5.　ケーブルを有効利用した新形式橋梁と合理化

5.1　鋼橋

5.1.1　PS導入H形鋼桁橋の試設計

(1) 特徴とその利点

PCケーブルを用いた合理的な橋梁として，H形鋼を2段または3段に重ね合せて主桁，もしくは横桁を構成し，ケーブルプレストレスにより主桁応力を改善したPS導入H形鋼桁による合成桁橋が考えられる．H形鋼の段数，配置，およびケーブル配置をパラメータとして試設計を行い，本橋梁形式の適用の可否，有効性等について検討を行っている．

本提案橋梁の一般図および完成予想図を，それぞれ**図-5.1.1** および**図-5.1.2** に示す．**図-5.1.2** において，H 形鋼を重ねて主桁が構成されていることをわかりやすくするため，**(a)図**では，壁高欄を一部切り欠いて示している．

製作性および運搬性の観点から見た本形式橋梁の利点は以下のように考えられる．

①製作性：主桁を溶接による組み立てとせず，H形鋼を重ねて用いることを基本としており，溶接が不要で，加工の大半を孔明けと高力ボルト締めとすることができる．そのため，製作工数を大幅に低減できる．

②輸　送：H形鋼の一段配置では，桁高が不足するため，H形鋼を複数段重ねることになるが，その連結を高力ボルト接合としている．したがって，どの時期に，どこで締め付けるかといった，主桁製作における自由度が高く，輸送制限など柔軟に対応することができる．特に輸送制限の厳しい山間部では有効と考えられる．

(2) 試設計条件と試設計方法

試設計はH形鋼の段数，および単純桁か連続桁かをパラメータに，以下に示す①から③の橋梁を対象に行った．

①H×2 単純　：H形鋼2段，単純桁

②H×2.5 連続　：H形鋼を支間中央に2段，中間支点部に3段とした連続桁
　　ケーブルは中間支点上のみに配置

③高欄一体型　：H形鋼を内桁2段，外桁3段として外桁と地覆を兼用した連続桁
　　ケーブルは全主桁支間中央に配置するとともに，外桁のみ中間支点上にも配置

試設計を行う前に，あらかじめ，概略設計を行った．その結果，③の「高欄一体型タイプ」が最も鋼重が軽くなるという結果が得られた．ただし，工費については大きな差が見られず，適用形式は架設条件により決定されると考えられる．

試設計条件を以下にまとめる．

1)使用鋼材

主桁：H形鋼（H900×300×16×28，SM490Y材）

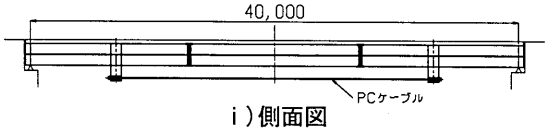
ケーブル：外ケーブル用PCケーブル

2)ケーブルプレストレス

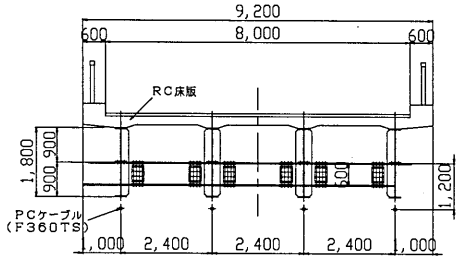
プレストレス（以下，PSと略す.）導入時期として，床版打設前と床版打設後の2つのケースが考えられるが，床版打設後にPSを導入する場合，PSによる曲げモーメントの改善効果が

薄れ，適用支間が短くなる．したがって，PS 導入時期は床版打設前とする．

ケーブル許容張力は PC 橋の外ケーブルと同様 $0.6P_u$（P_u:ケーブル破断強度）としている[1]．

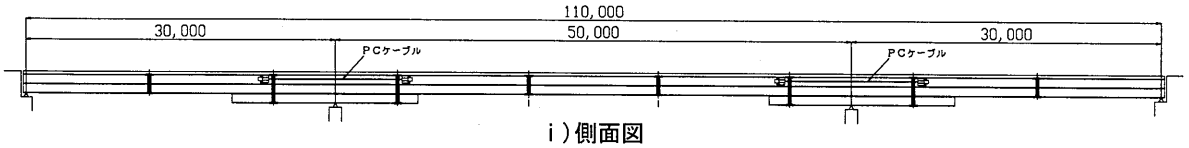


ⅰ）側面図

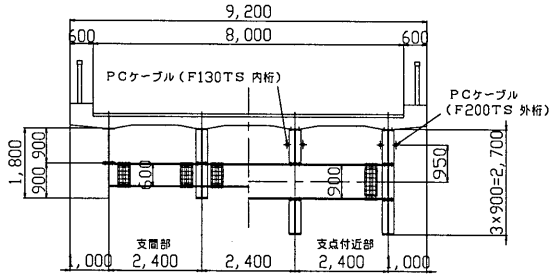


ⅱ）断面図

(a) H 形鋼 2 段、単純桁（タイプ①）

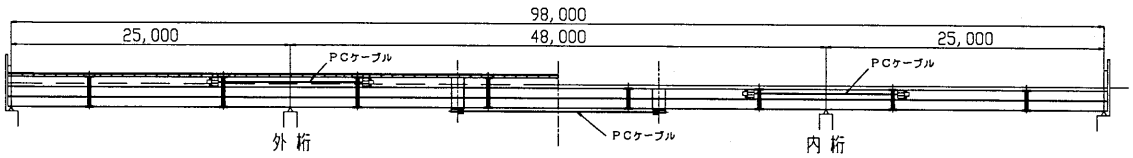


ⅰ）側面図

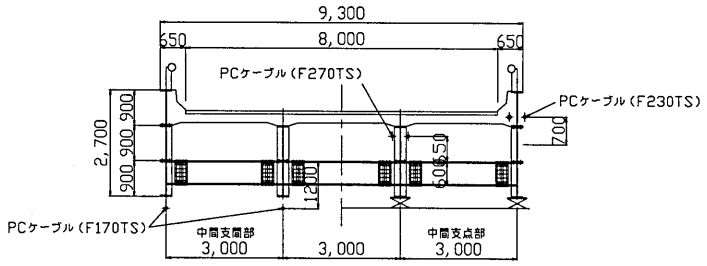


ⅱ）断面図

(b) H 形鋼 2～3 段、連続桁（タイプ②）



ⅰ）側面図

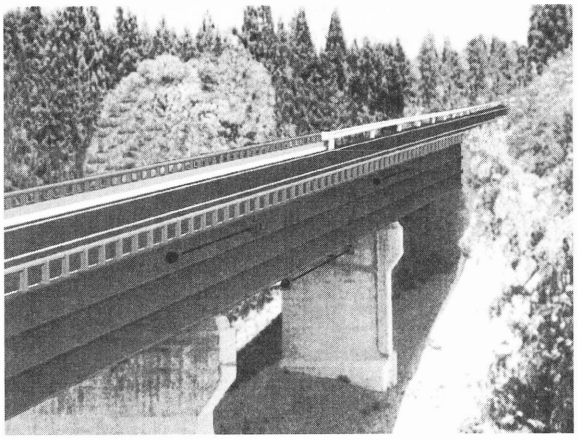


ⅱ）断面図

(c) H 形鋼 2～3 段、地覆一体型連続桁（タイプ③）

図-5.1.1　構造一般図（寸法単位：mm）

(a) PC ケーブルで補強された H 形鋼からなる主桁（外主桁の上段 H 形鋼は高欄も兼ねている）



(b) 手前右上からのアングル（中主桁は 2 段）

図-5.1.2　完成予想図（図 5.1.1 のタイプ③のパース）

3)合成桁設計

長支間化の観点から合成桁形式とする．

連続桁においては，施工の簡略化を図るため，プレストレスしない連続合成桁として設計する[2]．すなわち，中間支点部は鉄筋断面積と鋼桁のみを抵抗断面として計算し，引張側のコンクリートは抵抗断面として考慮しない．

4)ケーブルに作用する付加張力

ケーブルには後死荷重と活荷重とによる付加張力が作用する．試算の結果，設計張力の約 15%が付加張力として作用し，PS 導入時に付加張力分を残しておけばよいことがわかったため，試設計においては付加張力を考慮しない．

(3) 試設計結果

試設計によって得られた①～③の各タイプにおける支間－鋼重の関係を**図-5.1.3** に示す．横軸は支間長，縦軸は橋面積当たりの鋼重を示している．なお，比較のため，過去の実績を参考に定められた標準的な単純合成 I 桁橋，連続非合成 I 桁橋，および連続 I 桁橋の支間－鋼重の関係もプロットしている[3]．

図-5.1.3 に示すように，本橋梁形式では，いずれも，現在，最も経済性が高いと言われている連続 I 桁橋（少数主桁橋）よりも，鋼重は大きくなっていることがわかる．ただし，鋼重は大きくなるが，材片数および溶接延長が極端に少なくなることから，経済性という観点からでは，連続 I 桁橋（少数主桁橋）と同程度の経済性を有していると考えられる．

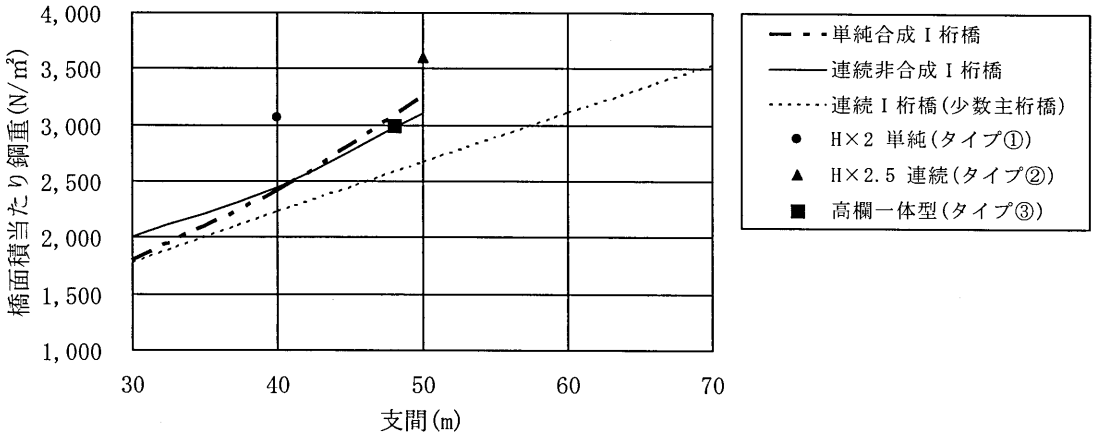


図-5.1.3　支間－鋼重の関係

次に，単位面積当たりの概算工費の比較を行っている．その結果を**表-5.1.1** に示す．タイプ③「高欄一体型」の橋梁では，ケーブル本数が増えるため，鋼重の軽さに比べて工費は他の形式とほぼ同様となっている．工費の点では，タイプ②「H×2.5 連続」の橋梁形式が最も経済性が高いと判断される．

表-5.1.1　単位面積あたり概略工費

形　　式		支間長 (m)	橋面積:A (m^2)	工費:C (円)	C/A 円/m^2
① PS導入単純合成H形鋼桁橋		40	368	73,518,200	199,000
② PS導入３径間連続合成H形鋼桁橋		30+50+30	1,012	216,310,000	213,000
③ PS導入３径間連続合成H形鋼桁橋		25+48+25	911	206,720,000	226,000
実績	単純非合成鈑桁橋	40	420	69,922,000	166,000
	３径間連続非合成鈑桁橋	37+55+37	1,245	195,339,000	156,000
	４径間連続非合成鈑桁橋（少数主桁橋）	43.8+44.5 *2+43.8	1,797	432,841,000	240,000

