超長大道路構造物の建設コスト縮減技術に関する研究

福井　次郎[*1]、杉田　秀樹[*2]、谷本　俊輔[*3]、運上　茂樹[*4]、遠藤　和男[*5]
久保　和幸[*6]、新田　弘之[*7]、真下　英人[*8]、砂金　伸治[*9]、村越　　潤[*10]
麓　興一郎[*11]、中谷　昌一[*12]、竹口　昌弘[*13]

Research on Reducing Construction Costs of Super-Long Highway Structures

by Jiro Fukui, Dr. Hideki Sugita, Shunsuke Tanimoto,
Dr. Shigeki Unjoh, Kazuo Endo, Kazuyuki, Kubo,
Hiroyuki Nitta, Dr. Hideto Mashimo, Shinji Isago,
Jun Murakoshi, Koichro Fumoto, Shoichi Nakatani,
and Masahiro Takeguchi

要旨

豊かで質の高い暮らしを実現するためには、複数の都市あるいは地域が連携し、それぞれの資源あるいは機能を共有することが重要である。海峡を挟んだ複数の地域において、このような地域の交流と連携を図るため、超長大道路構造物の建設コストを縮減する技術の開発が求められている。

このような背景の下で、重点プロジェクト研究「超長大道路構造物のコスト縮減技術に関する研究」は、超長大道路構造物の建設コスト縮減の可能性のある新たな構造あるいは施工法に着目し、橋梁について、①吊橋の新形式主塔および基礎の耐震設計法、②耐風安定性に優れた上部構造形式、③薄層化舗装およびオープングレーチング床版技術の開発を行った。また、トンネルについて、④トンネルボーリングマシンによりトンネルを掘削する場合のトンネル設計法の開発を行った。

①については、CFT(Concrete Filled Tube)主塔の耐震性能照査法や基礎底面のサクション効果を考慮した地震時の転倒モーメント算定式等を提案した。②については、支間中央部に二箱桁、主塔近傍に桁幅を絞った桁構造を有する斜張吊橋を提案した。③については、材料の配合仕様、舗装厚、施工管理目標値、端部処理等を規定した薄層化舗装技術や維持管理に配慮し、取り替え可能な２層式グレーチング床版構造を提案した。④については、トンネルボーリングマシンによるトンネル(TBM トンネル)の周辺地山の安定性評価方法等を提案した。

キーワード：**超長大道路構造物、主塔、基礎、上部構造、舗装、床版、トンネル、コスト縮減、耐震設計、耐風設計**

Synopsis

To improve living standards, cities and regions should jointly manage resources and functions. Super long highway structures should be built to connect regions that are separated by straits. It is requested to develop novel technologies to built such highway structures at low cost.

Therefore, in the PWRI Priority Research Project of Reducing Construction Costs of Super Long Highway Structures, researches on following items were fulfilled involving the innovative structural systems, design methods, and construction technologies that expect to lead an extensive cost reduction of construction：

1) Seismic design methods for new type of towers and foundations, 2) Superstructure with good aerodynamic stability, 3) thin pavement technology and open grating floor in order to decrease the weight of bridge, 4) design method of support structure for tunnels excavated by using TBM (Tunnel Boring Machine).

Results of each research items are as follows:

1) seismic performance evaluation method for CFT(Concrete Filled Tube) tower and seismic design method considering the effect of suction on the foundation bottom were proposed. 2) a cable-stayed suspension bridge with combination of slotted box girder at the center span and one-box girder near the main tower were proposed. 3) material design, structural design, and quality control methods for thin pavement and two layer grating floor technology were proposed. 4) Evaluation method of ground properties and selection of proper support in TBM excavation were developed.

*1 土木研究所 構造物研究グループ長
*2 土木研究所 耐震研究グループ 振動チーム 上席研究員、工博
*3 土木研究所 耐震研究グループ 振動チーム 研究員
*4 土木研究所 耐震研究グループ 耐震チーム 上席研究員、工博
*5 本州四国連絡高速道路株式会社
（前土木研究所 耐震研究グループ 耐震チーム 主任研究員）
*6 土木研究所 道路技術研究グループ 舗装チーム 上席研究員
*7 土木研究所 材料地盤研究グループ 新材料チーム 主任研究員
（前土木研究所 道路技術研究グループ 舗装チーム 主任研究員）
*8 土木研究所 道路技術研究グループ トンネルチーム 上席研究員、工博
*9 内閣府政策統括官（防災担当）付参事官（地震・火山対策担当）付参事官補佐
（前土木研究所 道路技術研究グループ トンネルチーム 主任研究員）
*10 土木研究所 構造物研究グループ 橋梁チーム 上席研究員
*11 本州四国連絡高速道路株式会社
（前土木研究所 構造物研究グループ 橋梁チーム 主任研究員）
*12 土木研究所 構造物研究グループ 基礎チーム 上席研究員
*13 土木研究所 構造物研究グループ 基礎チーム 主任研究員

超長大道路構造物の建設コスト縮減技術に関する研究

目　　次

１．概要…… 1
1.1　はじめに …… 1
1.2　研究の背景、必要性 …… 1
1.3　研究の範囲と達成目標 …… 1
1.4　個別課題の構成 …… 1

２．超長大橋下部構造の設計・施工の合理化に関する試験調査…… 2
2.1　はじめに …… 2
2.2　パイルドファウンデーションに関する検討 …… 2
2.2.1　静的模型載荷実験（重力場）…… 2
2.2.2　地震時挙動と耐震設計法 …… 4
2.3　サクション効果に関する検討 …… 6
2.3.1　室内模型実験（重力場）…… 6
2.3.2　サクションを考慮した耐震設計法の検討 …… 7
2.3.3　遠心載荷実験によるサクション効果の検証 …… 8
2.3.4　サクションを考慮した耐震設計例 …… 11
2.4　まとめ …… 11

３．大規模地震を想定した長大橋梁の耐震設計法の合理化に関する試験調査…… 12
3.1　はじめに …… 12
3.2　長大橋主塔の耐震設計法の合理化に関する検討 …… 12
3.2.1　検討対象主塔 …… 12
3.2.2　主塔のプッシュオーバー解析 …… 12
3.2.3　耐力・変形特性及び損傷特性 …… 15
3.2.4　大規模地震に対する主塔の耐震性能照査法 …… 17
3.2.5　大規模地震に対する上部構造の耐震性能照査法 …… 18
3.3　長大橋梁主塔基礎に関する検討 …… 19
3.3.1　基礎の地震時挙動に関する遠心模型実験 …… 19
3.3.2　基礎の耐震性能照査法の提案 …… 19
3.4　まとめ …… 21

４．経済性・耐風性に優れた超長大橋の上部構造に関する調査…… 23
4.1　はじめに …… 23
4.2　超長大斜張吊橋の耐風安定性に関する検討 …… 23
4.2.1　構造特性の検討 …… 23
4.2.2　全橋模型試験による斜張吊橋耐風安定性の検討 …… 25
4.3　オープングレーチング床版の疲労耐久性に関する検討 …… 27
4.3.1　対象構造と検討方法 …… 28
4.3.2　検討結果 …… 28

4.4 まとめ …… 30
4.4.1 超長大斜張吊橋の耐風安定性に関する検討 …… 30
4.4.2 オープングレーチング床版構造の疲労耐久性に関する検討 …… 30

５．薄層化橋面舗装の施工性能向上に関する調査…… 32
5.1 はじめに …… 32
5.2 薄層化橋梁舗装用 SMA 混合物の配合 …… 32
5.3 施工を考慮した混合物の選定 …… 32
5.3.1 締固め温度の低下による影響 …… 32
5.3.2 締固め温度の低下への対策 …… 33
5.4 舗装厚さの変化に関する検討 …… 34
5.4.1 舗装厚さの変動要因 …… 34
5.4.2 舗装厚さによる水密性の変化 …… 34
5.4.3 ボルトによる影響 …… 34
5.5 繰返しせん断抵抗性の検討 …… 35
5.6 舗装端部の防水対策 …… 36
5.7 経済性に関する検討 …… 36
5.7.1 舗装の低コスト化 …… 36
5.7.2 死荷重の軽減 …… 36
5.8 まとめ …… 37

６．経済性に優れた長大トンネルの掘削方法に関する試験調査…… 38
6.1 はじめに …… 38
6.2 機械データを用いた TBM トンネル周辺地山の安定性の評価 …… 38
6.2.1 平均的な機械データと支保パターンの関係 …… 39
6.2.2 岩質ごとの機械データ平均と支保パターンの関係 …… 40
6.3 TBM 工法を用いたトンネルでの補助工法の選定手法 …… 41
6.3.1 補助工法採用，トラブルの実績 …… 42
6.3.2 補助工法採用実績と機械データの関係 …… 43
6.4 TBM 工法を用いたトンネルの支保構造設計法 …… 44
6.4.1 トンネル全体に作用する荷重に対する設計法 …… 44
6.4.2 局所的に作用する荷重に対する設計法 …… 45
6.5 まとめ …… 45

１．概要

1.1 はじめに

土木研究所では、2001 年４月、独立行政法人化後の第一期中期目標期間(平成 13-17 年)に 14 の重点プロジェクト研究を実施してきた[1)]。

「超長大道路構造物のコスト縮減技術に関する研究」はその中の一課題として実施したもので、本報告は、本重点プロジェクト研究を構成する個別研究課題の主要な成果を報告するものである。

1.2 研究の背景、必要性

超長大道路構造物に関する研究は、独立行政法人化以前から実施されてきた土木研究所の研究の中で、最も重要な研究テーマの一つである。特に、本州四国連絡橋の建設事業を支援する目的で、設計地震入力に関する調査、基礎の耐震設計に関する調査、耐風調査、上部構造の設計荷重に関する試験等、数多くの試験研究が行われ、その成果は明石海峡大橋をはじめとする超長大橋梁の設計、施工に活用された。

本州四国連絡橋の調査試験が概ね終了した後は、新交通軸調査として湾口部、海峡部ルートを横断する超長大道路構造物に関する研究が実施された。さらに、旧土木研究所が国土技術政策総合研究所と独立行政法人・土木研究所に分割された後は、上述のように重点プロジェクト研究「超長大道路構造物のコスト縮減技術に関する研究」として実施されてきた。

本重点プロジェクト研究以前の研究では、従来技術では実施不可能であった領域を可能とするような技術開発が中心であったが、本プロジェクト研究ではその標題が示すように、コスト縮減が重要な研究目的に加えられた。これは、技術的な問題が解決しても、経済性に関する問題が解決しないと建設事業を実施することができないという最近の社会情勢を反映したものである。

1.3 研究の範囲と達成目標

本重点プロジェクト研究では、建設コスト縮減の可能性のある新たな構造あるいは施工法に着目し、長大橋については、新形式主塔および基礎の耐震設計法の開発、耐風安定性に優れた上部構造形式の開発、薄層化舗装およびオープングレーチング床版技術の開発を行い、トンネルについては、トンネルボーリングマシンを用いたトンネル設計法の開発を行うことを研究の範囲とし、以下の達成目標を設定した。

① 超長大橋の新しい形式の主塔、基礎の耐震設計法の開発
② 耐風安定性に優れた超長大橋上部構造形式の開発
③ 薄層化舗装、オープングレーチング床版技術の開発
④ 超長大トンネル用トンネルボーリングマシンを用いたトンネル設計法の開発

1.4 個別課題の構成

本重点プロジェクト研究では、上記の目標を達成するため、以下に示す研究課題を設定した。

① 超長大橋下部構造の設計・施工の合理化に関する試験調査（平成 10～17 年度）
② 大規模地震を想定した長大橋梁の耐震設計法の合理化に関する試験調査（平成 10～17 年度）
③ 経済性・耐風性に優れた超長大橋の上部構造に関する調査（平成 11～17 年度）
④ 薄層化橋面舗装の施工性能向上に関する研究(平成 14～15 年度)
⑤ 経済性に優れた長大トンネルの掘削方法に関する試験調査（平成 11～15 年度）

2 章以下において、各個別課題の研究成果の中から、主要なものを報告する。

参考文献

1) 土木研究所 : 独立行政法人土木研究所中期目標期間の業務実績報告書, pp. 132-133, 2006.

２．超長大橋下部構造の設計・施工の合理化に関する試験調査

2.1 はじめに

現在検討が進められている新交通軸における超長大橋の下部構造については、大水深など過酷な自然環境下での施工技術が要求されるとともに、基礎寸法を小さくし工費削減が期待できる合理的な基礎形式の開発が求められている。

一般に超長大橋の基礎は水深の深い海洋部に設置されることが想定され、特に架橋地点において支持層が深い場合には、従来の長大橋で多くの実績を有する直接基礎では大規模な浚渫が必要となり工費・工期の増大や施工自体が困難になることが考えられる。このように大水深下で支持層が深い場合の合理的な基礎形式として、ギリシャのリオンーアンティリオン橋の塔基礎に採用されたパイルドファウンデーション [1)]が挙げられる。パイルドファウンデーションは**図-2.1** に示すとおり、支持層の深い軟弱地盤の表層部部分を杭で補強しその上に直接基礎を構築するもので、大水深下での大がかりな海底掘削を伴わない。しかしながら、杭と基礎底面の荷重分担など支持機構が複雑であることから、大規模地震時のパイルドファウンデーションの挙動については未解明な点が多く、設計地震力が大きい我が国での適用に際しては十分な検討が必要である。

また、大水深下の直接基礎を合理的に設計する方法として、従来の設計では無視している基礎底面に作用するサクションの効果を考慮することが考えられる。ここでいうサクションとは、水中基礎が地震時の慣性力などにより回転し浮き上がり、基礎底面下の隙間体積の増加により生じる水圧低下に起因して、基礎の浮き上がりに抵抗する力のことである(**図-2.2**)。

そこで、本研究では、パイルドファウンデーションについて、重力場における模型載荷実験により基本的な支持力特性を把握するとともに、動的遠心模型実験および数値解析により地震時振動特性の解明と耐震設計法の提案を行った。また、サクションについては、重力場における模型実験によりサクションの特性を明らかし耐震設計法を提案するとともに、遠心模型実験により実物大相当の水深下でのサクション効果を検証した。

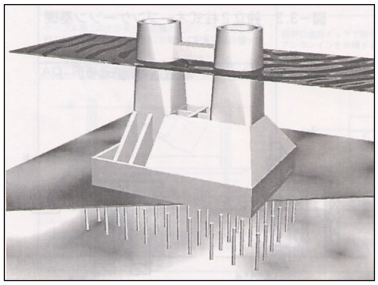


図-2.1 パイルドファウンデーション

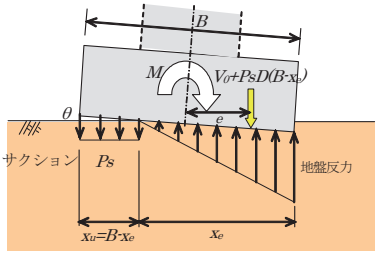


図-2.2 サクションを考慮した荷重状態

表-2.1 実験ケース

CASE	荷重傾斜角	杭本数	杭配置
1	0°	0	-
4	0°	30	ﾌｰﾁﾝｸﾞ下
18	0°	15	ﾌｰﾁﾝｸﾞ下
2	5°	0	ﾌｰﾁﾝｸﾞ下
5	5°	30	ﾌｰﾁﾝｸﾞ下
9	5°	15	ﾌｰﾁﾝｸﾞ下
10	5°	30+20	広範囲

2.2 パイルドファウンデーションに関する検討

2.2.1 静的模型載荷実験（重力場）

2.2.1.1 実験方法

パイルドファウンデーションの基本的な支持力特性を把握するために、2 次元土槽を用いた小型基礎模型の載荷実験を行った。実験は**表-2.1** に示すように、荷重の傾斜角、杭本数、杭配置等を変化させて実施した。

2.2.1.2 実験結果

(1) 鉛直荷重の場合

荷重傾斜角が０° の場合の比較を**図-2.3** に示す。杭本数が０の場合は、鉛直荷重が 6000N 程度でピークに達している。この時の鉛直変位は 7㎜ 程度であ

る。**写真-2.1** に示すように、すべり線は明瞭に現れている。一方、杭本数が１５本の場合は、鉛直荷重が 8500N 程度でピークに達している。この時の杭が負担する鉛直荷重を杭に貼付した歪みゲージから求めると 1000N 程度であり、杭本数が０本の場合に比べ、最大鉛直荷重は杭の荷重分担以上に増加している。また、すべり線も**写真-2.2** に示すとおり不明瞭となっている。これらは、杭による地盤の補強効果よるものと考えられる。

さらに、杭本数を３０本に増やした場合は、実験の範囲では鉛直荷重にピークは発生せず、杭による補強効果が十分に発揮できていると考えられる。

以上の結果から、パイルドファウンデーションの効果としては、杭による荷重分担だけでなく杭による地盤の補強効果があることがわかった。また、杭による補強の程度によって最大荷重を示す変位量が異なることがわかり、設計においてはこの点を留意する必要がある。

(2) 傾斜荷重の場合

鉛直荷重の傾斜角が５° の場合の比較を、**図-2.4** に示す。杭本数が０の場合は、鉛直荷重が 4000N 程度でピークに達している。この時の鉛直変位は 4mm 程度である。**写真-2.3** に示すように、フーチング直下のくさび領域を示すすべり線は**写真-2.1** に較べて大きく傾斜している。

杭本数が１５本および３０本の場合には、実験の範囲では荷重のピークは発生せず、杭本数が０の場合よりも大きな耐力を有している。しかし、今回の実験では、鉛直変位の小さな範囲において、杭本数が０の場合と大きな違いがなく、杭による補強効果は現れなかった。

次に、フーチング下の３０本に加えフーチング外に２０本の地盤補強用の杭を配置した場合については、最大荷重はさらに大きくなるものの、鉛直変位の小さな範囲ではほとんど違いがなかった。これは、フーチング範囲外に設置した２０本の内、前面のすべり線に位置するのは１０本のみであり、補強効果としては不十分であるためと考えられる。

以上の結果から、傾斜荷重がある場合もパイルドファウンデーションの効果はあるが、杭が配置されるフーチング直下のすべり線の傾斜が大きい場合、変位の小さい領域では十分な補強効果が期待できないことがわかった。

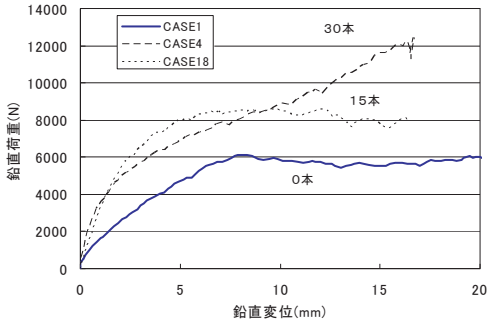


図-2.3 鉛直荷重０° の荷重～変位関係

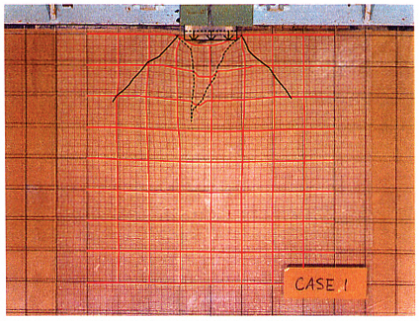


写真-2.1 鉛直荷重・杭本数０のすべり線

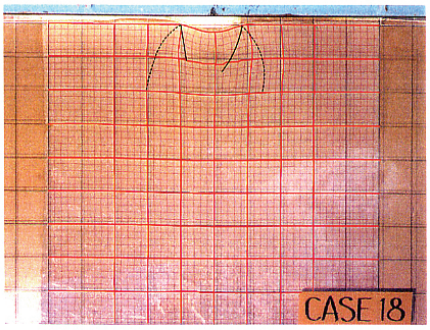


写真-2.2 鉛直荷重・杭本数１５本のすべり線

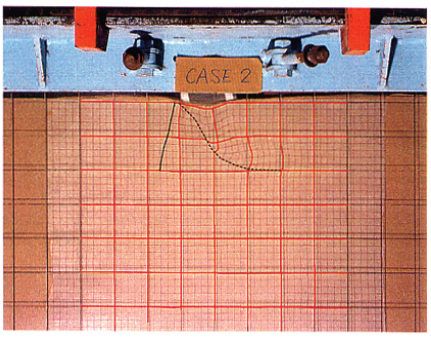


写真-2.3 傾斜荷重・杭本数０のすべり線

2.2.2 地震時挙動と耐震設計法

ここでは、地盤の非線形化を考慮したパイルドファウンデーションの振動特性の解明、およびパイルドファウンデーションの耐震設計法の提案を目的とし、動的遠心模型実験および動的解析を行った結果を示す。

2.2.2.1 動的遠心模型実験と動的応答特性

実験は、1/50 の縮尺模型に対して 50G の遠心力場で実施したものである。実験模型を**図-2.5** に示す。同図の寸法は模型スケールで示されており、寸法に 50 を乗じれば実物スケールとなる。以降に示す数値は全て実物スケールで表記することとする。模型地盤の層厚は 15m とし、相対密度を Dr=70%とした。模型杭にはφ=300mm、t=50mm、L=10m のアルミパイプを使用した。杭頭は基礎底面と固定せず、杭先端は地盤に根入れした。基礎の質量は 1925t、寸法は幅 5m×奥行 10m×高さ 5m であり、重心高さは基礎底面から 3m の位置にある。これは、基礎および主塔の重量を想定し、できるだけ重心位置を高く置くことを意図したものである。実験は、杭本数および基礎の根入れ深さを種々変更して行った。

実験における入力波形は 1Hz の正弦波 20 波であり、各実験ケースに対して加速度振幅を 300gal、550gal、680gal、820gal と変化させた 4 ステップの加振を実施した。

計測された基礎の変位の時刻歴波形を**図-2.6** に示す。同図より、基礎の鉛直変位、水平変位、回転角がいずれも一方向に累積しており、振動成分よりも残留成分が卓越していることが分かる。このことは、パイルドファウンデーションの耐震性能照査においては、動的応答特性に加え、地震時の繰返し載荷によって蓄積する残留変位を照査する必要性を示唆している。

次に、各加振ステップで計測された基礎の残留変位を**図-2.7** に示す。杭本数を増やすことにより、鉛直変位は抑制されているが、水平変位にはほとんど差が生じていないことが分かる。このことから、基礎底面の水平力に対して杭が抵抗していないことを表していると考えられる。また、杭本数を 21 本から 49 本に増やしても、残留変位の抑制には寄与していない。

一方、基礎の根入れの有無により、水平、鉛直、回転のいずれについても残留変位が大幅に抑制されている。これは、基礎の根入れにより基礎の前面抵抗が発揮されたこと、上載荷重の増加による基礎底面地盤の支持力増加の効果が発揮されたことによるものと考えられる。

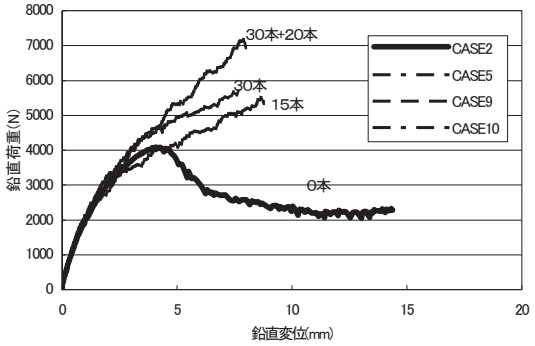


図-2.4 傾斜荷重５° の荷重～変位関係

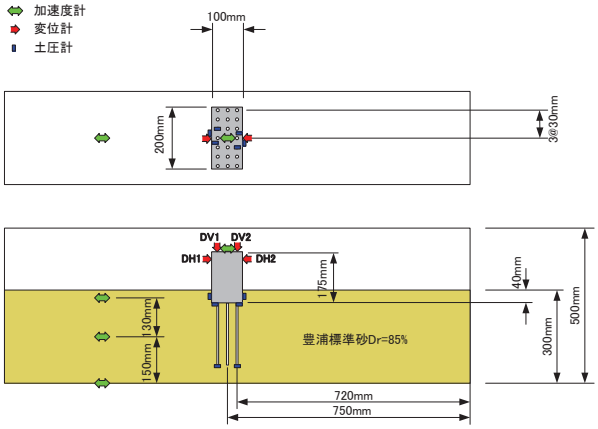


図-2.5 実験模型概要及びセンサー配置

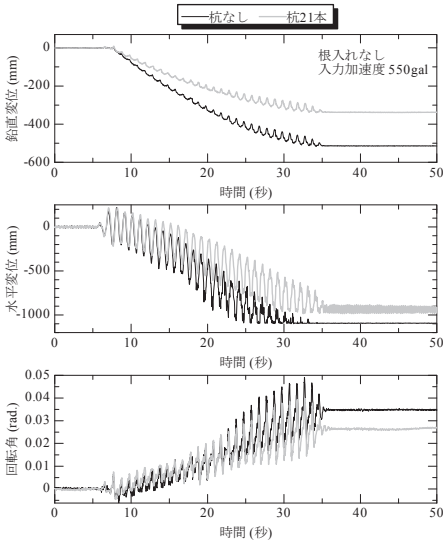
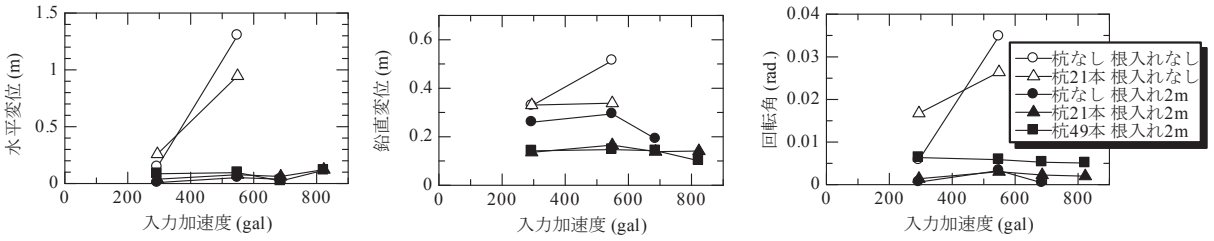


図-2.6 基礎の変位時刻歴



(a) 水平変位　(b) 鉛直変位　(c) 回転角

図-2.7 各加振ステップにおける基礎の残留変位の絶対値と杭本数、根入れ深さの関係

以上のことから、パイルドファウンデーションの地震時挙動の評価では、①動的応答特性に加え、残留変位を評価する必要があること、②水平力に対しては基礎底面の摩擦抵抗と根入れ部の前面抵抗、鉛直力と回転モーメントに対しては杭と基礎底面地盤が抵抗要素となることの2点がポイントとなると考えられる。

2.2.2.2 簡易動的解析モデルの提案

地震時に基礎に生じる残留変位は繰返し載荷回数に依存することから、静的な問題に置き換えて評価することが難しい。そのため、本研究では動的解析モデルによる照査を前提に考えることとする。

図-2.8 に示すように、提案する解析モデルは、①杭を鉛直方向のみに抵抗する単一のバネ、②基礎底面地盤を鉛直方向および水平方向に抵抗する分布地盤バネとして表現する。杭の非線形履歴則には**図-2.9** に示すものを用いる。骨格曲線は押込みに対して弾-完全塑性型バイリニアとし、引抜きに対しては抵抗力を発揮しないものとする。また、同図に示すように、浮き上がりが生じた後は再び塑性沈下量に達するまで抵抗力を発揮しないような履歴則とすることにより、浮き上がりと同時に残留沈下が一方向に累積していく挙動を再現することを目指した。

基礎底面地盤の鉛直・水平バネの非線形履歴則の概念図を**図-2.10** に示す。鉛直バネには、杭と同様の非線形履歴則を適用した。水平バネについては、滑動による残留変位やエネルギー吸収を表現する必要があるため、Masing 則に従う弾-完全塑性型バイリニアモデルで表現することとする。底面摩擦力の上限値は鉛直力の関数として与えることとする。そのため、基礎底面の水平摩擦抵抗は鉛直抵抗と連成することになる。

基礎根入れ部の水平抵抗を考慮する場合は、水平方向地盤反力係数と受働土圧から与えられる弾-完全塑性型バイリニアのバネを追加する。解析では地

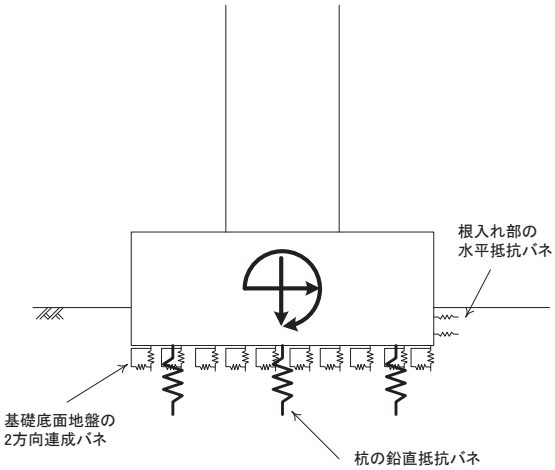


図-2.8 提案モデルの概念図

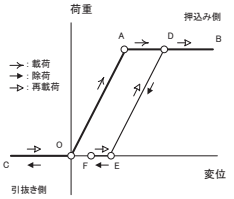


図-2.9 杭の鉛直バネの非線形履歴則

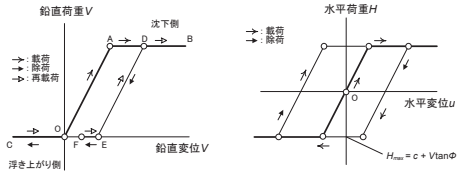
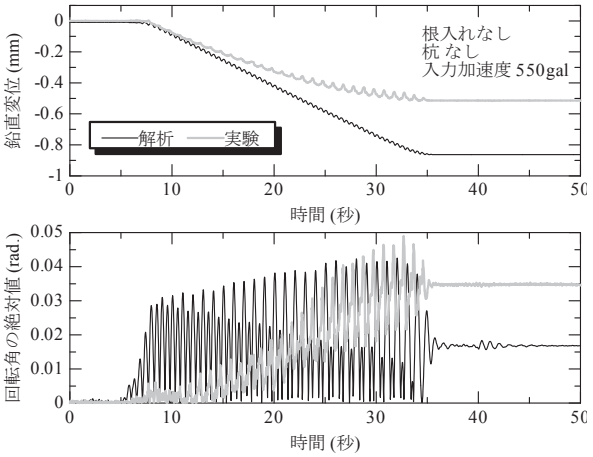


