

東海大学大学院 平成 27 年度 博士論文

鋼製橋梁の終局・崩壊解析
および耐久性に関する研究

指導 中村 俊一 教授

東海大学大学院 総合理工学研究科

総合理工学専攻

宮地 一裕

目 次

第 1 章	序論	1
1.1	研究の背景	1
1.2	研究の目的と論文構成	9
第 2 章	鋼トラス橋の 2 次元崩壊解析	19
2.1	はじめに	19
2.2	検討橋梁	21
2.3	崩壊解析結果	25
2.4	じん性評価	33
2.5	まとめ	34
第 3 章	斜吊りアーチ橋の構造特性と終局強度	36
3.1	はじめに	36
3.2	検討橋梁	38
3.3	設計荷重レベルにおける検討	42
3.4	弾塑性大変形解析	47
3.5	鋼重比較	59
3.6	まとめ	60

第 4 章 新形式の連続アーチ橋の構造特性と終局強度 63

4.1	はじめに	63
4.2	検討橋梁	65
4.3	設計荷重レベルにおける検討	67
4.4	弾塑性大変形解析	71
4.5	鋼重比較	78
4.6	まとめ	79

第 5 章 橋梁用亜鉛アルミニウム合金めっき鋼線の耐食性 81

5.1	はじめに	81
5.2	亜鉛アルミニウム合金めっき鋼線	82
5.3	鋼線の腐食促進方法	84
5.4	腐食促進試験結果	88
5.5	腐食した鋼線の調査結果	94
5.6	まとめ	98

第 6 章 結論 --- 102

6.1	鋼トラス橋の 2 次元崩壊解析	102
6.2	斜吊りアーチ橋の構造特性と終局強度	104
6.3	新形式の連続アーチ橋の構造特性と終局強度	106
6.4	橋梁用亜鉛アルミニウム合金めっき鋼線の耐食性	108
6.5	本研究に関する今後の課題	110

謝辞 --- 111

第 1 章

序論

1.1 研究の背景

重要な社会インフラである橋梁は，鋼材あるいはコンクリートで建設されるのが一般的である．コンクリートに比較して鋼材は比強度が大きいため，鋼製橋梁は長スパン橋梁に適している．また，製作加工は自由度が高いため，桁橋，トラス橋，アーチ橋，斜張橋，吊橋など構造形式も多様である（写真-1.1.1, 1.1.2, 1.1.3, 1.1.4, 1.1.5）．さらに，景観性にも優れるため，鋼橋は極めて魅力的な構造形式である．



写真-1.1.1 湊大橋（2011 年完成，茨城県）

（出典：東京鐵骨橋梁：<http://www.ttk-corp.co.jp/>）



写真-1.1.2 I-35W Mississippi River Bridge (1967 年完成, アメリカ)
(出典 : Wikipedia : <http://ja.wikipedia.org>)



写真-1.1.3 Iron Bridge (1781 年完成, イギリス)
(出典 : Wikipedia : <http://ja.wikipedia.org>)



写真-1.1.4 美原大橋 (2005 年完成, 北海道)

(出典 : Wikipedia : <http://ja.wikipedia.org>)



写真-1.1.5 Golden Gate Bridge (1937 年完成, アメリカ)

しかし，完成後約 20-30 年以上経過すると老朽化が進行し，腐食や疲労などの重大な欠陥が生じ，またそれに伴い補修・補強による自重などの増加により橋全体が崩壊に至る場合もある．最近の事例として，米国の鋼トラス橋（I-35W Mississippi River Bridge）が突然崩壊し，多数の死傷者を出したことが挙げられる（写真-1.1.6）．その原因は，度重なる補修・補強による自重の増加，ガセットプレート板厚の設計値が半分であったこと，ガセットプレートの腐食，および，当日に橋梁補修用の工事資材や作業用重機などが橋上に置かれていたことによるものであるとされている．



写真-1.1.6 崩壊後の米国の鋼トラス橋（I-35W Mississippi River Bridge）

（出典：Wikipedia： <http://ja.wikipedia.org>）

我が国においても，トラス橋の鋼部材が腐食で破断した事例が複数発見されており，秋田県の本庄大橋および三重県の本曾川橋では，トラス斜材のコンクリート埋込部において鋼部材の腐食が進行し破断に至っている（写真-1.1.7, 1.1.8）．これらの事例により，橋全体の安全性が懸念されている．



写真-1.1.7 本庄大橋（秋田県）トラス斜材の腐食部

（出典： <http://www.mlit.go.jp>）



写真-1.1.8 本曾川橋（三重県）トラス斜材の腐食および破断部

（出典： <http://www.mlit.go.jp>）

また、近年、吊橋や斜張橋のケーブルが腐食・破断する事例が国内外で報告されている。広島県の瀬戸内海に架かる因島大橋では、竣工からおよそ 6 年足らずで主ケーブルに腐食が見られた。また、静岡県の実田橋に至っては、ケーブル定着部の腐食が進行し破断に至っている（写真-1.1.9）。今日では一般に、ケーブルを構成する高強度鋼線は亜鉛めっきにより防食しているが、より強力な防食対策が求められている。



写真-1.1.9 実田橋（静岡県）ケーブル定着部の腐食ケーブル
（写真提供：中村俊一氏）

一方、建設費の縮減および景観との調和が社会的に求められており、これを実現するために新形式の鋼橋が提案され建設されつつある。本研究でも提案した斜吊りアーチ橋は、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、斜張橋とアーチ橋の2つの形式の利点を併せ持っていると期待される（写真-1.1.10）。また、ドバイコンペ作品での連続中路アーチ橋などの斬新な橋も提案されている（写真-1.1.11）。しかし、新形式橋梁は、過去の研究が少ないため、想定外の危険をはらんでいる。

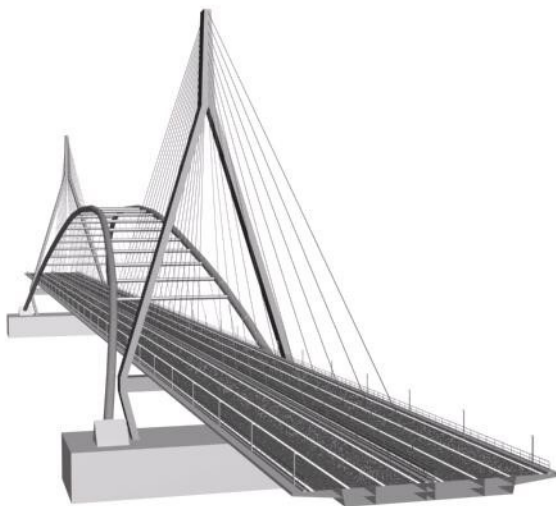


写真-1.1.10 斜吊りアーチ橋



写真-1.1.11 連続中路アーチ橋（ドバイコンペ作品）

（出典：By-encore： <http://www.by-encore.com>）

実際に、ロンドンのミレニアム橋では歩行者によって想定以上の過度な水平振動が生じ、一時的に閉鎖されたことがある(写真-1.1.12). このような新形式橋梁を設計するためには、常時作用する外力に対しての安全性を確保するのみならず、構造物の終局強度および崩壊過程を把握することが極めて重要である(写真-1.1.13).



写真-1.1.12 Millennium Bridge (2000 年完成, ロンドン)



写真-1.1.13 水平振動が生じた後に取り付けられたダンパー (制振装置)

(出典 : Wikipedia : <http://ja.wikipedia.org>)

1.2 研究の目的と論文構成

これらの背景から，本研究では崩壊した鋼トラス橋を対象とし，崩壊解析により崩壊原因を究明する．次に，新形式の斜吊りアーチ橋および連続アーチ橋を提案し，それらの構造特性および終局強度を明らかにする．さらに，橋梁ケーブル用に亜鉛アルミニウムめっき鋼線を開発し，基本的な耐食特性を見出す．これらは，鋼製橋梁を安全かつ合理的に設計し，将来にわたり健全に長期間供用するための重要な研究課題である．以下の（a）から（d）に本研究の目的を示す．なお，本論文は，全6章で構成されており，（a）から（d）は本論文の第2章から第5章に相当するものである．

（a） 鋼トラス橋の2次元崩壊解析

米国・ミネソタ州ミネアポリスのミシシッピ川に架かる鋼トラス橋 I-35W（写真-1.2.1）が2007年8月に崩落した^{1), 2), 3)}．この事故は多くの犠牲者を出し，調査が実施された．その結果，数度の改修による橋梁自重の増加，ガセットプレート板厚が設計値の半分しかなかったこと（写真-1.2.2），ガセット部の腐食，および，当日には橋梁補修用の工事資材や作業用重機などが橋上に置かれていたことが崩壊の原因であることが明らかとなった⁴⁾．



写真-1.2.1 崩壊後の米国の鋼トラス橋 (I-35W Mississippi River Bridge)

（出典：Wikipedia：<http://ja.wikipedia.org>）

しかし、活荷重の強度および載荷位置によるトラス部材の塑性化の進行の違い、最終的な崩壊荷重や変形への影響に関する既存の研究は殆どなされていない。また、これらに関し、トラス橋のスパン比の影響についての研究も見当たらない。

本研究では、ワーレントラス橋を対象として、大変形弾塑性解析を用いた連続崩壊解析を実施した。特に、4種類の異なった活荷重載荷ケース、および2つの異なるスパン比のモデル橋に着目し、崩壊過程や最終耐力および最終変形状態を比較し、検討した。この種の解析は極めて非線形性が高く、解析モデルも複雑になりがちであるので、ガセットを含まない簡易的な平面モデルを用い、トラス橋全体の連続崩壊解析を実施した。また、スパン比や荷重分布がトラス橋全体のじん性にどのような影響を及ぼすかについても究明することを目的とした。



写真-1.2.2 設計値の半分しかなかったガセットプレート

(出典：Wikipedia： <http://ja.wikipedia.org>)

(b) 斜吊りアーチ橋の構造特性と終局強度

今日，経済性に優れ，景観にも魅力的な橋梁が求められている．そのひとつとして，田中・中村・加藤はアーチ・リブにコンクリート充填鋼管（CFT）を用いた斜吊りアーチ橋を提案している⁵⁾（写真-1.2.3）．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，斜張橋とアーチ橋の2つの形式の利点を併せ持っていると期待される．

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年に建設されている．現在，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⁶⁾．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り，その構造特性や設計における力学的根拠等の詳細は明らかにされていないので本研究の意義は高いと考えられる．

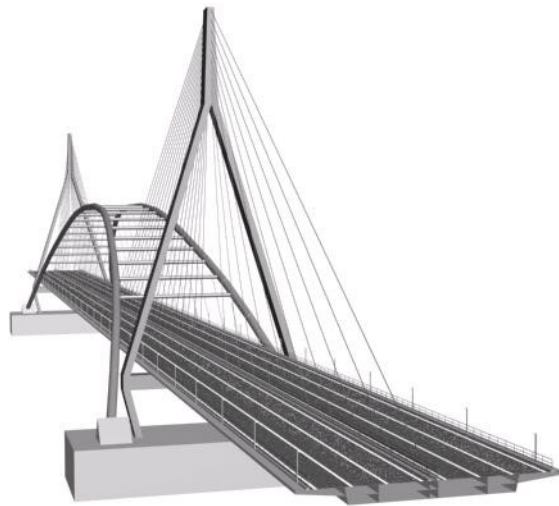


写真-1.2.3 斜吊りアーチ橋

構造の合理化や製作加工工数の低減によるコスト低減が期待される構造としてコンクリート充填鋼管（CFT：Concrete Filled Steel Tube）構造がある⁷⁾（写真-1.2.4）。今回はアーチ・リブに CFT を使用し、充填されたコンクリートは常に圧縮力を受けて外側の鋼管に密着するよう力を受ける。鋼管へ縦リブは不要で溶接加工量の低減となる。また鋼管は充填されるコンクリートの型枠となるため、施工時の工数削減にも寄与できることを明らかにする。

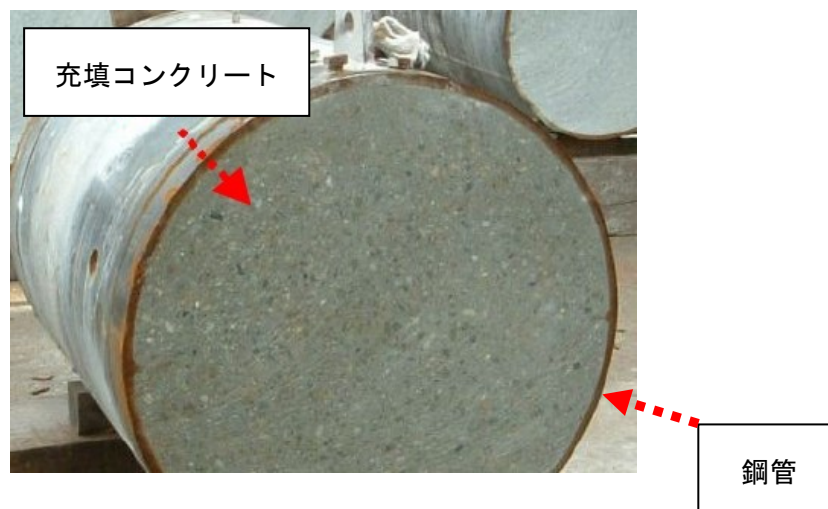


写真-1.2.4 コンクリート充填鋼管構造（CFT）

(c) 新形式の連続アーチ橋の構造特性と終局強度

本研究では、数少ない既存の連続アーチ橋梁を参考に、連続下路アーチ、上下 S アーチ、ダブルアーチの 3 つの新形式の連続アーチ橋梁を提案する⁸⁾ (写真-1.2.5, 1.2.6, 1.2.7)。連続アーチ橋では、主桁が連続しており、中間支点位置では各主桁はひとつの支承で支持されている。したがって、地震時に落橋する危険性が減るため耐震的に好ましい。また、中間支点位置で伸縮装置が不要なため経済的にも有利で、走行性にも優れるため、提案した連続アーチ橋が将来的に有望な橋梁形式であると期待される。しかし、鋼製連続アーチ橋における既往の研究はないため、その構造特性および終局強度を明らかにし、実現性が高いことを示す。



写真-1.2.5 連続下路アーチ

(出典 : JSCE : <http://www.jsce.or.jp>)



写真-1.2.6 上下 S アーチ

(出典 : By-encore : <http://www.by-encore.com>)



写真-1.2.7 ダブルアーチ

(出典 : JSCE : <http://www.jsce.or.jp>)

(d) 橋梁用亜鉛アルミニウム合金めっき鋼線の耐食性

近年、橋梁の新規事業は減少傾向を辿り、維持・メンテナンス事業が急速に増えている。その背景として全国にある橋梁数は約 70 万橋であり、このうち建設後 50 年を越えた橋梁は、その約 2 割と言われている。そして、10 年後には約 4 割、さらに 20 年後には約 7 割の橋梁が 50 年に達すると見られている。

吊り形式橋梁、とくに吊橋は建設されて 50 年以上経過するものが非常に多い。そのため鋼材の腐食、とくに鋼ケーブルが腐食した事例が世界的に数多く報告されている。国内外の橋梁において、吊橋の主ケーブルとハンガーロープおよび斜張橋のケーブルに、腐食や破断事例が報告されている¹⁰⁾⁻¹⁷⁾。ニューヨーク市にあるウィリアムズバーグ橋のアンカレッジ内の亜鉛めっき鋼線が腐食により多数破断している状況を示す(写真-1.2.8)。我が国においても、広島県の瀬戸内海に架かる因島大橋が開通 6 年後の調査によって亜鉛めっき鋼線が腐食していることが発見された(写真-1.2.9)。本橋では破断鋼線は発見されなかったが、我が国においても静岡県原田橋では鋼線が腐食し破断した事例もある(写真-1.2.10)。

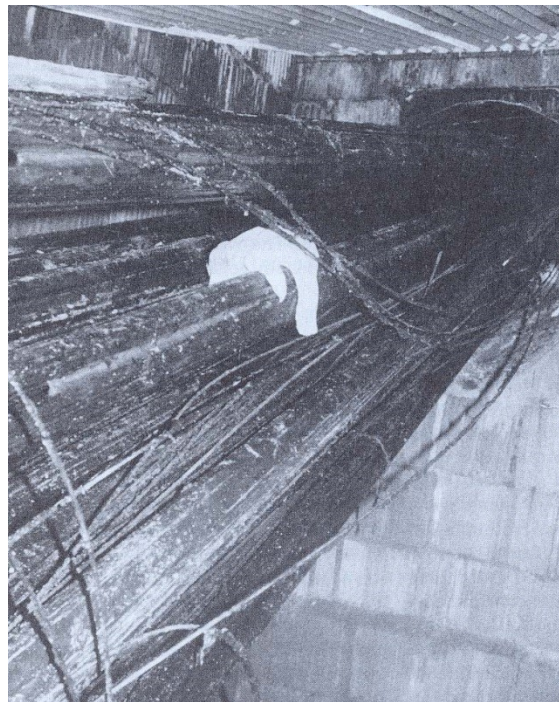


写真-1.2.8 ウィリアムズバーグ橋アンカレッジ内部の破断ワイヤ

(出典：ASCE：<http://www.asce.org>)



写真-1.2.9 因島大橋（広島県）のケーブル腐食
（写真提供：中村俊一氏）



写真-1.2.10 原田橋（静岡県）ケーブル定着部の腐食ケーブル
（写真提供：中村俊一氏）

橋梁用ケーブルは多数の高強度鋼線で構成されており、腐食しやすい弱点を有する。そのため、通常、鋼線には亜鉛めっきが施され、耐食性の向上を図っている。しかし、腐食・破断事例を見ると、亜鉛めっきのみでは不十分なケースがあると考えられ、さらに有効な防食対策が必要である。

鋼板に対しては亜鉛めっきする方法に加えて、亜鉛(Zn)とアルミニウム(Al)の合金をめっきする方法が開発されている。過去の研究によれば、その腐食性能はアルミニウムと亜鉛の割合の影響を受け、ある条件下では亜鉛アルミニウム合金(Zn-Al)めっき鋼板が亜鉛めっきよりも優れることが明らかになっている¹⁸⁾。一方、高強度鋼線に亜鉛アルミニウム合金めっきを適用した研究はこれまで国内外ともに実施されていない。

本研究では、橋梁用高強度ケーブルに従来から用いられている亜鉛めっき鋼線の防食性能を向上するために、新たに亜鉛アルミニウム合金めっき鋼線を開発し、亜鉛 (含有率 90%) アルミニウム (含有率 10%)合金めっきした高強度鋼線を試作し、その防食特性を亜鉛めっき鋼線と比較することにより検証する。具体的には、亜鉛アルミニウム合金めっき鋼線および亜鉛めっき鋼線の両者を、3つの異なる環境条件下で5ヶ月間の腐食促進試験を実施する。そして、試験鋼線の腐食外観の観察、腐食による質量変化量、光学顕微鏡による腐食断面の調査、腐食試験体の EPMA (Electron Probe Micro Analyzer) による構成元素分析により亜鉛アルミニウム合金めっき鋼線の基本的な耐食特性を見出す。

参考文献

- 1) National Transportation Safety Board: High Way Accident Report, Collapse of I-35W Highway Bridge Minneapolis, Minnesota August 1, 2007, NTSB/HAR-08/03PB2008-916203, 2008.11.14
- 2) Jim Wildey: Bridge Description and Collapse, NTSB report.http://www.nts.gov/events/2008/Minneapolis-MN/2_edited_Board_presentation_Wildey_graphic.ppt (cited 2010. 3.6)
- 3) 米国ミネアポリス橋梁崩落事故に関する技術調査団：米国ミネアポリス橋梁崩落事故に関する技術調査報告，2007.10.
- 4) 羽田野英明，村上茂之，六郷恵哲，依田照彦：ミネアポリス I-35W 橋崩落事故に関する NTSB の報告書の概要，橋梁と基礎，pp.37-42，2010.7.
- 5) 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.
- 6) マレーシアに架かる新構造形式の橋梁，橋梁と基礎，Vol.38, No.5, pp.53-55, 2004.
- 7) 複合構造標準示方書，土木学会，2009.
- 8) 中村俊一，薄井正幸，清水織恵，樋口耕平，松井勲：新形式の連続アーチ橋の提案・検討，土木学会年次学術講演会，2011.
- 9) Stahl, F. L. and Gagnon, C. P.: *Cable Corrosion*, ASCE Press, New York, 1996.
- 10) Betti, R. and Yanev, B.: Conditions of Suspension Bridge Cables: The New York City Case Study. *Transportation Research Board Record*, pp. 105-112, 1999.
- 11) Betti, R., West, A. C., Vermaas, G. and Cao, Y.: Corrosion and Embrittlement in High-strength Wires of Suspension Bridge Cables, *J. Bridge Eng.*, Vol. 10, No. 2, pp. 151-162, 2005.
- 12) Furuya, K., Kitagawa, M., Nakamura, S. and Suzumura, K.: Corrosion Mechanism and New Protection Methods of Suspension Bridge Cables, *Structural Engineering International, Journal of IABSE*, Vol. 10, No. 3, pp. 189-193, 2000.
- 13) 古家彦，北川信，中村俊一，鈴木恵太，聖生守雄：吊橋ケーブル防食の腐食機構，土木学会論文集，No. 637/VI-45, pp. 103-114, 1999.12.
- 14) 古家彦，北川信，中村俊一，鈴木恵太，聖生守雄：暴露試験による吊橋ケーブル防食法の防食性能評価，土木学会論文集，No. 637/VI-45, pp. 15-28, 1999.12.
- 15) 鈴木恵太，中村俊一，Roger Haight：77 年間供用された吊橋ハンガーロープの引張強度および腐食調査，会論文集，No. 728/VI-58, pp. 67-77, 2003.3.

- 16) Mayrbaur, R. and Camo, S.: Cracking and fracture of suspension bridge wires, *J. Bridge Eng.*, Vol. 6, No. 6, pp. 645-650, 2001.
- 17) 藤井治城 : アルミニウム・亜鉛合金めっき鋼板, 防錆管理, Vol. 9, No. 19, 1983.
- 18) Nakamura, S., Suzumura, K. and Tarui, T.: Mechanical Properties and Remaining Strength of Corroded Bridge Wires, *Structural Engineering International, Journal of IABSE*, Vol. 14, No. 3, pp. 50-54, 2004.

第 2 章

鋼トラス橋の 2 次元崩壊解析

2.1 はじめに

米国・ミネソタ州ミネアポリスのミシシッピ川に架かるトラス橋 I-35W が 2007 年 8 月に崩落した^{1), 2), 3)} (写真-2.1.1). この事故は多くの犠牲者を出し, 調査が実施された. その結果, 数度の改修による橋梁自重の増加, ガセットプレート板厚が設計値の半分しかなかったこと, および, 当日には橋梁改修用の工事資材や作業用重機などが橋上に置かれていたことが崩壊の原因であることが明らかとなった⁴⁾ (写真-1.1.6).

我が国でも多くのトラス橋の老朽化が進んでおり, 木曽川橋, 本庄大橋などでは RC 床版との境界部のトラス部材が腐食により破断した (写真-1.1.7, 1.1.8). このため既設トラス橋の健全性調査・補強・補修の必要性が急務となっている⁵⁾.

トラス橋のリダンダンシーに関しては, 永谷らによって研究されている⁶⁾. 単純下路トラスと 3 径間連続上路トラスの格点部をピン結合または, 剛結にモデル化し, どの部材破断が全体構造の崩壊に影響を及ぼすか検討した. その結果, 支点部付近の部材が損傷すると, 橋全体の崩壊に至る危険性が高いことを示している. また, 笠野・依田はガセット部に着目し, 板厚不足や初期変形により初期不整のないモデルに比べ, ひずみが多いことを指摘している⁷⁾.