鋼重と床版重量の比を比較したものを**表-5.1.2** に示す．なお，参考のために，従来形式の実績も表中に追加している．

同表より本橋梁形式は，従来の RC 床版橋非合成桁橋とほぼ同様の床版重量比となっていることがわかる．

表-5.1.2　床版重量比

形　　式		支間長 (m)	鋼重：S (kN)	床版重量:W_s (kN)	重量比 $S:W_s$
① PS導入単純合成H形鋼桁橋		40	1,001	2,064	1: 2.06
② PS導入３径間連続合成H形鋼桁橋		30+50+30	3,316	5,851	1: 1.76
③ PS導入３径間連続合成H形鋼桁橋		25+48+25	2,965	5,546	1: 1.87
実績	単純非合成鈑桁橋	40	1,120	2,520	1: 2.25
	３径間連続非合成鈑桁橋	37+55+37	3,200	7,473	1: 2.34
	４径間連続非合成鈑桁橋（少数主桁橋）	43.8+44.5 *2+43.8	7,650	14,374	1: 1.88

(4) 実橋採用へ向けての課題

前節の試設計により，複数のH形鋼から主桁を構成するPS導入H形鋼橋梁は，従来の少数主桁連続合成桁橋よりも，鋼重は増加するものの，加工工数の減少からほぼ同程度の経済性を有するものと判断された．ここでは，本橋梁形式実現のための技術的な検討課題(詳細な設計法，構造，施工法，および維持管理方法など)について以下にまとめる．

① 試設計では，ケーブル安全率を引張荷重に対して1.67として設定したため，荷重を暫増させると桁部材よりもケーブルが先に降伏する．しかし，プレストレス力のみ暫増させない場合は桁部材が先に降伏する．したがって，合理的な安全率の設定については今後検討しなければならない．

② H型鋼と高欄とが一体となるタイプ③における地覆部の設計法を確立する必要がある．

③ 架設重量が大きいため，現在の積算体系では架設費が増加すると考えられる．

④ 製作そりは，部材にそりをつけずに継手部の切り口に角度をつけることで対応可能である．ただし，この場合，フランジ連結板を折る必要があり，折れ点の耐荷力の検証が必要である．

⑤ 曲線桁への対応は形鋼を用いることから不可能であるが，大きな曲率半径であれば床版を曲線で施工することで対応可能である．

⑥ ケーブル架設時の足場，ベントとの取り合いに注意する必要がある．

⑦ ケーブルの取り替え方法として，以下の3つの方法が考えられるが，いずれも煩雑となることが予想される．そのため新たなケーブル取り替え方法について検討する必要がある．

a. 定着部ブラケットをあらかじめケーブルが2本設置できるようにしておき，1本のみ使用する．

b. 床版に引張力が作用しないよう支点部をジャッキダウンしてから取り替える．

c. 床版ごと取り替える．

(5) 本項の要点

本項では，ケーブルを有効利用した新形式橋梁として，複数のH形鋼から主桁を構成し，プレストレス力を利用して補強したPS導入H形鋼桁橋を提案している．その適用性および技術的検討課題についても述べている．以下に本項で得られた内容をまとめる．

1) ケーブルを有効利用した鋼橋は我が国ではその実績が少ない．しかし，海外(主として，ヨーロッパ)では，多く見られる．これらの橋梁は，歩行者や自転車を対象とした歩道橋が主であるが，道路橋においてもその活用事例は見られる．

2) これらのケーブルを用いた橋梁におけるケーブル定着構造は，我が国で標準的なソケット形式ではなく，ピンとガセットによるピンガセット形式が多い．

3) また，これらの橋梁では，高いデザイン性を有していると判断され，ケーブルがそのデザインに重要な役割を果たしている．また，そのようにデザインされていると言える．

4) PS導入H形鋼桁橋は，溶接により断面が組み立てられる従来の少数主桁連続合成桁形式よりも，鋼重は増加するものの，加工工数の減少からほぼ同程度の経済性を有すると判断される．また，高力ボルトによる接合が前提であるため，運搬および架設性に優れると考えられる．そのため，災害時などの仮設橋などにも利用可能である．

5) PS導入H形鋼桁橋のフランジの作用応力度から決定される適用最大支間は50mであった(桁

高900mmのH形鋼を使用した場合)．フランジを補強することで，さらに適用支間を伸ばすことは可能であるが，材片数などの工数が増えるため，経済性の検討が必要である．

6) PS導入H形鋼桁橋の適用にあたっては，ケーブル安全率の合理的な設定，詳細な架設方法の検討，ケーブルの取り替えを前提とした場合のその取り替え方法の検討などが必要である．

5.1.2 細径ケーブルとその定着構造

(1) 細径ケーブル

ケーブル系橋梁で一般的に用いられているケーブルよりも，その径を細くした細径ケーブルを複数本使用して，ケーブル系橋梁を構成することが考えられる．この場合，ケーブル一本あたりが全体構造系に与える影響を小さく抑えられるため，供用しながらの交換も可能となり，ケーブル自身の安全率をこれまでの一般的なケーブル系橋梁のそれよりも低減できる可能性がある．また，防錆にかかる費用も低減できるなどのメリットが期待される．

我が国の建築分野や海外の橋梁では，このようなケーブルを用いた構造が既に多数採用されており，実績も多い．太いケーブルを少なく配置するこれまでの力強い構造・景観の橋梁とは異なり，細いケーブルをたくさん配置するという設計アイデアは，その斬新さとそれからもたらされる繊細な美しさの面から，今後の新しい橋梁形式の一つとして確立できる可能性を有している．

細径ケーブルとしては，汎用のPCケーブルなど様々なものが考えられる．しかし，ここでは，汎用鋼材であるφ19.3mm亜鉛めっきPCストランド(以下，GPSと称する)を一本ごとに防食処理し，これを所定本数平行に束ねたケーブルについて紹介する．

GPSケーブルの断面構成を**図-5.1.4**に示す．GPSケーブルの防食には，富な実績を有する，「亜鉛めっき＋内部防食材＋高密度ポリエチレン(以下，PE) 被覆」の3重防食機構を採用している．ただし，細径とするため，従来に比べ比較的薄肉のPE被覆を用いる．

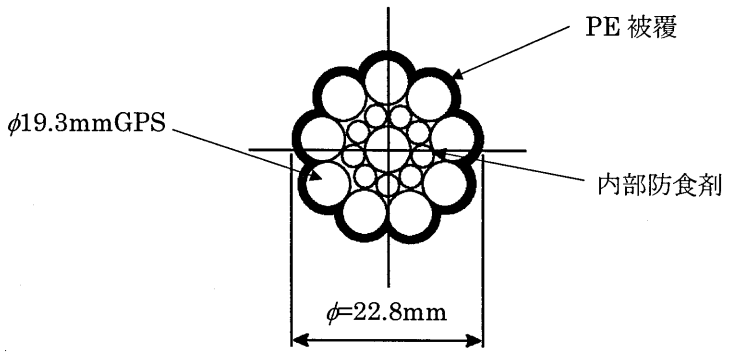


図-5.1.4 GPSケーブル断面の構成

GPSケーブルの断面構成は，外観からの点検が容易である点を考慮し，7本束としている．GPSの径は，設計軸力も考慮し，19.3mmとしている．並列配置を採っているのは1本当たりのケーブル断面を小さく(半分)することにあり，これにより定着部の小型化，架設・緊張機材の小規模化が可能である．さらに，ケーブルが損傷を受けた場合の取り替えも容易となる．

(2) 細径ケーブル定着構造

細径ケーブルの定着構造としては,従来ケーブルに比べて細径であることから破断荷重も小さく,定着構造の簡略化が期待される．中でも製作・施工上で有利と考えられる，**図-5.1.5** に示すようなピンガセット定着構造が可能である．

我が国の橋梁において，ピン定着構造を用いた代表的な例としては，明石海峡大橋や安芸灘大橋などの吊橋が挙げられる．そこでは，**写真-5.1.1** に示すように，補剛桁を吊るハンガーロープにピン定着構造が用いられている．しかし，主ケーブルの定着構造に用いられた実績はない．

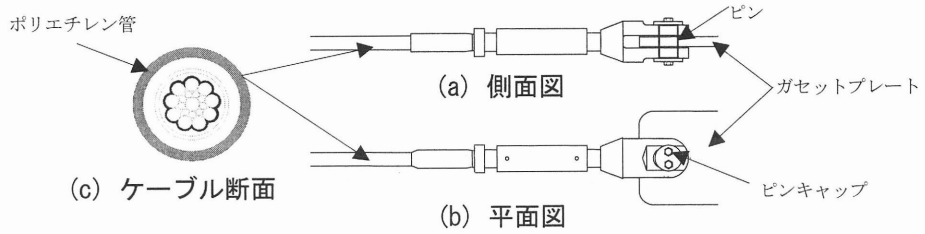


図-5.1.5　細径ケーブル定着構造の概要

ピン・ガセット定着構造により細径ケーブルをニールセンローゼ橋の補剛桁へ定着する場合の構造例を**図-5.1.6** に示す．

ピン定着構造の利点としては，以下のことが考えられる．

①橋体のケーブル定着構造がシンプルとなる．

②橋体外側でのケーブル定着作業となるため，作業性が良い

③ケーブル定着部付近は損傷を受け易い部分であるが，この部位が橋体外にあることにより，点検・維持管理が容易となる．

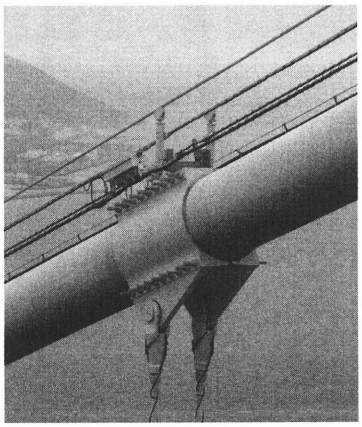
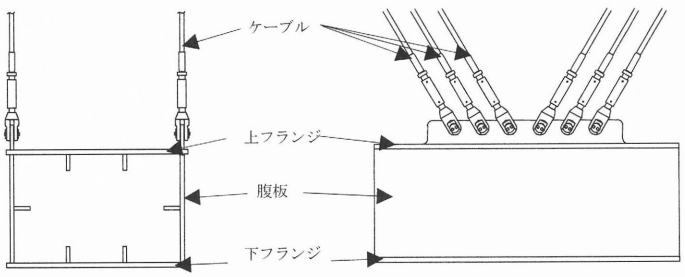


写真-5.1.1　ピン定着構造を用いたハンガーケーブル定着部（明石海峡大橋）



(a) 断面図　　(b) 側面図

図-5.1.6　細径ケーブルの補剛桁への取り付け構造の概要

ケーブル配置については，細径によるケーブル断面積の減少を補うために，**図-5.1.6** に示すような数本のケーブルを隣接させ，並列に配置させる方法が考えられる．並列配置の特徴は以下の通りである．

①構造的に従来ケーブルを用いた構造に近く，これまでの実績を基にした設計が比較的容易となる．
②ケーブルが数本破損・破断したとしても構造系の変化が少なく，交換が容易である．

(3) 要点

1) 提案した細径ケーブル(GPS を含む)は，細径である特長を生かし，定着構造も従来の構造に比べて簡素化することが可能であり，緊張機材も小型化が可能である．そのため，損傷時の交換などが容易に行えるだけでなく，これに対応して安全率の低減も可能である．このような点から，細径ケーブルは従来構造と比較して経済性に優れ，その採用は十分効果的である．
2) 細径ケーブルが作り出す構造美は，従来のケーブル系橋梁にはない，女性的で繊細なイメージを創出し，新たな橋梁環境(橋梁景観)を創造する．

