

斜吊りアーチ橋の静的構造特性と終局強度

宮地 一裕*¹ 中村 俊一*²

Static Structural Characteristics and Ultimate Strength of Cable-stayed Arch Bridges

by

Kazuhiro MIYACHI*¹ and Shunichi NAKAMURA*²

(Received on Sep. 29, 2012 and accepted on Nov. 15, 2012)

Abstract

A new type of cable-supported bridge, the cable-stayed arch bridge, is proposed. This new bridge is a combination of a cable-stayed bridge and an arch bridge, and the girder is supported by both stay cables and arch ribs. Its static behaviors, sectional forces and deflections, under the design load are compared with that of conventional cable-stayed bridges and arch bridges. Elastic-plastic large deformation analysis is then conducted to clarify the progressive collapse process and the ultimate strength. It is found that the cable-stayed arch bridge has smaller sectional forces and sufficient ultimate strength.

Keywords: Cable-stayed Arch Bridge, Cable-stayed Bridge, Arch Bridge

1. はじめに

今日、経済性に優れ、長期耐久性もあり、景観にも魅力的な橋梁が求められており、これらの条件を満足する新しい構造形式や構造部材の研究がなされている。そのひとつとして、田中・中村・加藤が提案している斜吊りアーチ橋がある¹⁾。これは、斜張橋とアーチ橋を組み合わせた新しい吊り形式橋梁であり、各々の形式の利点を併せ持っていると期待される。

また、アーチ・リブにはコンクリート充填鋼管 (CFT) を用いている。充填コンクリートは鋼管の局部座屈を抑制し、コンファインド効果によりコンクリートの強度・終局ひずみを向上させる。また、アーチ・リブの併合後に鋼管内へコンクリートを充填すれば型枠の必要性はなく低コストかつ合理的である。

類似橋梁として実際にマレーシアに Seri Saujana Bridge (セリサウジャナ橋) が 2003 年に竣工されている²⁾。現在、マレーシアのクアラルンプールでプトラジャヤ湖を縦断する高速道路として利用されている。したがって、本研究の対象橋梁である斜吊りアーチ橋は実現性のある橋梁であると考えられる。

本論文では、斜吊りアーチ橋の静的構造特性を明らかにする。斜吊りアーチ橋は、斜張橋とアーチ橋を組み合わせた吊り形式橋梁であるため、これら 3 形式の橋梁の設計荷重レベルにおける断面力および変位を比較し、各々の形式の構造特性を明らかにする。さらに、載荷す

る荷重を増加させ、対象橋梁の崩壊過程および終局強度を把握することにより、3 形式の橋梁の構造特性をより詳細に検討する。

2. 検討橋梁

2.1 構造諸元

対象とする斜吊りアーチ橋は 2 主塔 3 径間連続橋とし、スパン長は 100+300+100m とした。斜張橋はこれと同一諸元を有し、アーチ橋は、斜吊りアーチ橋の主径間のみに着目した (図 1)。幅員 27.0m の 6 車線の道路橋を仮定した (図 2)。本章では、この 3 つの橋梁の設計荷重レベルにおける構造特性を比較する。

2.2 部材の断面設計

設計荷重は、死荷重強度 (D) および活荷重強度とした。活荷重強度は道路橋示方書の B 活荷重を用い、全橋面に固定載荷したケース (L1) と片側橋面のみに偏載荷したケース (L2) を想定した (図 3)。

この設計荷重に対して許容応力度以内になるよう部材断面を設定した。鋼板は SM490Y 材、ケーブルの引張強度は 1570MPa (安全率 2.5)、コンクリートの圧縮強度は 27MPa、主桁は鋼製 1 箱桁、主塔は鋼製 Y 型、アーチ・リブはコンクリート充填鋼管 (CFT) とした。ただし、ケーブルの自重は、他の死荷重と比べて小さいため解析上は無視した。

3 橋梁の部材断面を表 1 に示すが、斜張橋の主塔は斜

*1 工学研究科土木工学専攻

*2 工学部土木工学科教授

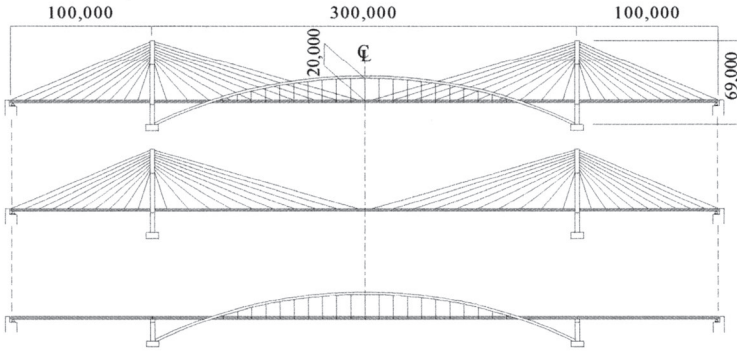


図1 3橋梁の側面図(単位: mm)