しかし、活荷重の強度および載荷位置によるトラス部材の塑性化の進行の違い、最終的な崩壊荷重や変形への影響に関する既存の研究は殆どなされていない。また、これらに関し、トラス橋のスパン比の影響についての研究も見当たらない。

本研究では、ワーレントラス橋を対象として、大変形弾塑性解析を用いた連続崩壊解析を実施した。特に、4種類の異なった活荷重載荷ケース、および2つの異なるスパン比のモデル橋に着目し、崩壊過程や最終耐力および最終変形状態を研究した。この種の解析は極めて非線形性が高く、解析モデルも複雑になりがちである。そこで、ガセットを含まない簡易的な平面モデルを用い、トラス橋全体の連続崩壊解析を実施した。また、スパン比や荷重分布がトラス橋全体のじん性にどのような影響を及ぼすかについても考察した。

2.2. 検討橋梁

2.2.1 構造諸元

検討対象とした3径間連続スパン（橋長230m）のワーレントラス橋を図-2.2.1と図-2.2.2に示す。Aモデル橋は、スパン比が1:2:1、主径間115m、側径間57.5m、主構高さ10mである。Bモデル橋は、スパン比が1:1.3:1、主径間92m、側径間69m、主構高さ10mである。

ここで、Aモデル橋の諸元はI-35Wを参考にしたが、本論文はI-35Wの崩壊原因の究明を意図しておらず、あくまでも異なる活荷重分布およびスパン比のトラス橋の連続崩壊解析が主目的である。AモデルはI-35Wのスパン比を、Bモデルは一般的なトラス橋のスパン比を参考にした。

上弦材と下弦材の橋軸方向の格点間隔はすべて11.5mである。トラス構造およびコンクリート床版の断面を図-2.2.3に示す。使用鋼材は、SM490YとSS400であり、その構成則を図-2.2.4に示す⁸⁾。鋼材の降伏応力、降伏ひずみ、ヤング係数を表-2.2.1に示す。なお、解析上は破断ひずみの上限を5%に設定した。

仮定した主要構造部材の断面を図-2.2.5に示す。トラス橋モデルを簡略化するため、斜材は全て矩形断面とした。次節で述べるように、トラス部材の寸法および鋼材の種類は道路橋示方書⁸⁾に従い許容応力度設計法によって設計した。

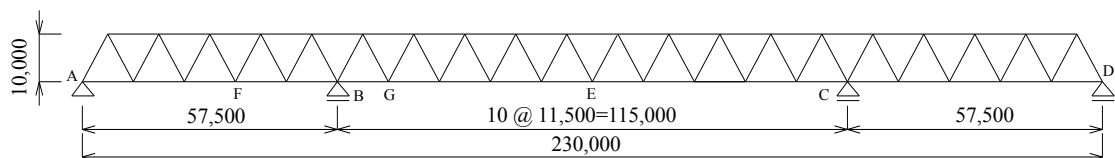


図-2.2.1 側面図 A モデル (1:2:1)

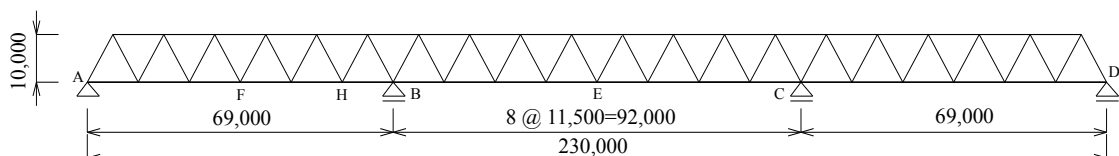


図-2.2.2 側面図 B モデル (1:1.3:1)

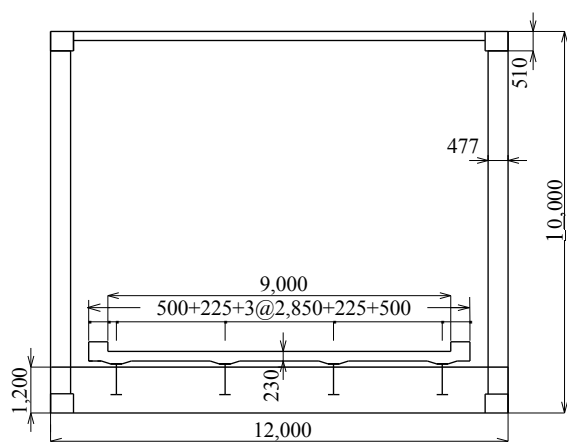


図-2.2.3 断面図 (mm)

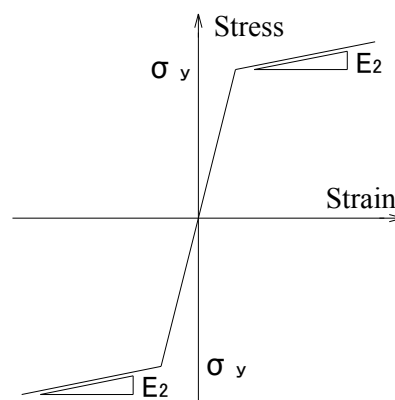


図-2.2.4 鋼材構成則 (mm)

表-2.2.1 鋼材の物理定数

	SM490Y	SS400
tensile strength(N/mm ²)	$\sigma_u=490$	$\sigma_u=400$
yield stress (N/mm ²)	$\sigma_y=355$	$\sigma_y=235$
yield strain (μ)	$\epsilon_y=1775$	$\epsilon_y=1175$
Young's modulus (N/mm ²)	$E_s=2.0 \times 10^5$	$E_s=2.0 \times 10^5$
	$E_2=2.0 \times 10^3$	$E_2=2.0 \times 10^3$

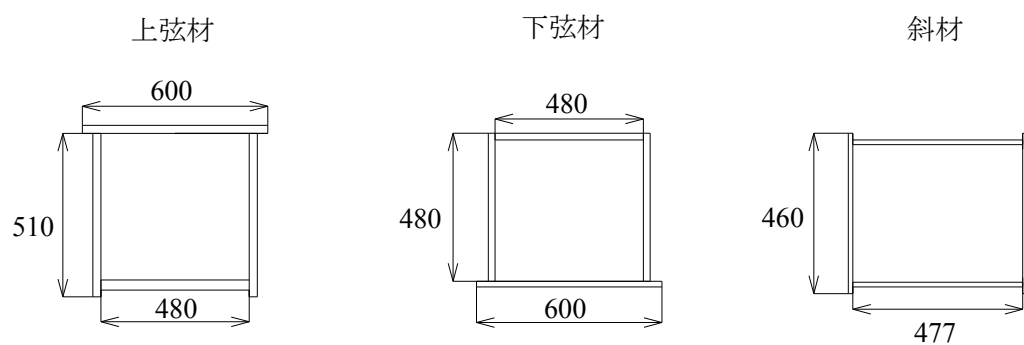


図-2.2.5 構造部材断面 (mm)

2.2.2 部材の断面設計

まず，死荷重 (P_D) と活荷重 (P_L) を載荷し，静的解析により断面力を求め，部材断面を設計した．活荷重は，道路橋示方書に規定される B 活荷重を載荷した．影響線解析は行わず，図-2.2.6 に示す 4 つの固定荷重載荷ケース (P_D+P_{L1} , P_D+P_{L2} , P_D+P_{L3} , P_D+P_{L4}) に対して静的解析を実施した．なお，図-2.2.6 に示すように P_{L1} は全スパンに活荷重を分布させたもの， P_{L2} は活荷重を主径間のみに載荷したもの， P_{L3} は活荷重を側径間のみに載荷したケースである．そして P_{L4} は中間支点 B 付近のみに活荷重を分布させたものである．

死荷重強度は 60.56 kN/m，等分布活荷重強度は 14.67 kN/m，10m 幅の集中活荷重強度は 46.59 kN/m である．これらの荷重による部材力を算定し，許容応力度法で部材断面を設計した．図-2.2.7 と図-2.2.8 に示す主たる部材に関する 4 荷重ケースにおける応力照査結果を表-2.2.2 と表-2.2.3 に示す．これより，ほとんどの部材が許容応力度の 80% 程度以上であることが理解できる．

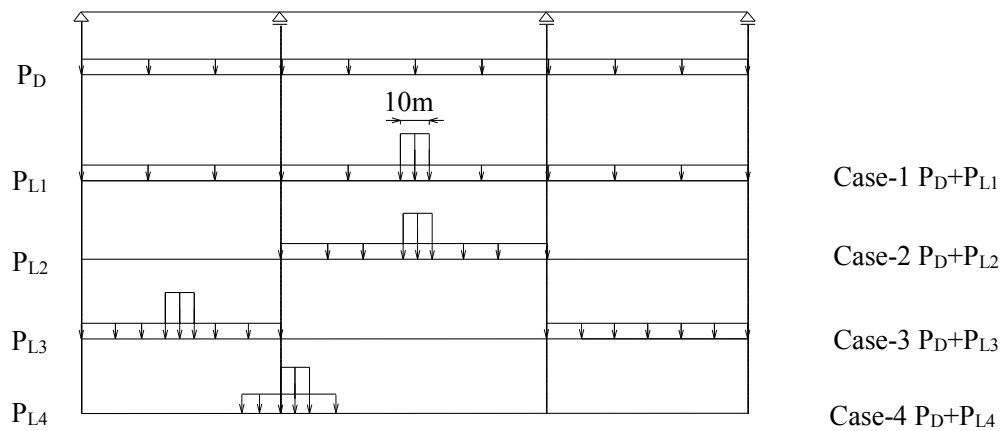


図-2.2.6 荷重載荷パターン

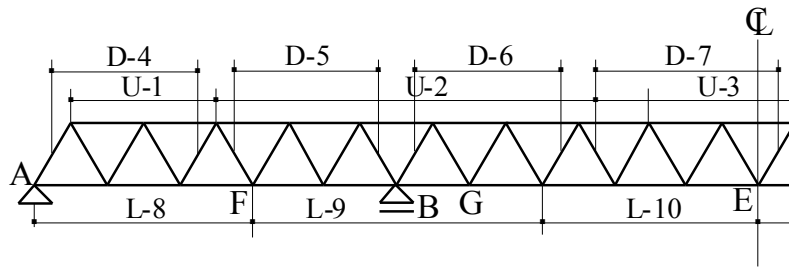


図-2.2.7 A モデル橋の主な部材(1:2:1)

表-2.2.2 許容応力度設計法の設計結果 (A モデル橋)

Size (mm)			Steel	Member	σ/σ_s			
UFlg	Web	LFlg	Grade	No.	P_D+P_{L1}	P_D+P_{L2}	P_D+P_{L3}	P_D+P_{L4}
600*9	510*9	480*13	SS400	U-1	0.13	0.10	0.82	0.03
600*15	510*15	480*17	SM490Y	U-2	0.95	0.93	0.77	0.81
600*25	510*25	480*30	SM490Y	U-3	0.87	0.89	0.57	0.66
460*22	433*11	460*22	SS400	D-4	0.47	0.20	0.89	0.33
460*22	433*11	460*22	SM490Y	D-5	0.84	0.73	0.84	0.69
460*22	433*20	460*22	SM490Y	D-6	0.999	0.999	0.76	0.95
460*22	433*20	460*22	SS400	D-7	0.84	0.84	0.58	0.51
480*9	480*9	500*9	SS400	L-8	0.41	0.82	0.28	0.45
480*20	480*20	600*16	SM490Y	L-9	0.99	0.99	0.74	0.84
480*18	480*18	600*14	SM490Y	L-10	0.89	0.92	0.59	0.69

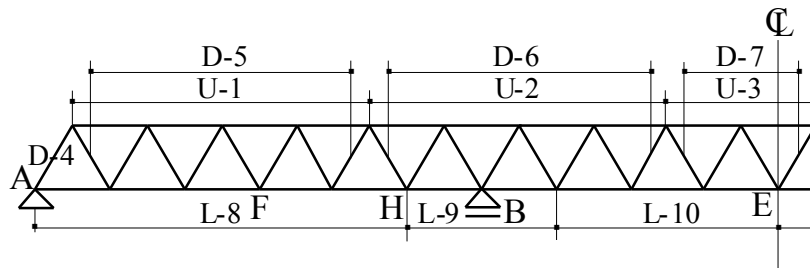


図-2.2.8 B モデル橋の主な部材(1:1.3:1)

表-2.2.3 許容応力度設計法の設計結果 (B モデル橋)

Size (mm)			Steel	Member	σ/σ_s			
UFlg	Web	LFlg	Grade	No.	P_D+P_{L1}	P_D+P_{L2}	P_D+P_{L3}	P_D+P_{L4}
600*22	510*22	480*27	SS400	U-1	0.56	0.32	0.91	0.41
600*18	510*18	480*20	SS400	U-2	0.97	0.91	0.82	0.81
600*15	510*15	480*20	SM490Y	U-3	0.81	0.87	0.44	0.60
460*11	455*10	460*11	SM490Y	D-4	0.69	0.48	0.85	0.52
460*22	433*9	460*22	SS400	D-5	0.74	0.65	0.82	0.59
460*22	433*11	460*22	SM490Y	D-6	0.95	0.95	0.71	0.93
460*9	459*9	460*9	SS400	D-7	0.81	0.81	0.46	0.26
480*14	480*14	600*11	SS400	L-8	0.58	0.36	0.85	0.43
480*22	480*22	600*18	SM490Y	L-9	0.86	0.85	0.64	0.72
480*16	480*16	600*14	SS400	L-10	0.80	0.87	0.43	0.63

2.3 崩壊解析結果

2.3.1 崩壊解析手法

本章では大変形弾塑性解析を用いた連続崩壊解析を示す。まず，部材断面をファイバー要素（Flg:板厚及び幅方向に各 5 分割，Web:板厚及び幅方向に各 15 分割）に分割し，各ファイバーは図-2.2.4 に示す構成則に従うものとする。

解析の手順は以下である。初めに，死荷重を載荷し，続いてトラス橋が崩壊するまで活荷重を徐々に増加載荷する。すなわち，載荷荷重は $P_D + k \cdot P_L$ と表す事ができ， k は活荷重増分係数である。もちろん，各増分ステップで，大変形弾塑性解析を実施した。なお，使用したプログラムは FORUM8 FRAME (3D) である。

2.3.2 Aモデルの解析結果

崩壊の過程と最終変形を図-2.3.1に示す。Case-1では、最初に中間支点B付近の上弦材が引張降伏し、次に支間中央の下弦材に引張降伏が広がる。その後、中間支点部および支間中央の部材が圧縮降伏に達する。そして、荷重増分係数 k が4.69の時に支間中央の上弦材が座屈して崩壊した。この時の引張最大ひずみは支点B付近の上弦材で生じ2.3%であった。

Case-2においては、最初に側径間の上弦材が引張降伏し、次に支間中央の下弦材に引張降伏が広がる。荷重増分係数 k が4.66に達した時に主径間中央の上弦材が座屈の挙動を示した。この時の最大引張ひずみは側径間の上弦材で生じ2.1%であった。

Case-3では、最初に支点B付近の側径間斜材が引張降伏した。次に、側径間の上弦材に圧縮降伏が広がったが、引張降伏はトラス橋が崩壊するまで広がらなかった。荷重増分係数 k が4.70の時に、側径間の上弦材が座屈した。しかし、下弦材は降伏に達しなかった。最大引張りひずみは支点B左側の斜材で生じ0.2%であった。

Case-4では、最初に、支点B付近の斜材が降伏する。続いて、支点B付近の他部材も引張または圧縮降伏になる。そして、荷重増分係数 k が11.64に達した時点で支点B付近の斜材が座屈した。さらに、斜材が座屈後に荷重増分係数が0.01増加した際に主径間変位のみが大幅に増加する挙動を示した。この変形はI-35Wの崩壊に類似していた。最大引張ひずみは支点B右側の斜材で生じ0.3%であった。

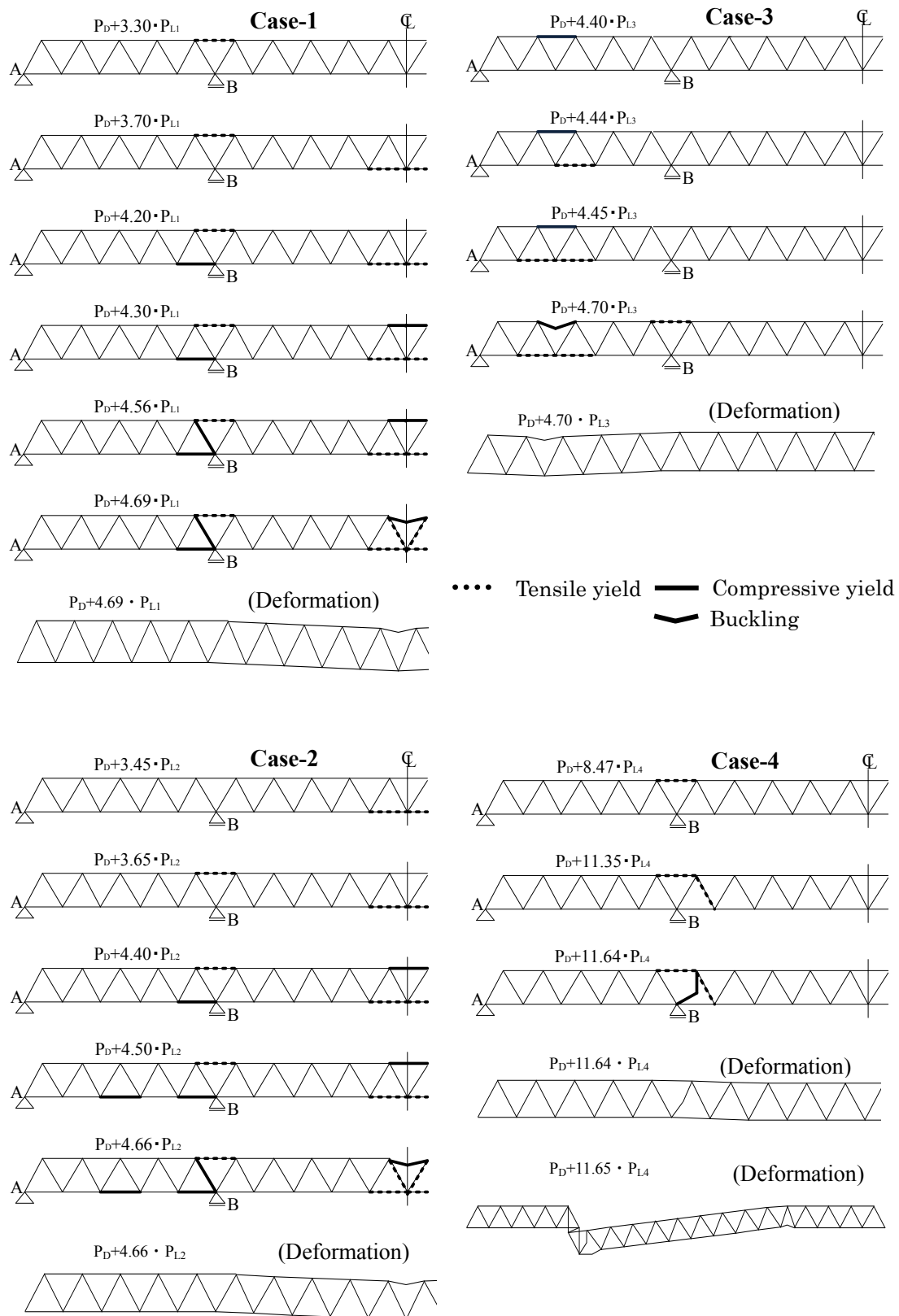


図-2.3.1 崩壊過程と最終変形 (A モデル橋)

座屈した部材の応力-ひずみ曲線を図-2.3.2 に示す. 異なった降伏応力を持つ部材を比較するために図の縦軸は無次元パラメータとしている. 当初線形増加していたひずみが急激に増加に転ずるのは Case-1 では σ/σ_y が -1.00, Case-3 では -1.01, そして Case-4 では -1.02 の時であった. これらの結果より Case-1, Case-3, Case-4 では塑性座屈によってトラス橋が崩壊した事が確認できる. Case-2 においては σ/σ_y が -1.00 の時にひずみが増大しているため弾性座屈である事が分かる. 図-2.3.3 は, 座屈した部材周辺の格点部における荷重と変位曲線である. この図ではそれぞれの荷重増分係数 k とし, 横軸は無次元化した δ/δ_y としている. 全ての荷重増分係数 k において鉛直変位が急激に増加している. また, Case-4 においては荷重増分係数 k が 10.63 の時点で着目した節点 G 付近に最初の降伏が現われた. 最初の降伏が現われてから荷重増分係数 k の 10.64 まで変位 δ/δ_y が急激に増加し最終的に崩壊している. 最大ひずみが発生した引張部材の応力-ひずみ曲線を図-2.3.4 に示す. これより 4 つの荷重増分係数 k において最大ひずみは想定した破断ひずみ 5% に達しておらず, 崩壊は引張り破断に起因しない事が明らかである.

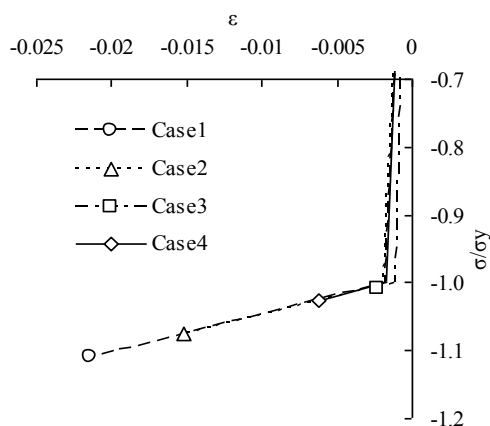


図-2.3.2 応力-ひずみ曲線 (圧縮)

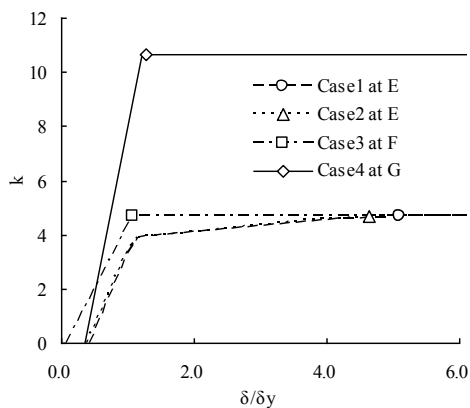


図-2.3.3 荷重増分-変位曲線

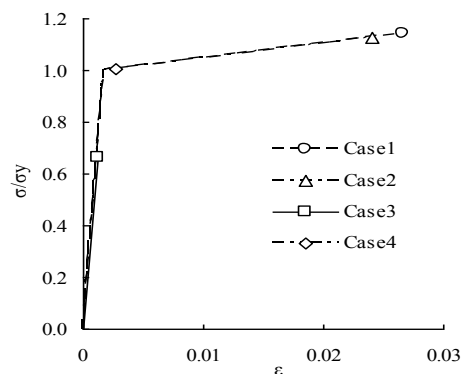


図-2.3.4 応力-ひずみ曲線 (引張)

2.3.3 Bモデルの解析結果

Bモデル橋の4ケースの崩壊過程と最終変形を図-2.3.5に示す。Case-1では、最初に中間支点B付近の斜材が引張降伏となる。圧縮部材の最初の降伏は支点B左の下弦材であった。その後、支間中央と支点B付近で引張と圧縮の降伏が広がり、最終的に荷重増分係数 k が4.70のときに支点B付近の斜材が座屈した。この荷重ケースでの最大引張ひずみは支点B左側の斜材で生じ1.5%であった。

Case-2では、最初に主径間の下弦材が $k=3.0$ の時に引張降伏に達した。続いて、荷重増分係数が4.35の時に主径間で圧縮降伏に達した。最終的には、荷重増分係数 k が4.65の時に支間中央の上弦材が座屈をした。引張部材の最大ひずみは支間中央の下弦材で生じ1.4%であった。

Case-3では、最初に支点B付近で斜材が引張降伏になる。次に、側径間において斜材と上弦材が圧縮の降伏し、 k の増加につれて引張および、圧縮の降伏が側径間で広がる。そして k が5.79の時に側径間の上弦材のひずみが急激に増大し座屈した。Aモデルでは見られなかった下弦材の降伏がBモデルでは現われていた。また、このケースにおいて引張の最大ひずみは支点B左側の斜材で生じ3.4%に達していたが、これは上弦材の座屈直後に生じたと推定された。

Case-4では、荷重増分係数 k が7.90の時に支点B付近の上弦材が引張の降伏に達した。圧縮の降伏は k が8.26になったときに支点B付近で生じた。最終的には、荷重増分係数 k が8.27の時に支点B右の斜材が座屈した。このケースではトラス橋の崩壊までに3部材のみに降伏に達した。また、斜材に座屈が発生した後、 k が0.1増加した際、主径間のみが真下に崩落した。この変形もAモデル橋Case-4同様I-35Wの崩壊に類似していた。また、引張の最大ひずみは支点B右側の斜材で生じ0.2%であった。

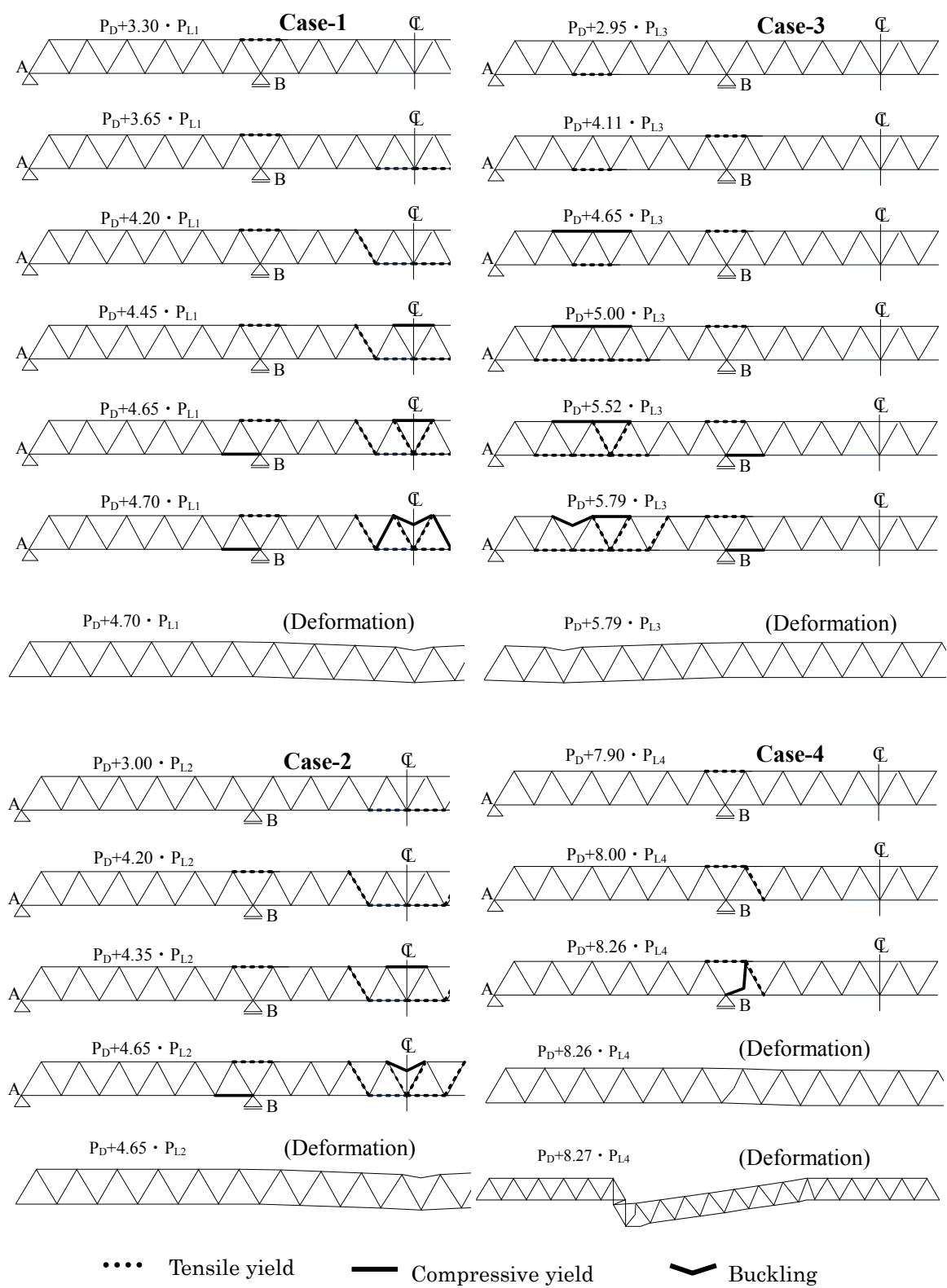


図-2.3.5 崩壊過程と最終変形 (B モデル橋)

座屈部材の応力-ひずみ曲線を図-2.3.6 に示す。B モデル橋の Case-1 と Case-3 においては σ/σ_y が -1.01 の時点でひずみが増大し、Case-2 と Case-4 においては -1.00 の時にひずみが増大する。したがって、崩壊は塑性座屈によって起こったと考えられる。

A と B モデル橋における崩壊の違いは以下の通りである。Case-1 においては、A モデル橋では主径間の上弦材座屈であったが、B モデル橋では斜材が座屈した。

Case-2 においては、A モデル橋では弾性座屈であったが、B モデル橋では塑性座屈によって崩壊した。Case-3 においては、A モデル橋では側径間下弦材は降伏しなかったが、B モデル橋は側径間の下弦材が降伏した。

座屈が発生した部材付近の格点に着目した荷重と変位曲線を図-2.3.7 に示す。座標軸については A モデル橋と同様、縦軸を荷重増分係数 k 、横軸を δ/δ_y としている。B モデル橋では Case-1 における座屈時の δ/δ_y は 4.88、Case-2 における座屈時の δ/δ_y は 4.55 であり、A モデル橋の荷重と変位曲線に比べると降伏発生時から崩壊時まで変位増加が大きい。また、全 4 ケースにおいて降伏荷重以降、A モデル橋では δ/δ_y が急激に増加しているが、B モデル橋では k の増加に従い δ/δ_y は徐々に増加している。これらの結果より、B モデルの方が A モデルより漸進的な崩壊過程を示していると考えられる。

図-2.3.8 は、最初に降伏に達した引張部材の応力-ひずみ曲線である。これらの部材はそれぞれのケースにおいて最大ひずみが現われたものでもある。最大ひずみは Case-1 では 1.5%、Case-2 では 1.4%、Case-4 では 0.2%であった。Case-3 においても最大ひずみは 5%に達していない。しかし、前述したように、これは座屈直後である。構造用鋼材の破断ひずみは通常 5%以上であるが、残留応力などを考慮して当研究では安全のため 5%を目安とした。