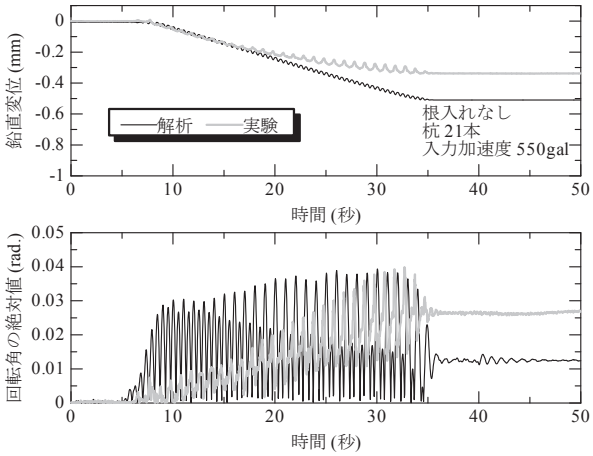
図-2.10 地盤の鉛直・水平バネの非線形履歴則

表面における設計地震動を入力すればよい。以降に示す解析では、実験において地表面で計測された加速度波形を入力した。

基礎の沈下量および回転角について、実験結果と解析結果を比較したものを**図-2.11** に示す。同図に示したのは、根入れがなく、杭の有無が異なる2ケースの基礎に対して 550gal の入力加速度を与えたものであるが、いずれのケースについても提案モデ



(a) 杭がない場合



(b) 杭が 21 本の場合

図-2.11 実験結果と解析結果の比較

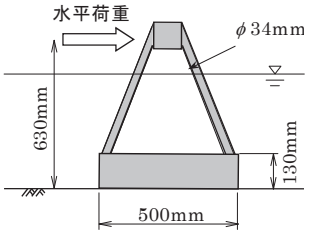


図-2.12 基礎模型

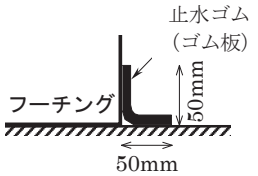


図-2.13 止水構造

ルにより実験結果をある程度の精度で再現することができている。実験と解析で差が生じている原因としては、実験では沈下によって基礎側面の水平抵抗が徐々に発揮され、その点を十分にモデル化できていない点などが挙げられる。

杭のない基礎の場合、鉛直方向地盤反力係数、水平方向せん断地盤反力係数、極限支持力、摩擦角については道路橋示方書 [2]（以下、道示という）に基づいて設定した。特に極限支持力については、道示の支持力算定式のうち、荷重傾斜をゼロとして算定した値である。この設定により実験での残留沈下量を再現することができたことは、基礎底面に分布バネを配置し、各々が独立に浮き上がる、または塑性化することにより、荷重傾斜の影響が適切に再現されていることを示しており、分布バネによる基礎底面地盤のモデル化が適切であることを示唆している。

次に、21 本の杭を配置したケースでは、杭の極限支持力として、杭の先端支持力を無視し、周面摩擦力のみを考慮した値を設定することにより、実験結果をある程度の精度で再現することができている。

以上に示したように、本研究で提案する簡易動的解析モデルを用いることにより、大規模地震時におけるパイルドファウンデーションの非線形挙動をある程度の精度で評価することができ、基礎を変位量で照査する耐震性能照査法の可能性が示された。設計地震動の入力位置を地表面とし、地盤反力係数や極限支持力等を道示に基づいて設定することができる点においては、従来の耐震性能照査法の考え方を踏襲したものであるといえる。

2.3 サクション効果に関する検討

2.3.1 室内模型実験（重力場）

2.3.1.1 実験方法

L1700mm×B800mm×H700mm の水槽内に厚さ約 200mm の地盤を作成した。地盤は不透水性地盤を想定し、水槽内に設置したコンクリートブロック表面に硬度 40 のゴム板を接着した。基礎模型は、**図-2.12** に示すように L500mm×B400mm×H130mm のフーチングおよびφ34mm のパイプをトラス状に組んだ橋脚からなる構造とした。フーチング下面には水圧計を設置している。水槽内に注水した状態で基礎模型を設置し、橋脚頭部に変位制御による水平荷重を載荷して基礎の浮き上がりによって生じるサクションの影響を調べた。実験ケースを**表-2.2** に示す。パラメータは載荷速度、止水構造の有無、水深である。ここで、止水構造とは**図-2.13** に示すとおり止水ゴム（ゴム板）をフーチング下端周囲に取り付けて基礎が浮き上がったときにフーチング下面に生じる隙間への水の流入を防止する構造のことである。

2.3.1.2 実験結果

図-2.14に不透水性弾性地盤と透水性地盤での抵抗モーメントの時刻歴を示す。不透水性弾性地盤に比べて透水性地盤では抵抗モーメント（水平荷重にフーチング下面から載荷点までの高さ630mmを乗

じた値)が小さくなる結果となった。これは、不透水性弾性地盤では基礎の浮上りによる水圧低下に伴い基礎端部からのみ水が流入するのに対して、透水性地盤では基礎端部からの水の流入に加えて、基礎底面地盤からの上向きの浸透流により水が流入しているためと考えられる。

図-2.16 に不透水性弾性地盤において止水構造がない C15～C17 の抵抗モーメントの時刻歴を示す。基礎の抵抗モーメントのピーク値は角速度が大きいほど大きくなることがわかる。

一方、止水構造がある C35、C36 の抵抗モーメントの時刻歴を**図-2.17** に示す。C35、C36 の抵抗モーメントは、**図-2.16** に示した止水構造のないケースに比べるとかなり大きな値となっている。また、最大抵抗モーメントは角速度に依存せず、時間的にも継続していることがわかる。なお、t=1.2sec 付近で C36 の抵抗モーメントが低下しているのは、止水ゴムが基礎底面下に巻き込まれて水が流入したためである。

2.3.2 サクションを考慮した耐震設計法の検討

2.3.2.1 サクションによる基礎の浮上がり抵抗特性

室内模型実験の結果より、サクションの作用状態には、大きく分けて以下の 2 つの状態があることがわかった。

a) サクションの大きさが基礎の角速度に依存する場合

浮上った基礎底面下には常に水が充満しており、基礎の角速度に応じて水の流動および圧力変動が生じる状態。(以下「状態 a」)

b) サクションの大きさが基礎の角速度に依存しない場合

基礎の浮上りに対し、水の流入が遅れる場合、あるいは構造的に流入が遮断された場合に基礎底面下が真空になり、その後、圧力の変動が止まり、一定量のサクションが持続する状態。(以下「状態 b」)

基礎の設計では、力（加速度）あるいは変位量の大きさにより構造が決定される。基礎が回転運動する際の作用モーメントあるいは回転角が最大となる状態では角速度はゼロに近く、状態 a ではサクションはほとんど発生せず、基礎の設計に影響しない。一方、状態 b では発生したサクションが基礎の角速度に依存せず持続されるため、設計で考慮することが可能であると考えられる。そこで、以下では，浮上り時の角速度が大きい，あるいは止水構造などにより浮上り時の基礎底面下の状態が状態 b とみなすことができる基礎を対象に検討を行った。

2.3.2.2 サクションを考慮した浮上り抵抗式

状態 b を想定して道路橋示方書[2)]の直接基礎の浮上り式（以下「道示式」）を、サクションを考慮した浮上り抵抗式（以下「修正式」）に拡張する。

図-2.2 に示すように、水中基礎に作用する転倒モーメントに対しては、地盤反力とサクションが抵抗する。したがって、抵抗モーメント M は地盤反力度による抵抗 M_E と浮上り部のサクションによる抵抗モーメント M_S の合計であり、式(1)で表される。

$$M = M_E + M_S \qquad (1)$$

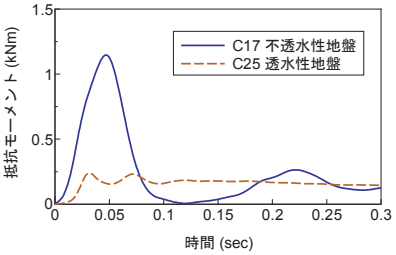


図-2.14 地盤種別による差異

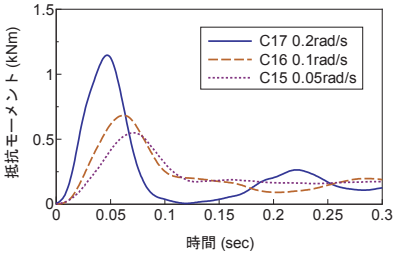


図-2.16 止水構造がない場合

表-2.2 実験ケース

ケース	載荷速度	止水構造	水深
C11	0.2rad/sec	なし	250mm
C15	0.05rad/sec		500mm
C16	0.1rad/sec		
C17	0.2rad/sec		
C35	0.05rad/sec	止水ゴムあり	
C36	0.2rad/sec		
C38	0.2rad/sec		250mm

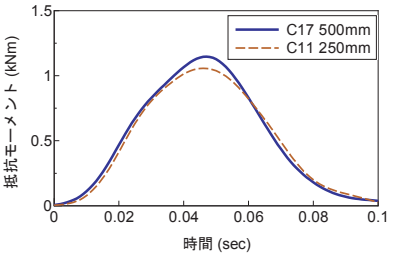


図-2.15 水深の違いによる差異

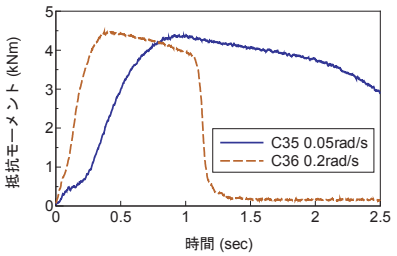


図-2.17 止水構造がある場合

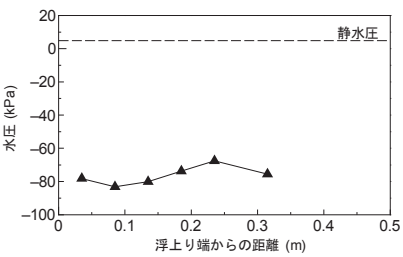


図-2.18 基礎底面水圧分布

M_E と基礎の応答回転角θの関係は、サクションによる鉛直力の変動を考慮して式(2)、(3)で表すことができる[3)]。

$$\frac{M_E}{M_0}=3\frac{e}{B}\left(2+\frac{BDp_S}{V_0}\left(6\frac{e}{B}-1\right)\right) \quad (2)$$

$$\frac{e}{B}=\frac{1}{2}+\frac{BDp_S/V_0-\sqrt{(BDp_S/V_0)^2+4(BDp_S/V_0+1)(\theta/\theta_0)}}{6(\theta/\theta_0)} \quad (3)$$

ここに、M_0：フーチング端部に浮上りが生じ始めるときの基礎底面モーメント、θ_0：フーチング端部に浮上りが生じ始めるときの回転角、θ：回転角、e：鉛直荷重の偏心距離、B：基礎幅、D：基礎奥行き、V_0：死荷重（浮力考慮）、p_S：サクションである。

このとき、基礎に作用するサクションは、一定圧力である静水圧と大気圧がゼロ（真空状態）となる水圧変動量であるため等分布と仮定できる。これは実験でも確認されており、**図-2.18** に示す C35 で実測された浮上り時の基礎底面の水圧は、ほぼ真空に近い圧力が等分布で作用していることがわかる。

また、M_Sは式(4)のように表される。

$$\frac{M_S}{M_0}=9\frac{BDp_S}{V_0}\left(2\frac{e}{B}-3\left(\frac{e}{B}\right)^2-\frac{1}{4}\right) \quad (4)$$

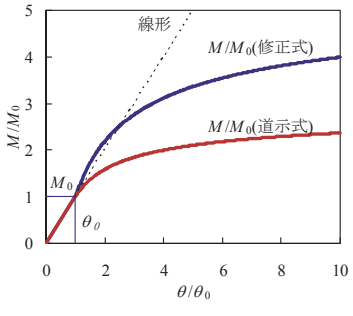
よって、式(1)、(2)、(4)より M は次式で表される

$$\frac{M}{M_0}=-\frac{9}{4}\frac{BDp_S}{V_0}+\left(6+15\frac{BDp_S}{V_0}\right)\frac{e}{B}-9\frac{BDp_S}{V_0}\left(\frac{e}{B}\right)^2 \quad (5)$$

図-2.19 に、道示式と修正式による基礎のモーメント～回転角関係を示す。道示式に比べ修正式の方が抵抗モーメントは大きく、同じ抵抗モーメントに対する回転角は小さくなることがわかる。

2.3.2.3 修正式の妥当性の検証

修正式の妥当性を検証するために、実験結果との比較を行う。**図-2.20** に C35 において実測された抵抗モーメント、修正式で算出された抵抗モーメントと回転角との関係を示す。修正式により算出した抵抗モーメントは、C35 の実験結果と非常に良く整合しており修正式は妥当であると判断できる。



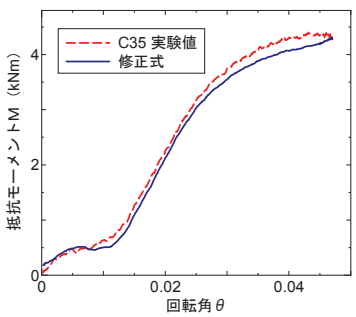


図-2.19 モーメント～回転角関係　**図-2.20 実験値と修正式の比較**

2.3.3 遠心載荷実験によるサクション効果の検証

2.3.3.1 実験方法

実物大相当で水深 0～20m の水圧下における基礎底面に作用するサクション効果を検証するために、重力加速度 50G 場での遠心載荷模型試験を実施した。

実験ケースを**表-2.3** に示す。パラメータは地盤種別、水深、載荷速度、止水構造、根入れの有無である。また、それぞれのケースについて表 2-4 に示す載荷ステップと載荷方法で実施した。

基礎模型への載荷は、載荷ジャッキを用いて変位制御で行った。一方向載荷 3 タイプ（A～C）、sin 波繰返し載荷 6 タイプ（D～I）の計 9 タイプを**表-2.4** のステップの順番に順次載荷した。代表的な例として、タイプAとタイプ I の波形を図 2-21 に示す。なお、次ステップの載荷は、基礎底面の水圧が落ち着くのを確認した後に行った。

基礎模型の概要を**図-2.22** に示す。フーチング部分の寸法は L200mm×B200mm×H50mm で、材質は鋼製である。不透水性地盤は、厚さ 20mm、硬度 60～65 の合成ゴムで代用した。透水性地盤は、最適含水比付近に含水調整した江戸崎砂（山砂）を使用し、締め固め度は透水性を小さくするため D=105%を目標とした。なお、この時の透水係数は k_{15}=1.0×10^{-4}cm/sec 程度である。

2.3.3.2 実験結果

(1) 抵抗モーメントの比較

図-2.23 に載荷波形タイプ I における 1 波目の正負の最大抵抗モーメントの平均値を示した。また、併せて基礎底面が完全に真空状態となるときの抵抗モーメントの理論値を示した。

1) 不透水性地盤（ゴム地盤）

不透水性地盤（ゴム地盤）については、止水構造有りでは、止水構造なしに比べて大きな抵抗モーメントを発揮しており、水深 200mm までは理論値に比較的近い値となっている。これは重力場での実験結果と同様な傾向である。

2) 透水性地盤（砂地盤）

透水性地盤（砂地盤）では、根入れや止水スカートを設置することにより不透水性

地盤（ゴム地盤）の止水構造なしと同程度の抵抗モーメントが発揮することが確認された。

(2) 繰り返し載荷の影響

地震動のような繰り返し載荷を受ける場合には、載荷中に基礎底面に水が流入し、サクションの効果が低下することが考えられる。

そこで、同一ステップ内の抵抗モーメントと回転角の履歴曲線を**図-2.24** に示した。第 1 波目のモーメントと比べて第 2 波目以降のモーメントは若干低下しているものの、第 2 波目から 20 波目まではほぼ同じ履歴曲線を描いている。したがって、本実験で想定した載荷速度程度であれば、繰り返し荷重を受けている間のサクションの効果は十分期待できると考えられる。

(3) フーチング底面の間隙水圧分布

フーチング底面に作用する間隙水圧の分布を、水深 400mm のケースにおいて載荷変位が押す方向で最初に最大変位となった時点の値で整理した結果を**図-2.25** に示す。

不透水性地盤（止水なし）では、浮き上がり端部付近の負圧が小さい。これは、基礎端部から水の流入があるためである。ただし、フーチング中心付近では真空に近い負圧が生じている。一方、不透水性地盤（止水有り）では浮き上がり端部付近に真空に近い負圧が生じており、サクションの効果が大きく発揮されていることが確認できる。

次に、透水性地盤（根入れなし）では、負圧の大きさは非常に小さく、サクションが発揮されていない。一方、透水性地盤（根入れ有り）では、真空状態(-380kPa)に近い負圧が生じている。また、負圧の分布形状は不透水性地盤に比べて広く分布し、基礎端部から徐々に低下している。根入れがある場合は、基礎端部からの水の流入よりも、透水性地盤を通じて底面から水が流入する影響が大きいことがわかる。重力場における実験を基に **2.3.2.1** で提案したサクションを考慮した浮上り抵抗式は、載荷速度が速い場合は基礎底面の浮き上がった範囲の全てがほぼ真空に近い等分布圧（一定圧力である静水圧と大気圧がゼロ）という条件が満足できると仮定しているが、今回の実験ケースからは、真空状態からの負圧の低下が見られる。なお、不透水性地盤（止水有り）では基礎の回転中心付近の低下であり、抵抗モーメントに与える影響は小さいと考えられる。

表-2.3 実験ケース

CASE	地盤状態	水深		止水構造	根入れ	
		遠心場	重力場		遠心場	実大相当
1	不飽和（ｺﾞﾑ）	400mm	20m	なし	---	---
2		200mm	10m			
3		100mm	5m			
4		0mm	0m			
8		400mm	20m	止水ｺﾞﾑ有り		
9		200mm	10m			
10		100mm	5m			
6	飽和（砂）	400mm	20m	なし	0mm	0m
7					50mm	2.5m
A3		200mm	10m		0mm	0m
A4					50mm	2.5m
A7				止水ｽｶｰﾄ有り	0mm	0m
A8					50mm	2.5m

表-2.4 載荷ステップと載荷方法

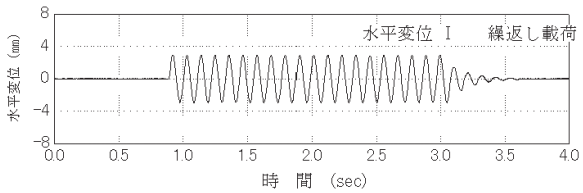
＜CASE 1～4,　8～10：不透水性地盤＞

STEP	載荷方法					
	載荷波の種類	載荷方向	速度 (mm/sec)	角速度 (rad/sec)	変位 (mm)	周波数 (Hz)
1	A	一方向	110	0.2	16.5	1.67
2	B		55	0.1		0.83
3	C		28	0.05		0.42
4	D	繰返し	110	0.2	0.5	55.00
5	E		55	0.1	1.5	9.17
6	F		28	0.05	3.0	2.33
7	G		18	0.03	0.5	9.17
8	H		55	0.1	1.5	
9	I		110	0.2	3.0	

＜CASE 6, 7,A3,A4,A7,A8：透水性地盤＞

STEP	載荷方法					
	載荷波の種類	載荷方向	速度 (mm/sec)	角速度 (rad/sec)	変位 (mm)	周波数 (Hz)
1	I	繰返し	110	0.2	3.0	9.17
2						
3						
4	A	一方向	110	0.2	16.5	1.67
5	I	繰返し	110	0.2	3.0	9.17
6						
7						
8						

＜載荷波 A ：一方向載荷＞



＜載荷波 I ：繰り返し載荷＞

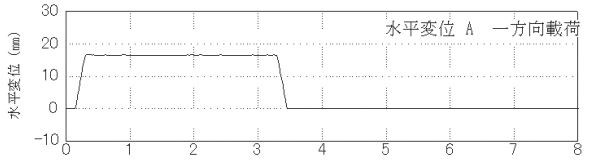
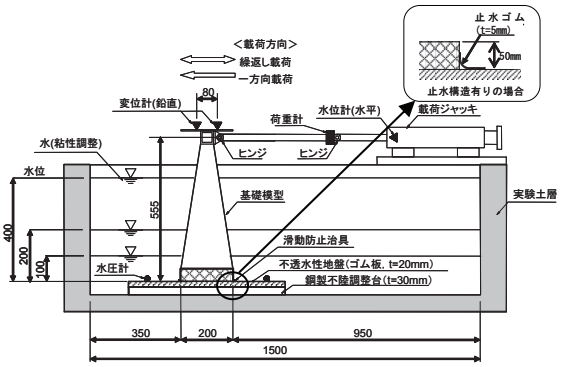
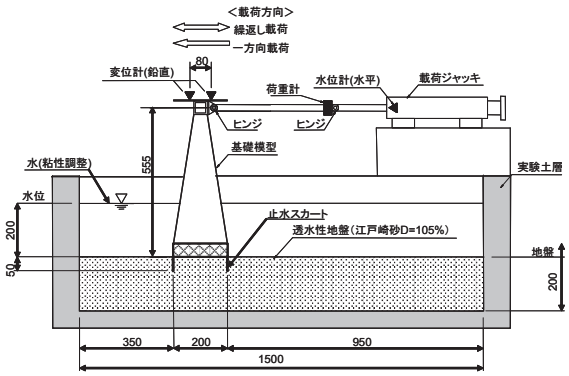


図-2.21 載荷方法



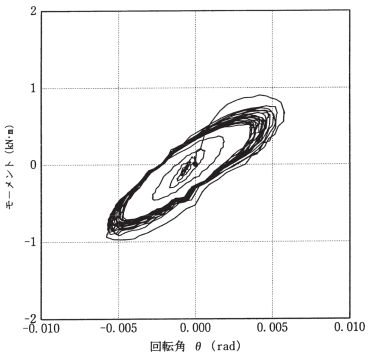
＜基礎模型：不透水性地盤＞



＜基礎模型：透水性地盤＞

図-2.22 フーチング模型図

・CASE8(不透水性地盤)－ Step9



・CASE7(透水性地盤)－ Step1

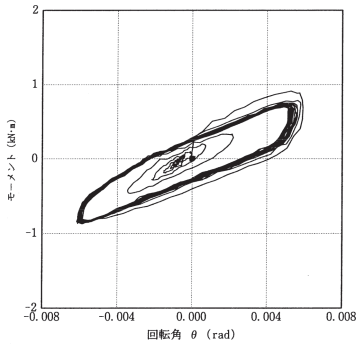


図-2.24 履歴曲線

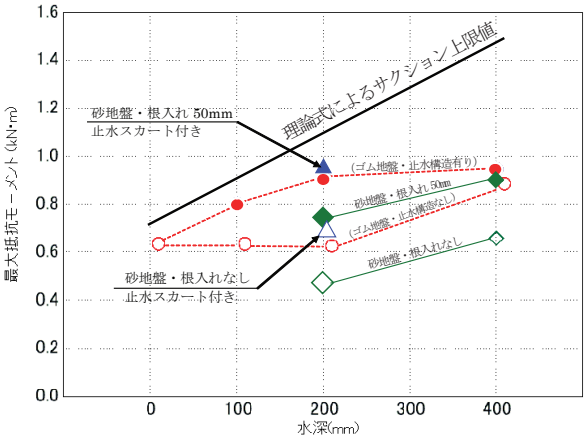
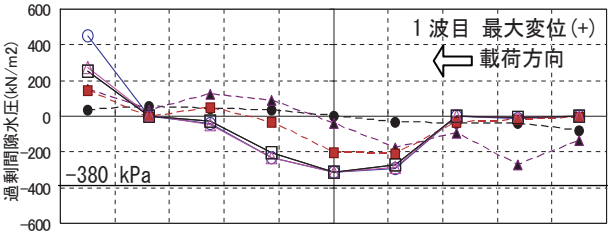
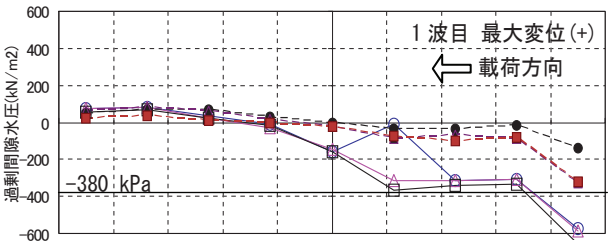


図-2.23 最大抵抗モーメントと水深の関係

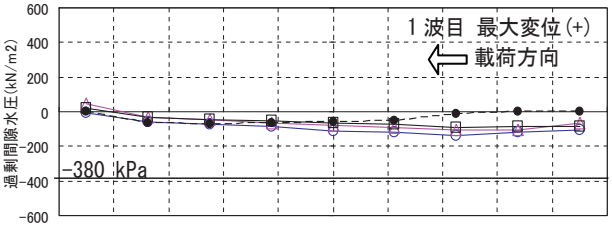
<CASE 1　STEP1～6　不透水性地盤・止水なし・水位 400mm>



<CASE8　STEP1～6　不透水性地盤・止水有り・水位 400mm>



<CASE6　STEP1～4　透水性地盤・根入れなし・水位 400mm>



<CASE7　STEP1～4　透水性地盤・根入れ 50mm・水位 400mm>

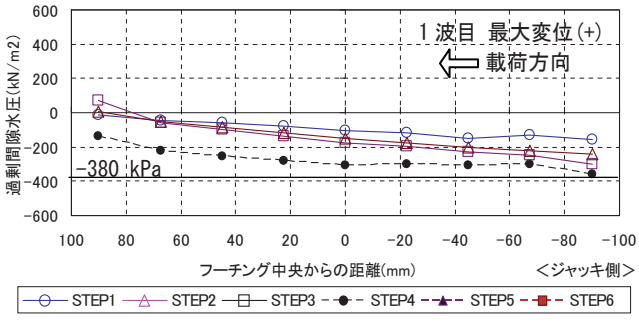
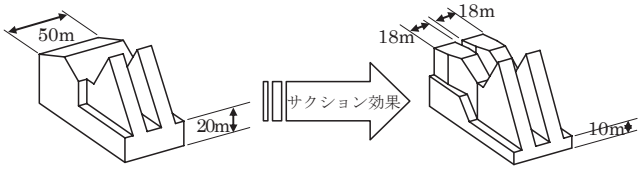


図-2.25 フーチング底面の間隙水圧分布



（底面積はともに 85m×50m）

図-2.26 超長大橋アンカレイジの試設計
（左：基本案、右：サクション効果考慮）

表-2.5 地震時安定照査結果の比較

		単位	基本案	ｻｸｼｮﾝ考慮案
底面諸力	鉛直力	MN	1,646	1,875
	水平力	MN	1,875	1,959
	モーメント	MN・m	53,798	51,607
支持力照査	極限支持力	MN	5,368	6,744
	安全率(≧2.0)	－	3.26	3.60
滑動照査	抵抗力	MN	4,417	5,173
	安全率(≧1.2)	－	2.36	2.64

2.3.4 サクションを考慮した耐震設計例

海峡横断道路プロジェクトの試設計案（基本案）[4]（**図-2.26** 左側）に示される吊橋のアンカレイジに対して、サクションを考慮した耐震設計を行った。**図-2.26** 右側にサクションを考慮した設計を行った場合の構造を、**表-2.5** に地震時安定照査結果の比較を示す。ここで、基本案では、基礎底面寸法は常時の支持力から、その他の構造寸法もアンカーフレーム、サドルの諸元、配置等から決まっているため、地震時の支持力、滑動の安全率には余裕がある。このため、サクションを考慮した試設計においても、基礎底面形状は基本案と同じとし、アンカーフレーム、サドルの諸元、配置等を考慮した上で、支持力、滑動の安全率が基本案と同程度になるよう躯体重量を変化させた。その結果、サクションを考慮することでコンクリート体積は基本案に対し約 2 割削減することができた。

2.4 まとめ

本研究では、超長大橋基礎を対象に、パイルドファウンデーションとサクション効果を考慮した新形式基礎の設計法に関する検討を行った。その結果、以下のことがわかった。

(1) パイルドファウンデーションについて

1) パイルドファウンデーションにおける杭の効果には、杭の荷重分担以外に地盤の補強効果がある。
2) パイルドファウンデーションでは、地震時応答変形に比べて地震時残留変位が卓越するため、耐震性能照査においては残留変位の照査が必要となる。したがって、残留変位を評価することができる簡易動的解析モデルを提案し、既往の設計基準に示される地盤、杭の抵抗値を与えることにより、実験結果をある程度の再現することができることが分かった。

