

新浜寺大橋の設計

工 務 部 設 計 課 吉 川 紀
保 全 施 設 部 保 全 企 画 課 山 内 幸 裕
大 阪 第 一 建 設 部 設 計 課 袴 田 文 雄

要 約

新浜寺大橋は大阪湾岸道路のモニュメントともなるべき橋梁であり、その規模は我が国最大、世界でも有数の長大支間のニールセン系ローゼ桁橋である。

この橋梁の設計にあたっては、種々の検討および実験の成果をふまえて、下弦材と鋼床版の合成構造や、小判形の上支材の採用などのほか、アーチリブの有効座屈長やケーブルの粘弾性の評価などの構造上の特性を明らかにするとともに、景観や維持管理面においても種々の配慮を行っている。

本文は他橋梁との比較における骨組構造のあり方、荷重や解析モデルの特性、各部材の設計にあたっての最大の問題である座屈耐荷力の照査等について概要を報告するものである。

まえがき

新浜寺大橋は、大阪府道高速湾岸線南伸部のほぼ中央に位置し、堺市浜寺環訪森町から泉北1区埋立地間の浜寺水路を横断する橋梁である。本橋は、阪神高速道路公団が手がける最初のアーチ系橋梁として、世界的な規模を誇るとともに、我が国最大の橋梁となる（表-1参照）。

現在、種々の技術的な諸問題はほぼ解決し、詳細設計もおおむね完了したので、本稿でその概要について報告する。

なお、この橋梁の諸元は表-2に示すとおりである。また、そのイメージ図は図-1の完成予想図に示すとおりである。

1. 設計の概要

本橋は、ニールセン系ローゼ桁橋として我が国最長の254mの支間長を有する。ニールセン系橋(Nielsen System)は、古くスウェーデンのD. F. Nielsenによって提案されたアーチ橋の一種であり、タイドアーチ、ランガー桁およびローゼ桁などでアーチ部分を構成する橋梁型式の鉛直吊材を、ワーレントラス形に組んだ斜めのフレキシブルな吊材(ロッド、ケーブル)で置き換えた橋梁として定義される。このため、内的には高次の不静定構造となるが、近年の電子計算機の発達により複雑な構造解析も可能となったため、この種の橋梁の採用例が増加している。

表-1 ニールセン橋一覧表

順位	国内				国外			
	橋名	支間長(m)	所在地	施工年	橋名	支間長(m)	所在地	施工年
1	新浜寺大橋	254.0	大阪府	工事中	*Van Brieneoord	287.1	オランダ	1965
2	内海大橋	220.0	広島県	工事中	Fehmarnsund	248.4	西ドイツ	1962
3	生浦大橋	195.0	三重県	1973	*Lower Merwede	202.8	オランダ	1967
4	灘大橋	186.4	兵庫県	1983	無印はバスケットハンドル型、*は平行弦型の橋梁である。			

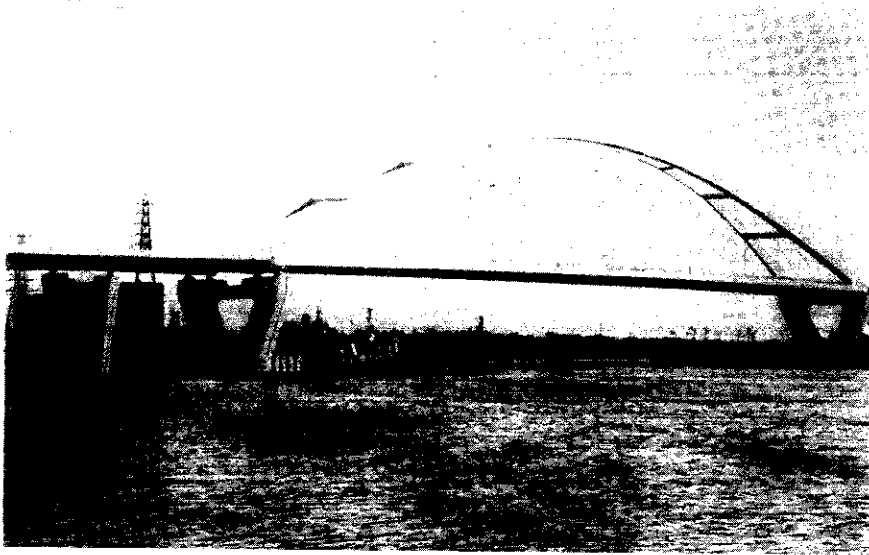


図-1 新浜寺大橋全景(完成予想図)

表-2 新浜寺大橋の諸元

路線名	大阪府道高速湾岸線
道路構造規格	第2種第1級
設計速度	80km/h
橋の等級	1等橋(TL-20荷重およびTT-43荷重)
径間長	254.0m
幅員	20.25m(4車線)
型式	上部工—バスケットハンドル型ニールセンローゼ桁 下部工—RCラーメン橋脚、場所打ち杭基礎

また、ローゼ桁は、上弦材と下弦材に曲げ剛性を持たせ、その両端を連結させたもので、一般にタイドアーチとランガー桁との中間的な性質を持つと云われている。したがって、上・下弦材は同じ力学的性質の部材として両端の連結構造の設計

が比較的容易である。新浜寺大橋は主構をローゼ桁構造とし、さらに面外方向の剛性を高めるため、いわゆるバスケットハンドル型として両側の主構面を傾斜させている。

この橋梁の骨組形状は以下のとおりである。なお、骨組形状の決定にあたっては、内外のニールセン橋の各種諸元等を参考にした。

(1) 道路建築限界から下弦材間隔は25.5mとし、上弦材クラウン部は上支材の製作上の余裕から3.5mとした。また、アーチライズは経済性、景観および航空法との関連から鉛直方向に36m(ライズ比1/7)とした。既存のニールセン橋と新浜寺大橋の支間とライズ比、ならびに支間と主構間隔との関係を図-2および-3に示す。

- (2) 主構はバスケットハンドル型として傾斜させたため、その傾斜面内にある下弦材は平面的に曲線となる。また、ライズ比1/7から主構の傾斜角は $16^{\circ} 59' 27''$ となる(図-7参照)。
- (3) 上弦材は、この傾斜面上で図-4(a)に示すような2次放物線とする。
- (4) 下弦材縦断は両支点上、支間中央部でそれぞれの道路計画高より、600mm下った3点を通る2次放物線とした(図-4(b)参照)。なお、下弦材軸線は鋼床版合成による図心偏心を考慮した。