5.1.3 細径ケーブル斜張橋の試設計

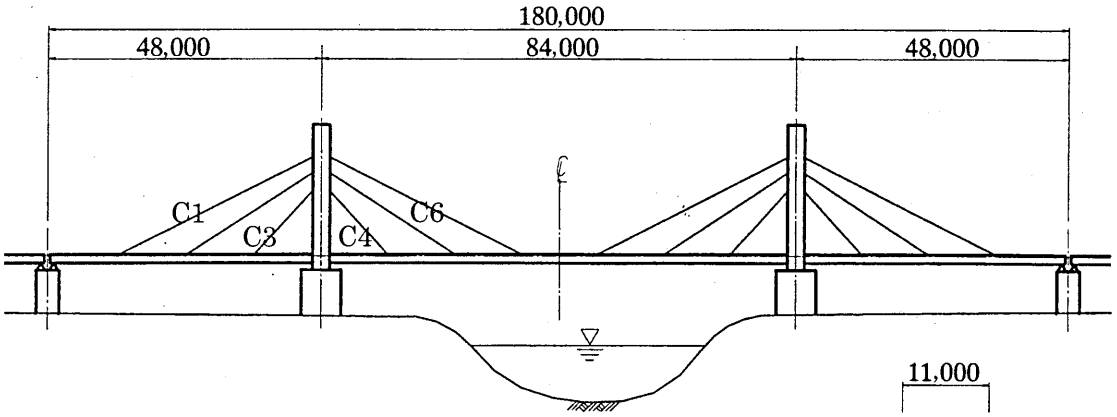
(1) 中央径間長 84m の小規模斜張橋

一般に斜張橋は，その機能美から地域のシンボルとしても優れた橋梁形式であるため，経済的理由のみにより選択されないことがある．このような状況を考慮し，中小規模のスパンにおいても，より経済的合理性を追求した十分低コストな斜張橋にできる研究[1]が(社)建設コンサルタンツ協会近畿支部で行われている．この研究において試設計された斜張橋の一般図を**図-5.1.7** に示す．本橋梁は，PC 床版あるいは合成床版，H 形鋼を用いた主桁，RC 製塔，被覆平行線ケーブル（ϕ80～90 mm）などで構成されている．ケーブルの断面構成を**表-5.1.3** に示す．この中では，橋梁形式による経済性の比較が行われており，対象橋梁形式が鋼箱桁橋および PC 箱桁橋に勝る経済性を有し，そのコスト縮減には H 形鋼の採用が有効であると結論づけられている．

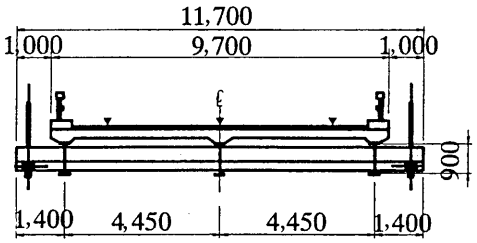
ここでは，前節で紹介した細径ケーブルを採用し，シンプルな定着構造(ピンガセット定着構造)を用いて，設計・製作，架設，維持管理などに対し，一層の合理性を追求した新しい斜張橋を検討している．

1) ケーブル

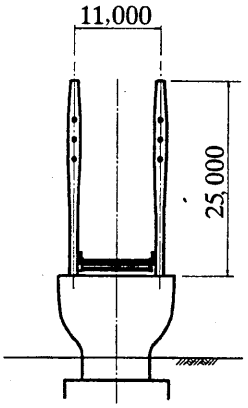
ケーブルには，細径ケーブルとして**図-5.1.4** に示した GPS ケーブルを用い，設計軸力に応じて所定の本数を束ね，**表-5.1.4** に示すような形で斜張橋のケーブルとして採用する．1 本当たりのケーブル断面は外観よりの点検が容易な 7 本束までとしている．さらに，並列配置を採用し，1 本当たりのケーブル断面を小さくし，定着部の小型化，および架設・緊張機材の小規模化が可能となるようにしている．



(a) 側 面 図



(b) 主 桁 断 面 図



(c) 塔 正 面 図

図-5.1.7　低コスト斜張橋の一般図（寸法単位：mm）

表-5.1.3　低コスト斜張橋のケーブル断面構成

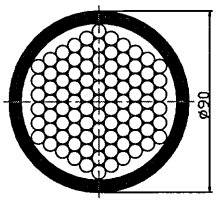
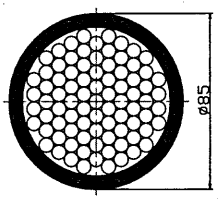
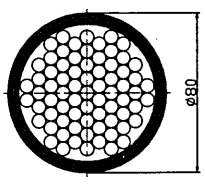
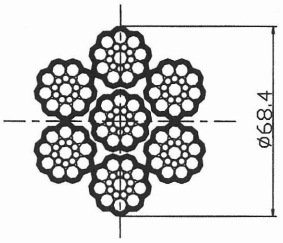
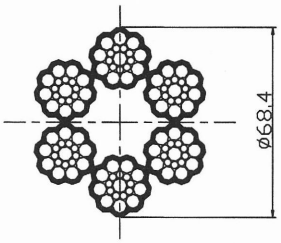
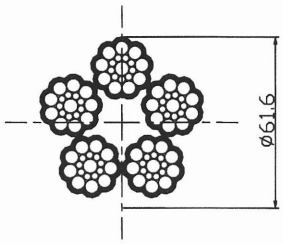
ケーブル	C1,C6	C2,C5	C3,C4
構成	91×φ7	85×φ7	73×φ7
断面			
引張荷重 (kN)	5,500	5,140	4,410
断面積 (mm^2)	3,500	3,270	2,810
弾性係数 (kN/mm^2)	196	191	191

表-5.1.4　細径ケーブルの採用案

ケーブル	C1,C6	C2,C5	C3,C4
構成	2～7× φ19.3	2～6× φ19.3	2～5× φ19.3
断面			
引張荷重（kN）	6,320	5,420	4,500
断面積（mm²）	3,400	2,920	2,440
弾性係数（kN/mm²）	191	191	191

2）定着構造

ケーブル定着構造としては，ケーブル両端部に圧着型アンカーを用い，橋体とはピン定着する構造を採用している．なお，アンカー部には長さ調節のためのターンバックル構造を取り入れている．その定着構造の概要を**図-5.1.8**に示す．なお，このような構造は建築構造（**写真5.1.2参照**）や海外の斜張橋でしばしばみられる構造であるが，国内斜張橋での実績はほとんどない．

3）検討結果

試設計の結果，提案する細径ケーブルのピンガセット定着構造を有する斜張橋は，耐久性などの点に関して，さらなる検討は必要ではあるが，構成可能であり，架設機材およびケーブル緊張機材の小型化なども実現可能である．

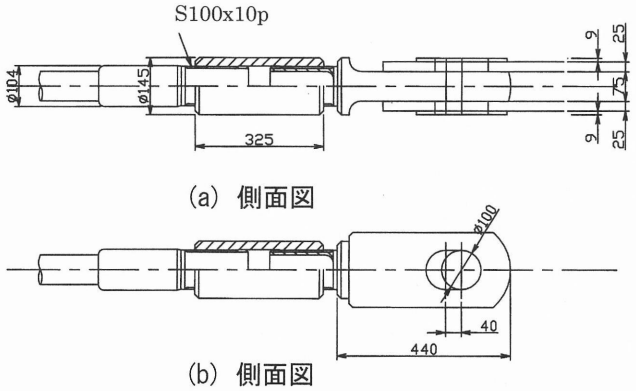


図-5.1.8 ケーブル定着構造の概要（寸法単位：mm）

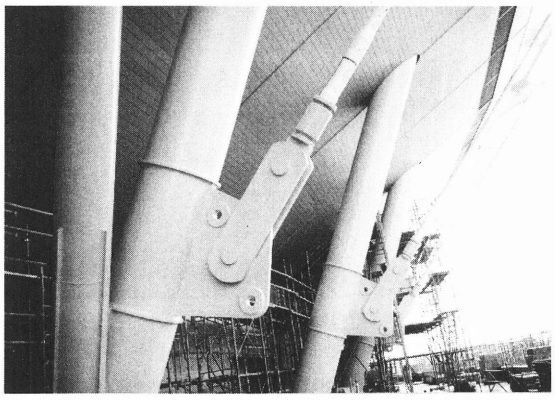


写真-5.1.12　ケーブル定着構造の例（建築構造物）

(2) 中央径間長 160m の小規模斜張橋

1) 概要

上記(1)と同様のコンセプトのもと，中央支間長を 160m とし，主桁の H 型鋼は高力ボルトによる 2 段重ねとした場合の細径ケーブルを用いた斜張橋の試設計を行っている．床版形式は合成床版を採用している．一般図および完成予想図を，それぞれ**図-5.1.9** および**図-5.1.10** に示す．本橋梁では，溶接部をほとんどなくし，加工の大半を孔あけ高力ボルト接合としコストの低減も図っている．ただし，ボルト締め本数が多くなり架設性が問題となることが予想される．また，主桁の H 形鋼は，高さ 900mm のため輸送制限に柔軟に対応できるという特長も有している．

2) 試設計条件

試設計における設計条件を以下にまとめる．なお，合成床版がコンクリートフランジとして挙動する合成桁として断面を決定している．

i) 使用材料(すべて SM490Y 材)

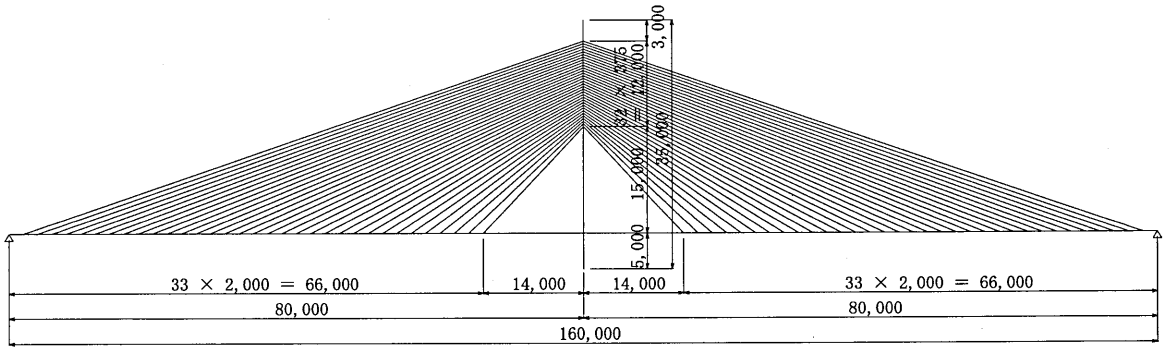
主桁：H 形鋼　2 段(H900×300×16×28)　　縦桁：H 形鋼　1 段(H900×300×16×28)

横桁：H 形鋼　1 段(H400×200×8×13)

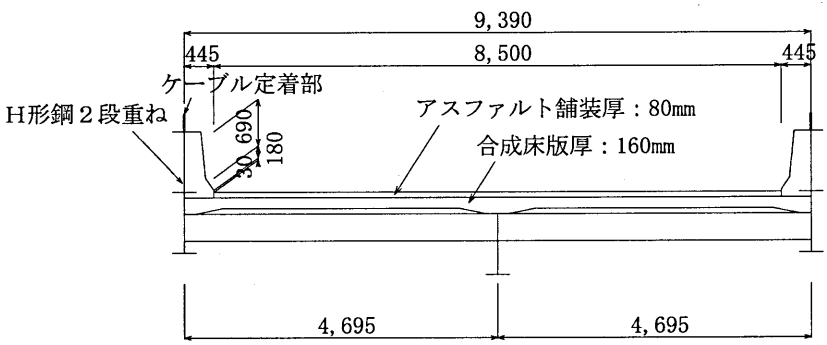
塔：鋼板　(SM490Y 材)　　細径ケーブル：PC ケーブル（PC 鋼より線）片側 33 段

ii) ケーブル安全率

ケーブルの安全率[1)]：2.5



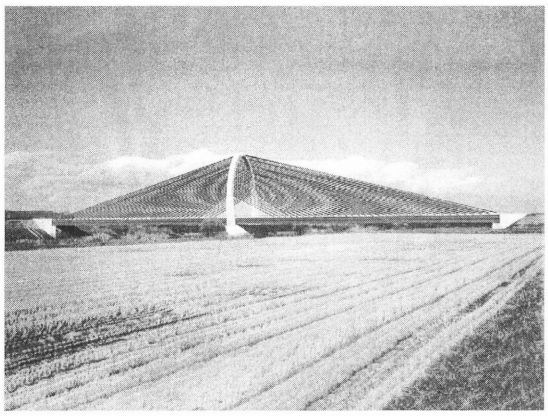
(a) 側面図



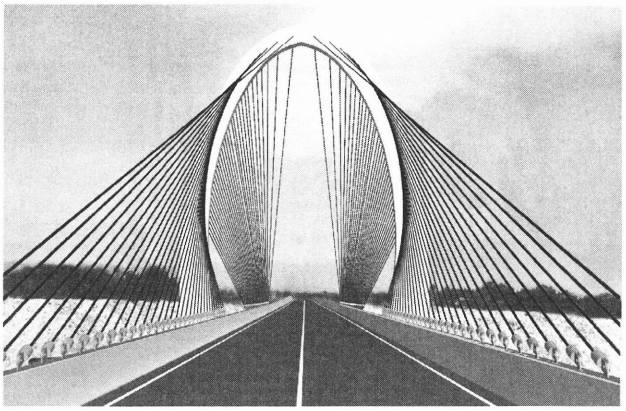
主桁，縦桁：H形鋼(900×300×16×28)
横桁：H形鋼(400×200×8×13)

