

東海大学大学院 平成 27 年度 博士論文

吊り形式橋梁の静的・耐震特性
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

岡本 裕

目次

第1章	序論	1
1.1	吊り形式橋梁の概要	1
1.2	研究の背景	11
1.3	研究の目的	11
1.4	論文の構成	12
第2章	多径間連続斜張橋の静的および耐震特性	26
2.1	はじめに	26
2.2	構造諸元	28
2.3	静的構造解析	30
2.4	動的構造解析	38
2.5	パラメトリック・スタディー	45
2.6	復旧性照査	48
2.7	まとめ	50
第3章	腐食した亜鉛めっき鋼線の疲労強度	53
3.1	はじめに	53
3.2	疲労試験結果	58
3.3	腐食粗度計測	64
3.4	人工ピット付き亜鉛めっき鋼線の疲労強度	70
3.5	まとめ	76

第 4 章	部分補剛アーチ橋の終局強度	80
4.1	はじめに	80
4.2	検討橋梁の諸元	82
4.3	静的解析による設計断面力の算定	86
4.4	部材破壊に関する安全性の照査	91
4.5	全体座屈強度の検討	97
4.6	まとめ	102
第 5 章	結論	105
5.1	多径間連続斜張橋の静的および耐震特性	105
5.2	亜鉛めっき鋼線の腐食と疲労	108
5.3	部分補剛アーチ橋の終局強度	110
5.4	総括	112
謝辞		113

第 1 章

序論

1.1 吊り形式橋梁の概要

吊り形式橋梁とは，吊橋，斜張橋およびニールセン橋に代表されるような，ケーブルによって主桁を支える橋梁形式を言う．

吊橋の起源は古く，植物の蔓を編んでケーブルとして用いられた橋が江戸時代以前には多くあり，現在も「祖谷のかずら橋」(写真-1.1.1)にその原形を見ることができる．18世紀前半には，良質の鉄材（錬鉄や鋼）でできたチェーンや，チェーンの代わりに細長い鉄板（アイバー）をピンでつないでケーブルとした吊橋が建設された．その一例として，チェーン・ブリッジ (写真-1.1.2) およびハンマー・スミス・ブリッジ (写真-1.1.3) に示す．



写真-1.1.1 祖谷のかずら橋



写真-1.1.2 Chain Bridge (1849 年完成, ブタペスト)



写真-1.1.3 Hammer-smith Bridge (1827 年完成, ロンドン)

高強度鋼線を主ケーブルに使用した近代的長大吊橋の最初は、ニューヨーク市に建設された Brooklyn 橋である（1883 年完成，写真-1.1.4）．その後，改良が重ねられつつ多くの吊橋が米国や世界各地に建設された．それらの一例として，Golden Gate Bridge（写真-1.1.5）および Bear Mountain Bridge（写真-1.1.6）を示す．我が国では，因島大橋（写真-1.1.7）で始まった本四架橋にて多くの吊橋が建設され，飛躍的に技術力が高まった．本四架橋以外にも白鳥大橋（写真-1.1.8）など技術的にも景観的にも優れる吊橋が建設された．そして，集大成として世界最長の明石海峡大橋（写真-1.1.9）が完成された．



写真-1.1.4 Brooklyn Bridge (1883 年完成, New York City)



写真-1.1.5 Golden Gate Bridge (1937 年完成, サンフランシスコ)



写真-1.1.6 Bear Mountain Bridge (1924 年完成, ニューヨーク)



写真-1.1.7 因島大橋 (1983 年完成)



写真-1.1.8 白鳥大橋 (1998 年完成)



写真-1.1.9 明石海峡大橋 (1998 年完成)

斜張橋は、主桁をケーブルで斜めに吊っている形式の橋梁であり、代表的な例として横浜ベイブリッジ（写真-1.1.10）があげられる。世界最初の斜張橋は、ロンドンにある Albert Bridge（写真-1.1.11, 1873 年完成）と言われている。一見、吊橋と斜張橋の組み合わせに見えるが、最上段のケーブルは補助的な機能のみを有する。

その後、構造計算が難解なため、しばらく斜張橋は建設されなかった。しかし、電子計算機の発達に伴って構造計算技術が容易となったため、ドイツを始め多くの国で建設されるようになった。しかも、適用スパンは長大化している。我が国では多々羅大橋（写真-1.1.12）が最長であり、世界第4位である。世界第2位は、中国上海にある 蘇通大橋（写真-1.1.13）、3位は香港にある Stone-cutters Bridge（写真-1.1.14）である。現在の第1位は、ロシアにある Russky Bridge（写真-1.1.15）である。



写真-1.1.10 横浜ベイブリッジ（1989 年完成）



写真-1.1.11 Albert Bridge（1873 年完成, ロンドン）



写真-1.1.12 多々羅大橋（1999年完成）



写真-1.1.13 蘇通大橋（2008年完成，上海）

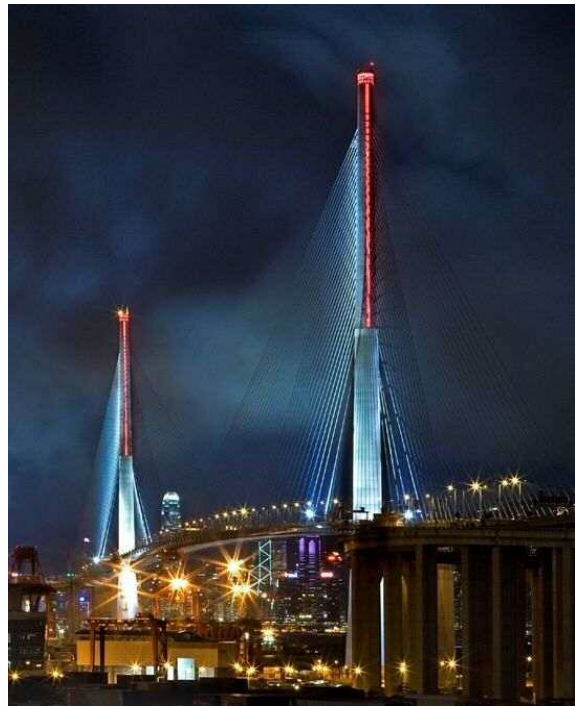


写真-1.1.14 Stonecutters Bridge (2009 年完成, 香港)



写真-1.1.15 Russky Bridge (2012 年完成, Russia)

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

ニールセン橋はアーチ橋の一種である。アーチ橋は、主桁、アーチ・リブおよびその両者を連結する吊り材（鉛直材）で構成される。アーチ橋は、面内・面外方向の全体座屈の可能性があり、設計規準では安全性照査が規定されている。全体座屈耐力を向上させるために、吊り材を鋼ケーブルにして斜方向に配置する形式が開発され、それがニールセン橋と名付けられた。このニールセン橋は構造的だけでなく景観にも優れ、数多く建設されている。我が国における代表例を、写真-1.1.16 から写真-1.1.19 に示す。



写真-1.1.16 新三国橋

(出典：巴コーポレーション：<http://www.tomoe-corporation.co.jp>)



写真-1.1.17 志摩大橋 (出典：Wikipedia：<http://ja.wikipedia.org>)

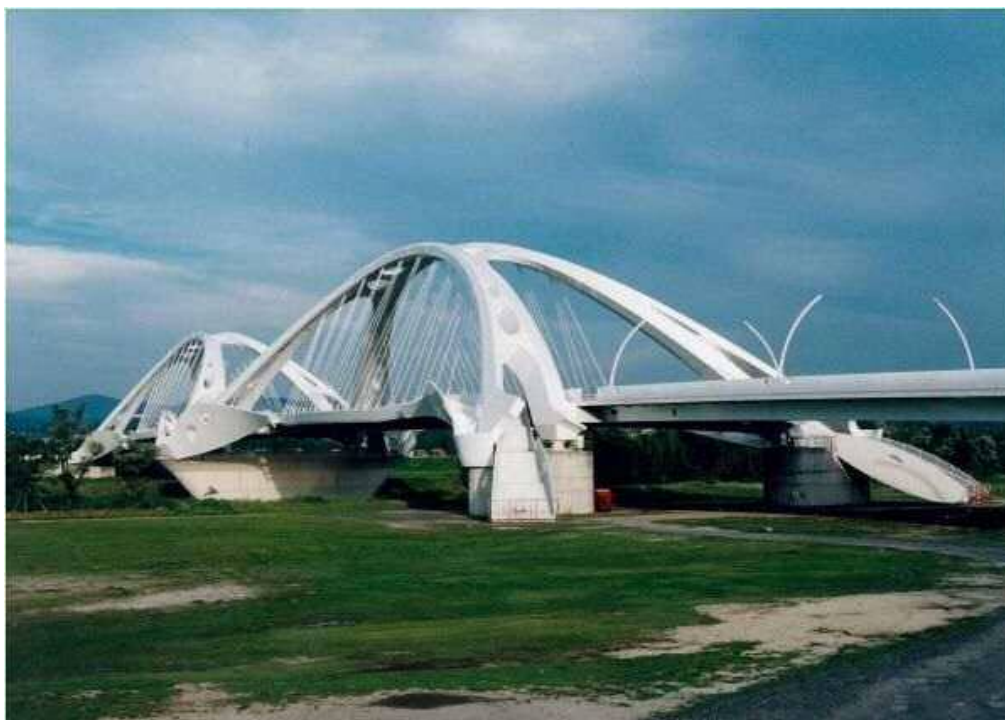


写真-1.1.18 豊田大橋 (出典：宮地エンジニアリング：<http://www.miyaji-eng.co.jp>)



写真-1.1.19 あゆみ橋 (出典：Wikipedia：<http://ja.wikipedia.org>)

1.2 研究の背景

本論文は、吊り形式橋梁に着目し、新しい構造形式の提案から維持管理まで幅広く研究を行った。吊り形式は長スパン化を可能とし、景観にも優れるため、極めて魅力的な構造である。現在の世界最長スパンを誇る橋梁は、兵庫県にある吊橋の明石海峡大橋である。国内の長大橋の建設は、本州四国連絡橋以降は減少しているが、国外も含め今後、全長が数キロを越える長大橋の建設プロジェクトが計画されている。実際に数キロを結ぶプロジェクトとなる場合、海上に建設されることが予想される。とくに吊り形式橋梁の場合、桁を支える命綱というべきケーブルの耐久性確保が重要となってくる。しかし、近年、国内外でケーブルの腐食・破断事例が報告されており、耐久性の低下に繋がる腐食への対策が必要となっている。また、1995年の兵庫県南部地震以降、非常に大きな地震が続いており、国内における橋梁建設には、耐震対策が必要不可欠である。

さらに、吊り形式橋梁は、ケーブルの張り方や塔の形状などの選択が可能で、設計自由度の高い橋梁形式であることから、奇抜なデザインの新形式橋梁がしばしば建設されてきた。しかし、新形式橋梁は、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。そのため、構造物の全体座屈強度あるいは終局強度を把握することが極めて重要である。

1.3 研究の目的

これらの背景から、本研究では長大橋の建設プロジェクトを見据えて、新形式である 7 主塔 8 径間の多径間連続斜張橋を研究対象とし、その静的および耐震特性を研究する。次に、長大橋の多くは腐食環境の厳しい海上で架設されるため、吊り形式橋梁の主要部材である橋梁ケーブルに着目し、腐食した亜鉛めっき鋼線の疲労強度を明確にする。さらに、新しい構造形式である部分補剛アーチ橋を対象にその終局強度を研究する。これら 3 つの研究は、吊り形式橋梁を将来にわたり健全かつ安全に長期間供用するための重要な研究課題であり、本研究の目的とした。

1.4 論文の構成

本論文は全5章で構成される。多径間連続斜張橋の静的および耐震特性、腐食した橋梁ケーブル用亜鉛めっき鋼線の疲労強度、部分補剛アーチ橋の終局強度の3つのテーマを重点的に研究した。

1.4.1 多径間連続斜張橋の静的および耐震特性

吊り形式橋梁は決して成熟した構造形式ではなく、現在でも新しい吊り形式橋梁が提案され、実際にも建設されている。一例を挙げれば、アムステルダムに建設されたエラスムス橋（写真-1.2.1）である。形式的には、斜張橋であるが、主塔の形が特徴的である。

ロンドンに建設されたミレニアム橋（写真-1.2.2）も魅力的な橋梁である。この橋は、吊橋ではあるがケーブル・サグを著しく小さくし、景観的にはスレンダーで軽快感を演出している。しかしながら、このような斬新な橋梁は危険もはらんでいる。実際にも、このミレニアム橋では歩行者によって過度な水平振動が生じ、一時的に閉鎖された。



写真-1.2.1 Erasmus Bridge (1996年完成, アムステルダム)



写真-1.2.2 Millennium Bridge (2000年完成, ロンドン)

他の事例としては、現在建設中の新フォース橋(写真-1.2.3)がある。斜張橋ではあるが、スパン中央部分のケーブルをオーバーラップさせている。この橋は、道路・鉄道併用橋であり、活荷重たわみを小さくするためにこのような構造を採用したと言われているが、その構造特性は必ずしも明らかにされていない。

そして、本論文の研究した多径間連続斜張橋である。通常斜張橋は1本の主塔で連続2径間主桁をケーブルで吊るか、もしくは2本の主塔で連続3径間主桁をケーブルで吊るのが一般的である。本形式は構造的にも景観的にも優れており、注目を浴びている新しい形式の橋梁である。フランスの Millau Bridge (ミヨー橋, 写真-1.2.4) は、7主塔8径間からなる多径間連続斜張橋の代表例である。この多径間連続斜張橋に関する研究は非常に少なく未知な部分が多くある。特に耐震性について検討された研究は殆どない。



写真-1.2.3 New Forth Bridge (建設中, 英国)

(出典 : Forth Bridges Forum : <http://www.forth-bridges.co.uk>)



写真-1.2.4 Millau Bridge (2004年, フランス) (出典 : Wikipedia : <http://ja.wikipedia.org>)

第2章では、多径間連続斜張橋の静的および耐震性を検討する。耐震性の向上と低コスト化を目的として、橋梁部材製作時の鋼板の組立てや溶接加工量の削減が有効であり、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（写真-1.2.5）。これら CFT 構造は複数の橋梁で上部工へ適用されている。我が国の施工実績を写真-1.2.6 から写真-1.2.8 に示す。今回は柱断面に 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な力を受ける。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と考えられる。

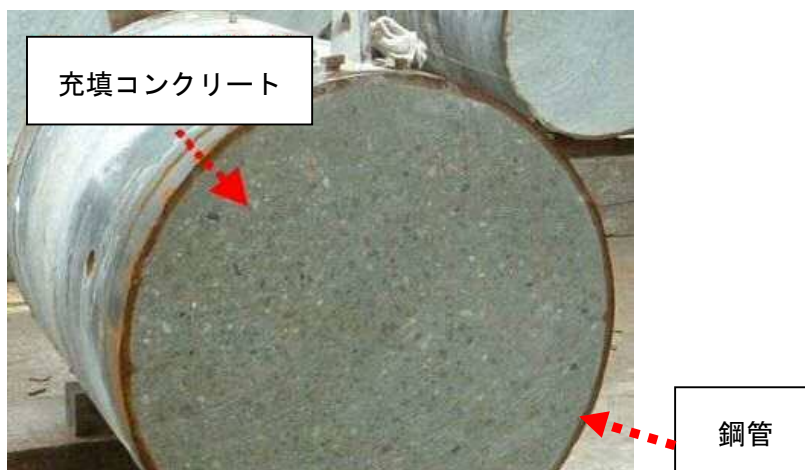


写真-1.2.5 コンクリート充填鋼管構造



写真-1.2.6 北陸道架道橋（新潟県、CFT 複合桁橋）



写真-1.2.7 新西海橋（長崎県，CFT アーチ橋）



写真-1.2.8 除沢川橋（長野県，CFT アーチ橋）

1.4.2 腐食した亜鉛めっき鋼線の疲労強度

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 割とされている。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。ニューヨーク市にあるウイリアムズ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-1.2.9)。我が国においても、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-1.2.10)。本橋では破断鋼線は発見されなかったが、我が国でも中小吊橋では鋼線が腐食し破断した事例もある(写真-1.2.11)。

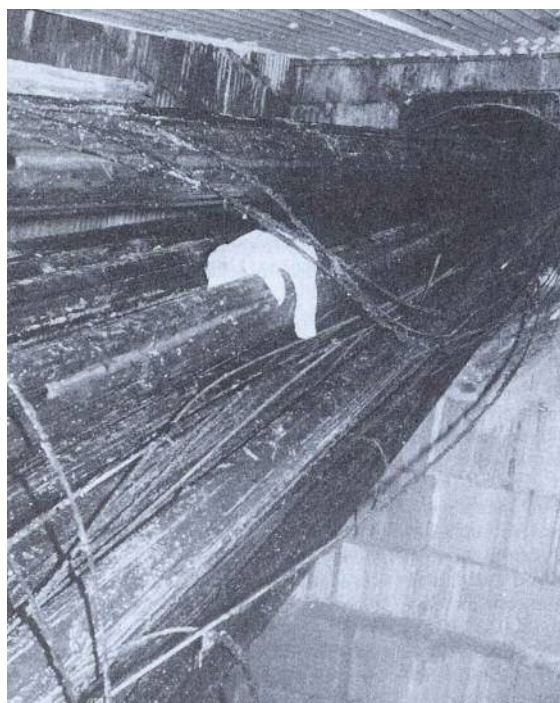


写真-1.2.9 吊橋アンカレッジ内部の破断ワイヤー



写真-1.2.10 因島大橋ケーブルの腐食



写真-1.2.11 吊橋ケーブル定着部の腐食ケーブル

第3章では、吊形式橋梁において主要部材となる橋梁用ケーブル（橋梁用亜鉛めっき鋼線）の腐食と疲労に関する研究である。ケーブルの腐食により引張応力の低下が明らかにされている。

これらのケーブルは橋梁用亜鉛めっき鋼線を束ねた構成となっている。この鋼線を人工的に腐食させ、その腐食形状を計測した。またその腐食した鋼線で疲労試験を行い、腐食形状と疲労の関係性を研究した。これらの研究は今後の維持・メンテナンス方法の開発に寄与する研究である。

1.4.3 部分補剛アーチ橋の終局強度

鋼橋を構成する主桁、横桁、トラス部材やアーチ部材などは、薄い鋼板を溶接して製作される。これらの鋼部材の弱点は座屈である。一般的には、コンクリート部材は剛性が高いため座屈することはないが、鋼部材は圧縮力が作用すると面外方向に座屈しやすい。座屈には種々の形態があるが、大別すると構造部材の一部が座屈する局部座屈と構造物全体が座屈する全体座屈に分類できる。写真-1.2.12、写真-1.2.13 は、いずれも阪神淡路大地震時の座屈の一例であるが、写真-1.2.12 はウェブ下端の部分座屈を、写真-1.2.13 は橋桁全体が崩壊した事例である。また、米国のミネアポリスで生じたトラス橋の全体座屈による崩壊したが、写真-1.2.14 に崩壊前を、写真-1.2.15 に崩壊後を示す。



写真-1.2.12 鋼桁の局部座屈事例



写真-1.2.13 神戸大地震により崩壊した鋼桁

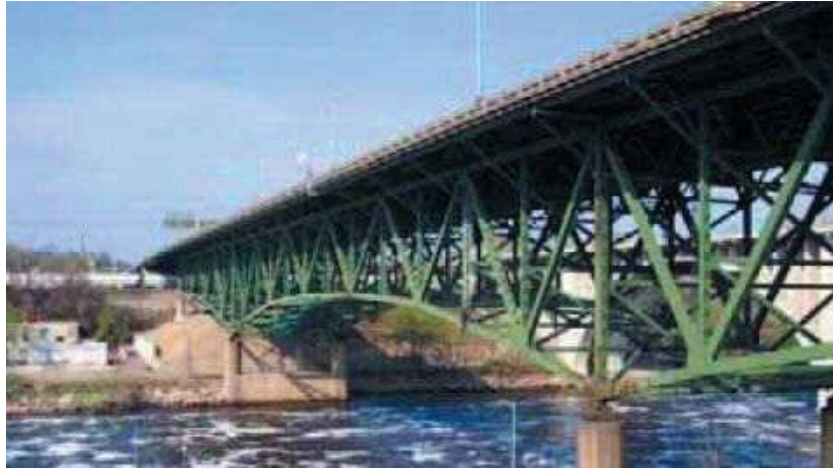


写真-1.2.14 崩壊以前の米国ミネアポリスのトラス橋



写真-1.2.15 崩壊後の米国ミネアポリスのトラス橋



写真-1.2.16 新豊橋

以上のように、構造物の全体座屈強度あるいは終局強度を把握することは極めて重要である。しかも、従来には実績が乏しい新しい橋梁形式に関しては注意を有する。写真-1.2.16は、新形式のアーチ橋である。一見、通常のアーチ橋に見えるが、基本は桁橋であり、曲げモーメントが卓越する支間中央付近を部分的にアーチで補剛した新形式橋梁である。従来の箱桁橋と比べて桁高を低くすることができ、またアーチライズを比較的強く抑えることにより、周辺へ圧迫感を与えることなく、景観にも優れる。従来のローゼ橋は、補剛桁とアーチ部材の双方で曲げモーメントを分担する補剛アーチ橋で、アーチ部材と補剛桁の間にケーブルを配置したニールセン・アーチ形式が特長である。この新形式橋梁では、主桁とアーチの交点である隅角部が支間中央側に配置されるため、アーチ・リブには軸力のみならず、従来のローゼ橋よりも大きな曲げモーメントが生じることが懸念される。

第4章では、新形式である部分補剛アーチ橋の構造特性および終局強度に関する研究成果を詳述した。鋼橋を構成する主桁、横桁、トラス部材やアーチ部材などは、薄い鋼板を溶接して製作されるため座屈しやすく、構造物の崩壊を惹き起こす可能性がある。したがって、構造物の全体座屈強度あるいは終局強度を把握することは極めて重要である。しかも、従来には実績が乏しい新しい橋梁形式に関しては注意を有する。研究対象の部分補剛アーチ橋は新形式のアーチ橋であり、一見通常のアーチ橋に見えるが、基本は桁橋であり、曲げモーメントが卓越する支間中央付近を部分的にアーチで補剛した新形式橋梁である（図-1.2.17）。従来の箱桁橋と比べて桁高を低くすることができ、またアーチライズを比較的強く抑えることにより、周辺へ圧迫感を与えることなく、景観にも優れる。しかし、その全体座屈強度は未知であり、構造物全体の崩壊が懸念される。そこで、構造部材をファイバー要素に分割したうえで、全体構造の大変形弾塑性解析を実施し、全体座屈強度に関し検討した。

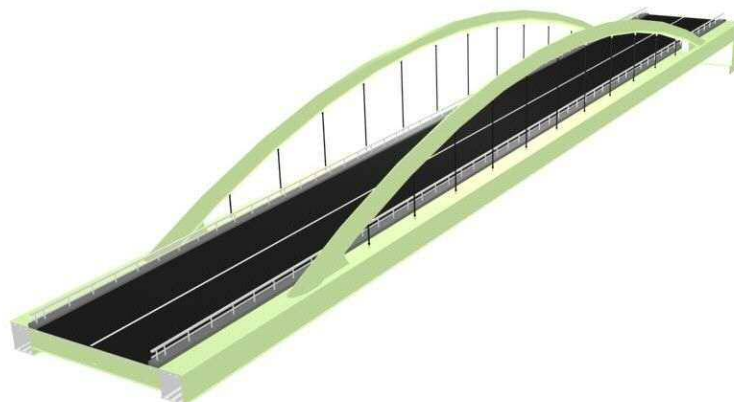


図-1.2.17 CFT 補剛アーチ橋

その結果, アーチ径間が短いほどアーチリブに曲げが卓越するため主桁のアーチリブによる補剛が効果的ではなく, 桁に作用する曲げモーメントおよび軸力が大きいことを見出した. また, アーチライズの変化により曲げモーメントにはほとんど影響は見られないが, 軸力はアーチライズが高くなるほどアーチリブによる補剛効果が高くなり, 最大で 30%程度減少することを見出した. 終局限界時の設計断面力に対し, 部材破壊の安全性の照査を実施した結果, 本形式は構造的および耐力的に実現可能であることを見出した. さらに, 基本ケースおよび初期不整を有する 3 ケースについて弾塑性有限変位解析により全体座屈強度を検討した. その結果, 両者ともにアーチリブが面外座屈することにより終局状態に達するが, アーチリブに初期不整がある場合は, 初期不整がない場合より小さい荷重で全体座屈が生じることを見出した.

第 5 章は結論であり, 各章で得られた知見をまとめた. さらに, 吊り形式橋梁に関する今後の課題と展望についても述べた.

参考文献

- 1) M. Virlogeux.: Bridges with multi-span cable-stayed spans, Structural Engineering International, Journal of IABSE, Vol.11, No.1, 61-81 (2001).
- 2) 中村俊一：鋼・コンクリートの合成主塔の長大吊橋への適用，構造工学論文集，Vol.46A, pp.1315-1324 (2000).
- 3) 中村俊一，加藤孝志：鋼・コンクリートの合成主塔の斜張橋への適用，構造工学論文集，Vol.48A, pp.1131-1138 (2002).
- 4) Shunichi Nakamura, Yutaka Okamoto, Akihiro Manda : STATIC AND SEISMIC ANALYSIS OF NEW STEEL/CONCRETE HYBRID TOWERS FOR MULTI-SPAN CABLE-STAYED BRIDGES, Proceedings of IJSSD Symposium 2009 Hong Kong, pp.60-67, 2009.12
- 5) Yutaka Okamoto, Shunichi Nakamura : Static and seismic studies on steel/concrete hybrid towers for multi-span cable-stayed bridges, Journal of Constructional Steel Research, Vol.67, pp.203-210, 2011
- 6) 岡本裕，中村俊一：合成主塔を用いた多径間連続斜張橋の静的および地震時挙動に関する研究，東海大学紀要工学部，Vol.53, No.1, pp.41-48, 2013
- 7) Yutaka Okamoto, Shunichi Nakamura : STRUCTURAL CHARACTERISTICS OF MULTI SPAN CABLE-STAYED BRIDGES, Proceedings of the MJIT-JUC Joint International Symposium 2013, pp.1-4, 2013
- 8) Yutaka Okamoto, Shunichi Nakamura : Static and seismic analysis of multi-span cable-stayed bridges with steel and CFT towers, Proceedings of the IABSE Nara Conference 2015, pp.1-8, 2015
- 9) Barton, S., Vermaas, G., DUBY, P., West, A. and Betti, R.: Accelerated corrosion and embrittlement of high strength bridge wire, Journal of Materials in Civil Engineering, ASCE, Vol.12, No.1, pp.33-38, 1996.
- 10) 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.
- 11) 鈴木恵太，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，No.65, No.3, 776-783, 2009.

- 12) Nakamura, S. and Suzumura, K. : Hydrogen embrittlement and corrosion fatigue of bridge wires, *Journal of Constructional Steel Research*, Elsevier, Vol.65, Issue 2, 269-277, 2009.
- 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疲労特性, 土木学会論文集A, No.62, No.3, 614-622, 2006.
- 14) 三木千壽 : 鋼構造, 5.6 疲労強度に対する切り欠き効果, 共立出版, 2000.
- 15) Pilkey, W. and Pilkey, D.: *Peterson's Stress Concentration Factors*, John Wiley & Sons, New Jersey, USA, 2008.
- 16) Miki, C., Nishimura, T., Tanabe, H. and Nishikawa, K. : Study on estimation of fatigue strength of notched steel members, *Proc. Of JSCE*, No.316, 153-166, 1981.
- 17) 古家彦彦, 北川 信, 中村俊一, 鈴木恵太, 聖生守雄 : 吊橋ケーブルの腐食機構に関する研究, 土木学会論文集, No.637/VI-45, pp.103-114, 1999.
- 18) 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.
- 19) Nakamura, S. and Suzumura, K.: Environmental factors affecting cable corrosion, *Journal of Materials in Civil Engineering*, ASCE, Vol.16, No.1, 1-7, 2004.
- 20) 高橋稔彦, 樽井敏三 : 橋梁ケーブル用高強度亜鉛めっき鋼線の開発, 製鉄研究, No.332, pp53-58, 1989.
- 21) ユーリック H.H., レヴィー R.W. : 腐食反応とその制御 (第3版), 産業図書, 1994.
- 22) 日本鋼構造協会 : 鋼構造物の疲労設計指針・同解説, 指針・解説/設計例/資料編, 1993.
- 23) 岡本裕, 中村俊一, 鈴木恵太 : 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
- 24) 田中寛泰, 中村俊一, 井上浩男, 羽田大作 : 鋼管桁を用いた吊り形式橋梁の構造と耐風特性, 土木学会論文集 No.805/VI-69, pp.91-103 (2005).
- 25) 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).
- 26) 栗原廣行, 田邊喜久夫, 宮脇崇泰, 徳山岩男, 山本信哉 : 宇品大橋上部工の施工, 橋梁と基礎, Vol.34, No.2, pp.8-16 (2000).
- 27) 北島治美, 長曾我部徹, 田村幸久, 高楊裕幸, 池田大樹, 高桑正直 : 新豊橋のデザインと施工, 橋梁と基礎, Vol.41, No.5, pp.5-11 (2007).