(2) サクション効果について

1) 基礎浮上り時の基礎底面隙間体積 V と水の流入量 Q の関係により、基礎底面に水が充満しておりサクションが基礎の角速度に依存する状態 a と、基礎底面が真空状態となり一定のサクションが働く状態 b に分けられる。状態 b におけるサクション効果を考慮した地震時の浮上り抵抗の評価式を提案した。
2) 水深が大きいほどサクションによる抵抗モーメントは大きくなるため、大水深基礎の設計に適応した場合、大きなメリットとなることが期待される。
3) 支持層が砂地盤においても、根入れや止水スカートを設置することによりサクション効果が期待できる。
4) 繰返し載荷中においても抵抗モーメントの低下はわずかである。
5) 地震時の浮上り抵抗モーメントにサクションを考慮した提案式を用いることで、従来の道示式で計算した基礎の規模を小さくすることが可能である。

なお、本研究で得られた成果は、地盤条件等が限られた範囲で得られたものであるため、実橋の設計に活用するには、地盤種別や地盤強度などをパラメータとしたさらなる検討が必要であるが、基礎寸法の縮小化によるコスト縮減のほか、施工性の向上に寄与することが十分に期待できる技術であると考える。

参考文献

1) 大渕智弘：世界的に大規模な特殊基礎-リオン・アンティリオン橋、基礎工、No. 33、Vol. 1、pp. 42-43、2005. 1
2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 Ⅳ 下部構造編、2002. 3
3) 福井次郎、大塚雅裕、喜多直之：水中基礎に関する地震時のサクションに関する研究、土木研究所資料 第3896号、2003. 3
4) 福井次郎、大塚雅裕、喜多直之、浅井隆一：長大橋基礎に作用する地震時のサクションの効果、土木学会地震工学論文集、2003. 12

3．大規模地震を想定した長大橋梁の耐震設計法の合理化に関する試験調査

3.1 はじめに

兵庫県南部地震以降、一般の橋梁では、目標とする耐震性能が線形域から非線形域へと移行しており、大規模地震の際には部材の一部に塑性化を許容し、ここでエネルギー吸収を図ることにより大地震に適切に抵抗するといった塑性変形性能を考慮した設計体系が取り入れられている [1]。一方、長大吊橋の場合、本州四国連絡橋等のこれまでの耐震設計では地震時の応答を構造物の弾性限内に収めるといった弾性設計が行われてきた [2),3)]。

しかしながら、大規模地震の発生が予想される地域において長大吊橋の建設が検討されており、地震の影響が部材断面等の設計において支配的となり得ることも想定され、従来の弾性設計では合理的な設計ができない可能性もある。このような長大吊橋を合理的かつ経済的に耐震設計するためには、建設地点においてまれに発生する大きな地震動に対しては機能復旧可能な損傷は許容するが崩壊を防止することを目標とする等、部材の塑性化を考慮した耐震設計を行うことが考えられる。このように必要な耐震性能を確保し適切な照査を行うためには、大規模地震時にどこの部位にどの程度の損傷を許容できるかといったことを明確にしていくとともに、これをどのように性能検証していくかということが重要となる。また、施工上、深い基礎を構築することが困難な長大橋梁においては、力の釣合いに基づく基礎の安全率の照査による変形を許容しない従来型の耐震設計法から、基礎に生じる変位量を算定し、許容しうる変位量に収まるように基礎の諸元を決定する、より合理的な耐震設計法へと移行することにより、大規模地震に対する浅い基礎の適用範囲を硬質な岩盤から軟岩へと拡大するといったことが可能となる。

このような背景から、大規模地震に対する中央支間長 2000m クラスの長大吊橋上部構造の耐震性能照査法を提案することを目的に、①大規模地震時に上部構造を構成する上で重要となる主塔構造に着目し、プッシュオーバー解析、非線形動的解析等を実施し、吊橋全体系の地震応答特性、主塔の耐力・変形特性及び主塔各部の損傷特性に関する検討を実施した。これらの成果をもとに大規模地震時における新形式主塔構造を含む長大吊橋上部構造の限界状態、許容できる損傷度を設定して耐震性能照査法の提案を行った。また、②軟岩上に構築された長大橋基礎を変位量で照査することのできる耐震設計法の開発を目的とし、軟岩上の直接基礎の地震時挙動を調べるための動的遠心模型実験を行い、地震応答解析とひずみ軟化法を組み合わせた方法 [4)]による基礎の地震時沈下量および回転変位量解析を行った。また、実験結果と解析結果とを比較することにより、提案した解析手法の妥当性と適用範囲について検討した。

3.2 長大橋主塔の耐震設計法の合理化に関する検討

3.2.1 検討対象主塔

検討対象とした主塔は、中央支間長 2250m、橋長 3970m、サグ比 1/11 の 3 径間 2 ヒンジ吊橋を想定して試設計した鋼製・RC・CFT 主塔の 3 形式である。

試設計では、本州四国連絡橋の設計基準 [5)]に従い、常時の荷重、すなわち最大鉛直荷重、最大塔頂水平変位に対する照査および風荷重に対する照査を行っており、また吊り構造系からの荷重は 3 形式で同一のものを使用し、主塔自重、風荷重のみを形式毎に算出した値を用いている。いずれの主塔形式においても、ケーブル塔頂間隔(=24m)、ケーブル塔頂高さ(=288m)、水平材本数（=4 本）は同一としている。CFT の耐力照査式及び構造細目は、土木学会基準 [6)]及び道路橋示方書鋼橋編 [7)]に従った。

吊橋の一般図を**図-3.1**、試設計した各形式の主塔一般図を**図-3.2**、数量、主塔自重等の比較を**表-3.1** に示す。CFT 主塔は、他形式と比較して受風面積が小さく、円形であることから、塔柱断面に支配的となる風荷重が小さくなり、塔柱と水平材の接合部構造、鋼管現場溶接継手の施工方法、高所圧送によるコンクリート品質へ及ぼす影響、等の課題を有するものの、3 形式の中で最も経済性に優れている。また、RC 主塔と比較して主塔重量は 6 割程度と軽量であり、基礎に与える影響を軽減することができる。

3.2.2 主塔のプッシュオーバー解析

各主塔形式の解析モデルを**図-3.3** に示す。解析モデルは、主塔単独系を対象として、各部材を骨組要素によりモデル化（骨組モデル）した。塔頂部は、実際にはケーブルにより拘束されており、その影響を考慮するため橋軸方向に弾性支持されているものとして、ケーブル拘束力と等価な線形の水平ばねを塔頂部に取り付けた。ばね定数は、吊橋全体系モデルの塔頂部を支点移動させ、塔頂の移動量と塔頂に生じる反力から算出した。橋軸直角方向にはケーブルによる拘束は小さいため、水平ばねは付加していない。また、水平材－塔柱接合部は、実橋では十分に補剛することとし、水平材高さ分の塔柱、塔柱幅分の水平材を剛体と仮定した。なお、鋼製主塔については、局部座屈を含む精緻な挙動を再現するため、シェル要素を用いた解析モデル（シェルモデル）による解析

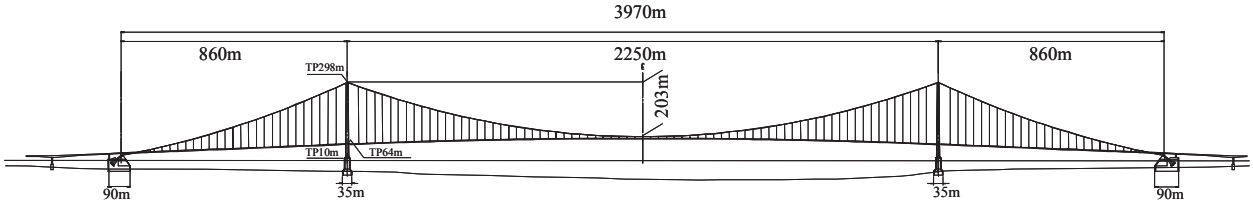
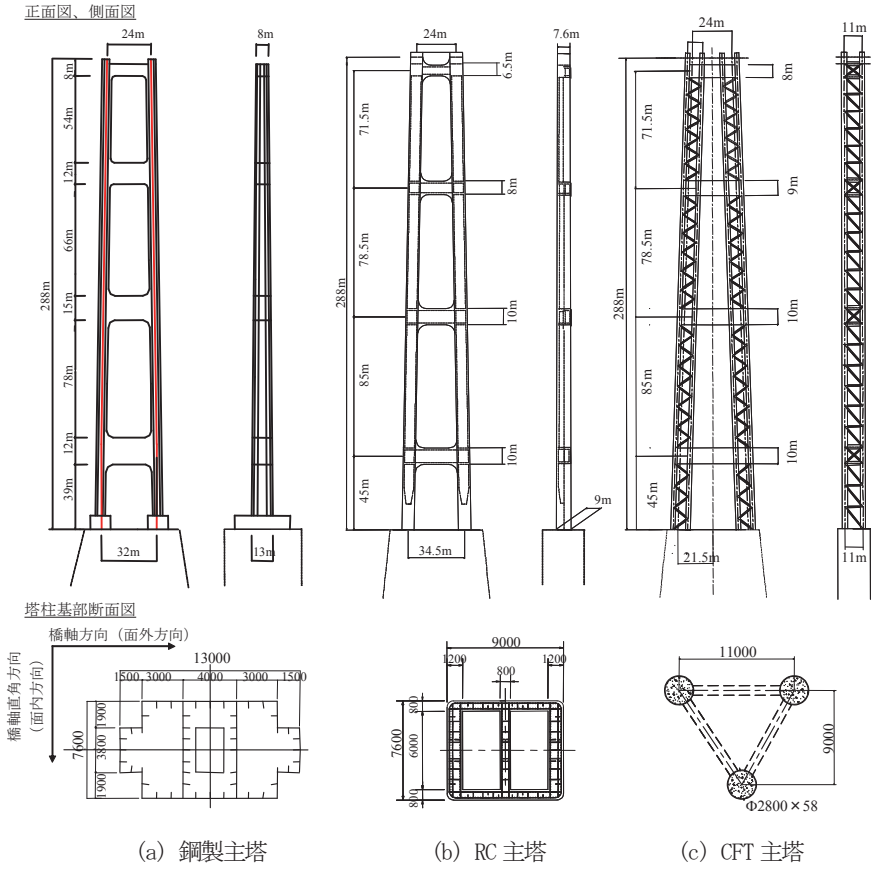


図-3.1 吊橋一般図



(a) 鋼製主塔　(b) RC 主塔　(c) CFT 主塔

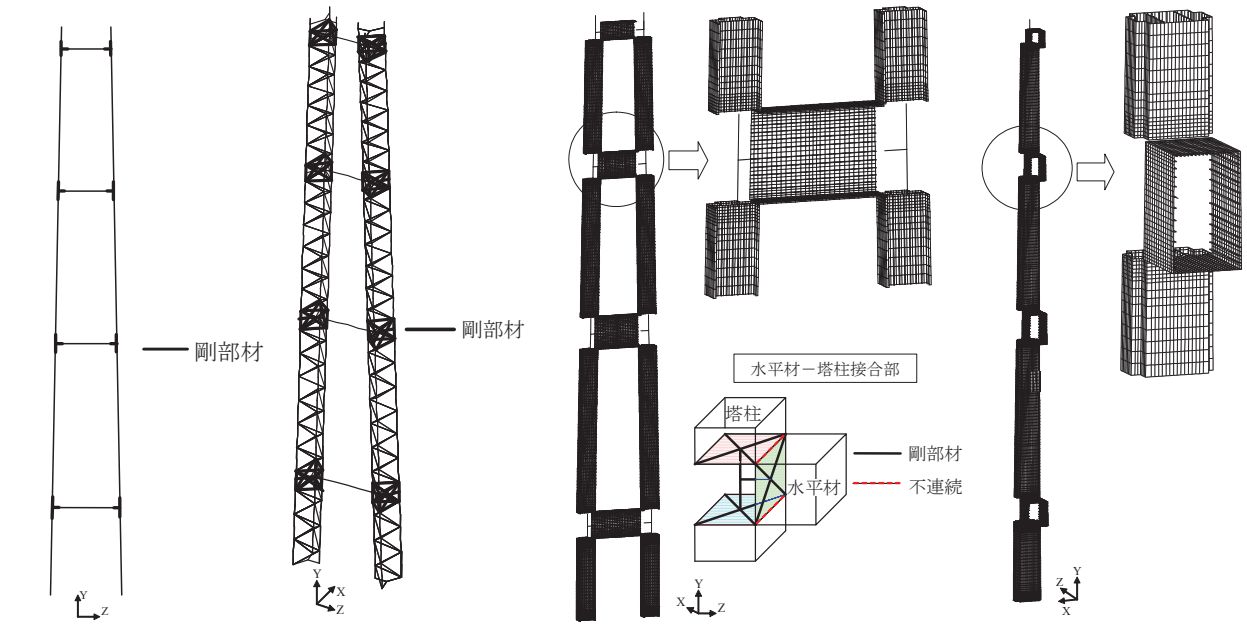
図-3.2 主塔一般図

表-3.1 各主塔形式の比較

	鋼製主塔	RC主塔	CFT主塔
施工性	軽量であり大ブロック架設が可能であることから、工期を短縮できる。架設時の振動対策としてTMD等が必要となる場合が多い。	移動型枠等、施工速度、精度を向上する工法が提案されている。	鋼管の接合は溶接、充填コンクリートは高流動コンクリートとして圧入により打設する。コンクリート打設に際し、型枠が不要となる。鋼管現場溶接継手の施工方法、高所圧送によるコンクリート品質へ及ぼす影響等の検討が必要である。
風荷重（橋軸直角方向）	40,246kN (1.00)[1]	31,974kN (0.79)[1]	21,430kN (0.53)[1]
	抗力係数 Cd=1.8	抗力係数 Cd=1.8	抗力係数 Cd=0.7 前後面CFT、ブレース3面に載荷
主塔自重	161,400kN (1.00)[1]	557,500kN (3.45)[1]	320,700kN (1.98)[1]
数量	[塔柱鋼材SM490Y, SM570] 149,400kN [水平材鋼材SS400, SM490Y] 12,000kN	[塔柱コンクリート80MPa] 19,739m^3 [水平材コンクリート80MPa] 2,560m^3	[塔柱鋼材SM490Y] 48,990kN [塔柱コンクリート40MPa] 10,816m^3 [水平材鋼材SM490Y] 21,170kN
(概算工費比率)[2]	(1.00)[1]	(0.57)[1]	(0.53)[1]

[1] ( )は鋼製主塔に対する比率

[2] 概算工費比率は、鋼材（鋼管）:80千円/kN、鋼材（鋼製主塔）：85千円/kN、充填コンクリート：150千円/m3、高強度コンクリート（RC製主塔）：350千円/m3とした場合の参考値



(a) 鋼製主塔(骨組モデル)、RC 主塔　(b) CFT 主塔　(面内方向)　(面外方向)　(c) 鋼製主塔(シェルモデル)

図-3.3　解析モデル

も実施した。

鋼製主塔はファイバーモデル（部材断面を微小断面に分割し、各々の分割要素に応力-ひずみ関係と分担面積を与えることで非線形部材を設定するモデル）とし、塔柱の断面分割は橋軸方向に 6 分割、橋軸直角方向に 4 分割とした。鋼材の軸応力－軸ひずみ関係は、ファイバー要素、シェル要素の何れにおいても正負対象のバイリニアとし、2 次勾配は 1 次勾配の 1/100 とした。

シェルモデルでは、3m 間隔で配置したダイヤフラム位置に剛要素を配置して断面形状を保持するとともに、解析時間短縮のため、主塔構造形状の対称性を考慮して構造物の半分をモデル化している。また、骨組モデルの軸方向の要素分割はダイヤフラム間隔（=3m）としている。

RC 主塔では、骨組要素の復元力特性として、トリリニア型の骨格曲線を有する Takeda 型の曲げモーメント－曲率（M-Φ）関係[8]を用いた。なお、終局曲率以降の抵抗モーメントは、変形性能を失うものとしてゼロとしている。M-Φ 関係の設定には、道路橋示方書耐震設計編[1]に示される応力－ひずみ関係と死荷重時の軸力を用いた。橋軸直角方向の解析において、左右の塔柱は引張側と圧縮側になることから、軸力の変動が発生し、M-Φ 関係も変動する。これまで、**図-3.2** と異なる諸元の RC 主塔に対して、軸力変動を考慮したファイバー要素によるモデルと軸力一定の M-Φ 関係で定義したモデルのプッシュオーバーを実施し、この軸力変動が耐力・変形特性に及ぼす影響について比較を行っている[9]。その結果、

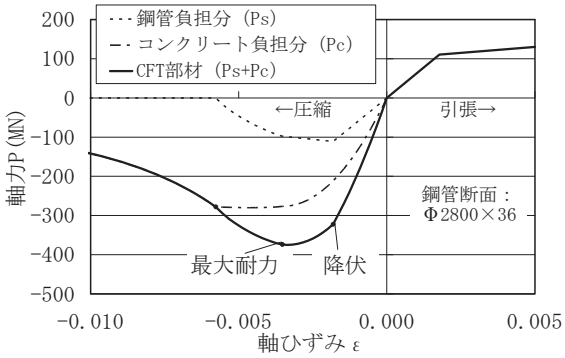


図-3.4 CFT 部材の軸方向非線形モデル

軸力変動を無視することにより耐力を 8%程度大きめに評価するものの、水平材の損傷が支配的となるため、塔柱の軸力変動の影響が耐力・変形特性に及ぼす影響は小さいことが分かった。そこでここでは、計算の簡便さを考慮して軸力変動の影響は考慮しないこととした。

CFT 主塔では、塔柱がトラス構造であり、試設計時の作用軸力／許容軸力の比率が 0.8～0.9 と高いため、塔柱を構成する骨組要素の復元力特性として軸力－軸ひずみ（N-ε）関係を非線形とした。**図-3.4** に CFT 部材の軸力-軸ひずみ関係を示す。正負記号は、引張側を正、圧縮側を負として表示している。これは、CFT 構造の中心軸圧縮性状について、充填コンクリートを側面から鋼管が拘束するコンファインド効果を考慮して実験的研究に基づき設定された、鋼管及びコンクリートの軸力-軸圧縮ひずみ関係を累加した非線形モデルである[10]。また、引張

側は鋼管のみで抵抗するものとして、2 次勾配を 1/100 としたバイリニアの応力ーひずみ関係から設定している。コンクリート無充填鋼管である斜材の軸力ー軸ひずみ関係は、座屈は拘束されるとして正負対称のバイリニアとし、2 次勾配は 1 次勾配の 1/100 とした。斜材の圧縮ひずみが道路橋示方書耐震設計編[1)]（解 11.2.2）に定める許容ひずみに達した状態を終局とし、以降の荷重抵抗をゼロとしている。また、各水平材は、等価な剛性を持つ 1 本のはり要素に置換し、モーメントー曲率関係をバイリニア（2 次勾配は、1%のひずみ硬化を有するバイリニア応力ーひずみ関係を用い、初期降伏点と最大ひずみが道路橋示方書耐震設計編[1)]（解 11.2.1）に定める許容ひずみに達した点より算出）とした。

解析は、橋軸・橋軸直角方向のそれぞれに対して実施した。解析方法は、主塔の自重とケーブル反力を載荷した状態を初期状態として、この状態から地震荷重を漸増載荷する方法とした。吊橋のようなフレキシブルな橋梁では、材料の非線形性だけでなく幾何学的な非線形性も無視できないため、材料非線形性と有限変位を考慮した弾塑性有限変位解析を行った。地震荷重は、吊橋全体系の線形の時刻歴動的解析によって得られた主塔基部の曲げモーメント（CFT 主塔に対しては基部外側の CFT 軸力）が最大となる時刻の慣性力分布を用いた。なお、この動的解析には、プッシュオーバー解析の非線形動的特性の再現性の検証を目的として実施した吊橋全橋モデルによる非線形動的解析[9)]と同じ入力地震動を用いている。慣性力を作用させる位置は、骨組モデルに対して節点位置に、シェルモデルに対してはダイヤフラム中心位置に載荷した。塔頂部分には、塔柱の慣性力に加えてケーブル反力の変動分も考慮している。

プッシュオーバー解析は、対象とする構造物に地震荷重を漸増載荷することにより、対象とする構造系の地震時の損傷状況や塑性化の順番、崩壊モードを追跡する方法であるが、非線形動的応答を再現するにはプッシュオーバー解析に用いる地震荷重の選定が問題となる[11)]。本研究では、地震応答が大きくなると予想される主塔基部の断面力に着目し、吊橋全体系の線形の時刻歴動的解析によって得られた主塔基部の曲げモーメントが最大となる時刻の慣性力分布を地震荷重として選定しプッシュオーバー解析を実施した。別途、鋼製主塔を対象にした吊橋全橋モデルによる非線形動的解析を実施して、発生ひずみ、損傷過程、変形状態の観点からプッシュオーバー解析と非線形動的解析の比較を行い、プッシュオーバー解析による非線形動的応答の再現性について確認を行っている[12)]。

3.2.3 耐力・変形特性及び損傷特性

図-3.5 に各主塔形式の水平荷重ー水平変位関係を示す。この水平荷重 P は主塔に載荷した荷重の合計値、水平変位 δ は、橋軸直角方向では塔頂、橋軸方向では最大変位発生位置（第二・三水平材の中間）での値である。図中の δ_y は、主塔のどこかの部材に最初の塑性域が生じた時の水平変位である。RC・CFT 主塔の結果には、各イベントの発生状況も示している。

図-3.6 に水平荷重ー水平変位関係の各主塔形式の比較を示す。鋼製主塔には骨組モデルの結果を用いている。

図-3.7 に各主塔形式の損傷過程を示す。鋼製主塔では、変形の増加と共に進展していく塑性域の様子を示している。黒く塗りつぶされた箇所が Von-Mises の相当応力により塑性化したと判定された領域である。RC・CFT 主塔では、イベント発生部材を**図-3.5** に示したイベント発生順番に対応した形で示している。

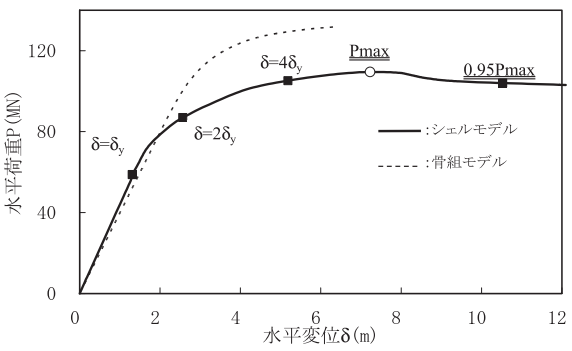
これらの結果を基に、各主塔形式の耐力・変形特性及び損傷特性を述べる。以下では橋軸方向を面外方向、橋軸直角方向を面内方向と呼び、水平材は下から第一、第二として最上段を第四水平材と称している。

a) 耐力・変形特性

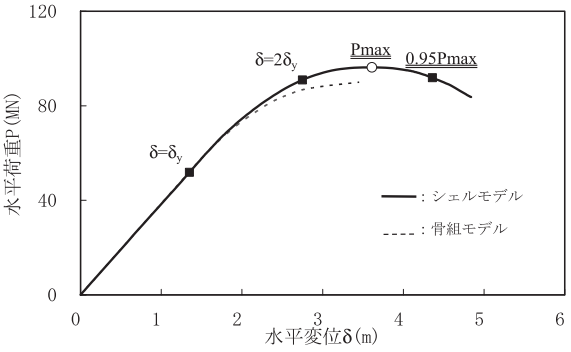
何れの主塔形式においても、最初の損傷発生以降も分担できる水平荷重は増え続け、最大耐力に至るまでに最初の損傷発生時変位の 3～8 倍程度の変形性能を有する結果となった。また、各主塔形式の比較においては、面内、面外の何れの方向においても、初期剛性は RC 主塔、CFT 主塔、鋼製主塔の順で高く、変形性能は鋼製主塔が他形式主塔と比較して大きい。最大耐力は、面外方向では、鋼製主塔が他形式主塔と比較して 3 割程度小さくなった。また、CFT 主塔はこれまで実績が無い主塔形式であるが、RC 主塔と比較して、耐力・変形特性に多少の違いはあるものの概ね同等の水平荷重ー水平変位関係が得られたことから、ほぼ同程度の性能を有する CFT 主塔実現の可能性が確認できたと言える。

b) 損傷特性

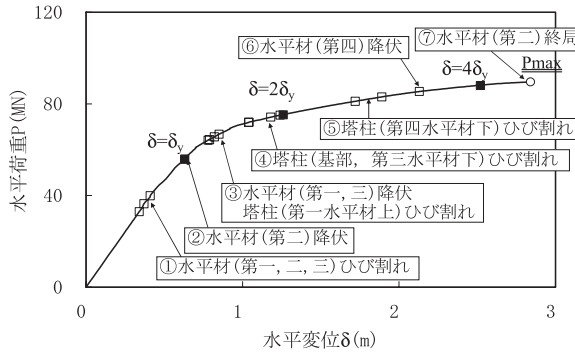
鋼製・RC 主塔の損傷過程では、面内方向では水平材の損傷が顕著となり、面外方向では塔基部の他に第二・第三水平材間の塔柱にも損傷が発生した。面外方向には塔頂部がケーブルによって支持されていることから、一方の端部を固定し他方の端部をピンで支持した骨組モデルとしてモデル化しており、塔基部および中間部に大きなモーメントが発生する。また、鋼製主塔において、最大耐力付近では塔中間部は塔基部の 2 倍程度の応答ひずみが発生している[12)]。従って、面外方向には塔基部だけではなく塔中間部における損傷にも注意が必要である。