(b) 断面図

図-5.1.9　一般図（寸法単位：mm）



(a) 側面図

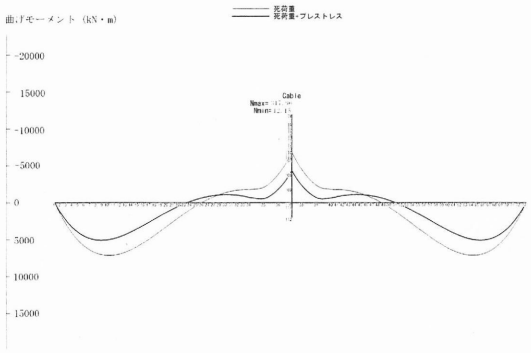


(b) 正面図

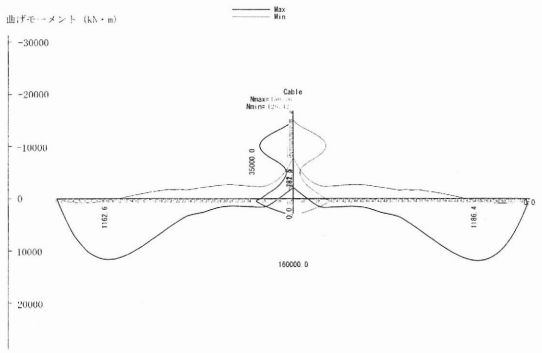
図-5.1.10 完成予想図（パース）

3) 試設計結果

試設計で得られた断面力図を**図-5.1.11** に，活荷重変位を**図-5.1.12** にそれぞれ示す．また，ケーブル張力を**表-5.1.5** に示す．鋼重は，主桁が約 2,400kN，主塔が約 900kN である．

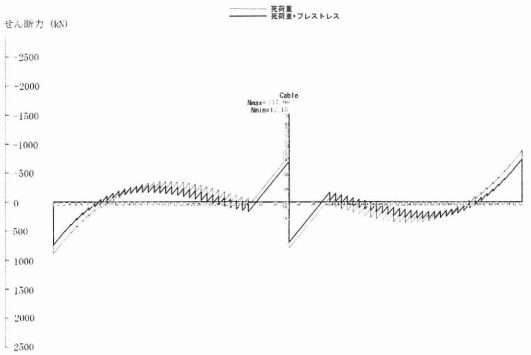


ｉ）死荷重,死荷重+プレストレス

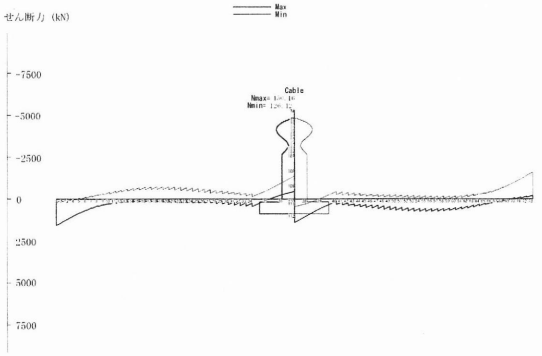


ⅱ）最大・最小値

(a) 曲げモーメント

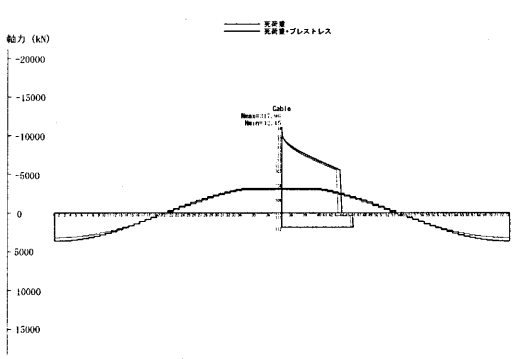


ｉ） 死荷重, 死荷重+プレストレス

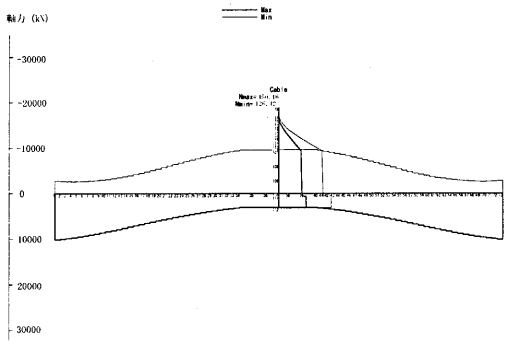


ⅱ）最大・最小値

(b) せん断力



i）死荷重, 死荷重+プレストレス



ii）最大・最小値

(c) 軸力

図-5.1.11　断面力図

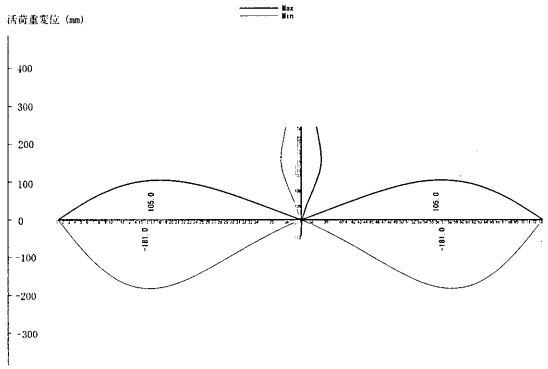


図-5.1.12　活荷重変位

表-5.1.5　ケーブル張力

(単位:kN)

ケーブル番号	1 外側	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
張力	162	174	188	202	215	228	245	266	286	311	336	358	378	395	410	421	430
ケーブル番号	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33 内側	
張力	436	440	441	440	437	432	426	418	410	400	389	377	366	353	338	317	

4) 要点

試設計の結果，以下の項目についてはさらに検討が必要であるが，断面構成は可能である．

① ケーブル定着部構造の詳細設計が必要である．

② 疲労についての検討が必要である．

③ 主桁を壁高欄の鋼製型枠として兼用しているが設計手法の確立が必要である．

④ ケーブルの安全率を 2.5 として設計を行ったが，今後，安全率を下げる検討が必要である．

⑤ 床版に合成床版を採用しているが，主桁との取り合い構造の検討が必要である．

⑥ 架設方法の検討が必要である．

5.1.4　細径ケーブルを用いたニールセンローゼ橋

(1) 特徴

細径ケーブルとピン・ガセット構造とを用い，アーチリブおよび補剛桁の断面外にケーブル定着部を設けた新しいニールセンローゼ橋（マルチ細径ケーブルニールセンローゼ橋, Multi Fine Cable Nielsen-Lohse Bridges，以下，MFC ニールセンローゼ橋と称する）の例を**図-5.1.13** に示す.

図-5.1.13　MFC ニールセンローゼ橋の例

MFC ニールセンローゼ橋は，細径ケーブルを用いることで，ケーブルの損傷や腐食が発生した場合の交換が容易となり，安全率を従来よりも小さく設定することが可能と考えられており，より経済的なニールセンローゼ橋の一形式として提案されている[1].

本橋梁は，さらに，従来のアーチリブおよび補剛桁の断面形状として一般的な縦長断面ではなく，横長断面としている点にも特徴がある．この場合，従来断面形状の場合と比較して耐荷力および経済性(鋼重)に優れていることが文献 1)に報告されている．しかしながら，アーチリブおよび補剛桁の断面形状を横長断面とした場合，ケーブルを定着させるソケットを設置するためのスペースの確保が困難となる．そのため，本橋梁では，アーチリブと補剛桁の断面外にガセットとピンにより定着する構造を採用しており，この点も特徴である.

(2) 細径ケーブルと定着構造

細径ケーブルには，**5.1.2** で述べた GPS ケーブル(**図-5.1.4** 参照)を用いる．MFC ニールセンローゼ橋のケーブル定着箇所は，アーチリブ・補剛桁の断面外に，箱断面の腹板へケーブルの引張力が適切に伝達するように設け，両端をピン定着させる．ケーブル定着構造と補剛桁への定着方法は**図-5.1.5 および図-5.1.6** にそれぞれ示している．ケーブル配置は，**図-5.1.6** に示したような数本のケーブルを隣接させ並列に配置させる.

(3) MFC ニールセンローゼ橋の概略試設計

1) 試設計条件

現行の道路橋示方書[2]に従い，MFC ニールセンローゼ橋の概略試設計を行っている．荷重は，鉛直荷重として死荷重(D)，B 活荷重(L)，および衝撃荷重(iL)を考慮し，水平横荷重として死荷重と風荷重($D+W$)の組合せ荷重を考慮している．支間長 L は 180m とし，2 車線を想定している．補剛桁

間隔は B=13.7m，ライズ－支間長比は R/L=1/6，ケーブル傾斜角は θ_c=60° としている．ケーブル配置は，定着箇所数を従来のニールセンローゼ橋に近づくように考慮し，定着部1箇所につき3本のケーブルをフランジ両端に定着させる．本橋の構造諸元とその一般図を，それぞれ**図-5.1.14**，**表-5.1.6** にそれぞれ示す．ただし，設計時に用いるアーチリブの有効座屈長 l_{effe} は考慮せず，0として設計している．鋼種は全てSM490Yとし，GPSは**表-5.1.7** に示す材料特性を有するものとした．

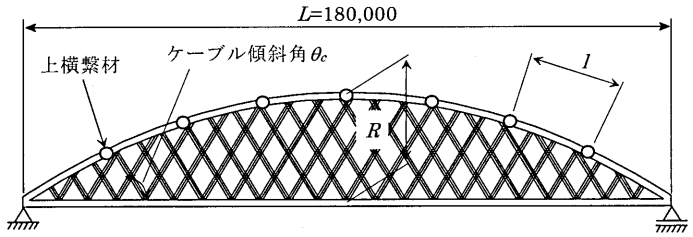
試設計では，アーチリブ傾斜角を θ_a=90°（平行弦）と θ_a=80°（バスケットハンドル型）とし，ケーブルの安全率を ν_c=3.5 あるいは ν_c=2.5 に設定している．なお．ν_c=3.5 は従来のニールセンローゼ橋で適用されているケーブルの安全率であり，ν_c=2.5 は，MFC ニールセンローゼ橋における GPS の適用を想定したものである．

表-5.1.6　概略試設計橋の構造諸元

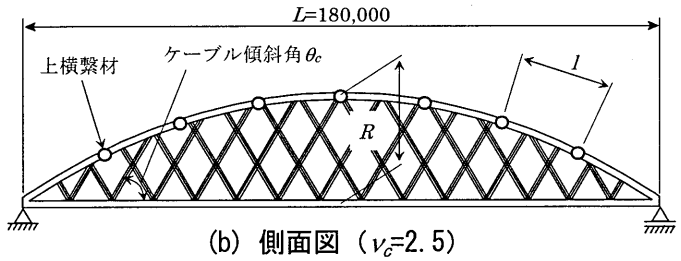
項　目	条件
①幅員 （補剛桁間隔B）	標準幅員（2車線）， (13.7m)
②アーチリブ，補剛桁の 断面タイプ	アーチリブ　b=1,600mm　h=1,000mm 補剛桁　b=1,600mm　h=1,000mm 縦横比　1:1.5
③ライズ-支間長比 R/L（ﾗｲｽﾞ R）	1/6（30m）
④ケーブル傾斜角θ_c（°）	60
⑤概略試設計時に用いる アーチリブの有効座屈長	面内，面外=0
⑥上横繋材本数	7本