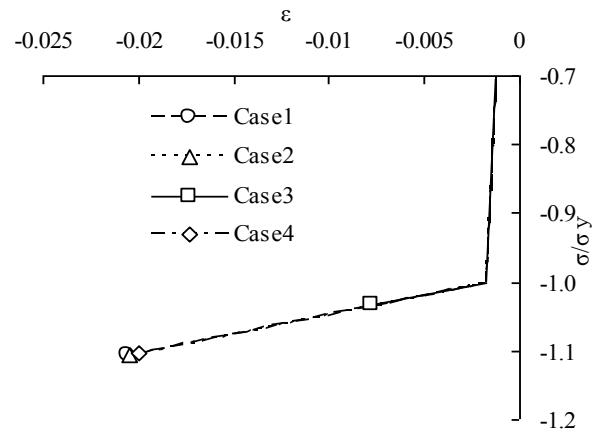


図-2.3.6 応力-ひずみ曲線（圧縮）

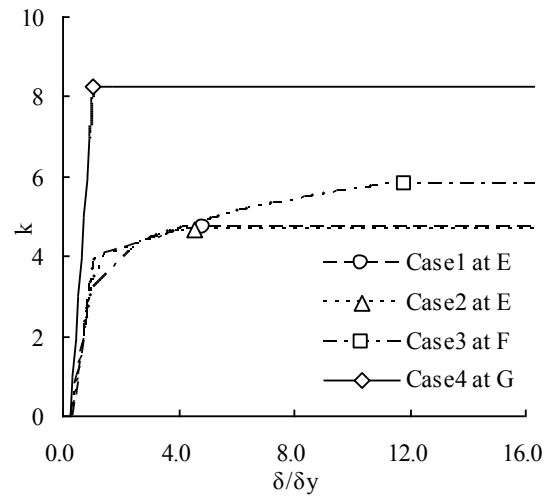


図-2.3.7 荷重増分-変位曲線

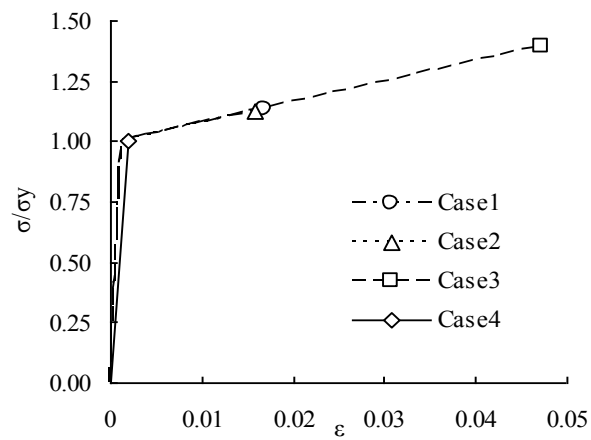


図-2.3.8 応力-ひずみ曲線（引張）

2.4 じん性評価

ここまで、2種類のトラス橋モデルにおいて崩壊解析を実施し、崩壊過程、断面力や変位など結果を得た。これにより、モデル A 橋とモデル B 橋ではスパン長の違いによって、さらに活荷重載荷パターンによって崩壊過程が異なっていることが分かった。

本章では、それぞれのモデルと活荷重載荷 4 ケースによるじん性の評価を試みる。表-2.4.3 は座屈が起きた時点での降伏に達した全橋での部材数である（図-2.3.1，図-2.3.5 参照）。Case-1,2 では支間中央の上弦材が座屈したことによりトラス橋が崩壊に至り、降伏部材数は 11-13 本以上であった。Case-3 に関しては、B モデル橋の降伏部材数は 11 本に対して、A モデル橋では 4 本と非常に少ない。一方、Case-4 においては、両モデル橋で中間支点上の斜材が座屈し、降伏部材はどちらも 3 本であった。

これらの結果より、活荷重が全スパンまたは主スパンに載荷される場合、及び上弦材が座屈する場合は多くの部材が降伏域に入り、いわゆる荷重の再分配が見られた。また、降伏部材数の評価においてスパン割りの違いでは、一般的なスパン割りの B モデル橋は荷重の再分配効果が大きいことが分かった。一方、中間支点上付近のみに活荷重が集中する場合は、降伏する部材が少なくなり、荷重の再分配効果が小さい。

表-2.4.1 降伏部材数

Number of Yield Member	Case-1	Case-2	Case-3	Case-4
Model A	11	13	4	3
Model B	13	11	11	3

2.5 まとめ

本研究では、大変形弾塑性解析を用いたワーレントラス橋の連続崩壊解析を実施した。特に、4種類の異なった活荷重載荷ケース(Case-1~4)、および2つの異なるスパン比のAモデル橋(スパン比 1:2:1)およびBモデル橋(スパン比 1:1.3:1)に着目し、崩壊過程や最終耐力および最終変形状態を研究した。また、スパン比や活荷重分布がトラス橋全体のじん性にどのような影響を及ぼすかについても考察した。得られた知見は以下の通りである。

- 1) スパン比 1:2:1 のAモデル橋に関しては、4種類の異なった活荷重載荷ケースすべてにおいて、圧縮部材の弾性または塑性座屈によってモデル橋は崩壊した。引張部材の最終ひずみは、5%に達しておらず崩壊は引張り破断に起因しなかった。
 - 2) スパン比 1:1.3:1 のBモデル橋に関しても、4種類の異なった活荷重載荷ケースすべてにおいて、圧縮部材の塑性座屈によってモデル橋は崩壊した。引張部材の最終ひずみは、約5%以内であり崩壊は引張り破断に起因しなかった。なお、Aモデル橋よりBモデル橋の変位増加は緩やかだった。
 - 3) 座屈が起きた時点での降伏に達した部材数に関する考察により、活荷重が全スパンまたは主スパンに載荷される場合は、多くの部材が降伏域に入り、いわゆる荷重の再分配が見られた。また、降伏部材数の評価においてスパン割りの違いでは、一般的なスパン割りのBモデル橋は荷重の再分配効果が大きいことが分かった。一方、中間支点上付近のみに活荷重が集中する場合は、降伏する部材が少なくなり、荷重の再分配効果が小さい。
- 以上のように、スパン比の異なる2つのモデル橋および荷重載荷ケースのケーススタディにより、一般的なスパン割のBモデル橋では荷重の再分配効果が見られ、じん性の評価においてもAモデル橋よりも優れた結果を得ることができた。また、崩壊までの過程および座屈部材は、荷重載荷位置およびスパン割に依存していることが明確となった。最後に、本研究が今後のトラス橋の崩壊解析の一助となれば幸いである。

参考文献

- 1) National Transportation Safety Board: High Way Accident Report, Collapse of I-35W Highway Bridge Minneapolis, Minnesota August 1, 2007, NTSB/HAR-08/03PB2008-916203, 2008.11.14
- 2) Jim Wildey: Bridge Description and Collapse, NTSB report.http://www.nts.gov/events/2008/Minneapolis-MN/2_edited_Board_presentation_Wildey_graphic.ppt (cited 2010. 3.6)
- 3) 米国ミネアポリス橋梁崩落事故に関する技術調査団：米国ミネアポリス橋梁崩落事故に関する技術調査報告，2007.10.
- 4) 羽田野英明，村上茂之，六郷恵哲，依田照彦：ミネアポリス I-35W 橋崩落事故に関する NTSB の報告書の概要，橋梁と基礎，pp.37-42，2010.7.
- 5) 玉越隆史：米国橋梁崩壊事故に関する技術調査団の調査結果について，建設マネジメント技術，pp.39-44，2008.1.
- 6) 永谷秀樹，明石直光，松田岳憲，安田昌宏，石井博典，宮森雅之，小幡泰弘，平山博，奥井義昭：我が国の鋼トラス橋を対象としたリダンダンシー解析，土木学会論文集 A Vol.65 No.2, 410-425, 2009.5.
- 7) 笠野英行，依田照彦：米国ミネアポリス I-35W 橋の崩壊メカニズムと格点部の損傷評価，土木学会論文集 A, Vol.66, No.2, 312-323, 2010.
- 8) Manda and Nakamura: PROCEEDINGS OF THE SCHOOL OF ENGINEERING THE SCHOOL OF INFORMATION SCIENCE AND TECHNOLOGY TOKAI UNIVERSITY vol.XXXV, 2010
- 9) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅰ 共通編，Ⅱ 鋼橋編，2002.3
- 10) 宮地一裕，中村俊一，山ノ下賢太：鋼トラス橋の 2 次元崩壊解析，東海大学工学部紀要，Vol.51, No.2, pp.101-108, 2012.3.
- 11) Kazuhiro Miyachi, Shunichi Nakamura, Akihiro Manda: Progressive collapse analysis of steel truss bridges and evaluation of ductility, Journal of Constructional Steel Research, Vol.78, pp.192-200, 2012.11.

第 3 章

斜吊りアーチ橋の構造特性と終局強度

3.1 はじめに

今日，経済性に優れ，景観にも魅力的な橋梁が求められている．そのひとつとして，田中・中村・加藤はアーチ・リブにコンクリート充填鋼管（CFT）を用いた斜吊りアーチ橋を提案している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，斜張橋とアーチ橋の二つの形式の利点を併せ持っていると期待される．アーチ・リブに CFT を用いると，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・終局ひずみが向上する．したがって，圧縮軸力と曲げモーメントが作用するアーチ・リブには適している．鋼管は溶接箱断面に比べて，溶接量は極めて少ない．さらに，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い．以上より，本提案橋は低コストかつ構造的にも合理的である．

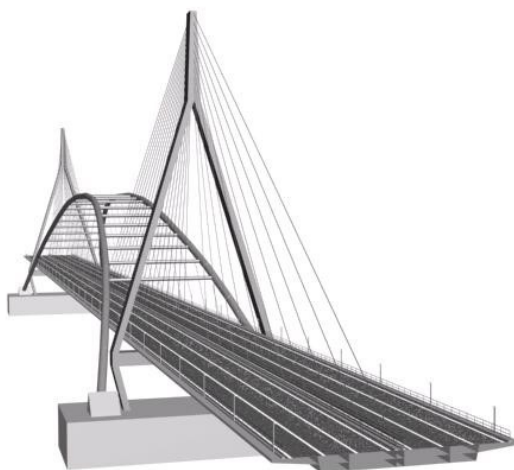


写真-3.1.1 斜吊りアーチ橋

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 年に建設されている²⁾。現在、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。しかし、その構造特性や設計法の詳細は明らかにされていない。

本論文では、支間長 300m の斜吊りアーチ橋を対象として、その静的構造特性と終局強度を明らかにする。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が、この混合形式が単独の斜張橋およびアーチ橋と比較してどのような構造特性を有し、優位性を示すかを 2 段階の荷重レベルにおいて検討する。

第 1 段階では、設計荷重レベルにおける 3 形式の橋梁（斜吊りアーチ橋、斜張橋、アーチ橋）の断面力および変位を比較する。第 2 段階は、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弾塑性・大変形解析により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。

斜吊りアーチ橋についての過去の研究成果はほとんどなく、しかも主桁、アーチ・リブ、ケーブル、主塔で構成された複雑な構造系の崩壊過程および終局強度を求める研究は極めて少ないため、本研究の意義は大きい。



写真-3.1.2 マレーシア Seri Saujana Bridge

（出典：Wikipedia： <http://ja.wikipedia.org>）

3.2 検討橋梁

3.2.1 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。スパン長および支間割によって挙動が変化すると考えられるが、適用スパンはアーチ橋と斜張橋を単独でも適用できる250mから500mとし、本研究では代表的なスパンとして300mを、支間割に関しては本形式の標準的な支間割(1:3:1)を選定した。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-3.2.1)。幅員27.0mの6車線の道路橋を仮定した(図-3.2.2)。

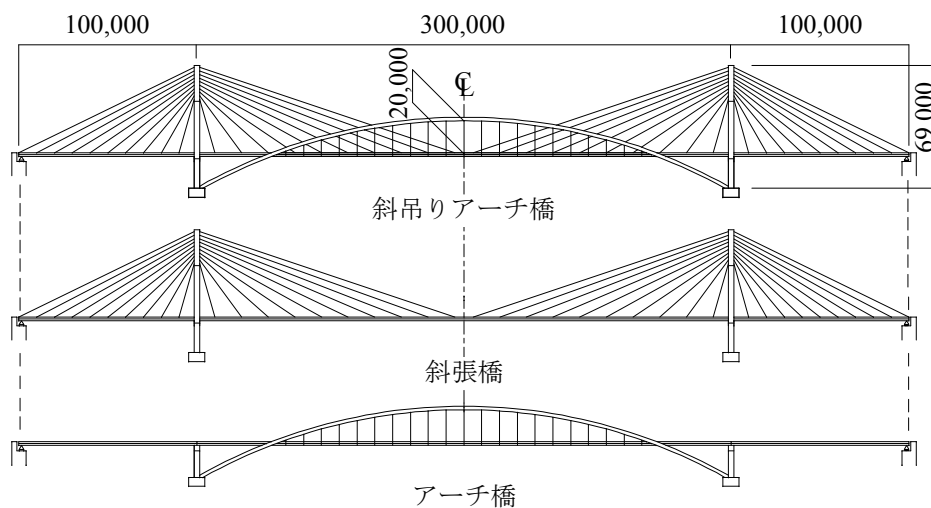


図-3.2.1 3橋梁の側面図 (単位：mm)

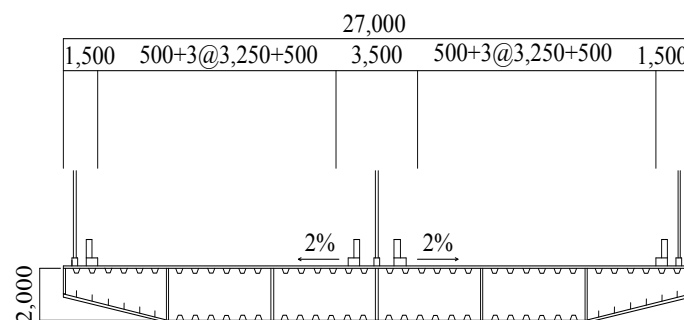


図-3.2.2 主桁の断面図 (単位：mm)

3.2.2 部材の断面設計

最初に、斜張橋およびアーチ橋を単独に設計する。次に、斜吊りアーチ橋を設計するが、単独斜張橋およびアーチ橋のアーチ部材およびケーブル断面積などを小さくしていき、適切な設計応力度になるように部材断面を決定した。

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）および片側橋面のみに偏載荷したケース（L2）、中央径間の左半分と右側側径間のみに固定載荷したケース（L3）を想定した（図-3.2.3）。

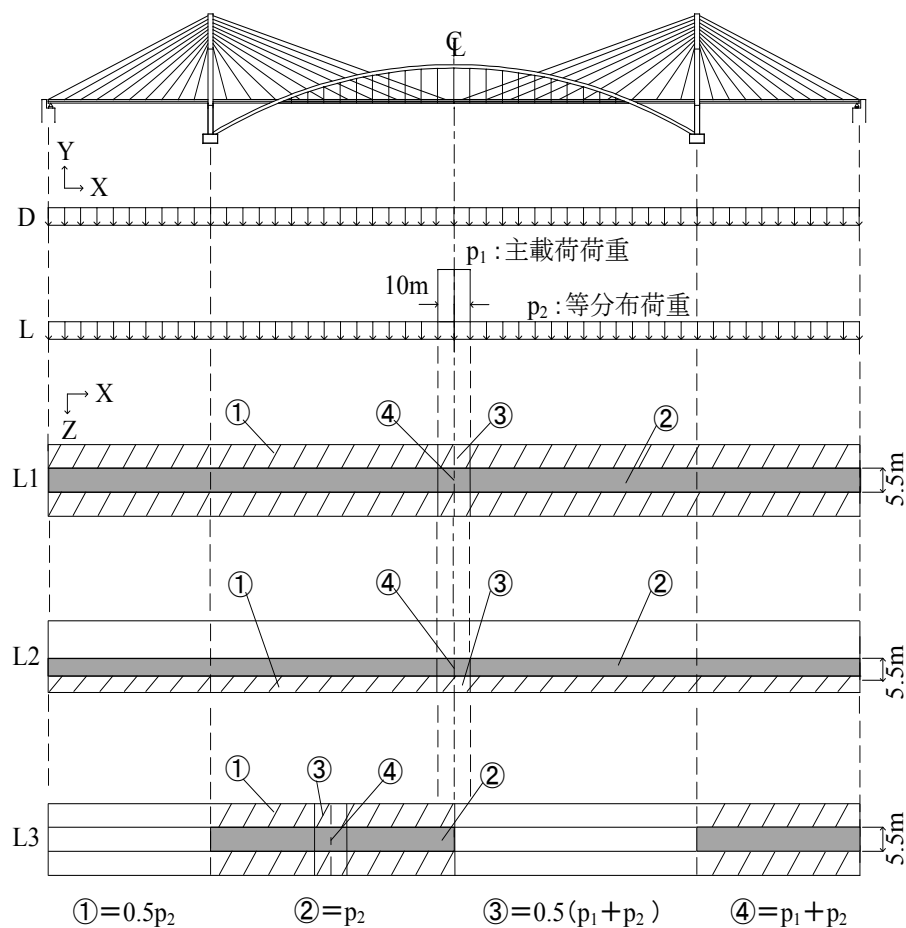


図-3.2.3 載荷荷重ケース

前提として、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．なお，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．

設計された 3 橋梁の部材断面を表-3.2.1 に示すが，斜張橋の主塔は斜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である．

斜吊りアーチ橋に関して，設計されたアーチ・リブ断面を図-3.2.4 に，主塔を図-3.2.5 に，主塔柱断面を図-3.2.6 に示す．また，3 形式橋梁の解析モデルを図-3.2.7 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．

また，ケーブルにおけるケーブルプレストレスについては，斜吊りアーチ橋および斜張橋ともに死荷重載荷時に主桁の曲げモーメントが均一かつ主塔頂部変位が小さくなるように，ケーブルに温度荷重として導入した．

表-3.2.1 主な部材仮定断面（単位：mm）

Bridge type	Cable-stayed arch bridge	Cable-stayed bridge	Arch bridge
Arch rib	φ1,700×18	—	φ2,000×18
Thickness of steel plate	Upper part 18	Upper part 42	—
Tower	Column 18	Column 32	Column 16
Thickness of steel plate	Upper Flg, Lower Flg 16	Upper Flg, Lower Flg 16	U, L Flg 16
Girder	Web 12	Web 12	Web 12
Cable	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．

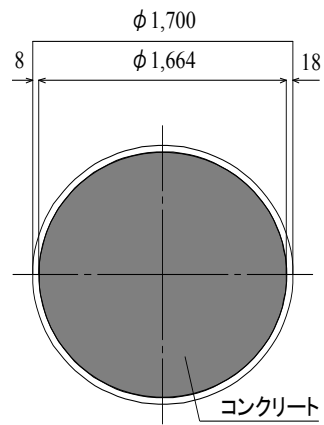


図-3.2.4 アーチ・リブ断面 (単位 : mm)

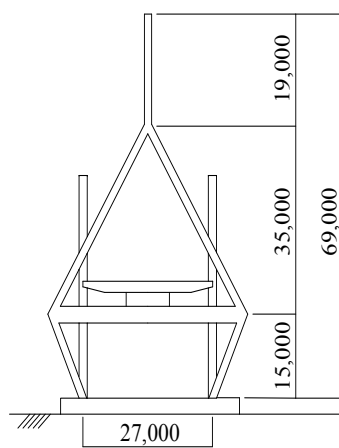


図-3.2.5 主塔 (単位 : mm)

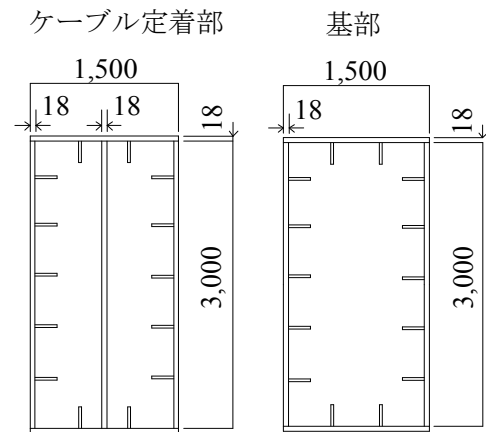


図-3.2.6 主塔柱断面 (単位 : mm)

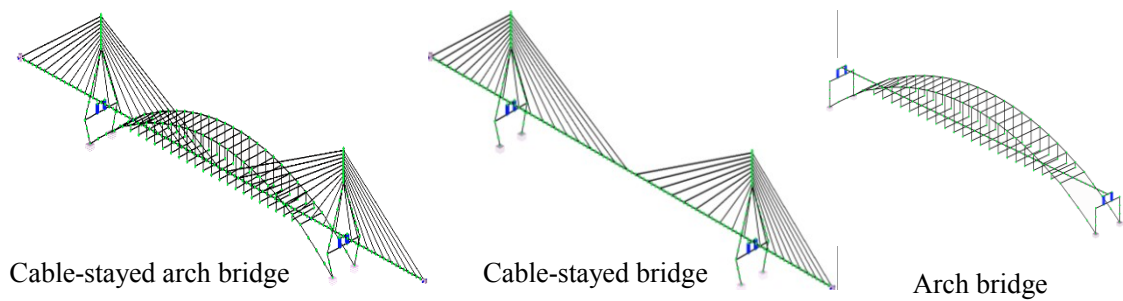


図-3.2.7 3 橋梁モデル図

3.3 設計荷重レベルにおける検討

本章では第 1 段階の検討結果，すなわち設計荷重レベルの検討結果を述べる．具体的には，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．

3.3.1 活荷重全載ケース（L 1）

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-3.3.1 から図-3.3.7 に示す．

図-3.3.1 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-3.3.2 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-3.3.3 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-3.3.4 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-3.3.5 および図-3.3.6 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-3.3.7 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．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．

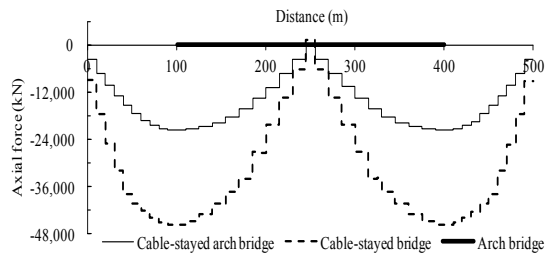


図-3.3.1 主桁軸力 (D+L1)

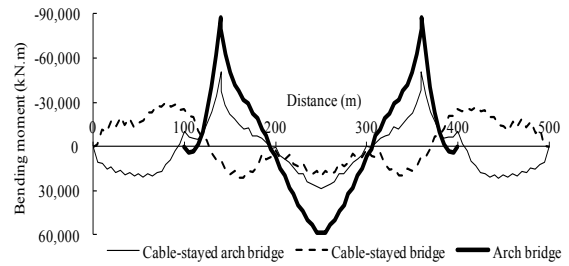


図-3.3.2 主桁曲げモーメント (D+L1)

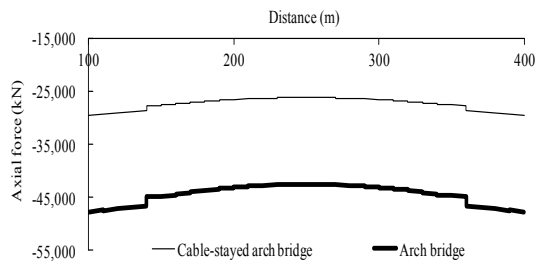


図-3.3.3 アーチ・リブ軸力 (D+L1)

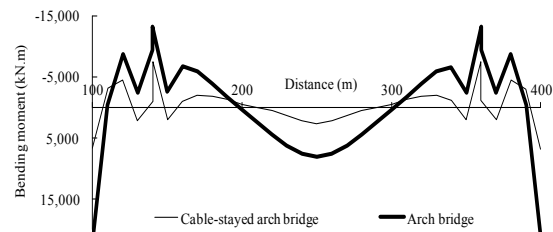


図-3.3.4 アーチ・リブ曲げモーメント (D+L1)

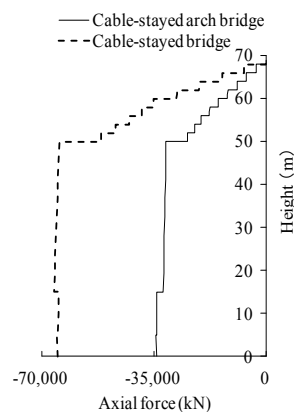


図-3.3.5 主塔軸力 (D+L1)

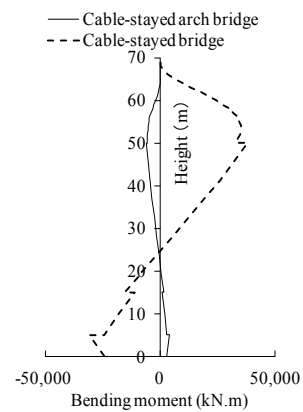


図-3.3.6 主塔曲げモーメント (D+L1)

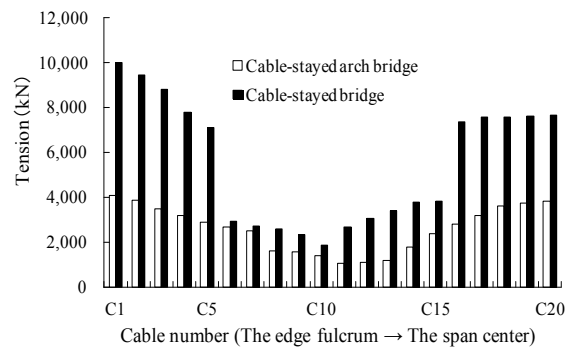


図-3.3.7 ケーブル張力 (D+L1)

3 種類の橋梁の主桁、アーチ・リブ、主塔の変位を図-3.3.8、図-3.3.9、図-3.3.10 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 224mm 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。

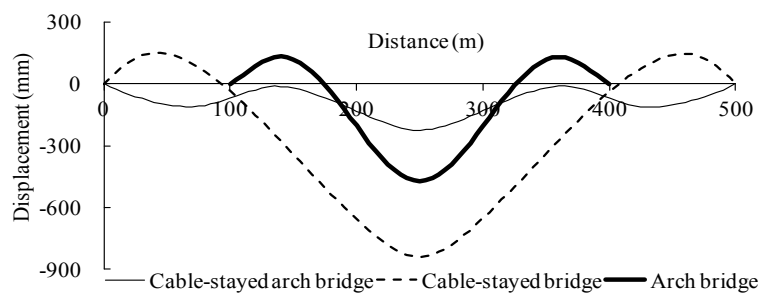


図-3.3.8 主桁鉛直変位 (L1)

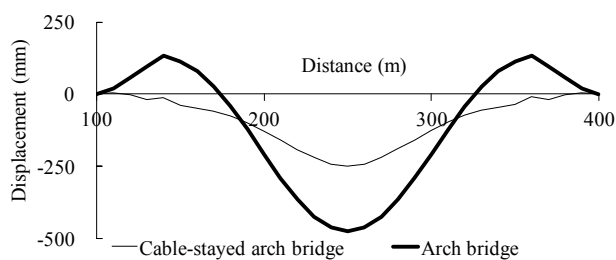


図-3.3.9 アーチ・リブ鉛直変位 (L1)

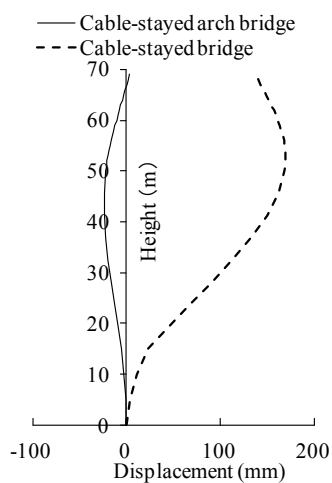


図-3.3.10 主塔水平変位 (D+L1)

3.3.2 活荷重偏載ケース（L2）

本節では，設計荷重レベル D+L2，すなわち偏載活荷重が作用したときの斜吊りアーチ橋および斜張橋の断面力を比較する．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-3.3.11，図-3.3.12 に示す．図-3.3.11 は主桁ねじり角度を示すが，斜吊りアーチ橋は斜張橋の約 10%である．図-3.3.12 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．