- 28) 保坂鐵矢, 西海健二, 中村俊一: 圧縮強度およびヤング係数の異なるコンクリート系材料を充填した鋼管の曲げ性能に関する実験的研究, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.44A, pp.1565-1573 (1998).
- 29) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, I 共通編, II 鋼橋編 (2002).
- 30) 土木学会: 複合構造物標準示方書 (2010).
- 31) 土木学会: 複合構造物の性能照査例 (2006).
- 32) 土木学会: 鋼・合成構造標準示方書 (2007).
- 33) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 コンクリート橋編 (2002).
- 34) 岡本裕, 森屋圭浩, 田中寛泰, 中村俊一: CFT アーチリブを有する鋼箱桁橋の大変形弾塑性解析, 東海大学紀要工学部, Vol.50, No.2, pp.115-122, 2010
- 35) Yutaka Okamoto, Shunichi Nakamura, Hiroyasu Tanaka, Yoshihiro Moriya: Study on steel box girder bridges partly stiffened by CFT arch ribs, Journal of Constructional Steel Research, Vol.70, pp.28-35, 2012

第2章

多径間連続斜張橋の静的および耐震特性

2.1 はじめに

近年、多径間連続斜張橋は構造的にも景観的にも優れており注目を浴びている。フランスの Millau Bridge¹⁾（ミヨー橋）は、7主塔8径間からなる多径間連続斜張橋の代表例である。本論文では、この多径間連続斜張橋の主塔に、新しいタイプの鋼とコンクリートを用いた合成主塔を適用し、その静的および耐震性を検討する。

この合成主塔の基本構造は、矩形の二重鋼殻内部にコンクリートを充填したサンドイッチ構造である。鋼殻内部に充填されたコンクリートは、周囲からの拘束力によるコンファインド効果によって、強度増加が期待できる。また、鋼板の変形は内部に満たされたコンクリートに制限されるので、座屈耐力も向上する。



写真 2.1.1 フランス Millau Bridge（ミヨー橋）

したがって、この合成主塔は、高い耐力と圧縮強度を持ち、延性にも優れる合理的な構造であると期待される。このような合成柱を吊橋や斜張橋などの高主塔に実際に用いられた実績はないが、中村らは構造的にも経済的にも実現可能であることを見出している^{2),3)}。

本論文では、はじめに、活荷重の载荷パターンの違いによる主塔の挙動について静的解析を実施する。多径間連続斜張橋では、活荷重分布の位置により、主塔の曲げモーメントや変位が影響されるが、これらに関する既往の研究は少ない¹⁾。また、主塔の高さが変形と曲げモーメントに与える影響について調べるために、主塔高さの異なる 3 ケースのモデルに関しての検討も行う。さらに、この合成主塔に関する安全性は、限界状態設計法を用いて照査する。

次に、多径間連続斜張橋に適用された合成主塔の地震時の挙動について検討する。Millau Bridge（ミヨー橋）では主塔が高く、地震国において本形式を採用するためには耐震設計が不可欠である。本研究では、とくに桁の主塔位置における橋軸方向の支持方法に注目し、自由可動支承、リニア・バネ支承、バイリニア・バネ支承の 3 つの支持条件を用い、合成主塔の曲げモーメントおよび応答変位を比較した。地震波としては、レベル 1 およびレベル 2 設計地震動を用い、主塔の動的解析を実施する。さらに、合成主塔の復旧性照査も実施する。

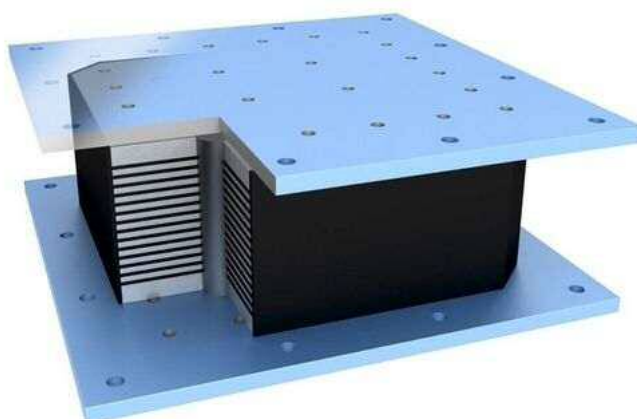


写真 2.1.2 バイリニア・バネ支承の例（鉛プラグ入り積層ゴム型免震支承）

2.2. 構造諸元

対象橋梁は、7主塔8径間の多径間連続斜張橋とし、橋長が1,400 m、支間長は100+6@200+100 mとした(図-2.2.1)。主桁は、片側2車線の全幅員18.8 m、高さ2.2 mの鋼床版箱桁(材質SM490Y)とした(図-2.2.2)。主塔は、高さ62.0 mの2面吊りH形主塔とし、主塔部材には板厚26 mmの二重矩形鋼管内部にコンクリートを充填させたサンドイッチ・タイプの合成構造を使用した(図-2.2.3, 図-2.2.4)。充填コンクリートは、設計圧縮強度30 N/mm²、単位体積重量23 kN/m³、ヤング係数 $E_c=28,000$ N/mm²、最大粗骨材寸法20mm、鋼とコンクリートのヤング係数比 $n=7$ とする高流度コンクリートを想定した。そして、3つの主塔高さの違いによる挙動を調べるため、主塔下部高さが15 m、50 m、100 mの3つのモデルを使用した(図-2.2.5)。なお、今回は基本的な検討を目的としたため、3ケースとも主塔断面は同一とした。さらに、主塔は耐震性を向上させるための重要な役割を果たしており、鋼製主塔と矩形の2重鋼管殻の中にコンクリートを充填させたコンクリート充填鋼管(CFT主塔)の2種類を本論文で検討した。

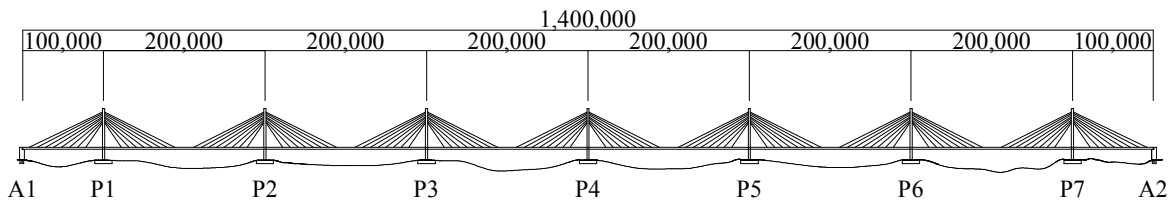


図-2.2.1 多径間連続斜張橋側面図

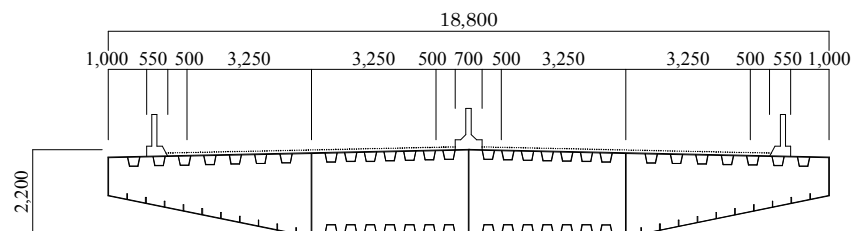


図-2.2.2 鋼床版断面図 (mm)

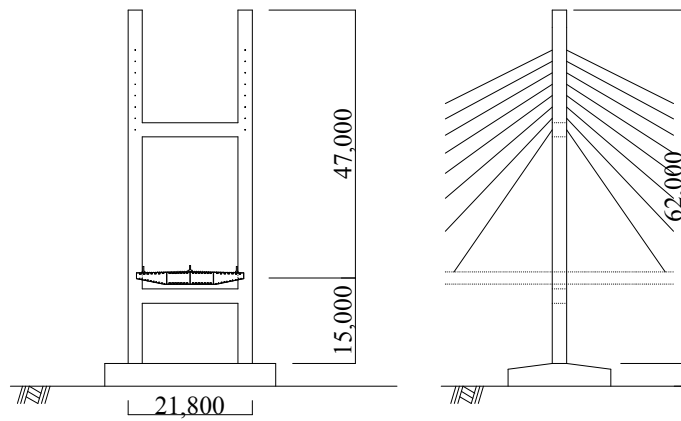
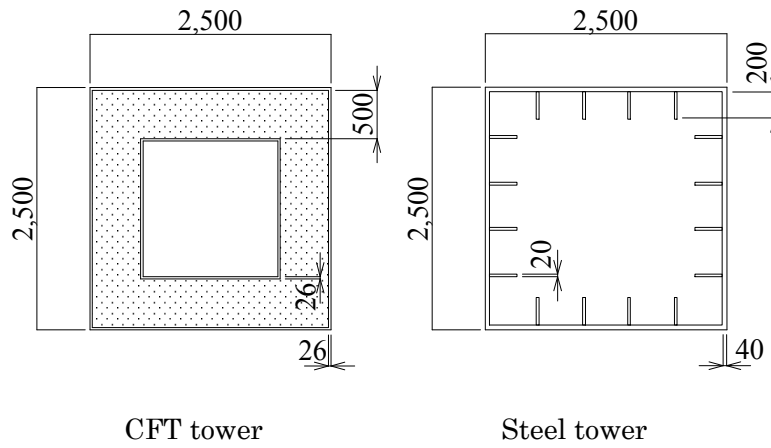


図-2.2.3 主塔側面図 (mm)



CFT tower

Steel tower

図-2.2.4 主塔部材断面図 (mm)

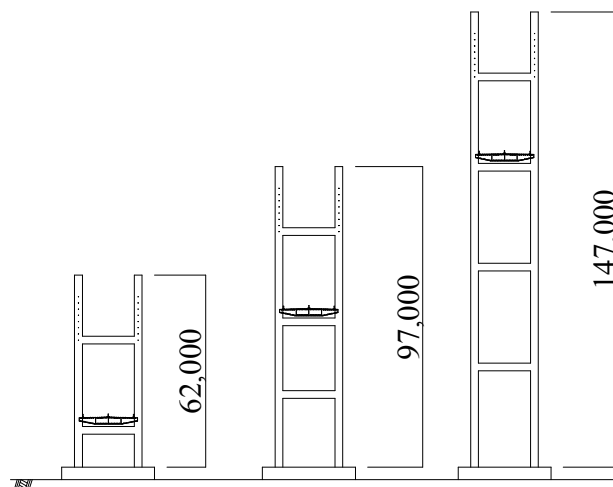


図-2.2.5 3つの高さの異なる主塔モデル

2.3 静的構造解析

2.3.1 解析方法

本章では、死荷重 (D) と活荷重 (L) の組み合わせに対して静的解析を行い、合成主塔の断面力と変位を求めた。活荷重は道路橋示方書⁴⁾に基づき、 p_2 を 3.5 kN/m^2 、 p_1 を 10.0 kN/m^2 とし、 10 m 幅で作用させた。そして、図-2.3.1 に示すような L1, L2, L3 の3つの活荷重パターンについて検討した。L1 は全載荷、L2 は主塔 P1-P2 間のみで載荷したもの、L3 は1径間おきに活荷重を載荷したものである。

これ以外にも多くの活荷重パターンは考えられるが、主塔に発生する変位および曲げモーメントに最も影響を及ぼすと考えられる代表的なこれらの3つのケースを選択した。静的解析の橋梁モデルは、桁は主塔上で全て水平方向に可動とした。

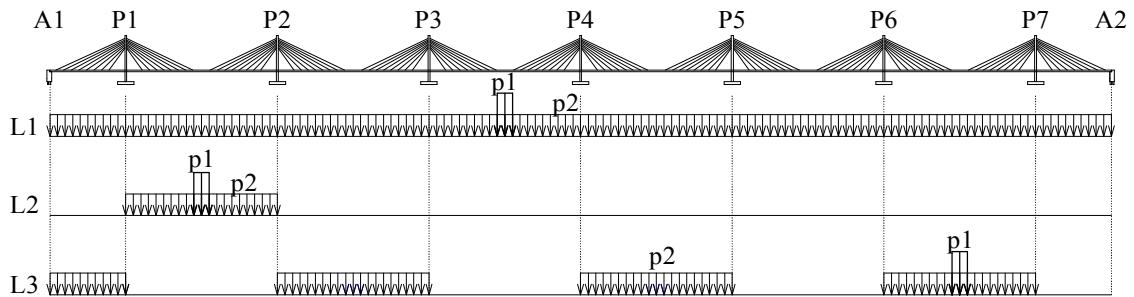


図-2.3.1 荷重パターン

2.3.2 解析結果

4つの主塔の変位を図-2.3.2に、曲げモーメントを図-2.3.3に示す。活荷重載荷ケースD+L3が、3つのケースで最も大きな塔頂変位および曲げモーメントを示した。これより、交互スパンに活荷重を載荷するケースが全スパン載荷ケースより厳しい状態であることがわかる。これは、交互スパンに載荷されると、スパン両側の主塔が対称方向に曲げられるからである。また、P1主塔は塔頂変位および基部曲げモーメントとも他の主塔より小さい。

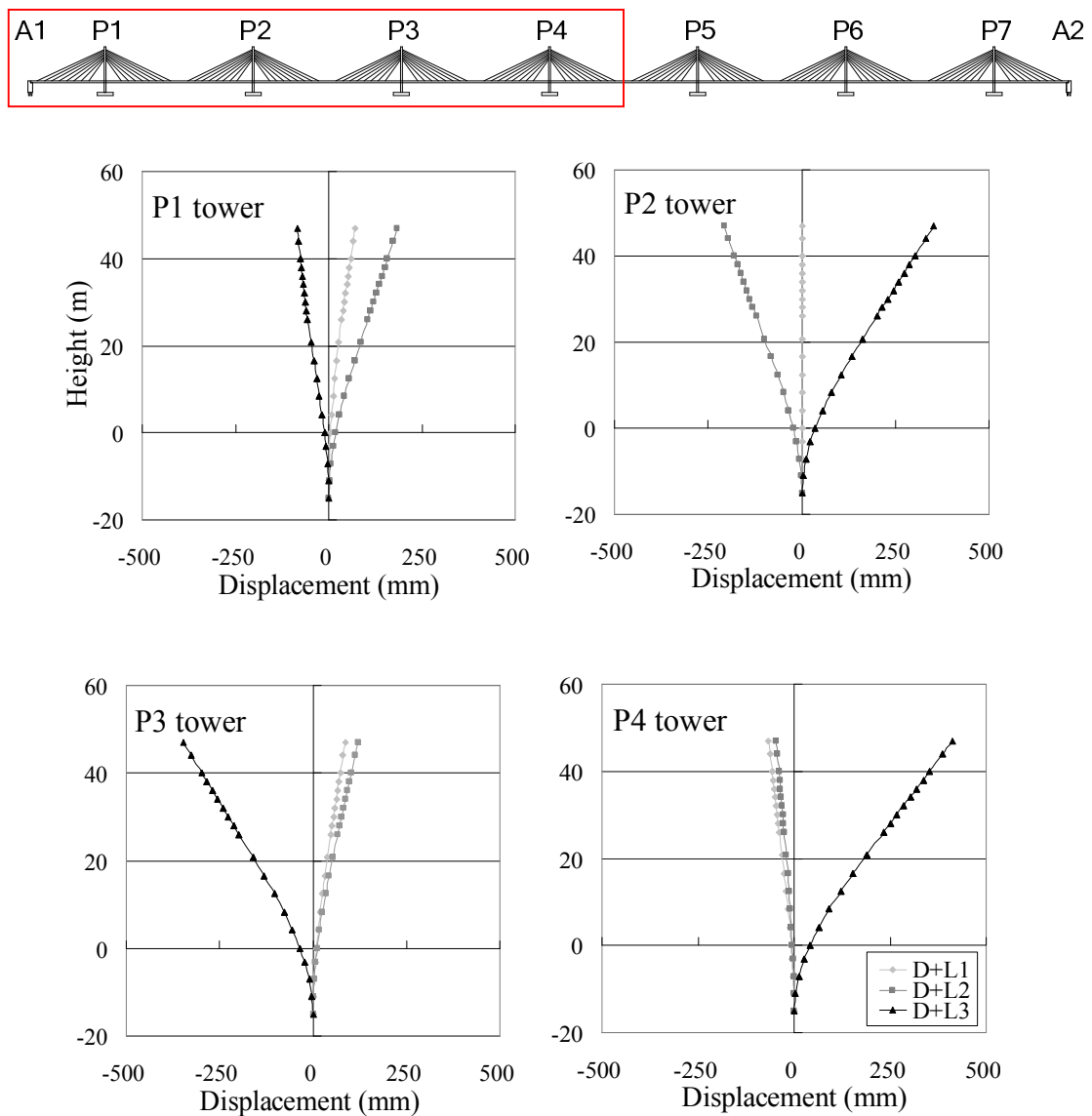


図-2.3.2 主塔 P1～P4 の変位図

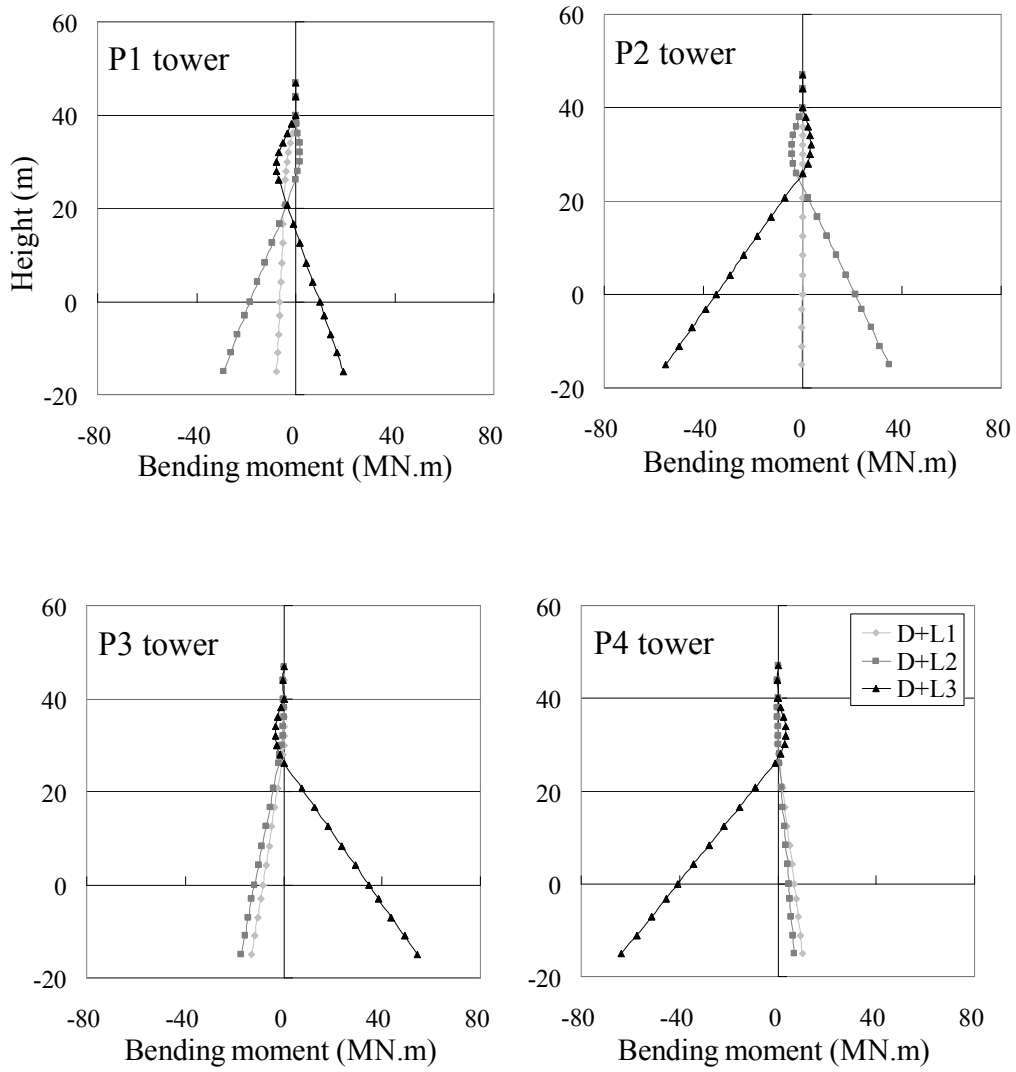
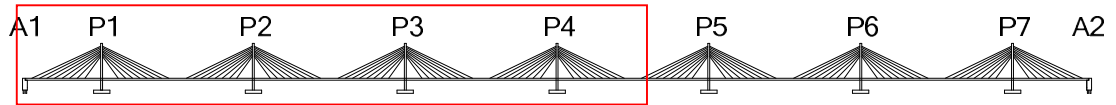


図-2.3.3 主塔 P1~P4 の曲げモーメント

次に、主塔高さの違いによる静的解析を行った。主塔高さを変化させた P3 と P4 主塔の塔頂変位および基部曲げモーメントを図-2.3.4 に示す。載荷荷重は D+L3 とした。本図によると、主塔が高くなるほど変位は大きくなる。一方、曲げモーメントは小さくなる。この傾向は P1, P2 も同様である。これは、主塔の曲げ剛性は主塔高さが低くなるにつれて小さくなり、変形が緩やかになるためであると考えられる。

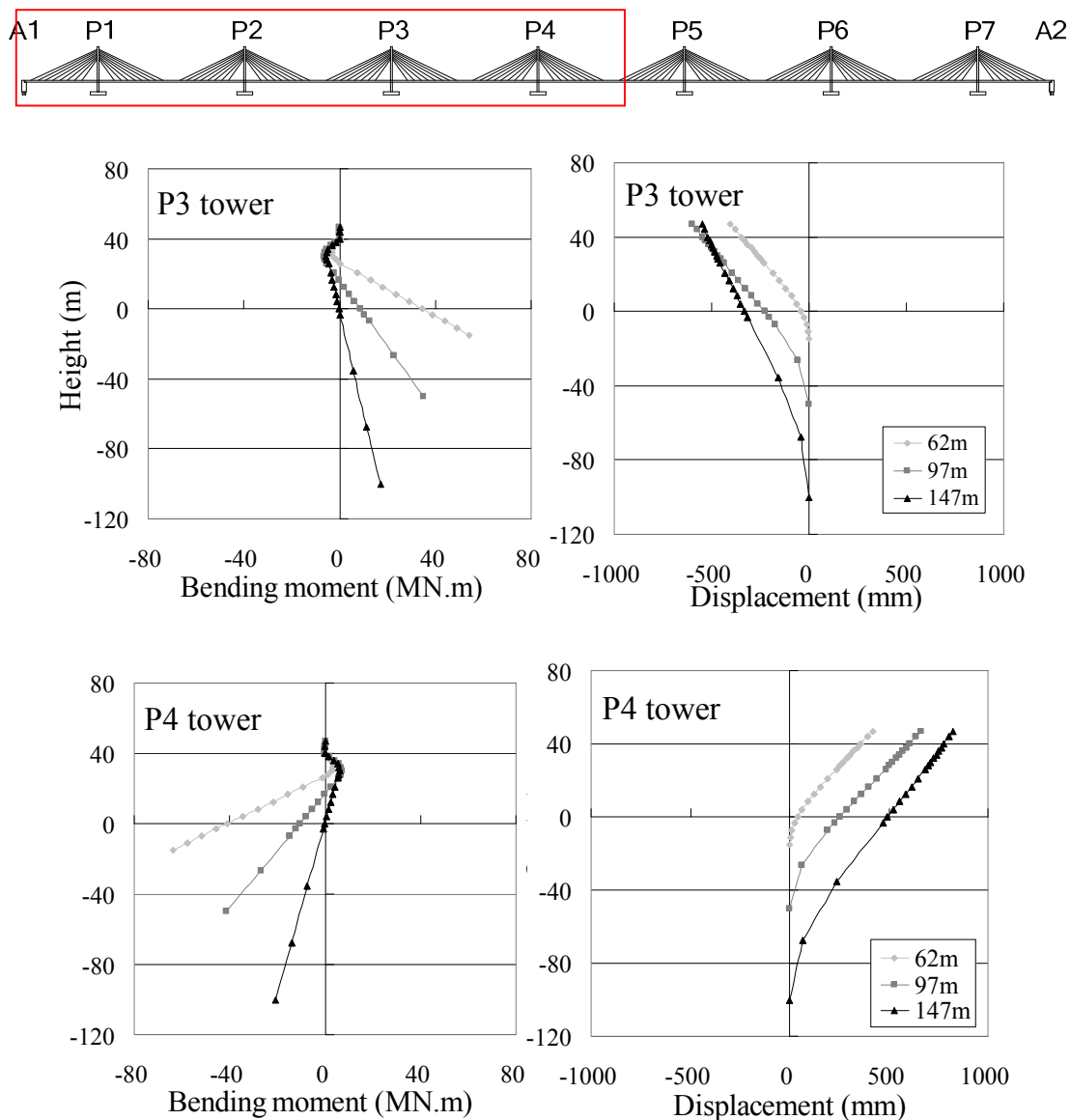


図-2.3.4 3つの高さの異なる主塔の変位および曲げモーメント (D+L3)

さらに、図-2.3.6及び図-2.3.7は、図-2.3.5に示すD+L1及びD+L2による2種類の主塔を用いたモデルの変形を示す。最大主塔変位にを比較するとD+L2は桁の垂直変位の影響を受け、D+L1に比べてわずかに大きくなっている。これは鋼製主塔がより柔軟であるため鉄塔の変位は、CFT桁のものよりもわずかに大きい。

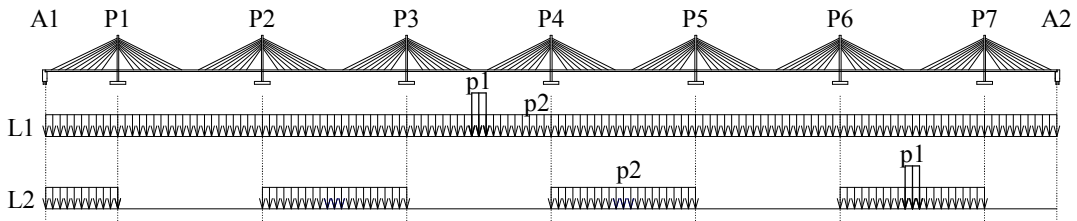


図-2.3.5 荷重パターン (鋼製主塔比較時)