表-5.1.7　GPSの材料特性

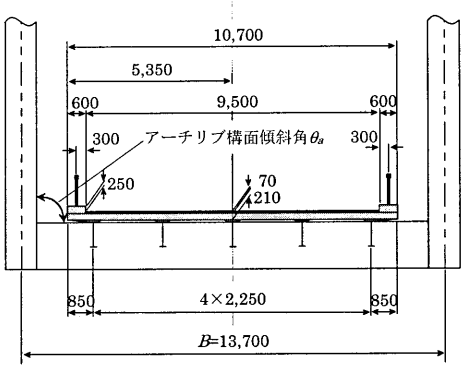
断面積 mm^2	ヤング率 kN/mm^2	降伏荷重 (0.2%耐力) kN	引張破断 荷重 kN
243.7	191	387以上	451以上



(a) 側面図（ν_c=3.5）



(b) 側面図（ν_c=2.5）



(c) 横断面図（各モデル共通）

図-5.1.14　対象とした概略試設計橋の概略図（寸法単位：mm）

2) 試設計結果

試設計により得られた鉛直荷重作用時のケーブル最大張力と実安全率との関係を**表-5.1.8** に示す．試設計橋梁における必要ケーブル本数は，ケーブルの安全率がν_c=3.5 の場合 504 本，ν_c=2.5 の場合 336 本である．

表-5.1.8　試設計で得られた鉛直荷重作用時のケーブル最大張力と実安全率

ケーブル設計安全率ν_c	3.5		2.5
アーチリブ傾斜角θ_a（°）	90	80	80
ケーブル 最大張力（kN）	123.76	123.99	172.43
実安全率	3.644	3.637	2.616
使用ケーブル本数	504	504	336

試設計により得られた鋼重の比較を**表-5.1.9** に示す．参考のため，従来のニールセンローゼ橋(縦横比 1:1.5 の標準横長断面・標準幅員，ライズ－支間長比 R/L=1/6，ケーブル傾斜角θ_c=60°，以下，従来モデルと称する．)の鋼重も併せて記す．

アーチリブおよび補剛桁の鋼重に関しては，ケーブルの安全率をν_c=3.5 とした MFC モデルと従来モデルとでは大きな差異は見られない．ケーブルの安全率がν_c=3.5 と 2.5 の MFC モデルとを比較した場合，アーチリブおよび補剛桁の鋼重に関しては，安全率が小さいモデルの方が鋼重は大きくなっている．これは，ケーブル本数の少ないν_c=2.5 のモデルは，ν_c=3.5 のモデルと比べて補剛桁がたわみやすく，結果として補剛桁断面の板厚が厚くなったためと考えられる．しかしながら，横桁，ケーブルなどの重量を含めた全鋼重の比較では，安全率をν_c=2.5 とした MFC モデルが最も軽くなっている．

表-5.1.9　試設計で得られた鋼重の比較

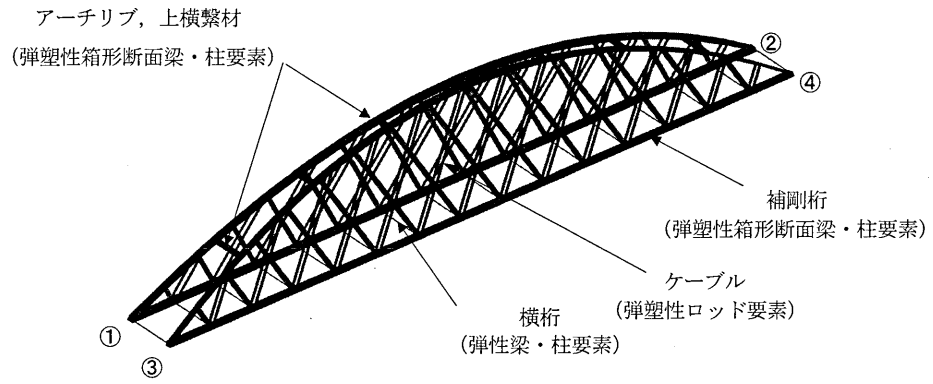
ケーブル設計安全率ν_c	3.5		2.5	従来モデル（3.5）	
アーチリブ傾斜角θ_a（°）	90	80	80	90	80
アーチリブ（kN）	3,012	2,992	3,007	3,004	2,995
補剛桁(kN)	2,214	2,214	2,357	2,284	2,284
全鋼重(kN/m^2)	5.225	4.902	4.782	5.102	4.786

(4) 弾塑性有限変位解析による耐荷力特性の検討

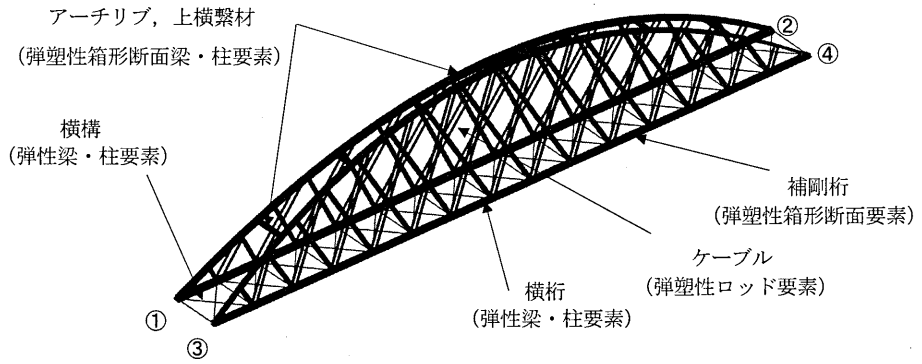
1) 解析モデルと解析条件

前項で試設計を行った橋梁に対し，EPASS[3]による弾塑性有限変位解析を行い，その耐荷力特性を検討している．アーチリブ，補剛桁，および上横繋材は弾塑性箱形断面梁・柱要素に，床桁は弾性梁・柱要素に，ケーブルは弾塑性ロッド要素にそれぞれモデル化している．解析で用いた材料の応力－ひずみ関係は，弾塑性箱形断面梁・柱要素に対しては完全弾塑性型とし，弾塑性ロッド要素に対してはひずみ硬化を考慮したバイリニア型の応力－ひずみ関係としている．解析モデルの概要を**図-5.1.15** に，材料の応力－ひずみ関係を**図-5.1.16** に示す．

解析モデルは，**図-5.1.15(a)**の鉛直荷重を作用させる場合と，**図-5.1.15(b)**の水平横荷重を作用させる場合との2種類のモデルを設定している．

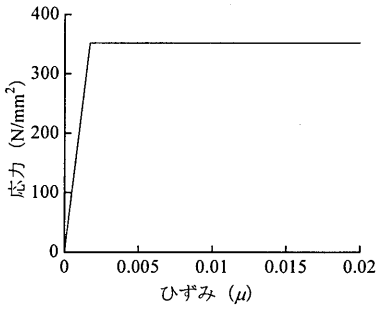


(a) 鉛直荷重載荷時

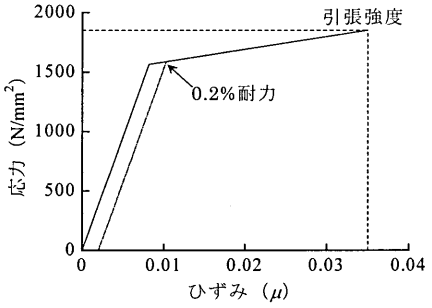


(b) 水平横荷重載荷時

図-5.1.15　解析モデルの骨組線図（ν_c=2.5，バスケットハンドル型）



(a) 鋼材(SM490Y)



(b) ケーブル(GPS)

図-5.1.16　解析で用いた応力ーひずみ関係

初期不整として，アーチリブ，補剛桁，および上横繋材の弾塑性箱形断面要素に対して，**図-5.1.17**に示す残留応力と，アーチリブに対して**図-5.1.18**に示す面外初期たわみを考慮している．

載荷荷重は，鉛直荷重と水平荷重との2種類とした．鉛直荷重には，死荷重(D)，活荷重(L)（B活荷重），および衝撃荷重(iL)を考慮し，水平横荷重には，死荷重(D)および風荷重(W)を考慮した．

解析では，鉛直荷重は**式（5.1.1）**に示す荷重パラメータα_Lにより，水平横荷重は**式（5.1.2）**に示す荷重パラメータα_Wにより，これらを比例漸増させ，終局荷重パラメータα_uを求めている．

$$\alpha_L(D+L+iL) \qquad (5.1.1)$$

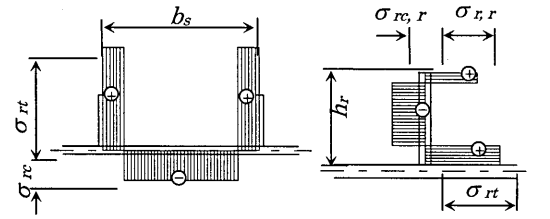
$$\alpha_W(D+W) \qquad (5.1.2)$$

なお，荷重パラメータを区別するため，鉛直荷重載荷時の荷重パラメータおよび終局荷重パラメータをそれぞれα_L，α_{Lu}とし，水平横荷重載荷時の荷重パラメータおよび終局荷重パラメータをそれぞれα_W，α_{Wu}と定義している．

2）解析結果と考察

解析より得られた終局荷重パラメータを**表-5.1.10** に示す．表より，全てのケースにおいて道路橋示方書[2)]で規定される安全率α_{Lreq}=1.7，α_{Wreq}=1.36 を満足している．したがって，細径ケーブルを桁断面外に定着させた MFC ニールセンローゼ橋は，従来のニールセンローゼ橋と同様な設計法により，所要の耐荷力を確保することが可能である．

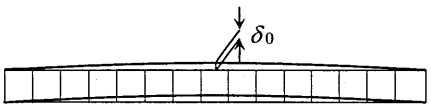
ケーブルの安全率がν_c=3.5 のケースでは，従来のニールセンローゼ橋よりも終局荷重パラメータα_{Lu}，α_{Wu}の値が若干小さくなっている．一方，ケーブルの安全率がν_c=2.5 のケースでは，ケーブルの安全率が小さいにも係わらず，ケーブルの安全率がν_c=3.5 である MFC モデルおよび従来モデルよりも終局荷重パラメータα_{Lu}，α_{Wu}が若干大きくなっている．したがって，ケーブルの安全率を小さくしても，耐荷力への影響は少ないと考えられる．



(a) 板パネル　　(b) 補剛材

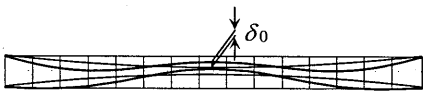
$\sigma_{rt}=0.95\,\sigma_y$，$\sigma_{rc}=0.23\,\sigma_y$，$\sigma_{rc,r}=0.16\,\sigma_y$，
$\sigma_{r,r}=0.6\,\sigma_y$，$\sigma_y$：降伏点

図-5.1.17　補剛板の残留応力分布（SM490Y）



$V_0=\delta_0\sin(\pi s/L_s)$：鉛直荷重・水平横荷重載荷時共通

(a) 平行弦型



$V_0=-\delta_0\sin(3\pi s/L_s)$

$V_0=\delta_0\sin(3\pi s/L_s)$：水平横荷重載荷時

(b) バスケットハンドル型

（注）L_s：アーチリブの長さ，s：アーチリブ軸線に沿った座標，$\delta_0=R/1000$：最大初期たわみ量）

図-5.1.18　アーチリブの面外初期たわみ形状

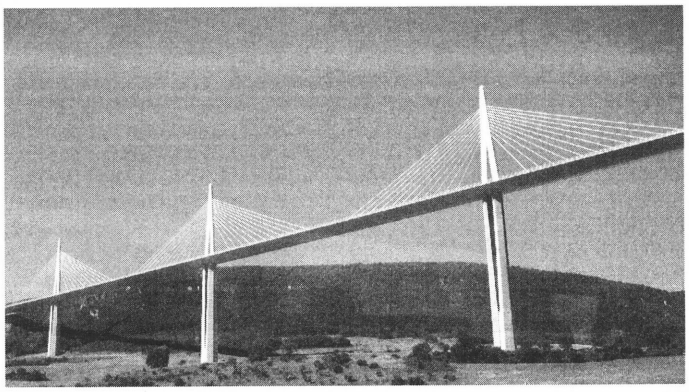
表-5.1.10　終局荷重パラメータ（α_{Lu}, α_{Wu}）

ケーブル設計安全率ν_c	3.5		2.5	従来モデル（3.5）	
アーチリブ傾斜角θ_a（°）	90	80	80	90	80
鉛直荷重（α_{Lu}）	1.936	1.999	2.063	1.993	2.061
水平横荷重（α_{Wu}）	1.759	1.829	1.930	1.817	1.884