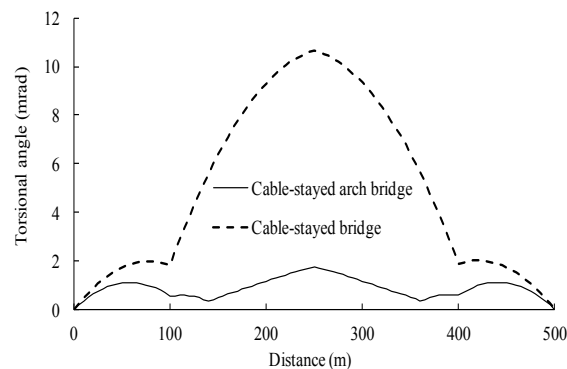


図-3.3.11 主桁ねじり角度（D+L2）

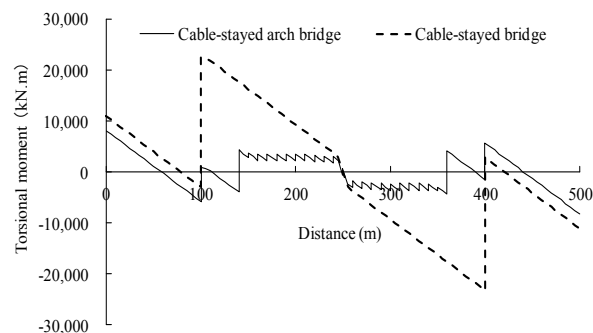


図-3.3.12 主桁ねじりモーメント（D+L2）

3.3.3 活荷重半載ケース（L3）

本節では、設計荷重レベル D+L3，すなわち半載活荷重が作用したときの斜吊りアーチ橋およびアーチ橋の断面力および変位を比較する。

アーチ橋の主桁曲げモーメントおよびアーチ・リブの曲げモーメントは斜吊りアーチ橋に比べて約 6 倍大きい（図-3.3.13，図-3.3.14）。

アーチ橋の主桁の鉛直変位およびアーチ・リブの鉛直変位も斜吊りアーチ橋の約 3～6 倍大きい（図-3.3.15，図-3.3.16）。さらに、活荷重半載ケース（L3）によりアーチ橋に発生する主桁およびアーチ・リブの曲げモーメントは活荷重全載ケース（L1）の約 2 倍の断面力を示している。

以上より、アーチ橋は活荷重半載ケース（L3）が支配的となるが、斜吊りアーチ橋はアーチ橋に比べて主桁およびアーチ・リブの曲げモーメントおよび変位が小さく活荷重半載の影響は少ない。これは、斜吊りアーチ橋の主塔が、主桁およびアーチ・リブへの作用力を抑制しているためである。

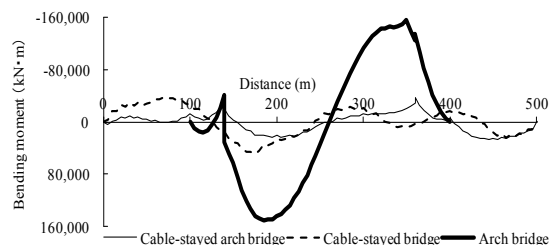


図-3.3.13 主桁曲げモーメント
(D+L3)

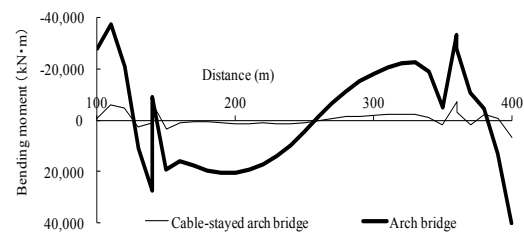


図-3.3.14 アーチ・リブ曲げモーメント
(D+L3)

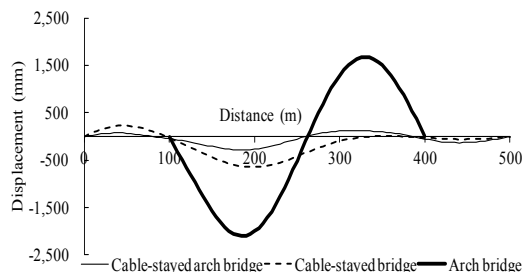


図-3.3.15 主桁鉛直変位（L3）

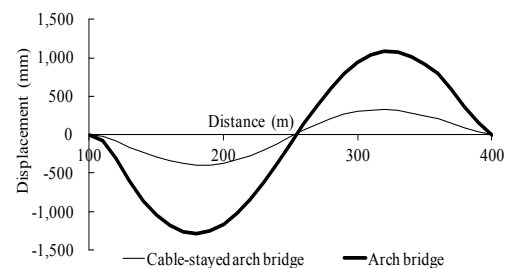


図-3.3.16 アーチ・リブ鉛直変位（L3）

3.4 弾塑性大変形解析

本章では，第 2 段階の崩壊解析の結果を述べる．すなわち，弾塑性大変形解析を用い，荷重を漸増させ，対象橋梁でどのように塑性化が進行し崩壊するかの過程および終局荷重を求める．

3.4.1 解析手法

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．各部材のファイバー要素の分割を図-3.4.1 に示す．主桁の上下フランジは板厚方向に 6 分割かつ鉛直方向にウェブ間を 60 分割した．主桁のウェブは板厚方向に 6 分割かつ水平方向に 30 分割した．ケーブルは放射状に 20 分割かつ半径方向に 20 層分割した．アーチ・リブは放射状に 20 分割し，充填コンクリートも半径方向に 20 層分割し，鋼管は板厚方向に 6 分割した．また，主塔の上下フランジは板厚方向に 6 分割かつ鉛直方向に 10 分割した．主塔のウェブは板厚方向に 6 分割かつ水平方向に 10 分割した．

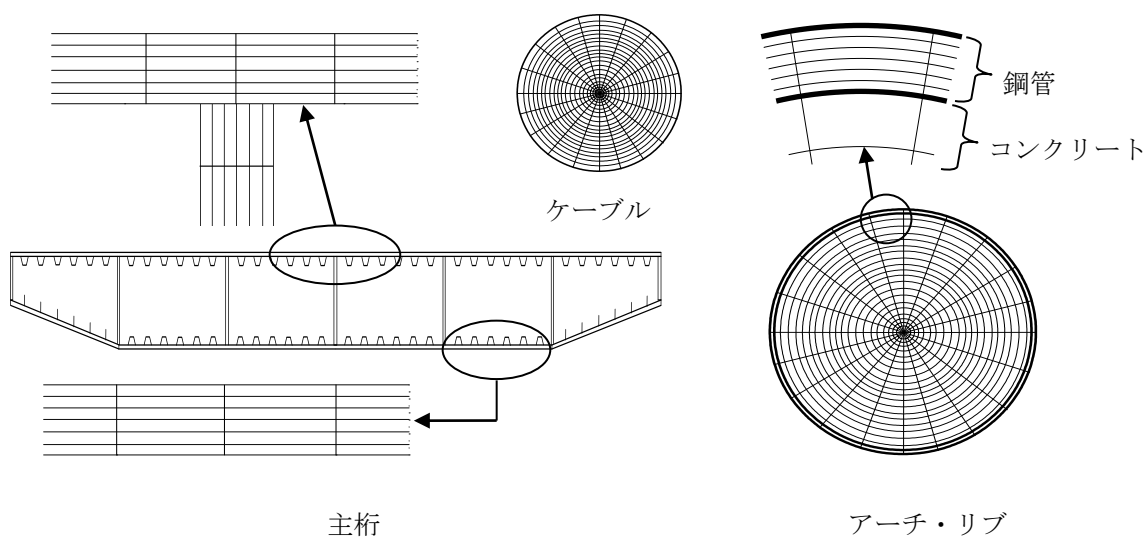


図-3.4.1 ファイバー要素分割

鋼板の構成則はバイリニアとし(図-3.4.2)，ケーブルの構成則はトリリニア(図-3.4.3)，コンクリートは放物線形状で圧縮のみを評価した⁴⁾(図-3.4.4)。

なお，本解析では鋼板の局部座屈は考慮しない．その理由は，鋼管にはコンクリートが充填されており局部座屈強度は高いこと，主桁や主塔断面には局部座屈しないよう十分な補剛材を配置しているためである．

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．大変形領域では曲げ変形が大きくなり，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．

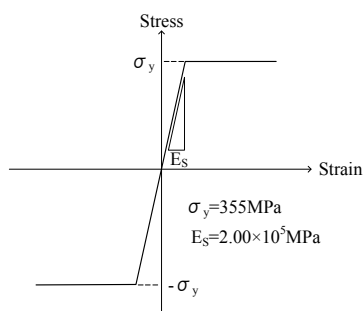


図-3.4.2 鋼材構成則

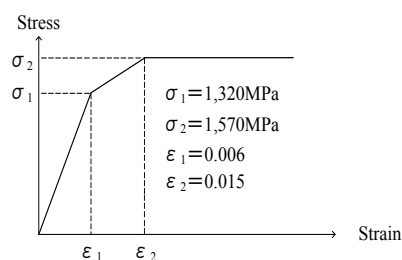


図-3.4.3 ケーブル構成則

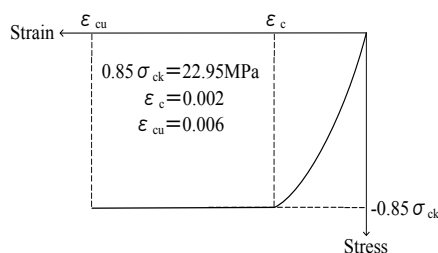


図-3.4.4 コンクリート構成則

3.4.2 崩壊過程および終局強度

最初に、活荷重を全橋面に固定載荷した L1 ケースによる 3 種類の橋梁の弾塑性大変形解析結果を示す（図-3.4.5 から図-3.4.8）。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-3.4.5）。

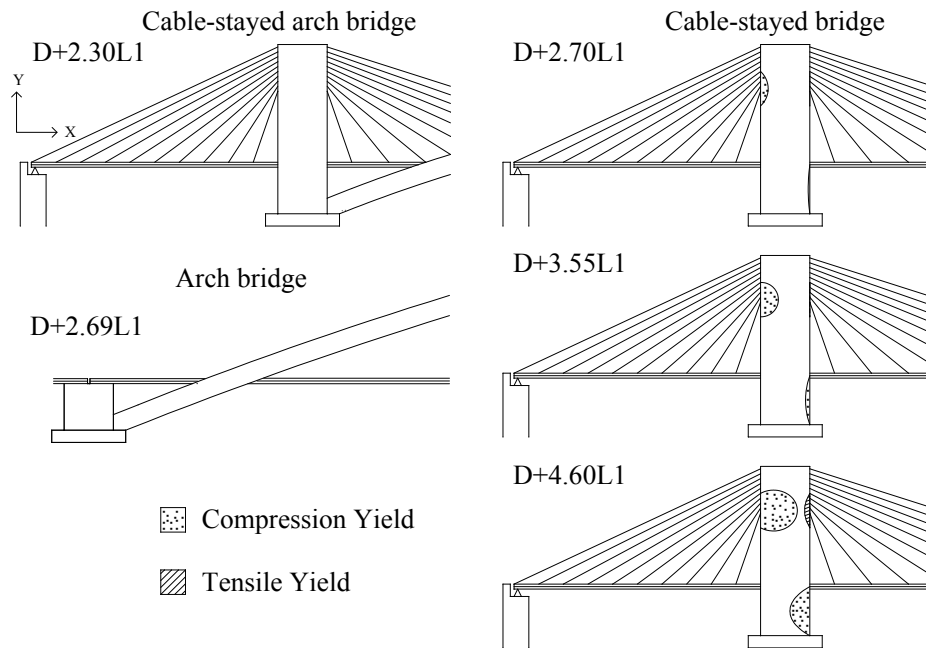


図-3.4.5 3 橋梁の崩壊過程 (D+kL1)

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-3.4.5），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-3.4.6）。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-3.4.9 に示す。

斜張橋は、 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-3.4.5, 図-3.4.7）。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原因である。最終変形図を図-3.4.10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-3.4.5），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-3.4.8）。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-3.4.11 に示す。

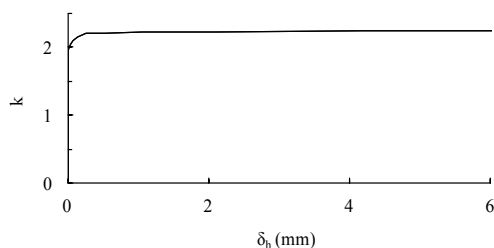


図-3.4.6 斜吊りアーチ橋スパン中央面外変位（D+k L1）

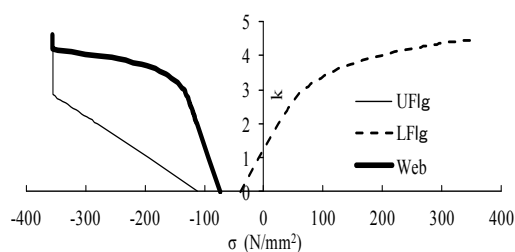


図-3.4.7 斜張橋主塔ケーブル定着部鋼板応力度（D+k L1）

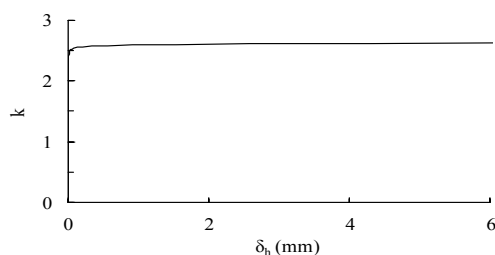


図-3.4.8 アーチ橋スパン中央の面外変位（D+k L1）

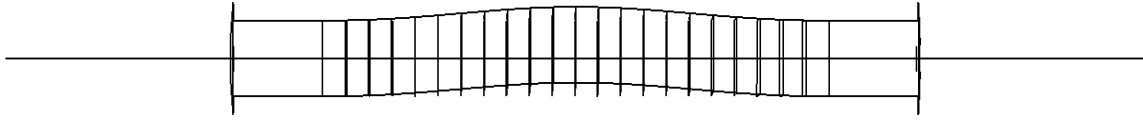


図-3.4.9 斜吊りアーチ橋の終局時の平面変形図，D+2.30 L1，変形倍率 1400%

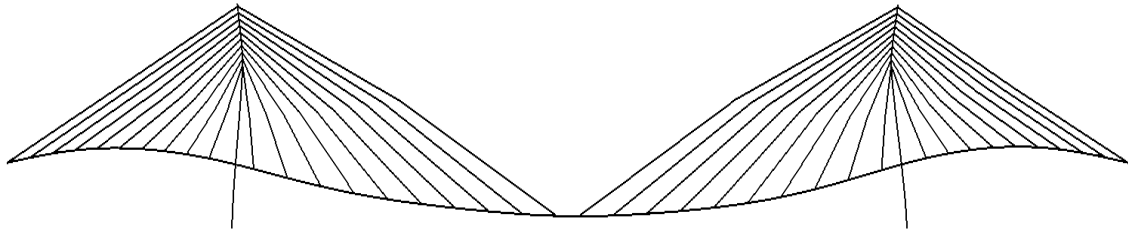


図-3.4.10 斜張橋の終局時の側面変形図，D+4.60 L1，変形倍率 400%



図-3.4.11 アーチ橋の終局時の平面変形図，D+2.69 L1，変形倍率 1400%

次に、斜吊りアーチ橋の中央径間および側径間の片側のみに活荷重を偏載荷したL2ケースに関する弾塑性大変形解析結果を図-3.4.12および図-3.4.13に示す。斜吊りアーチ橋は、 k が1.20の時にアーチ・リブの面外変位が発散的に増大し終局に至る(図-3.4.12)。これも面外座屈が崩壊の直接原因であり、最終変形図を図-3.4.13に示す。

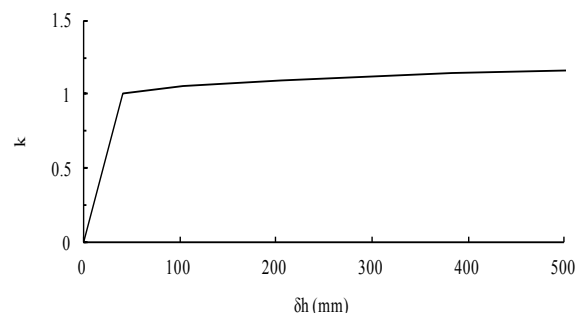


図-3.4.12 斜吊りアーチ橋の面外変位 (D+k L2, スパン中央)

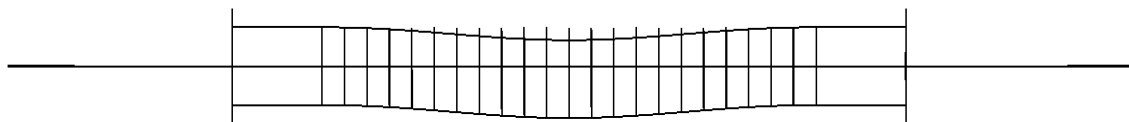


図-3.4.13 斜吊りアーチ橋の終局時の平面変形図 D+1.20 L2, 変形倍率 600%

さらに，斜吊りアーチ橋に中央径間の左半分と右側側径間のみ活荷重載荷したL3ケースに関する弾塑性大変形解析結果を図-3.4.14および図-3.4.15に示す。

斜吊りアーチ橋は， k が 2.15 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-3.4.14）。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-3.4.15に示す。なお，活荷重全載ケース（L1）ではスパン全長が有効座屈長になっているのに対し，活荷重半載（L3）では桁からアーチ・クラウンまでのアーチ・リブが有効座屈長となっている（図-3.4.15）。

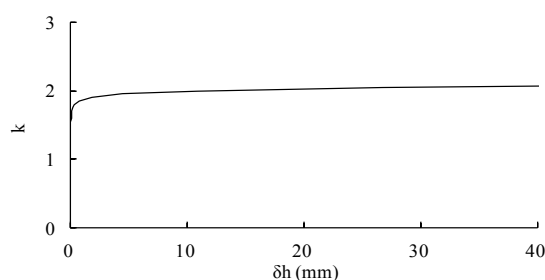


図-3.4.14 斜吊りアーチ橋の面外変位（D+k L3，スパン中央）

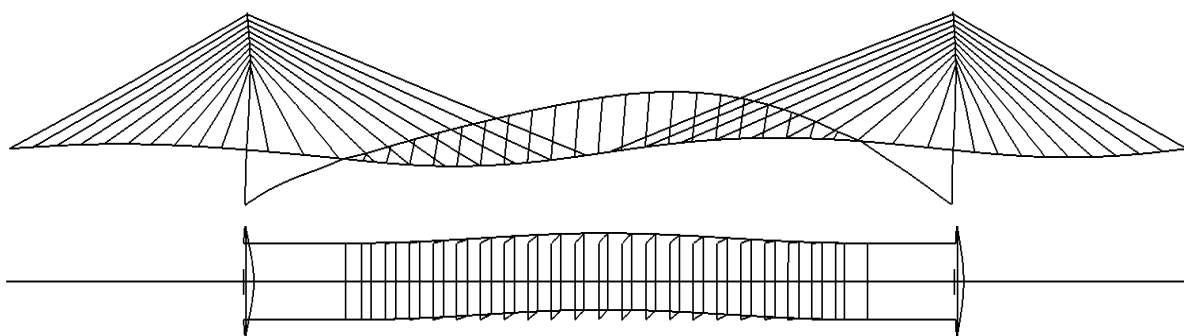


図-3.4.15 斜吊りアーチ橋の終局時の側面・平面変形図，D+2.15 L3，変形倍率 300%

3.4.3 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，鋼材のじん性が生かされていない．

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バスケットハンドル型に改良し，その終局強度を検討する（図-3.4.16）．これは，類似橋梁である Seri Saujana Bridge（セリサウジャナ橋）のアーチ・リブもバスケットハンドル型であることから効果的であると考えられる．また，改良斜吊りアーチ橋のモデル図を図-3.4.17 に示す．アーチ・リブは面内に 15° 傾けた（図-3.4.18）．実施した弾塑性大変形解析は前節と同一である．

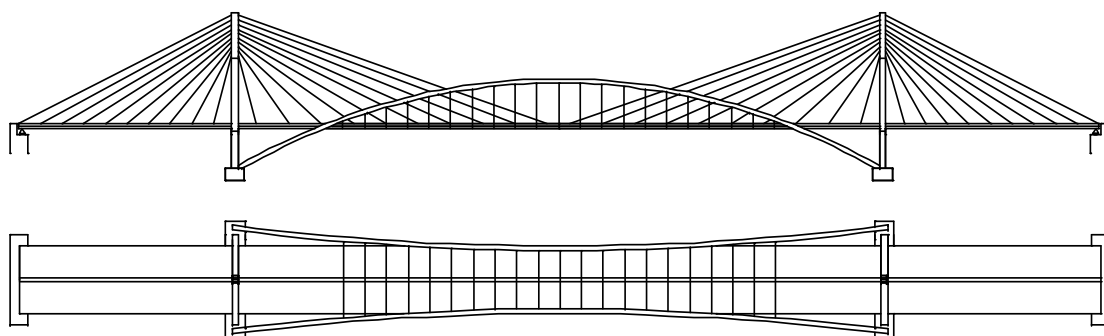


図-3.4.16 改良斜吊りアーチ橋の側面図および平面図

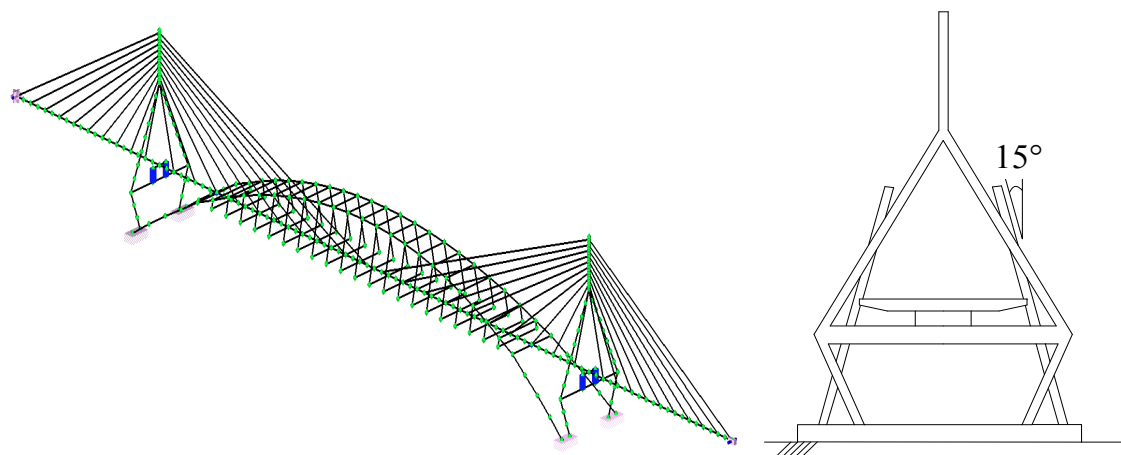


図-3.4.17 改良斜吊りアーチ橋モデル図

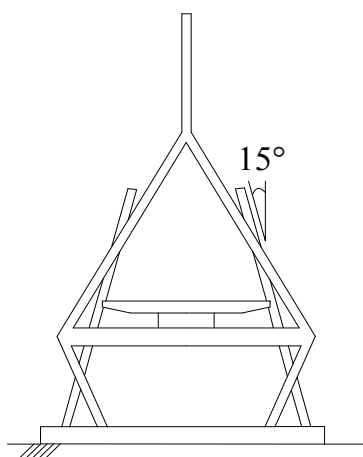


図-3.4.18 傾斜アーチ面

最初に、活荷重を全載させた L1 ケースの結果を図-3.4.19 および図-3.4.20 に示すが、 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、 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-3.4.19）。

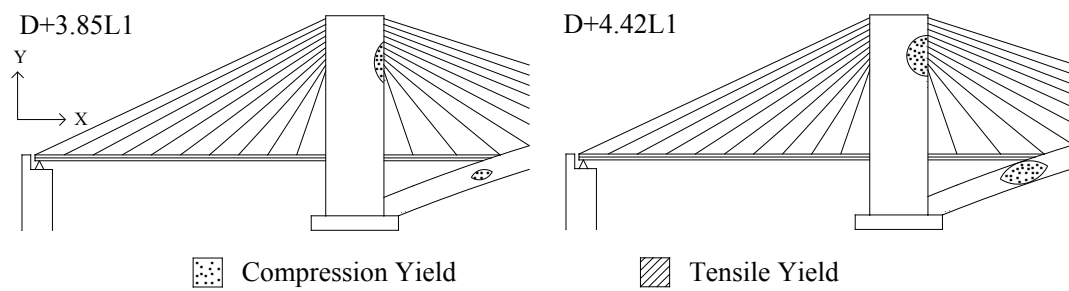


図-3.4.19 改良斜吊りアーチ橋の崩壊過程（ $D+k L1$ ）

図-3.4.20 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-3.4.21 および図-3.4.22 に示すが、図-3.4.21 の改良斜吊アーチ橋の面外座屈モードを図-3.4.9 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 倍に増加した。

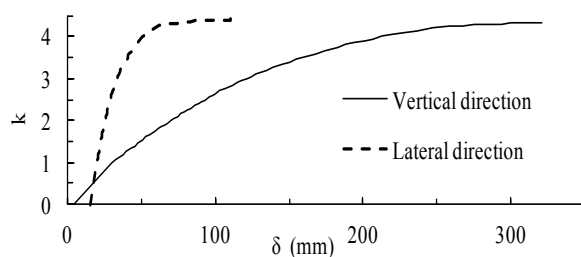


図-3.4.20 アーチ・クラウンの変位 (D+k L1)

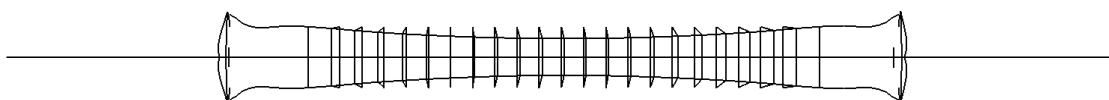


図-3.4.21 改良斜吊りアーチ橋の終局時の平面変形図, D+4.42 L1, 変形倍率 2700%

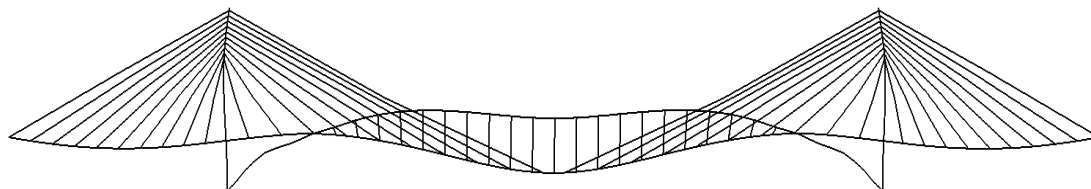


図-3.4.22 改良斜吊りアーチ橋の終局時の側面変形図, D+4.42 L1, 変形倍率 700%

次に、活荷重を中央径間および側径間の片側のみに偏載荷した L2 ケースにおいては、 k が 3.65 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った (図-3.4.23) . 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-3.4.24 に示すが、改良斜吊りアーチ橋の面外座屈モードを図-3.4.13 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・リブ交差点から反対の交差点部までのアーチ・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 3 倍に増加した。

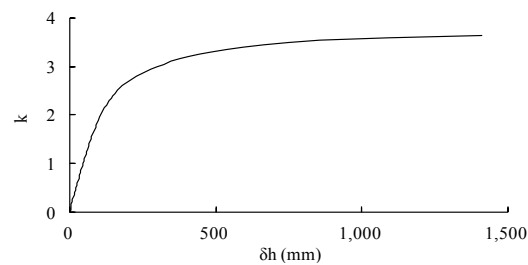


図-3.4.23 アーチ・リブ中央水平変位 (D+k L2)