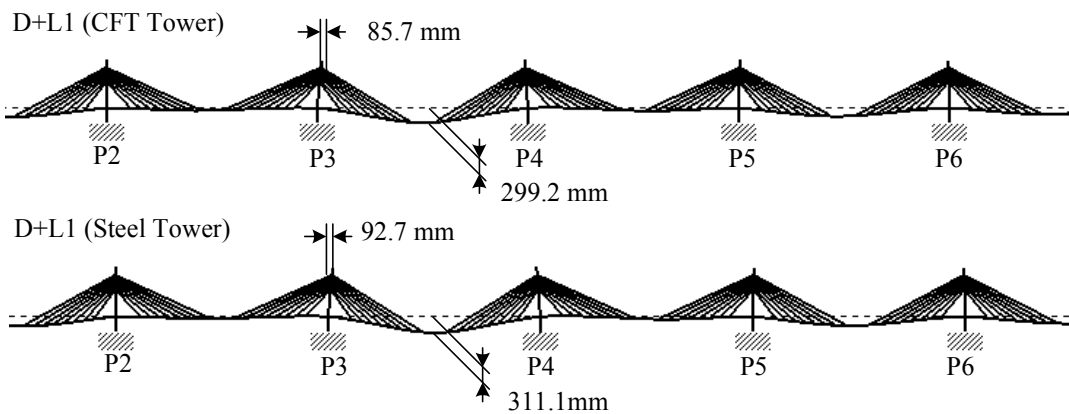


図-2.3.6 主塔および主桁の変形図 D+L1 (5000%)

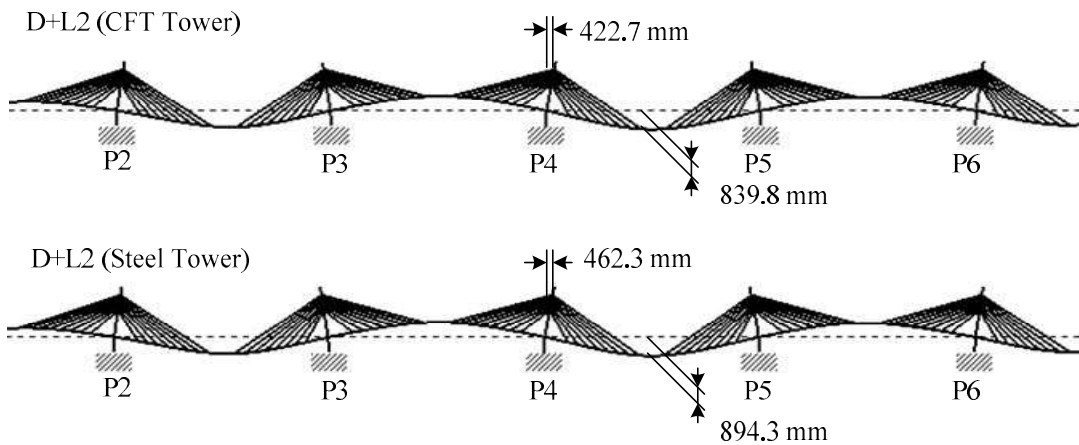


図-2.3.7 主塔および主桁の変形図 D+L2 (2000%)

図-2.3.8 及び図-2.3.9 は、鋼製主塔や CFT 主塔の P1～P4 主塔の曲げモーメントを示す。D+L2 の曲げモーメントは、径間交互に荷重を載荷した場合が、全径間に活荷重を載荷した場合よりも大きい傾向にあることがわかる。これは、P4 主塔基部で CFT 主塔の曲げモーメントが鋼製主塔よりも大きくなる。

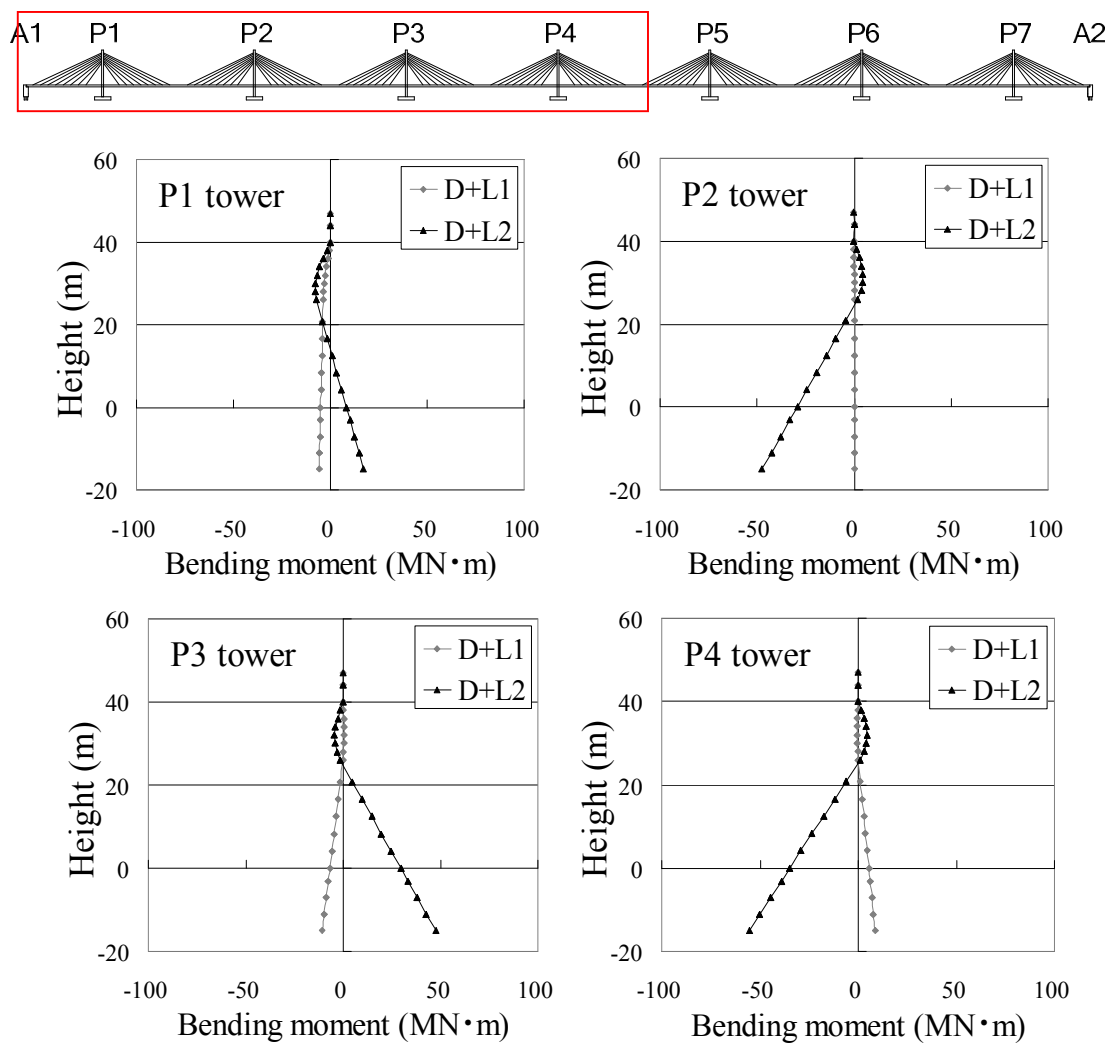


図-2.3.8 主塔 P1-P4 の曲げモーメント (鋼製主塔)

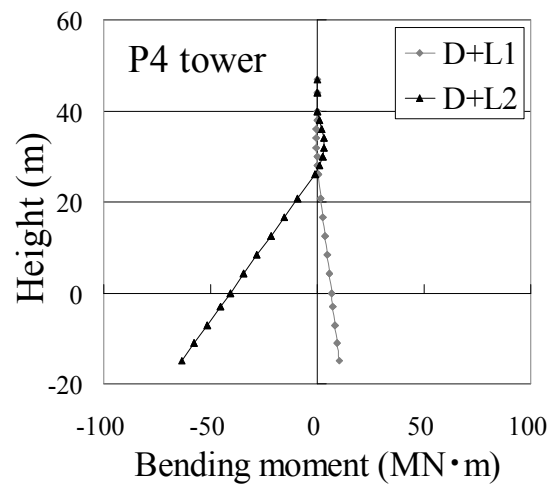
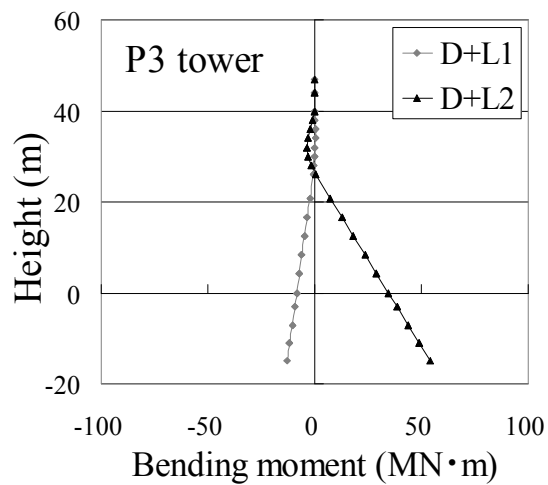
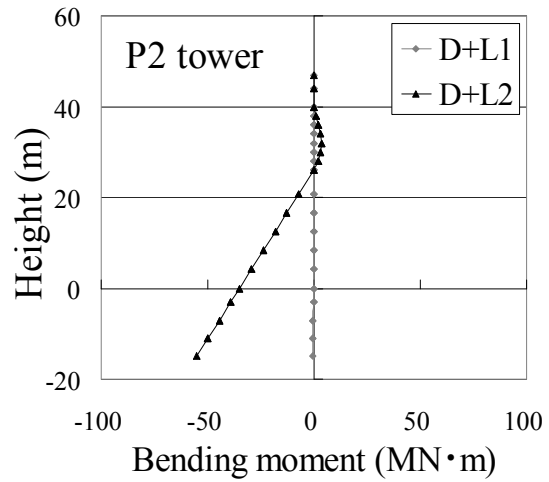
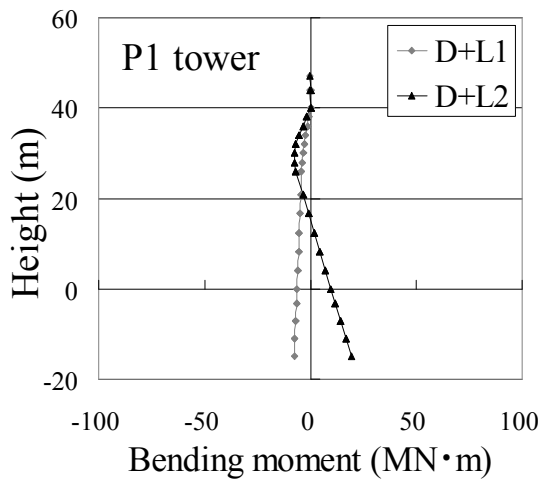
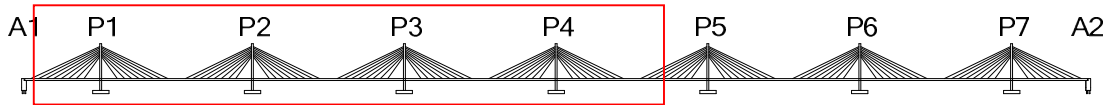


図 2.3.9 主塔 P1-P4 の曲げモーメント (CFT 主塔)

2.3.3 断面照査

合成主塔に関する安全性は、活荷重 (D+L3) 作用時に曲げモーメントが最大となる主塔 P4 において、限界状態設計法により照査した。主塔部材には、図-2.4.1 に示した鋼とコンクリートの構成則を用い、主塔断面をファイバー要素に分割して、この構成則を適用し、終局耐力を算出した。なお、鋼の降伏強度 f_{yd} は 355.0 N/mm^2 、コンクリートの設計圧縮強度 f'_c は 30.0 N/mm^2 とした。具体的な部分安全係数は複合構造物標準示方書⁵⁾ および複合構造物の性能照査例⁶⁾ に示されている値を用いた。安全係数および P4 主塔の照査結果を表-2.3.1 に示すが、安全照査値を満たしている。なお、せん断力に対しては鋼板 (ウェブ) のみで抵抗すると仮定しており、安全であることを確認した。なお、この手法により断面照査された合成主塔が鋼製または RC 主塔に比較して経済的に有利であることは、既往の研究により明らかにされている³⁾。

表-2.3.1: 照査に用いる安全係数

荷重係数 γ_f		荷重修正係数	構造解析係数	材料係数 γ_m		部材係数 γ_b		構造物係数	主塔基部 照査結果	
D	L	ρ_f	γ_a	Steel	Concrete	Steel	Concrete	γ_i	eq.(1)	eq.(2)
1.1	1.2	1.65	1.0	1.05	1.3	1.1	1.15	1.1	0.97	0.21

$$\gamma_i \left(\frac{M_d}{M_{ud}} \right) \leq 1.0 \dots \text{eq.(1)}$$

$$\gamma_i \left(\frac{N_d}{N_{oud}} \right) \leq 1.0 \dots \text{eq.(2)}$$

ここに、

M_d : 設計曲げモーメント, M_{ud} : 設計曲げ耐力, N_d : 設計軸方向圧縮力,

N_{oud} : 設計軸方向圧縮耐力の上限値

$$N_{oud} = \frac{\kappa(0.85 \cdot f'_{cd} \cdot A_c + f'_{sud} \cdot A_s)}{\gamma_b}$$

$$\kappa = 1.0 \quad (\lambda \leq 0.2), \quad \kappa = \eta - \sqrt{\eta^2 - \frac{1}{\lambda^2}} \quad (\lambda > 0.2)$$

$$\eta = \frac{1}{2} \left\{ \frac{1 + \alpha \sqrt{\lambda(\lambda - 0.2)}}{\lambda^2} + 1 \right\}, \quad \lambda = \frac{l_e}{\pi} \sqrt{\frac{f'_{syd} \cdot A_s + 0.85 \cdot f'_{cd} \cdot A_c}{E_s \cdot I_v}}$$

α : 初期不正に対する係数

l_e : 有効座屈長

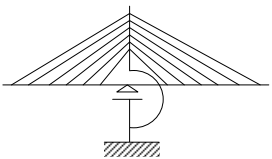
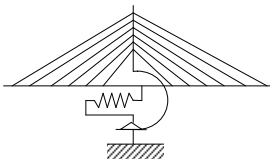
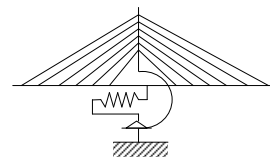
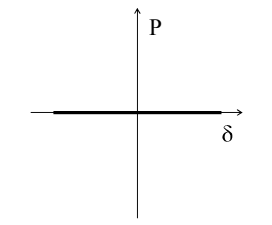
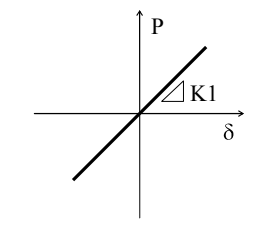
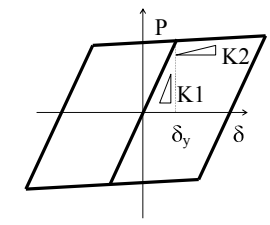
2.4 動的構造解析

2.4.1 解析方法

耐震解析では、主塔位置における主桁と主塔は 3 つの橋軸方向支持条件を仮定した（表-2.4.1）。すなわち、全可動支承（MOV）、リニア・バネ支承（LS）、バイリニア・バネ支承（BLS）の 3 つの支持条件とした。

全可動支承は、鉛直方向のみを支持し、水平方向および回転方向は拘束しない。また、リニア・バネ（LB）は積層ゴム支承を、バイリニア・バネ（BLS）は減衰機構付き積層ゴム支承を想定した。このバイリニア・バネ支承（BLS）はヒステリシス特性のエネルギー吸収性能を示し、振動を速やかに減衰させる効果と変形量を抑えることができる。なお、表-2.4.1 にはバネ定数も示したが、これは標準的な値を設定した。

表-2.4.1 桁と主塔の結合条件

		全可動支持 (MOV)	リニア・バネ (LS)	バイリニア・バネ (BLS)
結合モデル				
P-δ				
バネ定数	K ₁	—	11,000 kN/m	33,000 kN/m
	K ₂	—	—	4,950 kN/m

基礎を支える地盤はI種地盤を想定した。動的解析には道路橋示方書に基づく2つの地震波形を使用した。中規模地震を示すレベル1地震動(図-2.4.2)と、大規模地震を示すレベル2地震動である。ここでは、レベル1地震動に“kaihoku地震”, レベル2地震動には海洋型のI-I-2タイプを一例として採用した(図-2.4.3, 図-2.4.4)。鋼材とコンクリートの構成則は、図-2.4.1に示した非線形の構成則を用いた。

構造減衰は、主塔5%, 主桁2%, 地盤10%とした。地盤バネは、道路橋示方書⁴⁾の直接基礎の設計方法に基づき、硬岩で亀裂の少ない岩盤を想定して設計を行い、鉛直ばね定数を $7.67 \times 10^{10} \text{ kN/m}^3$, 水平ばね定数を $1.92 \times 10^{10} \text{ kN/m}^3$, 回転ばね定数を $2.07 \times 10^{12} \text{ kN} \cdot \text{m/rad}$ とした。上記条件をもとに、汎用の弾塑性解析プログラム(UCwin FRAME-3D)による時刻歴応答解析を実施した。なお、計算時刻刻みは0.01秒とした。

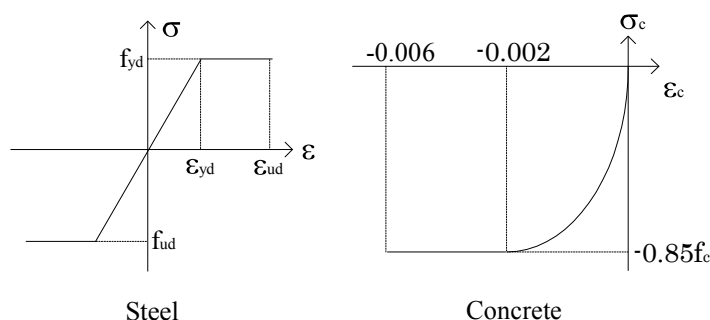


図-2.4.1 鋼・コンクリートの構成則

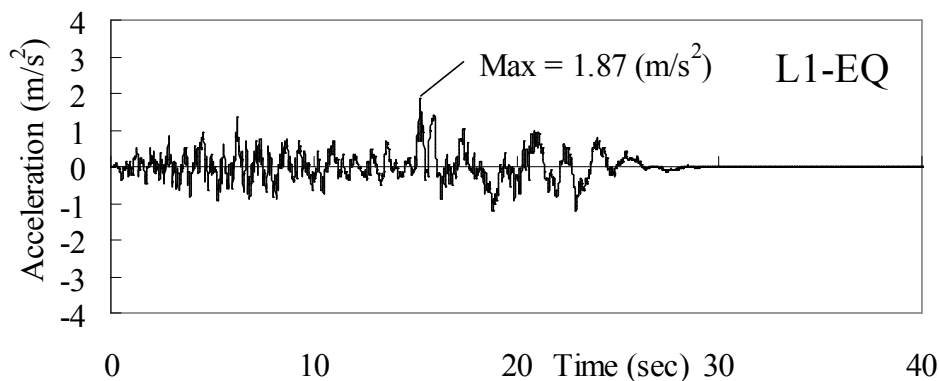


図-2.4.2 レベル1設計地震動(L1-EQ)

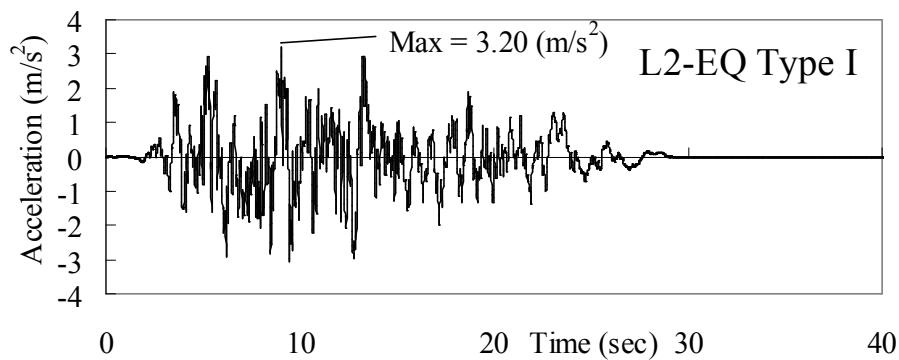


図-2.4.3 レベル 2 設計地震動 (L2-EQ Type I)

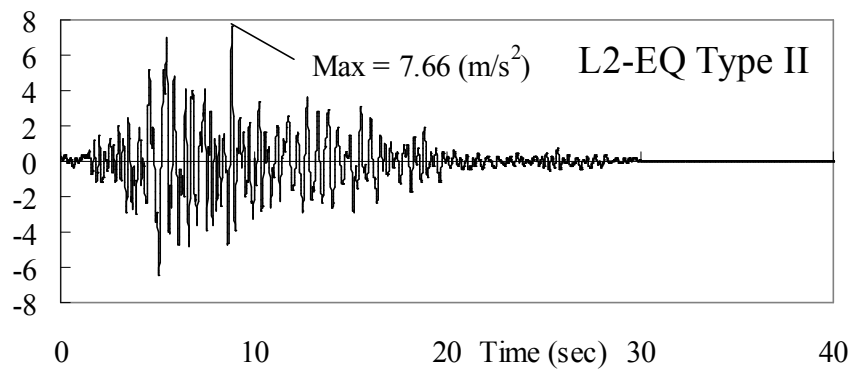


図-2.4.4 レベル 2 設計地震動 (L2-EQ Type II)

また、鋼製主塔と CFT 主塔の比較における動的解析には、H24 道路橋示方書に基づく地震波形を使用した。大規模地震を示すレベル 2 地震動である。ここでは、レベル 2 地震動には海洋型の I-I-2 タイプを一例として採用した (図-2.4.5)。

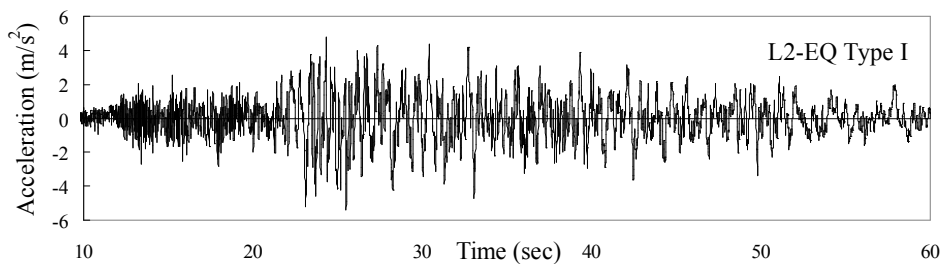


図-2.4.5 レベル 2 設計地震動 (L2-EQ Type I)

2.4.2 解析結果

レベル2 設計地震動における主塔 P4 塔頂部の時刻歴応答変位の結果を図-2.4.6 に示す。これより、全可動支持 (MOV) で最も大きな変位を生じ、バイリニア・バネ (BLS) では非常に小さい変位に抑えられていることが理解できる。図-2.4.7 は主塔 P4 基部における曲げモーメントの時刻歴応答値であるが、これに関してもバイリニア・バネ (BLS) が他の2つの支持条件と比較して非常に小さく、バイリニア・バネ (BLS) は効率的にエネルギーを逸散する可能性があることが理解できる。なお、種々のバネ定数については次節のパラメトリック・スタディーで考察する。主塔基部での曲げモーメントと曲率に関するヒステリシス曲線を図-2.5.1 に示す。全可動 (MOV) およびリニア・バネ支承 (LS) においては紡錘形のエネルギー逸散を示すヒステリシス曲線が得られている。これは、鋼とコンクリートの弾塑性挙動を活かしたものであり、提案した合成主塔の利点のひとつである。一方、バイリニア・バネ支承 (BLS) の主塔基部でのヒステリシス曲線は小さい。

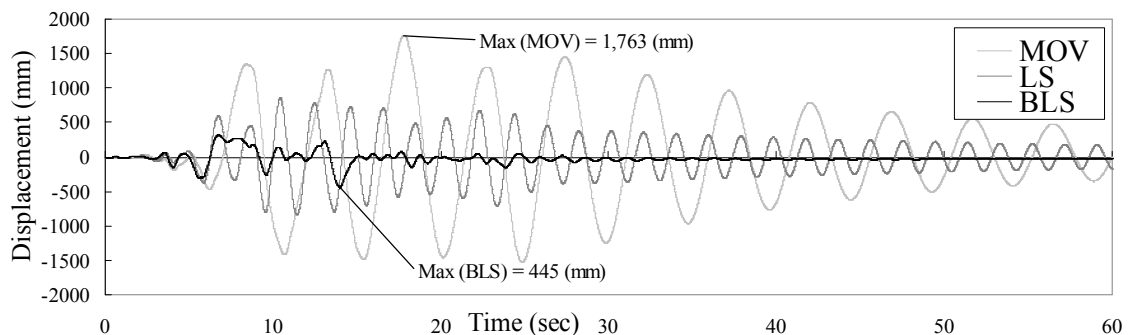


図-2.4.6 主塔 P4 塔頂部の時刻歴応答変位 (レベル2 地震動 Type I)

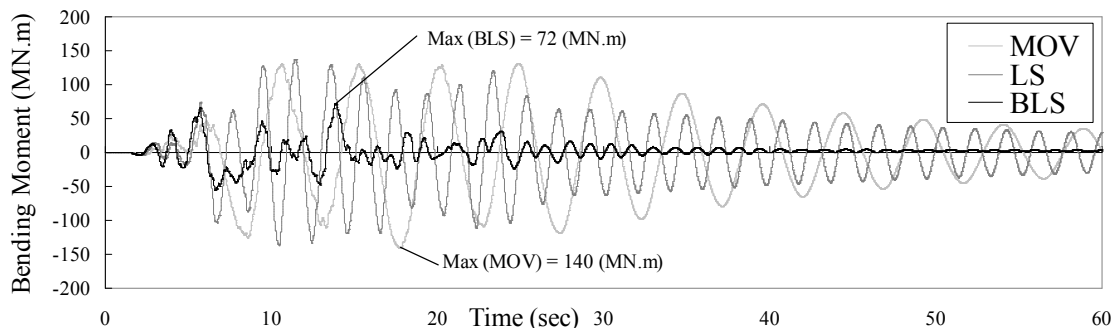


図-2.4.7 主塔 P4 基部 曲げモーメントの時刻歴応答値 (レベル2 地震動 Type I)

図-2.4.8 は、L2-地震波のタイプ I による P4 の CFT 塔の上部に橋軸方向の変位を示している。変位は全可動支持 (MOV) で最大、バイリニアスプリング (BLS) で最も小さくなる。図-2.4.9 に示すように P4 基部の曲げモーメントは、バイリニアスプリング (BLS) のとき、他の二つの支持条件よりもはるかに小さいことを示している。

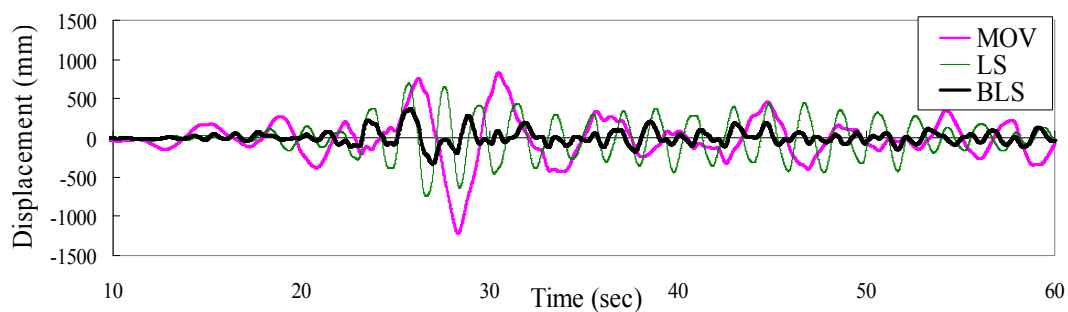


図-2.4.8 主塔 P4 塔頂部の時刻歴応答変位 (CFT 主塔, レベル 2 地震動 Type I)