- (5) 吊材配置は、張力変動があまり大きくなりたくないこと、景観面で優れていること、実施例が多いこと、等から傾斜角一定(60°)(図-7参照)で12m間隔とした(図-5参照)。なお、端部吊材は鉛直吊材として、自重のみで引張が生ずるようにした(図-7参照)。

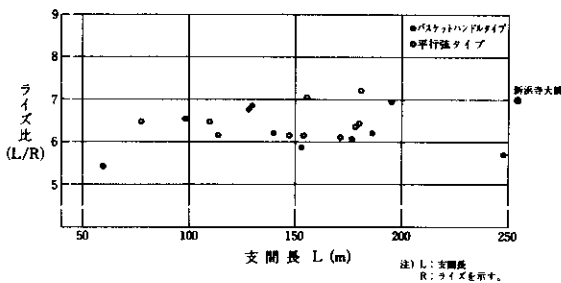


図-2 支間とライズ比の関係

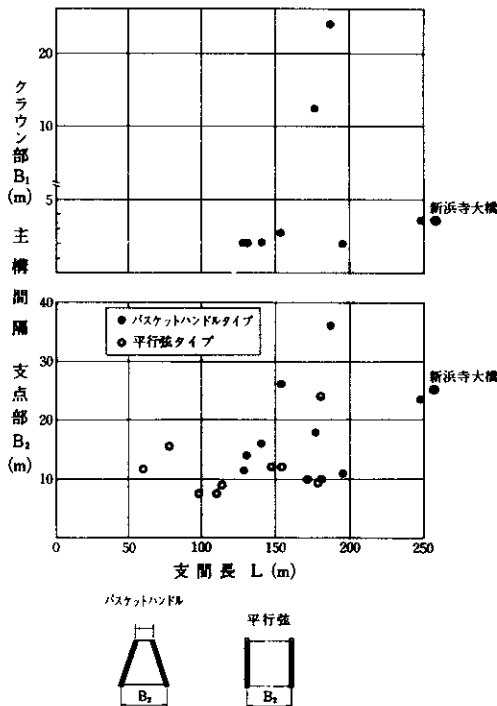


図-3 支間と主構間隔の関係

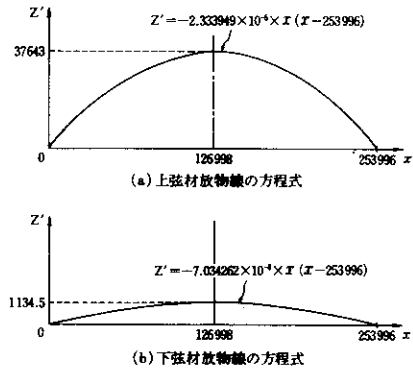


図-4 上・下弦材の傾斜面内での2次放物線

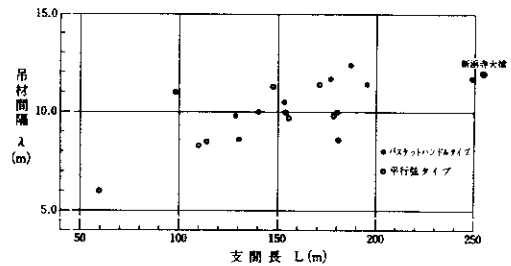


図-5 支間と吊材間隔の関係

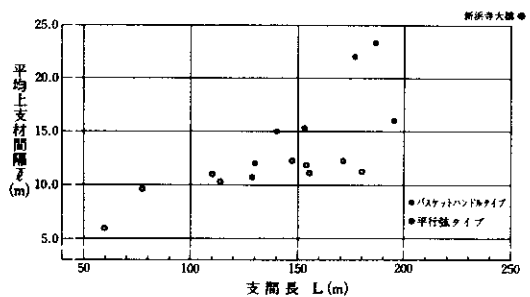


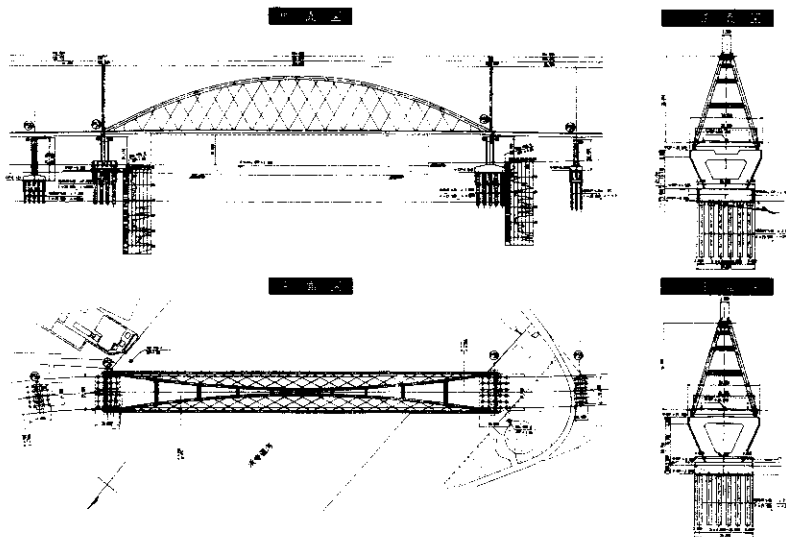
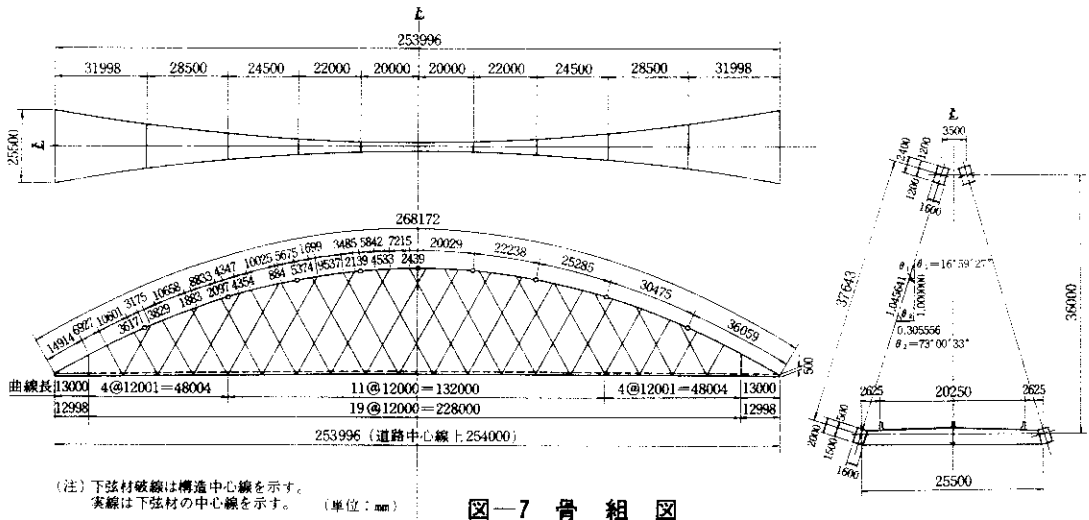
図-6 支間と平均上支材間隔の関係