(5) 要点

1) 細径ケーブルとピンガセット定着構造を用いたMFCニールセンローゼ橋を試設計した結果，ケーブルの安全率ν_c=3.5としたMFCニールセンローゼ橋は，従来モデルよりも鋼重は若干重くなった．一方，ケーブルの安全率ν_c=2.5としたMFCニールセンローゼ橋では，従来のニールセンローゼ橋と比較して鋼重は軽くなった．ケーブルの安全率をν_c=2.5に設定することで，従来のニールセンローゼ橋よりも，より合理的なニールセンローゼ橋が実現可能と考えられる．
2) 細径ケーブルを桁断面外に定着させたMFCニールセンローゼ橋に対する弾塑性有限変位解析の結果，従来のニールセンローゼ橋と同様な設計法により，MFCニールセンローゼ橋における所要の耐荷力を確保することができることがわかった．
3) MFCニールセンローゼ橋は，ケーブルの安全率が小さい場合でも従来モデルに近い力学的挙動を示すことから，静的耐荷力の点では，ケーブルの安全率を小さくしたMFCニールセンローゼ橋は成立すると考えられる．

ケーブル系橋梁の写真館



ミヨー高架橋（フランス　ミョー市）

5.2 PC橋

5.2.1 吊床版構造を用いた複合トラス橋

吊床版橋は，橋台や橋脚の間に張り渡したPCケーブルを，薄いコンクリートで包み込んで床版とした形式の橋梁である．このように,張り渡した吊床版の上を直接人が通れるようにした形式を,直路式といい,また,吊床版の上に鉛直材を介して路面となる上床版を載せた形式を上路式という．吊床版橋は，この2つの形式に分類される．上路式は，直路式と違いPCケーブルのサグとは無関係に縦断勾配を設定できることから，バリアフリーへの対応，およびサグを大きくとれる構造上の利点から，近年，施工実績が増加し，次の2種類に大別される．

① サグを有する直路式の吊床版橋にデッキ部を載せて上路式とした構造(構造的には直路式)

② 鉛直材または斜材等によって上床版と下床版を結合し，全体剛性を高めた構造

道路橋へ適用する場合は，全体剛性を高めた後者の構造形式が有利になることから，鋼管の斜材を配置して複合トラス構造とした橋梁形式が新しく開発されている．

その中から代表的な2橋を紹介する．

(1) 青雲橋(写真-5.2.1参照)

1) 構造特性

青雲橋は，上下弦材がコンクリート部材，斜材が鋼管材の吊床版構造を用いた単径間PC複合トラス橋(**写真-5.2.1**)で，吊構造を利用して架設している．

本構造の特徴は，次のとおりである．

① 橋台の間に張り渡した1次ケーブルを自重支持材として用いることで，架設時の支保工は不要となる．

② 1次ケーブルの張力は，架設時の他碇式構造(吊構造)から完成時の自碇式構造へと構造系を変更することにより，外力として橋台に作用する水平力がなくなる．この結果，完成時のグラウンドアンカーが不要になり，地盤への負担を小さくすることができる．

③ 構造系変換による1次ケーブルの張力は，上下弦材に対してはプレストレス力として作用する．このプレストレスは，上弦材には局部曲げに対して，下弦材には橋体の自重により発生するひび割れ抑制に対して，それぞれ有効に働くため，構造として非常に合理的である．

[橋梁概要]

橋 梁 名：青雲橋
架設位置：徳島県三好郡山城町
発 注 者：山城町
活 荷 重：A活荷重
橋　　長：97.000 m
支 間 長：L=93.800 m
基本サグ：f= 7.560 m(f/L = 1/12.4)
構造高さ：h=10.000 m(h/L = 1/9.4)
有効幅員：5.000 m
完 成 年：2004年12月

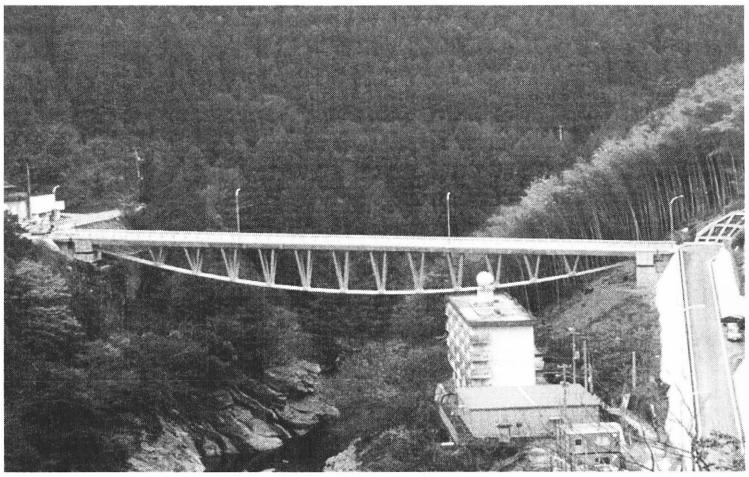


写真-5.2.1 青雲橋・完成写真

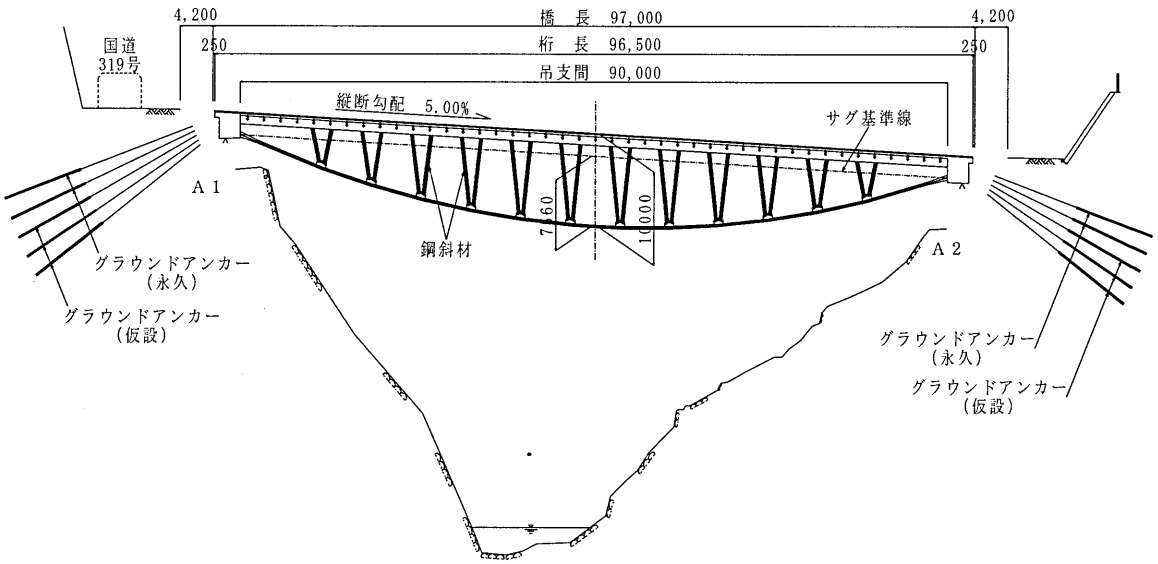


図-5.2.1　青雲橋一般図(寸法単位:mm)

この構造形式では，ケーブル構造で架設系を支持するため，上部構造重量が1次ケーブル張力やアンカー力と密接に関係し，全体工費にも大きく影響する．そこで，ウェブにトラス状の鋼斜材を用いた複合トラスとし，上部構造軽量化を図っている(**図-5.2.1**，および**図-5.2.2**参照)．

本橋の自重軽減や合理化についての対策方法を以下に示す．

① 1次ケーブルの外ケーブル化
② 上弦材構造と鋼斜材配置の最適化
③ 合理的な鋼斜材接合部
④ コンクリート部材のプレキャスト化
⑤ 上弦材へのPC合成床版の採用

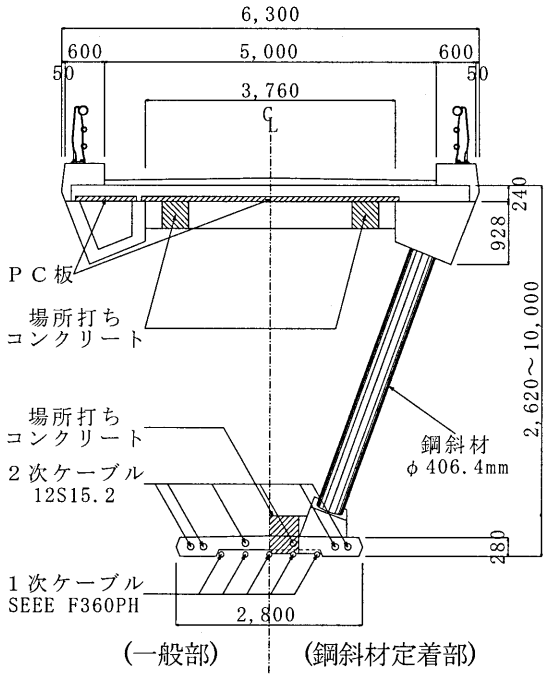


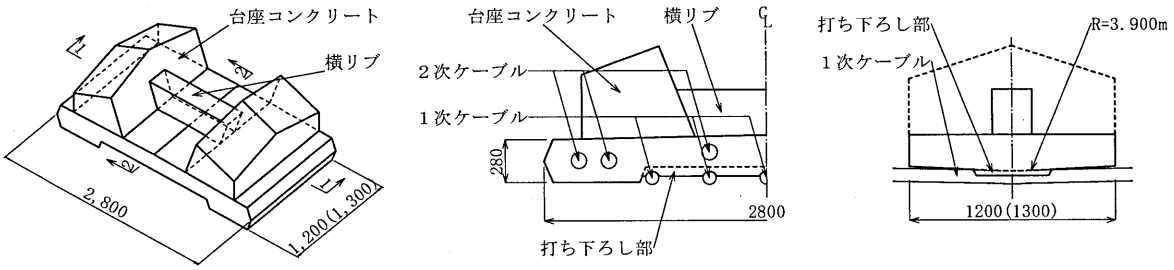
図-5.2.2 断面詳細図(寸法単位:mm)

2) 1次ケーブルの外ケーブル化

本橋では，5本の1次ケーブルを外ケーブル化することによって，その上にプレキャスト部材を置いて架設することを可能としている(**図-5.2.3**参照)．同時に，コンクリート床版となる下弦材に配置される2次ケーブル用のダクトの数を減らすことが可能で，引張弦材として最小限必要となる断面積に留める効果もある．この結果，上弦材全幅員6.3mに対し，下弦材最大幅が2.8mと非常に小さくなり，自重軽減に大きく貢献している．

3) 上弦材構造と鋼斜材配置の最適化

本橋では，鋼斜材の総数を削減することで架設を簡略化し，工事期間の短縮を図っている．鋼斜



(a) 鳥瞰図　(b) 断面 1-1　(c) 断面 2-2

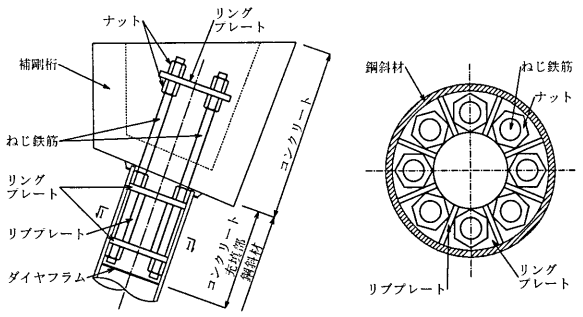
図-5.2.3　1次ケーブル(外ケーブル)の配置(寸法単位:mm)

材の本数を減らして不完全なトラス構造とした場合，不連続になった接合部間の床版に局部的な曲げモーメントが発生する．ただし，本橋では，構造系の自碇化による大きな軸圧縮力が上弦材に導入されることから，一定以上の断面積を確保する必要があったため，必要な断面積に留めつつ上弦材両側に主桁を設置し，面内および面外の曲げ剛性を大きくすることによって，発生曲げモーメントに対して抵抗させている．