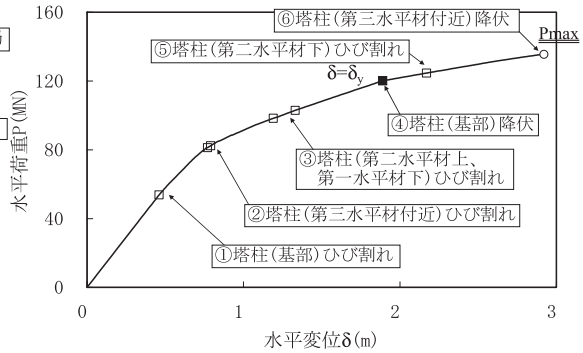
(a) 鋼製主塔，面内方向



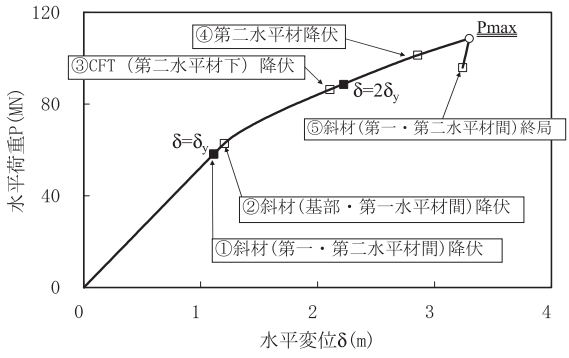
(b) 鋼製主塔，面外方向



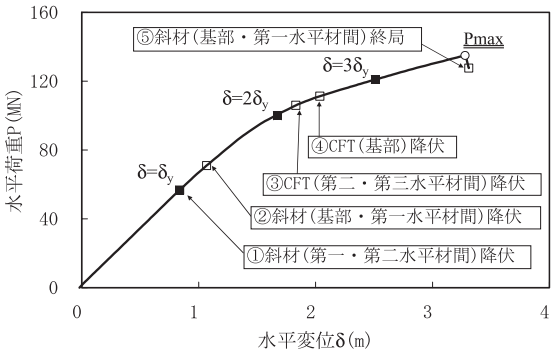
(c) RC 主塔，面内方向



(d) RC 主塔，面外方向

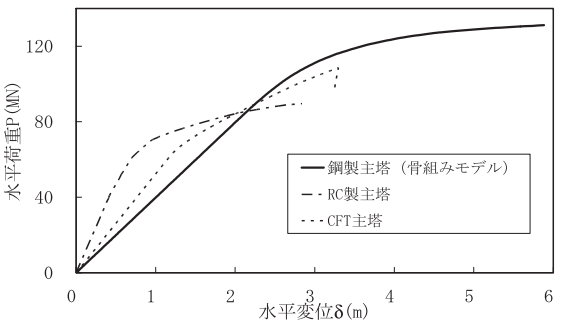


(e) CFT 主塔，面内方向

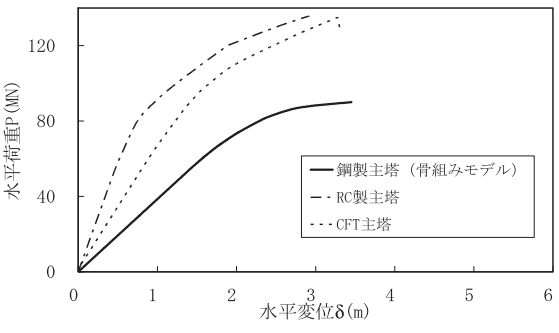


(f) CFT 主塔，面外方向

図-3.5 水平荷重－水平変位関係

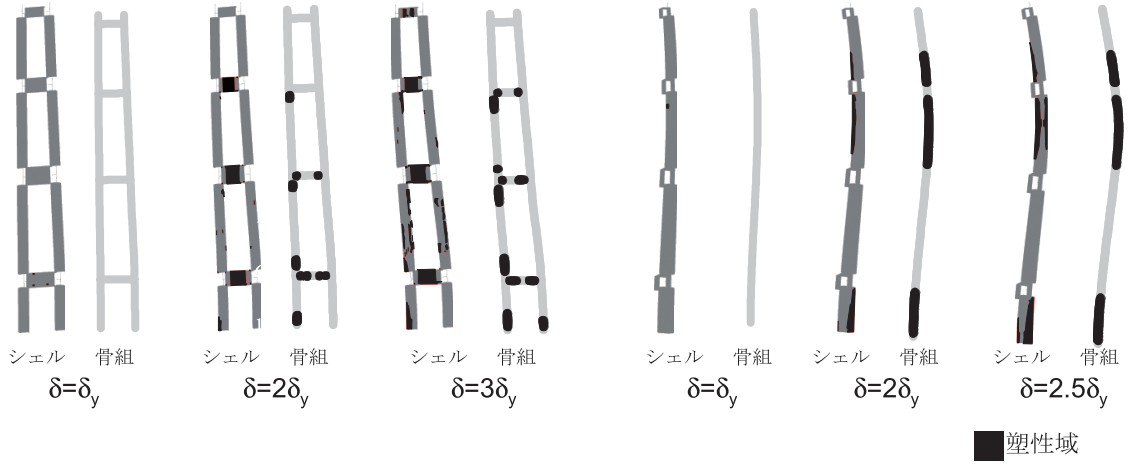


(a) 面内方向

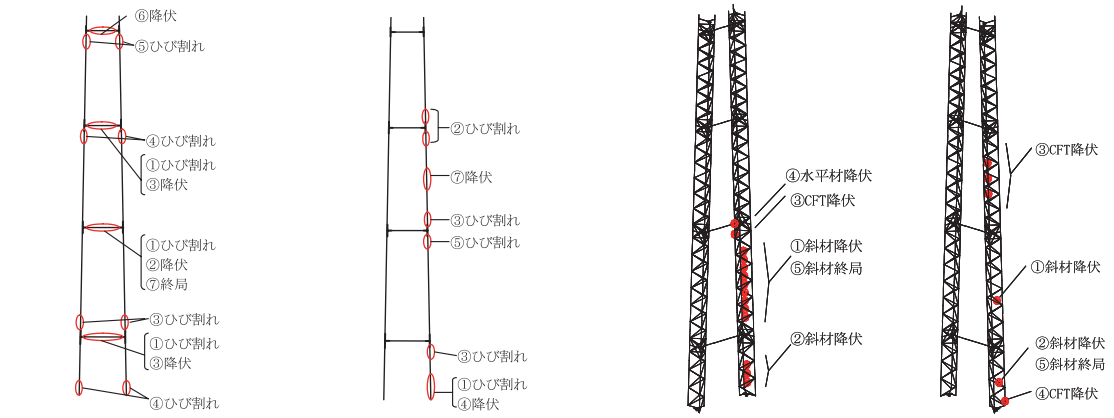


(b) 面外方向

図-3.6 水平荷重－水平変位関係の比較



(a) 鋼製主塔，面内方向　　(b) 鋼製主塔，面外方向



(c) RC 主塔，面内方向　(d) RC 主塔，面外方向　(e) CFT 主塔，面内方向　(f) CFT 主塔，面外方向

図-3.7　損傷過程

CFT 主塔では、面内・面外の何れの方向においても、塔基部及び塔中間部の斜材が早期に降伏し、これが主塔全体の耐力・変形特性に支配的な要因となった。別途検討において、CFT 主塔の損傷箇所を斜材から CFT 部材に移行させるべく、本研究に用いた CFT 主塔に対して斜材断面を増加させたケースのプッシュオーバー解析を実施している[13]。その結果、最大耐力は面内、面外方向でそれぞれ 23%、4%上昇するものの、最大耐力時の変位はそれぞれ 32%、38%減少し、損傷箇所を斜材から CFT 部材に移行させることにより変形性能が低下することが明らかとなった。これは、CFT 主塔の塔柱が 3 本の CFT 部材を斜材でトラス状に結合した構造であり、仮に CFT 部材 1 本が最大耐力を超過すると残り 2 本の CFT 部材で柱断面を構成することとなり、柱断面内部での荷重の再配分があまり期待できないことから、変形性能が低下したものと考えられる。従って、CFT 主塔において、大規模地震時にじん性に期待した設計を行う場合には、塔柱よりも斜材に損傷を誘導する方が有利となるものと思われる。

3.2.4 大規模地震に対する主塔の耐震性能照査法

長大橋梁の大規模地震時の耐震性能照査では、プッシュオーバー解析により求められる耐力・変形特性、主塔各部の損傷特性に基づき耐震設計上許容できる損傷度（限界状態）を定め、非線形動的解析より得られる応答値がその許容値以内に入っているかを照査するという手順をとることが考えられる[14]。道路橋示方書[1]では、安全性、供用性、修復性の観点から目標とする耐震性能を定め、耐震性能に応じて限界状態を設定している。

安全性、供用性、修復性の観点から長大吊橋主塔の限界状態を考察すると、修復性の観点から設定される限界状態が支配的になる。一方で、レベル 2 地震時に全ての部材を弾性範囲内に抑える設計は合理的でないと考えられる。従って、目標とする耐震性能は、修復性の観点から、取り替え等の大掛かりな修復を必要とせず、また、地震前の状態への完全な修復が出来なくとも、その損傷が地震後の橋としての機能及び性能に悪影響を及ぼさない程度の損傷を許容するものとした。

表-3.2 大規模地震に対する上部構造の耐震性能照査法（試案）

構造要素	想定される損傷	想定する限界状態		照査(S＜R)	
				応答値 S	限界値 R
主塔	・断面のひび割れ、塑性化 ・剛性低下 ・残留変形	修復性	部材取替え等の大掛かりな修復を必要としない状態。	最大応答変位発生位置での変位 橋軸方向：主塔腹部 橋軸直角方向：塔頂部	1.5-2.0?y(鋼製・CFT主塔) 1.0-1.5?y(RC主塔)
ケーブル	・素線の塑性化 ・サドル部でのケーブルの滑り ・支点移動、主塔残留変位によるケーブル形状の変化	修復性	修復が困難なので、弾性範囲を超えない状態。	最大発生応力度	降伏応力度
		供用性	ケーブル形状の変化が道路線形、航路限界とのクリアランスに影響を及ぼさない状態。	サグ残留変位	供用性の観点から設定される許容変位
ハンガーロープ（ケーブルバンド）	・ハンガーロープの塑性化、破断 ・ピンの破断、抜け ・ボルトの軸力抜け、バンドの滑り	安全性	落橋を防ぐため、定着部を含めて破断しない状態。	最大発生断面力	破断耐力
塔頂サドル スプレーサドル	・サドルの逸脱 ・部材の塑性化	修復性	修復が困難なので、弾性範囲を超えない状態。	最大発生断面力	降伏耐力
ケーブルＡＦ定着部	・ストランド定着部の破断	修復性	修復が困難なので、弾性範囲を超えない状態。	最大発生断面力	降伏耐力
補剛桁	・部材の塑性化 ・桁端部の主塔、アンカレイジ等との衝突による圧壊	修復性 供用性	補剛桁の損傷は供用性に影響を与え、部位によっては供用交通下での修復が困難になると考えられるため、弾性範囲を超えない状態。但し、供用性に影響が無く、修復が容易な部位では、限定した損傷を許容する可能性有り。	最大発生応力度	降伏応力度
		安全性	桁端の衝突は、隣接橋の落橋等、安全性に関わる問題を生じる可能性があることから、補剛桁と主塔、アンカレイジ等が衝突しない状態。	桁端での最大応答変位	桁端部と主塔、アンカレイジ等との遊間
タワーリンク エンドリンク	・部材の塑性化 ・アンカーボルトの引き抜け ・ピンの破断、抜け	修復性 供用性 安全性	リンク支承が機能を失うと、端部ハンガーロープへの過大な荷重の集中、補剛桁端部での過大な断面力の発生、そして補剛桁とアンカレイジ、主塔との間での路面段差等を生じる可能性があり、修復が困難な部位であることから、弾性範囲を超えない状態。	最大発生断面力	降伏耐力
			支承機能を保持した状態	最大応答変位	移動可能量
ウインドシュー	・ウインドタングの塑性化	供用性 安全性	ウィンドシューの損傷はリンク支承の損傷に繋がると共に、主塔位置でヒンジ構造を有する補剛桁の場合、橋軸直角方向に大きく振動すると路面が不連続となる可能性があることから、弾性範囲を超えない状態。	最大発生断面力	降伏耐力
ケーブルステイ	・ステイロープ、定着部の破断 ・ステイバンドの滑り	－	地震時にステイロープの破断を許容すると照査不要。	－	－
伸縮装置	・桁の過大な変位よる圧壊、落下	安全性	伸縮装置自体の損傷は許すが、落下させない状態。 覆工板等の設置で応急復旧できる状態。	最大発生伸縮量	落下防止装置の対応可能量

限界状態の照査指標は、応答変位、応答ひずみ、応答塑性率等が考えられる。ここでは、プッシュオーバー解析から求められた水平荷重－水平変位関係をもとに設定するものとして、応答変位を照査指標とした。

図-3.5 に示すように、プッシュオーバー解析より得られた各主塔の水平荷重－水平変位関係において、面内、面外方向何れにおいても 1.5～2δ_y（鋼製・CFT 主塔）若しくは 1.0～1.5δ_y（RC 主塔）近傍を境として主塔全体としての剛性が低下している。最大応答変位が 1.5～2δ_y（鋼製・CFT 主塔）若しくは 1.0～1.5δ_y（RC 主塔）以内であれば、剛性の低下が小さいことから殆ど残留変位は発生しない。そのような軽微な損傷であれば、地震前の状態に完全に復旧するにしても大掛かりな修復は要せず、また、完全な復旧が出来なくとも耐力・変形特性等に与える影響は少ないものと思われる。

以上より、長大吊橋主塔のレベル 2 地震動に対する限界状態としては、面内方向では塔頂、面外方向では最大水平変位が発生する塔中間部の地震時応答水平変位が 1.5～2δ_y（鋼製・CFT 主塔）若しくは 1.0～1.5δ_y（RC 主塔）以内で有る状態が適切であると考えられる。これ以上の応答変位を許容する場合は、残留変形、剛性低下等の大きな損傷が発生することが懸念されることから、その損傷の修復性、あるいは損傷を修復しないことを想定した場合には、その損傷が主塔の耐力・変位特性に及ぼす影響、大規模地震後にどこまでの機能及び性能を回復する必要があるのか等の目標水準について検討を行った上で限界状態を設定する必要があると思われる。なお、ここで示した修復性の観点から決定される許容変位 1.5～2δ_y若しくは 1.0～1.5δ_yは、橋梁条件により変わる可能性があるので、個別の条件に応じて適切に設定する必要がある。

3.2.5 大規模地震に対する上部構造の耐震性能照査法

大規模地震に対する上部構造の耐震性能照査法の試案を**表-3.2** に示す。主塔以外の構造要素については、これまでの長大橋の設計では地震荷重が支配的でない事例が多く、あるいは、地震荷重が支配的であるとしても上部構造を構成する上で副次的な部位であることから十分な検討は実施していない。しかしながら、橋梁に対する要求水準あるいは構造要素によって損傷を限定したものに抑える必要がある場合には、各橋梁固有の条件及び要求水準に応じて、安全性、供用性、修復性の観点から損傷を許容できる部位、許容できる損傷の程度を適切に設定することができる。

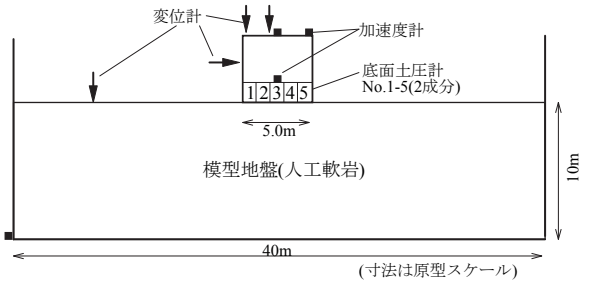


図-3.8 解析対象とした遠心模型

表-3.3 遠心模型実験条件（原型スケール）

実験No.	加振ステップ	基礎の重量 (MN)	基礎の重心高さ (m)	地盤強度 c_u (kPa)	静的支持力安全率	入力加速度 (gal)
Case1	step1	21.9	3.15	168	1.9	350
	step2					600
Case2	step1	7.90	2.65	175	5.5	350
	step2					600

3.3 長大橋梁主塔基礎に関する検討

3.3.1 基礎の地震時挙動に関する遠心模型実験

軟岩上の直接基礎の地震時変位量や地盤の支持力破壊状況などを観察することを目的とした動的遠心模型実験を行った。実験に用いた遠心模型を**図-3.8** に示す。模型地盤（人工軟岩）は幅 80cm、奥行き 20cm の実験容器内に 20cm の層厚となるように作成した。その上に幅 10cm の模型基礎を設置し、遠心加速度 50g 場にて容器を水平方向に加振した。基礎底面には鉛直及び水平方向の荷重が測定できる 2 方向土圧計を 5 個取り付け、接地圧分布を測定した。また、模型基礎の変位と地盤表面の沈下量をレーザー変位計で測定した。実験条件を**表-3.3** に示す。この模型基礎を原型に換算すると、幅 B=5.0m の二次元基礎となる。以後、全ての物理量を実物スケールに変換して示す。

実験では地盤条件は一定とし、基礎の重量を変えた 2 つの模型（Case1、2）に対し、それぞれ 2 回ずつ加振した。1 回目の加振(step1)では加速度振幅 350gal で周波数 1Hz の正弦波を 18 波入力、2 回目の加振(step2)では 600gal に加振加速度を上げて実験を行った。いずれもケースも、基礎底面はサンドペーパーを貼り付け、粗の状態とした。これら 2 つの模型基礎の静的支持力安全率 (=5.14cu･B／単位奥行き当たりの基礎重量)は、1.9 と 5.5 である。

加振中に高速度カメラで撮影した画像および実験後の模型の観察から、静的支持力安全率の小さな Case1 では加振中に基礎端部下の地盤が支持力破壊を生じたことが明らかとなった[4]。また、加振 step2 での地盤内の破壊領域は加振 step1 の約 3 倍程度大きかった。これに対し Case2 では基礎端部直下地盤の支持力破壊は観察されなかった。

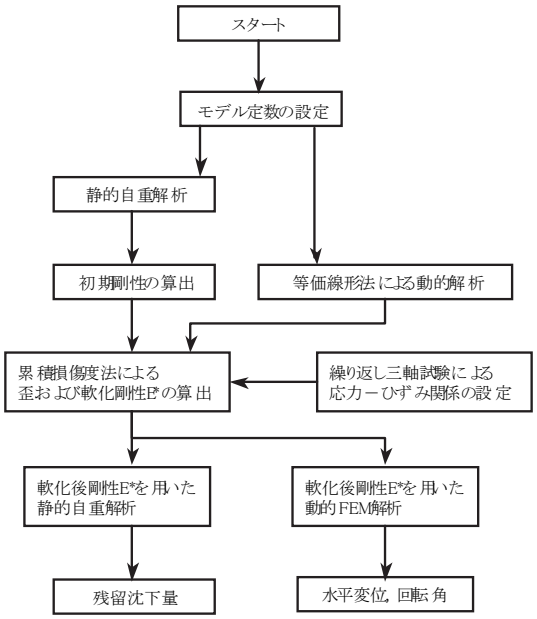


図-3.9 変位計算の流れ

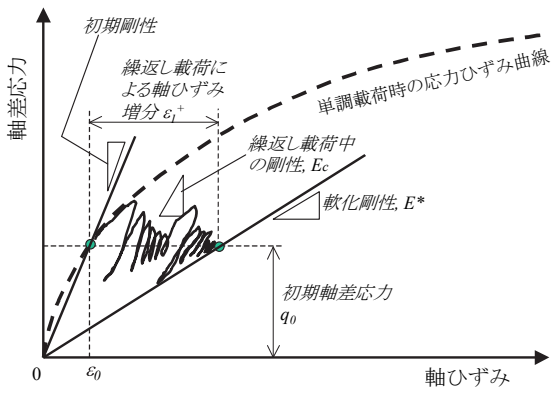


図-3.10 繰返し載荷による残留ひずみと軟化剛性

3.3.2 基礎の耐震性能照査法の提案

本研究では、基礎の地震後における残留沈下量および地震中の水平変位、回転角を算定することのできる解析手法を提案した。提案手法によって算定された変位量と、上部構造から決まる基礎の許容変位量を比較することにより、変形量に基づく基礎の耐震性能照査を行うことが可能となる。

(1) 地震による地盤の軟化剛性の評価

提案する変位計算の流れを**図-3.9** に示す。この方法は、地震による地盤の剛性低下を算定した後、その軟化剛性を用いて動的 FEM 解析により地震中の基礎の変位時刻歴を求めるものである[15]。

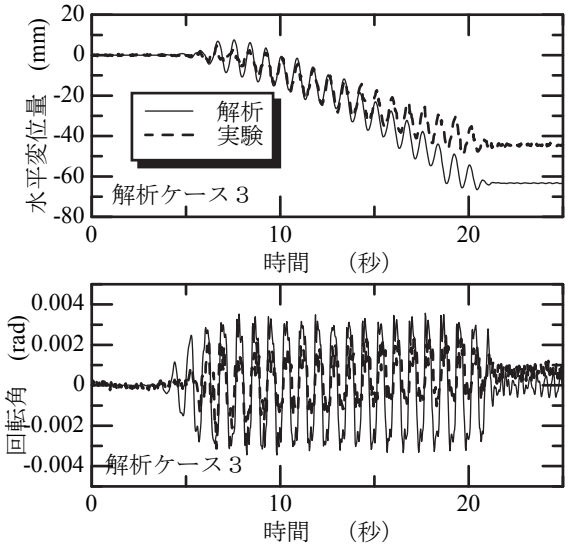


図-3.11 動的解析と実験で得られた基礎の変位時刻歴（解析ケース３）

表-3.4 解析ケース

解析ケース	解析対象とする実験	解析で用いた地盤剛性
1	Case2 の step1 加振	初期剛性
2		step1 加振後の剛性
3	Case2 の step2 加振	step1 加振後の剛性
4		Step2 加振後の剛性

本研究では、静的初期応力解析および二次元等価線形解析を行い、一連の繰返し三軸試験から得られたモデル[16]を用いて地震後の地盤要素剛性（**図-3.10** に示す軟化剛性）を求め、地盤の軟化剛性とした。このようにして求めた剛性は、応力振幅が同じでも繰返し回数に応じて剛性低下の程度が異なる軟岩の特性が考慮されたものとなる。本研究では、このようにして求めた step1 加振後の軟化剛性と step2 加振後の軟化剛性に初期剛性を加えた３種類の地盤剛性を用いて変位量解析を行った。

(2) 動的解析による水平変位及び回転変位解析

加振中の基礎の回転変位及び水平変位を求めるために行った動的解析では、地盤は線形材料とし、実験で観察された基礎底面での滑動及び浮き上がりを考慮するためにジョイント要素を基礎底面に用いた。ジョイント要素は、①水平力に対しては最大で鉛直力の 0.4 倍まで抵抗する剛－完全塑性、②鉛直力に対しては、引張り力作用時に剥離する（鉛直方向の引張り力を伝達しない）ものとした。履歴減衰は、地盤材料ではゼロ、ジョイント要素では滑動が生じた場合のみ減衰が生じる。本解析では、計算の安定のために剛性比例型のレーリー減衰を考慮した。予備解析の結果から減衰定数がジョイント要素の応

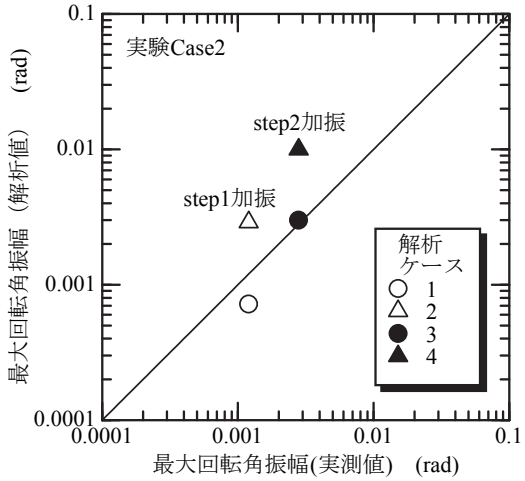


図-3.12 実験と解析の最大回転角振幅の比較

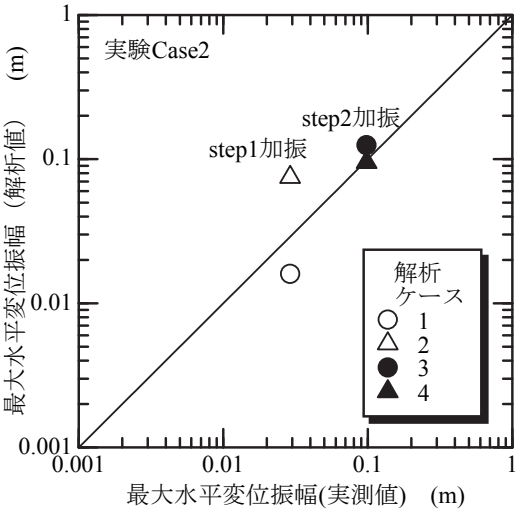


図-3.13 実験と解析の最大水平変位振幅の比較

力、基礎の滑動・回転変位量に及ぼす影響を無視し得ないことが明らかとなった。力の釣合いを考えると、基礎の慣性力はジョイント要素の水平応力を基礎底面にわたって積分した値と等しくなるべきである。h が 0.5%以下でこの条件が概ね満足されたことから、全ケースで減衰定数 h を 0.5%とし、レーリー減衰の係数?を次式により算定した。

$$h = \frac{\beta \omega_1}{2} \qquad (1)$$

ここに、ω_1 は一次の固有角振動数である。解析は?1+が小さく算定された地盤剛性の信頼性の高い Case2 の２つの加振ステップを対象とし、**表-3.4** に示すように地盤剛性を変えて４ケース行った。

解析結果の一例として解析ケース３での基礎の回転角と水平変位の時刻歴を実験結果とともに**図-3.11** に示す。水平変位については解析と実験で良い一致を示している。回転角については振幅にはある程度の違いがみられるが、

位相は良い対応を示している。これらの傾向は他の解析ケースでも同様であった。

解析及び実験から得られた回転角振幅および水平変位振幅の最大値を**図-3.12、3.13** に示す。解析ケース 1 と 3 は、当該加振 step 前の地盤の剛性を用いているのに対し、解析ケース 2 と 4 では軟化の進んだ加振後の地盤剛性を用いている。このため、加振 step1、2 ともに加振前の剛性を用いた解析は変位を概ね小さめに評価し、加振後の剛性を用いた解析は安全側に変位を評価する結果となった。また、滑動変位が卓越した step2 加振では地盤剛性の違いによる水平変位振幅の差が小さい。これは、地盤剛性ではなく基礎底面での摩擦抵抗特性が水平変位の支配的要因であることによると考えられる。

このように加振前後の地盤剛性を用いて基礎の変位量を計算すれば、得られる変位量は実際の変位量の概ね上限と下限を与えるものと考えられる。したがって、建設地点ごとに採取した試料の室内土質試験に基づいて地盤剛性を適切に評価すれば、本計算法によって地震中の最大変位量及び最大回転角を精度良く評価でき、地震後の軟化剛性を用いれば安全側の評価となることがわかる。

3.4 まとめ

本研究では、長大吊橋を合理的かつ経済的に耐震設計するために、従来は弾性設計がなされてきた長大吊橋主塔について塑性変形を考慮するとともに、耐震性能を適切に照査可能な耐震性能照査法について検討を行った。

また、長大橋梁主塔基礎については、変形を許容しない従来型の耐震設計法から、基礎に生じる変位量を算定し、許容しうる変位量に収まるように基礎の諸元を決定する、より合理的な耐震設計法の開発を行うことにより、長大橋主塔基礎の適用範囲を軟岩へと拡大することについて検討した。

長大吊橋主塔の耐震性能照査法を検討するために、中央支間長 2000m クラスの長大吊橋の鋼製・RC・CFT 主塔の 3 形式に対してプッシュオーバー解析、吊橋全橋モデルによる非線形動的解析等を実施し、吊橋全体系の地震時応答特性、各主塔形式の耐力・変形特性及び主塔各部の損傷特性に関する検討を行った。本研究により得られた主な成果は以下の通りである。

1) 鋼製主塔、RC 主塔、CFT 主塔の 3 つの主塔形式に対して同一条件で試設計を行い、経済性、構造特性等の得失について整理するとともに、試設計した上記 3 つの主塔形式に対してプッシュオーバー解析を実施し、耐力・変形特性及び主塔各部の損傷特性について明らかにした。
2) CFT 主塔はこれまでに実績のない新形式の主塔形式であるが、3 形式の中で最も経済性に優れており、また RC 主塔に比べて基礎に与える影響を軽減することができる。CFT 主塔の水平荷重－水平変位関係は RC 主塔と概ね同等である。
3) 長大吊橋主塔の大規模地震に対する限界状態としては、修復性の観点から設定される限界状態が支配的になり、プッシュオーバー解析より算出される荷重－変位関係において主塔全体系の剛性が大きく低下する状態（本検討に用いた諸元では 1.5～2 δ_y：鋼製・CFT 主塔、1.0～1.5 δ_y：RC 主塔）以内に留めることが適切であることを明らかにした。
4) 上部構造の主要な構造要素について大規模地震に対する耐震性能照査法の試案をまとめた。

また、長大橋梁基礎については、軟岩上の直接基礎を対象とし、その地震時挙動を動的遠心模型実験で明らかにするとともに地震時変位量予測手法を提案した。得られた主な結論は以下の通りである。

1) 常時の支持力安全率が約 2 の基礎では、加振により基礎端部直下地盤が支持力破壊し、加振中は基礎の回転モードが卓越した。一方、支持力安全率が 5 程度と大きいケースでは、基礎端部直下で局所的な支持力破壊が生じずに滑動モードが卓越した。
2) 地震による地盤の剛性低下を考慮し、動的遠心模型実験を対象とした動的解析及び静的自重解析計算を行い、それぞれの解析から加振中の回転・水平変位量と地震後の残留沈下量を算出する方法を提案した。また、実験結果と比較することによって提案手法の適用性を検討した。その結果、基礎の静的支持力安全率が 5 程度以上と大きな場合、本研究で提案した変位計算法では、地盤剛性として加振後の剛性を用いれば、回転及び水平変位をある程度精度良く、かつ安全側に評価できることが明らかとなった。
3) 本研究で提案した解析手法で算定された基礎の変位量を上部構造から決まる基礎の許容変位量と比較することにより、変形を許容することが合理的な軟岩においても、直接基礎の耐震設計を合理的に行うことが可能となる。

参考文献

1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V　耐震設計編，　2002.
2) 本州四国連絡橋公団：耐震設計基準・同解説，1977.