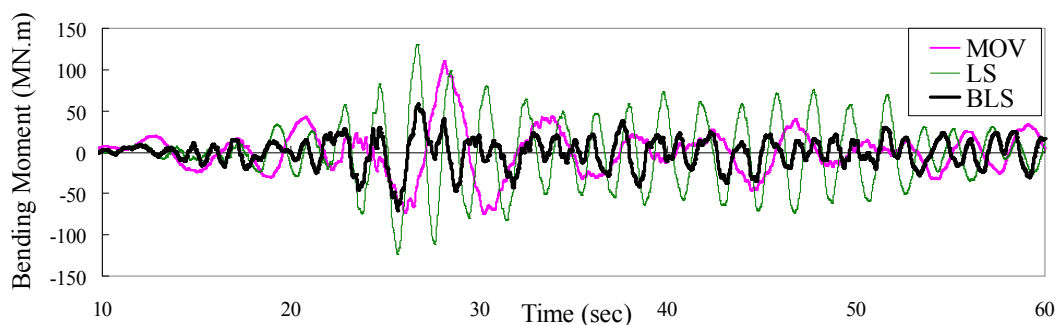


図-2.4.9 主塔 P4 基部 曲げモーメントの時刻歴応答値 (CFT 主塔, レベル 2 地震動 Type I)

図-2.4.10 は主塔 P4 塔頂部の鋼製主塔の変位を示す。バイリニアバネ (BLS) を用いた場合に最小値を示し、可動支持条件 (MOV) のときに最大値を示した。また、図-2.4.11 は、主塔 P4 基部の曲げモーメントを示す。バイリニアバネ (BLS) は、他の 2 つの支持条件よりもはるかに小さい値を示している。

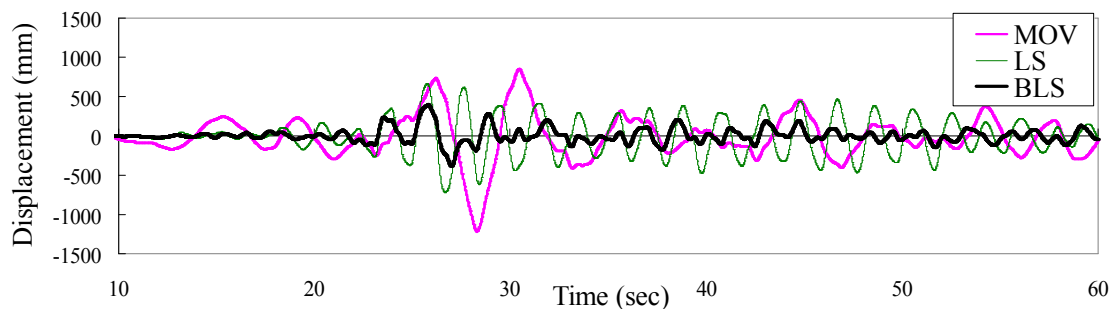


図-2.4.10 主塔 P4 塔頂部の時刻歴応答変位 (鋼製主塔, レベル 2 地震動 Type I)

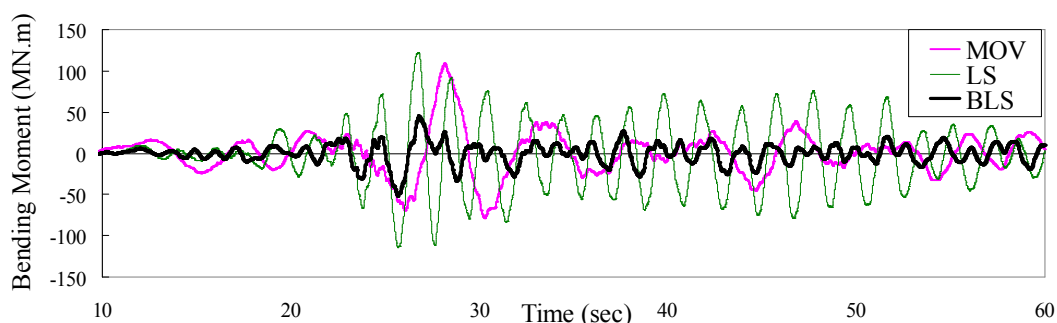


図-2.4.11 主塔 P4 基部 曲げモーメントの時刻歴応答値 (鋼製主塔, レベル 2 地震動 Type I)

表-2.4.1 は、鋼製主塔と CFT 主塔の変位、曲げモーメントと 3つの支持条件との最大値の比較を表す。これら支持条件から、MOV と BLS で最小と最大となる。また、鋼製主塔と CFT 主塔で大きな違いはありませんでした。

表-2.4.1 変位および曲げモーメントの最大値

		MOV	LS	BLS
最大変位 (mm)	鋼製主塔	1213.9	719.3	391.6
	CFT 主塔	1223.4	748.8	369.0
最大曲げモーメント (MN.m)	鋼製主塔	109.1	122.7	52.0
	CFT 主塔	110.2	130.7	70.3

3つの支承の P- δ 関係(支承に作用する水平力と水平変位)を図-2.5.2 に示す。これより、バイリニア・バネ支承 (BLS) そのものがエネルギー逸散性能を有するため、やはり紡錘形のエネルギー逸散を示すヒステリシス曲線を示すことが理解できる。すなわち、図 2.5.1 および図-2.5.2 より全可動 (MOV) およびリニア・バネ支承 (LS) は鋼とコンクリートの弾塑性構成則に基づくエネルギー逸散を、バイリニア・バネ支承 (BLS) では支承そのもののエネルギー逸散を期待できる。

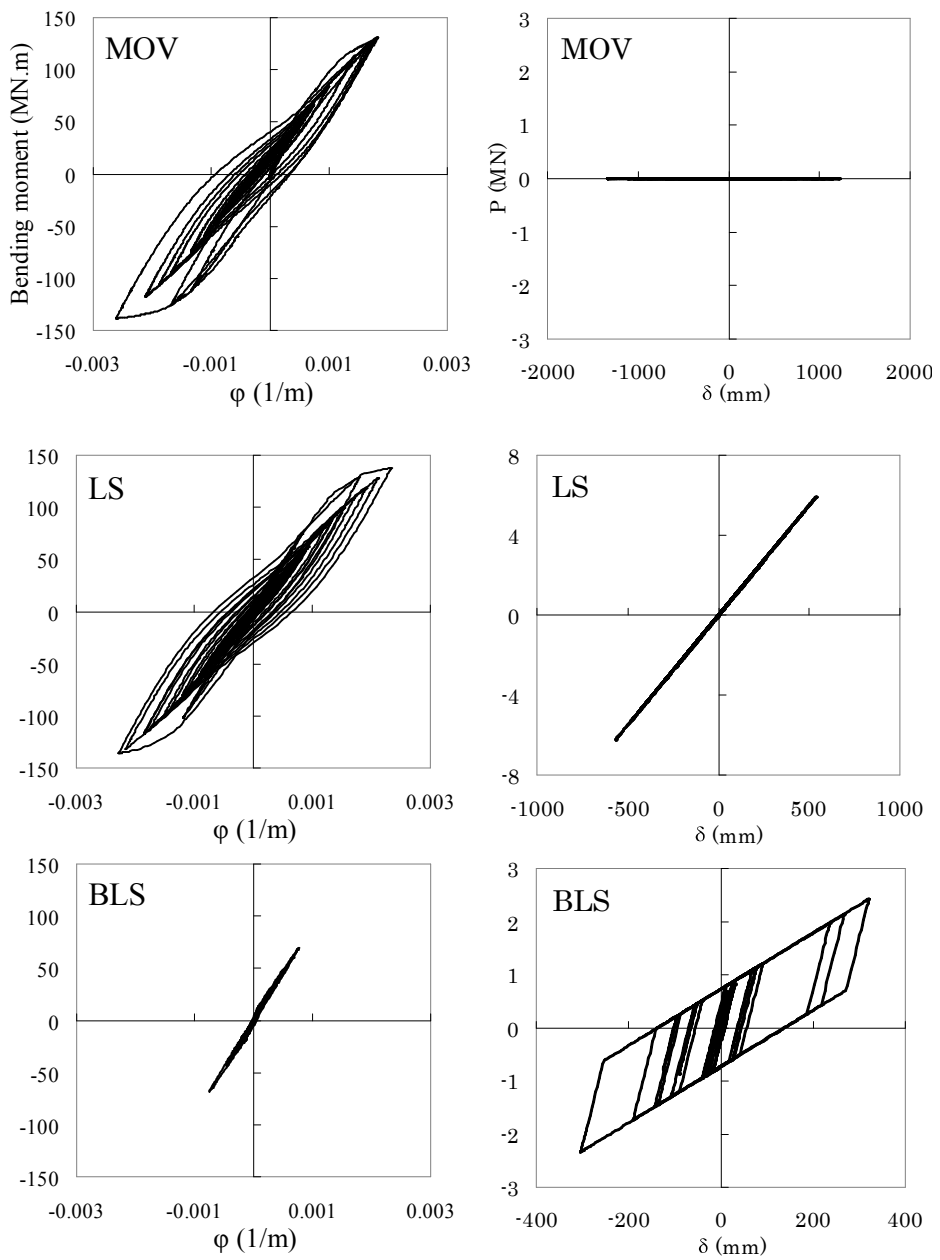
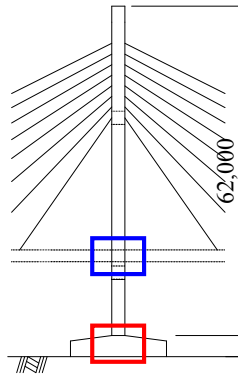


図-2.5.1 主塔 P4 基部の M- ϕ 曲線

図-2.5.2 主塔 P4 の支承 P- δ 曲線

2.5. パラメトリック・スタディー

本節では2つの異なる設計地震波（図-2.4.4, 図-2.4.5）、支承のせん断剛性（K1, K2）や降伏点の変化による応答値の影響について検討した。

最初に、異なる2つの地震動による影響を表-2.5.1に示す。これより、レベル2地震動(L2-EQ)の設計地震波形の最大加速度はレベル1地震動(L1-EQ)の約1.72倍大きい（図-2.4.4, 図-2.4.5）のに対し、レベル2地震動(L2-EQ)の応答値はレベル1地震動(L1-EQ)に比べて約4.0倍も大きいことがわかる（表-2.5.1）。

また、レベル2地震動(L2-EQ)タイプIIの設計地震波形の最大加速度はタイプIの約2.0倍大きいにもかかわらず（図-2.4.4, 図-2.4.5）、タイプIIの応答はタイプIのものよりはるかに小さい（表-2.5.1）。これは、レベル2地震動(L2-EQ)のタイプIの卓越周波数が、構造モデルの固有周波数により近いために共振したためであると考えられる。ここに、構造モデルの固有周波数は、全可動支持(MOV)で0.261Hz、リニア・バネ(LS)で0.551Hz、バイリニア・バネ(BLS)で0.780Hzとなる。さらに、バイリニア・バネ(BLS)の応答値はすべての場合で小さいことがわかる。これは、バイリニア・バネ(BLS)支承そのものがエネルギー逸散性能を有するためである。

設計地震動	全可動支持 (MOV)			リニア・バネ (LS)			バイリニア・バネ (BLS)		
	L1-EQ	L2-EQ		L1-EQ	L2-EQ		L1-EQ	L2-EQ	
		Type I	Type II		Type I	Type II		Type I	Type II
バネの最大変位 (mm)	347	1,394	472	140	571	402	63	329	149
塔頂部の水平変位 (mm)	432	1,763	574	210	856	594	113	445	252
主塔基部の曲げモーメント(kN.m)	46,081	140,455	70,899	39,130	137,937	113,868	30,400	71,905	59,745
主塔基部のせん断力(kN)	1,097	3,766	4,150	2,107	8,648	7,410	1,984	4,199	4,275

表-2.5.1 パラメトリック・スタディー (L1, L2 地震動)

リニア・バネ支承 (LS) におけるせん断剛性 (K1) の違いによる影響を表-2.5.2 に示す。これより、リニア・バネ (LS) のせん断剛性 (K1) が増加するのに従って、塔頂変位は小さくなる。一方、基部の曲げモーメントおよびせん断力には大きな変化はない。

表-2.5.2 パラメトリック・スタディー (せん断剛性 K1 of LS)

K ₁ (kN/m) in LS	5,500	11,000	22,000	33,000
バネの最大変位 (mm)	920	571	318	277
塔頂部の水平変位 (mm)	1,299	856	626	595
主塔基部の曲げモーメント(kN.m)	146,014	137,937	133,299	140,013
主塔基部のせん断力(kN)	8,288	8,648	9,343	11,456

バイリニア・バネ (BLS) における K1 から K2 に変化する降伏点の違いによる影響を表-2.5.3 に示す。これより、バイリニア・バネ (BLS) の降伏点が増加するのに従って、塔頂変位は小さくなるのが理解できる。一方、基部の曲げモーメントおよびせん断力は大きな変化はなく、必ずしも降伏変位とは反比例しない。

表-2.5.3 パラメトリック・スタディー (降伏点 δ_y of BLS)

δ_y (mm) in BLS with K ₁ =33,000kN/m, K ₂ =4,950kN/m	15 mm	25 mm	35 mm
バネの最大変位 (mm)	441	321	302
塔頂部の水平変位 (mm)	589	438	435
主塔基部の曲げモーメント(kN.m)	86,178	69,483	75,860
主塔基部のせん断力(kN)	4,485	4,362	4,442

バイリニア・バネ (BLS) における 2 次せん断剛性 (K_2) の違いによる影響を表-2.5.4 に示す。これより、2 次せん断剛性 (K_2) が増加するのに従って、塔頂変位は小さくなり、基部の曲げモーメントおよびせん断力は大きくなるのが理解できる。

表-2.5.4 パラメトリック・スタディー (せん断剛性 K_2 of BLS)

K_2 (kN/m) in BLS with $K_1=33,000\text{kN/m}$, $\delta_y=35\text{mm}$	$0.10K_1$	$0.15K_1$	$0.20K_1$
バネの最大変位 (mm)	329	302	286
塔頂部の 水平変位 (mm)	445	435	427
主塔基部の曲げ モーメント (kN.m)	71,904	75,860	79,062
主塔基部の せん断力 (kN)	4,199	4,442	4,675

以上から、エネルギー逸散を示すヒステリシス曲線は、せん断剛性 (K_1 , K_2) および降伏点が増加するほど最大変位は小さくなるのがわかる。これらの結果は、本形式において高い制震効果が期待できるバイリニア・バネ (BLS) 支承を設計する上で重要な情報である。

2.6 復旧性照査

本節では本形式の復旧性に関する照査を行い、実用上問題ないことを示す。レベル 1 地震動は中規模地震であり、高速道路や国道などの重要な橋では損害がない性能を求められるため、部材は弾性域内にあるように設計される。一方、レベル 2 地震動 (L2) は、大規模地震であり、小さな損傷は許容されるが、緊急車両は修理なしで走行可能なように設計される。

ここでは、土木学会の複合構造物標準示方書⁵⁾ および複合構造物の性能照査例⁶⁾に基づき、復旧性に関する照査を実施した。すなわち、主塔基部の部材角に着目し、応答値が損傷レベルの制限値以内であることを確認した (表-2.6.1)。ここで、レベル 1 地震動に対する制限値は部材が降伏に達する値 (損傷レベル 1) を、レベル 2 地震動に対する制限値は部材が最大耐力に達する値 (損傷レベル 3) を用いた。図-2.6.1 には、レベル 2 地震動に対する部材角 θ の時刻歴結果を示した。本図より、3つの支承条件ともに応答値が制限値以内に入っていることがわかる。とくに、バイリニア・パネ (BLS) では主塔基部に発生する部材角は非常に小さい。

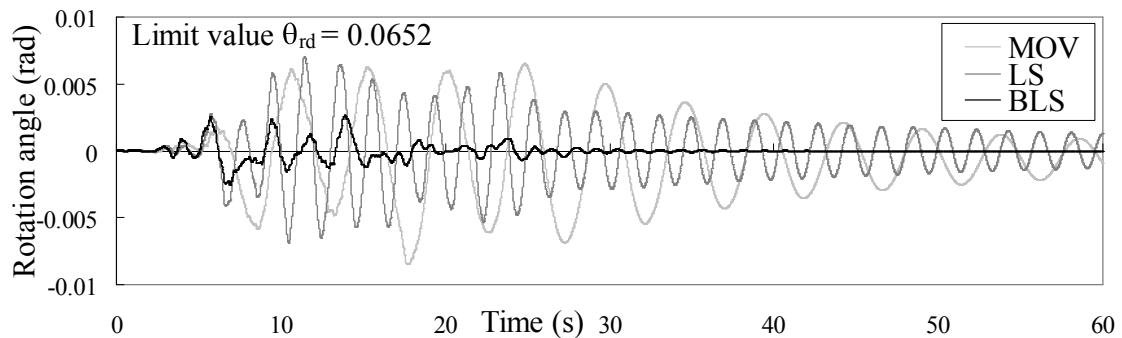


図-2.6.1 主塔 P4 基部の部材角 (レベル 2 地震動)

表 2.6.1 復旧性の照査 (MOV)

設計地震動	θ_d (rad)	θ_{rd} (rad)	γ_i	損傷レベル (DL)	$\gamma_i(\theta_d / \theta_{rd})$	照査結果
レベル 1 地震動 (L1-EQ)	0.0016	0.00799	1.00	1	0.20	OK
レベル 2 地震動 (L2-EQ)	0.0085	0.0652	1.00	3	0.13	OK

$$* \gamma_i \left(\frac{\theta_d}{\theta_{rd}} \right) \leq 1.0 \cdots \text{eq.(3)},$$

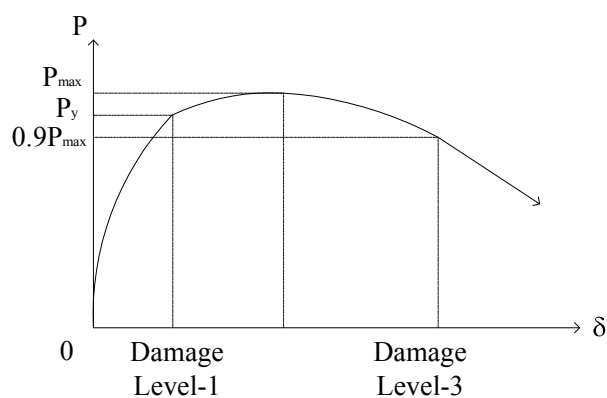
ここに,

θ_d : 主塔基部部材角

θ_{rd} : 制限値

γ_i : 構造物係数

DL: 損傷レベル



損傷レベル 1 : 健全性を損なわない性能 (耐震性能 1)

損傷レベル 2 : 機能回復が速やかに行える性能 (耐震性能 2)

損傷レベル 3 : 致命的とならない性能 (耐震性能 3)

図-2.6.2 P-δ 曲線と損傷レベル

2.7 まとめ

本論文では、鋼とコンクリートの合成主塔を提案し、多径間連続斜張橋に適用した。本合成主塔は、二重矩形鋼管内部にコンクリートを充填したサンドイッチ構造となっており、鋼板の座屈の抑制や、外側鋼管の拘束によるコンクリート強度の増加（コンファインド効果）、より良いエネルギー減衰性能を発揮し、優れた特性を持った合理的な構造である。本論文では、合成主塔の静的および耐震性の検討を実施し、以下の知見を得た。

- 1) 多径間連続斜張橋では、交互スパンに活荷重を載荷した方が、全スパンに活荷重を載荷したものに比べ、塔頂変位および主塔基部の曲げモーメントともに大きい。これは、交互スパンに載荷されると、スパン両側の主塔が対称方向に曲げられるためである。
- 2) 主塔高さを変えた検討により、主塔が高くなるにつれて塔頂変位は増加するが、基部の曲げモーメントは減少することが理解できた。これは、主塔が高くなるにつれて主塔の曲げ剛性が小さくなり、変形が緩やかになるためであると考えられた。
- 3) 合成主塔の地震応答をレベル2およびレベル1地震動で評価した。とくに桁と主塔の水平支持に着目し、全可動支承（MOV）、リニア・バネ支承（LS）、バイリニア・バネ支承（BLS）の3ケースを比較した。主塔頂部の応答変位と主塔基部の曲げモーメントは、全可動支承（MOV）で最も大きく、バイリニア・バネ支承（BLS）で最も小さくなった。
- 4) 2つの異なる設計地震波、支承のせん断剛性（ K_1 , K_2 ）や降伏点を変化させることによる応答値の影響についてのパラメトリック・スタディーより、バイリニア・バネ支承は本形式にとって高い制震効果がある可能性が高いことを見出した。
- 5) 主塔基部の部材角の応答値が損傷レベルの制限値以内に入っており、提案した合成主塔が復旧性能を満足することを確認した。

- 6) 鋼製主塔と CFT 主塔の静的解析は、活荷重載荷分布の異なる代表的な 2 パターンが、多径間連続斜張橋にどのように影響するかを明確にするため実施された。前述した結果と同様に両者とも交互スパンに活荷重を載荷した方が、主塔 P4 の塔頂変位および主塔基部の曲げモーメントが最大となる。そして、CFT 主塔の曲げモーメントは、鋼製主塔よりも大きいのに対し、鋼製主塔の変位は、CFT 主塔よりも大きい。これは、鋼製主塔が CFT 主塔よりも柔軟性があるためである。
- 7) 鋼製主塔と CFT 主塔の 2 つの異なる塔に対して、レベル 2 地震動による動的構造解析を行った。これらを主塔と桁をつなぐ 3 つの支持条件で比較した。それは、全可動支承 (MOV)、リニア・バネ (LS)、バイリニア・バネ (BLS) である。主塔 P4 塔頂部での応答変位と、基部の曲げモーメントでは、バイリニア・バネ (BLS) と可動支持条件 (MOV) で最大、最小であることがわかった。これは、地震エネルギーを逸散されるためである。鋼製主塔と CFT 主塔の間に大きな違いはありませんでした。

以上より、提案したコンクリート充填鋼管の合成主塔は多径間連続斜張橋に適用可能であり、バイリニア・バネ支承と組み合わせれば地震に対する抵抗力も高まると考えられた。

参考文献

- 1) M. Virlogeux.: Bridges with multi-span cable-stayed spans, Structural Engineering International, Journal of IABSE, Vol.11, No.1, 61-81 (2001).
- 2) 中村俊一：鋼・コンクリートの合成主塔の長大吊橋への適用，構造工学論文集，Vol.46A, pp.1315-1324 (2000).
- 3) 中村俊一，加藤孝志：鋼・コンクリートの合成主塔の斜張橋への適用，構造工学論文集，Vol.48A, pp.1131-1138 (2002).
- 4) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅰ共通編，Ⅱ鋼橋編 (2002).
- 5) 土木学会：複合構造物標準示方書 (2010).
- 6) 土木学会：複合構造物の性能照査例 (2006).
- 7) 土木学会：鋼・合成構造標準示方書 (2007).
- 8) Shunichi Nakamura, Yutaka Okamoto, Akihiro Manda : STATIC AND SEISMIC ANALYSIS OF NEW STEEL/CONCRETE HYBRID TOWERS FOR MULTI-SPAN CABLE-STAYED BRIDGES, Proceedings of IJSSD Symposium 2009 Hong Kong, pp.60-67, 2009.12
- 9) Yutaka Okamoto, Shunichi Nakamura : Static and seismic studies on steel/concrete hybrid towers for multi-span cable-stayed bridges, Journal of Constructional Steel Research, Vol.67, pp.203-210, 2011
- 10) 岡本裕，中村俊一：合成主塔を用いた多径間連続斜張橋の静的および地震時挙動に関する研究，東海大学紀要工学部，Vol.53, No.1, pp.41-48, 2013
- 11) Yutaka Okamoto, Shunichi Nakamura : STRUCTURAL CHARACTERISTICS OF MULTI SPAN CABLE-STAYED BRIDGES, Proceedings of the MJIT-JUC Joint International Symposium 2013, pp.1-4, 2013
- 12) Yutaka Okamoto, Shunichi Nakamura : Static and seismic analysis of multi-span cable-stayed bridges with steel and CFT towers, Proceedings of the IABSE Nara Conference 2015, pp.1-8, 2015

第3章

腐食した亜鉛めっき鋼線の疲労強度

3.1 はじめに

長大吊橋の主ケーブルは、多数の亜鉛めっき鋼線を平行に束ねたものであり、補剛桁を支える吊橋の命綱である。長大吊橋の祖であるニューヨークのブルックリン橋（写真-3.1.1.）では既に100年以上の実績があり、極めて長期の耐久性を有することが求められる。しかし、米国には多くの古い吊橋があるが、ほとんどの吊橋ケーブルが腐食し、破断した鋼線も発見されている。我が国においても因島大橋・大鳴門橋の吊橋主ケーブルを現地調査した結果、完成後わずか数年で主ケーブルが部分的に腐食していることが発見された。これらにも国内外において激しい腐食が発見されており、取り替えを余儀なくされた例もある。



写真-1.1.4 Brooklyn Bridge (1883年完成, New York City)

近年、国内外の吊り形式橋梁において、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^{1), 2)}。米国の一部の研究者は、腐食により発生した水素が亜鉛めっき高強度鋼線に吸蔵され、水素割れを起こした可能性が高いと考察している²⁾。ただし、破面の腐食生成物を除去せずに破面観察を行っており、しかも水素については脆化に關与する拡散性水素を評価しておらず、水素脆化と断定するには根拠が不十分であると思われる。

鈴木・中村・樽井は、米国で破断した亜鉛めっき鋼線を入手し、その破面解析を詳細に実施し、その破面を故意に製作した水素脆化破面および疲労破面と比較検討した³⁾。疲労破面は、孔食部から徐々に亀裂が伝播した平滑部があるのに対して、水素脆化の破面は凹凸が激しいという違いがあった。実破面は疲労破面に酷似し、水素脆化が關与した破面とは大きく異なることを明らかにしている。

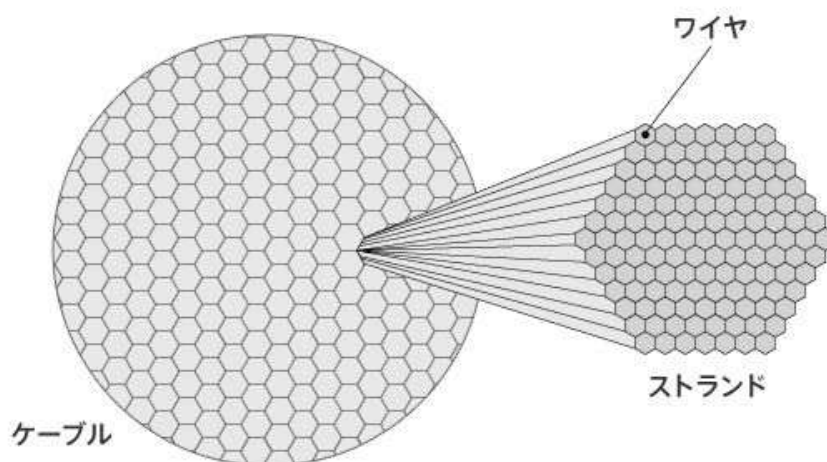


図-3.1.1 橋梁用ケーブル断面（明石海峡大橋）

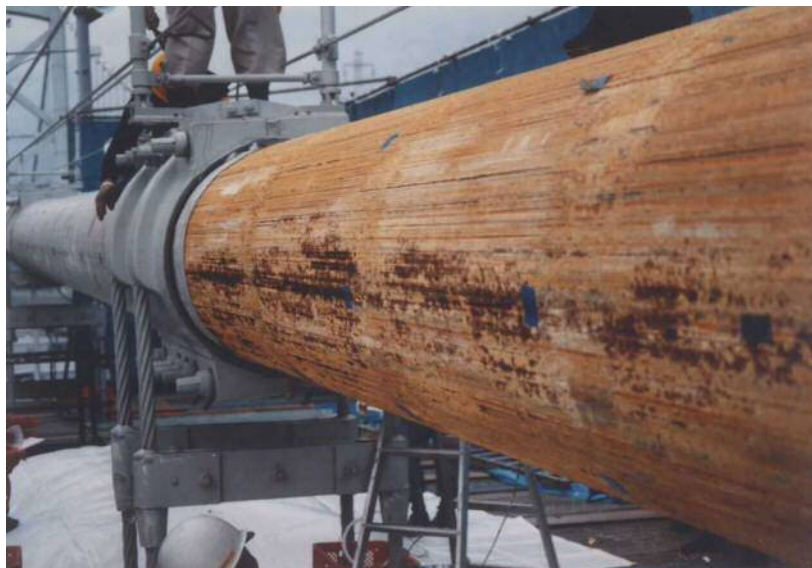


写真-3.1.1 橋梁用ケーブルの腐食事例



写真-3.1.2 橋梁用ケーブルの破断事例

また、鈴木・中村は、亜鉛めっき鋼線は腐食が進行しても拡散性水素濃度は増加せず 0.1～0.2 ppm 程度であり、この拡散性水素濃度は、水素脆化の影響が顕著になる限界拡散性水素濃度0.6 ppm に比べ十分に小さく、水素脆化による影響は小さいことを見出した^{4), 5)}。したがって、破断の原因は、腐食により発生した水素も影響するが、水素脆化が主因ではなく、腐食と疲労も関与した、腐食・疲労・水素の複合作用によると推定している(図-3.1.2)。