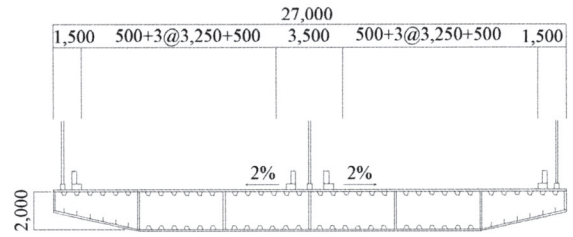


図2 主桁の断面図(単位: mm)

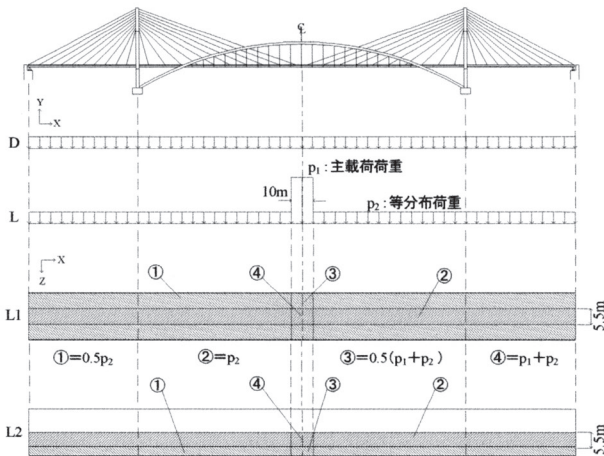


図3 荷重荷重ケース

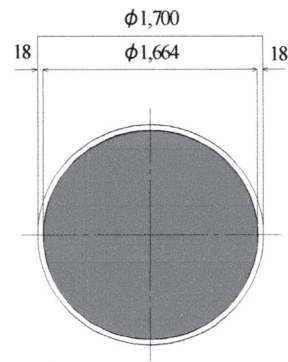


図4 アーチ・リブ断面(単位: mm)

表1 主な部材仮定断面(単位: mm)

	斜吊りアーチ橋	斜張橋	アーチ橋
アーチ・リブ	$\phi 1,700 \times 18$	—	$\phi 2,000 \times 18$
主塔鋼板厚	定着部 18	定着部 42	—
	基部 18	基部 32	基部 16
ケーブル	C1~C7, C14~C20, C21~C27, C34~C40 (PWS-187)	C1~C5, C36~C40 (PWS-421)	—
	C8~C10, C11~C13 (PWS-73)	C16~C20, C21~C25 (PWS-337)	
	—	C6~C15, C26~C35 (PWS-163)	

注) ケーブル番号は左端より右端方向に C1, C2, ... C39, C40 とする.

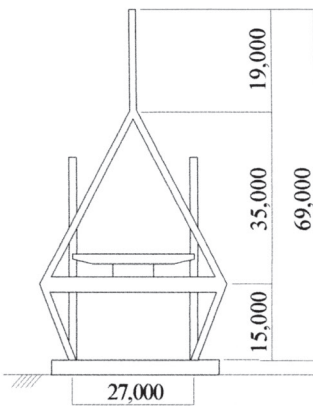


図5 主塔(単位: mm)

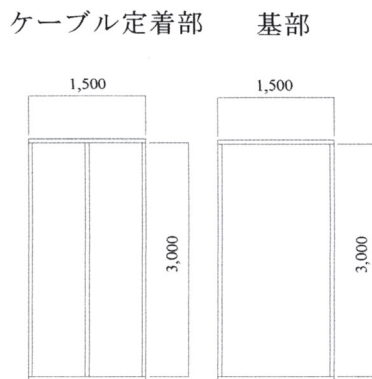


図6 主塔柱断面(単位: mm)

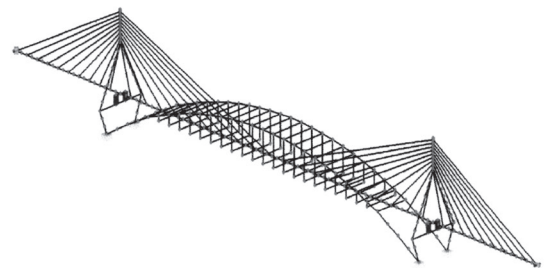


図7 斜吊りアーチ橋モデル図

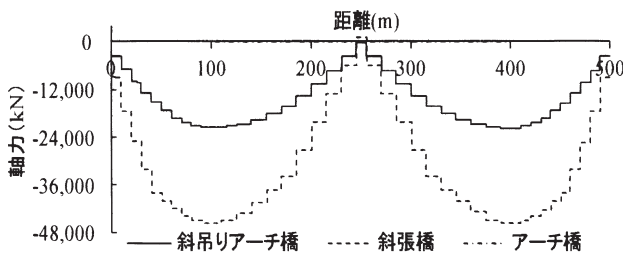


図 8 主桁軸力 (D+L1)

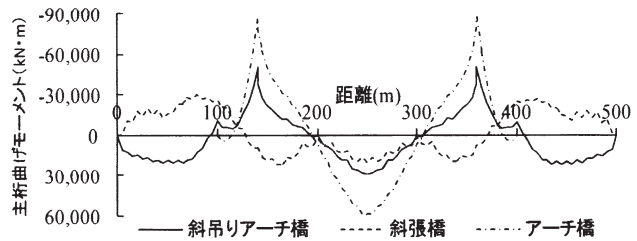


図 9 主桁曲げモーメント (D+L1)