3) 本州四国連絡橋公団：明石海峡大橋上部構造耐震設計要領(案)，1989.
4) Okamura, M., Matsuo, O. and Tamoto, S.: A high frame rate image acquisition system for dynamic centrifuge tests, Int. Journal of Physical Modelling in Geotechnics, Vol.1, No.1, pp.71-76, 2001
5) 本州四国連絡橋公団：吊橋主塔設計要領・同解説，1989.
6) 土木学会：複合構造物の性能照査指針（案），2002.
7) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 II　鋼橋編，丸善，2002.
8) Takeda, T., Sozen, M. and Nielsen, N.M. : Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.96, No.ST12, pp.2557-2573, December, 1970
9) 河藤千尋、運上茂樹：非線形動的解析とプッシュオーバー解析による長大吊橋 RC 主塔の耐震性解析、第 26 回地震工学研究発表会、2001.8
10) 佐藤孝典：円形断面の充填鋼管コンクリート構造におけるコンファインド効果のメカニズムとそのモデル化，日本建築学会構造系論文報告集第 452 号，pp.149-158，1993.
11) 沈赤，矢部正明：鋼斜張橋の耐震性評価の一提案，第 3 回鋼構造物の非線形数値解析と耐震設計の応用に関する論文集，pp.183-190，2000
12) 遠藤和男、河藤千尋、運上茂樹：長大吊橋鋼製主塔の耐震性能に関する解析的研究、第 27 回地震工学研究発表会、2003.12
13) 遠藤和男，運上茂樹 : CFT を用いた長大吊橋主塔の耐力・変形性能に関する解析的検討，土木学会地震工学論文集 vol. 28，　CD-ROM No. 031, 2005.
14) 河藤千尋、運上茂樹 : 長大吊橋主塔の地震時限界状態の評価法に関する解析的研究、構造工学論文集 Vol49A、2003.3
15) 岡村未対、松尾修、板橋利昭：東京湾口海底軟岩の繰返し三軸試験、軟岩と硬質土のロータリー式サンプリング技術と物性評価に関するシンポジウム、pp.123-126、地盤工学会、2000
16) 岡村未対、松尾修、田村敬一：軟岩に支持される直接基礎の地震時変位量の評価、構造工学論文集、Vol.49A、pp.1229-1236

4章　経済性・耐風性に優れた超長大橋の上部構造に関する調査

４．１　はじめに

超長大橋を実現する上で最も重要な課題の一つに耐風安定性の確保が挙げられる。耐風安定性を確保し、かつ経済的な桁形式として、これまでにオープングレーチングを有する二箱桁断面の構造形式（以下、二箱桁形式）等の吊橋が提案され、その耐風安定性については全橋模型による風洞実験により確認してきた[1,2]。

本研究では、さらなるコスト縮減の可能性が高い構造形式として、支間中央部に空力特性の優れた二箱桁を配置するとともに、主塔近傍では桁幅を絞り主塔基礎の軽減の図れる二箱桁と一箱桁を併用した桁構造を有する斜張吊橋（以下、斜張吊橋）を提案した。斜張吊橋については、斜ケーブルを利用することで吊橋に比べ主ケーブル数量や吊橋アンカレッジ数量の軽減が図れる特徴がある。本構造については、試設計、全橋模型の設計・製作、模型の妥当性の検証を行った後、全橋模型風洞試験を実施し、耐風性の検討を行った。同時に従来から実績のあるフラッタ解析手法を用いて本橋梁に対しての適用性について検討を行った。

また、維持管理に配慮し、取替え可能な２層式オープングレーチング床版構造を提案するとともに、一連の輪荷重走行試験結果を基に、疲労耐久性の高い構造ディテールについて検討を行った。

４．２　超長大斜張吊橋の耐風安定性に関する検討

本章では、提案した超長大斜張吊橋の概要と構造特性に関する検討結果と全橋模型試験による耐風安定性の検証結果について述べる。

4.2.1　構造特性の検討

吊橋と斜張橋の両者の特徴を兼ね備えた複雑なケーブルシステムを有することから、同ケーブルシステムに着目し、斜張橋区間、ケーブル吊構造形式の相違等が耐風安定性を評価する上で重要となる振動特性に与える影響について検討するとともに、工費の概略試

(1) 斜張吊橋の構造諸元

図 4-1 に検討対象として想定した斜張吊橋(側面図)を示す。主要な構造諸元（橋長 5,000m、中央径間長 2,800m、4 車線、主ケーブルのサグ比 1/10）については、現重点プロジェクト以前の調査研究により提案してき超長大吊橋[1]を基本型とした(**表 4-1** 参照)。支間中央部の吊橋区間には、耐風性に優れた二箱桁を、斜張橋区間には構造力学的に優れた一箱桁を配置している。これら箱桁の断面が変化する区間を**写真-4-1** に示す。

表 4-1　主桁、ケーブルの構造諸元

構造諸元		実橋値
二箱桁部	断 面 積 ： A	0.60 m^2/片側当り
	鉛直剛性 ： Iv	0.88 m^4/片側当り
	水平剛性 ： Ih	11.22 m^4/片側当り
	ねじり剛性 ： J	1.90 m^4/片側当り
	質 量 ： m	17.60 t/m
	質量慣性ﾓｰﾒﾝﾄ: I	2026.29 t･m^2/m
一箱桁部	断 面 積 ： A	2.48 m^2
	鉛直剛性 ： Iv	3.13 m^4
	水平剛性 ： Ih	237.16 m^4
	ねじり剛性 ： J	7.96 m^4
	質 量 ： m	21.72 t/m
	質量慣性ﾓｰﾒﾝﾄ: I	1437.01 t･m^2/m
主ケーブル	断 面 積 ： Ac	0.428 m^2
ハンガー	断 面 積 ： Ah	0.007 m^2
斜ケーブル	断 面 積 ： As	0.017 m^2
		0.015 m^2
		0.010 m^2



写真 4-1　一箱桁と二箱桁の断面変化区間

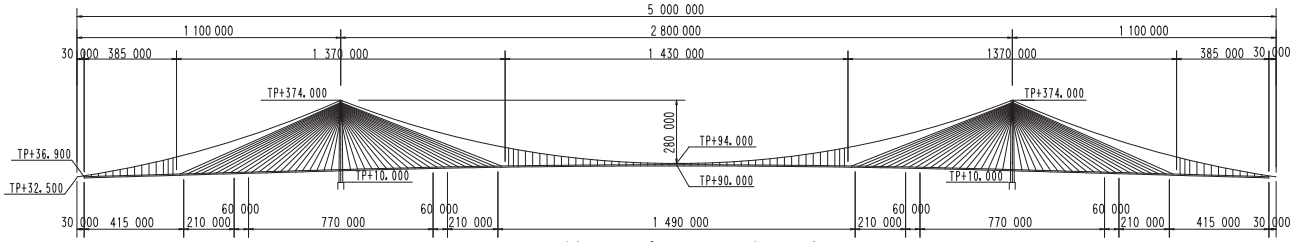


図 4-1 検討対象とした超長大

(2) 解析モデル

固有値解析及びフラッタ解析に用いた解析モデルは立体骨組みモデルである（**図 4-2**）。主桁・横桁・主塔を梁要素で、主ケーブル・斜張ケーブル・ハンガーを棒要素でモデル化した[3]。主桁の梁要素は補剛桁断面のせん断中心位置に配置し、桁に作用する静的及び動的空気力は横桁の中央に節点を設けて作用させた。主塔・ケーブル・ハンガー及び補剛桁の初期応力は、格点座標の上げ越し計算後に自重と釣り合わせた。

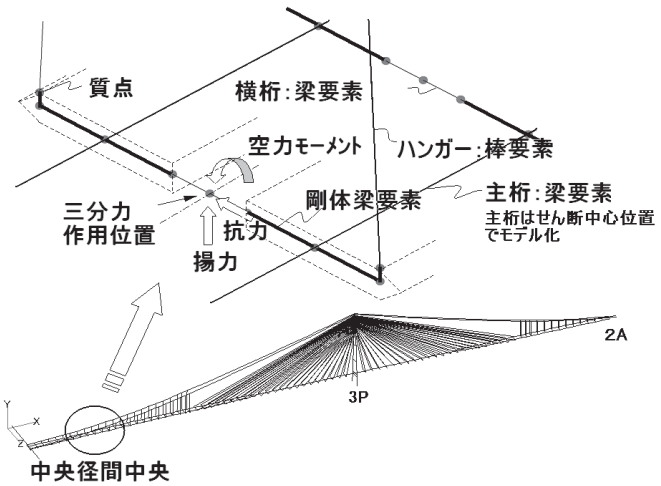


図 4-2　解析モデル（外吊形式の例）

(3) 斜張橋区間の検討

中央径間長が長くなるにつれて、風による横たわみ変形と負迎角が大きくなるとともに、フラッタ特性に影響を与えるねじれ固有振動数が著しく低下する[4]。

そこで、横たわみ変形を拘束し、ねじれ固有振動数を高くするために、斜張橋区間（斜ケーブルを桁に配置する区間）を支間中央にのばして配置することが望ましい。斜張橋区間を長く設定した場合、ねじれ振動モードに対する見かけの吊橋径間長を短くする効果があるが、その反面、ケーブルまたは桁軸力が大きくなるため、主塔を高くするか、桁断面積を増加させる等の対策が必要となり、斜張橋としての長所を活かせなくなる恐れがある。ここでは、塔高（サグ比 1/10 として設定）を変えずに、斜張橋区間を主塔から中央径間側 1/4 支間および 1/8 支間とする２案について、耐風安定性の観点から比較検討を行った[4]。これは、中央径間としては 800m 級径間の多々羅大橋クラスの斜張橋と、その２倍の 1600m の径間長を有する斜張橋を想定したものである。

表 4-2 に固有振動数の比較結果を示す。斜張橋区間を長くすると、鉛直対称１次の固有振動数を変化させることなく、ねじれ対称１次の固有振動数を高くすることができる。これより、連成フラッタ性能に影響を及ぼすねじれ振動数と振動数比を 10%以上高くすることができることから、斜張橋区間 1/4 案を採用した。

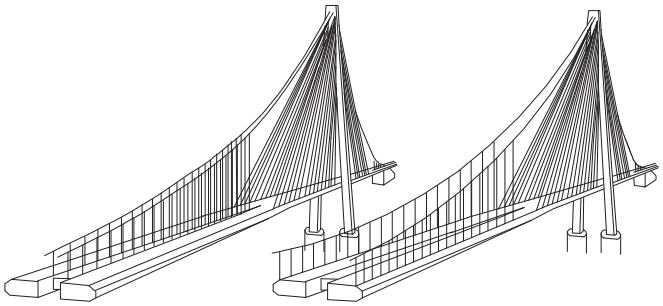
表 4-2　斜張橋区間による振動数の違い

振動モード形状	斜長区間 1/4支間	斜長区間 1/8区間
鉛直対称1次①	0.067　Hz	0.065　Hz
ねじれ対称1次②	0.135　Hz	0.119　Hz
振動数比②／①	2.024	1.834
鉛直逆対称1次	0.059　Hz	0.066　Hz
ねじれ逆対称1次	0.239　Hz	0.197　Hz

(4) ケーブル吊構造形式の検討

超長大橋では、フラッタに代表される動的不安定問題のほかに静的不安定問題を考慮する必要がある。箱桁形式の補剛桁では揚力や空力モーメントの作用によるねじれ変形がダイバージェンスを起こさせる可能性がある。そこで、有風時のねじれ変形を抑制するために、主ケーブルの吊構造形式が耐風安定性に及ぼす影響を検討した。

A型主塔とした場合に、主ケーブルの吊り構造形式は、**図 4-3** に示す二箱桁の開口部内側で並行に吊る内吊形式と、中央径間吊橋区間のみを二箱桁の外側で吊る外吊形式（以下、モノデュオ形式）の２通りが考えられる。これらについて固有値振動数を比較した。**表 4-3** にケーブル吊構造形式の相違が振動特性に及ぼす影響を数値として示す。



(a)内吊形式　　(b)　外吊形式（モノデュオ形式）

図 4-3　ケーブルシステムの比較

表 4-3 ケーブル形式の比較

固有振動モード		内吊形式	外吊形式
鉛直対称1次	振動数	0.067 Hz	0.067 Hz
	等価質量	26.93 t/m/Br	27.31 t/m/Br
ねじれ対称1次	振動数	0.135 Hz	0.153 Hz
	等価質量慣性モーメント	2932 tm/Br	5125 tm/Br
振動数比		2.02	2.28

特にフラッタ特性に影響が大きい鉛直とねじれの最低次固有振動数と等価極慣性モーメントに着目すれば、ねじれ対称１次の振動数および等価極慣性モーメントは外吊形式の方が大きく、内吊形式に対して振動数で 12.8%増となっていることがわかる。これらの値を用いて Selberg 式によるフラッタ発現風速を求めると、モノデュオ形式では内吊形式に比べて 10m/s 以上耐風安定性が向上していることから、同形式を採用した。

(5) 全体工費の概略試算

上記モノデュオ形式の全体工費の概略試算を行い、これまでに提案しているオープングレーチング床版を有する二箱桁吊橋 [1]との比較を行った。その結果、モノデュオ形式は、二箱桁吊橋と比較して、5%程度工費の軽減となる可能性があることが確認された。

4.2.2　全橋模型試験による斜張吊橋耐風安定性の検討

4.2.1 節で提案した斜張吊橋に対して、全橋模型の設計・製作、模型の妥当性の検証を行うとともに、全橋模型風洞試験により耐風安定性の検討を行った。

(1) 全橋模型の概要

全橋模型の縮尺は、大型風洞実験施設の試験条件（幅 41m×高さ 4m）より、**図 4-1** の超長大橋の 1/125 スケールとしている。一箱桁と二箱桁を併用した桁構造については、各箱桁のせん断中心に剛性棒（以下、箱桁剛性棒）を配置し、この２本の箱桁剛性棒を横梁（以下、横梁剛性棒）で連結するフィーレンディール（梯子）構造としている。

桁部材については全ての剛性を相似させることが困難なため、耐風安定性に与える影響が最も大きいと考えられる純ねじり剛度を優先して相似させた。なお、桁には、**図 4-4** に示す台形フェアリング断面、耐風安定化部材（中央径間の中央部：模型上約 11.4m 区間）を設置した。

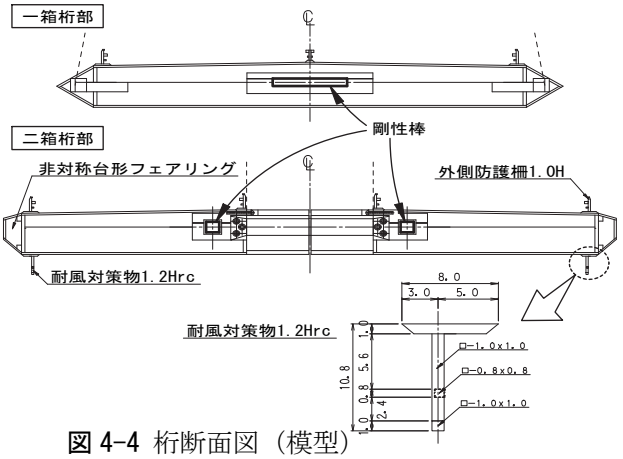


図 4-4 桁断面図（模型）

ケーブルについては、過去の全橋模型試験を参考に、ケーブル全体にかかる抗力が実橋と相似となるような部材を離散的に取り付け、重錘や寸法を調整することで質量や抗力を相似させた。ただし、空力的な干渉が問題となる中央径間の中央付近では、形状相似とした [5]。

表 4-4 にモノデュオ形式にした模型の解析モデルと実際の橋梁を忠実に 1/125 にした場合の理想模型の解析モデルとの固有振動数を示す。各 1 次の振動数については-3%～+4%で調整できており、模型設計では実橋梁を適切に表現できている。また、全橋模型の製作精度を確認し、耐風性能で問題となるねじれモードの振動数の差は 2%以内である等、ほぼ設計通りに製作されていることを確認した。

表 4-4　理想模型と実施模型による固有振動数の比較

固有振動モード	解析モデル		偏差
	理想模型①（Hz）	実施模型②（Hz）	(②-①)/①
水平曲げ対称1次	0.339	0.352	3.8%
水平曲げ逆対称1次	0.520	0.504	-3.0%
鉛直曲げ対称1次	0.752	0.740	-1.6%
鉛直曲げ対称2次	1.339	1.378	2.9%
鉛直曲げ逆対称1次	0.654	0.647	3.2%
鉛直曲げ逆対称2次	1.104	1.180	6.9%
ねじれ対称1次	1.702	1.724	1.3%
ねじれ逆対称1次(1)	1.924	2.002	4.0%
ねじれ逆対称1次(2)	2.605	2.644	1.5%

※理想模型：実橋に忠実に1/125した解析モデル
　実施模型：実際に作成した1/125全橋模型の解析モデル

(2) 全橋模型の対風応答試験

試験条件は気流傾斜角 0 度の一様流とした。試験では全橋模型を加振して、その振動状況を設定した風速毎にビデオトラッカーで計測した。**図 4-5** に風速-振幅-対数減衰率の関係を示す。風洞風速 4.5～6.0m/s（実橋風速 50～70m/s）程度において、フラッターが生じたことから、比較的簡易に設置が可能でフラッター制

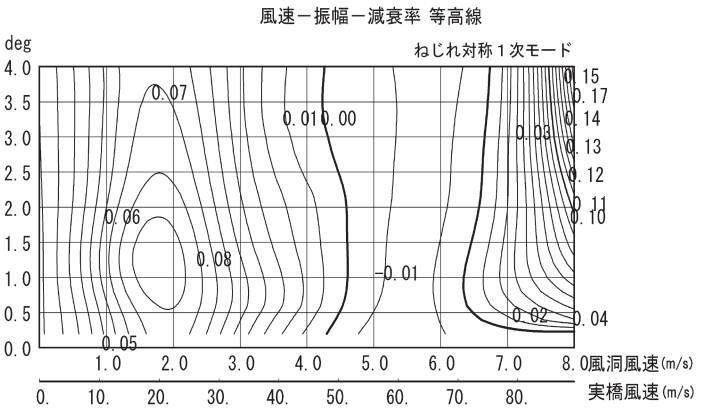


図 4-5　スプリッター板設置前の模型の風洞試験結果

御に実績のあるスプリッター板を非対称台形フェアリングに設置することとした（**図 4-6** 参照）。**図 4-7** にねじれ対称 1 次振動モードの風速−振幅−対数減衰率の関係を示す。対数減衰率は、風速 2m/s 程度まで上昇した後、一旦下がり気味で再度 6m/s 程度から上昇しており、耐風安定化部材の設置により、良好な耐風安定性を有する（照査風速 7.2m/s＝実橋風速 80m/s を満足する）ことが確認された。

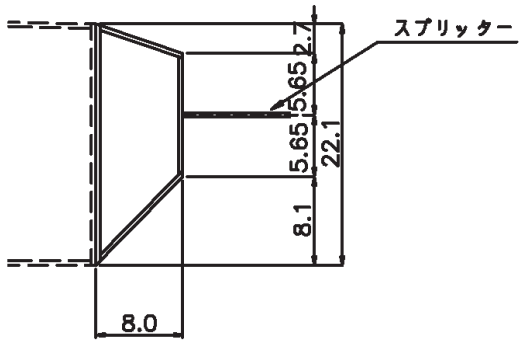


図 4-6　スプリッター板（模型）

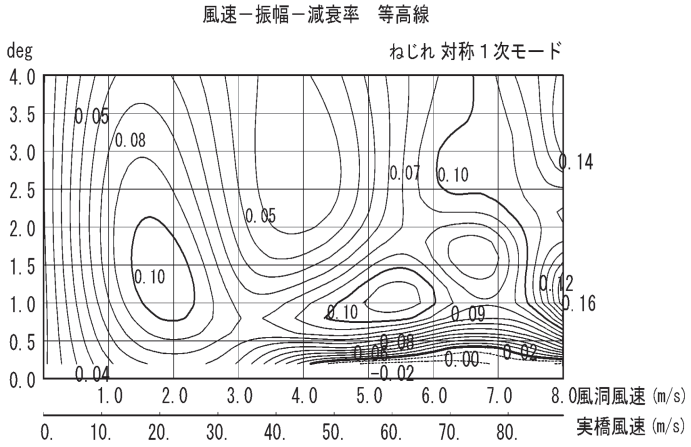


図 4-7　スプリッター板設置後の模型の風洞試験結果

(3) フラッタ解析結果による実験結果の分析

全橋模型試験は耐風安定性を検証するには信頼性が高い手法であるが、試験には費用と時間を要することから、解析的手法で精度良く耐風性を推定するため、これまでに３次元フラッター解析手法を開発している。３次元フラッター解析では、各振動モード毎の運動方程式を立て、静的変形によって生じる迎角に対応した非定常空気力を外力として用い、複素固有値解析により振動数ならびに減衰を求める。ここでは、３次元フラッター解析手法を全橋模型に適用し、風洞試験結果との比較分析を行った。

フラッター解析は、スプリッター板設置前後の桁断面について実施した。解析条件を**表 4-5** に示す。解析は低風速域で風速 1m/s 毎に、高風速域では風速間隔を狭めて実施している。

図 4-8 は、スプリッター板設置前の風洞試験結果風速と減衰率の関係を求め、これに３次元フラッタ解析結果を合わせてプロットしたものである。**図 4-9** にはフラッタ解析で得られる振動数の変化を示す。フラッタ解析の結果、桁のねじれ対称１次モードを含む振動モードとして３モード（モード A，B，C と呼ぶ）存在することが確認された。

表 4-5　フラッター解析条件

項目	解析条件			
計測値	空気密度　1.2N/m3　構造減衰率：0.02			
主桁非定常空気力係数		鉛直	ねじれ	水平
	揚力	○	○	△
	ﾓｰﾒﾝﾄ	○	○	△
	抗力	○	○	△
	○：非定常空気力試験結果を使用 △：準定常理論を用いて算出			

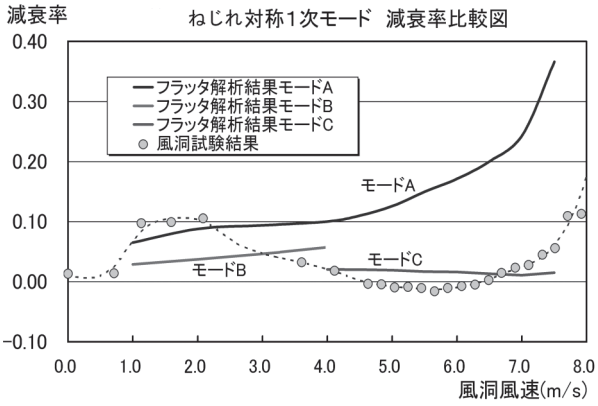


図 4-8　風洞試験とフラッタ−解析による減衰率の比較（スプリッター板設置前）

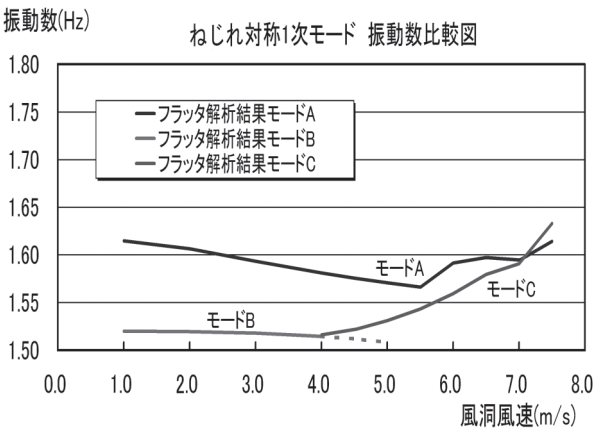


図 4-9　フラッタ−解析によるモード別振動数の比較（スプリッター板設置前）

モードＡは桁のねじれ対称１次モードに鉛直曲げモードが連成した代表的な振動モードである。モード Ｂは桁のねじれ対称１次モードに桁の水平振動モードが連成したモードであるが、高風速域では桁のねじれ対称１次の振動モードの成分が小さくなる。モードＣは桁のねじれ対称１次モードにケーブルの水平振動にが連成したモードであるが、モードＢと異なり、ねじれ対称１次の振動モードが、低風速ではケーブルの水平振動主体のため認められないが、高風速では発生する。

図から、風洞試験結果の減衰率は風洞風速 4m/s 以上で、少し推定値より低いがフラッタ解析のモード Ｃの値に近い。しかし、モードＡとモードＣの振動数が近接している風洞風速 7m/s 前後から、減衰率は負から正に反転し、より大きな値を示していることがわかる。

一方、**図 4-10** 及び**図 4-11** には、スプリッター板付き模型の風洞試験の結果とフラッタ解析結果を比較して示す。**図 4-8** と**図 4-10** より、スプリッター板の有無に関わらずモードＡとモードＣの減衰率には大差がない。しかし、**図 4-9** と**図 4-11** より、振動数では低風速域より存在するモードＡの振動数が低下することで、風洞風速 5.5m/s 前後でモードＡ，Ｃの応答振動数が近接するが、スプリッター板設置の有無でその傾向は異なり、**図 4-11** ではモードＣより、構造減衰の大きいモードＡの振動数が低くなっている。また、風洞試験による振動数もモードＡの振動数に比較的近いことから、スプリッター板有りの場合、フラッター発現に至らなかったと考えられる。以上、本橋のように複雑な振動特性を持つ斜張吊橋に対して、3 次元フラッター解析を適用した結果、風洞試験における振動特性（減衰率、振動数）の傾向を概ね表現できることが確認された。ただし、フラッター発現風速の推定に適用するには今後精度の向上を図っていく必用がある。

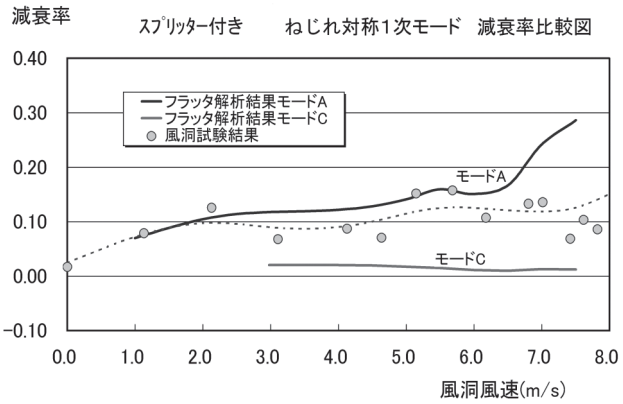


図 4-10 風洞試験とフラッター解析による減衰率の比較（スプリッター板設置後）

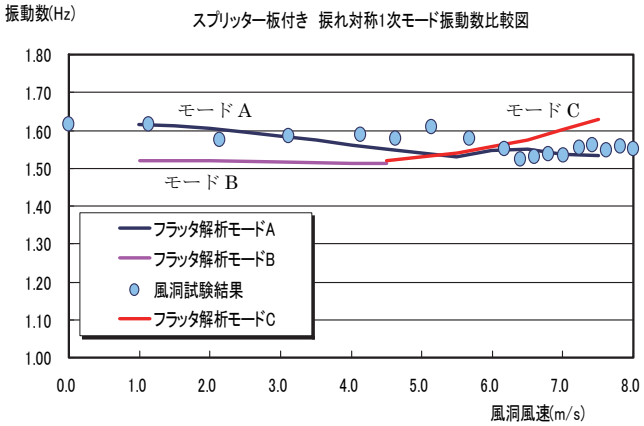


図 4-11 フラッター解析によるモード別振動数の比較（スプリッター板設置後）

４．３．オープングレーチング床版の疲労耐久性に関する検討

オープングレーチング床版に関する車両の走行安全性に関する調査研究結果[6−10] を踏まえ、主に表面部材の構造ディテールの異なる実物大の供試体を用いた輪荷重走行試験を行い、オープングレーチング床版の疲労挙動や疲労上望ましい構造ディテールに

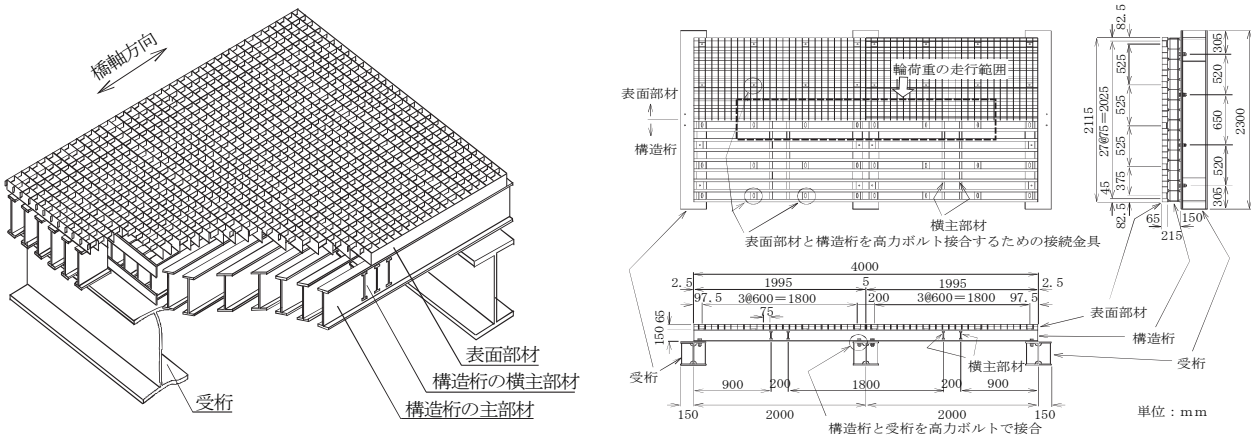


図 4-12　検討対象のオープングレーチング床板

ついて検討を行った。

4.3.1　対象構造と検討方法

図4-12に対象とする床版構造と代表的な供試体（ＡＲ供試体）の寸法形状を示す。この構造の特徴は、維持管理を考慮して、自動車荷重を直接受ける部材（以下、表面部材）の取替えが容易にできるように、表面部材とそれを支持する桁（以下、構造桁）で構成される二層構造形式としている点である。**図4-13**に供試体の構造詳細を示す。ＡＲ供試体は、高速時（100km/hまで）の走行安全確認試験[6－9)]の中で、構造が比較的単純であり最も高いすべり摩擦係数が得られた構造である。Ｂ供試体の表面部材はスクリューバーを用いた構造であり、道路の排水口等で使用実績がある。Ｃ供試体の表面部材は車両や二輪車等の走行性を向上させるために平鋼による間隔が約50㎜×約100㎜の格子を斜めに配置した構造である。製作費の点では、Ｂ供試体は既に排水口などに利用されている実績があり量産性が高く対象構造の中では最も安く製作できる可能性が高い。ＡＲ供試体とＣ供試体の製作費はほぼ同程度か、またはＣ供試体の方が斜め部材という点で生産性が劣る可能性があるためやや高くなる可能性がある。なお、同床版構造を鋼桁橋に適用した場合（供試体Ｂの表面部材を使用した場合）、総工事費は連続桁の場合で1～10％低減する試算結果が得られている。

試験は、輪荷重走行試験機を用いて行った。載荷は、供試体上に一列に連続させて並べた500㎜×200㎜の載荷ブロックの軌道上を幅500㎜の鋼製車輪が±1.5m往復するように行った。供試体は、受桁全体を受桁と同じ支間長の支持桁に高力ボルトにて取付けて一体構造とし、その支持桁の両端を試験機の架台に固定支持した。