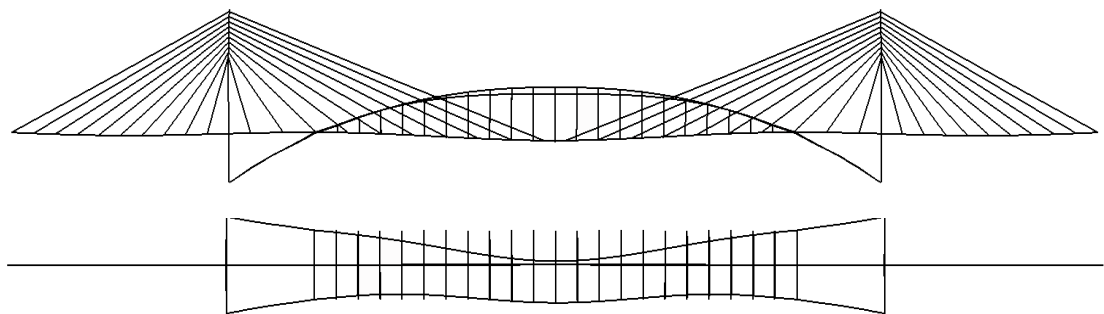


図-3.4.24 改良斜吊りアーチ橋の終局時の平面変形図，D+3.65 L2，変形倍率 400%

活荷重を中央径間の左半分と右側側径間のみに半載荷した L3 ケースにおいては、 k が 2.35 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-3.4.25）。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原因である。最終変形図を図-3.4.26 に示すが、アーチ・リブの面外座屈は生じなかった。斜吊りアーチ橋は面外座屈によって終局しているのに対し、アーチ・リブをバスケットハンドル型にすることにより座屈強度が向上し、主塔上部がクリティカルになった。終局耐力は約 10% 増加した。

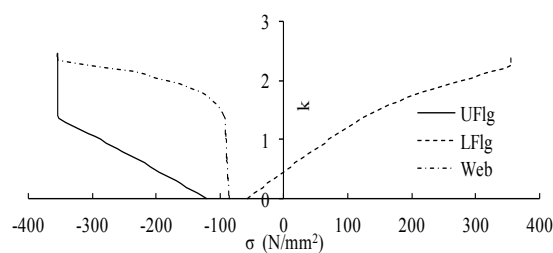


図-3.4.25 主塔ケーブル定着部鋼板応力 (D+k L3)

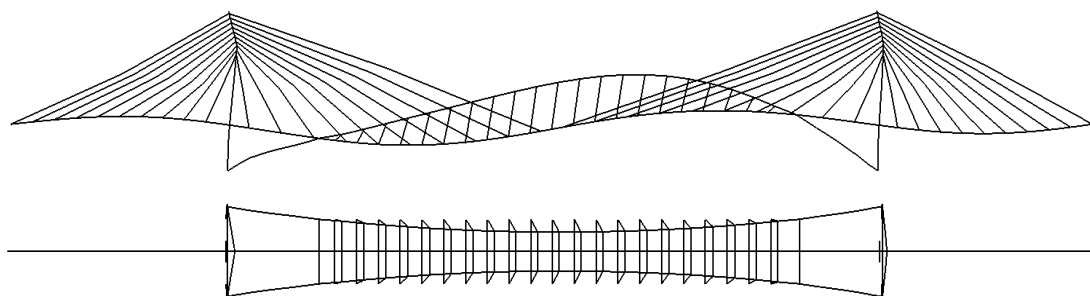


図-3.4.26 改良斜吊りアーチ橋の終局時の側面変形図，D+2.35 L3，変形倍率 300%

3.5 鋼重比較

ここでは、斜吊りアーチ橋および斜張橋の鋼重比較を行う。検討した 2 橋梁の鋼重比較を表-3.5.1に示す。なお、アーチ橋に関しては主スパンのみの構造となっており、同一レベルでの比較はできない。

斜吊りアーチ橋の鋼板重量は斜張橋より7%小さい。これは、アーチ・リブが付加されているためである。また、ケーブル重量を比較すると、斜吊りアーチ橋の方が斜張橋より50%小さい。これは、アーチ・リブによる効果であることは前述した。さらに、斜吊りアーチ橋のアーチ・リブには鋼管が用いられている。一般に、ケーブル重量単価は鋼板重量単価と比較してかなり高い、かつ鋼管を部材にする加工単価は溶接量が少ないため、鋼板の加工単価より低い。これらを考慮すると、全体建設コストに関してはほぼ同一と考えられるが、安易な優劣は付けがたい。

また、斜吊りアーチ橋の建設方法は、従来の斜張橋およびアーチ橋の施工方法を組み合わせることで対処できると考えられる。例えば、斜張橋部分を最初に施工し、その桁部分を用いればアーチ・リブの施工は可能である。あるいは、主塔建設後、ケーブル・クレーン工法を用いればアーチ・リブを最初に施工し、その後、斜張橋桁およびケーブルを架設することも可能である。

表-3.5.1 2 橋梁の鋼重比較

Bridge type	Cable-stayed arch bridge			Cable-stayed bridge	
	Steel plate	Steel tube	Cable	Steel plate	Cable
Steel weight (kN)	43,445 (0.932)	4,594 (0.092)	1,494 (0.030)	46,591 (0.937)	3,114 (0.063)
Total (kN)	49,533 (0.997)			49,705 (1.000)	

注1：アーチ橋は中央スパンのみを対象とする。

注2：()内の数値は斜吊りアーチ橋の合計鋼重を1.0としたときの比率を表す。

3.6 まとめ

本論文では、斜張橋とアーチ橋を組み合わせた支間長 300m の斜吊りアーチ橋を提案し、その構造特性を研究した。得られた知見は以下の通りである。

- 1) 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。なお、3形式の橋梁の部材断面は個別に許容応力設計法により決定した。3形式の橋梁に関する構造解析結果によれば、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。
- 2) また、偏載荷重 (L2) 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ためである。
- 3) 半載荷重 (L3) に対しては、斜吊りアーチ橋はアーチ橋に比べて、主桁およびアーチ・リブの曲げモーメントが小さいことが分かった。これは、斜吊りアーチ橋の主塔が、主桁およびアーチ・リブに作用する荷重を抑制しているためである。
- 4) 次に、大変形弾塑性解析により活荷重全載ケース (L1) において斜吊りアーチ橋、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り崩壊したが、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。斜吊りアーチ橋の終局時活荷重載荷係数 k は 2.30であり、アーチ橋の終局時活荷重載荷係数 k は 2.69であり若干大きかった。斜張橋の終局時活荷重載荷係数 k は 4.60 であり、斜吊りアーチ橋の約 2 倍であった。しかし、斜張橋の水平変位は極めて大きかった。
- 5) 斜吊りアーチ橋に関して、活荷重偏載ケース (L2) に対しては活荷重載荷係数 k は1.20と小さい。これはアーチ・リブの面外座屈強度が低いためである。また、活荷重半載ケース (L3) に対しては、活荷重載荷係数 k は2.15である。これもアーチ・リブの面外座屈により崩壊した。

- 6) 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ため、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全載荷重（L1）では約 2 倍，偏載荷重（L2）では約 3 倍，半載荷重（L3）では約10% 高くなった。
- 7) 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，ケーブル断面は約 1/3 倍であるが，剛性が高いため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。また，バスケットハンドル型アーチ・リブとすれば面外座屈強度も大幅に向上できる。必要鋼重も斜張橋とほぼ同じであり，有望な橋梁形式のひとつである。

ただし，以上の得られた結論は支間長300mの斜吊りアーチ橋を対象にしたため，異なったスパン長，アーチライズ，部材断面については更に検討が必要であると考えられる。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.38, 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, 2002.
- 4) 複合構造標準示方書, 土木学会, 2009.
- 5) 宮地一裕, 中村俊一:斜吊りアーチ橋の静的構造特性と終局強度, 東海大学工学部紀要, Vol.53, No.2, pp.1-8, 2013.3.
- 6) Kazuhiro Miyachi, Shunichi Nakamura: Ultimate Strength and Collapse Process of Cable-Stayed Arch Bridges, Proceedings of the IABSE Symposium Rotterdam 2013, Vol.99, pp.1-8, 2013.5.
- 7) 宮地一裕, 中村俊一:斜吊りアーチ橋の構造特性と終局強度に関する研究, 鋼構造論文集, 第21巻, 82号, pp.1-13, 2014.
- 8) Kazuhiro Miyachi, Shunichi Nakamura: Ultimate Strength and Collapse Process of Cable-Stayed Arch Bridges, Journal of Bridge Structures 2014, Vol.10, No.2, pp.63-75, 2014.11.

第 4 章

新形式の連続アーチ橋の構造特性と終局強度

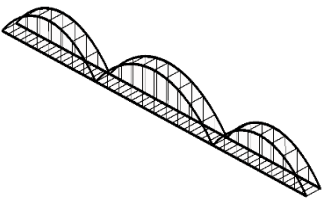
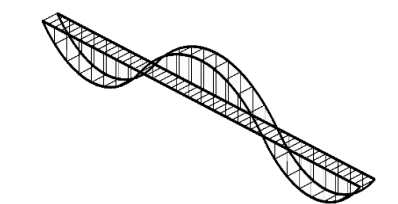
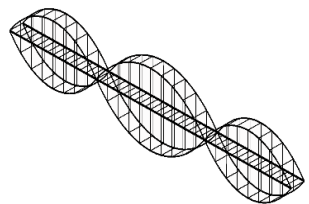
4.1 はじめに

我が国においては，鋼製橋梁に関しては画一的な橋梁が多数を占めている．さらに，道路建設事業は建設コストの縮減が求められ，橋梁形式の選定においては経済性評価が大きな決定要因となる．したがって，魅力的な新形式橋梁あるいは新技術が誕生しにくい状況にある．一方，国内外を問わず既存の橋梁には斬新なデザインが数多く存在する．特にアーチ橋は，古来よりさまざまな造形美を作り出しており，多くの可能性を秘めた形式である．

アーチ橋は単独橋として建設される場合が多い．複数のアーチが連続する場合でも，単純アーチの組み合わせとなっており，それぞれのアーチ橋は両端で単純支持される．本研究では，数少ない既存の連続アーチ橋梁を参考に，連続下路アーチ，上下 S アーチ，ダブルアーチの 3 つの新形式の連続アーチ橋梁を提案し，その構造特性を研究する¹⁾（表-4.1.1）．

表-4.1.1 既存橋梁と新形式の比較

（出典：JSCE：<http://www.jsce.or.jp>, By-encore：<http://www.by-encore.com>）

	連続下路アーチ:天間川橋梁	連続中路アーチ:ドバイコンペ作品	レンズトラス:南河内橋
参 考 橋 梁			
解 析 モ デ ル	モデル A：連続下路橋アーチ 	モデル B：上下 S アーチ 	モデル C：ダブルアーチ 

連続アーチ橋では、主桁が連続しており、中間支点位置では各主桁はひとつの支査で支持されている。したがって、地震時に落橋する危険性が減るため耐震的に好ましい。また、中間支点位置で伸縮装置が不要なため走行性に優れる。また、これらの付属物が減るため経済的にも有利である。したがって、連続アーチ橋は将来的には有望な橋梁形式である。

第一の連続下路アーチ橋は、一般に下路式アーチ橋はタイドアーチとして用いられる場合が多いが、これを連続形式とした形式である。近年、天間川橋梁²⁾や太田川放水路橋梁³⁾など PC 橋での実用化は進められているが、鋼製橋梁での実績はない。第 2 の上下 S アーチはドバイで建設計画のあった連続中路アーチ⁴⁾を参考に、下路式アーチ橋と吊床版橋を交互に配置した形式である。アーチ・リブの曲線が滑らかに連なり、軽快で優美な印象を与える形式である。第三のダブルアーチは現存するレンズトラス橋を基に、下路式アーチ橋と吊床版橋を上下に配置した中路式アーチ橋である。レンズトラスはライズ比が小さくスレンダーな形状が特徴的で、19 世紀に英国のロイヤルアルバート橋⁵⁾に代表されるように欧米で流行し、日本でも南河内橋⁶⁾が現存している。しかし、これらの連続アーチ橋の構造特性に関する研究は極めて少ない。

アーチ橋は、荷重载荷により骨組線の形状変化の影響を受けやすく、支間が大きい場合には面外方向への全体座屈が生ずる可能性がある。したがって、幾何学的非線形性および材料弾塑性を考慮した複合非線形構造解析により終局強度を検討することが不可欠である。

本研究の第 1 段階では、設計荷重レベルにおける 3 つの新形式連続アーチ橋の断面力および変位を比較する。第 2 段階では、载荷荷重を漸増させ、対象橋梁の崩壊過程および終局強度あるいは全体座屈強度を把握する。さらに、概略の鋼重比較により経済性についても概略検討する。なお、本論文では、連続下路アーチをモデル A、上下 S アーチをモデル B、ダブルアーチをモデル C と呼ぶ(表-4.1.1)。

4.2 検討橋梁

4.2.1 構造諸元

検討対象である新形式橋梁の一般図を 図-4.2.1 および 図-4.2.2 に示す。支間割りは 80m+100m+80m とし、橋長は 260m とした。アーチライズは支間の 1/6 で統一し、側径間は 14m, 中央径間は 17m とした。アーチ形状は放物線とした。道路橋を想定し、横断構成は片側 1 車線ずつ、合計 2 車線として全幅員 10.39m とした (図-4.2.2)。床版は RC、主桁およびアーチ・リブは鋼製箱断面、縦桁および横桁は鋼製 I 桁を用いた。

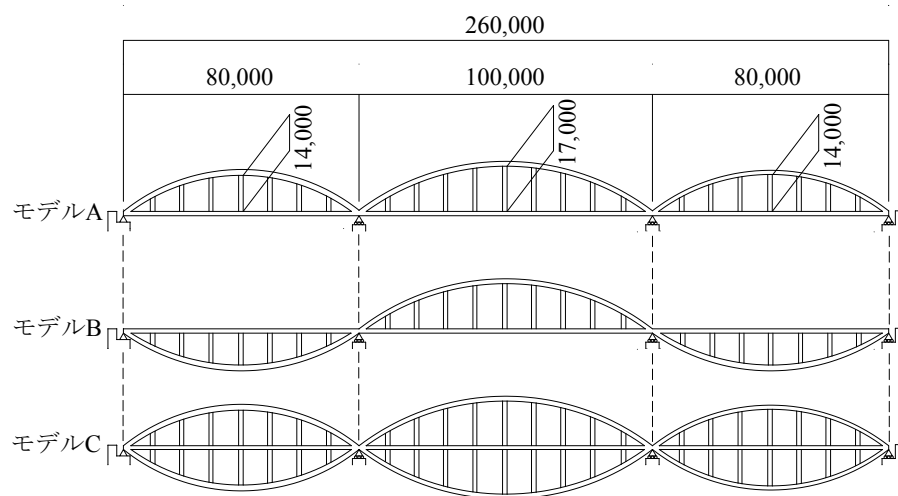


図-4.2.1 新形式橋梁の側面図 (単位 : mm)

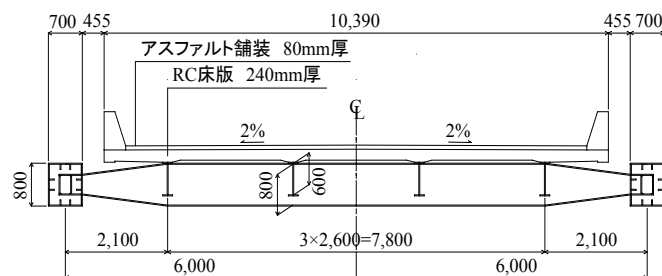


図-4.2.2 新形式橋梁の断面 (単位 : mm)

4.2.2 部材の断面設計

最初に、3形式の橋梁ごとに部材断面を設計する。すなわち、それぞれの形式ごとに適切な断面を設定し、その上で3形式の橋梁の構造特性を比較検討する。具体的には、死荷重と活荷重の合計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。

アーチ・リブおよび主桁は鋼製箱断面とし、モデル A およびモデル B はアーチ・リブ、主桁ともに幅 700mm × 高さ 800mm とし、モデル C は幅 400mm × 高さ 800mm とした。また、アーチ・リブと主桁は剛結した。床組みには縦桁 4 本と横桁を配置し、縦桁の桁高は 600mm、横桁の桁高は 800mm として 6.0m ごとに配置した。アーチ・リブには 400mm × 500mm の鋼製箱断面を有する横繋ぎ材を配置し、鉛直材は 400mm × 400mm の箱断面とした。これら断面の部材厚は 20 mm とし、静的解析結果により部材の応力照査を行い、許容応力度以内になるように設計した。

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) および中央径間の左半分と右側側径間のみに固定載荷したケース (L2) を想定した (図-4.2.3)。

主桁の支点条件は、片側端支点のみ水平方向固定とし、その他の支点は水平方向可動とした。想定した鋼板の材質は SM490Y で統一した。

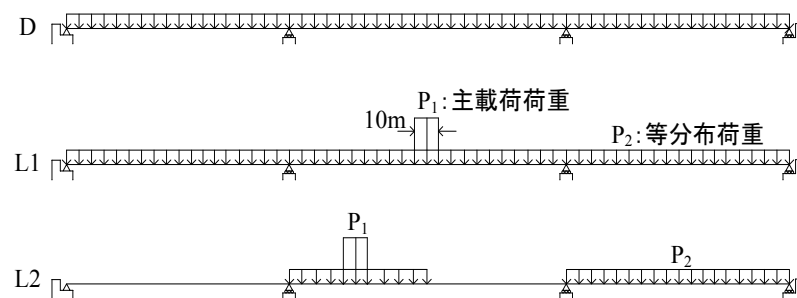


図-4.2.3 活荷重載荷パターン

4.3 設計荷重レベルにおける検討

本章では、第 1 段階の設計荷重レベルでの検討を述べる。すなわち、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、3 形式橋梁の結果を比較する。

4.3.1 活荷重全載ケース（L 1）

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-4.3.1 から図-4.2.5 に示す。

図-4.3.1 は、主桁軸力を示す。モデル A およびモデル B の中央径間はほぼ同一の引張軸力となる。側径間はモデル A では引張軸力、モデル B が圧縮軸力となるが、その絶対値は両者でほぼ同じである。一方、モデル C は上下アーチ・リブのアーチ作用が相殺するため主桁に軸力は生じない。図-4.3.2 は主桁の曲げモーメントを示す。中央径間では、モデル C の主桁の曲げモーメントがモデル A およびモデル B よりも小さい。

アーチ・リブに作用する軸力を図-4.3.3 に示す。モデル A およびモデル B の中央径間はほぼ同一の圧縮軸力となる。しかし、側径間はモデル A では圧縮軸力、モデル B が引張軸力となるが、その絶対値は両者でほぼ同じである。一方、モデル C はモデル A およびモデル B のおよそ半分となっている。図-4.3.4 にアーチ・リブの曲げモーメントを示すが、中央径間において、モデル C がモデル A およびモデル B よりも小さい。

図-4.3.5 に主桁の活荷重 L1 によるたわみを示す。モデル A とモデル B のたわみはほぼ同じであるものの、支間中央部ではモデル B の方が 3mm 程度大きな値となっている。これは、モデル A は側径間と中央径間のアーチ・リブに作用する圧縮軸力が中間支点で相殺し、よりアーチ効果が発揮され主桁のたわみが抑えられるためである。一方、モデル B は側径間アーチ・リブには引張軸力が作用し、中央径間のアーチ・リブには圧縮軸力が作用するため、それらが中間支点で相乗する方向に作用する。そのため、アーチ効果が発揮されにくく、主桁が若干たわみやすい構造であると言える。また、モデル C の主桁たわみはモデル A およびモデル B よりも小さく、ダブルアーチの補剛効果が明らかである。

また、活荷重による最大鉛直変位は 84mm であり、活荷重たわみ許容値 500mm ($L^2/20,000$, L:スパン長) 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。

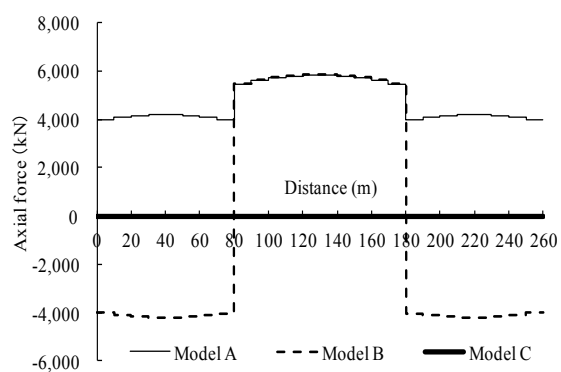


図-4.3.1 主桁軸力 (D+L1)

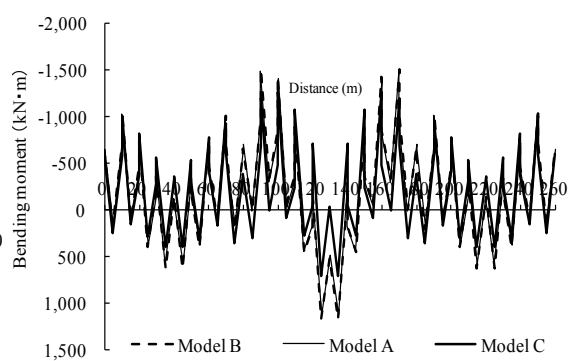


図-4.3.2 主桁曲げモーメント (D+L1)

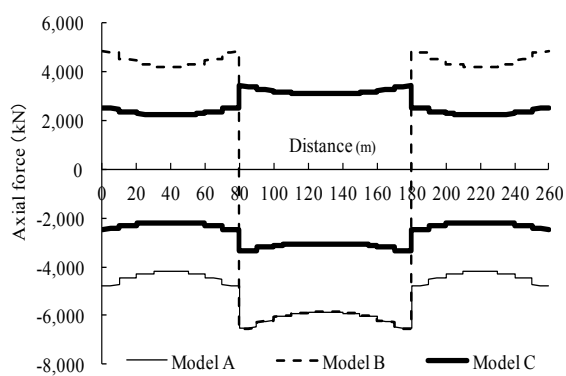


図-4.3.3 アーチ・リブ軸力 (D+L1)

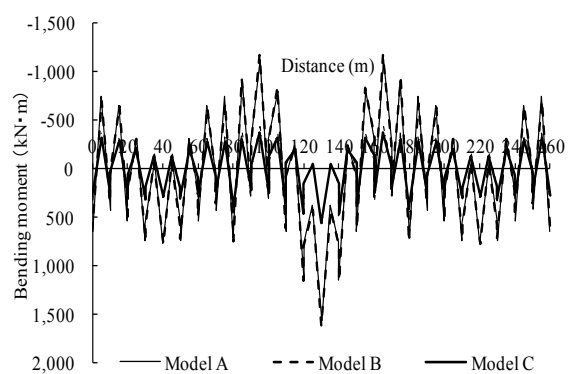


図-4.3.4 アーチ・リブ曲げモーメント (D+L1)

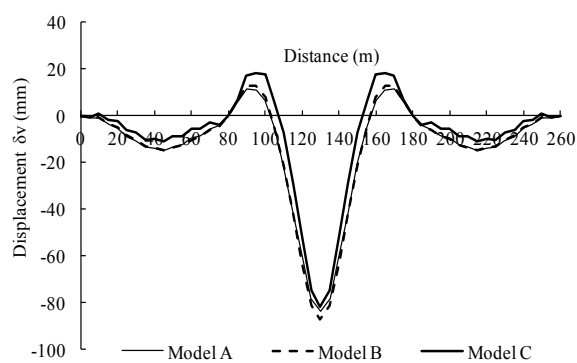


図-4.3.5 主桁たわみ (L1)

4.3.2 活荷重半載ケース（L2）

本節では、活荷重半載した設計荷重レベル D+L2 の結果を述べる。この設計荷重により 3 種類の橋に生じる部材断面力を図-4.3.6 から図-4.3.10 に示す。

図-4.3.6 は主桁軸力を示す。モデル A およびモデル B の中央径間はほぼ同一の引張軸力となる。その値は D+L1 の約 7 割程度である。側径間ではモデル A と B では正負が反転するものの、絶対値比較ではほぼ同一の値となった。当然ではあるが、右側径間の方が左側径間での値が大きい。なお、モデル C は上下アーチ・リブのアーチ作用が相殺するため主桁に軸力は生じない。図-4.3.7 は主桁の曲げモーメントを示すが、中央径間においてモデル C の主桁の曲げモーメントがモデル A およびモデル B よりも小さい。なお、最大値は D+L1 の約 1.8 倍程度になっている。

アーチ・リブに作用する軸力を図-4.3.8 に示す。モデル A およびモデル B の中央径間はほぼ同一の圧縮軸力となる。その値は D+L1 の約 7 割程度である。側径間ではモデル A と B では正負が反転するものの、絶対値比較ではほぼ同一の値となった。右側径間の方が左側径間での値が大きい。一方、モデル C はモデル A およびモデル B のおよそ半分となっていることが分かる。図-4.3.9 はアーチ・リブの曲げモーメントを示すが、中央径間においてモデル C のアーチ・リブの曲げモーメントがモデル A およびモデル B よりも小さいことが分かる。

活荷重 L2 による主桁たわみを図-4.3.10 に示す。中央径間の左右で逆方向にたわむ。モデル A およびモデル B のたわみはほぼ同じであり、最大値は D+L1 の約 7 割程度である。なお、モデル B の方が 2mm 程度大きな値となっている。これは、D+L1 に関する理由と同一である。また、モデル C の主桁たわみはモデル A およびモデル B よりも最大で 10 mm 程度小さい値となっていて、ダブルアーチの補剛効果が明らかである。

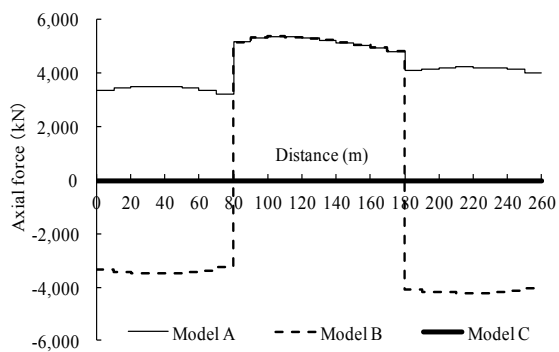


図-4.3.6 主桁軸力 (D+L2)

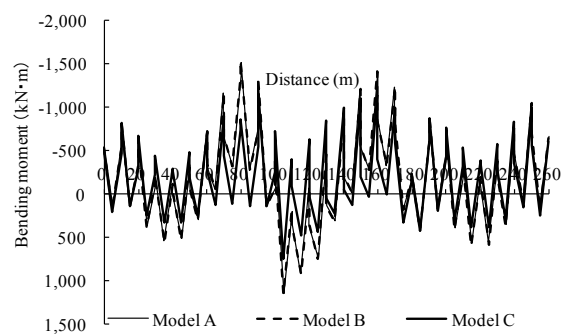


図-4.3.7 主桁曲げモーメント (D+L2)

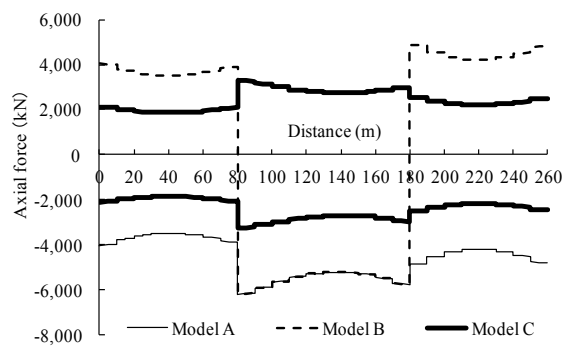


図-4.3.8 アーチ・リブ軸力 (D+L2)