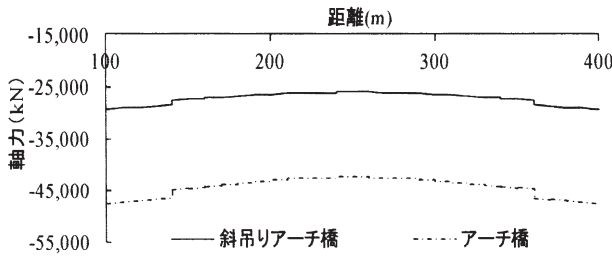


図 10 アーチ・リブ軸力 (D+L1)

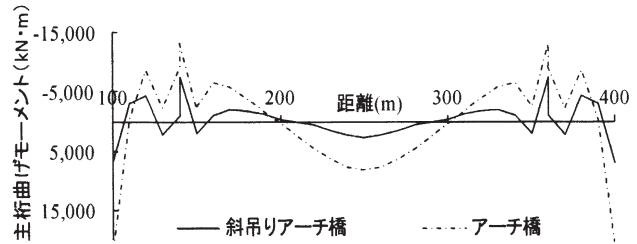


図 11 アーチ・リブ曲げモーメント (D+L1)

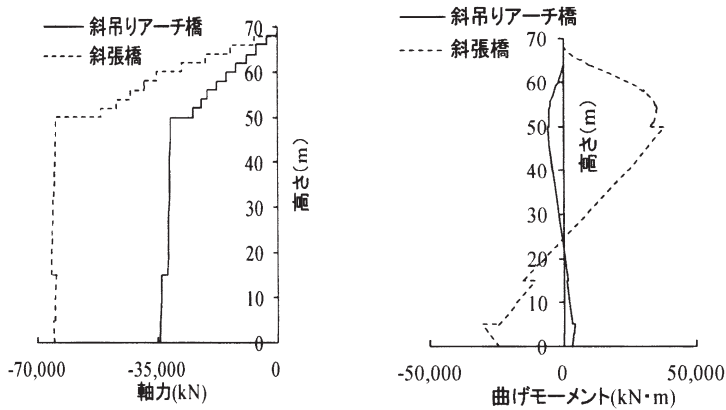


図 12 主塔軸力(D+L1)

図 13 主塔曲げモーメント(D+L1)

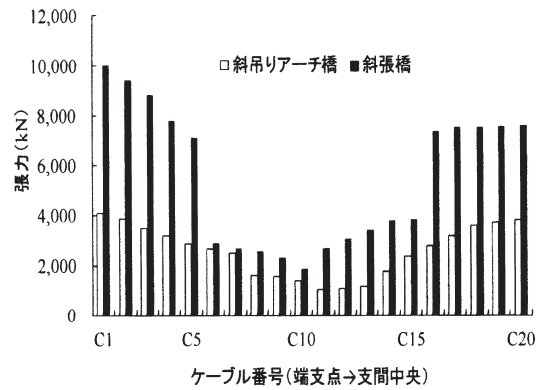


図 14 ケーブル張力(D+L1)

吊りアーチ橋に比べて約 2 倍、ケーブル断面は約 4 倍の部材断面である。アーチ橋のアーチ・リブは、斜吊りアーチ橋よりも若干大きい部材断面である。また、仮定したアーチ断面を図 4 に、主塔を図 5 に、主塔柱断面を図 6 に、斜吊りアーチ橋のモデル図を図 7 に示す。なお、アーチ・リブと主桁の交差部は溶接または高力ボルトにより接合すると考え、モデル上も剛結している。アーチ・リブと主塔基部についても同様である。

3. 設計荷重レベルにおける検討

検討は 2 段階にわたって実施した。第 1 段階は、設計荷重レベルの検討であり、D+L に対して静的解析により設計断面力および変位を求め、斜吊りアーチ橋を従来形式である斜張橋とアーチ橋と比較する。第 2 段階は、大変形弾塑性解析を用い、荷重を漸増させ対象橋梁でどのように塑性化が進行し、最終的に崩壊するかを求める。

3.1 活荷重全載ケース (L1)

本節では、第 1 段階の設計荷重レベル D+L1 の結果を述べる。設計荷重により 3 種類の橋に生じる部材断面力を図 8 から図 14 に示す。

図 8 は主桁軸力を示すが、斜吊りアーチ橋は斜張橋の約 40%である。図 9 より、斜吊りアーチ橋の主桁曲げモーメントはアーチ橋より小さいこと、斜張橋は異なった形状を示すが最大・最小値は斜吊りアーチ橋とはほぼ同程度であることがわかる。

アーチ・リブに作用する圧縮軸力を図 10 に示すが、斜吊りアーチ橋はアーチ橋の約 60%である。また、図 11 に示すアーチ・リブの曲げモーメントも斜吊りアーチ橋はアーチ橋より小さい。斜吊りアーチ橋と斜張橋の主塔に作用する軸力と曲げモーメントを図 12 および図 13 に示すが、いずれも斜吊りアーチ橋は斜張橋の半分以下である。斜吊りアーチ橋と斜張橋のケーブル張力を図 14 に示す。斜張橋のケーブル張力はアンカーケーブルと支間中央ケーブルが最大で主塔に近づくにつれ減少する。