4.3.2　検討結果

(1) 輪荷重疲労試験結果

図4-14に輪荷重走行試験の結果を示す。図中の階段状の実線は本試験における階段状載荷（輪荷重と走行回数

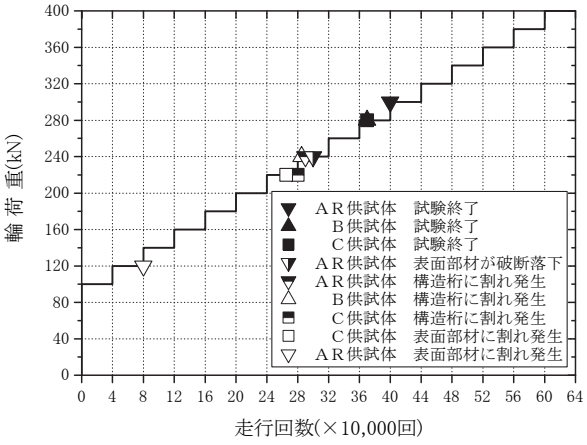
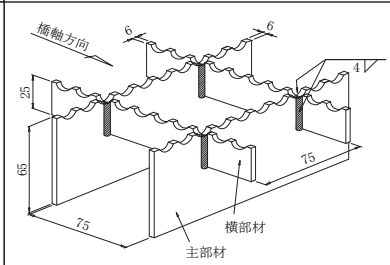
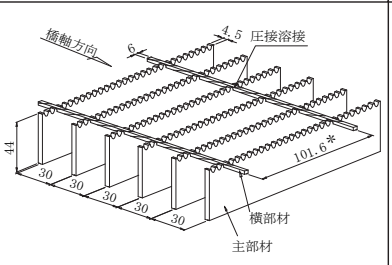
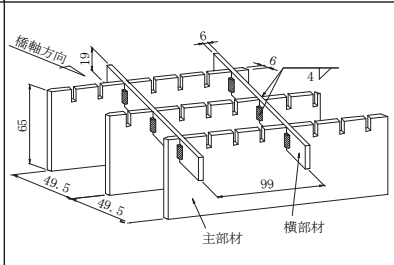
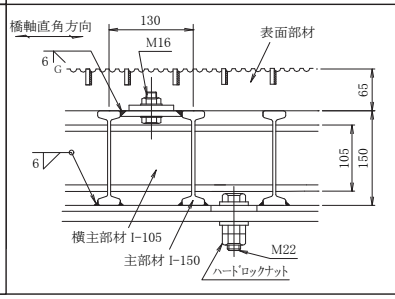
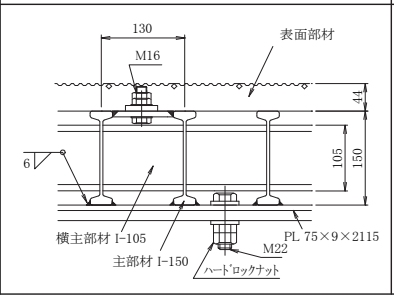
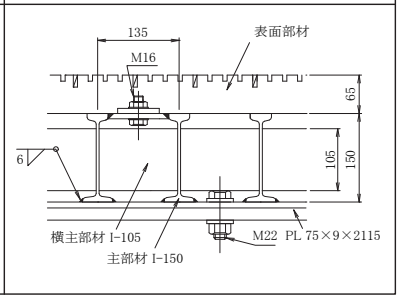


図 4-14　輪荷重走行試験結果
（階段状載荷時の輪荷重－走行回数関係）

名称			AR	B	C
特徴	表面部材	寸法	主部材:FB65×6 横部材:FB25×6	主部材：FB44×4.5 横部材：SB6×6	主部材:FB65×6 横部材:FB19×6
		格点	平鋼の格点は、主部材を切欠て横部材を通した構造に片側すみ肉溶接	格点は平鋼にスクリューバーを圧接溶接	平鋼の格点は、主部材を切欠て横部材を通した構造に片側すみ肉溶接
	構造桁		主部材　：I-150×35×35×4.8 横主部材：I-105×30×35×4		主部材　：I-150×35×50×5 横主部材：I-105×30×35×4
構造図	表面部材				
	構造桁（横断面）				

＊：Ｂ供試体では、道路構造令の縦すべり摩擦係数の規定値を満足する部材間隔は101.6㎜であるが、実験では50.8㎜とした。

図 4-13　供試体の種類

の関係）を示している。試験は亀裂がある程度発生・進展した状態で適宜終了することとした。

Ｂ供試体を除いたいずれの供試体においても、表面部材の亀裂は比較的少ない走行回数で発生している（Ｂ供試体の表面部材には亀裂は発生しなかった)。その後、走行回数が約25～30万回まで増加した段階で、いずれの供試体においても構造桁に亀裂が発生している。従って、亀裂発生に至るまでの走行回数は、表面部材より構造桁の方が多い結果となっている。また、構造桁ではほぼ同程度の走行回数（走行回数約28万回）で亀裂が発生している。なお、Ａ供試体は約24万回で試験を終了したが、構造桁に亀裂は発生しなかった。

1）表面部材の亀裂発生状況

図4-15に表面部材の中央たわみと走行回数の関係を示す。図中の実線は表面部材の剛性を無視して構造桁のみを格子解析したときの活荷重たわみ(除荷時の残留たわみを含まないたわみ)である。たわみは試験終了時まで格子解析値とほとんど変わらず床版構造としての剛性は確保されている結果となっている。

図4-16に表面部材の損傷形式を示す。また、**図4-17**に表面部材の亀裂の損傷箇所数と走行回数の関係を示す。ここで、亀裂の損傷度箇所数は、2m²（一番小さいパネルの面積に相当）のパネル当たりの損傷箇所数に単純換算している。各供試体の疲労耐久性を相対比較すると、走行回数に対して亀裂の発生が少ない、すなわち疲労耐久性が高い順に概ね供試体Ｂ、Ｃ、ＡＲの順となっている。

2）構造桁の亀裂発生状況

図 4-18 に構造桁の亀裂発生箇所を示す。亀裂はいずれも主部材側の上下のスカラップ部分または近傍溶接部から発生した。また、損傷分布は、ほぼ輪荷重の走行範囲直下に見られているが、供試体毎の表面部材の違いによる亀裂の発生分布の傾向は特に見られなかった。

（2）累積損傷被害則を用いた疲労寿命の検討

疲労試験結果を基に、ＡＲ供試体を対象として、累積損傷被害則を適用し、換算年数の試算を行った。ここでは既存の大型車の軸重分布データを用いて、疲労試験時の走行回数と等価な疲労損傷度を与える供用年数を試算した。大型車の軸重分布としては、文献 11）の計測結果（昭和 59 年度に国道 357 号有明地先にて 48 時間計測）を用いた。構造桁の主部材の下フランジ下面における影響線形状より、各軸重の通過により

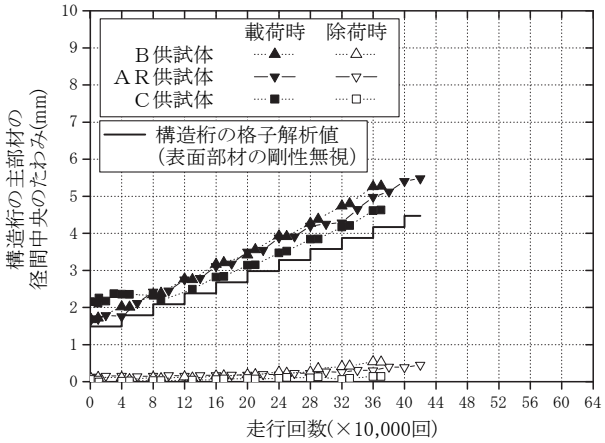


図 4-15 表面部材(構造桁)の中央たわみと走行回数の関係

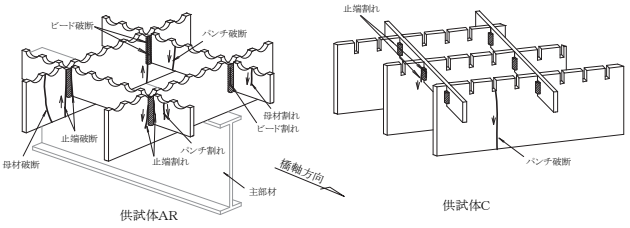


図 4-16 表面部材の損傷形式

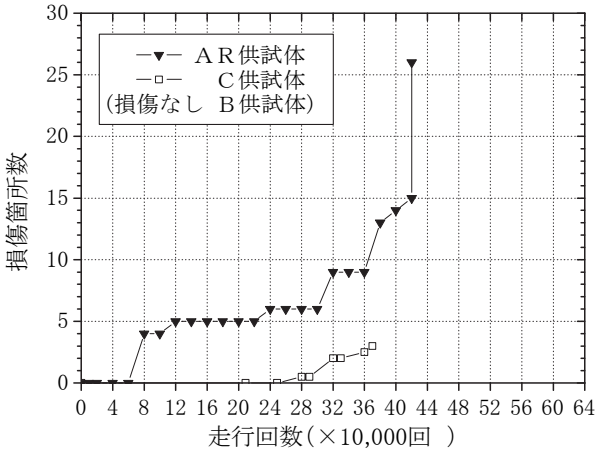


図 4-17　表面部材の損傷箇所数－走行回数の関

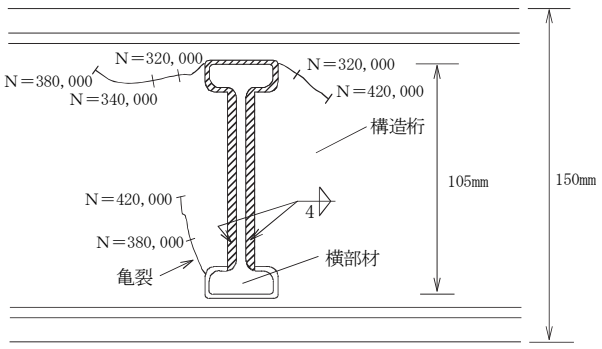


図 4-18　構造桁の主部材と横主部材の交差部の亀裂の例（AR 供試体）

(図中の記号 N は亀裂が確認されたときの走行回数を示す)

1 回の応力変動が生じると仮定した。この軸重分布に対する等価換算軸重Ｐeq(3 乗平均値の 3 乗根)は 33kN となる。また、平均軸数は 2.6 軸/台(大型車の総軸数 55,278 軸/大型車交通量 21,082 台)であることから、この等価換算輪重と車両１台当たりの平均軸数を基に、大型車交通量に対する換算年数を求めると**図 4-19** のようになる。ここで疲労試験における走行回数としては、表面部材と構造桁の亀裂の発生状況を考慮し、30 万回時と試験終了時を対象とした。30 万回時は**図 4-17** に示すように表面部材には 5 箇所程度の亀裂が発生した時点、構造桁には最初の亀裂が発生した時点に対応する。試験終了時の回数には特段の意味はないが、少なくともその時点では**図 4-15** に示すとおり走行回数ーたわみ関係(走行回数が荷重に比例するため荷重ーたわみ関係と同じ)はほぼ線形関係であり、耐荷性能を失っていない状態にある。

図 4-19 より、大型車交通量 2,000～3,000(台/日・車線)では、30 万回時に対し概ね 20 年程度、試験終了時に対し 40～60 年程度の換算年数となっている。30 万回時に対する換算年数は比較的短いが、表面部材は交換可能な構造としており、取替を前提とすれば、前者の発生年数内であれば維持管理による対応は可能と考えられる。一方、構造桁に関しては例えば 100 年程度健全な状態で供用させることを考えると、構造の改良が必要と考えられるが、大型車交通量の多くない場合には現行ディテールでも十分適用可能と考えられる。また、重交通下の場合や表面部材の維持管理負担を軽減する場合には、海外の事例に見られるように、オープングレーチング床版構造部の大型車走行を制限することも一対策と考えられる。

以上より、疲労耐久性の点では、Ｂ供試体の表面部材の構造が最も高く、次はＣ供試体であり、ＡＲ供試体は最も低い結果となった。但し、走行性等のその他の技術的な点からは、必ずしもＢ供試体が高い訳ではないため、試用するにあたっては疲労耐久性や走行性以外の様々な項目を含めた総合的な評価を行い、技術的要求条件を満足するよう構造形式を決定することが望ましい。

４．４　まとめ

4.4.1　超長大斜張吊橋の耐風安定性に関する検討

経済性・耐風性に優れた上部構造に関して、本研究以前に提案している二箱桁形式を有する超長大吊橋（支間長 2,800m、４車線の超長大橋を想定）に対して、さらなるコスト縮減の可能性が高い新構造として、支

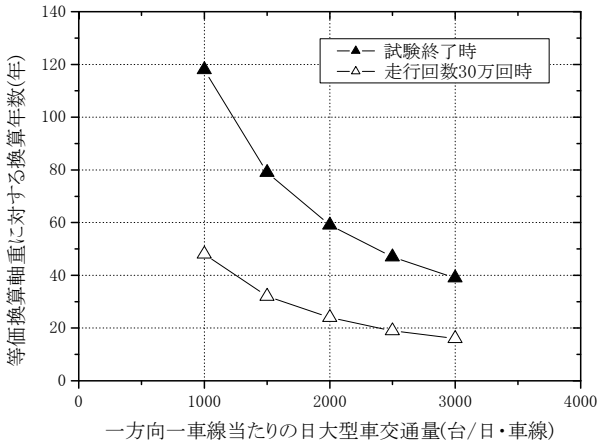


図 4-19　等価換算軸重に対する換算年数

間中央部に空力特性の優れた二箱桁を配置するとともに、主塔近傍では桁幅を絞り主塔基礎の軽減の図れる二箱桁と一箱桁を併用した桁構造を有する斜張吊橋を提案した。同構造については、試設計、全橋模型の設計・製作、模型の妥当性の検証を行った後、全橋模型風洞試験を実施し、断面改良(スプリッター板の設置)を加え、十分な耐風性が確保されることを確認した。また、風洞試験結果と３次元フラッター解析結果との比較を行い、断面改良が高風速域における振動モード、振動数に与える影響について解析的に明らかにした。

なお、本構造形式については国際特許を出願している。

4.4.2　オープングレーチング床版構造の疲労耐久性に関する検討

細部構造の異なる実大オープングレーチング床版供試体を用いて、輪荷重走行試験を行い、疲労耐久性の比較検討を行った。その結果、細部構造の異なる複数の表面部材の亀裂発生の特徴を明らかにし、疲労耐久性の高い構造ディテールを明らかにした。また、実交通を想定した疲労寿命試算を行い、表面部材の取替えを前提とした適切な維持管理を実施することにより同床版構造を十分適用可能であることを確認し、取替え可能な２層式オープングレーチング床版構造を提案した。

【参考文献】

1)　経済性を考慮した超長大橋の耐風設計法に関する共同研究報告書（その１），土木研究所共同研究報告書 第 264 号，2001.3.

2) 佐藤，楠原，大儀，北川，伊藤，大廻：超長大橋の一様流中における耐風性，第 16 回風工学シンポジウム論文集，日本風工学会，pp.351-356，2000.11.

3) 村越，麓，吉岡他：超長大吊橋の対風応答解析の精度向上に関する一考察，構造工学論文集，Vol.50A，pp.937-942，2004.3.
4) 麓，村越，秦，須澤，白井，斉藤，下土居：新形式長大橋（斜張橋吊橋）の耐風性に着目した研究，第18 回風工学シンポジウム論文集，日本風工学会，pp.485-491，2004.12.
5) 本州四国連絡橋耐風設計基準･同解説，本州四国連絡橋公団，2001.8.
6) 建設省土木研究所他:グレーチングの走行安全性に関する共同研究報告書(その 1)，共同研究報告書，第231 号，1999.8.
7) 濱田，池原：オープングレーチングのすべり摩擦特性，土木技術資料，Vol.42，No.2，pp.10-11，2000.2.
8) 常田，森山，池原：オープングレーチング床版橋の技術研究開発の動向，土木技術資料，Vol.42，No.4，pp.52-57，2000.4.
9) 常田，濱田，森山，池原，奥田，山田，杉町：オープングレーチングの走行特性に関する試験，土木技術資料，Vol.42，No.8，pp.20-25，2000.8.
10) 葛西，佐藤，広沢：オープングレーチング鋼床版を用いた今別橋の追跡調査，(財)海洋架橋調査会，海峡横断，Vol.19，pp.43-54，2003.11.
11) 藤原，岩崎，田中：限界状態設計法における設計活荷重に関する検討，土木研究所資料，第 2539 号，1988.1.
12) 村越，高橋，徳橋，鈴木，貴志：走行荷重に対するオープングレーチング床版の疲労耐久性に関する一検討，(社)土木学会，構造工学論文集，Vol.49A，pp.857-866，2003.3.

５. 薄層化橋面舗装の施工性能向上に関する調査

5.1 はじめに

鋼床版における橋面舗装は通常、表層に密粒度アスファルト、基層にグースアスファルトを用いた二層構造で施工が行われている。しかし、長大橋の建設コストの縮減のためには、死荷重軽減のために橋面舗装の薄層化が必要である。橋面舗装の薄層化に当たっては、これまでの検討 [1]より砕石マスチックアスファルト（以下 SMA と示す）を一層で用いる方法が有効であることが分かっている（図-5.1）。

しかし、橋面上で舗装を施工する場合、混合物の締固め不足を引き起こしやすく、その原因として放熱のための急激な温度低下が影響していると考えられている。また、一方では混合物の温度低下が鋼床版との付着力を低下させる可能性もある。さらには、舗装端部において締固め温度の低下、転圧が困難などの理由で水密性が不十分になる可能性もある。

そこで、平成１４年度は、橋面での施工を考えた温度低下に対する配合の検討、温度低下が懸念される場合の対策について検討を行った。平成１５年度は、橋面との接着性向上技術や端部の処理方法について検討を行い、薄層化橋面舗装の施工性向上のための方策をまとめたので報告する。

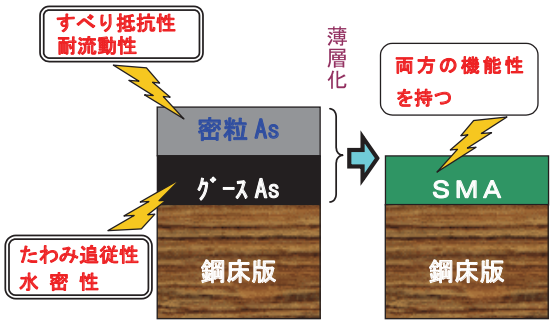


図-5.1 橋面薄層舗装のイメージ

5.2 薄層化橋梁舗装用 SMA 混合物の配合

SMA 混合物は、骨材配合により様々な性質を示すため、薄層化橋面舗装に適した骨材配合の検討を行った。

SMA の骨材配合は、2.36mm ふるい通過分の率を 20.0, 22.5, 25.0, 27.5, 30.0%の５種類検討を行った。骨材の配合率を決めるに当たっては、まず使用する粗骨材である６号砕石と７号砕石が最も密なる配合比率を骨材のみの試験により求め、その粗骨材配合率における細骨材の配合比率をアルト混合物の密度測定によって求めた。これらにより求めた骨材の配合率及び合成粒度の一覧を表-5.1 に示す。

表-5.1 の配合での SMA の混合物性状の試験結果を表-5.2 に示す。ここで、目標値は本四公団の基準値 [1]や舗装の耐久性を考慮して決めた。表に示すように、すべり抵抗値は若干低いものの全ての配合でおおよそ目標値を満足した。従って、すべり抵抗性を除き、目標通りに施工ができれば、どの配合も適用の可能性があるが、橋面舗装では施工上の問題があるため、これを考慮して選定することにした。すべり抵抗性の向上については、今後の課題であるが、橋梁上が単路部かつ直線区間であることを考慮すれば、これを安全上 0.4 以上に確保しなければ適用できない、というものではないと判断した。

5.3 施工を考慮した混合物の選定

5.3.1 締固め温度の低下による影響

橋面上では、通常の舗装よりも放熱しやすいため、施工温度の低下につながり、締固め不足などによる機能低下が懸念される。そこで、締固め温度を変えてマーシャル試験供試体を作成し、締固め温度低下による影響を検討した。

検討には、2.36mm 通過分 20.0%, 22.5%, 27.5%の３種類を用いた。

表-5.1 検討した SMA 混合物の配合

骨材	2.36mm フルイの通過質量百分率				
	20.0%	22.5%	25.0%	27.5%	30.0%
６号砕石	68.0	66.0	64.0	61.0	59.0
７号砕石	12.0	11.5	11.0	11.0	10.0
細　砂	4.5	5.5	6.5	8.5	9.5
砕　砂	4.5	5.5	6.5	8.5	9.5
石　粉	11.0	11.5	12.0	11.0	12.0
フルイ目(mm)	合　成　粒　度				
19.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0
13.2	97.8	97.8	97.9	98.0	98.1
9.5	82.7	83.2	83.7	84.5	85.0
4.75	37.2	39.0	40.9	43.6	45.6
2.36	**20.3**	**22.6**	**24.8**	**27.4**	**30.0**
0.60	16.7	18.4	20.1	21.7	23.9
0.30	13.8	15.0	16.0	16.3	17.9
0.15	11.5	12.1	12.8	12.2	13.4
0.075	8.5	8.8	9.2	8.6	9.5

表-5.2 混合物性状試験の結果

2.36mm pass		20.0%	22.5%	25.0%	27.5%	30.0%	目標値
項目		試験値					
アスファルト量	(%)	6.9	6.6	6.4	6.3	6.2	—
密度	(g/cm³)	2.358	2.371	2.380	2.384	2.397	
理論最大密度	(g/cm³)	2.421	2.432	2.439	2.443	2.448	
空隙率	(%)	2.6	2.5	2.4	2.4	2.1	
骨材間隙率	(%)	18.3	17.6	17.2	16.9	16.5	
飽和度	(%)	85.8	85.8	85.9	85.7	87.4	
安定度	(kN)	8.1	8.8	9.0	10.3	9.9	
フロー値	(1/100cm)	33	35	37	50	49	
残留安定度	(%)	96.4	94.6	85.5	85.4	94.9	75%以上
動的安定度	(回/mm)	6,300	7,800	7,000	6,300	3,900	3,000以上
透水係数	(cm/sec)	不透水	不透水	不透水	不透水	不透水	1×10^{-7}以下
破断ひずみ		6.2×10^{-3}	6.2×10^{-3}	5.8×10^{-3}	6.5×10^{-3}	6.2×10^{-3}	6×10^{-3}以上
すべり抵抗値	60km/h	0.38	0.33	0.34	0.38	0.36	0.4以上

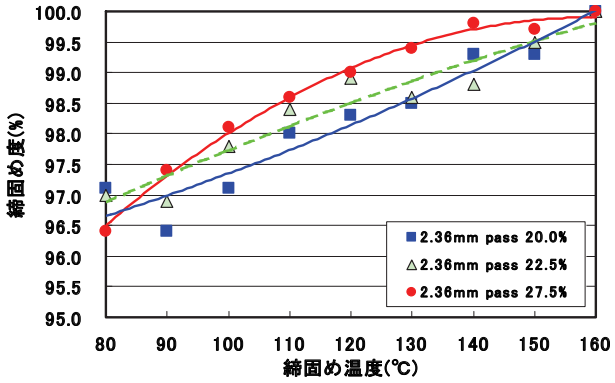


図-5.2 締固め温度の低下による締固め度の変化

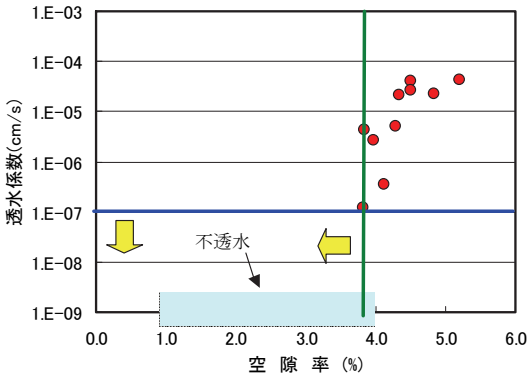


図-5.4 空隙率と透水係数

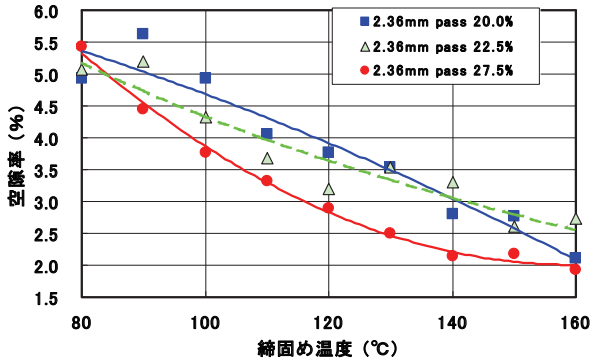


図-5.3 締固め温度の低下による空隙率の変化

検討には、2.36mm 通過分 20.0%, 22.5%, 27.5%の 3 種類を用いた。

図-5.2, 5.3 に示すように、締固め温度が低下することにより、締固め度の低下、空隙率の増大が見られた。また、影響の度合いは混合物によって異なり、粒度の粗い 2.36mm 通過分 20.0%の SMA 混合物は特に締固め温度の低下の影響が大きかった。

空隙率の増大は、水密性の低下につながるため、異なる空隙率の SMA 混合物を作製し、加圧透水試験により透水係数を調べた。結果を図-5.4 に示す。図のように空隙率 3.8%以下であれば不透水となることが分かった。従って、SMA の選定に当たっては、締め固めやすく、また空隙率が 3.8%以下（4cm の場合）になるように施工することが良いことが分かった。

5.3.2 締固め温度の低下への対策

締固め温度が低下すると空隙率の増大につながり、水密性が確保できない問題があることが分かった。このため、温度が低下しても締固めが可能な中温化技術について検討を行った。

図-5.5 に中温化剤を添加しない場合と添加した場合の締固め特性の違いについて示す。中温化剤を使用することにより、温度が低下しても締固め性が向上し、特に粒度が粗い 2.36mm 通過分 20.0%の SMA 混合物の締固め性が大きく向上した。

表-5.3 に中温化剤を添加しない場合と添加した場合における水密性が確保できる締固め温度についてまとめた。粒度の粗い SMA 混合物は中温化剤を添加することで、締固め温度が 110℃程度まで低下しても水密性が得られるようになり、施工性が非常に向上することが分かる。

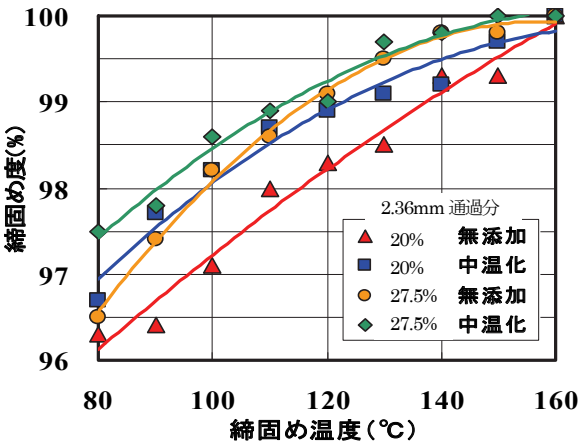


図-5.5 中温化剤の締固め度への影響

表-5.3 水密性を確保するのに必要な締固め温度

		締固め温度（℃）				
		80	100	120	140	160
2.36mm 通過分	20.0%		←┈┈┈┈┈┈	┈┈┈┈┈┈	┈┈┈┈┈┈	━━→
	22.5%		←┈┈┈┈┈┈	┈┈┈┈┈┈	━━━━	━━→
	27.5%		←┈┈━━━━	━━━━	━━━━	━━→

━━→ 中温化剤なしで水密性確保が可能

←┈┈ 中温化剤により水密性確保が可能

5.4 舗装厚さの変化に関する検討

5.4.1 舗装厚さの変動要因

ボルトや溶接跡など局部的な舗装厚さの変動が発生すると破損や機能低下の原因になる。鋼床版上の突起物について表-5.4 にまとめた。高力ボルトの場合、最大で 21mm の高さがあり、ボルトを使用した橋梁には薄層化舗装は困難であることが予想される。表の中で最も大きな凸部となる溶接余盛りは、ビード幅によるが、5mm 程度を見ておけば良いと考えられる。また、舗装の厚さの合格判定値は、設計厚さより－7mm まで（個々の測定値の場合）とするのが一般的であるため、溶接による鋼床版の場合、12mm までの厚さ変動に耐えられる舗装とする必要がある。

5.4.2 舗装厚さによる水密性の変化

舗装厚さの変動の影響について検討を行った。舗装厚さを 2.0～4.0cm 変化させて加圧透水試験を行い、それぞれの厚さで不透水となる空隙率を求めた。結果を図-5.6 に示す。図より、舗装厚さが薄くなるほど不透水とするためには空隙率を小さくする必要がある。仮に空隙率 3%となるように施工が行われた場合、今回のデータの最下限で見ると、最低でも 3.4cm の舗装厚を確保する必要があることが分かる。

5.4.3 ボルトによる影響

ボルトを使用した鋼床版に薄層化舗装を施工した場合、ボルトの部分だけかぶり厚さが薄くなり、耐久性や水密性に影響が出る可能性がある。このため、ボルト上にかぶり厚さが変わるように舗装を施工し、耐久性、水密性への影響を見た。水密性を検討した結果を図-5.7 に示す。混合物の粒度によって異なり、粒度が粗い 2.36mm 通過

表-5.4 鋼床版上の突起物

		高さ
ボルト	高力ボルト＋座金	呼び M20　17.5mm
		呼び M22　20mm
		呼び M24　21mm
溶接	溶接余盛り	ビード幅 B＜15 のとき　h≦3
		ビード幅 15≦B＜25 のとき h≦4
		ビード幅 25≦B のとき　h≦(4/25)･B
リブ間平坦性		≦2mm
吊りピース残部		≦5mm

