曲げモーメントは約 54 000 tm と大きく、タイプBの約 1.8 倍に相当している。このため、タイプCの場合には、主桁の水平変位は小さくなるもの、橋脚と基礎の規模は大きくなる傾向にある。

斜材断面については、タイプAでは斜材の主桁水平変位拘束効果が小さくなく、また、タイプCでは直接橋脚に水平力が作用するために、地震時の張力は小さい。したがって、タイプAとCについては、設計荷重作用時、あるいは施工時の斜材張力によって、斜材断面が決定されるものと思われる。

一方、タイプBの場合には、最下段斜材の主桁水平変位拘束効果が大きいいため、地震時に大きな張力が作用する。したがって、ハープ方式の場合の最下段斜材断面については、地震時の張力によって決定される場合も考えられる。

PC 橋の耐震設計は一般に、道路橋示方書・耐震設計編に基づいた、応答を考慮した修正震度法によって行われている⁹⁾。周知のとおりこの修正震度法は、構造物の最低次の固有周期に対する補正係数（加速度応答倍率）によって設計水平震度を算出し、静的解析によって耐震設計を行う方法である。したがって、最低次の振動モードで地震応答値がほぼ決定される構造物については十分な適用性を有するものと思われる。

しかしながら、表-1 の各次モードに対する応答値と最大応答値との関係からわかるように、斜張橋の場合には高次のモードにおいても卓越した応答値が認められるため、固有周期の長い PC 斜張橋の耐震設計においては、修正震度法による静的解析に加えて動的解析をも併用した検討が望ましいものと思われる。

4. あとがき

本研究では5種類の構造形式について、活荷重とクリープ・乾燥収縮特性を、また、3種類の構造形式について、地震応答特性を論じた。しかしながら、実際には大きく分けて、PC 斜張橋の代表的な構造形式と考えられる、サスペンデッド・タイプと有ヒンジラーメン・タイプについての比較研究であったといえる。すなわち、タイプIとII、ならびにタイプIIIは基本的にサスペンデッド・タイプに属し、タイプIVとVは有ヒンジラーメン・タイプに属するものと考えられることができる。

これら両者の構造形式は、それぞれに特徴のある特性を示し、また、それぞれに長所と短所を持っている。したがって、どちらの構造形式を採用するかは計画時にどの特性を重要視するかによって決定されるべきものであると思われる。

本研究で PC 斜張橋の構造特性をすべて明らかにできなかったとは到底いえないが、PC 斜張橋を計画・設計する際に本報告が何らかの役に立てば幸いである。

参 考 文 献

- 1) 須藤：Brotonne 橋の設計と施工，プレストレストコンクリート，Vol. 19, No. 2, 1977
- 2) F. Leonhardt, W. Zellner, H. Svensson, (成井訳)：コロンビア川にかかる Pasco-Kennewick PC 斜張橋，橋梁，No. 8, No. 10, 1980
- 3) F. Leonhardt, W. Zellner, (成井訳)：斜張橋，近年の発達について，土木施工，11 号，12 号，1980
- 4) 小林，佐藤，本間，山田：ルナ橋の設計・施工，橋梁，No. 12, 1983, No. 1, 1984
- 5) 欧州 PC 斜張橋技術調査報告書，欧州 PC 斜張橋調査団，12, 1982
- 6) 金谷，野中：名港西大橋の設計と施工，橋梁，No. 11, 1983
- 7) 加藤，飯岡，川人：名港西大橋の設計，橋梁と基礎，No. 12, 1983
- 8) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，耐震設計編
- 9) 片渕：加部島大橋(PC 斜張橋)計画概要，橋梁，No. 2, 1984
- 10) 山家，渡辺：分割施工される PC 連続桁橋の遅れ弾性を考慮したクリープ解析法，プレストレストコンクリート，Vol. 21, No. 5, 1979
- 11) 佐藤(素)，渡辺，佐藤(昇)：変位法によるコンクリート構造物のクリープ・乾燥収縮解析の基礎理論，プレストレストコンクリート，Vol. 22, No. 2, 1980

【昭和 59 年 6 月 7 日受付】