さらに、鈴木・中村・樽井は、腐食程度の異なる亜鉛めっき鋼線を作成し、それらの疲労試験を実施し、腐食度の影響、疲労試験を行う環境(乾燥および湿潤環境)の影響について検討している^{5), 6)}。その結果、腐食が進むにつれて疲労強度が低下し、さらに、湿潤下での疲労強度は乾燥下のものより低下する傾向が認められた。

一般的に、鋼板に繰り返し応力が作用する場合、表面の凹凸部に応力が集中し、疲労強度が低下することは良く知られている⁷⁾。種々の鋼板表面凹凸形状に対する応力集中係数は解析的にも求められている⁸⁾。また、三木らは表面に凹凸形状を人工的に付けた鋼板の疲労実験より、切り欠き形状が鋭いほど疲労強度が低下することを見出している⁹⁾。しかし、これらの過去の研究・知見は鋼板または鋼棒を対象としており、橋梁用の亜鉛めっき鋼線の疲労に関する研究は極めて少ない。

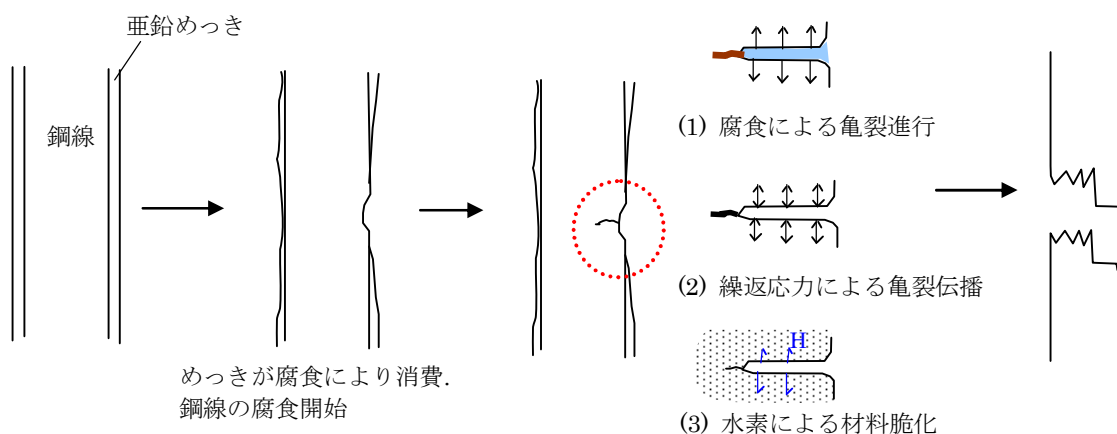


図-3.1.2 ワイヤの推定破断機構

さらに、鋼線表面に腐食によってどのような凹凸が生ずるか、すなわち腐食ピットの形状や分布に関しての研究もほとんど無い。したがって、腐食レベルと腐食ピットのサイズや分布の関係は明確でないのが実態である。

本論文では、まず、腐食促進させた橋梁用亜鉛めっき鋼線の表面粗度、すなわち腐食ピット、を測定することによって腐食レベルと腐食ピットのサイズの間関係を把握する。次に、人工的にこの腐食ピットをシミュレーションした亜鉛めっき鋼線試験体を作成し、繰り返し载荷試験を実施し、ピット深さや幅と疲労強度の間関係を明確にする。さらに、これらの結果を腐食鋼線の疲労強度と比較することにより、腐食ピット寸法や形状の影響および疲労強度低下のメカニズムを把握する。

3.2 疲労試験結果

本章では、著者が文献⁶⁾で実施した腐食した高張力亜鉛めっき鋼線の疲労試験結果の概要と考察を述べる。

3.2.1 腐食亜鉛めっき鋼線の製作

試験体とする亜鉛めっき鋼線は、引張強度が 1570 MPa 級で、直径が 5.09 mm の橋梁用高張力亜鉛めっき鋼線である。この亜鉛めっき鋼線は、JIS G 3502 ピアノ線 (SWRS77B 相当) を伸線加工した後、熱処理し、熔融亜鉛めっきして製造したものである。亜鉛めっき付着量は 300 g/m² 以上である。この亜鉛めっき鋼線は橋梁用ケーブルとして最も一般的に用いられているものである。

腐食促進するため、湿ったガーゼを亜鉛めっき鋼線に巻きつけ、常時湿った状態を保持するように、密閉容器に入れ、40 °Cの恒温室に保管した(写真-3.2.1)。これは湿ったガーゼを巻きつけることにより、腐食に必要な水と酸素が十分に供給される厳しい腐食促進方法である。この腐食促進方法は、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過去の研究で明らかにされている^{10), 11), 12)}。










写真-3.2.1 促進養生状況 (上：恒温室保管状況，下：ガーゼを巻きつけて腐食した状態)

3つの腐食レベルの亜鉛めっき鋼線の腐食外観を表-3.1.1 に示す。腐食レベル1の試験体は亜鉛の腐食生成物に覆われ、所々に点状の鉄さびの発生が認められる。腐食レベル2の試験体は亜鉛の腐食生成物に覆われ、局部的に鉄さびの発生が認められる。腐食レベル3の試験体はさらに腐食が進行し鉄錆発生面積が増大した状態である。レベル1まで腐食させるには約180日間、レベル2まで腐食させるには約250日間、レベル3まで腐食させるには約360日間を要した。また、腐食生成物を除去した後の亜鉛めっき鋼線の外観も表-3.1.1に示す。

熔融亜鉛めっきは、亜鉛層と亜鉛と鉄の合金層からなり、亜鉛層は銀白色に見え、合金層は黒く見える。腐食レベル1では亜鉛めっき層は残存しており、腐食による地鉄の腐食は認められなかった。腐食レベル2ではまだ所々に亜鉛や亜鉛と鉄の合金層が認められるが、局部的に地鉄の腐食が認められ、その部分は深くはないが窪んでいた。腐食レベル3では亜鉛めっきは腐食によりほとんど消費され、地鉄の腐食が局部的に進行し、表面に凹凸が生じていた。

表-3.1.1 腐食外観

腐食レベル	外観	腐食生成物を除去後の外観
新品		
1		
2		
3		

3.2.2 疲労試験方法

これらの試験体について、疲労試験を実施した。疲労試験機はアムスラー社製電磁共振型疲労試験機を用い、片振式引張疲労試験とした。

試験体の長さは350 mm 長とし、中央の100 mm 長部の両端を試験機に固定した。最小応力を500 MPa に設定し、応力範囲180~400 MPa、繰返速度64 Hz で実施した。通常の構造物疲労試験と違い、これまで亜鉛めっき鋼線単体の疲労試験は64Hz 程度の高速で実施されており、熱による影響は無視できるレベルと考えられている。なお、応力は亜鉛めっき鋼線の腐食度に関係なく亜鉛めっきを除く鋼の公称断面積(4.98 mm 径)あたりの応力として計算した。

通常の疲労試験は25℃、相対湿度45% RH で実施した。また、湿潤環境での疲労特性について調査するため、試験体を蒸留水で湿らせたガーゼで巻きつけ、シリコンゴム製チューブで覆い、常時湿った状態が保たれる環境下での疲労試験も実施した。両者の試験条件は前述した条件で統一した。

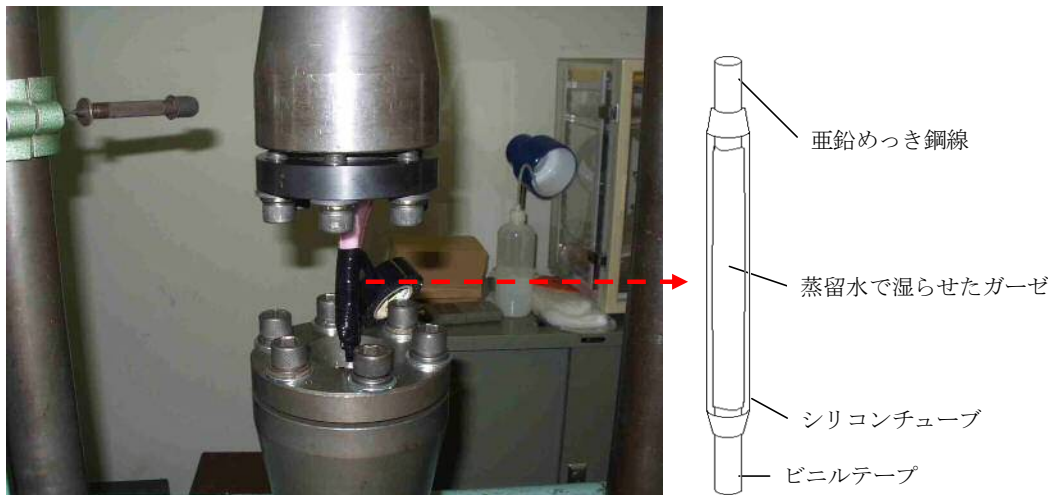


写真-3.2.2 疲労試験状況

3.2.3 腐食した亜鉛めっき鋼線の疲労強度

乾燥環境および湿潤環境における腐食レベル2の試験体のS-N曲線を図-3.2.1に示す。ここで、Dryは乾燥環境下での試験結果を、Wetは湿潤環境下における試験結果を示す。図中には過去に実施された新品の亜鉛めっき鋼線の実験結果¹³⁾も示す。新品試験体は、応力範囲400MPaに対し 10^7 回以上の繰り返しでも疲労破断しなかったが、腐食レベル2の亜鉛めっき鋼線では同じ400MPaに対し、約 5×10^5 回で破断するものが認められた。なお、既往の研究⁶⁾により腐食レベル1の試験体の疲労強度は新品試験体とほぼ同一であったため、ここでは対象外とした。これは、亜鉛めっき層のみの腐食では疲労強度は低下せず、鋼層が腐食してはじめて疲労強度を低下させるからである。

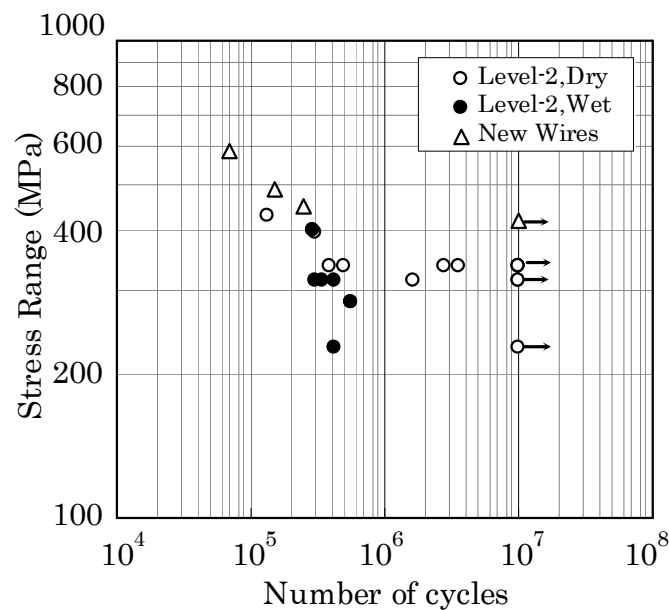
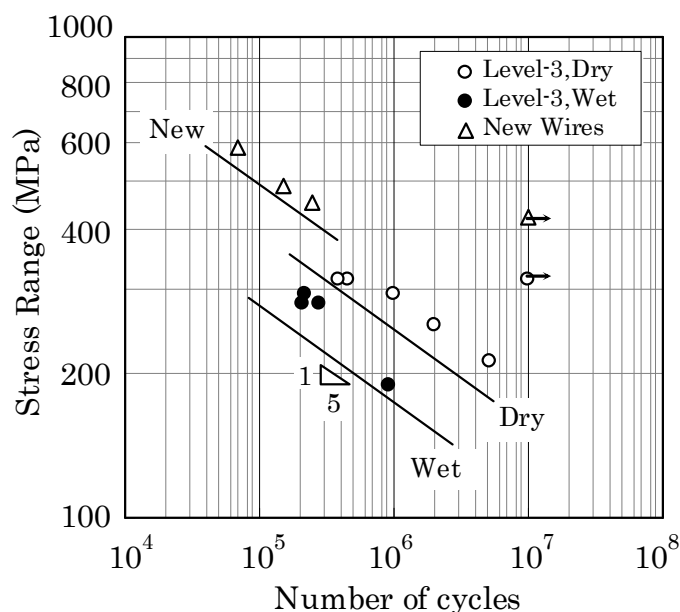


図-3.2.1 腐食レベル2の試験体のS-N関係^{5), 6)}

腐食レベル3の試験体のS-N曲線を図-3.2.2に示す。腐食レベル3（図-3.2.2）と腐食レベル2（図-3.2.1）の乾燥環境での値を比べると、応力範囲300 MPa付近において、腐食レベル2の繰返し数は 10^6 回以上であるが、腐食レベル3では 10^6 回以下で破断するものが認められた。したがって、新品の亜鉛めっき鋼線の疲労強度が最も高く、腐食が進むほど疲労強度が下がることが理解できる。

これらより、個々の試験片において腐食の大小に起因したばらつきはあるものの、腐食した亜鉛めっき鋼線において、亜鉛めっきが消費されて、地鉄の腐食が開始した時点から、腐食が進むほど疲労強度が低下したことがわかる。したがって、繰返し数 10^7 回以上でも破断しない応力範囲は、亜鉛めっきが残存し地鉄の腐食はほとんど発生していない初期材や腐食レベル1では400 MPa以上であるが、地鉄の腐食が開始した腐食レベル2やさらに地鉄の腐食が進行した腐食レベル3では300 MPaあるいはそれ以下になると推定される。



湿潤環境下（25℃，湿潤ガーゼ巻）における，腐食レベル2および腐食レベル3のSN曲線も図-3.2.1および図-3.2.2に示す．図-3.2.1に示す腐食レベル2でみると，応力範囲300MPa付近において，乾燥環境では 10^6 回以上であるのに対し，湿潤環境では 10^6 回以下である．図-3.2.2に示す腐食レベル3では，応力範囲300MPaにおいて乾燥環境では 10^6 回程度であるが，湿潤環境は 5×10^5 回以下である．このように，測定点が少なくばらつきはあるものの，腐食レベル2，腐食レベル3のいずれにおいても，乾燥した環境（25℃，45%RH）に比べて，湿潤環境での疲労強度が低下している傾向が認められる．湿潤環境における試験は乾燥環境と同様に64Hzで実施している．従って繰返し数500万回は約24時間程度に相当する．このような短い時間であるが，環境による違いが明確に認められた．

亜鉛めっき鋼線が湿潤環境で疲労強度が低下する現象は，低合金高張力鋼が湿潤環境での疲労強度が乾燥環境に比べ低下するというUhligの結果¹⁴⁾と同様である．鋼の強度が増加する程，応力に対する割れや亀裂の進展に対する感受性が高くなることが一般的に知られている．したがって，橋梁用亜鉛めっき高強度鋼線においても，乾燥環境と湿潤環境の違いにより疲労強度が大きく変化したものと推定される．

図-3.2.2に，新品および腐食レベル3試験体の疲労試験結果より推定した疲労設計曲線を示した．曲線勾配は参考文献¹⁵⁾のケーブル用疲労設計曲線に従い1/5とした．ただし，腐食疲労限についてはデータ数が少なく，明らかにはできなかった．

3.3 腐食粗度計測

本章では、疲労強度特性に大きな影響を与えると推定される腐食による粗度（腐食ピット）に注目し、亜鉛めっき鋼線にどのような腐食が生じているのかを詳細に調査する。ここでは、前章の腐食促進試験で得られた腐食レベル2と腐食レベル3の亜鉛めっき鋼線の腐食ピットの寸法と分布を測定した。

まず、腐食促進させた亜鉛めっき鋼線の腐食生成物を除去したのち、写真-3.3.1に示す計測機器を用いて、腐食ピットの寸法（長さ、幅、深さ）を計測した。なお、長さは鋼線の軸線方向のピット寸法を、幅は円周方向に展開したピット寸法を示す。測定した亜鉛めっき鋼線は20本であり、1本あたり深い腐食ピットより10個を選んでノギスで詳細に寸法計測し（写真-3.3.2）、これらをデータ整理した。腐食状況の一例を写真-3.3.3に示すが、これは同一の亜鉛めっき鋼線を円周上の4方向から撮影したものである。

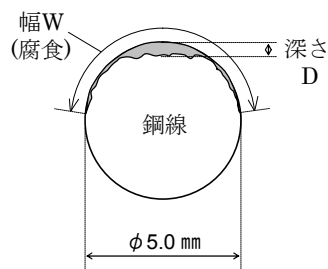


写真-3.3.1 粗度計測機器（腐食ピットの深さ計測）

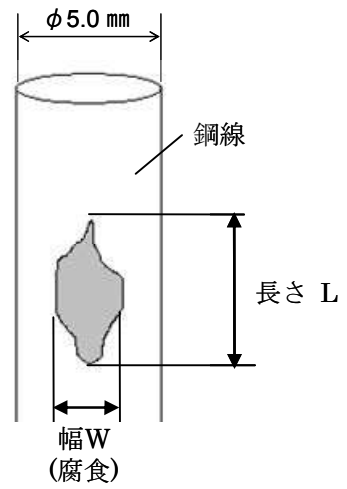


写真-3.3.2 腐食ピットの計測状況（幅、長さ）

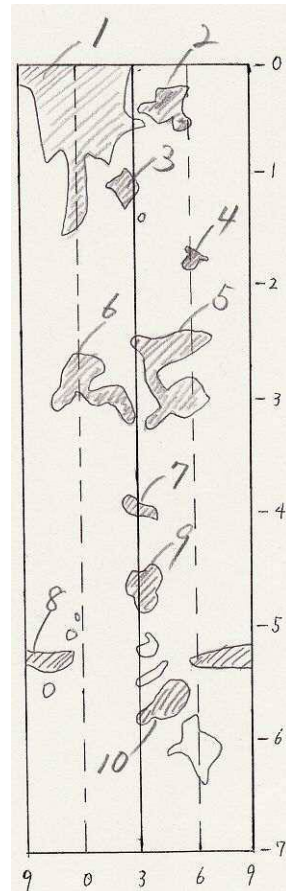


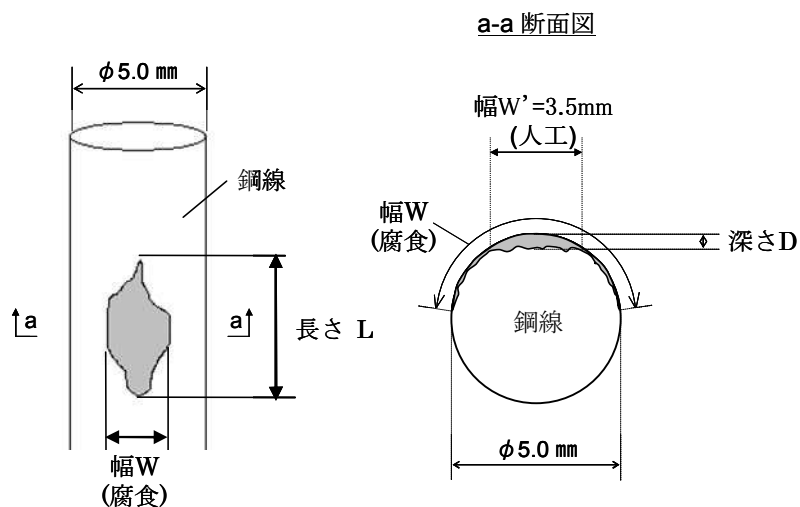
写真-3.3.3 腐食ピット例

各亜鉛めっき鋼線の最大深さの腐食ピットの計測寸法を表-3.3.1に示す。腐食レベル2の平均深さは 0.18 mm であり、腐食レベル3の平均深さは 0.34 mm である。したがって、腐食レベル3の腐食ピット深さが腐食レベル2より大きい、すなわち腐食が進行している事が理解できる。すべてのデータ中での最大ピット深さは 0.56 mm である。

表-3.3.1 腐食粗度計測結果（最深ピットのみ）

No.	腐食 Level	Dry or Wet	幅 W (mm)	長さ L (mm)	深さ D (mm)
1	2	Dry	4.00	5.00	0.21
2	2	Dry	4.50	10.50	0.22
3	2	Wet	0.50	0.40	0.18
4	2	Wet	2.30	3.60	0.18
5	2	Wet	4.40	2.10	0.20
6	2	Wet	3.20	4.80	0.15
7	2	Wet	1.50	1.60	0.15
8	2	Wet	4.00	3.80	0.20
9	2	Wet	0.70	0.90	0.10
10	3	Dry	4.40	3.10	0.21
11	3	Dry	4.80	4.50	0.19
12	3	Dry	3.50	1.60	0.10
13	3	Dry	3.90	6.40	0.42
14	3	Dry	1.80	1.00	0.38
15	3	Wet	6.50	22.10	0.26
16	3	Wet	4.30	8.90	0.30
17	3	Wet	7.00	9.60	0.41
18	3	Wet	4.30	8.10	0.56
19	3	Wet	4.70	6.60	0.40
20	3	Wet	5.00	7.70	0.46

注：Dry は乾燥環境下，Wet は乾燥環境下での腐食試験体を示す。



腐食粗度計測の寸法説明

深さ 0.1 mm 以上のすべての腐食ピットの深さの個数 (20 samples x 10 個 / sample = 200 個) を図-3.3.1 に示す。腐食ピットが深くなるほどその個数は急激に減っており、腐食はある部分に集中して進行することが理解できる。

腐食ピット深さごとに、腐食ピットの幅と長さの関係を図-3.3.2, 図-3.3.3, 図-3.3.4 に示す。これらより、いずれの深さ領域に関しても、ほとんどのデータは幅 10 mm および長さ 10 mm の範囲以内である。ただし、図-3.3.2 および 図-3.3.3 に示される深さ 0.4 mm 以下では、この範囲外のデータも存在する。一方、図-3.3.4 に示される深さ 0.4 mm 以上では、すべてこの範囲内である。すなわち、比較的浅い腐食ピットは平面的に広い範囲に分布し、より深い腐食ピットは平面的には狭い範囲に集中する傾向が見いだされた。

なお、今回の粗度計測に用いた試験体は疲労試験後のものである。実際の破断面は写真-3.3.1 の上端であり、その部分の腐食ピットの正確な計測はできず、表-3.3.1 には含まれていない。ただし、実際の破断面は目視によれば、ピットが深くて先端の鋭い箇所破断していた。

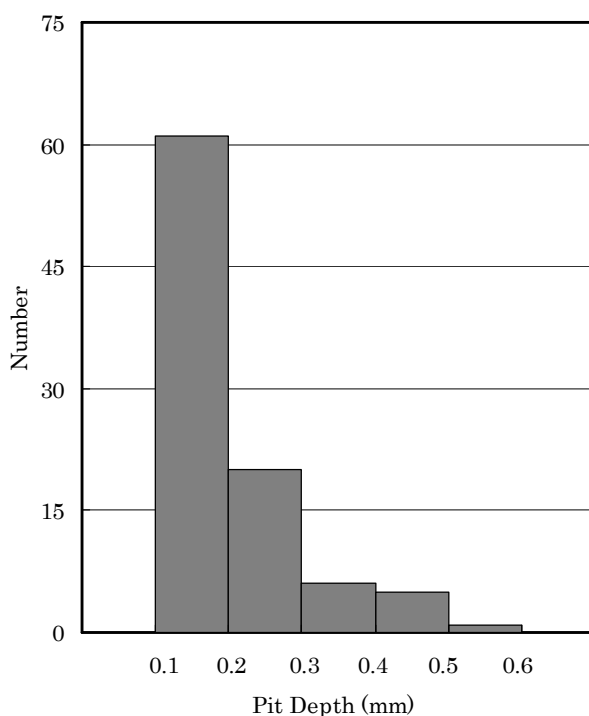


図-3.3.1 腐食ピットの分布 (1)

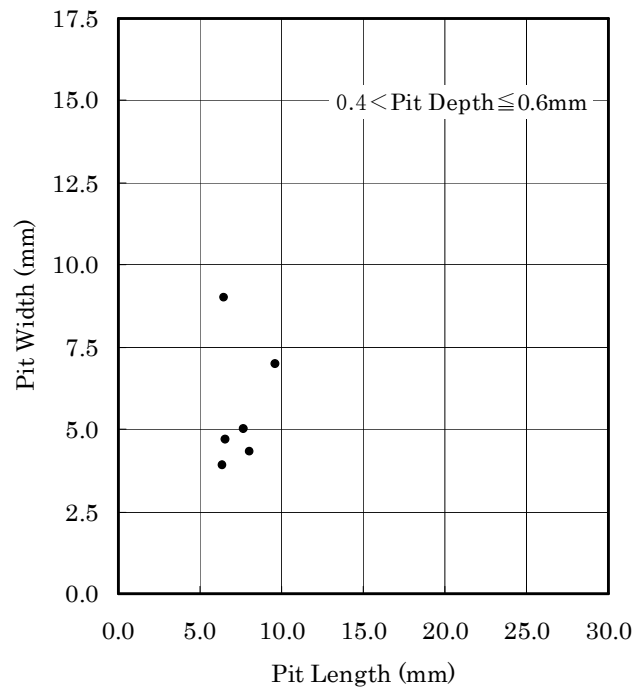


図-3.4.4 腐食ピットの分布 (4)

3.4 人工ピット付き亜鉛めっき鋼線の疲労強度

3.4.1 人工ピット付き亜鉛めっき鋼線

腐食亜鉛めっき鋼線の疲労試験結果より，腐食レベルに応じて疲労強度が低下する現象が認められた⁶⁾。その要因として，腐食が進むと腐食ピットが深くなり，そこに応力集中することが考えられる。そこで，腐食ピットを模倣した試験体を制作し，それらの疲労試験を行い，上記現象の再現を試みる。

試験体の一覧を表-3.4.1に示す。模擬腐食ピットは，5.0 mm 径の亜鉛めっき鋼線の中央に設ける。腐食ピットの基本サイズは，深さ 0.6 mm と幅 3.5 mm とした。前章において計測したデータで，最も深い腐食ピットが 0.56 mm であったため，人工ピットの深さを 0.6 mm とした。応力集中係数は，切り欠きの長さや幅に関連することが知られているため⁸⁾，腐食ピット長さは 3.5 mm，6.0 mm，10.0 mm の3つとした。

また，腐食ピットの形状は，丸形，三角形，そして三角の谷部にノッチをつけたものの3種類とした。応力集中は腐食ピットの形状に依存すると推定されるからである。人工ピットの外観も表-3.4.1に示す。丸形および三角形状は，切削角度を変えることができるエンドミルで加工した。表面粗度は 12.5 S (▽仕上げ) である。また，谷部ノッチは深さ 0.1 mm ，幅 0.3 mm ，底部は滑らかな円弧になるようにダイヤモンドやすりで加工した。

表-3.4.1 人工腐食ノッチ形状 (1)

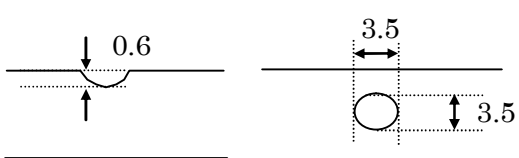

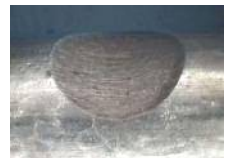

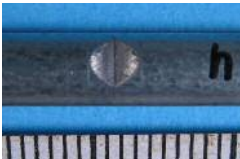
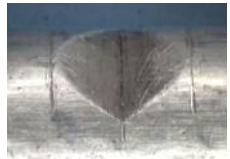
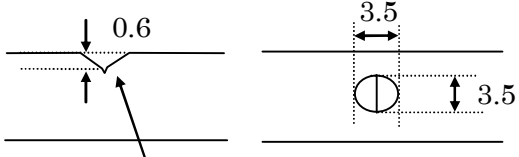