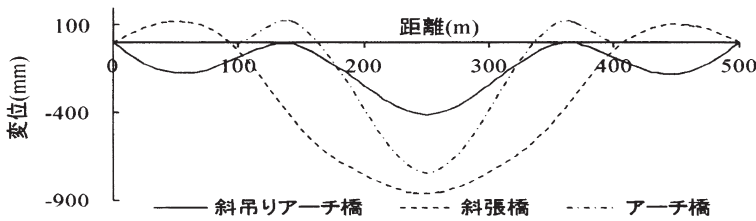


図 15 主桁鉛直変位 (D+L1)

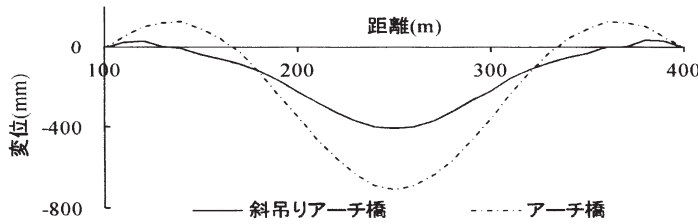


図 16 アーチ・リブ鉛直変位 (D+L1)

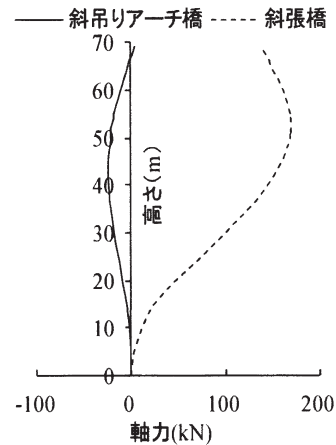


図 17 主塔水平変位 (D+L1)

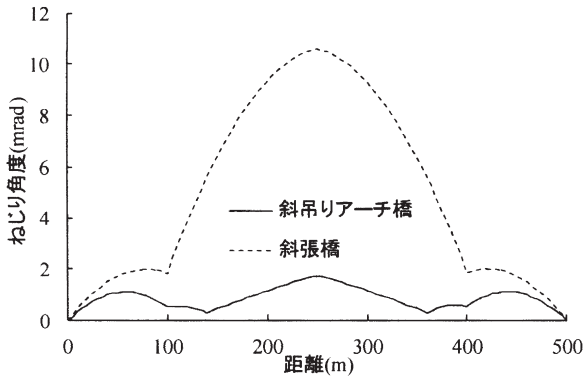


図 18 主桁ねじり角度 (D+L2)

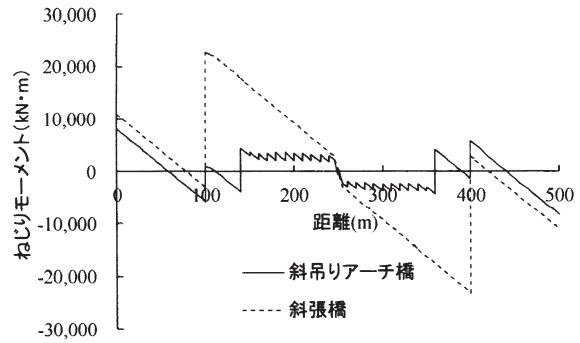


図 19 主桁ねじりモーメント (D+L2)

これに対して、斜吊りアーチ橋は主塔近傍を除いてほぼ均一である。両橋の最大値を比較すると、斜吊りアーチ橋は斜張橋の約 50%である。

3 種類の橋梁の主桁、アーチ・リブ、主塔の変位を図 15、図 16、図 17 に示す。いずれも斜吊りアーチ橋に発生する変位は斜張橋およびアーチ橋より小さく、曲げ剛性が極めて高い構造物であることが理解できる。また、活荷重による鉛直変位は 411mm であり、活荷重たわみ許容値 750mm ($L/400 = 300,000/400$) 以内である。したがって、使用性においては十分安全であると言える。

3.2 活荷重偏載ケース (L2)

本節では、第 1 段階の設計荷重レベル D+L2、すなわち偏載荷重に対して斜吊りアーチ橋および斜張橋を比較する。主桁軸力に関しては、斜吊りアーチ橋は斜張橋の約 40%、斜吊りアーチ橋および斜張橋の主桁曲げモーメントに関しては最大・最小値がほぼ同程度であり、全載ケース (L1) と同じ結果であった。一方、主桁のねじりに関する結果は異なった。

偏載荷重により 2 橋梁の主桁に生じるねじり角度およ

びねじりモーメントを図 18、図 19 に示す。図 18 は主桁ねじり角度を示すが、主径間に着目すると斜吊りアーチ橋は斜張橋の約 10%である。図 19 より、斜吊りアーチ橋の主桁ねじりモーメントは斜張橋の約 20%である。いずれも斜吊りアーチ橋は斜張橋より小さく、ねじり特性に優れていることが理解できる。これは、アーチ・リブが主桁のねじりを抑制しているためである。