(6) 上支材は10数案に対して景観上、施工上、上弦材の座屈特性上および吊材定着位置との関係について検討した成果より9本配置した。この結果、図-6に示すように他の橋梁例に比べ、上支材間隔が広がっていることから、全体座屈に関する照査を全橋模型実験にて実施した。また、断面形状は景観を考慮し矩形断面ではなく、小半形なら

びに円形断面を提案している。

(7) 床組はUリブ鋼床版とし、吊材間隔ごとに横桁および横桁間(4×3m)に横リブを配置した。また、橋軸方向の荷重分配効果を考慮し支間中央に縦桁を配置した。

以上について、全体の骨組図、一般図をそれぞれ図-7および-8に示す。



2. 設計の方針

この橋梁の設計に際しては、道路橋示方書・同解説Ⅰ共通編、Ⅱ鋼橋編、Ⅴ耐震設計編（以下「道示」という。）および阪神高速道路公団・設計基準（以下「阪公基準」という。）に準拠している。さらに、この橋梁特有の問題等については、「新浜寺大橋上部工設計指針」（以下「指針」という。）を作成し、設計を進めている。

2-1 荷重

(1) 荷重の種類

荷重の種類としては道示で規定されている荷重のほか、架設誤差についても荷重として考慮した。これは架設時に吊材の張力管理が完全に行えないことを想定している。吊材張力誤差は、死荷重+プレストレスの10%が任意のケーブルに発生することを考慮している。

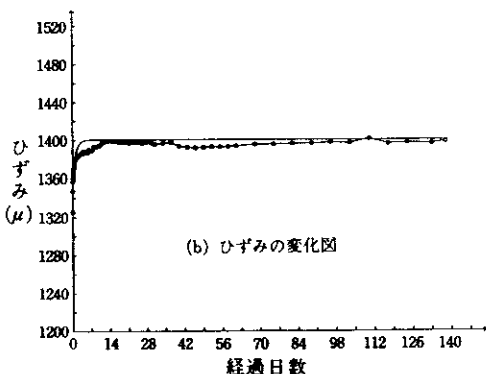
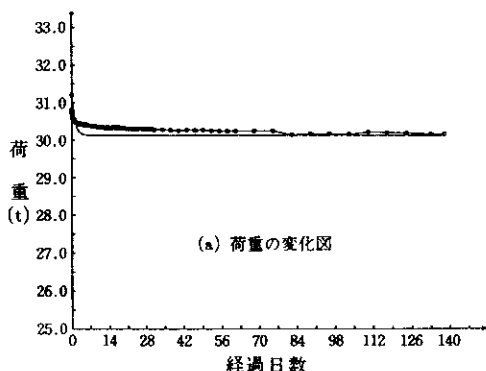
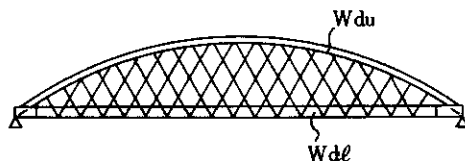


図-9 PWS, HiAmのクリープとリラクゼーション

また、上記荷重のほか、吊材にはクリープあるいはリラクゼーションのような粘弾性による橋梁の付加応力度や変形についての照査も必要と考えられる。この問題について実験を行った結果、HiAmアンカーやNSソケットを使用したPWSのクリープやリラクゼーションはわずかであり、短期間に収束することが判明したため、その影響を無視することとした。実験結果の一例を図-9に示す。



Wdu: (上弦材、上支材、吊材 1/2) の死荷重

Wdl: Wdu以外の死荷重

図-10 死荷重の載荷方法

(2) 死荷重

死荷重は通常の死荷重のほか、橋梁下面の検査車等の設備荷重を考慮した。また、鋼床版の現場継手には、原則としてヤード溶接を採用することとし、舗装厚を65mmと薄くしている。なお、死荷重の載荷方法を図-10に示す。

(3) 活荷重

活荷重はL-20、TT-43の代わりに、「本四上部工基準」および「安治川橋梁設計指針」に従い算出した等価L荷重を用いる。

(4) 衝撃

この橋梁の各吊材に対する影響線（活荷重載荷長）は、吊材の位置、傾斜方向によって異なり44m~243mの広範囲に分布する。これに対して、道示による衝撃係数を算出すると $i=0.07\sim0.33$ となる。また、道示のトラス腹材に準じて、平均載荷長（140m）を用いた場合 $i=0.11$ となる。両者は全体の張力に対して約5%程度の差となる。これは死荷重が全体張力のうち約半分を占めるためである。したがって、吊材の衝撃係数は設計の簡略化にも配慮して、各吊材とも一律 $i=0.11$ と

した。なお、上・下弦材の衝撃係数は道示の規定により算出した結果 $i=0.07$ となった。

(5) 温度変化

鋼床版内の温度差 (15°C) と併せて上・下弦材の温度差として20°Cを考慮する。




(6) 風

アーチ系橋では、アーチリブの面外座屈の照査に対して風荷重の評価が特に重要となる。この橋梁では、上弦材が36mのライズを有することから、上弦材の高さが21m~57mと変化するため、その設計風速も変化する。このような煩雑さを避けるため、上弦材基部のモーメントが等価となる鉛直方向に一定の風速を設計風速として用いることとする。

結果として、高さ51m(ライズ36mの79%高度)での風速64m/secが設計風速となった。この値は、本四公団耐風設計基準(1976年)における塔の設計風速の決定法に準じて、風速は1/7ベキ指数分布によるものとして算出した。なお、吊材にも同様の設計風速を用いることとした。下弦材の設計風速は阪公基準に従い57m/secとした。