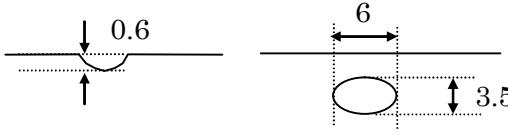


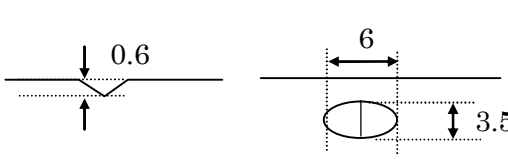


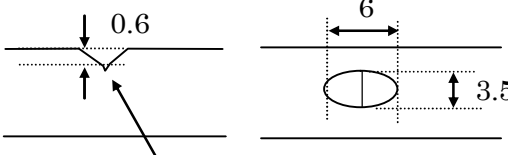
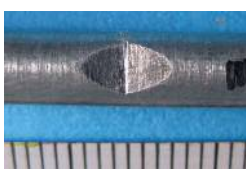

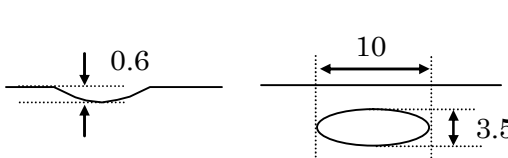


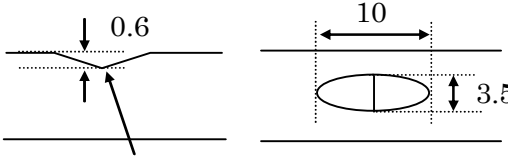
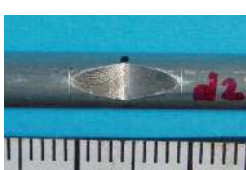

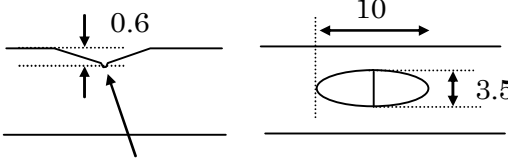


No	人工ピット形状および寸法	人工ピットの写真	
a-1			
a-2			
a-3	 <p>Notch of 0.1 mm deep</p>		

表-3.4.1 人工腐食ノッチ形状 (2)

No	人工ピット形状および寸法	人工ピットの写真	
b-1			
b-2			
b-3	 <p data-bbox="391 1019 678 1052">Notch of 0.1 mm deep</p>		
c-1			
c-2	 <p data-bbox="375 1485 542 1518">Machine cut</p>		
c-3	 <p data-bbox="391 1718 678 1751">Notch of 0.1 mm deep</p>		

疲労試験は、最小応力 500 MPa, 最大応力 900 MPa の引張り片振幅で実施した。ただし、最大繰り返し回数は 100 万回を上限とした。疲労試験は乾燥環境下で実施した。なお、疲労試験の実施状況を写真-3.4.1 に示す。



写真-3.4.1 腐食試験状況

3.4.2 疲労試験結果

人工ピット付き鋼線の疲労試験結果を図-3.4.5 に示す。丸形ピット鋼線は、腐食ピットの長さに関わらず破断しなかった。三角形ピット鋼線は、腐食ピットの長さが小さくなるにしたがい、少ない回数で破断する。ちなみに、ピット長さが3.5 mm では4,800 から36,000 回で破断し、ピット長さが6.0 mm では 49,000 から72,000 回で破断したが、ピット長さが10.0 mm では破断しなかった。三角形にさらにノッチを付けた鋼線は、腐食ピットの長さに関わらず、18,000 から36,000 回で破断した。

以上より、丸形ピットの応力集中度は低く、丸形ピット付き亜鉛めっき鋼線の疲労強度が最も高い。三角形ピットは丸形ピットより応力集中度は高く、しかもピットが短いほど疲労強度が低い。ノッチ入り三角形ピットの応力集中はピット角部のノッチに依存するため、亜鉛めっき鋼線の疲労強度はピット長さに関わらず一定となる。かつ、ノッチ入り三角形ピット付き亜鉛めっき鋼線の疲労強度が最も低いと言える。

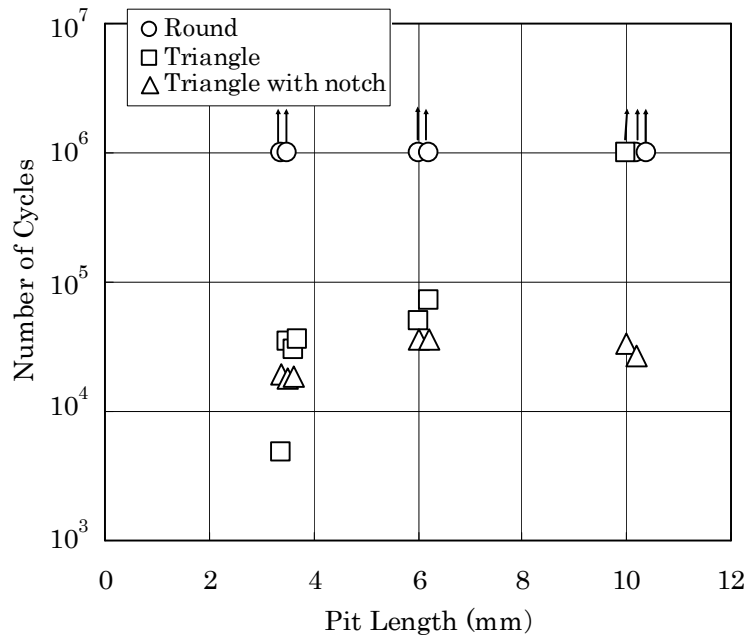


図-3.4.5 人工ノッチ鋼線の S-N 曲線

人工ピット付き試験体の疲労試験結果を、実際に腐食させた試験体（腐食レベル3）の疲労試験結果（図-3.2.2）と比較したものを図-3.4.6 に示す。本図によれば、三角形ピット付き亜鉛めっき鋼線およびノッチ入り三角形ピット付き亜鉛めっき鋼線試験体の疲労強度は、腐食促進試験体の疲労強度の延長上にあり、人工ピット付き試験体の疲労試験が妥当であることが理解できる。

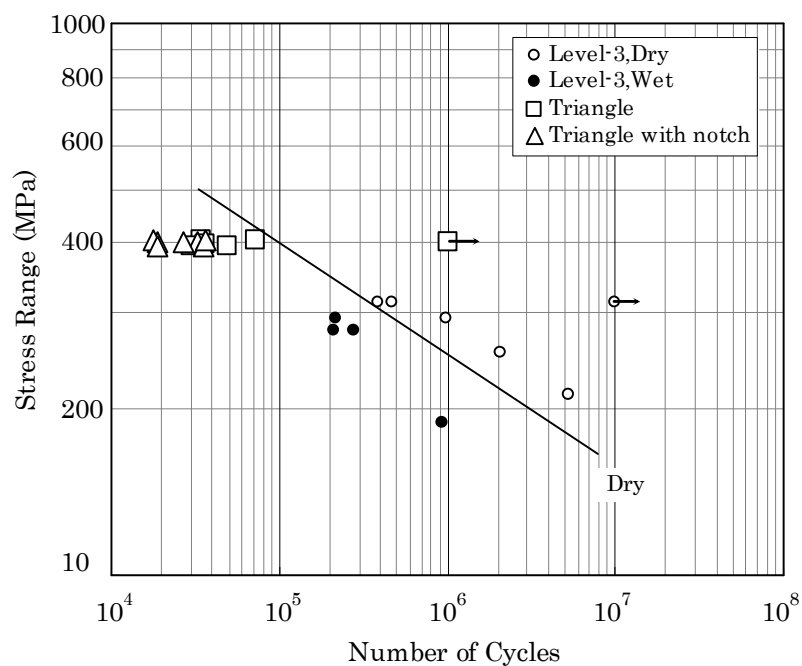


図-3.4.6 人工ノッチ鋼線および腐食鋼線の S-N 曲線

したがって、腐食亜鉛めっき鋼線の疲労強度の低下の主要因は腐食による表面凹凸によると言える。さらに、人工ピット付き試験体の疲労試験から得られた知見が、そのまま腐食亜鉛めっき鋼線に適用できると考えられる。すなわち、丸形ピット付き亜鉛めっき鋼線の疲労強度が最も高く、三角形ピット付き亜鉛めっき鋼線の疲労強度はこれより低く、ノッチ入り三角形ピット付き亜鉛めっき鋼線の疲労強度が最も低いと言える。腐食が進むと深く鋭く掘られたような腐食形状である孔食が出来やすいため疲労強度が低下する。一方、腐食の初期段階では広く浅い腐食形状である。したがって、早めに腐食を見出し補修を施すことが疲労強度を確保し、耐久性を向上するために重要である。なお、今回の人工ピット付き試験は応力振幅を 400MPa に固定しているため、S-N 曲線の勾配の検証は今後の課題である。

試験体 b-3 (表-3.4.1) の破断面を写真-3.4.2 に示す。これより、疲労亀裂は人工ノッチ部が起点となり、それが断面の中心方向に広がり、約 1/3 地点に達したときに破断したことがわかる。他の破断鋼線に関しても、これと同様の傾向を示していた。



写真-3.4.2 破断面 (b-3 試験体)

3.5 まとめ

腐食した橋梁用亜鉛めっき鋼線の疲労強度に関し、腐食によって生じた腐食ピットの寸法と分布を計測し、その計測データに基づき人工ピット付きの亜鉛めっき鋼線試験体の疲労試験を実施した。本研究により得られた主な知見を以下に示す。

- 1) 腐食レベル3の亜鉛めっき鋼線試験体の腐食ピット深さは、腐食レベル2より大きい。すなわち、腐食が進行するほど、ピットは深くなり、最大ピット深さは **0.56 mm** であった。
- 2) ほとんどの腐食ピットは幅 **10 mm** および長さ **10 mm** の範囲内であった。ただし、深さ **0.4 mm** 以下では、この範囲外のデータも存在した。一方、深さ **0.4 mm** 以上では、すべてこの範囲内であった。すなわち、比較的浅い腐食ピットは広範囲に分布し、より深い腐食ピットは狭い範囲に集中する傾向が見られた。すなわち、より深い腐食ピットはいわゆる孔食であると言える。
- 3) 人工ピット付き鋼線の疲労試験を、最小応力 **500 MPa**、最大応力 **900 MPa** の片振幅で実施した。丸形ピット付き鋼線は、腐食ピットの長さに関わらず 10^6 回まで破断しなかった。三角形ピット付き鋼線は、腐食ピットの長さが小さくなるにしたがい、少ない回数で破断した。ちなみに、ピット長が **3.5 mm** では **4,800** から **36,000** 回で破断し、ピット長が **6.0 mm** では **49,000** から **72,000** 回で破断したが、ピット長が **10.0 mm** では破断しなかった。三角形にさらにノッチを入れた鋼線は、腐食ピットの長さに関わらず、**18,000** から **36,000** 回で破断した。
- 4) これらの実験結果より、以下のことが推定できる。丸形ピットの応力集中度は低いため、丸形ピット付き亜鉛めっき鋼線の疲労強度が最も高い。三角形ピットは丸形ピットより応力集中度は高い。この際、応力集中度は三角形ピットの長さとの比に関連し、ピットが短いほど疲労強度が低い。ノッチ入り三角形ピットの応力集中はピット角部のノッチに依存するため、亜鉛めっき鋼線の疲労強度はピット長さに関わらず一定となる。かつ、ノッチ入り三角形ピット付き亜鉛めっき鋼線の疲労強度が最も低い。

- 5) 三角形ピット付き亜鉛めっき鋼線およびノッチ入り三角形ピット付き亜鉛めっき鋼線試験体の疲労強度は，腐食亜鉛めっき鋼線の疲労強度の延長上にあり，人工ピット付き試験体の疲労試験が妥当であった．したがって，腐食亜鉛めっき鋼線の疲労強度の低下の主要因は腐食による表面凹凸であると言える．さらに，人工ピット付き試験体の疲労試験から得られた知見が，実際の腐食した亜鉛めっき鋼線に適用でき，実橋ケーブルの維持管理に有用な情報となると考えられる．

参考文献

- 1) Stahl, F.L. and Gagnon, C.P. : Cable Corrosion, ASCE Press, 1996.
- 2) Barton, S., Vermaas, G., Duby, P., West, A. and Betti, R.: Accelerated corrosion and embrittlement of high strength bridge wire, Journal of Materials in Civil Engineering, ASCE, Vol.12, No.1, pp.33-38, 1996.
- 3) 鈴村恵太, 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.
- 4) 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, No.65, No.3, 776-783, 2009.
- 5) Nakamura, S. and Suzumura, K. : Hydrogen embrittlement and corrosion fatigue of bridge wires, Journal of Constructional Steel Research, Elsevier, Vol.65, Issue 2, 269-277, 2009.
- 6) 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, No.62, No.3, 614-622, 2006.
- 7) 三木千壽 : 鋼構造, 5.6 疲労強度に対する切り欠き効果, 共立出版, 2000.
- 8) Pilkey, W. and Pilkey, D.: Peterson's Stress Concentration Factors, John Wiley & Sons, New Jersey, USA, 2008.
- 9) Miki, C., Nishimura, T., Tanabe, H. and Nishikawa, K. : Study on estimation of fatigue strength of notched steel members, Proc. Of JSCE, No.316, 153-166, 1981.
- 10) 古家和彦, 北川 信, 中村俊一, 鈴村恵太, 聖生守雄 : 吊橋ケーブルの腐食機構に関する研究, 土木学会論文集, No.637/VI-45, pp.103-114, 1999.
- 11) 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強度特性, 土木学会論文集, No.731/I-63, pp.367-377, 2003.
- 12) Nakamura, S. and Suzumura, K.: Environmental factors affecting cable corrosion, Journal of Materials in Civil Engineering, ASCE, Vol.16, No.1, 1-7, 2004.
- 13) 高橋稔彦, 樽井敏三 : 橋梁ケーブル用高強度亜鉛めっき鋼線の開発, 製鉄研究, No.332, pp53-58, 1989.
- 14) ユーリック H.H., レヴィー R.W. : 腐食反応とその制御 (第3版), 産業図書, 1994.
- 15) 日本鋼構造協会 : 鋼構造物の疲労設計指針・同解説, 指針・解説/設計例/資料編, 1993.

- 16) 岡本裕, 中村俊一, 鈴木恵太: 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

第4章

部分補剛アーチ橋の終局強度

4.1 はじめに

アーチ橋は、主桁、アーチリブおよびその両者を連結する吊り材（鉛直材）で構成される。アーチ橋は、面内・面外方向の全体座屈の可能性があり、設計規準では安全性照査が規定されている。ニールセン橋は、全体座屈耐力を向上させるために、吊り材を鋼ケーブルにして斜方向に配置する形式で構造的だけでなく景観にも優れ、数多く建設されている。

近年、低コストかつ合理的な橋梁構造形式が求められており、新しい形式の橋梁の実用化が進んでいる。筆者らは、コンクリート充填鋼管（CFT）を用いた新しい橋梁形式を提案し研究開発している。これまで、主桁にCFTを用いた吊り形式橋梁や、主桁を斜ケーブルとCFTアーチリブの両者で吊った斜吊りアーチ斜張橋を提案しており、その静的な構造特性や耐風特性に関して研究を行った^{1),2)}。その結果、これらの新形式橋梁は構造的に合理的であり、経済的にも優れることを見出している。



写真-4.2.1 新豊橋

また、最近、桁橋の曲げモーメントが卓越する支間中央付近を部分的にアーチで補剛した新形式橋梁が実用化されている（写真-4.2.1）^{3),4)}。従来の箱桁橋と比べて桁高を低くすることができ、またアーチライズを比較的低く抑えることで、周辺へ圧迫感を与えることなく、景観にも優れる橋梁形式であると言える。ただし、主桁とアーチの交点である隅角部が支間中央側に配置されるため、アーチリブには軸力のみならず、従来のローゼ・アーチ橋よりも大きな曲げモーメントが生じることにより、必ずしも経済的な断面構成とはならないことが懸念される。

本論文では、この形式をさらに発展させ、単純箱桁橋の支間中央付近を CFT アーチリブで補剛した、新形式橋梁を提案する（図-4.2.1, 図-4.2.2, 図-4.2.3）。鋼管は製鉄会社で製作されるため、橋梁部材にするための加工工数は極めて少ない。さらに、CFT は圧縮軸力および曲げの組合せ力に対する耐力が大きく、アーチリブ部材に適している。したがって、提案する橋梁形式は構造的に合理的であり、景観的かつ経済性にも優れると期待される。ただし、本形式は極端にアーチライズを低く、またはアーチ径間を短くすると、コストが増加する傾向となることが予想され、適切なアーチライズおよびアーチ径間の選定が重要な要素となる。

そこで、本研究では、異なる 9 種類のアーチ径間 / ライズ比に対して断面力を求め、限界状態設計法を用いて提案形式の部材破壊に対する安全性を照査する。CFT は充填コンクリートによる拘束効果（コンファインド効果）により、優れた終局耐力および荷重変形性能を発揮する複合構造であるため⁵⁾、照査には終局耐力に基づく限界状態設計法を用いるのが合理的である。

さらに、本形式は大スパン橋で可撓性に富むため、全体座屈が懸念される。そこで、構造部材をファイバー要素に分割したうえで、全体構造の大変形弾塑性解析を実施し、全体座屈強度を検討する。

4.2 検討橋梁の諸元

本論文で検討する新形式橋梁の一般図を図-4.2.2 および図-4.2.3 に示す。特徴は、曲げが卓越する支間中央付近をアーチにて補剛する橋梁形式であり、アーチリブに CFT を用いた下路アーチ橋である。幅員は片側 1 車線ずつ、合計 2 車線を想定して、全幅員を 13.7 m とした。桁支間は、過去の類似実用橋を参考にして、100 m とした。検討ケースは、アーチ径間(L)およびアーチライズ(H)をパラメーターとした 9 ケースにて検討を行う(表-4.2.1)。なお、本形式では主桁とアーチの交点である隅角部から支点部を側径間と呼ぶ。

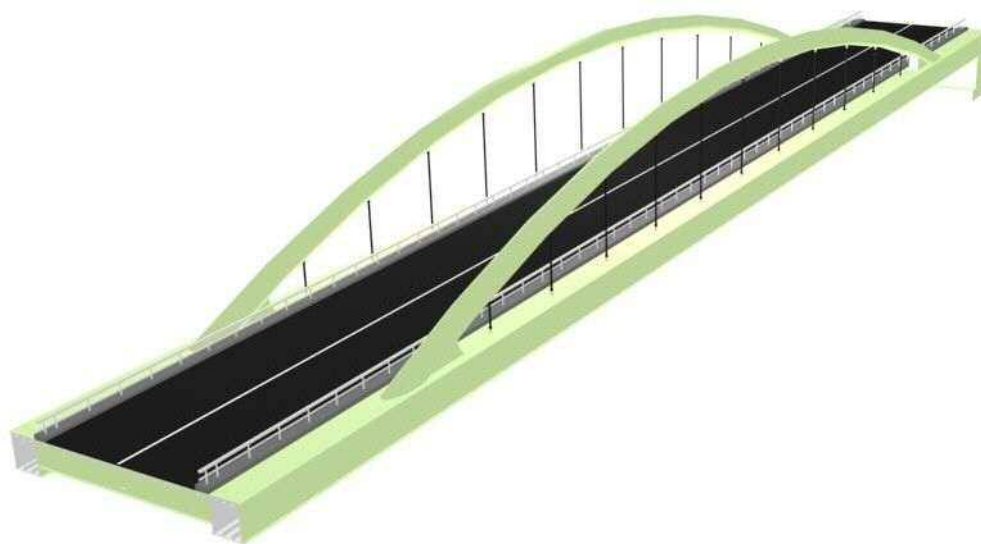


図-4.2.1 CFT 補剛アーチ橋

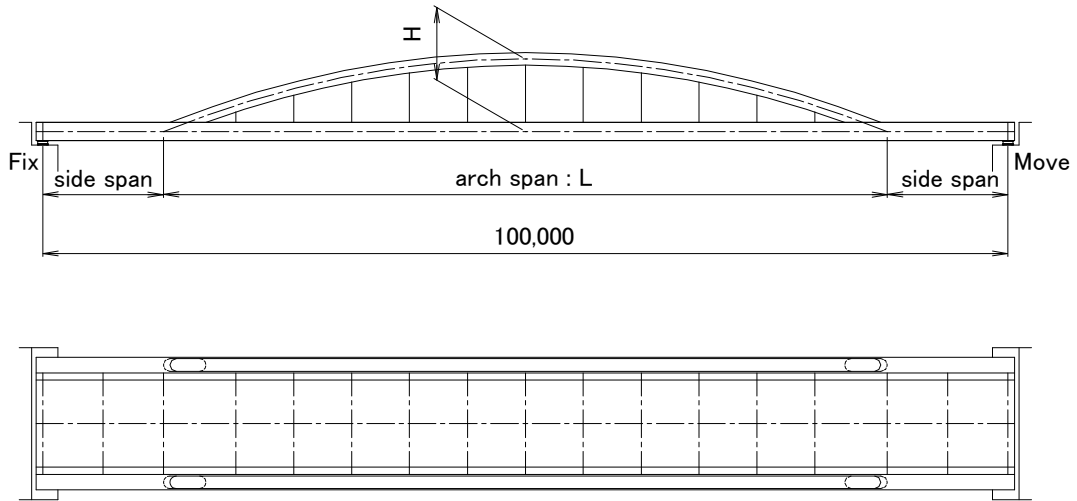


図-4.2.2 CFT 補剛アーチ橋 側面図 (mm)

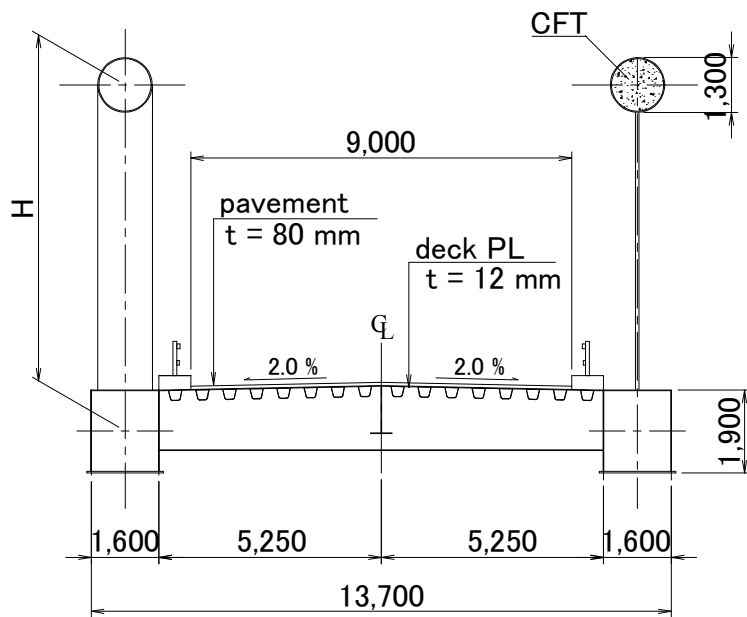


図-4.2.3 CFT 補剛アーチ橋 断面図 (mm)

検討ケースは、 $L=75\text{m}$ および $H=7.5\text{m}$ ($L/H=10$) としたものを基本ケース (Case-1) とし、断面力性状等の比較用として $L/H=10$, L を全支間 100m と一致させた純アーチのケース (Case-2) を設定した。その他ケースとしては、 $L/H=10$ を一定とし、 L および H を変化させたケース (Case-3~5), また、 $L=75\text{m}$ を一定として H を変化させたケース (Case-6~8), そして、CFT の耐力性能の比較用として、 L と H は Case 1 の条件で、コンクリート非充填の鋼管をアーチリブとしたケース (Case-9) を設定した。

表-4.2.1 パラメトリックスタディ 解析モデルケース

	L (m)	H (m)	L/H	備考
Case -1	75.0	7.50	10.0	基本モデル
Case -2	100.0	10.00	10.0	純アーチ橋
Case -3	87.5	8.75	10.0	
Case -4	62.5	6.25	10.0	
Case -5	50.0	5.00	10.0	
Case -6	75.0	8.33	9.0	
Case -7	75.0	9.38	8.0	
Case -8	75.0	10.71	7.0	
Case -9	75.0	7.50	10.0	コンクリート非充填

主桁は鋼床版箱桁とし、桁高は $1,900\text{ mm}$ で一定、また板厚構成は各ケースで後述の式(4)において 5% 程度の余裕を持たせることを基本条件として算定し、アーチ径間と側径間とで各々1種類の断面で構成した。なお、鋼材材質は SM490Y に統一した。

アーチリブは直径 $1,300\text{ mm}$, 材質 SM490Y の鋼管とし、板厚は主桁と同様に、後述の式(5)において 5% 程度の余裕を持たせることを基本条件として算定した。鋼管内部には設計圧縮強度 27 N/mm^2 , 単位体積重量 15 kN/m^3 , ヤング係数 $E_c=15,500\text{N/mm}^2$, 鋼とコ

ンクリートのヤング係数比 $n=13$ とする軽量骨材コンクリートを充填した。充填する軽量骨材コンクリートは鋼板の局部座屈を抑制し、曲げおよび軸圧縮耐力を向上させることは既往の研究により確かめられている⁵⁾。また、アーチの線形は放物線で設定した。

一般的に 2 主構のアーチ橋では、アーチリブどうしを連結する横つなぎ材が設置されるが、本形式では CFT アーチリブが面外座屈に対して優れた耐力を有することが期待できること、またアーチライズが低く、横つなぎ材の存在が圧迫感を与えるという景観上の配慮から、横つなぎ材は設置していない。

主桁とアーチリブはケーブルにて連結する。本形式ではアーチ径間とライズの比による影響を明確にするため、ケーブルを斜方向には張らず、鉛直に桁を吊る形式とした。それにより、ケーブルには常に引張力が生じるため、プレストレスは考慮していない。ケーブルはパラレルワイヤストランド (PWS-55) を用いた。

4.3 静的解析による設計断面力の算定

構造解析は梁要素で構成した2次元平面骨組みモデルを用いた。ただし、ケーブル部材には圧縮力が発生しないことを前提とする。支点条件は、一方は橋軸方向固定、他方は可動とし、ともに橋軸直角回りは回転を自由とした。活荷重は2パターンの載荷タイプを固定載荷させた(図-4.3.1)。なお、活荷重強度および衝撃係数は、参考文献⁶⁾に従い算出した。また、断面力図(図-4.3.2~図-4.3.9)は部材破壊に関する安全性の照査のため、荷重係数を考慮した1.1D+1.98Lにて作図している。詳細は4.4節にて説明する。

主桁の設計曲げモーメントを図-4.3.2に、設計軸力を図-4.3.3に示す。純アーチであるCase-2を除き、支点側に曲げモーメントのピークが生じている。この位置は隅角部である。曲げモーメントはアーチ径間が短くなるほど隅角部の曲げが卓越する傾向にあった。軸力は側径間には生じず、アーチ径間に引張力が生じており、曲げモーメントと同じくアーチ径間が短くなるほど、軸力が卓越した。また、基本ケース(Case-1)と、L=75mを一定とし、Hを変化させたケースおよびコンクリート非充填のケース(Case-6~9)のみに着目した曲げモーメントと軸力を図-4.3.4、図-4.3.5に示す。アーチライズの変化により曲げモーメントには顕著な影響は見られないが、軸力はアーチライズが高くなるほど減少する傾向にあった。Case-9は充填コンクリート分の荷重が軽減されるため、曲げはCase-1と比較して20%弱小さくなっているが、軸力はCase-3と同程度となっている。