4. 弾塑性大変形解析

4.1 解析手法

本章では、第 2 段階の崩壊解析の結果を述べる。すなわち、大変形弾塑性解析を用い、荷重を漸増させ、対象橋梁でどのように塑性化が進行し、最終的に崩壊するかを求める。部材断面は、ファイバー要素に分割し、鋼材およびコンクリートとも非線形構成則を適用する。ファイバー要素の分割数は、主桁および主塔は板厚方向に 10 分割、ケーブルは 20 分割、アーチ・リブは鋼管およびコンクリート共に 30 分割した。また、鋼板の構成則はパイ

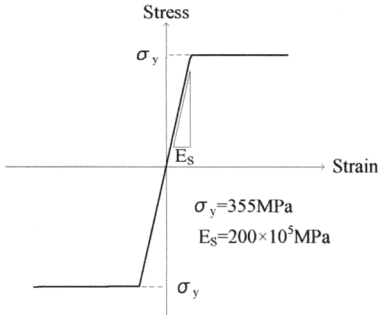


図 20 鋼材構成則

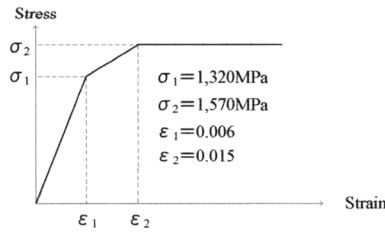


図 21 ケーブル構成則

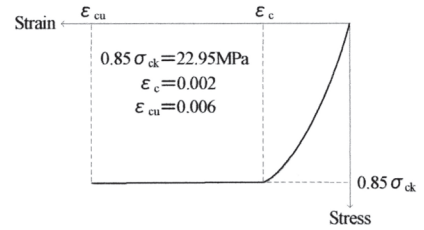


図 22 コンクリート構成則

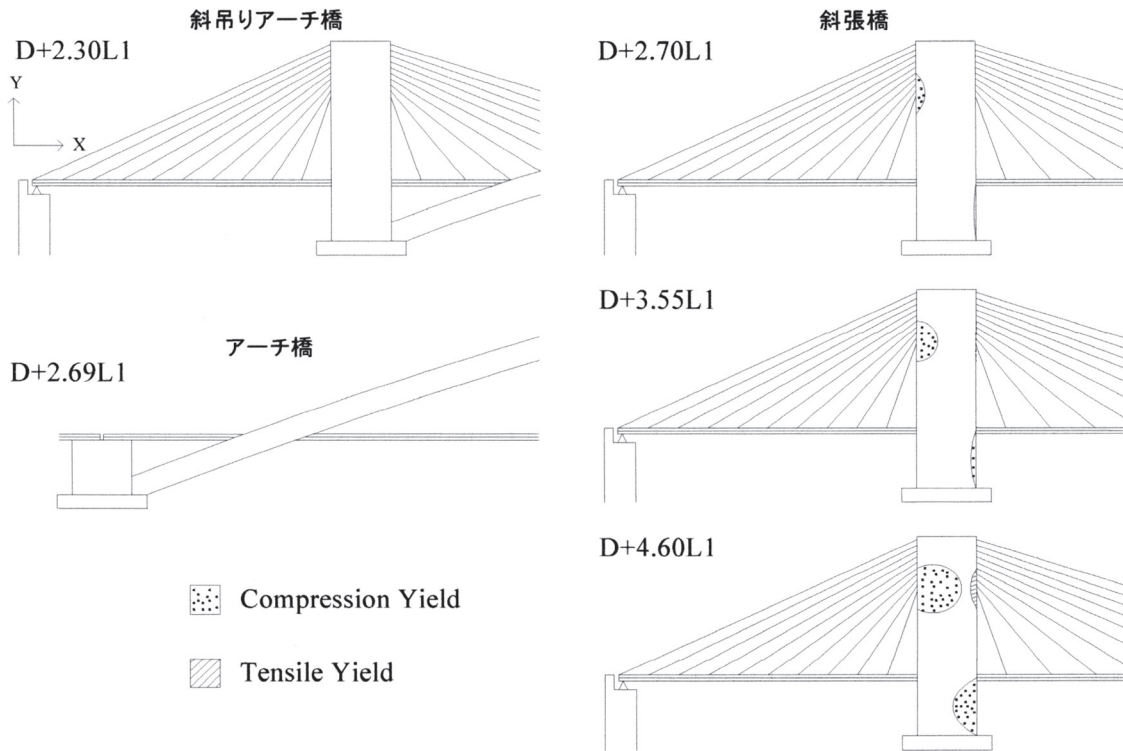


図 23 3 橋梁の崩壊過程

リニアとし(図20), ケーブルの構成則はトリリニア(図21), コンクリートは放物線形状で圧縮のみを評価した⁴⁾(図22). コンクリートを用いている部材はアーチ・リブのみであり, アーチ・リブでは圧縮軸力が支配的である. ただし, 大変形領域では曲げ変形が大きくなるが, その際, 鋼管とコンクリートの付着は切れ, コンクリートにはひび割れが発生すると考え, 引張応力は無視している. なお, 使用したファイバーモデルでは鋼管とコンクリートは完全付着を想定し, コンクリートの引張応力を無視する方法によって解析している.