各部材の抗力係数は、それぞれの断面形状から表-3のように決定した。また、阪公基準に従いアーチクラウン部において“並列橋”(図-11参照)の照査を行った結果、両上弦材は独立したものと考えられることから、それぞれに等しい風荷重が作用するものとした。

表-3 抗力係数、投影面積

	Cd	An (m ² /m)
上弦材	2.0	An ₁ 
吊材	0.7	An ₂ 
下弦材	1.6	An ₃ 

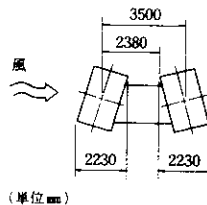


図-11 並列橋としての照査

(7) 架設時荷重

架設方法は、台船による全橋大ブロック一括架設を計画している。このため、地組み立て→台船搭載→曳航→架設の過程で構造系は大きく変化することになる(図-12参照)。したがって、それぞれの構造系での安全性の照査が必要となる。特に、曳航時にはこの橋梁の端部が張出され、仮支柱附近に大きな断面力が作用することとなるため、仮支柱附近の上弦材は曳航時の構造系で断面が決定されている。

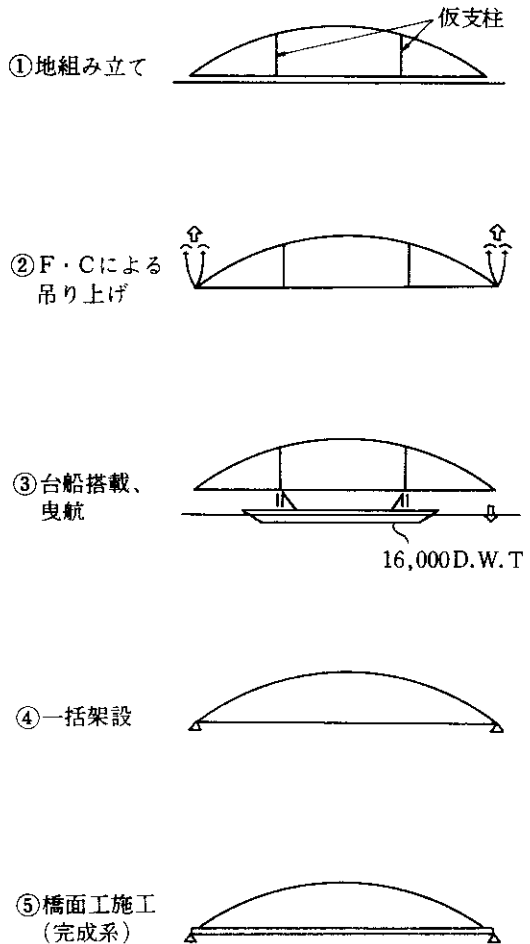


図-12 架設手順の概要図

2-2 許容応力度

使用鋼材はSS41～SM58であるので許容応力度は道示の規定に従った。なお、吊材の許容応力度は、切断荷重に対して安全率を3.0とし、 $\sigma_u=53$ kg/mm²とした。また、吊材に対しては、吊橋や斜張橋に比べるとケーブル張力に占める活荷重の割合が大きいため、阪神高速道路の活荷重実態から疲労に対する照査を実施した。結果として、HiAmアンカーやNSソケットを用いたPWSケーブルにおいては、特に問題にならないことが明らかになった。

2-3 設計計算

断面力や変形特性は微小変形理論を用いて算出した。しかし、架設時（特に、曳航時）には相当量の吊材がたるみ、構造系も変化するため、有限変形理論による解析を行い照査した。

解析モデルは面内・面外荷重に区分して設定した。鉛直荷重（死・活荷重）に対する解析モデルは、立体モデルと大差ないことを確認のうえ、主構鉛直投影面をとり出した平面モデルを用いた（図-13(a)参照）。また、面外荷重（風・地震荷重）に対しては立体モデルを用いた（図-13(b)参照）。なお、立体モデルの場合、鋼床版は鉛直荷重に対しては腹部材、面外荷重に対してはラテラル部材として評価している。

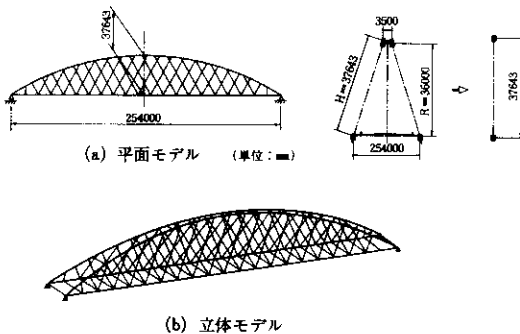


図-13 解析モデル

3. 部材の設計

3-1 上弦材の設計

上弦材は、有効座屈長の概念を用い、圧縮と曲げを受ける柱に置換して設計されている。有効座屈長としては、アーチ面内の座屈に対してはケーブル間隔の2倍、アーチ面外の座屈に対しては上支材間隔が採用されている。しかしながら、これらの有効座屈長は、理論的に十分裏付けられたものではなく、合理的なものであると言えない。このため、後述する弾塑性座屈解析を実施し、有効座屈長は面内・面外ともに相当に小さい値であることを確認し、以下のように規定した。

(1) 上弦材の面内有効座屈長については、1吊材間隔をとるものとする。

ただし、 $L/ry < 600$

ここで L : 支間

ry : 上弦材の面内断面二次半径

(2) 面外に対しては上支材間隔の70%を有効座屈長とする。

ただし、 $l/rz < 80$ 、 $\theta < 73^\circ$

ここで l : 上支材間隔

rz : 上弦材の面外断面二次半径

θ : 上弦材の傾斜角

さらに、設計完了後には弾塑性座屈解析および模型実験によって安全性を確認することとした。

安定照査の結果、部材は道示Ⅱ3.3軸方向力と曲げモーメントを受ける部材として決定され、作用応力度は許容値の70～80%となった。ほとんどの断面は常時荷重で決定されるが、上・下弦材隅角部附近は、風荷重により決定されている。また、第1・3支材附近では、架設時荷重により支配されている。特に、第3支材附近には台船搭載時の支点として仮支柱が取り付けられ、張出部のつけ根に大きな負の曲げモーメントが作用することになる。フランジの最大板厚は70mm (SM58) にもなり、ウェブ厚さも25～48mmと相当に厚くなる。このため、第1・2・3支材側のの上弦材のウェブは、溶接継手となることを考慮し、耐ラメラテア鋼を使用することとした。上弦材の断面寸法ならびに断面構成図を図-14および-15に示す。