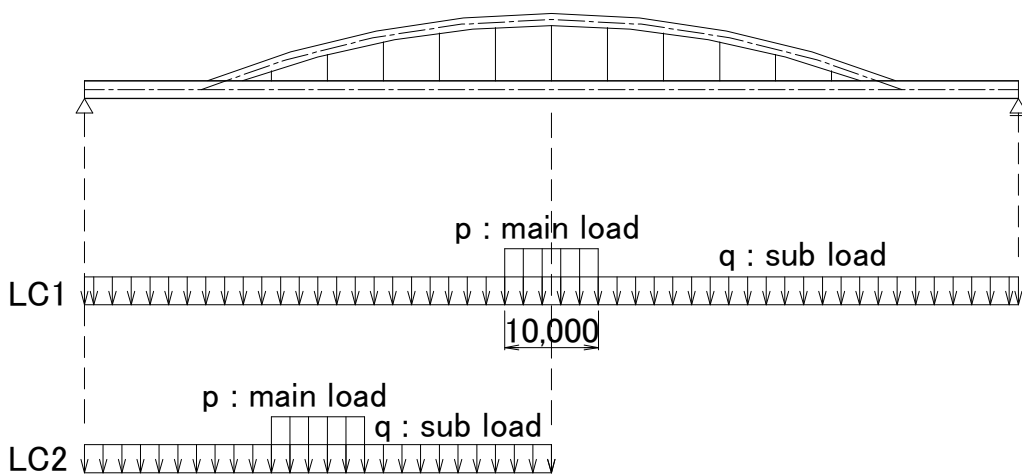


図-4.3.1 活荷重載荷ケース (LC1 および LC2)

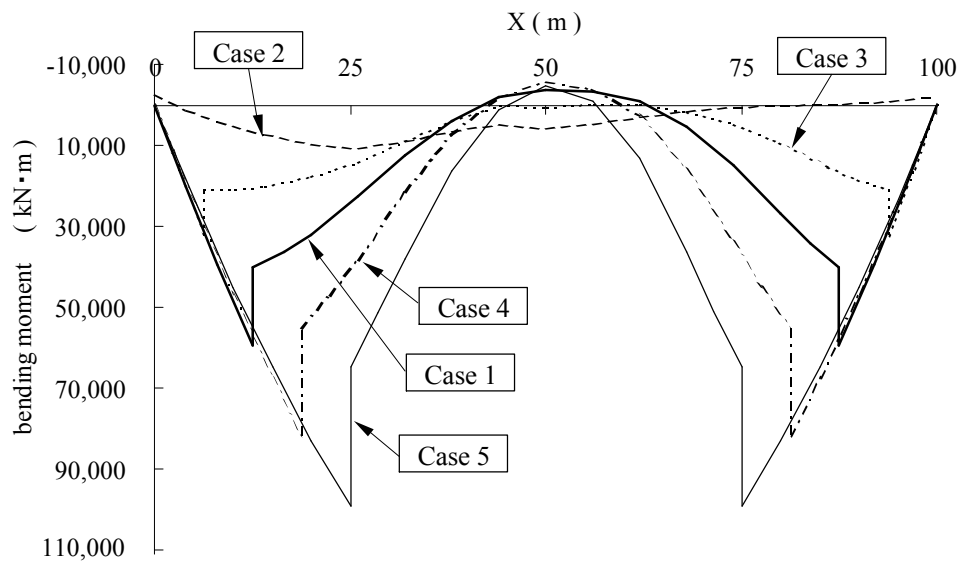


図-4.3.2 主桁の曲げモーメント (Cases 1-5)

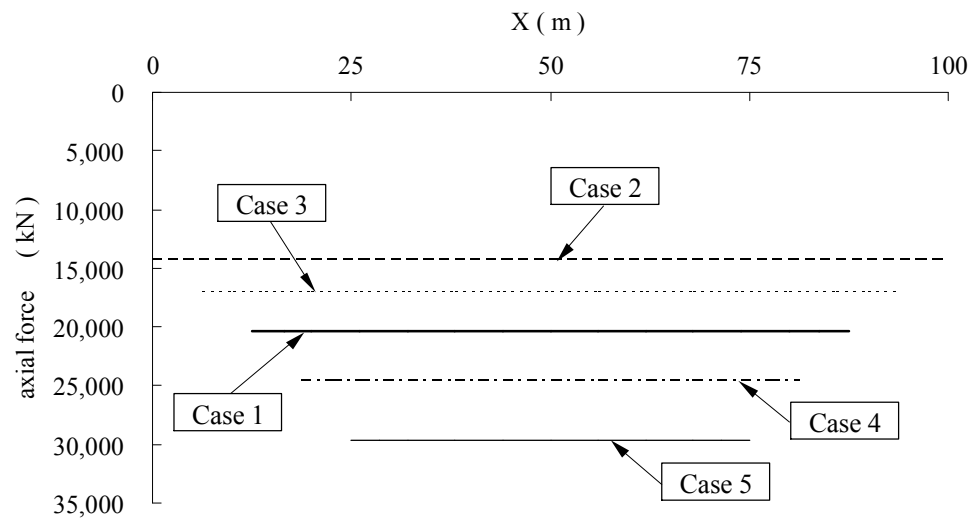


図-4.3.3 主桁の軸力 (cases 1-5)

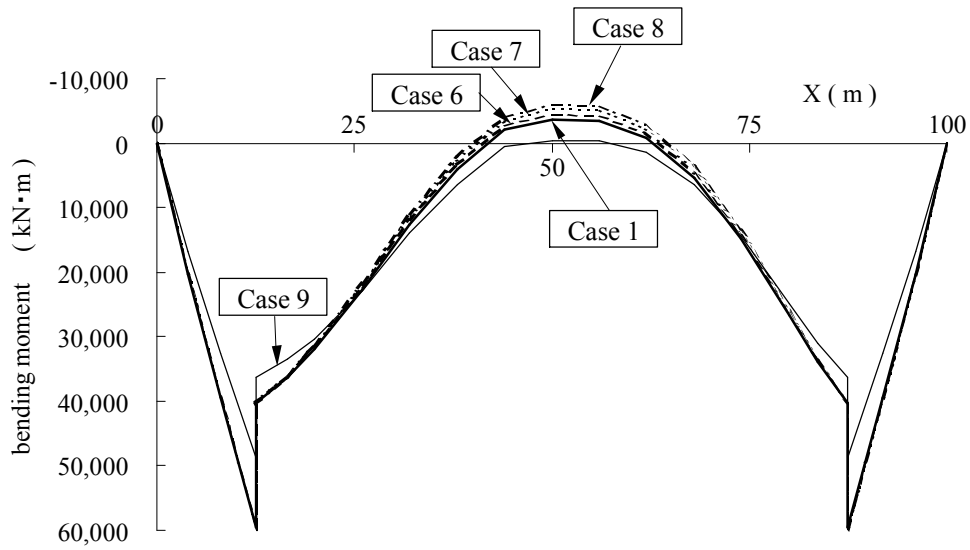


図-4.3.4 主桁の曲げモーメント (case-1, cases 6-9)

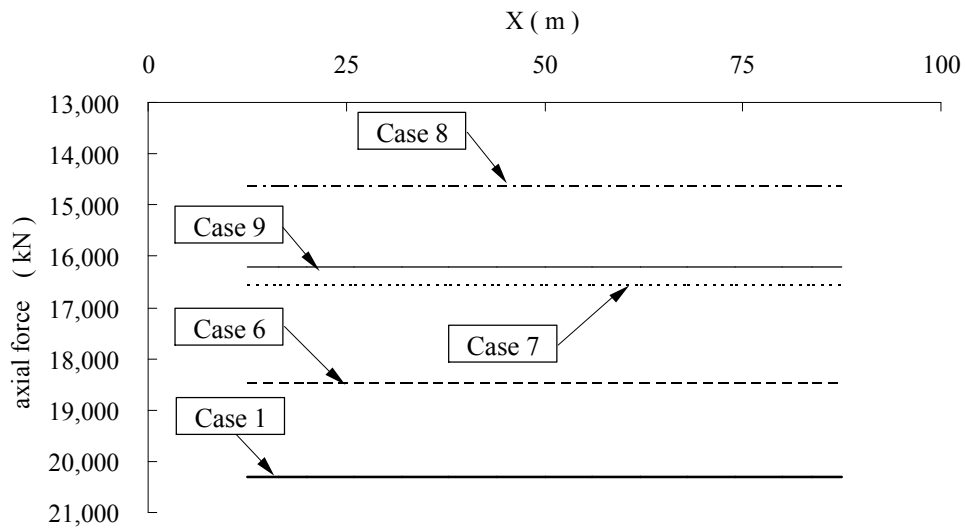


図-4.3.5 主桁の軸力 (case-1, cases 6-9)

アーチリブの設計曲げモーメントを図-4.3.6, 図-4.3.8 に, 設計軸力を図-4.3.9, 図-4.3.10 に示す. 主桁と同様に, 曲げモーメントはアーチ径間が短くなるほど隅角部の曲げが卓越する傾向にあり, また軸力もアーチ径間が短いほど圧縮力が卓越した. Case-6~8 も主桁と同様で, 曲げモーメントにはアーチライズの変化による顕著な影響は見られないが, 軸力はアーチライズが高くなるほど減少する傾向にあった. Case-9 は主桁と同様に曲げは低減されたが, 軸力は Case-7 と同等程度となった.

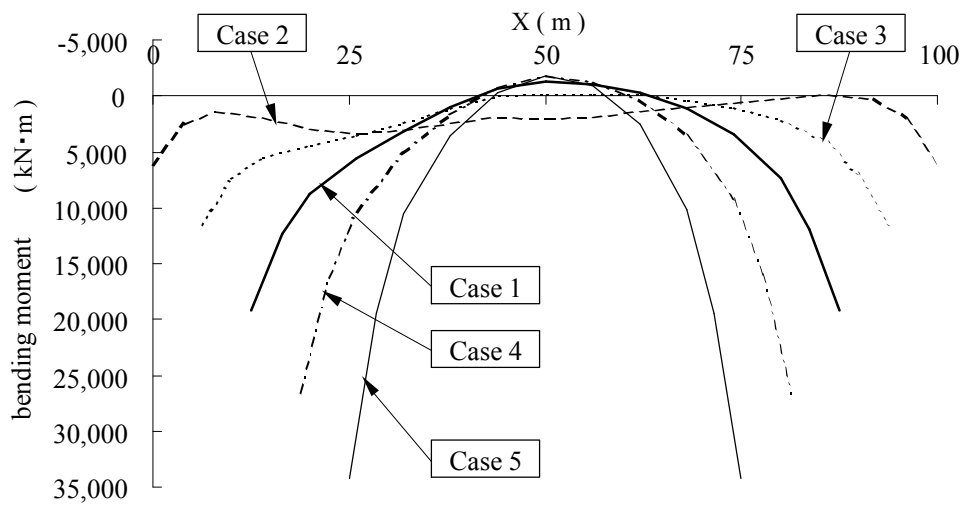


図-4.3.6 アーチリブの曲げモーメント (cases 1 - 5)

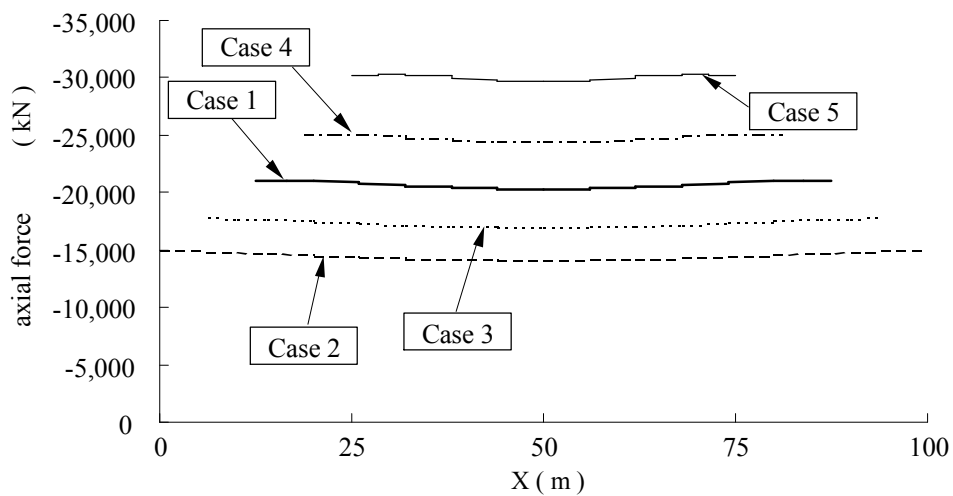


図-4.3.7 アーチリブの軸力 (cases 1 - 5)

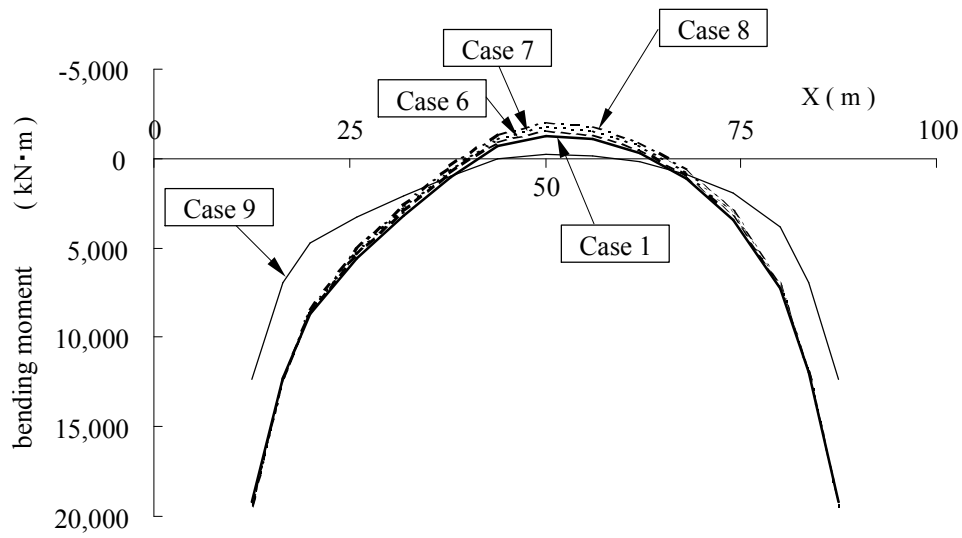


図-4.3.8 アーチリブの曲げモーメント (case-1, cases 6-9)

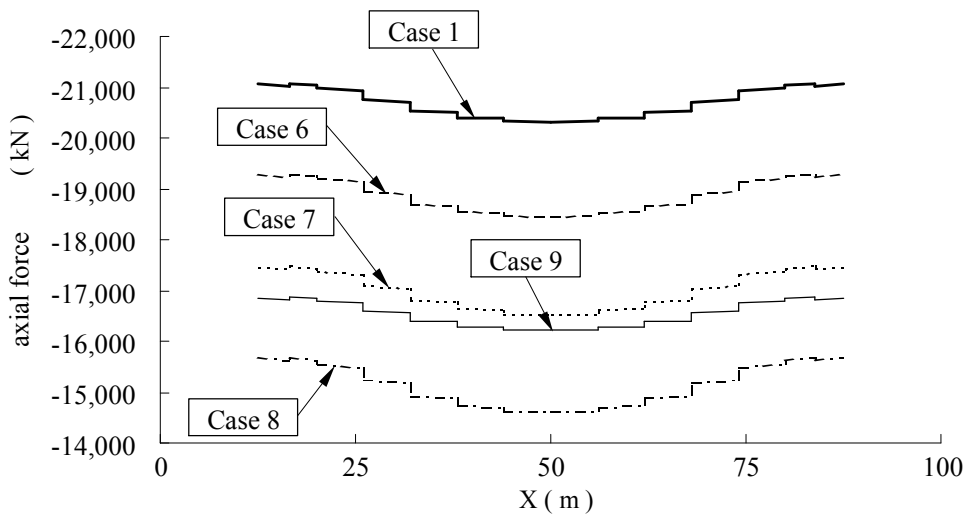


図-4.3.9 アーチリブの軸力 (case-1, cases 6-9)

4.4 部材破壊に関する安全性の照査

4.4.1 照査基本式

本節では、限界状態設計法により、部材破壊に関する安全性の照査を行う。終局限界状態に対する照査基本式を式(1)に示す^{7),8)}。

$$\gamma_i (S_d / R_d) \leq 1.0 \quad (1)$$

ここに、 S_d は照査用応答値、 R_d は照査用限界値、 γ_i は構造物係数 (=1.1) である。この係数値は、参考文献⁸⁾ にしたがった。また、 S_d は式(2)で表される^{7),8)}。

$$S_d = \sum \gamma_a S (F_k \gamma_f \rho_f) \quad (2)$$

ここに、 S は応答値、 γ_a は構造解析係数 (=1.0)、 F_k は荷重の特性値、 γ_f は荷重係数 (死荷重 : 1.1, 活荷重 : 1.2)、 ρ_f は活荷重を対象とした荷重修正係数 (=1.65) である。これより、図-4.3.2 から図-4.3.9 に示した死荷重に対する荷重係数は 1.1 であり、活荷重に対しては $1.2 \times 1.65 = 1.98$ となる。また、 R_d は式(3)で表される^{7),8)}。

$$R_d = R (f_k / \gamma_m) / \gamma_b \quad (3)$$

ここに、 R は限界値、 f_k は材料強度の特性値、 γ_m は材料係数 (鋼 : 1.05, コンクリート : 1.3)、 γ_b は部材係数 (鋼 : 1.1, コンクリート : 1.15) である。なお、これらの係数は文献⁸⁾ にしたがった。

4.4.2 主桁の照査

主桁は鋼製箱桁断面であるため、参考文献⁹⁾により耐力照査を行った。部材には橋軸直角軸回りの曲げモーメントおよび引張軸力が作用し、これらは式(4)を満足しなければならない。

$$\gamma_i (N_{sd} / N_{rd} + M_{sdy} / M_{rdy}) \leq 1.0 \quad (4)$$

ここに、 N_{sd} は設計軸力、 N_{rd} は軸方向耐力、 M_{sdy} は橋軸直角回りの設計曲げモーメント、 M_{rdy} は橋軸直角回りの曲げ耐力である。

本式に基づいて鋼板厚を決定したが、基本ケースである Case-1 と比較し、純アーチである Case-2 が最も薄い板厚構成となった。アーチ径間が最も短い Case-5 においては、アーチによる補剛作用が効果的ではなく、フランジ厚が 78 mm と極厚となった。アーチ径間長を一定とし、アーチライズのみ変化させた Case-6~8 では、アーチライズが高いほど下フランジ厚が薄くなる傾向となるが、それほど顕著ではなかった。アーチリブのコンクリート非充填の Case-9 は、充填コンクリート分の重量が無いいため、側径間の曲げモーメントが若干低減されており、下フランジの板厚が薄くなる傾向となった。

4.4.3 CFT アーチリブの照査

コンクリート充填鋼管（CFT）を用いたアーチリブの照査は参考文献 7) のコンクリート充填鋼管柱編にしたがった。すなわち、CFT は式(5)および式(6)を満足しなければならない。

$$\gamma_i (M_d / M_{ud}) \leq 1.0 \quad (5)$$

$$\gamma_i (N'_d / N'_{oud}) \leq 1.0 \quad (6)$$

ここで、 M_d は設計曲げモーメント、 M_{ud} は設計曲げ耐力、 N'_d は設計軸方向圧縮力、 N'_{oud} は設計軸方向圧縮耐力の上限値である。式(5)の設計曲げ耐力は、設計軸方向圧縮耐力の上限値を作用させた上での値であり、換言すれば本式は軸圧縮力と曲げモーメントの組合せに対する照査式である。なお、設計軸方向圧縮耐力の上限値 N'_{oud} では全体座屈強度の低減が考慮されているが 7) 、この値は線形座屈解析により求めた有効座屈長を用いて算出した。

設計曲げ耐力は、以下の手順により算出した。なお、鋼管と充填コンクリートは平面保持の原則に従うと仮定する。

- ① 断面を高さ方向に鋼管および充填コンクリートを含むファイバー要素に分割する。
- ② 設計軸方向圧縮耐力の上限値 N'_{oud} が作用する条件下で曲率を与え、各ファイバー要素のひずみおよび応力度を計算する。鋼材および充填コンクリートの応力・ひずみ関係は、図-4.4.1、図-4.4.2 に示す構成則を仮定する。ここで、鋼材の構成則はバイリニアとし、 σ は応力、 ε はひずみ、 f_{yd} は設計引張降伏強度、 ε_{yd} は降伏ひずみ、 ε_{ud} は加工硬化開始ひずみ（終局ひずみとした）、 f'_{ud} は設計圧縮強度である。また、充填コンクリートの構成則は文献 7) に示される曲線とし、 σ'_c は圧縮応力、 ε'_c は圧縮ひずみ、 f'_{cd} は設計圧縮強度である。なお、コンクリートは引張力には抵抗しないとした。

③ 各ファイバー要素に作用する軸方向力を算定し、それらのつりあい条件により中立軸を決定する。

④ 各ファイバー要素の軸方向力より、断面内の曲げモーメント（設計曲げ耐力）を算定する。

⑤ 異なる軸方向圧縮耐力を与え、それぞれの曲げ耐力を計算する。求められた曲げ耐力と軸方向圧縮耐力の相関曲線を算定し、式(5)、(6)による結果がこの相関曲線内にあることを確認する。

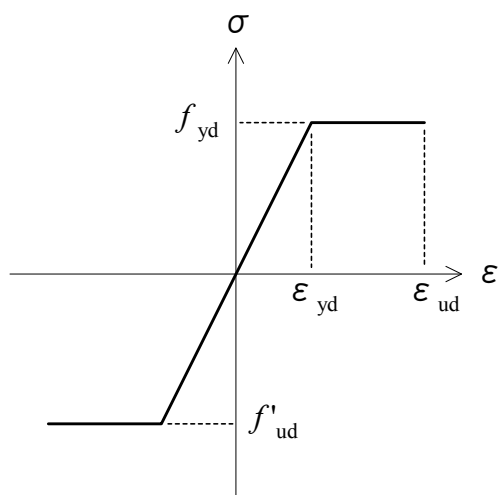


図-4.4.1 鋼の構成則

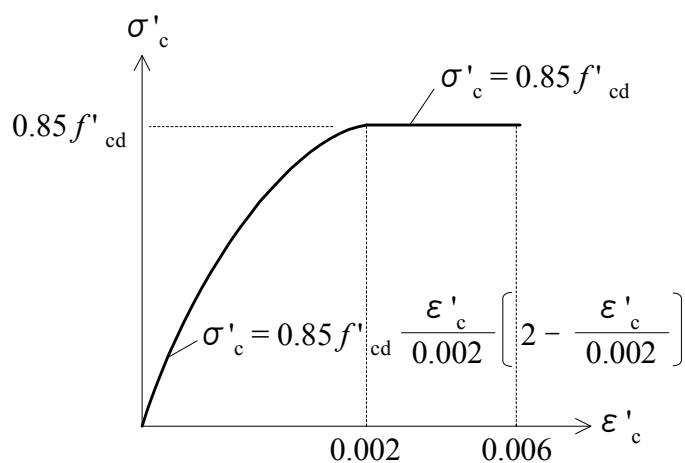


図-4.4.2 コンクリート（圧縮）の構成則

Case-9 はコンクリート非充填鋼管であるため、主桁と同様に式(4)により照査を行った。アーチリブの照査は、隅角部およびアーチ径間の L/4 点にて実施した。式 5),6) に基づいて鋼板厚を決定したが、基本ケースである Case-1 と比較し、純アーチである Case-2 が最も薄い板厚構成となった。ただし、設計軸方向圧縮力が大きく、鋼管径を小径にするまでには至らなかった。アーチ径間が最も短い Case-5 においては、鋼管厚が 68mm と極厚となり、主桁と同様の結果となった。Case-6~8 では、アーチライズが高いほど設計曲げ耐力が大きくなるが、断面を決定する要因にまでには至らなかった。一方、設計軸方向圧縮力に着目すると、アーチライズが高いほど低減されるため、鋼管厚を薄くすることができた。コンクリート非充填の Case-9 は、充填コンクリート分の荷重が無いいため、設計曲げ耐力を低減することができているが、Case-7,8 と同等の設計軸方向圧縮力が作用しており、板厚も 43mm と厚くなった。図-3.4.3, 図-3.4.4 に本検討の一例として、Case-1 の曲げ耐力と軸方向圧縮耐力の相関曲線を示すが、設計断面力は相関曲線内にある。

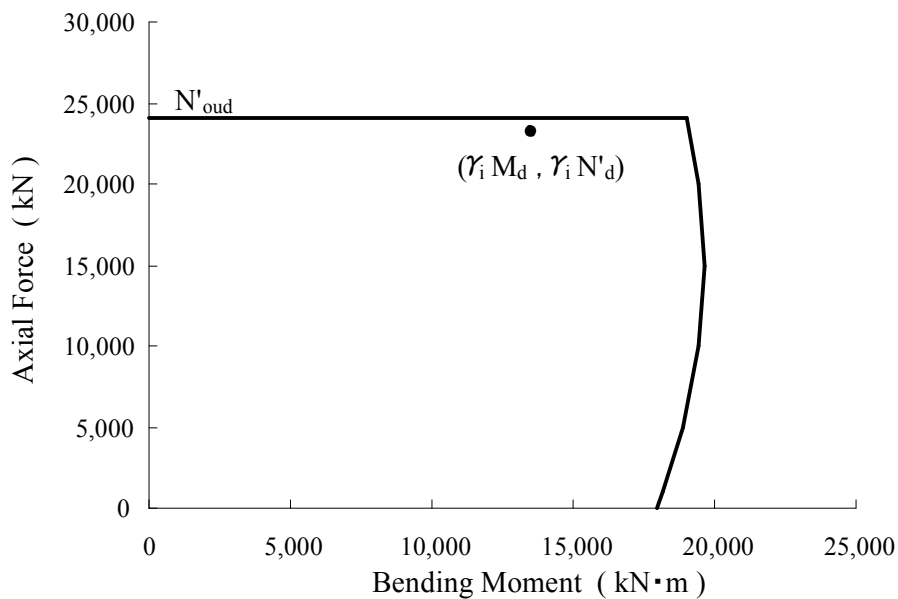


図-4.4.3 アーチリブの曲げ耐力と軸方向圧縮耐力の相関曲線

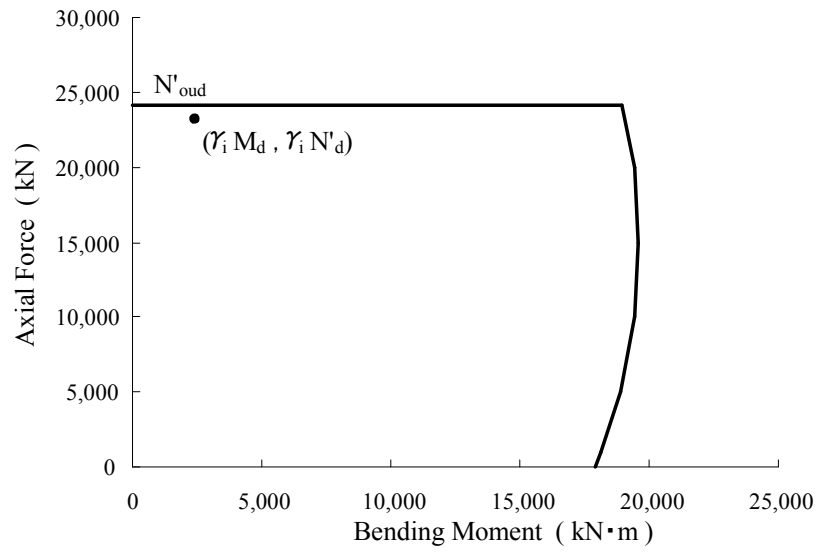


図-4.4.4 L/4 点アーチリブの曲げ耐力と軸方向圧縮耐力の相関曲線

4.5 全体座屈強度の検討

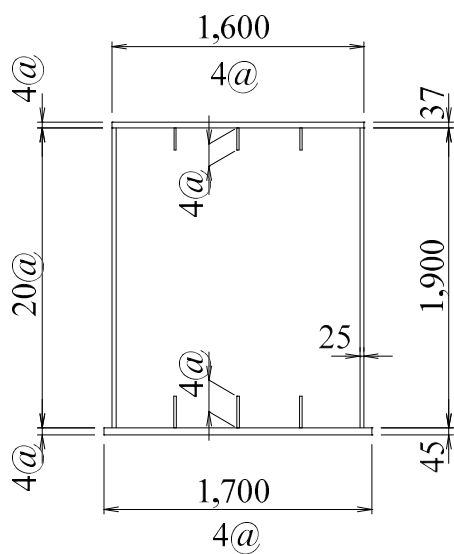
本章では、提案した新形式橋梁の全体座屈に関する検討を行う。解析は弾塑性大変形解析により行った。本形式は前述したとおり、アーチリブ間を連結する横つなぎ材を設けておらず、アーチリブが面外座屈するモードが卓越することが考えられるため、Case-1(基本モデル)および Case-1 において CFT アーチリブが H/500, H/1000, H/2000 (H:アーチライズ高)の 3 種類の初期不整を与えたケース (Case-10, 11, 12) を対象にした (表-4.5.1)。すなわち、施工誤差によりアーチリブが鉛直面から若干傾いている影響を把握することを意図した。なお、この値は道路橋示方書¹⁰⁾に規定されている値を参考に設定した。