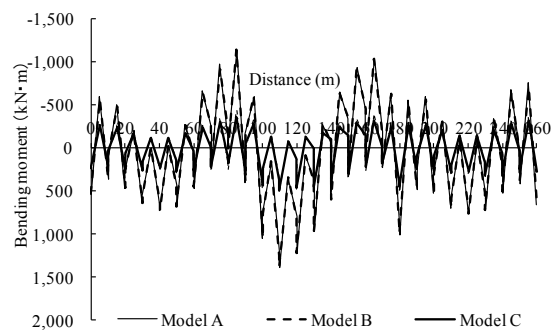


図-4.3.9 アーチ・リブ曲げモーメント (D+L2)

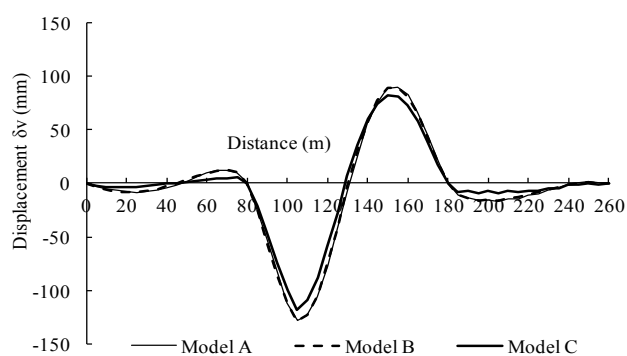


図-4.3.10 主桁たわみ (L2)

4.4 弾塑性大変形解析

4.4.1 解析手法

本節では，第 2 段階の崩壊解析結果を示す．すなわち，大変形弾塑性解析を用い，荷重を漸増させ，対象橋梁が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たが，その分割数は，主桁およびアーチ・リブ共に 10 分割とした．また，鋼板の構成則はバイリニアとした（図-4.4.1）．なお，鋼箱断面には十分な補剛材を配置し，局部座屈は生じないと想定した．

解析の手順は，橋梁が崩壊するまで死荷重と活荷重を徐々に増加载荷する方法である．すなわち，载荷荷重は $P = k(D + L)$ と表すことができ， k は活荷重载荷係数である．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，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．

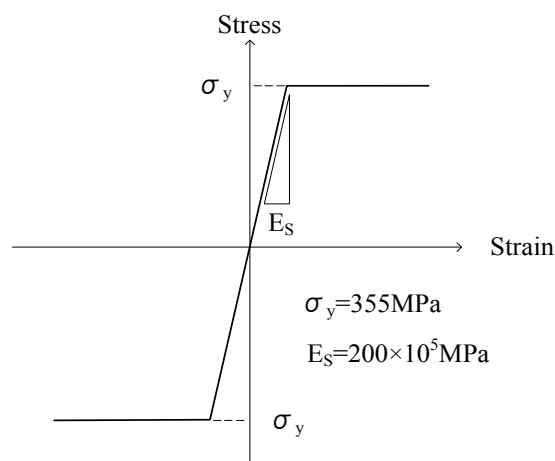


図-4.4.1 鋼材構成則

4.4.2 活荷重全載ケース（L1）の終局強度

本節では、活荷重全載ケース（L1）において 3 種類の橋梁の弾塑性大変形解析結果を示す（図-4.4.2 から図-4.4.4）。なお、これらはアーチ面を鉛直面から $H/500$ （ H ：アーチライズ）だけ傾斜させた初期不整を考慮した結果である。初期不整に関しては後述する。

モデル A は、 $k=2.50$ の時にアーチ・リブが発散的に増大し終局に至る（図-4.4.2）。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-4.4.5 に示す。

モデル B は、 $k=2.50$ の時にアーチ・リブが発散的に増大し終局に至る（図-4.4.3）。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-4.4.6 に示す。

モデル C は、 $k=2.40$ の時にアーチ・リブが発散的に増大し終局に至る（図-4.4.4）。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-4.4.7 に示す。

また、面外変位および主桁の変位に着目すると、面外変位の大きさが主桁たわみの大きさに比例している。これは、アーチ・リブおよび主桁間を剛結している鉛直材が機能しているためである。

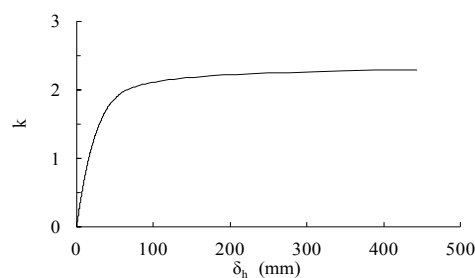


図-4.4.2 モデル A の面外変位図, k (D+L1)

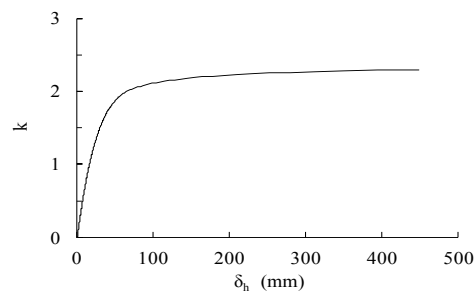


図-4.4.3 モデル B の面外変位図, k (D+L1)

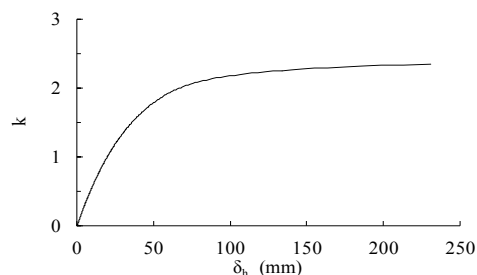


図-4.4.4 モデル C の面外変位図, k (D+L1)

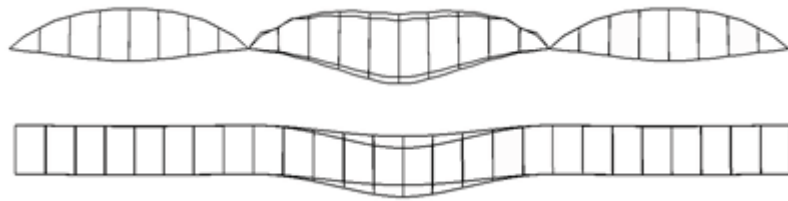


図-4.4.5 モデル A の終局時の側面・平面図, 2.50 (D+L1)

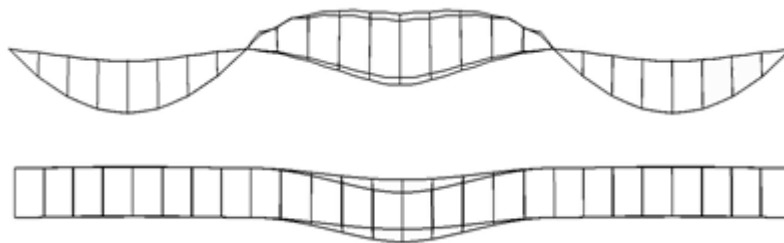


図-4.4.6 モデル B の終局時の側面・平面図, 2.50 (D+L1)

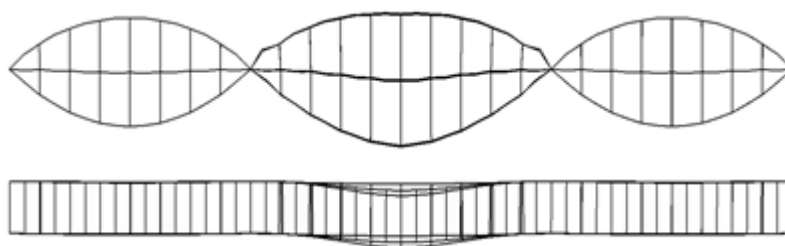


図-4.4.7 モデル C の終局時の側面・平面図, 2.40 (D+L1)

4.4.3 活荷重半載ケース（L2）の終局強度

本節では、活荷重全載ケース（L2）において 3 種類の橋梁の弾塑性大変形解析結果を示す（図-4.4.8 から図-4.4.10）。

モデル A は、 $k = 2.55$ の時にアーチ・リブが発散的に増大し終局に至る（図-4.4.8）。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-4.4.11 に示す。

モデル B は、 $k = 2.54$ の時にアーチ・リブが発散的に増大し終局に至る（図-4.4.9）。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-4.4.12 に示す。

モデル C は、 $k = 2.44$ の時にアーチ・リブが発散的に増大し終局に至る（図-4.4.10）。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-4.4.13 に示す。
また、面外変位が主桁鉛直変位に比例していることは、L1 と同様である。

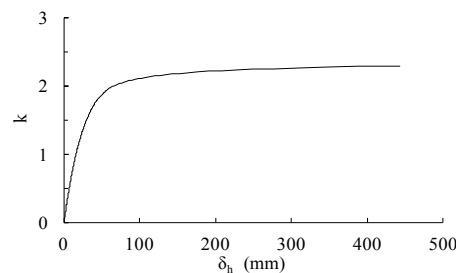


図-4.4.8 モデル A の面外変位図, k (D+L2)

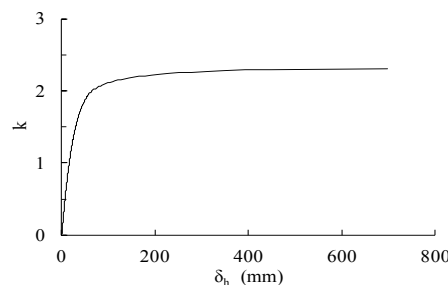


図-4.4.9 モデル B の面外変位図, k (D+L2)

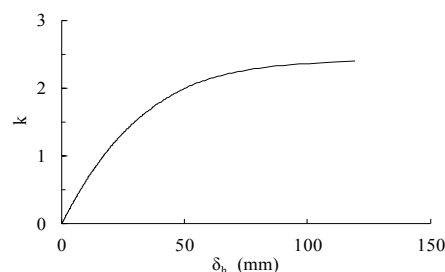


図-4.4.10 モデル C の面外変位図, k (D+L2)

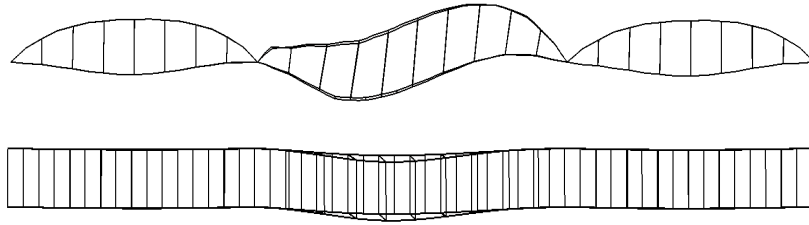


図-4.4.11 モデル A の終局時の側面・平面変位図, 2.55 (D+L2)

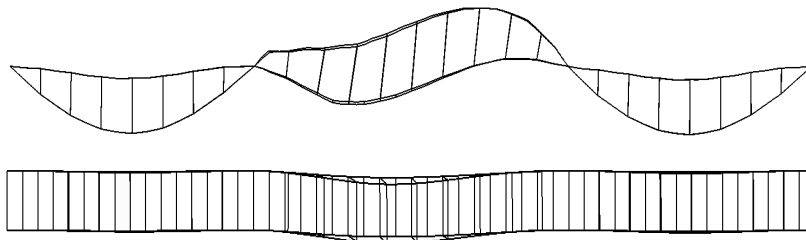


図-4.4.12 モデル B の終局時の側面・平面変位図, 2.54 (D+L2)

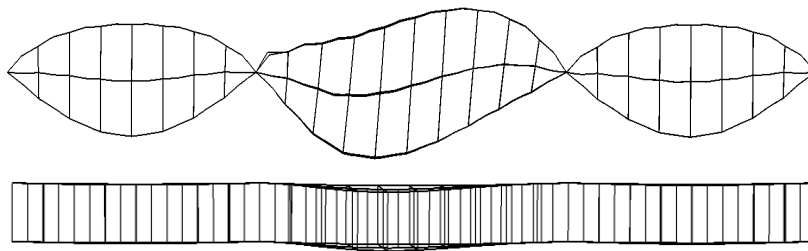


図-4.4.13 モデル C の終局時の側面・平面変位図, 2.44 (D+L2)

4.4.4 初期不整の影響の検討

本節では、初期不整の影響を検討する。前節までの検討結果により、本形式ではアーチ・リブの面外座屈が卓越することが明らかである。初期不整が座屈に影響を及ぼすことは知られているが、本橋の場合アーチ・リブ面が製作誤差により鉛直面から傾斜していると座屈しやすくなると推定される。そこで、L1 においてアーチ・リブが H/500, H/1000, H/2000 (H:アーチライズ高) の3種類の初期不整を与えたケース (Case-1, 2, 3) を対象にした (表-4.4.1)。すなわち、道路橋示方書⁷⁾に規定される最大の許容製作誤差を考慮し、アーチ・リブが鉛直面から若干傾いている影響を把握することを意図した。

モデル A において、Case-1 は $k = 2.50$ の時に、Case-2 は $k = 2.50$ の時に、Case-3 は $k = 2.55$ の時に、アーチ・リブが発散的に増大し面外座屈により終局に至る (図-4.4.14)。

モデル B において、Case-1 は $k = 2.50$ の時に、Case-2 は $k = 2.50$ の時に、Case-3 は $k = 2.53$ の時に、アーチ・リブが発散的に増大し面外座屈により終局に至る (図-4.4.15)。

モデル C において、Case-1 は $k = 2.40$ の時に、Case-2 は $k = 2.43$ の時に、Case-3 は $k = 2.45$ の時に、アーチ・リブが発散的に増大し面外座屈により終局に至る (図-4.4.16)。

以上より、H/2,000 (Case-3)、H/1,000 (Case-2)、H/500 (Case-1) と初期不整の傾斜角が大きくなるにつれて面外変位は大きくなり、終局強度そのものも若干小さくなった。

また、道路橋示方書では終局強度が $1.70 (D + L)$ を上回ることが規定されているが、3 ケースともこれを満足しており、本形式は全体座屈に対して安全である。

表-4.4.1 アーチ・リブの初期不整

アーチ・リブの初期不整
Case1 : H/500
Case2 : H/1,000
Case3 : H/2,000

※H : アーチライズ高

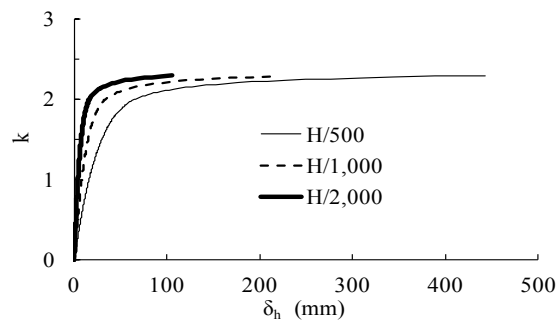


図-4.4.14 モデル A の面外変位図

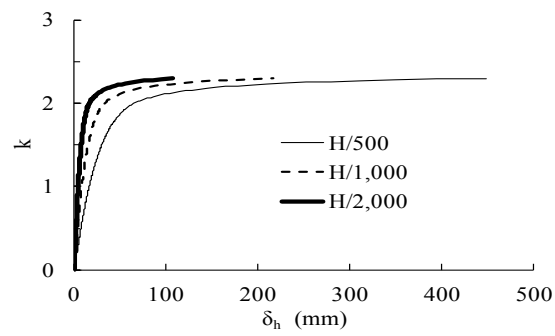


図-4.4.15 モデル B の面外変位図

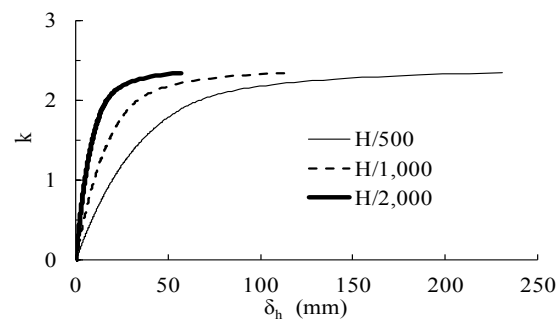


図-4.4.16 モデル C の面外変位図

4.5 鋼重比較

検討した3橋梁の鋼重比較を表-4.5.1に示す。モデルA、Bの鋼重は同じであるが、いずれもモデルCよりも15%小さい。これは、モデルCでは上下にアーチ・リブが付加されているためである。よって、全体コストに関しては、モデルCがモデルA、Bよりも高くなると考えられる。しかし、モデルCの主桁およびアーチ・リブの断面はモデルA、Bよりも小さく、ひとつひとつの部材のハンドリングはし易く、架設面では好ましいとも考えられる。また、景観的にも個性的とも言える。したがって、一概にモデルCがモデルA、Bより劣っているとは言えない。

表-4.5.1 3橋梁の鋼重比較

Bridge type	Model A			Model B			Model C		
Steel type	Girder	Arch rib	Others	Girder	Arch rib	Others	Girder	Arch rib	Others
Steel weight (kN)	2,402 (0.258)	2,589 (0.278)	2,922 (0.314)	2,402 (0.258)	2,589 (0.278)	2,922 (0.314)	1,161 (0.125)	3,108 (0.334)	5,036 (0.541)
Total (kN)	7,913 (0.850)			7,913 (0.850)			9,305 (1.000)		

※ () 内の数値はモデルCの合計鋼重を1.0としたときの鋼重比較を表す。

4.6 まとめ

本研究では、新形式の 3 つの連続アーチ橋梁を提案し、2 段階の荷重レベルにおいて検討した。第 1 段階は、設計荷重レベル（死荷重および活荷重）における 3 形式の橋梁の断面および変位を比較した。第 2 段階は、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および全体座屈を把握した。得られた主な知見を以下に示す。

- 1) モデル B はモデル A およびモデル C に比べると中央径間のアーチ効果が発揮されにくい構造であり、全体的にたわみやすく、アーチ・リブおよび主桁の曲げモーメントも増加する傾向にある。
- 2) モデル C はダブルアーチの補剛効果によりモデル A, B よりもたわみにくい構造である。
- 3) モデル A, B, C とともにアーチ・リブの軸力は載荷径間のみに生じ、無載荷径間には殆ど生じない。また、モデル C の主桁には軸力が生じない。アーチ・リブの曲げモーメントは一般的な連続梁と同様に中間支点で負の曲げモーメントが生じる。
- 4) 面外変位および主桁の変位に着目すると、面外変位の大きさが主桁たわみの大きさに比例している。これは、アーチ・リブおよび主桁間を剛結している鉛直材が機能しているためである。
- 5) 大変形弾塑性解析による全体座屈強度を検討した結果、3 形式ともに面外座屈により終局となるが、その耐力は十分に安全であることを見出した。
- 6) 製作誤差を考慮し、アーチ面を鉛直面から傾斜させた初期不整の影響を検討した。初期不整の傾斜角が大きくなるにつれて面外変位は大きくなり、終局強度そのものも若干小さい。

本研究により、提案した新しい 3 つの連続アーチ橋は十分な耐力を有し、実現可能性は高いことを明らかにした。今後、限界適用スパンの検討、耐震性能の検討、建設費用の把握などに取り組む予定である。

参考文献

- 1) 中村俊一，薄井正幸，清水織恵，樋口耕平，松井勲：新形式の連続アーチ橋の提案・検討，土木学会年次学術講演会，2011.
- 2) 大庭光商，松本浩一，津吉毅，東海林直人，佐藤茂美 石橋忠良：3 径間連続アーチ橋（天間川橋梁）の設計と施工，橋梁と基礎，Vol40，pp.5-14，2006.
- 3) 栢木洋子，渡邊康人：広島南道路太田川放水路橋梁デザイン提案競技における報告，土木学会年次学術講演会，2010.
- 4) FXFOWLE: <http://www.fxflowle.com>.
- 5) David J Brown，加藤久人・綿引透 共訳：世界の橋，pp.68-69
- 6) 朝日新聞（夕刊）2010. 6. 15.
- 7) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，鋼橋編，2002.
- 8) 宮地一裕，中村 俊一， 薄井 正幸：新形式の連続アーチ橋の構造特性に関する研究，東海大学紀要工学部，Vol.53, No.1, pp.49-56, 2013.9.
- 9) Kazuhiro Miyachi, Shunichi Nakamura, Masayuki Usui: Structural characteristics of new continuous arch bridges, Proceedings of the 37th IABSE Symposium Madrid 2014, Vol.102, pp.1-8, 2014.9.

第 5 章

橋梁用亜鉛アルミニウム合金めっき鋼線の耐食性

5.1 はじめに

吊橋や斜張橋などの吊り形式橋梁ではケーブルは命綱であり、最も重要な構造要素である。しかし、ケーブルは厳しい腐食環境にさらされる場合が多く、国内外の吊り形式橋梁において吊橋の主ケーブルやハンガーロープおよび斜張橋のケーブルが腐食した事例、さらには破断した事例が報告されている¹⁾⁸⁾(写真-1.2.9, 1.2.10)。橋梁用ケーブルは多数の高強度鋼線で構成されており、腐食しやすい弱点を有する。そのため、通常、鋼線には亜鉛めっきが施され、耐食性の向上を図っている。しかし、腐食・破断事例を見ると、亜鉛めっきのみでは不十分なケースがあると考えられ、さらに有効な防食対策が必要である。

鋼板に対しては亜鉛めっきする方法に加えて、亜鉛(Zn)とアルミニウム(Al)の合金をめっきする方法が開発されている。過去の研究によれば、その腐食性能はアルミニウムと亜鉛の割合の影響を受け、厳しい腐食環境下では亜鉛アルミニウム合金(Zn-Al)めっき鋼板が亜鉛めっきよりも優れることが明らかになっている⁹⁾。一方、高強度鋼線に亜鉛アルミニウム合金めっきを適用した研究はこれまで国内外ともに実施されていない。

本研究では、亜鉛(含有率 90%)アルミニウム(含有率 10%)合金めっきした高強度鋼線を試作し、その防食特性を亜鉛めっき鋼線と比較することにより検証する。具体的には、亜鉛アルミニウム合金めっき鋼線および亜鉛めっき鋼線の両者を、3つの異なる環境条件下で 150 日間の腐食促進試験を実施する。そして、試験鋼線の腐食外観の観察、腐食による質量変化量、光学顕微鏡による腐食断面の調査、腐食試験体の EPMA (Electron Probe Micro Analyzer)による構成元素分析により亜鉛アルミニウム合金めっきの有効性を明らかにする。

5.2 亜鉛アルミニウム合金めっき鋼線

まず、亜鉛アルミニウム合金めっき鋼板に関するベツレーム・スチールの実施した既往の研究を述べる。3つの異なる環境下にめっき鋼板を5年間暴露した際の腐食質量を測定し、それを表面積で除して腐食厚さとした。その腐食厚さとアルミニウム含有率との関係を図-5.2.1に示す⁹⁾。最も厳しい腐食環境にある海洋環境条件下では、アルミニウム含有率が0%の時、すなわち亜鉛のみでめっきされた場合に、腐食厚さは一番大きく、アルミニウム含有率が7%までは腐食厚さは減少するが、そこから共析点である約20% までは逆に増加し、それ以降はアルミニウム含有率の増加にしたがい腐食厚さは減少する。工業環境も厳しい腐食環境であるが、この条件下での腐食厚さは海洋環境条件よりはやや小さい。しかし、アルミニウム含有率と腐食厚さの傾向はほとんど同じである。一方、低腐食環境にある田園環境下では、腐食厚さは工業環境条件よりもさらに小さい。また、アルミニウム含有量が約17% までは腐食厚さが増加し、それ以降は減少傾向している。

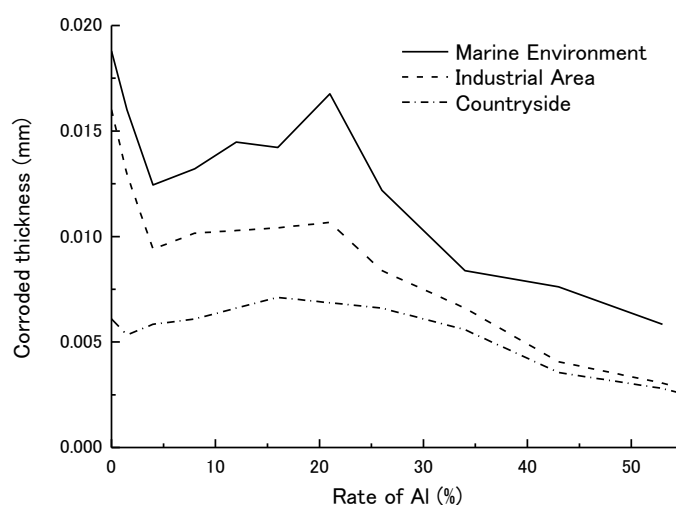


図-5.2.1 アルミニウム含有率と腐食厚の関係（鋼板）

めっき処理は、アルミニウムおよび亜鉛を浴槽にて高温で溶解し、鋼線をこの溶融槽をくぐらせてアルミニウムおよび亜鉛を均一にめっきする。一般に、共晶を作る合金では、それぞれ単独の融点に比べて合金の融点を下げることができる。Al単体の融点は660℃であるが、Znに対する比率を低くするほど融点を下げることができる。例えば、Alの含有率が55%では融点は約500℃であり、Alの含有率が10%では約400℃である。このように、アルミニウム含有率が高いほど、高い溶解温度が必要となる。一方、高温は高強度鋼線の機械的性質に悪影響を及ぼすため、アルミニウム含有率は防食性能の向上だけでなく、溶解温度も考慮して決定しなければならない。本研究では、通常の亜鉛めっき鋼線の溶解温度460℃を採用し、この温度で溶解可能であるアルミニウム含有率を10%、亜鉛含有率を90%とした。

実験用試験体は、亜鉛アルミニウム合金めっき鋼線および亜鉛めっき鋼線ともに直径5.0mm、引張強度1,665MPaの鋼線を用いた。また、亜鉛アルミニウム合金めっきは331 g/m²を付着させた。これは、めっき厚さ50μmに相当する。これらの仕様は実際の橋梁ケーブルに用いられているものと同一である。図-5.2.2に、亜鉛アルミニウム合金めっき鋼線および亜鉛めっき鋼線の腐食促進試験前の外観を示す。1本の試験体長はすべて160mmとした。両者の外観に大きな差異はない。



(a) 亜鉛アルミニウム合金めっき鋼線



(b) 亜鉛めっき鋼線

図-5.2.2 試験前の鋼線

5.3 鋼線の腐食促進方法

本章では，腐食促進方法の詳細について述べる．試験体の一覧を表-5.3.1 に示す．試験体は，めっきの種類により亜鉛アルミニウム合金めっき鋼線および亜鉛めっき鋼線に分類し，腐食環境は3つの異なる環境に分類し，さらに塩分の有無によっても分類する．

3つの異なる腐食環境は，(a) 相対湿度 60% RH の腐食環境，(b) 相対湿度 100% RH の腐食環境，そして (c) 湿ったガーゼ巻き（湿潤状態）による腐食環境とした．(a) は比較的軽度な腐食環境，(b) は飽和湿度状態であるが湿ってはいない腐食環境，(c) は湿ったガーゼをめっき鋼線に巻きつけ，常時湿った状態を保持する腐食環境である．

表-5.3.1 試験体の一覧

Symbol	Coating	Corrosion Environment	NaCl
Al-a-0	Al-Zn	RH=60%	-
Al-a-1	Al-Zn	RH=60%	0.1 (g/m ²)
Al-b-0	Al-Zn	RH=100%	-
Al-b-1	Al-Zn	RH=100%	0.1 (g/m ²)
Al-c-0	Al-Zn	Wet Condition	-
Al-c-1	Al-Zn	Wet Condition	0.01 (%)
Z-a-0	Zn	RH=60%	-
Z-a-1	Zn	RH=60%	0.1 (g/m ²)
Z-b-0	Zn	RH=100%	-
Z-b-1	Zn	RH=100%	0.1 (g/m ²)
Z-c-0	Zn	Wet Condition	-
Z-c-1	Zn	Wet Condition	0.01 (%)