解析の手順は, 初めに死荷重を載荷し, 続いて橋梁が崩壊するまで活荷重を徐々に増加載荷する. 載荷荷重は $P = D + kL$ と表すことができ, k は活荷重載荷係数である. 増分ピッチは, 変形の増大に伴って変化させたが, 最小ピッチは 0.01 である. 各増分ステップで, 大変形弾塑性解析を実施し, 3 橋梁の崩壊過程や最終耐力および最終変形状態の比較をした. なお, 第 1 段階および第

2 段階とも, 使用した解析プログラムは, 汎用構造解析プログラムの Engineer's Studio (FORUM8) である.

4.2 崩壊過程および終局強度

ここでは, 3 種類の橋梁の弾塑性大変形解析結果を示す(図23, 24, 25, 26). 降伏域の表示は, あくまでも目安として模式的に表示しており, 主塔鋼部材断面の降伏域の広がり具合を見やすくした(図23).

斜吊りアーチ橋は, k が 2.30 まで全ての部材は弾性域にあるが(図 23), その時にアーチ・リブが面外変位に発散的に増大し終局に至る(図 24). すなわち, 面外座屈が崩壊の直接原因である. 最終の変形図を図 27 に示す.

斜張橋の崩壊過程は, k が 2.70 の時主塔ケーブル定着部の鋼板が一部塑性化し, k が 3.55 の時主塔基部の鋼板も一部塑性化し, k が 4.60 の時主塔ケーブル定着部断面が塑性ヒンジ化して終局となる(図 23, 25). すなわち, 主塔部に塑性ヒンジが生じることが崩壊の直接

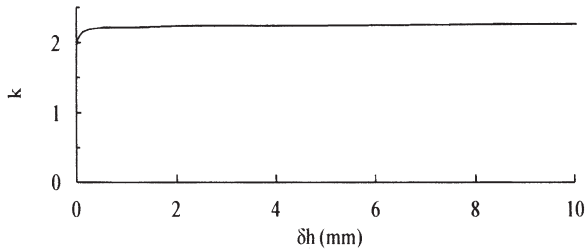


図 24 斜吊りアーチ橋の面外変位 (スパン中央)

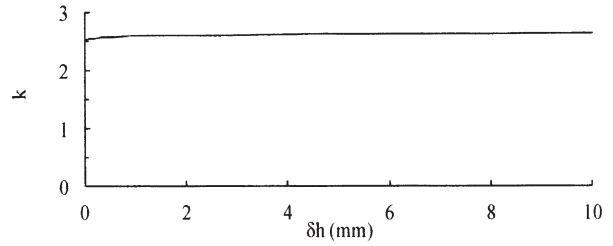


図 26 アーチ橋の面外変位 (スパン中央)

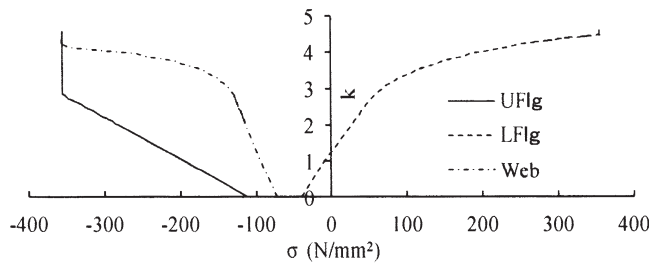


図 25 主塔ケーブル定着部鋼板応力度

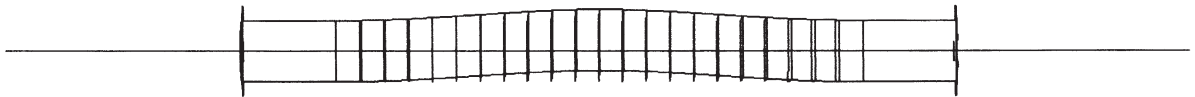


図 27 斜吊りアーチ橋の終局時の平面変形図 (k=2.30) 変形倍率 800%

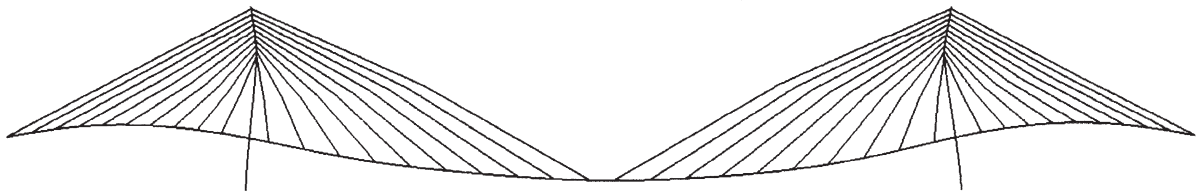


図 28 斜張橋の終局時の側面変形図 (k=4.60) 変形倍率 40%

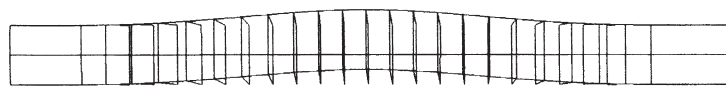


図 29 アーチ橋の終局時の平面変形図 (k=2.69) 変形倍率 800%

原因である。最終変形図を図29に示す。

アーチ橋は、 k が 2.69 まで全ての部材は弾性域にあるが (図 23), その時にアーチ・リブが面外変位に発散的に増大し終局に至る (図 26)。すなわち、面外座屈が崩壊の直接原因である。最終変形図を図 29 に示す。