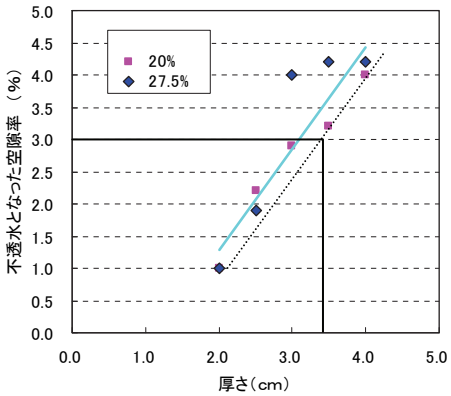


図-5.6 不透水となる空隙率の厚さによる違い

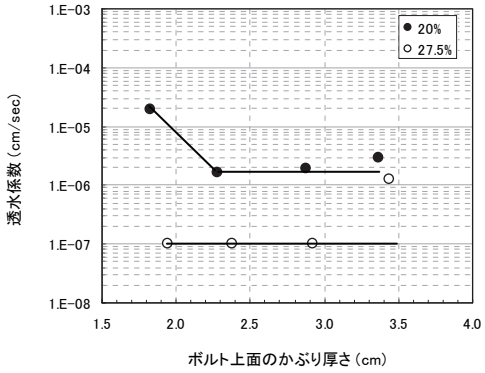


図-5.7 ボルト上のかぶり厚による透水係数の違い

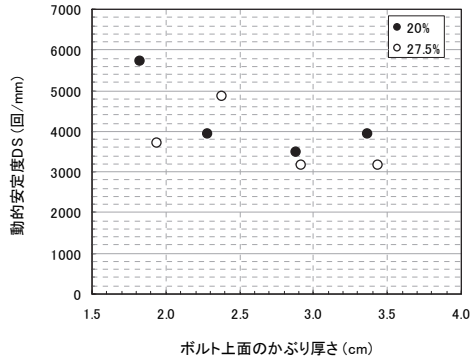


図-5.8 ボルト上のかぶり厚による動的安定度の違い

表-5.5 試験に用いた接着層

No.	接着層	概要
1	接着剤のみ	一般的に鋼床版上で用いられる接着剤を施した。
2	シート系防水材	1.の接着剤の上に一般的に床版上で用いられるシート系の防水材を施したもの。
3	塗膜系防水材1	1.の接着剤の上に一般的に床版上で用いられるアスファルト系塗膜防水材を施したもの。
4	塗膜系防水材2	1.の接着剤の上に延性を強化したアスファルト系塗膜防水材を施したもの。
5	塗膜系防水材3	1.の接着剤の上に弾性を強化したアスファルト系塗膜防水材を施したもの。

分 20.0%の SMA 混合物では、ボルトの影響が大きく、水密性を確保することは難しい。特に 2.3cm 以下では透水係数が非常に大きくなった。これに対し、2.36mm 通過分 27.5%の SMA 混合物では、ボルトの影響はあまり見られず、ボルトのような局所的な厚さ不足の影響は小さかった。また、図-5.8 に示すように耐流動性については、かぶり厚さの影響はあまりなかった。

5.5 繰返しせん断抵抗性の検討

車両の走行により舗装は繰返しせん断を受けることから、接着層の繰返しせん断に対する抵抗性について検討した。繰返しせん断による試験は、特に標準的な試験方法がなかったため、図-5.9 に示すような試験機を用いて 150mmφの鋼板上に表-5.5 に示す各種接着層（接着剤、接着剤＋防水材）を設け、その上に締固め温度を変えて SMA 混合物を舗設したものを供試体とし、100kPa の応力で繰返しせん断試験を行った。結果を図-5.10～5.12 に示す。

締固め温度が低くなると一様に破壊回数が減少し、接着性が悪くなることが分かる。本試験で通常橋面舗装に用いられるグースアスファルトの結果と比較すると、鋼板上に接着層だけを施し、SMA 混合物を舗設したものは、適正な施工温度でもグースアスファルトと同程度の破壊回数を得ることが難しいことが分かる。また、塗膜系防水材２も接着力が小さかった。塗膜系防水材３は非常に接着性がよく、他の防水材の 10 倍程度の抵抗性が見られた。

混合物の違いについては、粒度の粗い 2.36mm 通過分 20%の混合物は、防水材の効果が大きくなった。これは、粒度が粗いため、粗骨材と防水材がかみ合い、機械的な強度も増したためと考えられた。

中温化剤の影響については、図-5.12 に示すように破壊回数の向上は見られず、接着性の向上には寄与しないと考えられた。これは、防水材も混合物の温度により多少溶融し、接着しているが、中温化剤を用いても防水材側の溶融にはつながらないためと考えられた。

以上より、グースアスファルト並の接着力を確保するためには、通常用いられる接着剤のみでは難しく、防水材のような多少厚みのある材料を利用して機械的なかみ合わせによる接着力の強化を行うことが有効であること

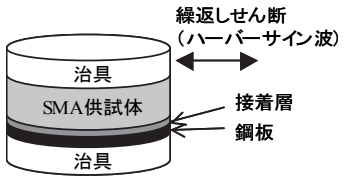


図-5.9 繰返しせん断試験の概要

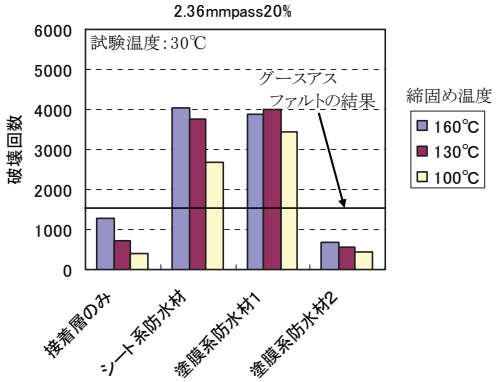


図-5.10 繰返しせん断試験における破壊回数（20%）

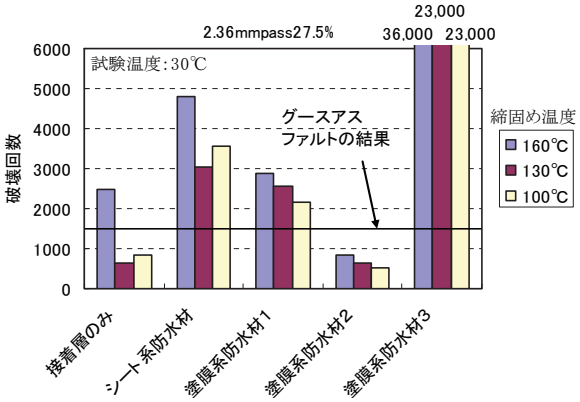


図-5.11 繰返しせん断試験における破壊回数（27.5%）

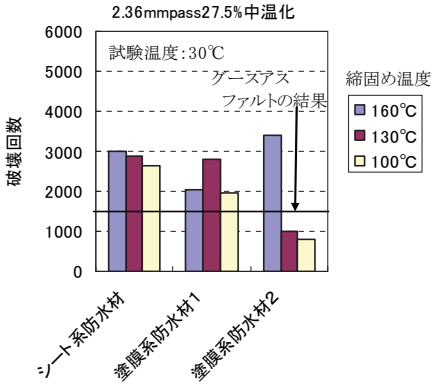


図-5.12 繰返しせん断試験における破壊回数（中温化）

が分かった。また、中温化を行った場合、SMA 混合物の性状は向上するが、接着力は向上しないため、中温化剤を利用した場合でも敷均し温度、初期転圧温度は下げないようにするべきであることが分かった。

5.6 舗装端部の防水対策

舗装端部においては、図-5.13 に示すように粗骨材が壁面に直接当たるため、空隙が生じやすい。このため、形成目地材を予め施す場合が多いが、その防水効果について確認を行った。形成目地材を施した場合と施さない場合について、締固め温度を変えて試験を行った。結果を図-5.14, 5.15 に示す。図のタイトル中の () 書きの数字は混合物の 2.36mm 通過量であり、20.0%の方が27.5%よりも混合物中の細粒分が少ない。

図より、形成目地材を施さない場合は、全く防水性はないことが分かる。形成目地材を施した場合、締固め温度により透水係数が異なり、締固め温度が高い方が防水性が高いことが分かる。これは、形成目地材が混合物の温度により溶融し、骨材間を充填し機能を発現するためであり、温度が低いとこれが不十分になるためである。

舗装端部においては、車両の走行がないため、混合物に要求する防水性と比べて多少小さくてよいと考えられる。仮に 1×10^{-4}cm/s 程度必要だとすれば、舗装端部の混合物温度は 120℃以上必要となる。

なお、図-5.14 と図-5.15 を比較すると細粒分の多少による違いよりも締固め温度の方が舗装端部の水密性への影響が大きいことがわかる。

5.7 経済性に関する検討

5.7.1 舗装の低コスト化

表 5-6 に検討した構造の直接工事費を示す。なお、本検討では、防水材の一部に市販されていない配合のものも用いている。これについては単価が分からないので、現在市販されている防水材の単価についてのみ計上している。

比較は、現在鋼床版で通常用いられるグースアスファルトを基層、表層を密粒度混合物とした場合とした。ケース１では防水材は用いず、接着層のみの場合とした。この場合、従来の構造の約半分の直接工事費となる。しかし、5.5 の繰返しせん断試験による検討で示したとおり、この構造でグースアスファルト並の接着性を出すのは難しく、気温が高く、非常に厳しい施工管理下でないと実現性が低い。

ケース２と３は、防水材を設けた場合であるが、通常市販されている防水材でも十分な接着性が得られており、通常と比べて 700～1,000 円/m²程度コストが少なく、明石海峡大橋で試算すると 59～84 百万円程度コストを抑えることができると考えられる。

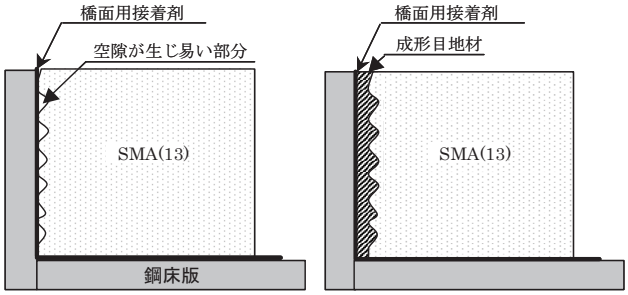


図-5.13 舗装端部の防水対策

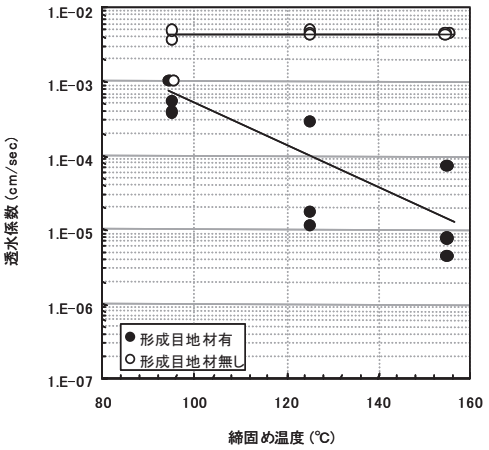


図-5.14 形成目地材の防水性（20.0%）

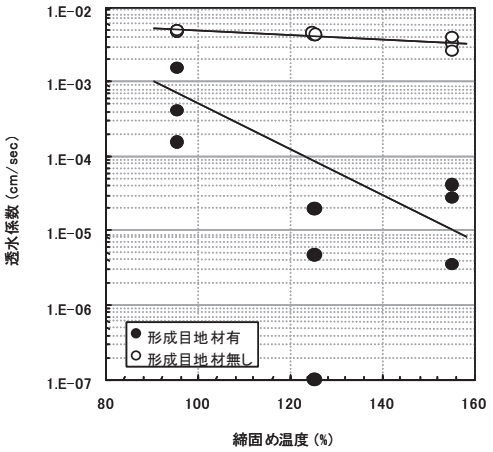


図-5.15 形成目地材の防水性（27.5%）

5.7.2 死荷重の軽減

5.4.2 の検討により、最薄部で 3.4cm を確保する必要があり、また 5.4.1 の検討により最厚部から－1.2cm まで厚さが変動する可能性があることが分かった。従って、十分な防水性を確保するためには、4.6cm を設計厚さに

表-5.6 薄層化舗装の直接工事費

	比較 (従来型)	ケース１ (防水層なし)	ケース２ (塗膜防水材)	ケース３ (シート防水材)
構造	密粒度 グース アスファルト 接着層	SMA 接着層	SMA 防水層 (塗膜系) 接着層	SMA 防水層 (シート系) 接着層
合計 (直工)	約 5,500 円/m²	約 2,300 円/m²	約 4,500 円/m²	約 4,800 円/m²

する必要がある。従って、4.6cm の舗装厚とした場合の死荷重の軽減量を計算すると、約 47%の死荷重軽減となる。これを明石海峡大橋で試算した場合、舗装の重量は 17 千トンから 9 千トンになり－8 千トンの死荷重軽減が可能となることが分かった。

5.8 まとめ

以上の結果をまとめると以下のようである。

- 薄層化橋面舗装用混合物としては、SMA 混合物が適しており、温度低下の影響を受けにくかった 2.36mm ふるい通過分が 27.5%の配合のものが有効であった。
- 水密性は、空隙率と厚さの影響を受けるため、この両方を考慮して決定する必要がある。
- SMA 混合物は締固め温度の低下により機能が発現できない場合があるため、必要に応じて中温化剤の利用などの対策を行う。
- SMA 混合物は厚さが不足すると機能が発現できないので、最低厚さを 3.4cm 以上とし、床版上の不陸、舗装施工精度を考慮すると、設定厚さは 4.6cm 以上の厚さとする必要がある。
- 接着剤のみでは必要な接着強度が得られない場合があるため、防水材を用いることが有効である。
- 舗装端部は、必ず予め形成目地材を施し、高い混合物温度で溶融する必要がある。
- 舗装工のコストは、防水材を使用しないと 1/2 程度、防水材を使用すると 700～1,000 円/m² 程度コストを低減できる。
- 薄層化により死荷重は 47%程度軽減できる。

これらの知見から薄層化橋面舗装の主な点をまとめると、以下のようになる。

- 薄層化橋面舗装仕様：2.36mm ふるい通過分 27.5%の SMA 混合物、配合設計時の空隙率 3%以下（厚さ 4.6cm の場合）とする。
- 舗装厚：床版上の不陸および施工精度を考慮して、設計舗装厚は 4.6cm 以上とする。
- 施工管理：走行部の締固め度は 98%以上とする。
- 床版上面：防水材を使用するか、十分な接着性が得られる温度で施工を行う。
- 端部処理：必ず形成目地材を設け、高い温度の混合物で溶融させる。

参考文献

1)　本州四国連絡橋公団：橋面舗装基準,1987.6

6．経済性に優れた長大トンネルの掘削方法に関する試験調査

6.1 はじめに

長大トンネルの建設費の縮減を図るためには、トンネルの断面をなるべく分割せずに急速施工を行い、かつ地山の緩みを抑制して支保の軽減を図ることが最も効果的であると考えられる。このため、トンネルボーリングマシン(以下TBMと略)を活用した機械掘削工法の採用は、建設費縮減のための一つの有効な方法と考えられている。しかし、我が国では地質が脆弱であるために、道路トンネルのTBMの実績は避難坑等の小断面に限られていること、また、その場合の支保設計はほとんどが個別のトンネル毎に試行錯誤的に実施されていることなどから、設計手法が確立しているとは言い難い。今後、TBMの適用範囲を広げ、標準的な工法として普及させるためにはTBMを用いたトンネルの掘削時における地山評価手法や、地山状態に応じた支保構造の設計手法を確立する必要がある。

本研究[1)～5)]では、施工時にトンネル周辺地山の安定性を評価する方法や補助工法の選定手法を提案するため、TBMを道路トンネルの先進導坑や避難坑の施工に用いた時の、掘削時に実際に得られたカッタ回転速度等の機械データを分析することにより、機械データと地山状態、支保パターンおよび補助工法との関係の分析を行った。また、TBMトンネルの支保構造を設計するためのモデルについて検討するとともにTBMトンネルの支保工応力などの現場計測や天端での崩落が発生したトンネル事例を分析することにより、TBM支保工の設計に用いる荷重を算定した。

図-6.1に本研究の検討フローを示す。

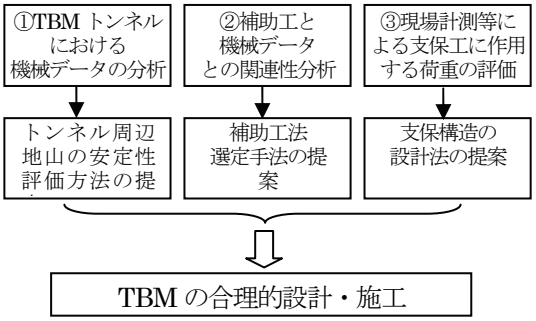


図-6.1 本研究の検討フロー

6.2 機械データを用いたTBMトンネル周辺地山の安定性の評価

地山状況が多岐に渡る日本の山岳トンネルでは、切羽での地山状態などを評価して、あらかじめ設定された支保パターンを施工時の地山状況において変更する、いわゆる情報化施工が重要である。しかし、TBMでは、掘削中の地山状況を直接目視確認することが難しいため、TBMの各種機械データを分析し施工中の地山評価に活用する方法が有効であると考えられる。ここでは、今後のTBM施工のため、機械データと各種地山および地山安定に必要な支保パターンとの関連性について検討する。

分析の対象としたTBMトンネルの主な地質と掘削径を**表-6.1**に示す。これらは、道路トンネルの避難坑や先進導坑としてTBMを用いたものであり、掘削径が3.5m～5.0mの計15本（上り線と下り線があるものは2本と数えた）である。

表-6.1 機械データ分析対象トンネル

トンネル	主な地質	掘削径(m)
A	凝灰岩，流紋岩，玄武岩	3.5
B	安山岩，角礫岩	5.0
C	安山岩，礫岩，砂岩，凝灰角礫岩	5.0
D	砂岩，礫岩，泥岩，砂岩泥岩互層	5.0
E	砂岩，砂岩泥岩互層	5.0
F	砂岩，砂岩泥岩互層	5.0
G	チャート，凝灰岩，粘板岩，変斑れい岩，輝緑岩	5.0
H	チャート，凝灰岩，粘板岩，変斑れい岩，輝緑岩	5.0
I	砂岩泥岩互層，花崗岩，ホルンフェルス	5.0
J	花崗岩	5.0
K	花崗岩	5.0
L	安山岩，凝灰岩，流紋岩	4.5
M	安山岩，凝灰各礫岩，凝灰岩，砂岩シルト岩互層	4.5
N	アプライト，花崗斑岩，凝灰岩	4.5
O	花崗斑岩，流紋岩	4.5

表-6.2 分析対象機械データ

種類	名称	内容
1次機械データ	カッタ回転速度	カッタヘッドが1分間に回転する回数
	スラスト推力	スラストジャッキ圧にジャッキ内空面積と使用したジャッキの本数の積
	カッタトルク	カッタヘッドに作用する抵抗
2次機械データ	掘進エネルギー	(=スラスト推力/掘削断面積)
	回転エネルギー	(=(カッタトルク×カッタ回転速度)/(純掘進速度×掘削断面積))
	掘削体積比エネルギー	掘削体積あたりの総エネルギー（スラスト系と回転系）(=掘進エネルギー+2π×回転エネルギー)

分析対象とした機械データは、**表-6.2**に示すものである。ここで、1次機械データは、TBM掘進中に直接機械より得ることができるデータである。また、2次機械データは、1次機械データを処理して得られるものであり、本分析では、スラスト推力における掘削径の影響を除去した掘進エネルギー、カッタトルクにおける掘削径の影響を除去した回転エネルギー、そして両エネルギーを加味した掘削体積比エネルギーを対象とする。

なお、分析に用いた支保パターンについては、各々のトンネルでの実施支保パターンを**表-6.3**に示した共通支保パターンに変換して整理した。また、トンネル周辺の地質については、**表-6.4**に示すように硬質岩、中硬質岩、軟質岩に分類した岩質で評価した。

表-6.3 本研究で設定した共通支保パターン

ﾊﾟﾀｰﾝ	支保の内容
B	無支保
CI	吹付け(2cm)
CII	吹付け(2cm)，鋼アーチ支保工 H-100 の使用
DI	吹付け(3cm)，鋼アーチ支保工 H-100 の使用
DII	吹付け(3cm)，鋼アーチ支保工 H-125 の使用
L1	簡易ライナー
L	ライナー

表-6.4 岩質の分類

硬質岩	中硬質岩	軟質岩
斑れい岩 花崗岩 花崗閃緑岩 石英斑岩 ホルンフェルス 角閃石岩 砂岩，礫岩 （中古生層） 石灰岩 チャート 片麻岩 アプライト 輝緑岩	安山岩 玄武岩 石英安山岩 流紋岩 ひん岩 砂岩，礫岩 （第三紀層） 粘板岩 頁岩（中古生層） 角礫岩	蛇紋岩 凝灰岩 凝灰角礫岩 千枚岩 黒色片岩 緑色片岩 泥岩，頁岩 （第三紀層） 砂岩泥岩互層

6.2.1 平均的な機械データと支保パターンの関係

各トンネルの支保パターンごとの機械データを平均しプロットしたものを**図-6.2** に示す。なお、この平均は支保パターン内におけるばらつきを持つデータを単純に平均したものであり、周辺岩質やその他条件を考慮していないことに注意を要する。

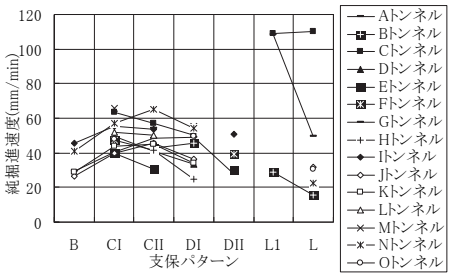
純掘進速度と支保パターンの関については、純掘進速度は地山条件が良好で支保規模が小さい場合と地山条件が悪く支保規模が大きい場合に低下する傾向があるとともに、地山が悪い場合の一部では純掘進速度が増加する場合もあった。これは地山条件が良好なほど掘進しにくくなることによる速度低下と、地山状況が不良な場合の掘進に慎重を期することによる速度低下、また逆に岩自体の掘進は容易であることからの速度増加が複合しているためと考えられる。すなわち、支保パターンがＢもしくはＬ程度に該当する地山以外であれば、平均的に見れば純掘進速度と支保パターンの間に関連性は見られる。しかし、純掘進速度は施工上のサイクル等の制約条件も受けやすいため、支保パターンの選定の指標として用いることは困難であると考えられる。

カッタ回転速度と支保パターンとの関係については、カッタ回転速度は地山条件が悪く支保規模が大きくなるほど低下する傾向が全体の平均値をとれば読みとれる。しかし、カッタ回転速度そのものの値の低下の度合いが小さいことから、実際の施工中のリアルタイムの値から支保との関連を導き出す場合の指標として用いる場合は検討が必要であると考えられる。また、異なったトンネル間でのばらつきも大きいことから、カッタ回転速度だけから定量的な判断を行うことは困難であると考えられる。

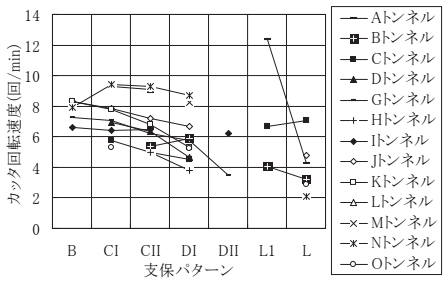
スラスト推力と支保パターンの関係については、スラスト推力は、地山条件が良好で支保規模が小さいほどスラスト推力が大きくなっている傾向が見られる。このことは、地山条件が良好となれば、岩盤が強固となり、TBM 推進に大きな力が必要となることが原因と考えられる。しかし、地山条件が悪く、支保パターンが L1、L となるにつれて、スラスト推力のばらつきが大きくなっている。このことは、地山条件がかなり悪いと支保規模が多岐にわたるだけでなく TBM 掘進に必要な力にもばらつきが多くなりマシン制御が難しくなることを示唆している。

カッタトルクと支保パターンの関係については、カッタトルクは地山条件が良好で支保規模が小さいほど大きくなっている傾向が見られる。しかし、地山条件が悪く、支保パターンが L1、L となるにつれて、カッタトルクのばらつきが大きくなっていることはスラスト推力と同様である。

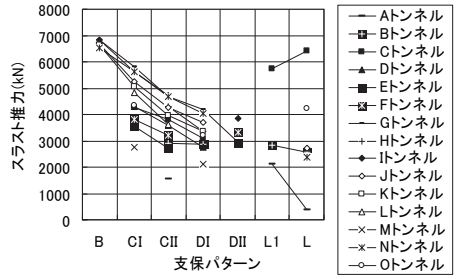
掘進エネルギーと支保パターンの関係は、全体的な傾向がスラスト推力と同様であることが分かる。これは、本研究の対象の TBM 径がどれも大差なく、スラスト推力から掘削径の影響を除去して掘進エネルギーに換算しても大きな大小関係の変化が生じないことが原因であると考えられる。



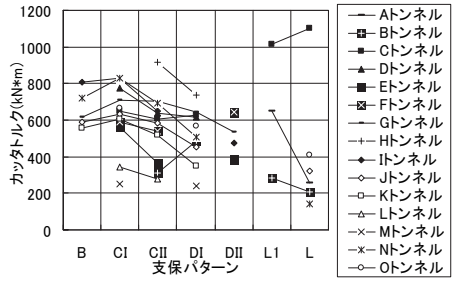
(a) 純掘進速度



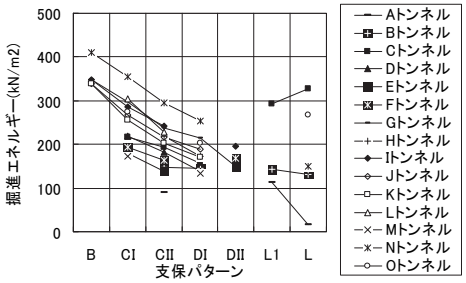
(b) カッタ回転速度



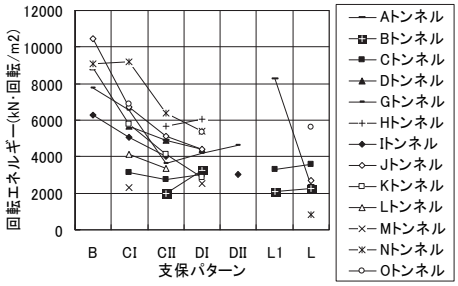
(c) スラスト推力



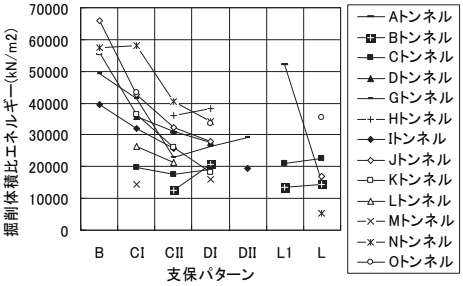
(d) カッタトルク



(e) 掘進エネルギー



(f) 回転エネルギー



(g) 掘削体積比エネルギー

図-6.2 平均的な機械データと支保パターン

回転エネルギーと支保パターンの関係については、回転エネルギーは、地山条件が良好で支保規模が小さいほど大きくなっている傾向が見られる。また、支保パターンとの相関関係がカッタトルクに比べ向上していることが分かる。このことから、カッタトルクを回転エネルギーに変換することは、支保パターン選定の指標とするためには有効であると言える。

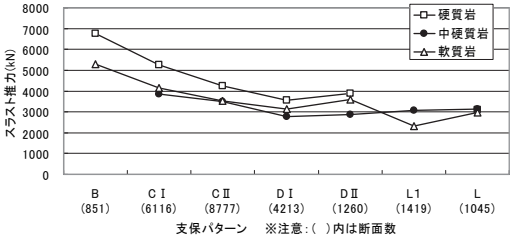
掘削体積比エネルギーと支保パターンの関係については､回転エネルギーとほぼ同傾向にあることが分かる。これは、掘削体積比エネルギーのうち回転エネルギーの占める割合が大きいことが原因と考えられる。

以上より、各トンネル個別に見れば、機械データと支保パターンが単純な相関関係にあるとは必ずしも言えないが、スラスト推力や回転エネルギー等の機械データに着目すればトンネルによっては機械データと支保パターンがかなり良好な相関関係があるものもあり、機械データによって採用すべき支保規模を設定できる可能性が高いものと考えられる。

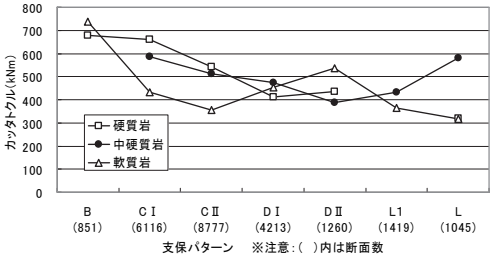
6.2.2 岩質ごとの機械データ平均と支保パターンの関係

各トンネル間において機械データはある支保パターンや岩質との相関関係があるものの、データにばらつきも有する。ここでは、各トンネルの機械データを横断的に検討し、支保パターンや岩質に対する機械データの傾向をより明確にするため、岩質を硬質岩、中硬質岩、軟質岩に区分し、岩質ごとに全てのトンネルの機械データについて平均したものを示す。したがって、ここでの分析はデータのばらつきを無視した分析であることに注意を要する。

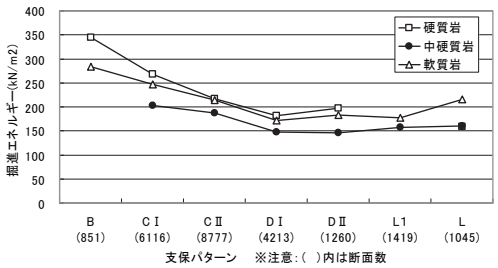
図-6.3 に示すのは、スラスト推力、カッタトルク、掘進エネルギー、回転エネルギー、掘削体積比エネルギーを全トンネルについて平均し、支保パターンおよび岩質ごとにプロットしたものである。