海岸部および海洋部に建設された既往の吊橋ケーブルの腐食環境を調査研究によりケーブル内部全体は高温多湿になっており、ケーブル下部は滞留水に浸かった状態、側面は常に湿った状態、上面は日射の影響で乾燥湿潤が繰り返される状態にあることが見出されている¹⁰⁾⁻¹⁹⁾。そして、とくに主ケーブル側面の鋼線の腐食が著しかった。それは、腐食には水と酸素が必要であるが、側面ではこれらが十分に供給される最も厳しい腐食環境にあったためである。そして、その状態をシミュレーションするために、めっき鋼線に湿ったガーゼを巻きつけ高温下に置いて、水と酸素を十分に供給する厳しい腐食促進方法である。海洋部に建設された実吊橋を開通後 10 年程度で調査したところ、この腐食シミュレーション実験は実橋で形成される腐食環境を再現しており、その腐食形態は実ケーブルの腐食形態に類似していることが明らかにされている¹⁰⁾⁻¹⁹⁾。ただし、山間部に建設される吊橋は温度・湿度ともに低く、腐食環境は緩やかである。本研究では、腐食環境の厳しい海岸部および海洋部に建設される吊橋ケーブルを想定する。

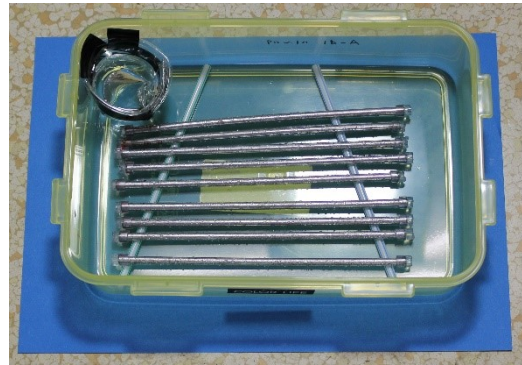
また、塩分が鋼材腐食を促進することは一般に知られている。したがって、試験体に塩化ナトリウム (NaCl) 付着の有無についても検討した。付着量は海洋環境でのレベルを想定し、(a) 相対湿度 60% RH および (b) 相対湿度 100% RH の腐食環境下においては濃度 0.33%塩化ナトリウム溶液を試験体にスプレーすることにより 0.1g/m^2 を付着させ、(c) 湿ったガーゼ巻き (湿潤状態) による腐食環境下においては湿ったガーゼに濃度 0.01%塩化ナトリウム溶液をスプレーした。これらの付着量の根拠としては、一般に海浜環境で構造物に塗装する前には付着塩分測定し、 0.05g/m^2 以下になることを確認することが規定されている。これを考慮し、直接鋼線表面への付着させる (a) と(b)では 0.1g/m^2 とした。また、湿潤状態を再現する(c)のガーゼ巻き塩分濃度に関しては、実際の吊橋ケーブル内部に滞留していた水分の塩分濃度が 0.01%であったことを考慮し^{5),6)}、この数値を選択した。なお、表-5.3.1 における試験体の記号は、最初の文字がめっきの種類 (亜鉛アルミニウム : Al, 亜鉛 : Z), 2 番目の文字が腐食環境 (a, b, c), 3 番目の数字が塩分付加の有無 (無 : 0, 有 : 1) を示している。

試験体は全て、腐食を促進させるため相対湿度 60%、温度 40°C に設定された恒温恒湿装置内に 150 日間保持した。腐食環境 (a) の試験体は、プラスチックの箱内に蓋を開けたまま配置した (図-5.3.1 (a) , 図-5.3.2)。腐食環境 (b) の試験体は、プラスチックの箱内に蓋をして配置した。箱内には、水で満たされた小さな箱を置き相対湿度が 100% が保持される状態を作った (図-5.3.1 (b))。腐食環境 (c) の試験体は、湿らせたガーゼで巻き付け箱内に蓋をして配置した (図-5.3.1 (c))。恒温恒湿装置内の温度および相対湿度は装置表示のみでなく、内部に温度湿度計を入れ、その値を毎週 1 回チェックして、所定の相対湿度と温度であることを確認した。また、ガーゼが乾いた場合には水分を散布することを計画していたが、実際には 150 日間ガーゼは湿ったままであった。

腐食環境グループごとに試験体は 9 本ずつ配置し、腐食促進試験前にすべての試験体の質量を測定した。そして、30 日後に各腐食環境下から試験体を 3 本ずつ取り出し、90 日後に次の 3 本、150 日後に最後の 3 本を取り出した。腐食促進装置から試験体を取り出した時、それらを写真撮影し、腐食生成物を試験体表面から取り除いてから質量を測定した。腐食生成物の除去は台所用スポンジを用い、めっきや地鉄部を傷つけないよう、また試験体ごとに除去程度に差異がないよう注意して実施した。



(a) RH=60%



(b) RH=100%



(c) Wrapped with wet gauze

図-5.3.1 3つの腐食環境



図-5.3.2 恒温恒湿装置 (左：外観，右：装置内)

5.4 腐食促進試験結果

本章では、腐食促進結果について述べる。図-5.4.1 および図-5.4.2 は、腐食環境(a) (RH=60%, NaCl= 0.1g/m²) および腐食環境(b) (RH=100%, NaCl= 0.1g/m²) に関して、腐食促進試験が開始されてから 30 日、90 日および 150 日経過した試験体の外観を示す。試験体は全てほぼ健全とみなされる状態であり、亜鉛アルミニウム合金めっき鋼線と亜鉛めっき鋼線に差異は見られない。なお、図-5.4.2 の試験体表面の付着物はめっきの腐食生成物もしくは NaCl であると推定される。

図-5.4.3 は腐食環境(c) (湿潤ガーゼ巻き, NaCl=0.01%) における試験体の外観を示す。亜鉛めっき鋼線に関しては、30 日後では半分以上の表面が白い亜鉛の腐食生成物に覆われ、しかも鉄錆が部分的に見られる。90 日後ではほとんどの表面が白い亜鉛の腐食生成物に覆われ、鉄錆も進行している。150 日後では、この状況が悪化し、鉄錆が深く広がっている。

亜鉛アルミニウム合金めっき鋼線に関しては、30 日後では 2 割程度の表面に白い亜鉛アルミニウム合金の腐食生成物が見られる。90 日後では、7 割程度の表面に白い亜鉛アルミニウム合金の腐食生成物が見られる。150 日後では、ほぼ全面が白い亜鉛アルミニウム合金の腐食生成物に覆われている。しかし、鉄錆の発生は見られない。

これらの外観観察により、相対湿度が 100%以下であれば、実橋の腐食環境レベルの塩分が付着していても、従来の亜鉛めっき鋼線および亜鉛アルミニウム合金めっき鋼線のいずれも十分な耐食性を有する。しかし、写真で見る限りでは、厳しい腐食環境である常時湿潤環境において、亜鉛アルミニウム合金めっき鋼線は亜鉛めっき鋼線よりも耐食性に優れていると思われる。

Days	30 days	90 days	150 days
Zn-Al Coated Steel wires (Al-a-1)			
Zn Coated Steel wires (Z-a-1)			

図-5.4.1 相対湿度 60% , $\text{NaCl}=0.1\text{g/m}^2$ の試験体の外観

Days	30 days	90 days	150 days
Zn-Al Coated Steel wires (Al-b-1)			
Zn Coated Steel wires (Z-b-1)			

図-5.4.2 相対湿度 100% , $\text{NaCl}=0.1\text{g/m}^2$ の試験体の外観

Days	30 days	90 days	150 days
Zn-Al Coated Steel wires (Al-c-1)			
Zn Coated Steel wires (Z-c-1)			

図-5.4.3 湿潤ガーゼ巻き, $\text{NaCl}=0.01\%$ の試験体の外観

図-5.4.4 から図-5.4.9 に、腐食により減少した試験体の質量の変化を示す。すなわち、試験体の腐食生成物を取り除いた後の質量を初期の試験体質量から差し引いて算出した腐食による質量減量である。

図-5.4.4 は腐食環境(a) (RH=60%) の試験体を、図-5.4.5 は腐食環境(a) で塩分付着の試験体を示す。いずれの図にも亜鉛アルミニウム合金めっき試験体と亜鉛めっき試験体の両者を表示している。なお、各ポイントは 3 つの試験体質量の平均である。両試験体とも腐食による質量減少は小さい。ただし、塩分付着の有無に対して、亜鉛アルミニウム合金めっき試験体の質量はほとんど変化していない。また、亜鉛めっき試験体の質量が負の値、すなわちわずかながら質量増加になっている場合があるが、これは腐食生成物（酸化物）を完全に除去できなかったためである。

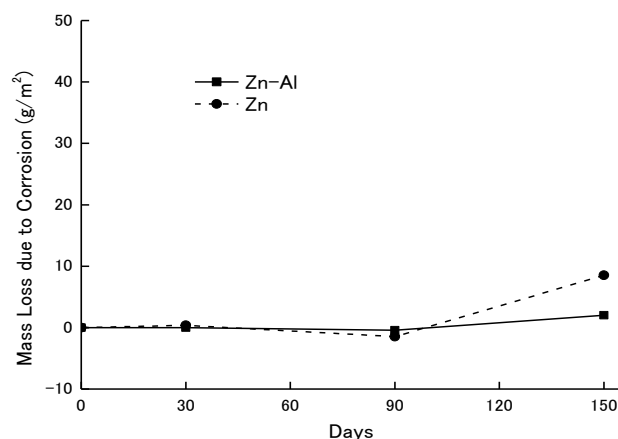


図-5.4.4 腐食による質量減量：腐食環境 RH=60%
(Al-a-0, Z-a-0)

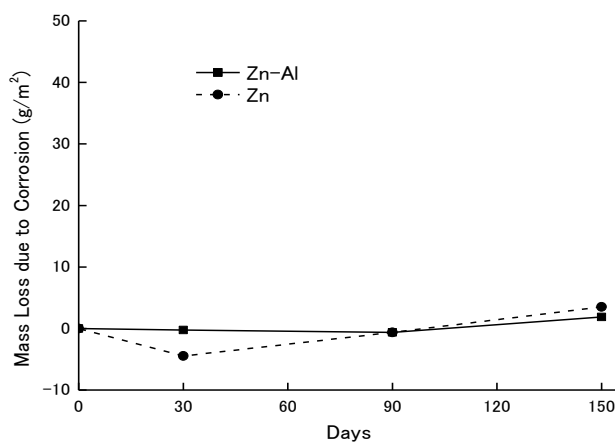


図-5.4.5 腐食による質量減量：腐食環境 RH=60%
NaCl=0.1g/m² (Al-a-1, Z-a-1)

図-5.4.6 は腐食環境(b) (RH=100%) の試験体を、図-5.4.7 は腐食環境(b) で塩分付着の試験体を示す。いずれの図にも亜鉛アルミニウム合金めっき試験体と亜鉛めっき試験体の両者を表示している。なお、各ポイントは 3 つの試験体質量の平均である。両試験質量減少は小さい。また、塩分付着の有無に対して、亜鉛アルミニウム合金めっき試験体の質量はほとんど変化していないが、図-5.4.7 の 90 日目で若干増加している。

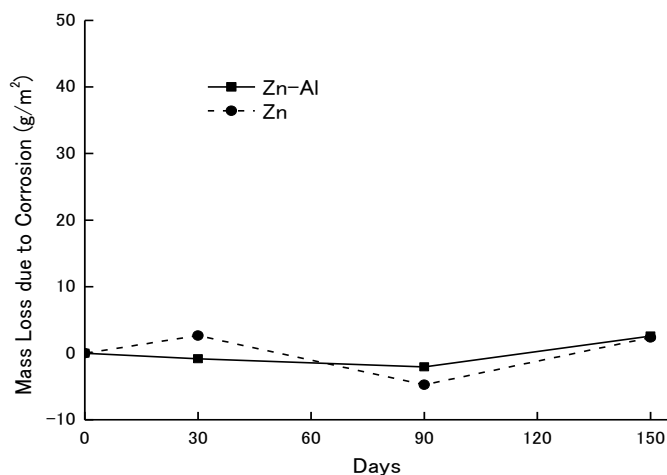


図-5.4.6 腐食による質量減量：腐食環境 RH=100%
(Al-b-0, Z-b-0)

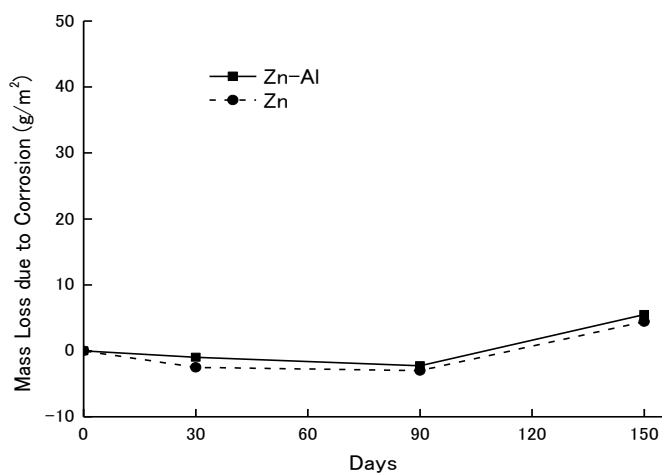


図-5.4.7 腐食による質量減量：腐食環境 RH=100%
NaCl=0.1g/m² (Al-b-1, Z-b-1)

図-5.4.8 は腐食環境(c) (湿潤ガーゼ巻き) の試験体を、図-5.4.9 は腐食環境(c) で塩分付着の試験体を示す。いずれの図にも亜鉛アルミニウム合金めっき試験体と亜鉛めっき試験体の両者を表示している。なお、各ポイントは3つの試験体質量の平均である。この2つの図から次の3つのことが見出される。第1は、腐食による質量減少が腐食環境(a) および腐食環境(b) に比べて非常に大きいことである。第2は、図-5.4.8 によれば、亜鉛アルミニウム合金めっき鋼線の腐食減少質量は亜鉛めっき鋼線の0.45-0.7倍程度であり、図-5.4.9によれば、亜鉛アルミニウム合金めっき鋼線の腐食減少質量は亜鉛めっき鋼線の0.4倍程度である。すなわち、湿潤環境では亜鉛アルミニウム合金めっき鋼線がより優れた耐食性を示すことである。第3は、図-5.4.8 と図-5.4.9 を比較すると、塩化ナトリウムを付着させた鋼線は付着させてない鋼線に比べて腐食による質量減量は約1.5-2.0倍程度大きいことである。

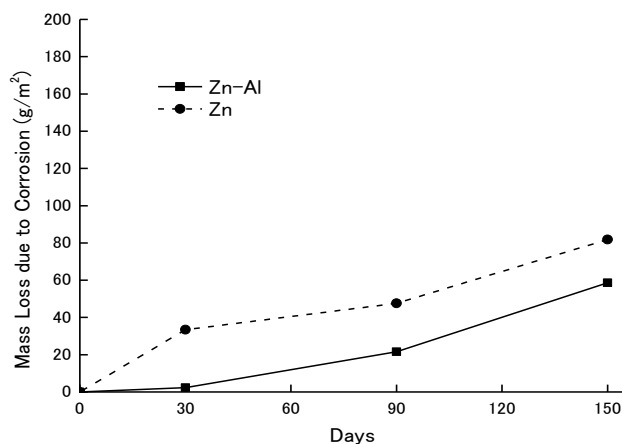


図-5.4.8 腐食による質量減量：腐食環境 湿潤ガーゼ巻き
(Al-c-0, Z-c-0)

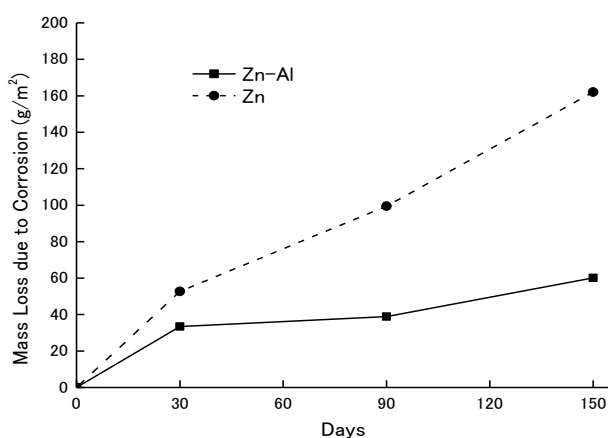


図-5.4.9 腐食による質量減量：腐食環境 湿潤ガーゼ巻 ,
NaCl=0.01% (Al-c-1, Z-c-1)

以上の腐食による質量減少の分析結果は、前述した外観観察結果と符合している。すなわち、相対湿度が 100%以下であれば、塩分が付着していても、亜鉛めっき鋼線および亜鉛アルミニウム合金めっき鋼線のいずれも十分な耐食性を有するが、湿潤環境では亜鉛アルミニウム合金めっき鋼線が亜鉛めっき鋼線より優れている。換言すれば、腐食環境の緩やかな山間部の吊橋では、従来の亜鉛めっき鋼線で十分であるが、腐食環境の厳しい海洋部の吊橋では亜鉛アルミニウム合金めっき鋼線の耐食性が優れると言える。

めっき層が消費される腐食速度に関して考察する。図-5.4.7 の RH=100% (塩分付着有り) においては、亜鉛めっきおよび亜鉛アルミニウム合金めっき鋼線とも大差なく、腐食速度は約 $13.2 \text{ g/m}^2/\text{年}$ ($= 5.5 \text{ g/m}^2 \times 12/5$) であり、 331 g/m^2 のめっき層が消費されるまでの期間、すなわち寿命は約 25.1 年である。図-5.4.9 の湿潤状態 (塩分付着有り) では、亜鉛めっき鋼線の腐食速度は約 $389 \text{ g/m}^2/\text{年}$ ($= 162.1 \text{ g/m}^2 \times 12/5$)、寿命は約 0.85 年であり、亜鉛アルミニウム合金めっき鋼線の腐食速度は約 $144 \text{ g/m}^2/\text{年}$ ($= 60.0 \text{ g/m}^2 \times 12/5$)、寿命は約 2.3 年である。通常の亜鉛めっき合金鋼板の海浜環境における腐食速度は約 $13 \text{ g/m}^2/\text{年}$ と言われており²⁰⁾、これに比べると今回の常時湿潤環境での腐食速度は極めて大きい。これは、 40°C の高温かつ湿潤状態に保持された腐食促進試験結果であるためである。この寿命推定に関する考察によっても、湿潤試験が厳しい腐食を示すこと、亜鉛アルミニウムめっき合金鋼線が亜鉛めっき鋼線より優れていることは明らかである。

5.5 腐食した鋼線の調査結果

本章では、150 日後の腐食環境(c)の試験体 (Z-c-1 および Al-c-1) に関して、光学顕微鏡により断面を調査する。さらに、構成元素の分布を EPMA (Electron Probe Micro Analyzer) により分析する。

図-5.5.1 は、腐食環境(c) (湿潤ガーゼ巻き、塩分付着、Z-c-1) の 150 日後における亜鉛めっき鋼線の調査・分析結果を示す。(a) は腐食した鋼線の外観を示し、(b) は (a)の四角で囲んだ腐食部分の拡大図を示す。鋼線の一部に激しい鉄錆が見られる。(c) は鋼線を長手方向に半割した後、断面を研磨して光学顕微鏡で撮影したものである。亜鉛層は右半分に残っているが、左部分では鉄層まで深く腐食している。また、残存している亜鉛層は体積膨張し、粗くて緻密でない様子が見られる。

(d)-(g)は EPMA の分析結果である。(d) は酸素 (O)の分布を示すが、腐食物は酸化物であるため、これは腐食部分に対応している。なお、腐食の進み具合は緑、青、黄、赤の順に進行度が深いことを意味している。すなわち、左部分に激しい腐食がみられる。(e) は鉄 (Fe) の分布を示しており、左部分に赤色と黄色の激しい腐食が見られ、これは酸素の分布と符合している。(f) は亜鉛 (Zn) の分布を示しているが、鉄の激しい腐食部分とは異なり、右側に腐食が見られる。これは、鉄錆部では亜鉛がすでに消耗されているためである。(g) は塩素 (Cl) を示すが、亜鉛と鉄間の腐食部分の境界部に分布する。

(h) は調査断面を模式的に表したものである。まず、全断面が亜鉛めっき層の腐食生成物に覆われており、その体積膨張により中央部および右側が多孔化している。右半分には亜鉛めっき層が残っており、地鉄層は腐食していない。一方、左半分には亜鉛めっき層が消費されており、地鉄層は腐食している。また、塩化物は亜鉛めっき層が消滅する境界部に集中している。

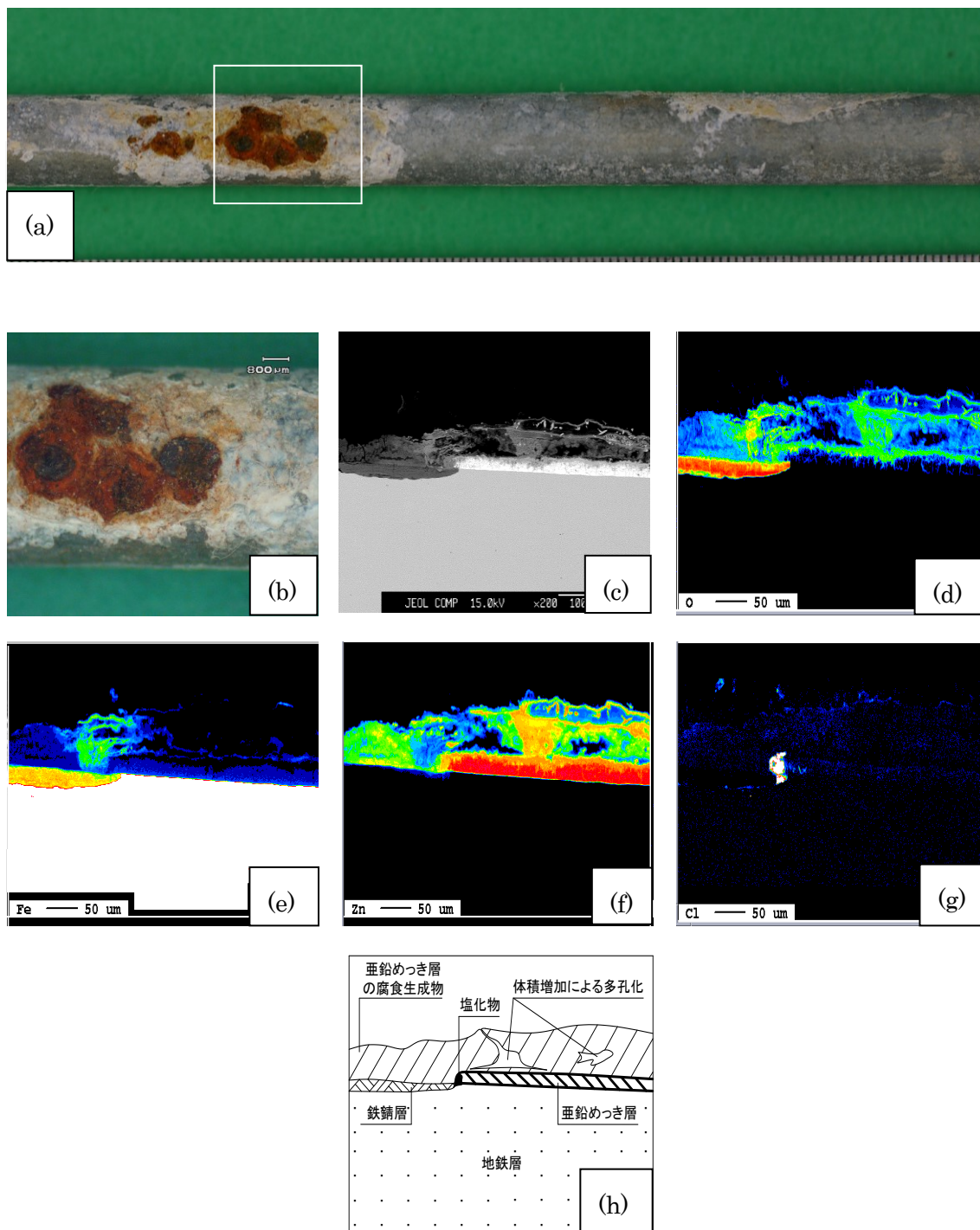


図-5.5.1 亜鉛めっき鋼線の外観，断面および EPMA による元素の分布
試験体： Zn-c-1，塩分付加

図-5.5.2 は、腐食環境(c) (湿潤ガーゼ巻き、塩分付着、Al-c-1) の 150 日後における亜鉛アルミニウム合金めっき鋼線の調査・分析結果を示す。(a) は腐食した鋼線の外観を示し、(b) は (a)の四角で囲んだ腐食部分の拡大図を示す。鋼線の表面には白色の腐食はあるが、鉄錆は見られない。(c) は鋼線を長手方向半割した後、断面を研磨して光学顕微鏡で撮影したものである。めっき層は右半分にはしっかり残っている。左半分ではめっき層は粗くなっているが、鉄部との接着部にはめっき層が残存している。

(d)-(h)は EPMA の分析結果である。(d) は酸素 (O)の分布を示すが、腐食物は酸化物であるため、腐食部分に対応している。左部分のめっき層に腐食が見られるが、右半分はほぼ健全である。(e) は鉄 (Fe) の分布を示しているが、青色はほぼ健全であることを示しており、鉄錆は認められない。(f) は亜鉛の分布を示しているが、左半分では亜鉛めっきが残っていないこと、右半分は亜鉛めっきの腐食が進展していることを示している。(g) は、アルミニウム (Al) の分布を示しているが、左半分で腐食している (黄色) が、右半分は健全であることを示している。(h) は塩素 (Cl) を示すが、塩化物は亜鉛アルミニウム合金めっき層の腐食境界部に集中している。

(i) は調査断面を模式的に表したものである。左半分は亜鉛アルミニウム合金めっき層の腐食生成物に覆われているが、地鉄との境界部にはめっき層が残っており、地鉄層は腐食していない。右半分には亜鉛アルミニウム合金めっき層の腐食生成物はほとんど見られず、亜鉛アルミニウム合金めっき層がしっかり残っており、地鉄層は腐食していない。また、図-5.5.1と同様に塩化物は亜鉛アルミニウムめっき層の腐食境界部に集中している。

以上より、亜鉛めっき鋼線 (図-5.5.1) では、亜鉛が酸化され腐食生成物の体積が増加しており、密度は粗く、鉄層から剥離されやすいことが見出せる。

一方、亜鉛アルミニウム合金めっき鋼線 (図-5.5.2 (c)) では、アルミニウムが均一に分布しており、めっき層は緻密で鉄層と剥離しにくいことが見出せる。亜鉛アルミニウム合金めっき鋼線の腐食量が従来の亜鉛めっき鋼線の腐食量よりも小さいのは、このめっき層の腐食生成物の違いによる。