4.3 改良斜吊りアーチ橋

前節での検討の結果、斜吊りアーチ橋の終局強度は斜張橋の 50% と低い値を示した。斜張橋では構成部材が塑性域に達した後に終局を迎えており、荷重の再分配がなされている。一方、斜吊りアーチ橋では全ての部材が弾性域にある段階で面外全体座屈が生じており、鋼材の

じん性が活かされていない。

そこで、アーチ・リブの面外座屈を抑制するため、両アーチ・リブ面をお互いが支え合うように傾斜させた、所謂、バスケットハンドル型に改良し終局強度を検討する (図 30)。アーチ・リブは面内に 15° 傾けた (図 31)。

実施した弾塑性大変形解析は前節と同一であり、その結果を図 32 と 33 に示す。まず、 k が 3.85 の時にアーチ・リブと主塔ケーブル定着部が塑性化し始め、次に k が 4.42 の時に桁とアーチ・リブ交差点から端支点部までのアーチ・リブが水平方向に座屈の開始とともに同部材中央部の塑性化が広がっている。図 32 は座屈したアーチ・リブ中央部の変位を示すが、主に水平方向に発散的に増

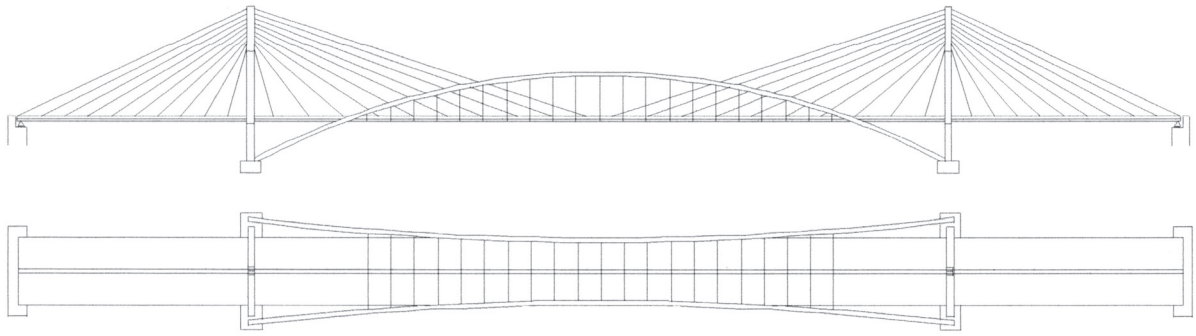


図 30 改良斜吊りアーチ橋の側面図および平面図

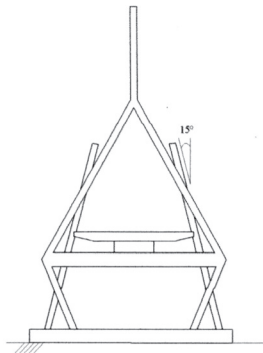


図 31 アーチ

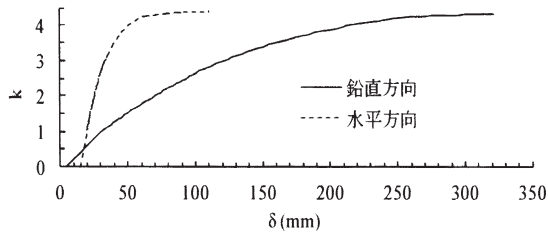


図 32 アーチ・リブの変位

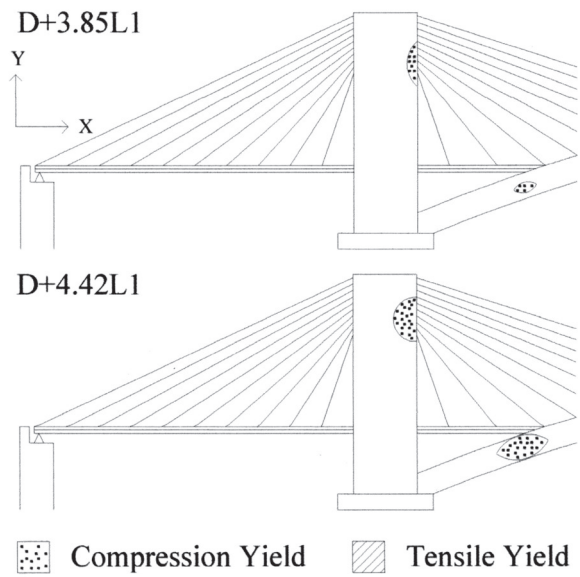


図 33 改良斜吊りアーチ橋の崩壊過程

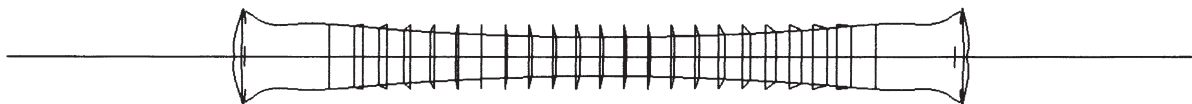


図 34 改良斜吊りアーチ橋の終局時の平面変形図 (k=4.42) 変形倍率 600%

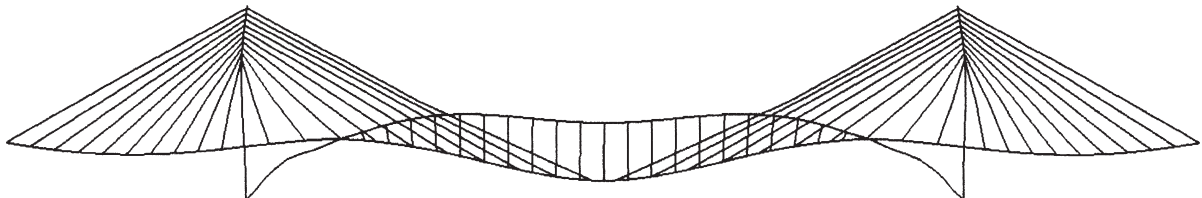


図 35 改良斜吊りアーチ橋の終局時の側面変形図 (k=4.42) 変形倍率 150%

大し終局に至った。すなわち、改良前では全ての部材が弾性域で面外全体座屈したが、改良型では一部の部材が塑性域に達した後に部材座屈により崩壊していることが理解できる。

最終変形図を図 34, 35 に示すが、図 34 の改良斜吊りアーチ橋の面外座屈モードを図 27 の斜吊りアーチ橋の面外座屈モードと比較すると、後者ではスパン全長が有効座屈長となっているのに対し、前者は桁とアーチ・リブ交差点から端支点

部までのアーチ・リブが有効座屈長となっている。そのため、座屈強度が向上し、アーチ・リブをバスケットハンドル型にすることにより終局耐力が約 2 倍に増したことが分かった。

なお、アーチ・リブの傾斜角度に関しては、アーチ・リブを 10° から 35° と傾斜角度を 5° 刻みで傾斜させ、傾斜角度 15° が最適であることを見出した。これにより、主桁とアーチ・リブの交差点における面外方向の拘束力が増加すること