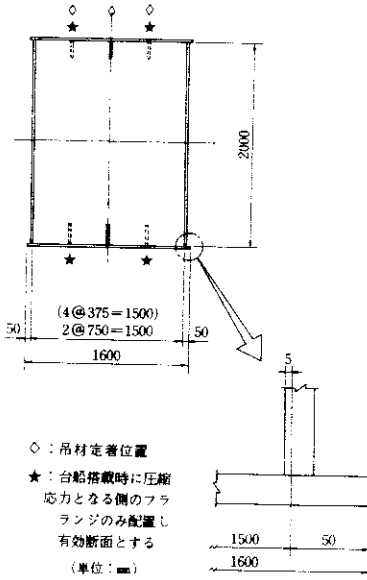


図-14 上弦材の有効断面・寸法

3-2 下弦材の設計

下弦材は、主に引張材として設計されることになり、その断面は常時荷重により決定されている。また、架設時に若干曲げ圧縮力が作用するので、補剛材を用いて対処している。図-16に下弦材の断面を示す。下弦材に作用する引張力は、鋼床版との合成作用を期待した経済設計により、鋼重を約8%軽減させている。

設計結果によると、下弦材は死荷重時約2500tfの軸方向力を受けている。鋼床版を合成させた場合、下弦材と端横桁を線材、鋼床版を膜材とする“枠付きの膜構造”とみなすことができる。この枠付きの膜構造では前述の引張力が上弦材によって集中的に作用している。したがって、端部では鋼床版が完全に合成作用に寄与しているとは考えられない。そこで、端部附近の鋼床版の応力分布をFEMを用いて解析した結果、図-17に示すように27°で増加する有効幅を設定した。なお、図-18に下弦材の補剛材配置図を示す。

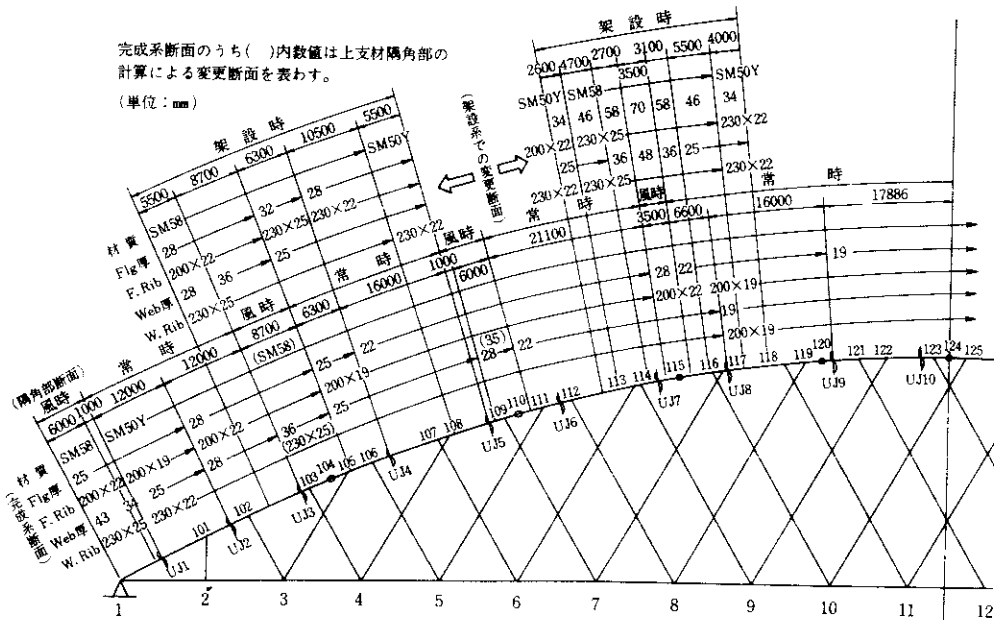
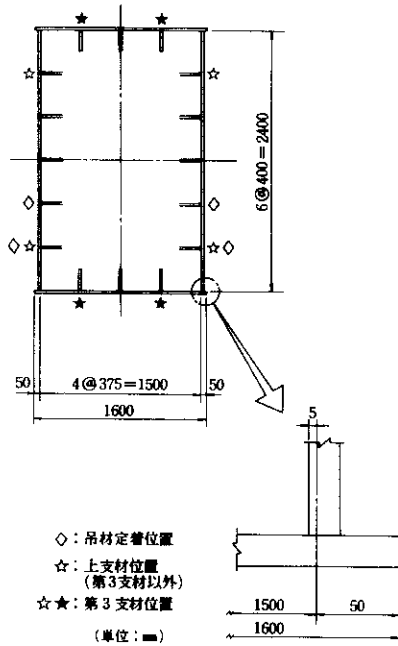
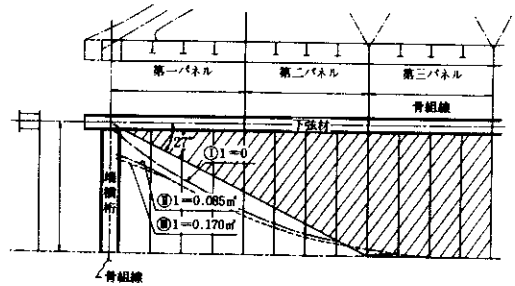