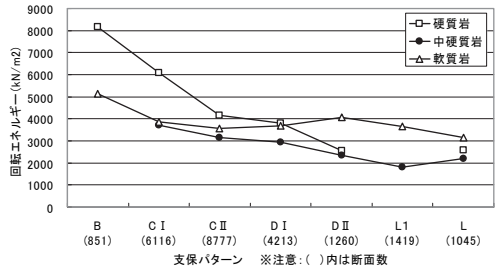
(a) スラスト推力



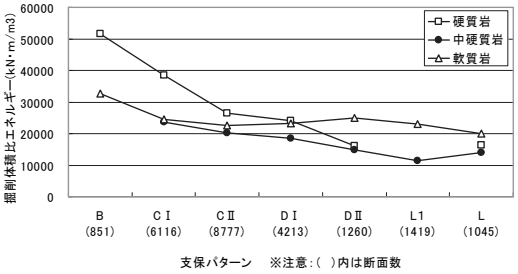
(b) カッタトルク



(c)掘進エネルギー



(d)回転エネルギー



(e)掘削体積比エネルギー

図-6.3 岩質ごとの機械データの平均値と支保パターンの関係

スラスト推力については、支保規模がB、CⅠからL1、L と大きくなるにつれて、小さくなっていることが分かる。また、この傾向は支保パターンがBからCⅡで特に顕著である。逆に、支保パターンがDⅠからL では、推力がほとんど一定に近づいていることが分かる。このことの原因としては、ある程度規模が大きな支保が採用されている地質状態が悪い地山においては、推力におけるカッタヘッド推進反力以外の要因（摩擦抵抗や台車牽引力等）の占める割合が相対的に大きくなっている可能性も考えられ、今後機械データの吟味が必要である。

カッタトルクについては、特に中硬質岩、軟質岩について支保パターンとの相関があまり見られない。トンネルごとのばらつきが大きいことが一因であることが考えられる。このように、特に中硬質岩、軟質岩において、複数のトンネルに対して同一のカッタトルク指標を用いて支保パターンを選定することは、地山評価を誤る可能性が高いものと言える。

推力を断面積で除したものである掘進エネルギーについては、スラスト推力とほぼ同様の傾向となっている。これは、今回の検討対象トンネルの掘削径が 3.5 から 5 m程度とほぼ同程度であったことが原因であると考えられる。今後、大断面 TBM の機械データが蓄積されれば、新たな考察を行う必要があると考えられる。

回転エネルギーについては、支保規模との相関が特に硬質岩、中硬質岩についてよく見られ、特に支保パターンBからCⅡが顕著である。回転エネルギーは、カッタトルクおよび速度、掘削断面積から求められるものである。カッタトルクが支保規模との相関が見られなかったのに対して、回転エネルギーには相関がある程度見られたことから、カッタトルクについては、速度と総合して判断する必要性が窺える結果と言える。

掘削体積比エネルギーについては、回転エネルギーと同様となっている。これは掘削体積比エネルギーに占める回転エネルギーの割合が大きく、推進エネルギーの要因が相対的に小さくなっていることによる。

また、全機械データを総じて見れば、支保規模と機械データの相関について、硬質岩が他の岩質より際立っている。このように、機械データの分析においては掘削岩質も重要なファクターであり、機械データのダイレクト値だけでなく、掘削中の岩質を掘削ずり等から評価するシステムを確立することも重要であると言える。

以上のことから、岩種で区別して全トンネルを平均的に見た場合、硬質岩の全支保パターンと中硬質岩・軟質岩の支保パターンBからCⅡについては、機械データを指標とすることで支保パターンの選定がある程度可能になると考えられる。また、機械データの中では、スラスト推力または各種エネルギー（掘進、回転、掘削体積比）が支保パターンの選定指標として適している場合が多い。

6.3 TBM 工法を用いたトンネルでの補助工法の選定手法

TBM トンネルにおいては、断層、破砕帯、高地下水、膨張性などの不良地山において、掘進停止等のトラブルの徴候が見られる場合が多い。そのような時、掘進停止等のトラブル回避の手段として何らかの補助工法を用いるが一般的である。もし、補助工法採用が遅れたり不十分であったりしてトラブルを回避できず掘進不可能となれば、TBM の最大の長所である高速施工が実現できず、工費増大につながることも考えられる。したがって、TBM トンネルにおいては、トラブルの原因となり得るような不良地山部の適切な把握や補助工法の適切な採用は、施工上極めて重要である。

ここでは、TBM トンネルにおける補助工法採用実績お

よびトラブルについて、ヒヤリング、アンケート調査、文献調査を行い整理した。また、前章で整理した各トンネルの機械データと補助工法採用箇所との相関について整理し、補助工法採用箇所の機械データがどのように変化していたかを分析した。

6.3.1 補助工法採用、トラブルの実績

TBMマシンタイプ別の対策時期を**図-6.4**に示す。

オープンタイプTBMでは、TBMが停止する前に対策を行う事前対策がトラブル発生後に行う事後対策に比べて多く実施されていた。その理由は、TBM本体に搭載した油圧削岩機により効果的な切羽前方探査（削孔検層等）を行うことができ、その調査結果に基づき、切羽前方にTBM掘進が困難であるような不良地山の存在が予想される場合には、削岩機で施工できるフォアパイリング、鏡ボルトなどの対策を実施しているからと判断される。

シールドタイプTBMでは、オープンタイプTBMと異なり、切羽前方地山を確認するための切羽前方探査(削孔検層等)を効率的に実施することができず、また、フォアパイリング、長尺鏡ボルトなどを効率的に実施することができないため、オープンタイプＴＢＭと異なり、事前対策はあまり行われていなかった。

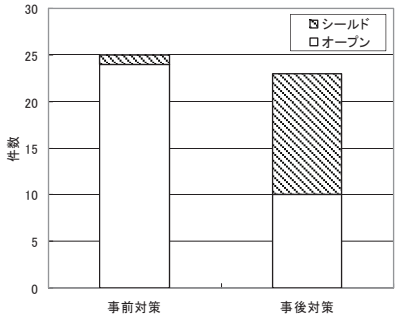


図-6.4 ＴＢＭマシンタイプ別の対策時期

発生したトラブルについて、TBMマシンタイプ別のトラブル現象（掘進不能、TBM拘束、グリッパ反力、排土不能）を**図-6.5**に示す。

オープンタイプでは、トラブル現象のうち、掘進不能（カッタヘッド回転不能含む）が大半であった。その理由は崩落した土砂がカッタヘッドに堆積し、大きなずりの取り込みができず、カッタヘッドが回転不能になったり、推進不能になるからである。

シールドタイプでは、掘進不能とともに、地山の押出し等によりTBM本体が拘束され掘進できなくなるTBM拘束の発生頻度が多いことが特徴となっている。

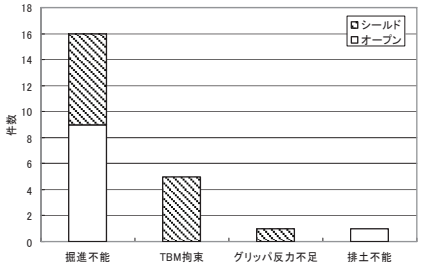


図-6.5 ＴＢＭマシンタイプ別のトラブル現象

事前対策で実施されていたトラブル対策を**図-6.6**に示す。

オープンタイプでは、TBM本体に搭載された油圧削岩機で施工できるフォアパイリング、鏡ボルトが実施されている。フォパイリングはTBM本体のルーフ長が5m程度あるので、一般的にはL=10m以上であり、注入材については、地山状況・湧水状況を考慮してセメント系やシリカレジンなどを使用していた。なお、拡幅掘削が4件あるが、これは1回目に発生したトラブル状況を踏まえ、その後は調査ボーリングで前方地山の不良部の存在を確認し、TBM掘進が不可能であると判断して、事前に拡幅掘削を行っているものであった。

シールドタイプで事前対策を行っているものは調査ボーリング結果から、破砕帯の出現が予想され、かつ高圧湧水も予想されたので、事前に水抜き対策（水抜きボーリング、水抜き坑)、切羽の安定対策として、フォアパイリングを実施したものであった。

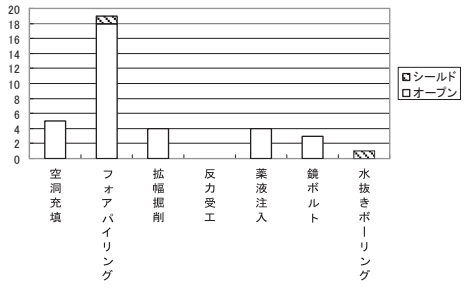


図-6.6 事前対策で実施しているトラブル対策

事後対策で実施されていたトラブル対策を**図-6.7**に示す。オープンタイプTBMでは、拡幅掘削、フォアパイリング、薬液注入、空洞充填、水抜きボーリング、鏡ボルトなどが、空洞状況、地山状況、湧水状況などを考慮して採用されていた。空洞充填対策は、崩落の進行性をできるだけ防止し、地山の緩みを抑えるものであった。崩落した場合には、前方地山の状況により、再発進にあたって、空洞充填のみだけでなく、崩落土の改良、フォアパイリングなどを実施していた。多量湧水箇所におい

ては、湧水圧の低下および湧水量の減少を目的に適切な水抜きボーリングを実施していた。

シールドタイプTBMでは、TBM機体が長いことに起因する拡幅掘削の対策が多く、その他に、オープンタイプTBMと同様に、空洞状況、グリッパ反力不足、湧水状況などにより、空洞充填、反力受工、水抜きボーリングなどの対策が採用されていた。

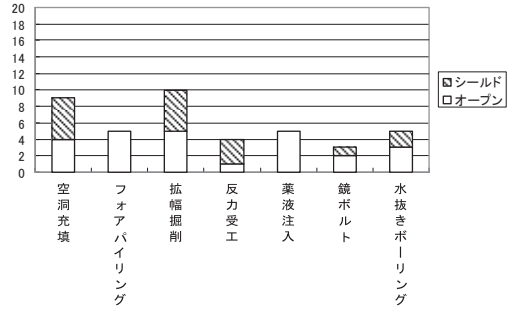
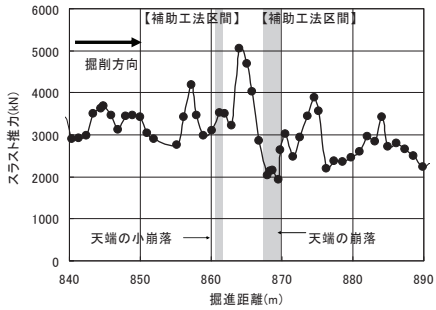


図-6.7 事後対策で実施しているトラブル対策

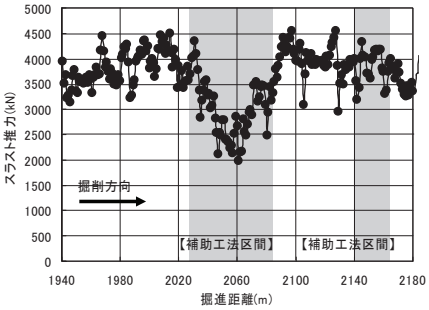
6.3.2 補助工法採用実績と機械データの関係

図-6.8 にスラスト推力と補助工法採用箇所の関係を、**図-6.9** にカッタトルクと補助工法採用箇所の関係を示す。これによると、崩落対策として補助工法を採用した不良地山区間においては、その箇所の前後の区間よりもスラスト推力、カッタトルクの機械データが低下する場合が多いことが分かる。また、このことは、機械データの分析が不良地山部の早期発見・早期対策に役立つ可能性を示唆している。

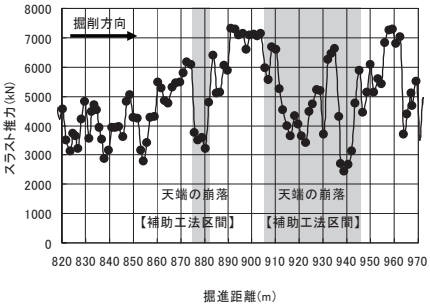
ただし、Bトンネルの小規模な崩落が発生した箇所ではスラスト推力の低下が見られないことやKトンネルの補助工法が採用していない掘進距離820m付近でカッタトルクが低下している等、機械データ低下そのものが全て補助工法を採用すべき地山であることを表しているとは言えない場合もあり、前方探査結果と総合して判断するなどが必要である。



(a) Bトンネル

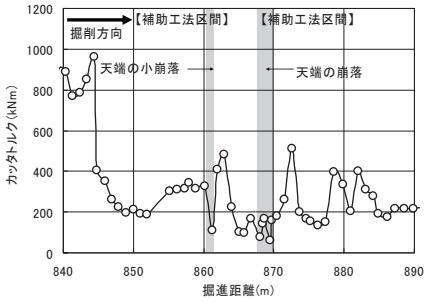


(b) Iトンネル

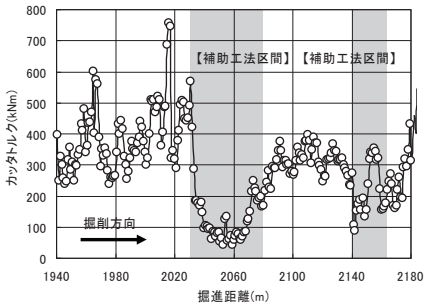


(c) Kトンネル

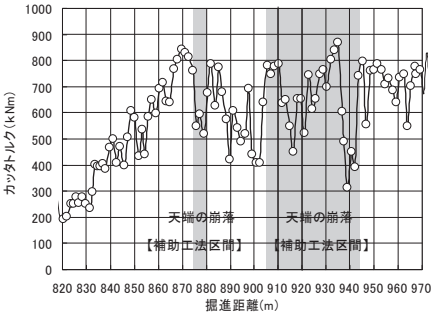
図-6.8 スラスト推力と補助工法採用実績の関係



(a) Bトンネル



(b) Iトンネル



(c) Kトンネル

図-6.9 カッタトルクと補助工法採用実績の関係

6.4 TBM 工法を用いたトンネルの支保構造設計法

TBM 支保工構造に作用する荷重形態としては、トンネル周辺地山からトンネル全体に作用する場合と天端など地山の一部がトンネルに対し抜け落ちる場合が考えられる。ここでは、2 つの荷重形態に適した支保工の設計モデルについて検討を行うとともに、TBM トンネルの支保工応力などの現場計測や天端での崩落が発生したトンネル事例を分析することにより、TBM 支保工の設計に用いる荷重を算定した。

6.4.1 トンネル全体に作用する荷重に対する設計法

トンネル周辺地山から全体的な土圧として作用する場合については TBM 支保工の設計モデルに骨組み構造解析を適用することを考え、現場で得られた支保工計測結果から支保工に作用している荷重を算定した。なお、検討対象とするのは、**表-6.5** に示す支保工計測実施断面のうち、通常鋼アーチ支保工が設置されない B、ＣＩを除くものである。支保パターンの緒元は**表-6.3** と同じとする。

表-6.5 支保工計測実施断面

トンネル・No.	支保パターン	岩種	トンネル・No.	支保パターン	岩種
Ａトンネル(1)	ＣⅡ	凝灰岩	Ｇトンネル（7）	ＤⅡ	チャート
Ａトンネル(2)	ＣⅡ	流紋岩	Ｇトンネル（8）	ＤＩ	千板岩
Ａトンネル(3)	ＣⅡ	流紋岩	Ｈトンネル（1）	ＤＩ	粘板岩
Ａトンネル(4)	Ｌ	流紋岩	Ｈトンネル（2）	ＤＩ	チャート
Ａトンネル(5)	Ｌ	流紋岩	Ｈトンネル（3）	ＣⅡ	斑れい岩
Ｂトンネル(1)	ＬＩ	安山岩	Ｈトンネル（4）	ＣⅡ	粘板岩
Ｂトンネル(2)	ＬＩ	安山岩	Ｈトンネル（5）	ＤＩ	千板岩
Ｃトンネル(1)	ＬＩ	安山岩	Ｈトンネル（6）	ＤＩ	千板岩
Ｃトンネル(2)	ＬＩ	安山岩	Ｈトンネル（7）	ＤＩ	チャート
Ｅトンネル(1)	ＤⅡ	砂岩泥岩互層	Ｈトンネル（8）	ＤＩ	千板岩
Ｆトンネル(1)	ＣⅡ	砂岩泥岩互層	Ｈトンネル（9）	ＤＩ	千板岩
Ｆトンネル(2)	ＤⅡ	砂岩	Ｎトンネル（1）	ＤＩ	凝灰岩
Ｆトンネル(3)	ＣⅡ	砂岩	Ｎトンネル（2）	ＣⅡ	凝灰岩
Ｇトンネル(1)	ＤＩ	粘板岩	Ｎトンネル（3）	ＣＩ	凝灰岩
Ｇトンネル(2)	ＤⅡ	粘板岩	Ｎトンネル（4）	Ｂ	凝灰岩
Ｇトンネル(3)	ＤⅡ	凝灰岩	Ｎトンネル（5）	Ｌ	花崗斑岩
Ｇトンネル(4)	ＤＩ	凝灰岩	Ｎトンネル（6）	ＤＩ	花崗斑岩
Ｇトンネル(5)	ＣⅡ	凝灰岩	Ｏトンネル（1）	ＬＩ	流紋岩
Ｇトンネル(6)	ＣⅡ	千板岩	Ｏトンネル（2）	ＬＩ	流紋岩

荷重の算定は、支保工を対象とした骨組み構造解析を行い、計測された支保工の応力と誤差が最小となるような荷重を算定することで行う。すなわち、式（1）のように計測ひずみ値から求まる応力 σ_i^* と骨組み構造解析により算定される断面力より求まる応力 σ_i とから成る誤差関数 ε を最小となる荷重を算定する。

$$\varepsilon = \sqrt{\sum_{i=1}^{n} (\sigma_i^* - \sigma_i)^2} \rightarrow \min \qquad \cdots 式(1)$$

本研究の骨組み構造解析では、シールドトンネルにおいて用いられるモデル（剛性一様-地盤全周ばねモデル）を参考に設定した**図-6.10** に示す解析モデルを用いた。なお地盤反力係数の算定は、トンネル標準示方書(開削工法編)の式を参考として算定した。

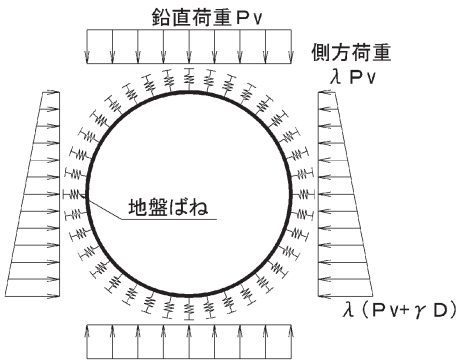


図-6.10 骨組み構造解析モデル

図-6.11 に計測値と解析値の誤差が最小となるようにして得られた Pv/γD の平均値と、最大値と最小値を支保パターンごとに表した結果を示す。これより荷重の平均的な値は、おおむね Pv/γD =0.3 程度の小さい値であることが分かる。また、荷重の値は地山が不良になるにつれて相対的に大きくなる傾向が読みとることができ、最大で Pv/γD =0.9 程度、すなわち概ね掘削径に相当する土荷重が作用すると考えられる。また、分析した断面数にばらつきはあるが、支保パターンがＣ級以上の場合とＤ級以下の場合で Pv/γD の大きさに差が生じていると考えられる。

なお、山岳部工法によるトンネルの緩み荷重の値としては、一般に Terzaghi の緩み荷重表[6]が用いられる。この荷重表に道路トンネルで採用されている地山分類をあてはめると Pv/γD の値は概ね、ＣＩ級以上では 0.5 以下、ＣⅡ級では 0.5～0.75、Ｄ級以下では 0.7～2.2 となる。したがって、ここで求めた TBM に作用する荷重の大きさは、従来の山岳工法で掘削されたトンネルに作用すると考えられている荷重より小さいものであり、TBM の緩み抑制効果が窺える。

図-6.12 に同様にして算定した側圧係数λの平均値と、その間の最大値と最小値を表した結果を示す。これより側圧係数は支保パターン毎に大きな差は見受けられず、側圧係数は概ね 0～0.5 程度であると考えてよい場合がほとんどであった。

図-6.13 に岩質を硬質・中硬質岩の場合と軟質岩の場合に分類し、支保パターンをＣ級以上とＤ級以下とに分類した場合の支保工に作用する荷重 Pv/γD の結果を示す。なお、**図-6.13** 中の円の大きさが Pv/γD が算定されたサンプル数の頻度を表している。

これより C 級以上の地山では岩質によらず Pv/γD が 0.2 以下の分布に集中して大きな差が見られなかったのに対し、Ｄ級以下の地山ではＣ級以上の地山より Pv/γD は大きい値で得られていることがあり、さらに、硬質・

中硬質岩の場合と軟質岩の場合を比較すると軟質岩の方が総じてPv/γDが大きいと考えられる。以上よりC級以上の概して良好な地山において荷重値を検討する場合は岩質等の地山の性状によらず荷重の最大値が決まり、D級以下の概して不良な地山の場合は岩質による影響を受けることが多いと考えられる。

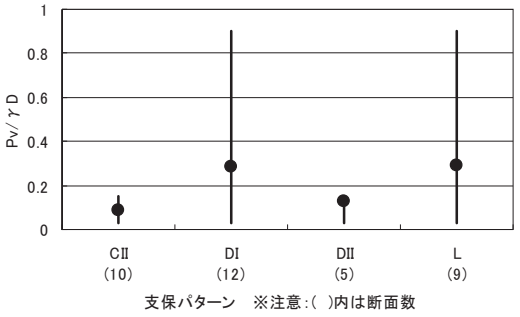


図-6.11 鉛直荷重と支保パターンの関係

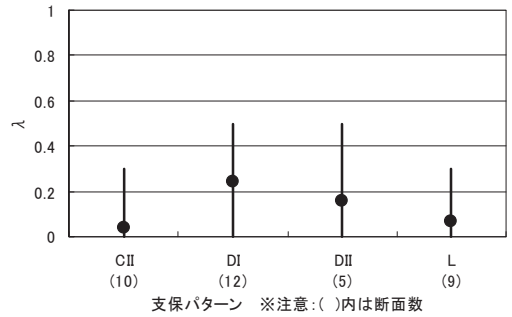


図-6.12 側圧係数と支保パターンの関係

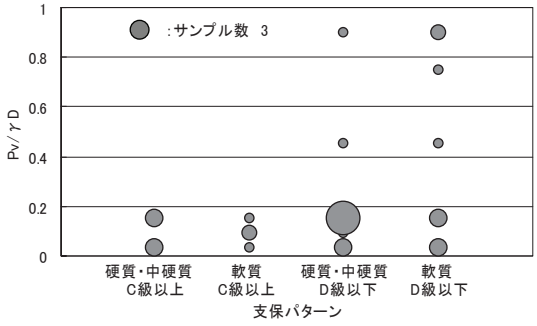


図-6.13 鉛直荷重と支保パターンの関係

6.4.2 局所的に作用する荷重に対する設計法

局所的に作用する荷重として、天端など地山の一部がトンネルに対し抜け落ちる場合を考え、6.3 節で調査した補助工法採用実績の中から地山に崩落が生じた時の崩落高さを整理したものを**図-6.14** に示す。これによると地山の崩落高さとしては1～3mの範囲にあり、最大でトンネル径の半分程度に相当する高さの崩落が発生する場合があることが分かる。また、崩落高さと支保パターンには明確な相関関係が認められないことが分かる。

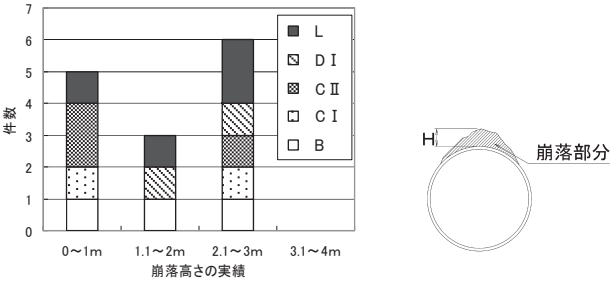


図-6.14 地山崩落実績

天端からの岩塊の崩落のようにトンネルに局所的に作用する荷重に対して、支保工として厚さの薄い吹付けコンクリートを採用する場合は、その破壊メカニズムとして曲げ（曲げ圧縮応力および曲げ引張応力）による破壊とせん断による破壊の 2 通りが考えられる。**図-6.15** は高さH=1m、3m で、底辺を径φの円錐岩塊が落下する場合の、吹付けコンクリート厚さ2cm に対する押し抜きせん断安全率の変化を示したものであるが、H=1m の場合には、吹付け厚さ2cm で十分安全率が確保でき、H=3m の場合でも底面径2.5m程度まで安全率1.0を確保できることが分かる。

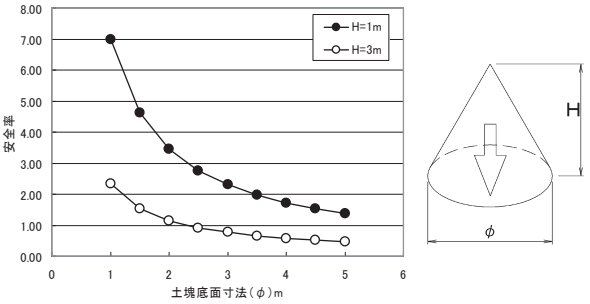


図-6.15 地山崩落に対する押し抜き安全率

しかし、**図-6.14** で示した通り、崩落は、吹付けコンクリート厚さ2cmのCⅠパターンや3cmのDⅠパターンでも発生していることを考えると、地山の崩落を完全に抑制するという観点からは、吹付け厚さ2cm で十分な安全率が確保できるせん断による破壊に着目した設計では不十分であり、曲げ（曲げ圧縮応力および曲げ引張応力）による破壊に着目した設計モデルの適用を考える必要があると言える。

6.5 まとめ

本研究では、今後の TBM トンネルの施工時における地山評価方法、補助工法選定手法確立のため、施工時に得られた機械データと採用支保工および補助工法との関係について分析した。また、TBM トンネルの支保工の設計

モデルについて検討を加えるとともに、TBM トンネルの支保工応力などの現場計測や天端での崩落が発生したトンネル事例を分析することにより、TBM 支保工の設計に用いる荷重を算定した。検討結果は、以下の通りである。

(1) 機械データを用いたトンネル周辺地山の安定性評価方法について

各トンネルを個別に見れば、機械データと支保パターンが単純な相関関係にあるとは必ずしも言えないが、硬質岩の全支保パターンと中硬質岩・軟質岩の支保パターンBからCⅡについては、スラスト推力または各種エネルギー（掘進、回転、掘削体積比）といった機械データを指標として用いることで、支保パターンの選定がある程度可能になると考えられる。

(2) 補助工法の選定手法について

TBM のトラブル内容としては、オープンタイプでは掘進不能が大半であり、シールドタイプでは掘進不能とともにTBM拘束の発生も多い。トラブル対策としては、事前対策としてはオープンタイプでのフォアパイリングが多く、事後対策としてはオープンタイプでのフォアパイリング、薬液注入、オープンタイプ、シールドタイプでの拡幅掘削、空洞充填の他に反力受け工、水抜きボーリングなどが見られる。

また、補助工法を採用する必要があるような不良地山部においては、機械データに何らかの変化が生じる可能性が高い。

(3) 支保構造の設計法について

全体的に土圧が作用する荷重形態に対しては、TBM 支保工設計モデルに骨組み構造解析を適用した場合、天端での鉛直方向の荷重値は、土荷重に換算すると概ね $Pv/\gamma D=0.3$ 程度の小さい値であり、最大でも掘削径程度であった。ただし、C 級以上の地山においては岩質等の地山の性状が荷重値に及ぼす影響は小さく、D 級以下の場合は岩質による影響を受けることが多い。なお、側圧係数は概ね0～0.5程度となった。

また、地山の一部が崩落し、局所的に土圧が作用する荷重形態に対しては、最大でトンネル径の半分程度に相当する高さの土荷重を考える必要があり、設計に際しては、せん断による破壊に着目するだけでは不十分であり、曲げによる破壊にも着目した設計モデルの適用を考える必要がある。

参考文献

1) 真下英人、砂金伸治、木谷努、城間博通、関茂和：TBM トンネル掘削時の地山特性と機械データおよび作用荷重の関連性に関する共同研究報告書、土木研究所共同研究報告書、第301号、2004.3
2) 砂金伸治、真下英人、赤木渉、城間博通：TBM トンネル掘削時の機械データと支保工に作用する荷重の関連性に関する考察、第33回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集、p.239、2003.1
3) 砂金伸治、真下英人、赤木渉、城間博通：TBM 掘削時に得られた機械データと支保工に作用する荷重に関する考察、土木技術資料、45-7、p.60、2003.7
4) 木谷努、真下英人、砂金伸治、城間博通、関茂和：TBM トンネル掘削時の機械データと地山特性の関連性に関する考察、第34回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集、p.115、2004.1
5) N. Isago, H. Mashimo, W. Akagi and H. Shiroma: Consideration on machine data and load in TBM excavation for tunnel support selection, North American tunneling 2004, p.507, 2004.4
6) 吉中龍之進、桜井春輔、菊地宏吉：岩盤分類とその適用、土木工学社、p.10、1989.7