による座屈モードの変化，すなわち有効座屈長の変化をもたらしたと考えられる．また，これは道路橋上の建築限界の範囲内であることを考慮している．

6. まとめ

本論文では，まず設計荷重により斜吊りアーチ橋に発生する断面力・変位をアーチ橋および斜張橋と比較した．その結果，斜吊りアーチ橋に発生する主桁，主塔，アーチ・リブの曲げモーメント・軸力は斜張橋およびアーチ橋に比べて小さく，斜吊りアーチ橋のケーブル張力の合計は斜張橋の約 50%であった．また，変位も斜吊りアーチ橋は斜張橋とアーチ橋に比べて小さい．これらは，従来形式の斜張橋にアーチ・リブを付加したことが寄与しているためと考えられる．全体構造特性としては，斜吊りアーチ橋は，斜張橋とアーチ橋の中間的な挙動を示すと言える．

また，偏載荷重に対しては斜吊りアーチ橋は斜張橋よりもねじり角およびねじりモーメントが小さく，ねじりに強い構造物であることが分かった．これは，アーチ・リブが主桁のねじりを抑制していると考えられる．

次に，大変形弾塑性解析により斜吊りアーチ橋，斜張橋，アーチ橋の崩壊過程および終局強度を把握した．斜吊りアーチ橋とアーチ橋はアーチ・リブが面外座屈による崩壊であったが，斜張橋は主塔ケーブル定着部が塑性ヒンジ化して崩壊した．また，アーチ橋の終局強度は斜吊りアーチ橋より若干大きかった．終局時の斜張橋の活荷重載荷係数 k は 4.60 で

あり，斜吊りアーチ橋の活荷重載荷係数 k の 2.30 の約 2 倍であった．

そこで，斜吊りアーチ橋ではアーチ・リブの面外座屈による崩壊が支配的であることから，アーチ・リブを傾斜させバスケットハンドル型に改良した．その結果，座屈強度が向上し，終局強度は従来の斜吊りアーチ橋よりも約 2 倍高くなることが分かった．

以上の検討により，斜吊りアーチ橋は斜張橋の主塔の部材断面が約 1/2 倍で，ケーブル断面においても約 1/3 倍であるが，スパン中央の主桁鉛直変位は斜吊りアーチ橋は斜張橋より小さい．したがって，斜張橋およびアーチ橋に比べ構造的により合理的で，部材断面も小さくできるため低コストであると考えられる．ただし，今後の課題としては，本研究の橋梁形式は施工例が少ないため架設工法の検討，建設費用の把握，耐震性の照査など挙げられる．

参考文献

- 1) 田中寛泰，中村俊一，加藤一寿:斜吊りアーチ橋の構造特性，構造工学論文集，土木学会，Vol.54A，pp.617-625，2008.3.
- 2) マレーシアに架かる新構造形式の橋梁，橋梁と基礎，Vol.39，No.5，pp.53-55，2004.
- 3) 日本道路協会:道路橋示方書，I 共通編，II 鋼橋編，2004.
- 4) 複合構造標準示方書，土木学会，2009.