一方，下弦材については，構造系変換によって導入される軸圧縮力が上弦材に比べて小さく，軽量化のために必要最小限の断面にしていることから，曲げモーメントを負担させる余裕が無い．そこで，斜材下部については，格点を一致させ，曲げモーメントの発生を抑えている．

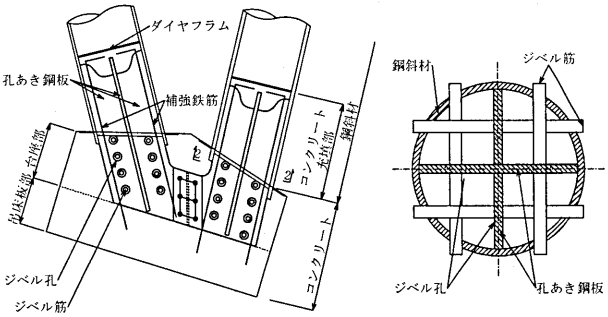
4) 鋼斜材の接合構造

鋼斜材と上弦材のコンクリートとの接合は，主桁内に横桁を設けることで定着長が確保できる．しかし，下弦材側については鋼斜材下端の接合部を必要最小限の大きさにしており，十分な定着長をとることができない．そこで，上端部は鉄筋による埋め込み接合(**図-5.2.4** 参照)，下端部は孔あき鋼板ジベルを用いた接合(**図-5.2.5** 参照)とし，そのスペースに応じて接合方法を使い分けている．



(a) 側面図　(b) 断面 1-1

図-5.2.4 鉄筋埋め込み接合



(a) 側面図　(b) 断面 2-2

図-5.2.5 孔あき鋼板ジベル接合

5) 吊構造を利用した架設

この橋では，1 次ケーブル上にプレキャスト部材を設置していくが，張力レベルの低い初期段階では，ケーブルの幾何剛性が小さいため，わずかな荷重で大きな変形を起こす．また，架設途中の段階で，プレキャスト部材の不適切な接合を行うと，その接合箇所に曲げモーメントが集中する恐れがあるため，施工順序や架設方法は幾何学的非線形解析を実施して，その結果を参考にして計画されている．

架設要領図を**図-5.2.6**に，施工状況写真を**写真-5.2.2**および**写真-5.2.3**に示す．

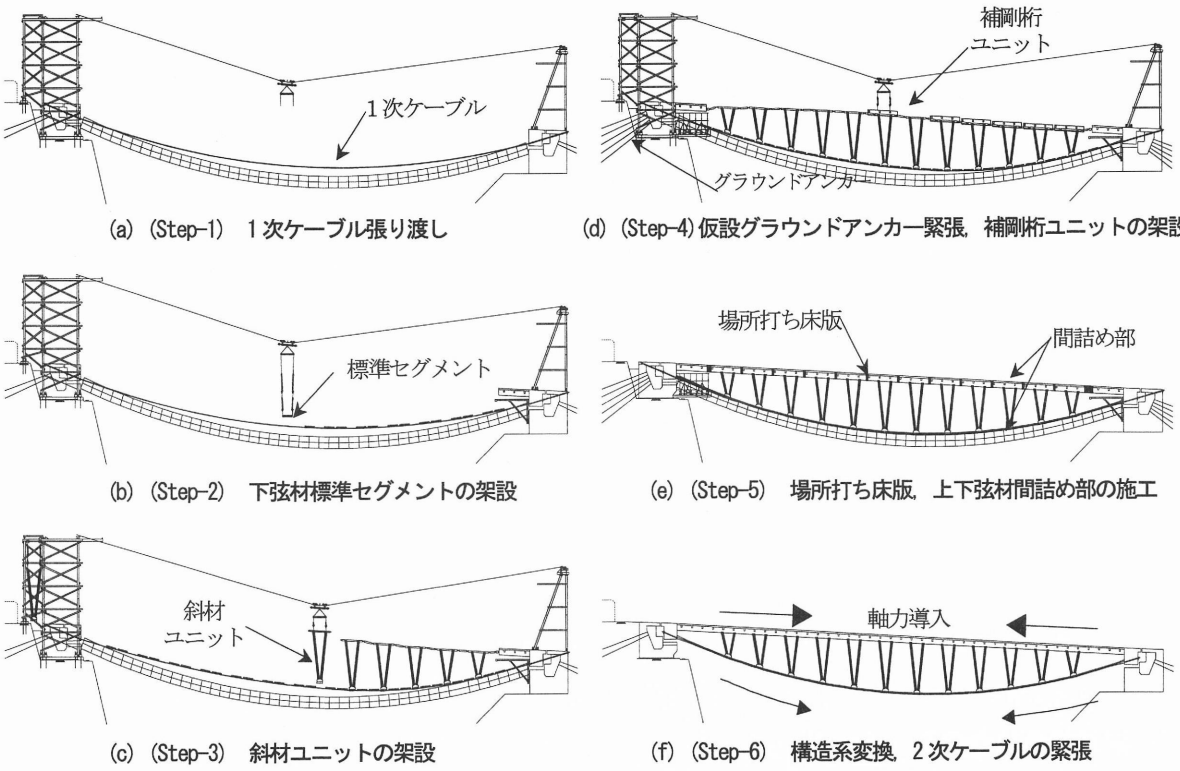


図-5.2.6 架設要領図(青雲橋)

写真-5.2.2　斜材ユニットの架設(青雲橋)

写真-5.2.3　補剛桁ユニットの架設(青雲橋)

架設されるプレキャスト部材は，**図-5.2.7**に示す下弦材と鋼斜材とを組み合わせた斜材ユニット，**図-5.2.8**に示す上弦材である左右主桁とそれを結ぶ3本の水平横桁からなる補剛桁ユニット，および下弦材断面のコンクリートパネルとなる標準セグメントの3種類に分けられている．運搬を考慮して，斜材ユニットと補剛桁ユニットは，さらに分割された状態で工場製作し，現場にて組立てられる．

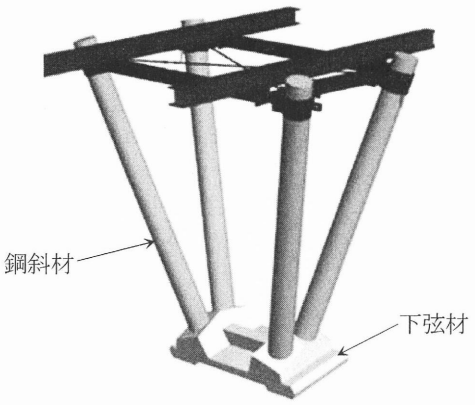


図-5.2.7　斜材ユニット(青雲橋)

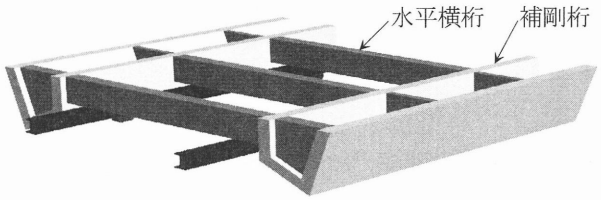
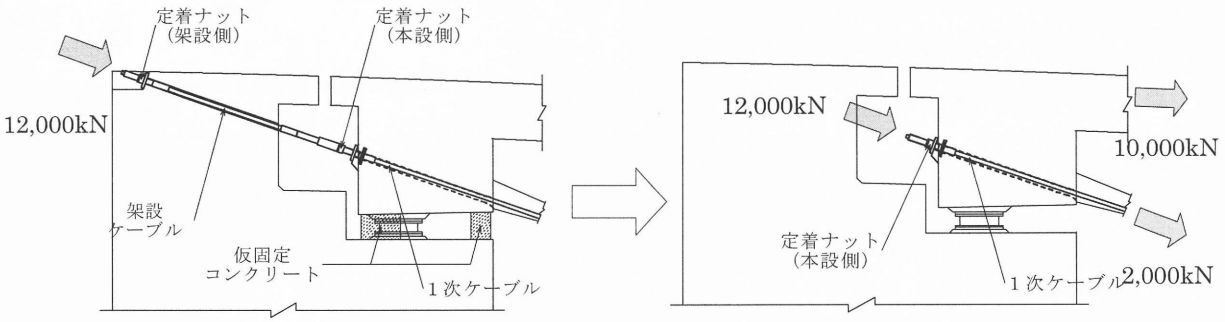


図-5.2.8　補剛桁ユニット(青雲橋)

6) 構造系変換および2次ケーブル緊張

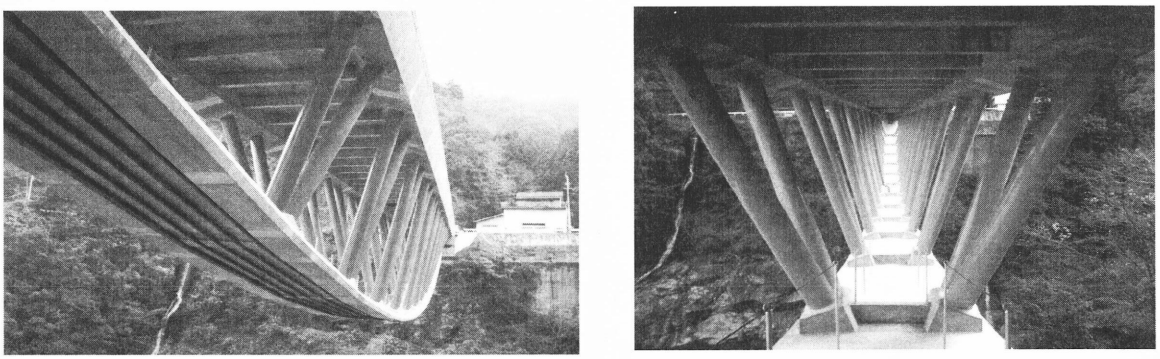
橋体コンクリート打設・養生終了後，**図-5.2.9** に示す手順で構造系変換を行っている．第一段階で両端部セグメントの仮固定を撤去したのち，1 次ケーブルの張力を，架設時に定着している橋台背面から上部構造の端部セグメントに盛り替える．1 次ケーブルの張力の盛り替えは，バランスを取るため，グラウンドアンカーの除荷も含めて，計 12 段階に分けて行われている．この他碇式から自碇式への構造変換で 1 次ケーブルの張力 12,000kN のうち 10,000kN が上弦材に，2,000kN が下弦材に導入されている．構造変換が終了すると，下弦材内に配置される 2 次ケーブルの挿入・緊張を行い，橋体が完成する．

写真-5.2.4 には，青雲橋の下床版のケーブル配置状況とトラス材の配置状況を示す．



(a) 架設系　　(b) 完成系

図-5.2.9　架設時の他碇式から完成系の自碇式への構造系変換(青雲橋)



(a) 完成状況(下床版)　　(b) 完成状況(鋼斜材)

写真-5.2.4　青雲橋の下床版および鋼斜材

(2) のぞみ橋

1) 構造特性

のぞみ橋[3](**写真-5.2.5**, **図-5.2.10** 参照)は，木曽川中流に位置する新丸山ダム建設のための工事用道路として架設された上路式 PC 吊床版橋である．同橋はコンクリート床版，およびトラス状に配置された鋼管ストラットから構成される複合トラス橋である．本橋には，端部分離型上路式吊床版構造が採用されており，従来型の上路式吊床版橋に対して以下の特徴を有している(**図-5.2.11** 参照)．

① 吊床版取付部を橋台から分離し，上床版と吊床板とが一体化されている．

② 吊床版の 1 次ケーブルは外ケーブル化して橋台に定着し，2 次ケーブルは上床版と一体化した端部ブロックに定着されている．

③ 鉛直材(ストラット)は，トラス状に配置されている．

本橋の橋梁概要を以下に示す．

[橋梁概要]

橋 梁 名：のぞみ橋

架橋位置：岐阜県可児郡御嵩町小和沢～
　　加茂郡八百津町丸山

発 注 者：国土交通省　中部地方整備局

橋　　長：91.630m

吊 支 間：L=90.000m

幅　　員：5.200m((全幅)，4.000m(有効)