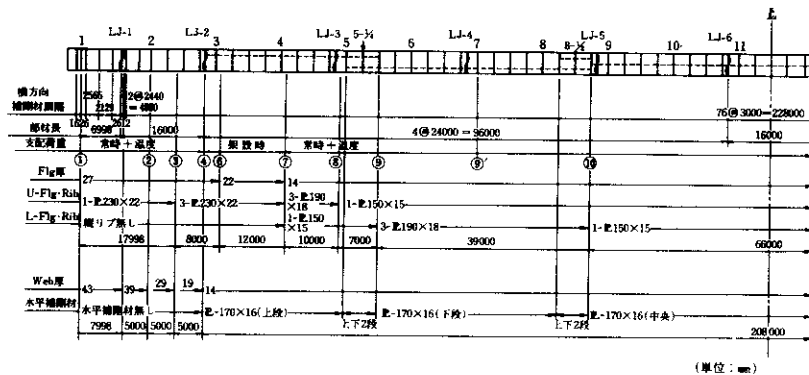
図-15 断面構成図



図一16 下弦材の有効断面・寸法



図一17 軸引張力に対する鋼床版の有効幅



図一18 下弦材の補剛材の配置図

3-3 上支材の設計

上支材は、上弦材の座屈防止材としての役割をもつ部材であり、面外方向の風・地震作用時の曲げ部材として設計されている。実際には、主構がバスケットハンドル型で傾斜していることから、活荷重半載時の影響を考慮すれば軸圧縮力が作用するがその影響は小さい。部材断面はすべて風荷重により決定されており、図一19に上支材の基本寸法を示す。設計は道示II2鋼管構造に準じて行っている。特に、断面力の大きい上弦材との隅角部

附近については、FEM解析を実施しその断面を決定した。これは主構がバスケットハンドル型として傾斜しているために上弦材と上支材とは直交せず、さらに、上支材の断面形状は円曲面を基本としていることから、通常のラーメン隅角形状とは異なる状況になっているためである。これらの両部材をこの隅角部において十分剛結することにより、この橋梁を立体的な構造物として、橋梁全体の耐荷力を向上させることになるといえる。

また、第1、2支材は、円曲板と平板とで構成される小判形の特異な断面を使用しており、(図-19参照)断面の局部座屈強度の評価や補剛材の設計が十分明確であるとは云い難い。このため、部分模型を用いた載荷実験により、上支材の設計の妥当性を照査することとした。

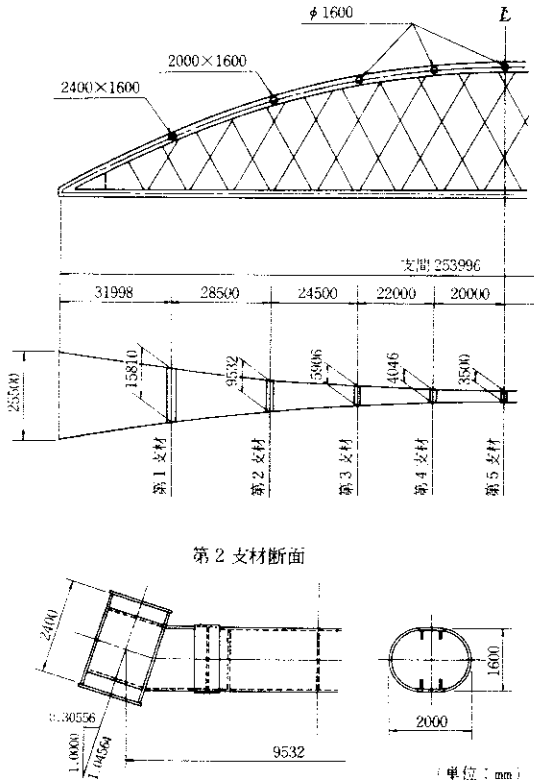


図-19 上支材基本寸法

3-4 吊材の設計

吊材にはNew P. W. Sを使用することとしている。また、実際の使用ケーブルは長さも短かく、数量的にもわずかであることから部材断面の種類を3種類と極力少なくした。吊材の定着方法は、張力調整の能率化、作業スペースの確保等を考慮して、ソケット前面の支圧によって定着する方法を採用することとした。

3-5 床版および床組の設計

床版形式は前述の如く鋼床版と下弦材との合成構造を採用した(図-20参照)。床組については、(a)並列横桁案(縦桁なし)、(b)中央縦桁案(縦桁1本)、(c)並列縦桁案(縦桁5本)の各案について構造上、経済上よりの比較を行い、最も優れている中央縦桁案を選定した。

3-6 端横桁の設計

端横桁は、通常の荷重に対して設計される断面力は小さく、架設時(F.Cによる吊り上げ)や将来の支点沈下対策としてのジャッキアップ時の荷重状態により、その断面は決定することになる。

3-7 桁端隅角部の設計

桁端の構造は、上・下弦材、鋼床版ならびに端横桁が交差する構造となっており、部材相互の応力伝達状況は複雑となる。このため、桁端隅角部の設計にあたっては、FEM解析を実施して各部の応力状況を把握し、隅角部構造の安全性を確認した。FEM解析の一例を図-21に示す。

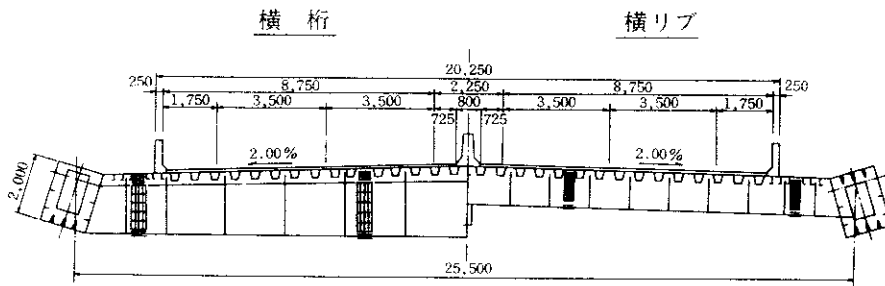


図-20 床組標準断面図

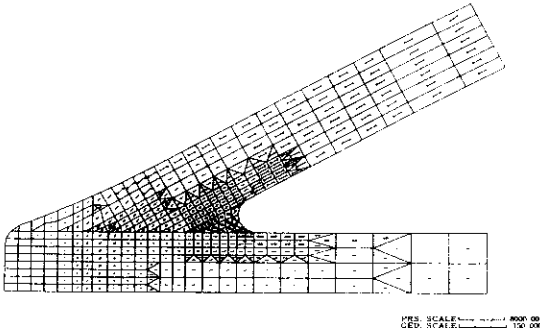


図-21 端横桁隅角部のFEM解析結果

3-8 附属物の設計

支承は、全方向に回転自由なピボット支承を採用した。また、大ブロッカー括架設による橋体据付時の架設誤差に対処し易くするよう、橋脚天端にベダスタルフレームを設置した。