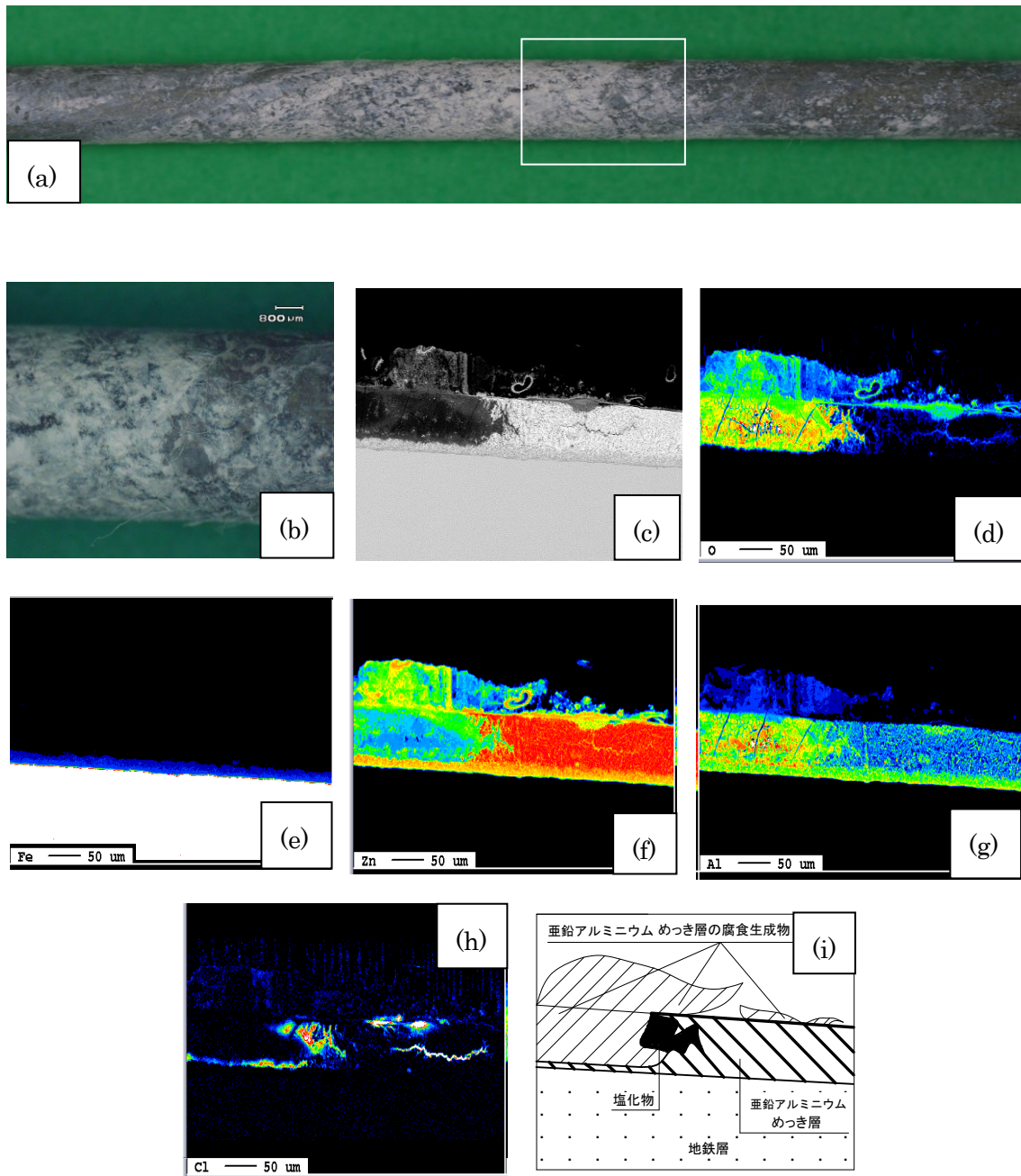


図-5.2.2 亜鉛アルミニウム合金めっき鋼線の外観
断面図および EPMA による元素の分布，試験体： Al-c-1，塩分付加

5.6 まとめ

本研究では、亜鉛 (含有率 90%) アルミニウム (含有率 10%) 合金めっき鋼線を開発し、その耐食性を従来の亜鉛めっき鋼線と比較・研究した。亜鉛アルミニウム合金めっき鋼線と亜鉛めっき鋼線を 3 つの異なる環境条件下 (相対湿度 60% RH , 相対湿度 100% RH , 湿潤ガーゼ巻き) において腐食促進試験を 150 日間実施した。この 2 種類の鋼線の腐食特性を比較することにより、亜鉛アルミニウムめっき鋼線の有効性を明らかにした。本研究により得られた主な知見を以下に示す。

- 1) 相対湿度 60% および 100% の腐食環境下での腐食による質量減量は、湿度ガーゼ巻きの腐食環境下よりもはるかに小さい。したがって、相対湿度が 100%以下であれば、塩分が付着していても、従来の亜鉛めっき鋼線および亜鉛アルミニウム合金めっき鋼線のいずれも十分な耐食性を有する。
- 2) 湿潤ガーゼ巻きの腐食環境下においては亜鉛アルミニウム合金めっき鋼線の腐食量は、亜鉛めっき鋼線よりも小さかった。したがって、厳しい腐食環境である常時湿潤環境では、亜鉛アルミニウム合金めっき鋼線が亜鉛めっき鋼線より優れていることは明らかである。
- 3) 湿潤ガーゼ巻きの腐食環境下においては塩化ナトリウムを付着させた鋼線の腐食量は、付着させてない鋼線に比べて約 2 倍大きかった。
- 4) 150 日後の湿潤ガーゼ巻き腐食環境下での腐食した亜鉛アルミニウム合金めっき鋼線および亜鉛めっき鋼線を光学顕微鏡で調査した。また、構成元素を EPMA により分析した。亜鉛めっき鋼線では、亜鉛の腐食生成物が体積膨張、密度は粗く、鉄層から剥離されやすいことを見出した。
- 5) 亜鉛アルミニウム合金めっき鋼線は、アルミニウムが均一に分布しており、めっき層は緻密で鉄層と剥離しにくいことを見出した。亜鉛アルミニウム合金めっき鋼線の腐食量が従来の亜鉛めっき鋼線の腐食量よりも小さいのは、この腐食生成物の違いによるものである。
- 6) 以上をまとめると、相対湿度が 100%以下であれば、塩分が付着していても、従来の亜鉛めっき鋼線および亜鉛アルミニウム合金めっき鋼線のいずれも十分な耐食性を有する。しかし、厳しい腐食環境である常時湿潤環境では、亜鉛アルミニウム合金めっき鋼線が亜鉛めっき鋼線より耐食性は優れていることを明らかにした。したがって、腐食環境の緩やかな山間部の吊橋では、従来の亜鉛めっき鋼線で十分であるが、腐食環境の厳しい

海洋部の吊橋では亜鉛アルミニウム合金めっき鋼線の耐食性が優れると言える。

今後の課題としては以下が挙げられる。

- 1) 本研究では、亜鉛 (含有率 90%) アルミニウム (含有率 10%)合金めっき鋼線を対象としたが、最適なアルミニウム含有率を見出す必要がある。
- 2) 本研究では1本のめっき鋼線を対象としたが、複数のめっき鋼線を平行に束ねたあるいは撚り合わせたストランドに関しても防食性能を検討する必要がある。

従来の亜鉛めっき鋼線と比べて、亜鉛アルミニウム合金めっき鋼線は材料的にはアルミニウムが追加になるが、従来のめっき設備は使用できると考えられる。したがって、製作コストは供給量に依存するものの、大幅なコスト増はないと推測される。しかし、より詳細な検討は必要である。

参考文献

- 1) Stahl, F. L. and Gagnon, C. P.: *Cable Corrosion*, ASCE Press, New York, 1996.
- 2) Betti, R. and Yanev, B.: Conditions of Suspension Bridge Cables: The New York City Case Study. *Transportation Research Board Record*, pp. 105-112, 1999.
- 3) Betti, R., West, A. C., Vermaas, G. and Cao, Y.: Corrosion and Embrittlement in High-strength Wires of Suspension Bridge Cables, *J. Bridge Eng.*, Vol. 10, No. 2, pp. 151-162, 2005.
- 4) Furuya, K., Kitagawa, M., Nakamura, S. and Suzumura, K.: Corrosion Mechanism and New Protection Methods of Suspension Bridge Cables, *Structural Engineering International, Journal of IABSE*, Vol. 10, No. 3, pp. 189-193, 2000.
- 5) 古家和彦, 北川信, 中村俊一, 鈴木恵太, 聖生守雄: 吊橋ケーブル防食の腐食機構, 土木学会論文集, No. 637/VI-45, pp. 103-114, 1999.12.
- 6) 古家和彦, 北川信, 中村俊一, 鈴木恵太, 聖生守雄: 暴露試験による吊橋ケーブル防食法の防食性能評価, 土木学会論文集, No. 637/VI-45, pp. 15-28, 1999.12.
- 7) 鈴木恵太, 中村俊一, Roger Haight: 77 年間供用された吊橋ハンガーロープの引張強度および腐食調査, 会論文集, No. 728/VI-58, pp. 67-77, 2003.3.
- 8) Mayrbaur, R. and Camo, S.: Cracking and fracture of suspension bridge wires, *J. Bridge Eng.*, Vol. 6, No. 6, pp. 645-650, 2001.
- 9) 藤井治城: アルミニウム・亜鉛合金めっき鋼板, 防錆管理, Vol. 9, No. 19, 1983.
- 10) Nakamura, S., Suzumura, K. and Tarui, T.: Mechanical Properties and Remaining Strength of Corroded Bridge Wires, *Structural Engineering International, Journal of IABSE*, Vol. 14, No. 3, pp. 50-54, 2004.
- 11) Suzumura, K. and Nakamura, S.: Environmental Factors Affecting Corrosion of Galvanized Steel Wires, *Journal of Materials in Civil Engineering*, ASCE, Vol. 16, No. 1, pp. 1-7, 2004.
- 12) 北川信, 古家和彦, 中村俊一, 鈴木恵太: 吊橋ケーブル送気乾燥システムの防食性能に関する研究, 土木学会論文集, No.672/VI-50, pp. 145-154, 2001.
- 13) 鈴木恵太, 中村俊一, 樽井敏三: 腐食した橋梁用亜鉛めっき鋼線の強度特性, 土木学会論文集, No.731/I-63, pp. 367-377, 2003.4.
- 14) 鈴木恵太, 中村俊一, 樽井敏三: 吊橋ケーブル鋼線の破断原因に関する一考察, 土木学会論文集, No.738/I-64, pp. 297-306, 2003.7.

- 15) 鈴村恵太, 中村俊一, 樽井敏三: 腐食した橋梁用亜鉛めっき鋼線の疲労特性, 土木学会論文集 A, Vol. 62, No. 3, pp. 614-622, 2006.7.
- 16) Nakamura, S. and Suzumura, K.: Hydrogen embrittlement and corrosion fatigue of bridge wires, *Journal of Constructional Steel Research*, Elsevier, Vol. 65, Issue 2, pp. 269-277, 2009.
- 17) 鈴村恵太, 中村俊一: 腐食した橋梁用亜鉛めっき鋼線における水素脆化の影響に関する研究, 土木学会論文集 A, Vol. 65, No. 3, pp. 776-783, 2009.8.
- 18) 中村俊一, 鈴村恵太: 腐食した橋梁用ケーブルの補修効果に関する研究, 土木学会論文集 F, Vol. 66, No. 3, pp. 402-411, 2010.7.
- 19) 岡本裕, 中村俊一, 鈴村恵太: 橋梁用亜鉛めっき鋼線の腐食粗度計測および人工ピット付き鋼線の疲労強度, 土木学会論文集 A, Vol. 66, No. 4, pp. 691-699, 2010.12.
- 20) 土木構造物防食委員会: 土木構造物の腐食・防食 Q&A, 社団法人鋼材倶楽部, 1992.
- 21) 宮地一裕, 中村 俊一, 鈴村 恵太: 橋梁用アルミニウム・亜鉛合金めっき鋼線の耐食性, 土木学会論文集 A, Vol.69, No.4, pp.691-699, 2013.7.
- 22) 宮地一裕, 中村 俊一, 鈴村 恵太: 橋梁用アルミニウム・亜鉛合金めっき鋼線の耐食性, 東海大学工学部紀要, Vol.53, No.1, pp.57-64, 2013.9.
- 23) Kazuhiro Miyachi, Shunichi Nakamura, Keita Suzumura: Corrosion resistance of steel wires galvanized with Zn-Al alloy, *5th International Conference on Footbridge 2014*, pp.1-8, 2014.7.

第 6 章

結論

本論文は、鋼トラス橋の 2 次元崩壊解析、斜吊りアーチ橋の構造特性と終局強度、新形式の連続アーチ橋の構造特性、橋梁用亜鉛アルミニウム合金めっき鋼線の耐食性について論じたものである。第 1 章で言及したとおり、これらの研究は、鋼製橋梁を安全かつ合理的設計し、さらに将来にわたり健全に長期間供用するための重要な研究課題である。本研究で得られた主な知見を以下のとおり総括し、本論文の結論とする。

6.1 鋼トラス橋の 2 次元崩壊解析

米国・ミネソタ州ミネアポリスのミシシッピ川に架かるトラス橋 I-35W が 2007 年 8 月に崩落したことで、多くの犠牲者を出し、調査が実施された（写真-2.1.1）。その結果、数度の改修による橋梁自重の増加、ガセットプレート板厚が設計値の半分しかなかったこと、および、当日には橋梁改修用の工事資材や作業用重機などが橋上に置かれていたことが崩壊の原因であることが明らかとなった。我が国でも多くのトラス橋の老朽化が進んでおり、木曽川橋、本庄大橋などでは RC 床版との境界部のトラス部材が腐食により破断した（写真-2.1.2）。このため既設トラス橋の健全性調査・補強・補修の必要性が急務となっている。

本研究では、ワーレントラス橋を対象として、大変形弾塑性解析を用いた連続崩壊解析を実施した。特に、4 種類の異なった活荷重載荷ケース、および 2 つの異なるスパン比のモデル橋に着目し、崩壊過程や最終耐力および最終変形状態を研究した。この種の解析は極めて非線形性が高く、解析モデルも複雑になりがちである。そこで、ガセットを含まない簡易的な平面モデルを用い、トラス橋全体の連続崩壊解析を実施した。また、スパン比や荷重分布がトラス橋全体のじん性にどのような影響を及ぼすかについても考察した。本研究により得られた主な知見を以下に示す。

- 1) スパン比 1:2:1 の A モデル橋に関しては、4 種類の異なった活荷重載荷ケースすべてにおいて、圧縮部材の弾性または塑性座屈によってモデル橋は崩壊した。引張部材の最終ひずみは、5%に達しておらず崩壊は引張り破断に起因しなかった。
- 2) スパン比 1:1.3:1 の B モデル橋に関しても、4 種類の異なった活荷重載荷ケースすべてにおいて、圧縮部材の塑性座屈によってモデル橋は崩壊した。引張部材の最終ひずみは、約 5%以内であり崩壊は引張り破断に起因しなかった。なお、A モデル橋より B モデル橋の変位増加は緩やかだった。
- 3) 座屈が起きた時点での降伏に達した部材数に関する考察により、活荷重が全スパンまたは主スパンに載荷される場合は、多くの部材が降伏域に入り、いわゆる荷重の再分配が見られた。また、降伏部材数の評価においてスパン割りの違いでは、一般的なスパン割りの B モデル橋は荷重の再分配効果が大きいことが分かった。一方、中間支点上付近のみに活荷重が集中する場合は、降伏する部材が少なくなり、荷重の再分配効果が小さい。

以上のように、スパン比の異なる 2 つのモデル橋および荷重載荷ケースのケーススタディにより、一般的なスパン割の B モデル橋では荷重の再分配効果が見られ、じん性の評価においても A モデル橋よりも優れた結果を得ることができた。また、崩壊までの過程および座屈部材は、荷重載荷位置およびスパン割に依存していることが明確となった。

6.2 斜吊りアーチ橋の構造特性と終局強度

今日、経済性に優れ、景観にも魅力的な橋梁が求められている。そのひとつとして、田中・中村・加藤はアーチ・リブにコンクリート充填鋼管（CFT）を用いた斜吊りアーチ橋を提案している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、斜張橋とアーチ橋の二つの形式の利点を併せ持っていると期待される。アーチ・リブに CFT を用いると、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・終局ひずみが向上する。したがって、圧縮軸力と曲げモーメントが作用するアーチ・リブには適している。鋼管は溶接箱断面に比べて、溶接量は極めて少ない。さらに、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い。

本論文では、支間長 300m の斜吊りアーチ橋を対象として、その静的構造特性と終局強度を明らかにした。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が、この混合形式が単独の斜張橋およびアーチ橋と比較してどのような構造特性を有し、優位性を示すかを 2 段階の荷重レベルにおいて検討した。

第 1 段階では、設計荷重レベルにおける 3 形式の橋梁（斜吊りアーチ橋、斜張橋、アーチ橋）の断面力および変位を比較した。第 2 段階は、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弾塑性・大変形解析により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した。本研究により得られた主な知見を以下に示す。

- 1) 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。なお、3 形式の橋梁の部材断面は個別に許容応力設計法により決定した。3 形式の橋梁に関する構造解析結果によれば、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。
- 2) また、偏載荷重（L2）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ためである。

- 3) 半載荷重 (L3) に対しては、斜吊りアーチ橋はアーチ橋に比べて、主桁およびアーチ・リブの曲げモーメントが小さいことが分かった。これは、斜吊りアーチ橋の主塔が、主桁およびアーチ・リブに作用する荷重を抑制しているためである。
- 4) 次に、大変形弾塑性解析により活荷重全載ケース (L1) において斜吊りアーチ橋、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り崩壊したが、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。斜吊りアーチ橋の終局時活荷重載荷係数 k は 2.30 であり、アーチ橋の終局時活荷重載荷係数 k は 2.69 であり若干大きかった。斜張橋の終局時活荷重載荷係数 k は 4.60 であり、斜吊りアーチ橋の約 2 倍であった。しかし、斜張橋の水平変位は極めて大きかった。斜吊りアーチ橋に関して、活荷重偏載ケース (L2) に対しては活荷重載荷係数 k は 1.20 と小さい。これはアーチ・リブの面外座屈強度が低いためである。また、活荷重半載ケース (L3) に対しては、活荷重載荷係数 k は 2.15 である。これもアーチ・リブの面外座屈により崩壊した。
- 5) 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ため、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全載荷重 (L1) では約 2 倍、偏載荷重 (L2) では約 3 倍、半載荷重 (L3) では約 10% 高くなった。

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、ケーブル断面は約 1/3 倍であるが、剛性が高いため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。また、バスケットハンドル型アーチ・リブとすれば面外座屈強度も大幅に向上できる。必要鋼重も斜張橋とほぼ同じであり、有望な橋梁形式のひとつである。ただし、以上の得られた結論は支間長 300m の斜吊りアーチ橋を対象にしたため、異なったスパン長、アーチライズ、部材断面については更に検討が必要であると考えられる。

6.3 新形式の連続アーチ橋の構造特性と終局強度

本研究では、数少ない既存の連続アーチ橋梁を参考に、連続下路アーチ、上下 S アーチ、ダブルアーチの 3 つの新形式の連続アーチ橋梁を提案し、その構造特性を研究した。(写真-1.2.5, 1.2.6, 1.2.7) 連続アーチ橋では、主桁が連続しており、中間支点位置では各主桁はひとつの支脊で支持されている。したがって、地震時に落橋する危険性が減るため耐震的に好ましい。また、中間支点位置で伸縮装置が不要なため走行性に優れる。また、これらの付属物が減るため経済的にも有利である。したがって、連続アーチ橋は将来的には有望な橋梁形式である。

本研究の第 1 段階では、設計荷重レベルにおける 3 つの新形式連続アーチ橋の断面力および変位を比較した。第 2 段階では、載荷荷重を漸増させ、対象橋梁の崩壊過程および終局強度あるいは全体座屈強度を把握した。さらに、概略の鋼重比較により経済性についても概略検討した。本研究により得られた主な知見を以下に示す。

- 1) 上下 S アーチは連続下路アーチおよびダブルアーチに比べると中央径間のアーチ効果が発揮されにくい構造であり、全体的にたわみやすく、アーチ・リブおよび主桁の曲げモーメントも増加する傾向にある。
- 2) ダブルアーチは上下のアーチの補剛効果により連続下路アーチ、上下 S アーチよりもたわみにくい構造である。
- 3) 3橋梁ともにアーチ・リブの軸力は載荷径間のみに生じ、無載荷径間には殆ど生じない。また、ダブルアーチの主桁には軸力が生じない。アーチ・リブの曲げモーメントは一般的な連続梁と同様に中間支点で負の曲げモーメントが生じる。
- 4) 面外変位および主桁の変位に着目すると、面外変位の大きさが主桁たわみの大きさに比例している。これは、アーチ・リブおよび主桁間を剛結している鉛直材が機能しているためである。

- 5) 大変形弾塑性解析による全体座屈強度を検討した結果，3 形式ともに面外座屈により終局となるが，その耐力は十分に安全であることを見出した．
- 6) 製作誤差を考慮し，アーチ面を鉛直面から傾斜させた初期不整の影響を検討した．初期不整の傾斜角が大きくなるにつれて面外変位は大きくなり，終局強度そのものも若干小さい．

以上より，提案した新しい 3 つの連続アーチ橋は十分な耐力を有し，実現の可能性が高いことを明らかにした．

6.4 橋梁用亜鉛アルミニウム合金めっき鋼線の耐食性

橋梁用ケーブルは多数の高強度鋼線で構成されており，腐食しやすい弱点を有する．そのため，通常，鋼線には亜鉛めっきが施され，耐食性の向上を図っている．しかし，腐食・破断事例を見ると，亜鉛めっきのみでは不十分なケースがあると考えられ，さらに有効な防食対策が必要である．

鋼板に対しては亜鉛めっきする方法に加えて，アルミニウム(Al)と亜鉛(Zn)の合金をめっきする方法が開発されている．過去の研究によれば，その腐食性能はアルミニウムと亜鉛の割合の影響を受け，ある条件下ではアルミニウム・亜鉛合金(Al-Zn)めっき鋼板が亜鉛めっきよりも優れることが明らかになっている．一方，高強度鋼線にアルミニウム・亜鉛合金めっきを適用した研究はこれまで国内外ともに実施されていない．

本研究では，橋梁用高強度ケーブルに従来から用いられている亜鉛めっき鋼線の防食性能を向上するために，新たに亜鉛アルミニウム合金めっき鋼線を開発し，亜鉛（含有率 90%）アルミニウム（含有率 10%）合金めっきした高強度鋼線を試作し，その防食特性を亜鉛めっき鋼線と比較することにより検証した．具体的には，アルミニウム・亜鉛合金めっき鋼線および亜鉛めっき鋼線の両者を，3つの異なる環境条件下で5ヶ月間の腐食促進試験を実施した．そして，試験鋼線の腐食外観の観察，腐食による質量変化量，光学顕微鏡による腐食断面の調査，腐食試験体の EPMA (Electron Probe Micro Analyzer) による構成元素分析によりアルミニウム・亜鉛合金めっきの有効性を明らかにした．本研究により得られた主な知見を以下に示す．

- 1) 相対湿度 60% および 100% の腐食環境下での腐食による質量減量は，湿度ガーゼ巻きの腐食環境下よりもはるかに小さい．したがって，相対湿度が 100%以下であれば，塩分が付着していても，従来の亜鉛めっき鋼線および亜鉛アルミニウム合金めっき鋼線のいずれも十分な耐食性を有する．
- 2) 湿潤ガーゼ巻きの腐食環境下においては亜鉛アルミニウム合金めっき鋼線の腐食量は，亜鉛めっき鋼線よりも小さかった．したがって，厳しい腐食環境である常時湿潤環境では，亜鉛アルミニウム合金めっき鋼線が亜鉛めっき鋼線より優れていることは明らかである．

- 3) 湿潤ガーゼ巻きの腐食環境下においては塩化ナトリウムを付着させた鋼線の腐食量は、付着させてない鋼線に比べて約 2 倍大きかった。
- 4) 150 日後の湿潤ガーゼ巻き腐食環境下での腐食した亜鉛アルミニウム合金めっき鋼線および亜鉛めっき鋼線を光学顕微鏡で調査した。また、構成元素を EPMA により分析した。亜鉛めっき鋼線では、亜鉛の腐食生成物が体積膨張、密度は粗く、鉄層から剥離されやすいことを見出した。
- 4) 亜鉛アルミニウム合金めっき鋼線は、アルミニウムが均一に分布しており、めっき層は緻密で鉄層と剥離しにくいことを見出した。亜鉛アルミニウム合金めっき鋼線の腐食量が従来の亜鉛めっき鋼線の腐食量よりも小さいのは、この腐食生成物の違いによるものである。

以上をまとめると、相対湿度が 100%以下であれば、塩分が付着していても、従来の亜鉛めっき鋼線および亜鉛アルミニウム合金めっき鋼線のいずれも十分な耐食性を有する。しかし、厳しい腐食環境である常時湿潤環境では、亜鉛アルミニウム合金めっき鋼線が亜鉛めっき鋼線より耐食性は優れていることを明らかにした。したがって、腐食環境の緩やかな山間部の吊橋では、従来の亜鉛めっき鋼線で十分であるが、腐食環境の厳しい海洋部の吊橋では亜鉛アルミニウム合金めっき鋼線の耐食性が優れると言える。

6.5 本研究に関する今後の課題

本研究では鋼製橋梁に着目し、新しい構造形式の提案から橋梁用高強度鋼線の耐食性まで幅広く研究を行った。新しい構造形式は、今までにないデザイン性で非常に魅力は大きい。しかし、過去の研究がほとんどないこともあり、危険をはらんでいることもある。また、橋梁用鋼線の腐食においては世界中で問題になっていることから、今回の研究を進め、補修方法等を考えることで将来的に健全な橋を維持する、重要な研究成果となることを期待している。各研究の今後の課題を以下に示す。

- 1) 鋼トラス橋についての今後の課題：本研究では鋼トラス橋の2次元での崩壊解析、スパン割りが影響するじん性評価を行った。将来的にはスパン割りの最適化および3次元モデルでの検討、耐震性の照査などが課題であると考えられる。
- 2) 斜吊りアーチ橋についての今後の課題：本研究では斜吊りアーチ橋の構造特性および終局・崩壊解析について行った。提案した斜吊りアーチ橋は施工例が少ないため架設工法の検討および限界適応スパンの検討、建設費用の把握、耐震性の照査などが課題であると考えられる。
- 3) 新形式の連続アーチ橋についての今後の課題：本研究では3つの新形式連続アーチ橋の構造特性および終局・崩壊解析について行った。こちらの研究においても建設費用の把握および耐震性の照査などが必要であると考えられる。
- 4) 橋梁用亜鉛アルミニウム合金めっき鋼線についての今後の課題：高強度鋼線については、亜鉛 (含有率 90%) アルミニウム (含有率 10%)合金めっき鋼線を対象としたが、最適なアルミニウム含有率の見出し、1本のめっき鋼線を対象としたが、複数のめっき鋼線を平行に束ねたあるいは撚り合わせたストランドに関しての防食性能の検討、製作コストの検討が挙げられる。

謝辞

本論文は，東海大学 中村 俊一 教授 御指導のもとで行った研究内容をまとめたものです．中村教授には，本研究の遂行ならびに本論文の作成にあたり，終始懇切丁寧な御指導を賜りました．先生の研究に多大な熱意を持って取り組まれる姿勢と温厚な御人柄により，東海大学・大学院での充実した学生生活を送ることができました．ここに重ねて深く感謝の意を表します．

本研究のケーブル腐食の研究では，新日鉄住金エンジニアリング株式会社に，研究のあらゆる面で御助力，御指導いただきました．新日鉄住金エンジニアリング株式会社 鈴木 恵太 博士に深く感謝致します．

最後に，私事になりますが，私に博士課程に至るまで勉学の環境を与えてくださり，励まし支えてくださった両親に深く感謝の意を表し，結びと致します．