表-4.5.1 初期不整を与えたケース

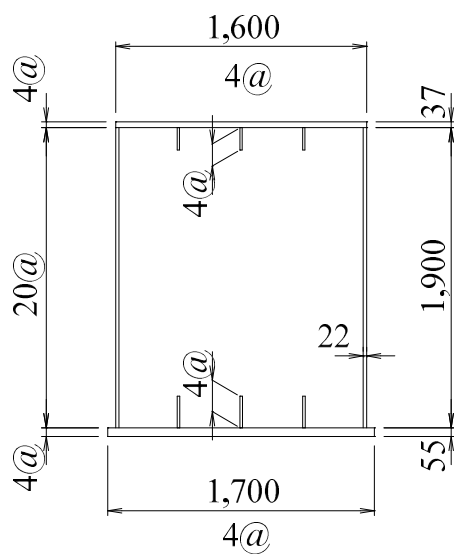
	アーチリブの初期不整
Case-1	初期不整なし
Case-10	H/500
Case-11	H/1000
Case-12	H/2000

H : アーチライズ高

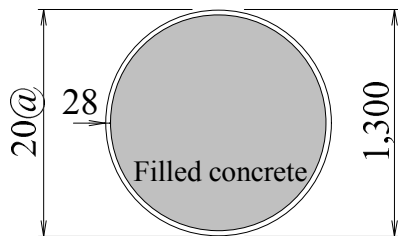
ファイバー要素に分割した主桁（側径間，アーチ径間）および CFT アーチリブの断面を図-4.5.1 に示す。主桁に関しては、フランジは板厚方向に 4 分割，板幅方向に 4 分割した。ウェブは，高さ方向に 20 分割した。箱桁内部のリブは，高さ方向に 4 分割した。コンクリート充填アーチリブは，鋼管およびコンクリートともに高さ方向に 20 分割した。そして，各ファイバーの鋼およびコンクリートは図-4.4.1 と図-4.4.2 の構成則にしたがうとした。なお，隅角部は剛性の高い線要素，2 次部材であるハンガーおよび横桁も線要素とした。



主桁断面（側径間）



主桁断面（アーチ径間）



CFT アーチリブ断面

図-4.5.1 主桁およびアーチリブの断面図

荷重の載荷方法は、まず設計死荷重を載荷させ、続いて設計活荷重を漸増させる。本検討では、活荷重は LC1 のみに着目し、漸増活荷重は $0.1*LC1$ とし、これを全体座屈が生ずるまで累加载荷し続けた。なお、今回使用したプログラムは、汎用 FEM プログラムの FORUM8 FRAME(3D)である。

変形図を図-4.5.2 および図-4.5.3 に、アーチクラウン部の鉛直変位-荷重の関係を図-4.5.4 に、水平変位-荷重の関係を図-4.5.5 に示す。

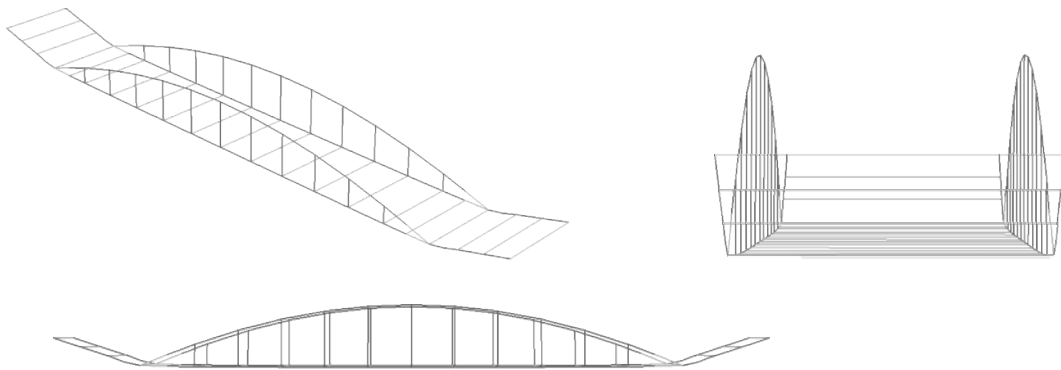


図-4.5.2 case-10 at D+3.0*LC1 時の変形図

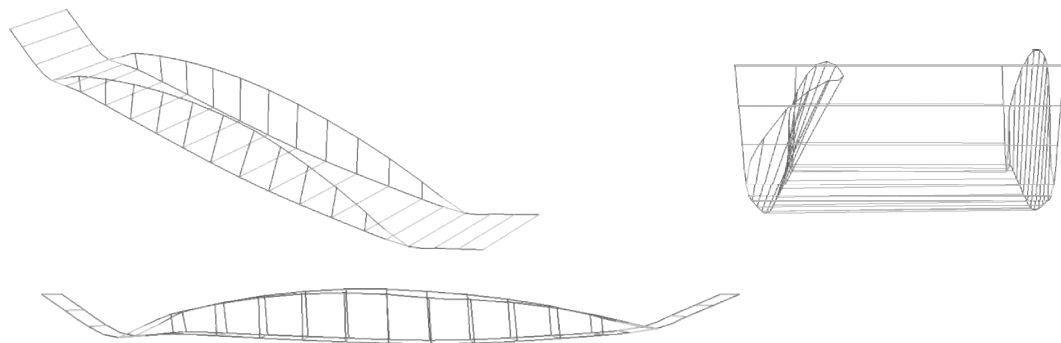


図-4.5.3 case-10 at D+6.30*LC1 時の変形図

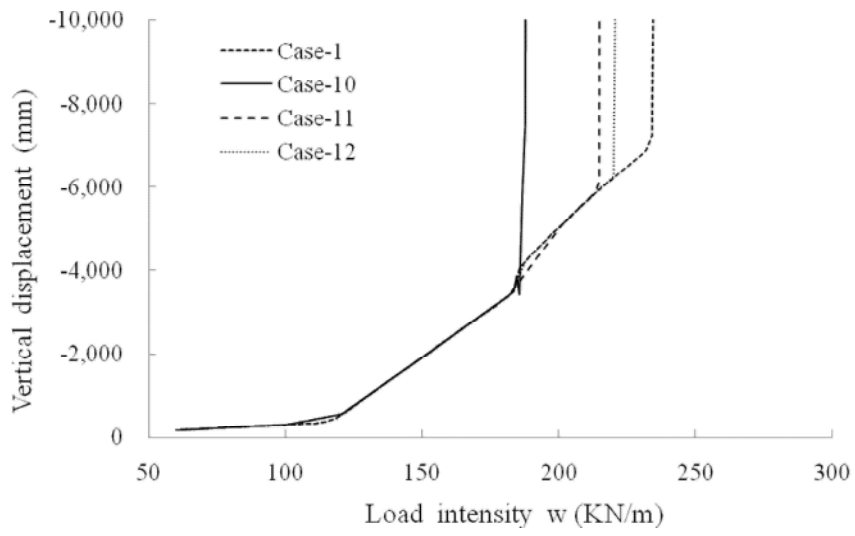


図-4.5.4 鉛直変位と荷重強度

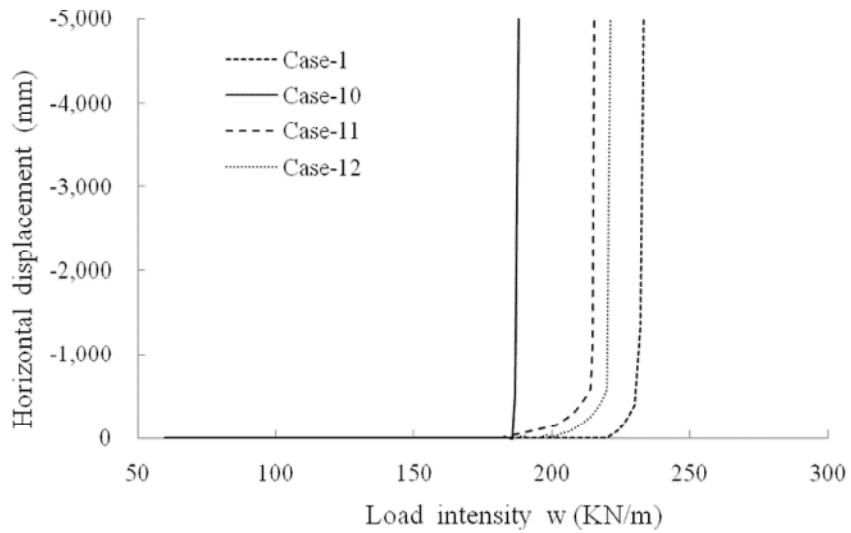


図-4.5.5 水平変位と荷重強度

鉛直変位は各ケースともに $D+3.0*LC1$ までは線形増加するが、これ以降鉛直変位が増大している。これは主桁側径間の隅角部付近において塑性ヒンジが生じたためである。この現象は各ケースともに同時に発生した。よってアーチリブの初期変位に影響なく発生した。この時点での変形状況が図-4.5.2 に示されている。

次に、Case-10 においては $D+6.30*LC1$ にて急激に鉛直変位が増大した。同時に、水平変位も急激に増大した。この時の変形状況を図-4.5.3 に示すが、最終的には水平方向に全体座屈が生じていることが理解できる。また、水平変位は鉛直変位と異なり全体座屈が生じる前まで変位がほぼ 0 であった。

Case-10 においては、分岐点を越えた直後急激に変位が増加したが、Case-11 では $D+7.65*LC1$ 時に、Case-12 では $D+7.90*LC1$ 時に、Case1 では $D+8.70*LC1$ 時に、急激に鉛直変位が増大した。Case-10 においては、分岐点を越えた直後急激に変位が増加したが、他のケース Case-11, Case-12, Case-1 においては分岐点を過ぎてから徐々に変位が増大した後急激に水平変位が増大する傾向であった。

以上より、アーチリブに初期不整がある場合は、ない場合より小さい荷重で全体座屈が生じることがわかった。ちなみに $H/500$ と比較的小さい初期不整を与えた Case-10 の全体座屈荷重は、基本ケースの Case-1 より 20%も小さくなった。

また、各ケースにおいて終局荷重作用時における荷重と係数の組合せである $D+2.5*LC1$ を大きく上回っており、本形式は全体座屈に対して安全であると言える。

4.6 まとめ

本論文では、単純箱桁橋の支間中央付近を CFT アーチリブで補剛した新形式橋梁を提案し、異なる 9 種類のアーチ径間／ライズ比について、性能照査型設計による部材破壊に対する安全性の照査を行った。また、弾性有限変位解析による全体座屈の検討、経済性の比較および施工性についても検討を行った。得られた知見を以下に示す。

- 1) アーチ径間 / ライズ比を一定とし、アーチ径間を変化させた解析結果より、アーチ径間が短いほどアーチリブに曲げが卓越し、桁のアーチリブによる補剛が効果的ではなく、桁に作用する曲げモーメントおよび軸力が大きいことを見出した。
- 2) アーチ径間を一定とし、アーチライズを変化させた解析結果より、アーチライズの変化により曲げモーメントにはほとんど影響は見られないが、軸力はアーチライズが高くなるほどアーチリブによる補剛効果が高くなり、最大で 30%程度減少することを見出した。
- 3) 終局限界時の設計断面力に対し、部材破壊の安全性の照査を実施した結果、本形式は構造的および耐力的に実現可能であることを見出した。ただし、アーチ径間が短い Case-4、Case-5 は、大きな断面力が作用するため、主桁およびアーチ部材は板厚が厚い断面構成となった。
- 4) 基本ケースおよび初期不整を有する 3 ケースについて弾塑性有限変位解析により全体座屈強度を検討した。その結果、両者ともにアーチリブが面外座屈することにより終局状態に達した。また、アーチリブに初期不整がある場合は、初期不整がない場合より小さい荷重で全体座屈が生じることがわかった。H/500 と道路橋示方書に規定されている初期変位を与えた Case-10 の全体座屈荷重は、基本ケースの Case-1 より 20%も小さくなった。しかし、D+2.5*LC1 を大きく上回っており、本形式は全体座屈に対して十分に安全性を確保していることを見出した。

- 5) 本論文中には詳述しなかったが、材料費、製作費、工場塗装費および充填コンクリート打設費を考慮した経済性の比較を行った。その結果、Case-1（コンクリート充填）はCase-9（コンクリート非充填）より 10%程度の低コスト化が可能であり、アーチリブにCFTを用いることの合理性を確認することができた。

なお、本論文では隅角部やケーブル定着部等の構造詳細の検討および、耐震設計については実施しておらず、今後の課題とした。

参考文献

- 1) 田中寛泰, 中村俊一, 井上浩男, 羽田大作: 鋼管桁を用いた吊り形式橋梁の構造と耐風特性, 土木学会論文集 No.805/VI-69, pp.91-103 (2005).
- 2) 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) 栗原廣行, 田邊喜久夫, 宮脇崇泰, 徳山岩男, 山本信哉: 宇品大橋上部工の施工, 橋梁と基礎, Vol.34, No.2, pp.8-16 (2000).
- 4) 北島治美, 長曾我部徹, 田村幸久, 高楊裕幸, 池田大樹, 高桑正直: 新豊橋のデザインと施工, 橋梁と基礎, Vol.41, No.5, pp.5-11 (2007).
- 5) 保坂鐵矢, 西海健二, 中村俊一: 圧縮強度およびヤング係数の異なるコンクリート系材料を充填した鋼管の曲げ性能に関する実験的研究, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.44A, pp.1565-1573 (1998).
- 6) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 鋼橋編 (2002).
- 7) 土木学会: 複合構造物の性能照査指針 (案) (2002).
- 8) 土木学会: 複合構造物の性能照査例 (2006).
- 9) 土木学会: 鋼・合成構造標準示方書 (2007).
- 10) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 コンクリート橋編 (2002).
- 11) 岡本裕, 森屋圭浩, 田中寛泰, 中村俊一: CFT アーチリブを有する鋼箱桁橋の大変形弾塑性解析, 東海大学紀要工学部, Vol.50, No.2, pp.115-122, 2010
- 12) Yutaka Okamoto, Shunichi Nakamura, Hiroyasu Tanaka, Yoshihiro Moriya: Study on steel box girder bridges partly stiffened by CFT arch ribs, Journal of Constructional Steel Research, Vol.70, pp.28-35, 2012

第5章

結論

本論文は、吊形式橋梁の耐震特性、ケーブルの腐食による疲労特性、補剛アーチ橋の構造特性について論じたものである。第1章で言及したとおり、吊形式橋梁に関しては未知な部分が多くある。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。

5.1 多径間連続斜張橋の静的および耐震特性

吊り形式橋梁は決して成熟した構造形式ではなく、現在でも新しい吊形式橋梁が提案され、実際にも建設されている。第2章でも述べたが、多径間連続斜張橋の静的および耐震性を検討する。耐震性の向上と低コスト化を目的として、橋梁部材製作時の鋼板の組立てや溶接加工量の削減が有効であり、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。今回は柱断面に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な力を受ける。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と考えられる。

本論文では、鋼とコンクリートの合成主塔を提案し、多径間連続斜張橋に適用した。本合成主塔は、二重矩形鋼管内部にコンクリートを充填したサンドイッチ構造となっており、鋼板の座屈の抑制や、外側鋼管の拘束によるコンクリート強度の増加（コンファインド効果）、より良いエネルギー減衰性能を発揮し、優れた特性を持った合理的な構造である。本論文では、合成主塔の静的および耐震性の検討を実施し、以下の知見を得た。

- 1) 多径間連続斜張橋では、交互スパンに活荷重を載荷した方が、全スパンに活荷重を載荷

したものに比べ、塔頂変位および主塔基部の曲げモーメントともに大きい。これは、交互スパンに載荷されると、スパン両側の主塔が対称方向に曲げられるためである。

- 2) 主塔高さを変えた検討により、主塔が高くなるにつれて塔頂変位は増加するが、基部の曲げモーメントは減少することが理解できた。これは、主塔が高くなるにつれて主塔の曲げ剛性が小さくなり、変形が緩やかになるためであると考えられた。
- 3) 合成主塔の地震応答をレベル 2 およびレベル 1 地震動で評価した。とくに桁と主塔の水平支持に着目し、全可動支承 (MOV)、リニア・バネ支承 (LS)、バイリニア・バネ支承 (BLS) の 3 ケースを比較した。主塔頂部の応答変位と主塔基部の曲げモーメントは、全可動支承 (MOV) で最も大きく、バイリニア・バネ支承 (BLS) で最も小さくなった。
- 4) 2 つの異なる設計地震波、支承のせん断剛性 (K_1 , K_2) や降伏点を変化させることによる応答値の影響についてのパラメトリック・スタディーより、バイリニア・バネ支承は本形式にとって高い制震効果がある可能性が高いことを見出した。
- 5) 主塔基部の部材角の応答値が損傷レベルの制限値以内に入っており、提案した合成主塔が復旧性能を満足することを確認した。
- 6) 鋼製主塔と CFT 主塔の静的解析は、活荷重載荷分布の異なる代表的な 2 パターンが、多径間連続斜張橋にどのように影響するかを明確にするため実施された。前述した結果と同様に両者とも交互スパンに活荷重を載荷した方が、主塔 P4 の塔頂変位および主塔基部の曲げモーメントが最大となる。そして、CFT 主塔の曲げモーメントは、鋼製主塔よりも大きいのに対し、鋼製主塔の変位は、CFT 主塔よりも大きい。これは、鋼製主塔が CFT 主塔よりも柔軟性があるためである。
- 7) 鋼製主塔と CFT 主塔の 2 つの異なる塔に対して、レベル 2 地震動による動的構造解析を行った。これらを主塔と桁をつなぐ 3 つの支持条件で比較した。それは、全可動支承 (MOV)、リニア・バネ (LS)、バイリニア・バネ (BLS) である。主塔 P4 塔頂部での応答変位と、基部の曲げモーメントでは、バイリニア・バネ (BLS) と可動支持条件 (MOV)

で最大, 最小であることがわかった. これは, 地震エネルギーを逸散されるためである.
鋼製主塔と CFT 主塔の間に大きな違いはありませんでした.

以上より, 提案したコンクリート充填鋼管の合成主塔は多径間連続斜張橋に適用可能であり, バイリニア・バネ支承と組み合わせれば地震に対する抵抗力も高まると考えられた.

5.2 腐食した亜鉛めっき鋼線の疲労強度

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．ニューヨーク市にあるウイリアムズ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-1.2.9)．我が国においても，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-1.2.10)．本橋では破断鋼線は発見されなかったが，我が国でも中小吊橋では鋼線が腐食し破断した事例もある(写真-1.2.11)．

第 3 章では，吊形式橋梁において主要部材となる橋梁用ケーブル（橋梁用亜鉛めっき鋼線）の腐食と疲労に関する研究である．これらのケーブルは橋梁用亜鉛めっき鋼線を束ねた構成となっている．この鋼線を人工的に腐食させ，その腐食形状を計測した．またその腐食した鋼線で疲労試験を行い，腐食形状と疲労の関係性を研究した．これらの研究は今後の維持・メンテナンス方法の開発に寄与する研究である．

腐食した橋梁用亜鉛めっき鋼線の疲労強度に関し，腐食によって生じた腐食ピットの寸法と分布を計測し，その計測データに基づき人工ピット付きの亜鉛めっき鋼線試験体の疲労試験を実施した．本研究により得られた主な知見を以下に示す．

- 1) 腐食レベル 3 の亜鉛めっき鋼線試験体の腐食ピット深さは，腐食レベル 2 より大きい．すなわち，腐食が進行するほど，ピットは深くなり，最大ピット深さは **0.56 mm** であった．
- 2) ほとんどの腐食ピットは幅 **10 mm** および長さ **10 mm** の範囲内であった．ただし，深さ **0.4 mm** 以下では，この範囲外のデータも存在した．一方，深さ **0.4 mm** 以上では，すべてこの範囲内であった．すなわち，比較的浅い腐食ピットは広範囲に分布し，より深い腐食ピットは狭い範囲に集中する傾向が見られた．すなわち，より深い腐食ピットはいわゆる孔食であると言える．

- 3) 人工ピット付き鋼線の疲労試験を、最小応力 500 MPa、最大応力 900 MPa の片振幅で実施した。丸形ピット付き鋼線は、腐食ピットの長さに関わらず 10^6 回まで破断しなかった。三角形ピット付き鋼線は、腐食ピットの長さが小さくなるにしたがい、少ない回数で破断した。ちなみに、ピット長が 3.5 mm では 4,800 から 36,000 回で破断し、ピット長が 6.0 mm では 49,000 から 72,000 回で破断したが、ピット長が 10.0 mm では破断しなかった。三角形にさらにノッチを入れた鋼線は、腐食ピットの長さに関わらず、18,000 から 36,000 回で破断した。
- 4) これらの実験結果より、以下のことが推定できる。丸形ピットの応力集中度は低いため、丸形ピット付き亜鉛めっき鋼線の疲労強度が最も高い。三角形ピットは丸形ピットより応力集中度は高い。この際、応力集中度は三角形ピットの長さとの幅の比に関連し、ピットが短いほど疲労強度が低い。ノッチ入り三角形ピットの応力集中はピット角部のノッチに依存するため、亜鉛めっき鋼線の疲労強度はピット長さに関わらず一定となる。かつ、ノッチ入り三角形ピット付き亜鉛めっき鋼線の疲労強度が最も低い。
- 5) 三角形ピット付き亜鉛めっき鋼線およびノッチ入り三角形ピット付き亜鉛めっき鋼線試験体の疲労強度は、腐食亜鉛めっき鋼線の疲労強度の延長上にあり、人工ピット付き試験体の疲労試験が妥当であった。したがって、腐食亜鉛めっき鋼線の疲労強度の低下の主要因は腐食による表面凹凸であると言える。さらに、人工ピット付き試験体の疲労試験から得られた知見が、実際の腐食した亜鉛めっき鋼線に適用でき、実橋ケーブルの維持管理に有用な情報となると考えられる。

5.3 部分補剛アーチ橋の終局強度

本論文の第4章で述べた部分補剛アーチ橋は、従来の箱桁橋と比べて桁高を低くすることができ、またアーチライズを比較的低く抑えることにより、周辺へ圧迫感を与えることなく、景観にも優れる。従来のローゼ橋は、補剛桁とアーチ部材の双方で曲げモーメントを分担する補剛アーチ橋で、アーチ部材と補剛桁の間にケーブルを配置したニールセン・アーチ形式が特長である。この新形式橋梁では、主桁とアーチの交点である隅角部が支間中央側に配置されるため、アーチリブには軸力のみならず、従来のローゼ橋よりも大きな曲げモーメントが生じることが懸念される。

本論文では、単純箱桁橋の支間中央付近をCFTアーチリブで補剛した新形式橋梁を提案し、異なる9種類のアーチ径間／ライズ比について、性能照査型設計による部材破壊に対する安全性の照査を行った。また、弾性有限変位解析による全体座屈の検討、経済性の比較および施工性についても検討を行った。得られた知見を以下に示す。

- 1) アーチ径間 / ライズ比を一定とし、アーチ径間を変化させた解析結果より、アーチ径間が短いほどアーチリブに曲げが卓越し、桁のアーチリブによる補剛が効果的ではなく、桁に作用する曲げモーメントおよび軸力が大きいことを見出した。
- 2) アーチ径間を一定とし、アーチライズを変化させた解析結果より、アーチライズの変化により曲げモーメントにはほとんど影響は見られないが、軸力はアーチライズが高くなるほどアーチリブによる補剛効果が高くなり、最大で30%程度減少することを見出した。
- 3) 終局限界時の設計断面力に対し、部材破壊の安全性の照査を実施した結果、本形式は構造的および耐力的に実現可能であることを見出した。ただし、アーチ径間が短いCase-4、Case-5は、大きな断面力が作用するため、主桁およびアーチ部材は板厚が厚い断面構成となった。
- 4) 基本ケースおよび初期不整を有する3ケースについて弾塑性有限変位解析により全体座屈強度を検討した。その結果、両者ともにアーチリブが面外座屈することにより終局

状態に達した。また、アーチリブに初期不整がある場合は、初期不整がない場合より小さい荷重で全体座屈が生じることがわかった。H/500 と道路橋示方書に規定されている初期変位を与えた Case-10 の全体座屈荷重は、基本ケースの Case-1 より 20% も小さくなった。しかし、D+2.5*LC1 を大きく上回っており、本形式は全体座屈に対して十分に安全性を確保していることを見出した。

- 5) 本論文中には詳述しなかったが、材料費、製作費、工場塗装費および充填コンクリート打設費を考慮した経済性の比較を行った。その結果、Case-1 (コンクリート充填) は Case-9 (コンクリート非充填) より 10% 程度の低コスト化が可能であり、アーチリブに CFT を用いることの合理性を確認することができた。

なお、本論文では隅角部やケーブル定着部等の構造詳細の検討および、耐震設計については実施しておらず、今後の課題とした。

5.4 総括

本研究では吊橋梁に着目し、新しい構造形式の提案から維持管理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。

序論でも講じたが、1995年の兵庫県南部地震以降、非常に大きな地震が続いており、耐震だけでは不十分という意見もある。本州四国連絡橋以降、長大橋の建設はほとんどないが、今後、多径間連続斜張橋のような全長が数キロを越える長大橋の建設プロジェクトも出てくることを期待している。その場合に、本研究で提案した免震構造とコンクリート充填鋼管（CFT）による減衰効果の組み合わせにより地震の多い日本においても実現可能と考える。

さらに、実際に数キロを結ぶプロジェクトとなる場合、海上に建設されることが予想される。そのときに吊形式橋梁はケーブルの腐食の影響も著しく影響する。今回の研究成果を進め、補修方法等を考えることで将来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。

そして、吊り形式橋梁の展望として以下のようなことが考えられる。

- 1) 更なる長スパン化：超高強度鋼線（1700MPa→2000～2200MPa）、炭素繊維ケーブル等の高性能材料の開発により、更なる長スパン化が期待される。
- 2) 斬新な吊り形式橋梁：長大だけでなく中小スパンも対象として、とくに歩道橋には、斬新な構造が多く提案されている。
- 3) 耐久性の向上：長寿命化（定期点検、こまめな維持管理）、ケーブルの防食、除湿システム、亜鉛・アルミニウムめっき鋼線、モニタリング技術（台風時、地震時、交通振動、腐食診断）等の保全技術の発展により、さらなる耐久性の向上が期待される。

謝辞

本論文は、東海大学 中村 俊一 教授 ご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、終始懇切丁寧なご指導を賜りました。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お人柄により、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ご支援、ご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 鈴木博士に深く感謝致します。

本研究の部分補剛アーチ橋の研究では、研究はもちろんのこと、公私共に助言、ご指導いただきました。川田工業株式会社 田中 博士ならびに、独立行政法人 土木研究所 森屋氏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いただき、励まし支えてくださった両親に感謝の意を表し、結びと致します。