伸縮継手は、非排水型鋼フィンガー形式を採用した。

下弦材および鋼床版下面の維持管理施設として、移動式検査車を設置することを提案している。

4. 座屈解析

一般にアーチ系の橋梁においては、主要部材である上弦材の設計にあたっては、大きな圧縮力が作用するため耐荷力照査が必要となる。特に、この橋梁においては、①橋梁規模が大きい。②上弦材は3次元曲線部材である。③吊材の上弦材への定着は不等間隔に配列されている。④上・下弦材と吊材との剛度差が著しい。等の特徴を有する。このため、その極限強度を正確に算出し、設計荷重に対して十分安全かどうかを照査する必要がある。そこで、安全性を確認するため弾性座屈解析、弾塑性有限変位解析および全体模型による載荷実験を実施した結果、主として次の点が明らかになった。

4-1 弾性座屈解析

弾性座屈解析としては平面座屈解析と立体座屈

解析を行った。結果は以下のとおりである。

- (1) 平面弾性座屈解析による座屈荷重係数 α_{cr} は、17.37となり、立体弾性座屈解析による座屈荷重係数 $\alpha_{cr}=6.49$ よりもかなり大きな値となった(図-22参照)。
- (2) また、座屈モードは、面外に大きく曲がり、鉛直方向にはほとんど変化しない。これらのことから、面外座屈が先行し面内の座屈強度は十分大きいと考えられる(図-22参照)。
- (3) さらに、立体弾性座屈解析による座屈荷重係数 $\alpha_{cr}(D+L)$ は6.49であることから、かなり高い荷重段階まで弾性座屈は発生しないと考えられる。
- (4) 立体弾性座屈の1次モードは、第1支材取付部とアーチクラウン部でたわみが大きくなる3半波形の座屈波形となった。

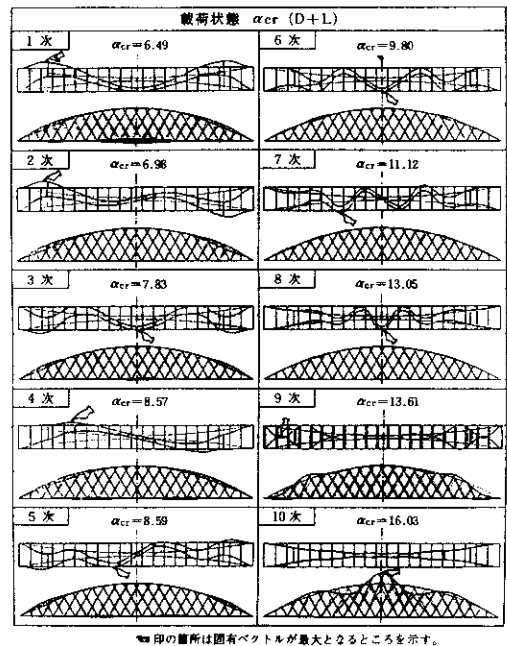


図-22 立体弾性座屈解析による座屈荷重係数および座屈モード

4-2 弾塑性有限変位解析

この橋梁の主要部材を3次元骨組構造物に置換し、弾塑性有限変位解析プログラムを用いて、終局強度を求めた結果を表-4および図-23、-24に示す。結果の概要は以下の通りである。

(1) 鉛直荷重（活荷重）および水平荷重（風）のいずれのケースの終局限界荷重係数 α_u は、道示の安全率あるいはAASHTOの荷重係数 α_{req} に比

べ十分大きい。

(2) 活荷重中央全載荷の場合、面外方向に上支材を節とする1波形のたわみ形状を呈している。また、塑性域は、断面積の最も小さいアーチクラウン部から始まっている。

(3) 前項の場合、アーチリブの残留応力および初期たわみは、耐荷力にほとんど影響しない。

表-4 弾塑性有限変位解析結果による終局限界荷重係数 α_u (D+L)

荷重の載荷方法		α_u	α_{reg}	$\frac{\alpha_u}{\alpha_{reg}}$
活荷重中央全載荷		2.38		1.40
活荷重中央全載荷 (残留応力)		2.40		1.41
活荷重中央全載荷 (残留応力、初期たわみ)		2.40		1.41
活荷重中央全載荷		2.42	1.70	1.42
活荷重偏心全載荷		2.40		1.41
活荷重偏心相反載荷		2.38		1.40
活荷重中央半載荷		2.53		1.49
風荷重全載荷		2.23	*	1.64
風荷重全載荷 (上横構：弾塑性型要素)		2.00	1.36	1.47

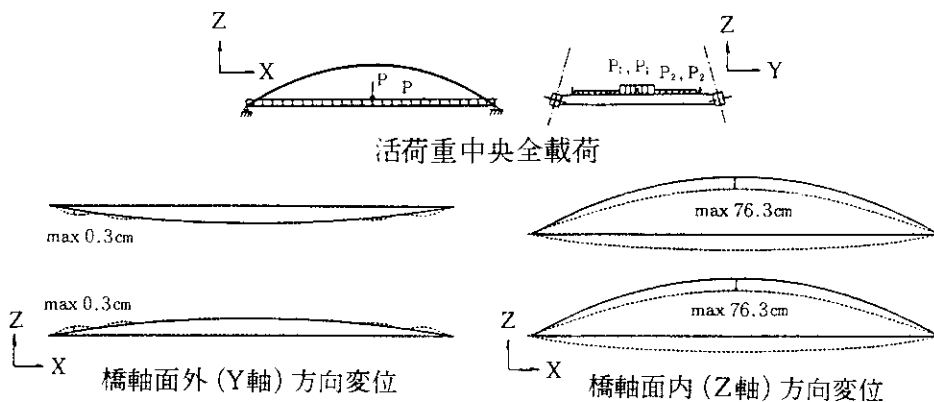


図-23 終局限界状態近傍における変位形状の例

4-3 全体模型による載荷実験

縮尺 1/30 の 3 次元模型（図-25 参照）を用いて、鉛直載荷および水平載荷実験を行い（写-1 および-2 参照）、それぞれについて座屈強度を測定した。実験結果については現在とりまとめ中であるが、実験結果のおよその傾向は以下のようである。

- (1) 座屈は鉛直・水平載荷実験とも面外座屈が先行し、いずれも支点と第 1 支材間に生じた。
- (2) 座屈荷重は、弾塑性有限変位解析で得られた終局限界荷重よりも若干大きく、座屈に対する安全性を確認することができたものと考えられる。

なお、詳細については、とりまとめて別の機会に発表したいと考えている。

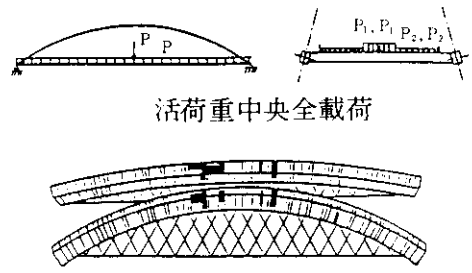


図-24 終局限界状態近傍におけるアーチリブの塑性領域の広がり例

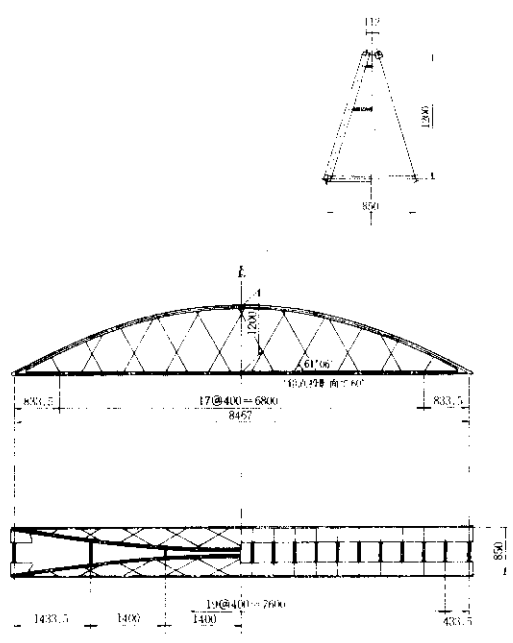
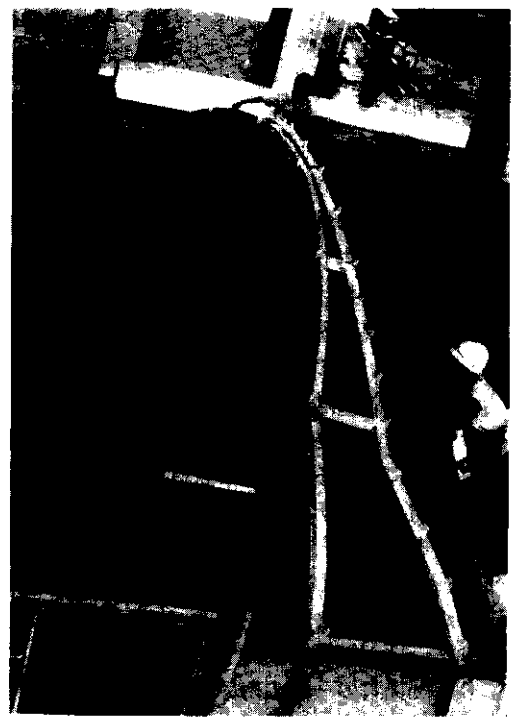
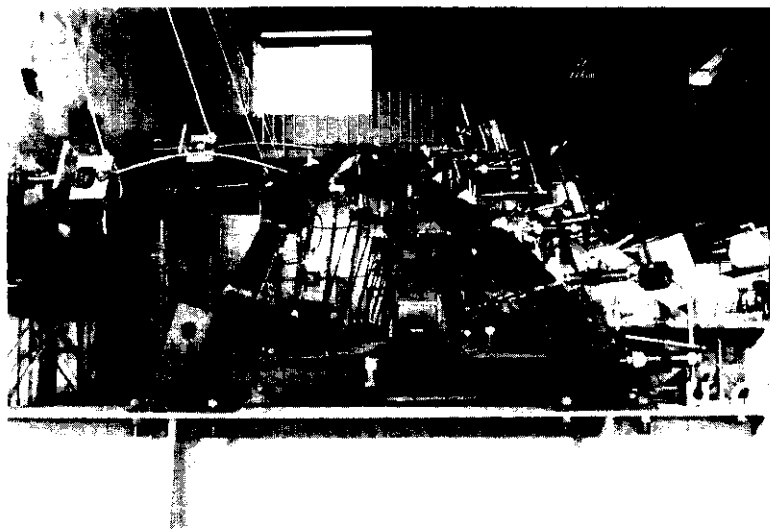


図-25 模型桁一般図



写-1 模型桁による鉛直載荷試験



写一2 模型桁による水平載荷試験

あとがき

新浜寺大橋の構造上の特徴を中心に、設計の概要について報告した。この橋梁は世界的な規模ということもあり、綿密なスケジュールの基に膨大な資料の収集整理、諸問題の抽出・解決等を行ってきており、その全容を紙面に書き尽すことはできない。設計段階で特筆すべきことは、景観上の種々の検討、維持管理面の配慮、ケーブルの疲労や粘弾性に対する評価、下弦材と鋼床版の合成構造の検討、アーチリブの有効座屈長に対する考え方等をあげることができる。

現在、各部材の詳細設計を実施している段階であるが、今後、さらに、製作・地組み立て、大ブロック一括架設等、検討すべき事項は山積みしており、関係者の一層の御尽力が望まれる。

最後に、本橋の設計に際し、種々の御指導および御協力を賜った大阪市立大学中井教授、京都大学渡辺教授、大阪市立大学北田助教授をはじめ、実施設計に携わった関係各位に深謝する次第である。

参考文献

- 1) 鋼橋（設計編Ⅱ）：小西一郎編・丸善株式会社 1976年
- 2) 大阪府道高速湾岸線（南伸部）浜寺水路橋（ニールセン橋）の設計条件整理検討業務報告書、阪神高速道路公団 1984年
- 3) 大阪府道高速湾岸線（南伸部）浜寺水路橋工区下部工詳細設計業務報告書、阪神高速道路公団 1985年
- 4) 大阪府道高速湾岸線（南伸部）新浜寺大橋上部工設計指針、阪神高速道路公団
- 5) ニールセン橋ケーブルのクリーフ・リラクゼーションに関する研究、（財）防災研究協会 1986年
- 6) ニールセン橋の座屈耐荷力に関する研究業務報告書、（財）災害科学研究所 1986年
- 7) 「湾岸線南伸部浜寺水路内の構造概要」、第18回技術研究発表会論文集、阪神高速道路公団 1986年
- 8) 「新浜寺大橋の基本設計」、第19回技術研究発表会論文集、阪神高速道路公団 1987年