基本サグ：f=5.850m(f/L=1/15.4)

活 荷 重：A 活荷重，ドリルジャンボ荷重
　　(440kN)

完 成 年：平成 15 年 10 月

架設工法：懸垂架設工法

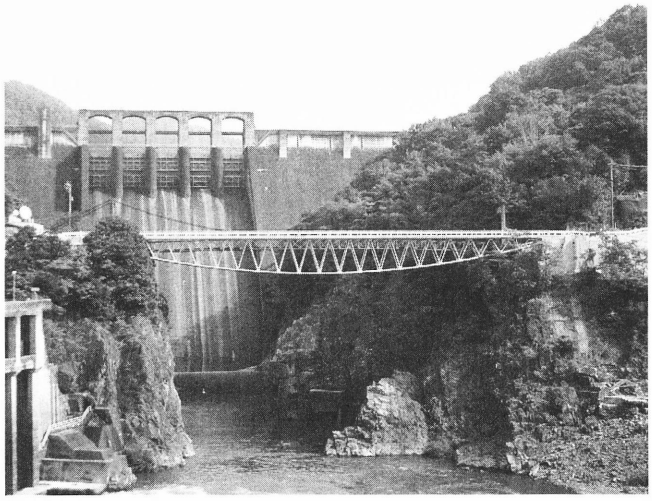


写真-5.2.5　のぞみ橋

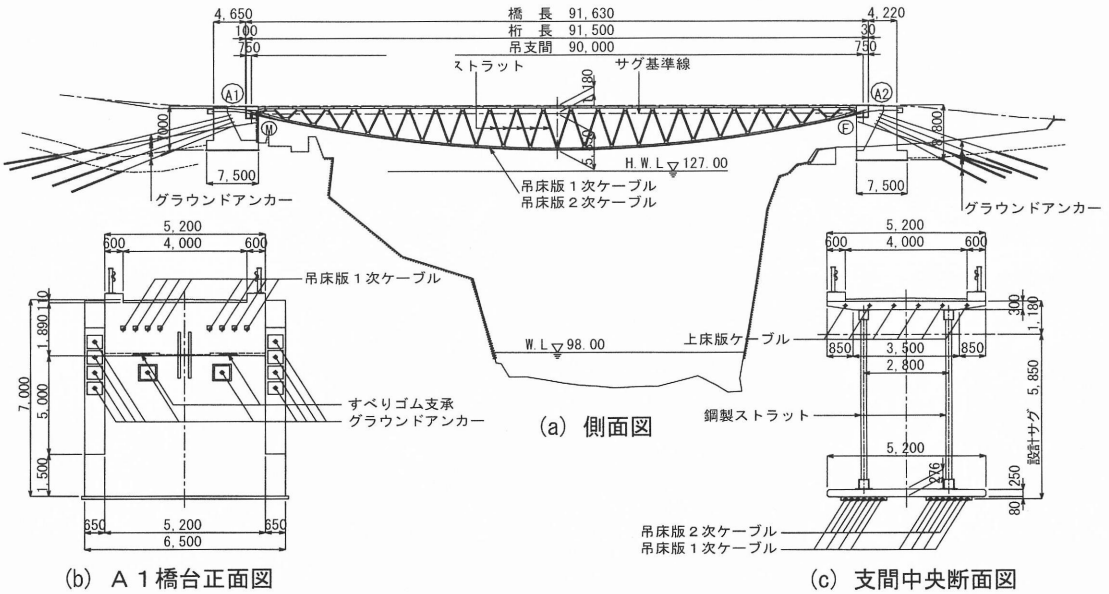


図-5.2.10　のぞみ橋の一般図（寸法単位:mm）

この形式は，単純トラス桁を吊ケーブル(吊床版 1 次ケーブル)上にサドルを介して載せた構造ともいえる．すなわち，躯体自重は吊ケーブルで支持するが，橋面荷重や活荷重は単純トラス桁で支持する構造となっている．したがって，本形式は，使用材料および構造形式の両面でのハイブリッドになっている橋といえる．

本構造形式は，従来型の上路式吊床版橋に比べて以下の長所を有している．

① 活荷重等により下部構造に作用する水平力が 30～40%低減される．

② 活荷重によるケーブルの応力変動は，一般的な PC 桁橋の PC 鋼材と同程度になる．

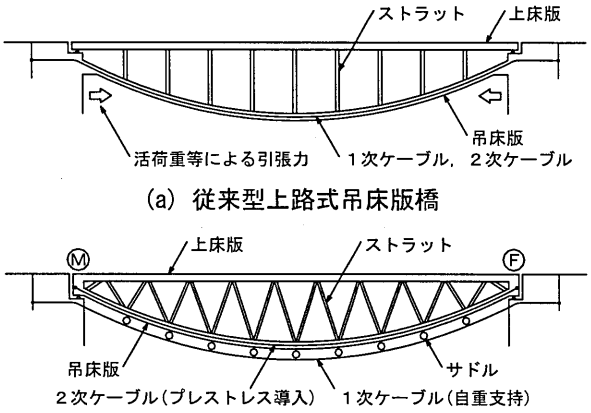
③ 端部ストラットに生じるプレストレスやクリープによる断面力が低減される．

④ 吊床版 1 次および 2 次ケーブルの外ケーブル化により，ケーブルの点検や部材の補修，橋自体の撤去・移築が容易に行える．

⑤ 吊床版 1 次ケーブルが，落橋防止構造の機能を兼ねることができる．

2) 接合構造 [4]

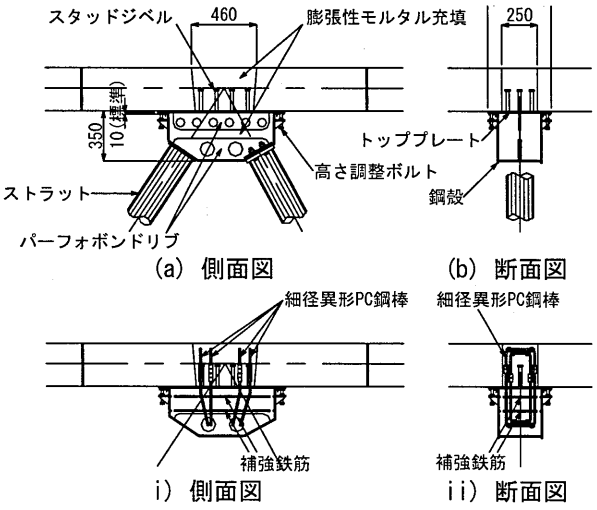
格点部は，上側格点(**図-5.2.12**，**写真-5.2.6** 参照)，下側格点(**図-5.2.13**，**写真-5.2.7** 参照)とも，プレキャスト部材の使用と架設時の変形や誤差への対応を考慮した構造となっている．上側格点は，鋼殻とトッププレートを分離し，上床版セグメントの高さ調整が可能な構造となっている．上側格点は，上床版と格点間に作用するせん断力や引張力を，パーフォボンドリブ，細径異形 PC 鋼棒および充填モルタルにより伝達させる構造となっている．一方，下側格点は，橋軸方向に鋼殻を分割することで，架設時のプレキャスト版間の角度変化等に追従できる構造となっている．また，



(a) 従来型上路式吊床版橋

(b) 端部分離型上路式吊床版橋

図-5.2.11 従来型と端部分離型との構造概要(のぞみ橋)

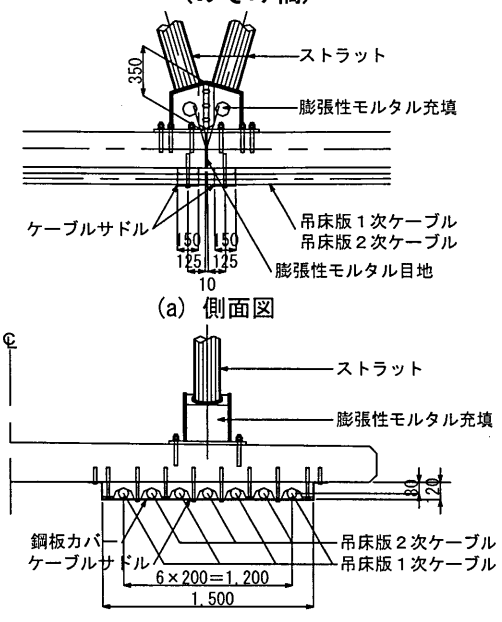


(a) 側面図　(b) 断面図

i) 側面図　ii) 断面図

(c) 配筋図

図-5.2.12 上側格点構造(寸法単位:mm)(のぞみ橋)



(a) 側面図

(b) 断面図

図-5.2.13 下側格点構造(のぞみ橋)(寸法単位:mm)

鋼殻内部には上側格点と同様にモルタルが充填されている．

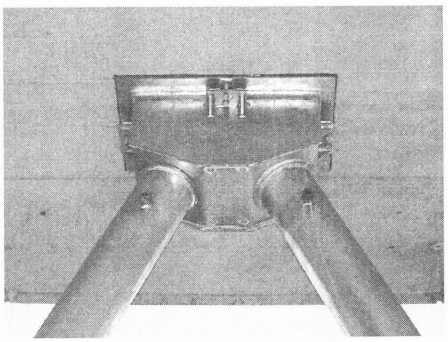


写真-5.2.6　上側格点(のぞみ橋)

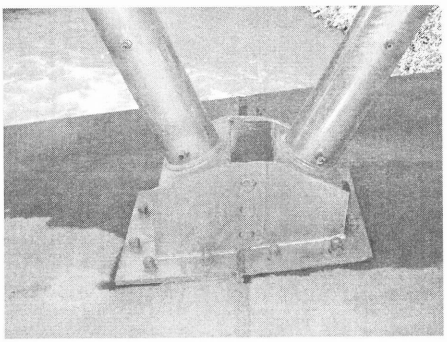


写真-5.2.7　下側格点(のぞみ橋)

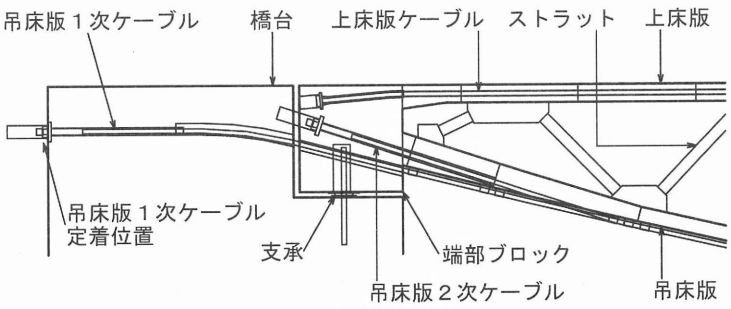


図-5.2.14　ケーブルの定着位置(のぞみ橋)

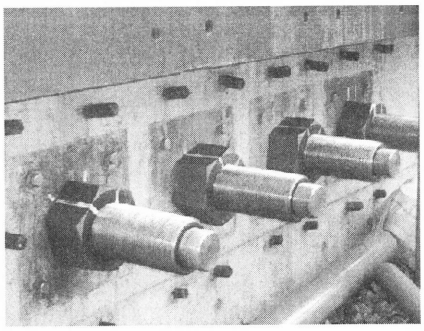


写真-5.2.8　1 次ケーブルの定着部(のぞみ橋)

3) ケーブル定着構造

ケーブル定着位置を**図-5.2.14** に示す．吊床版 1 次ケーブルは，橋梁の自重を支持することから，橋台背面位置に定着されている．また，吊床版 2 次ケーブルは，プレキャスト製の吊床版にプレストレスを導入することを目的としているため，端部ブロックに定着されている．なお，1 次および 2 次ケーブルともに，サグ調整が容易なねじ式の定着構造が採用されている(**写真-5.2.8** 参照)．

4) ケーブルの種類

吊床版 1 次および 2 次ケーブルともに，7S21.8(SET370T)が使用されている．このケーブルは，19 本からなる PC 鋼より線を，7 本のセミパラレル加工とし，その上から高密度ポリエチレンで被覆を行い一体化したコンパクトなケーブルで，高い防食性，耐久性を有する．ケーブル断面図を

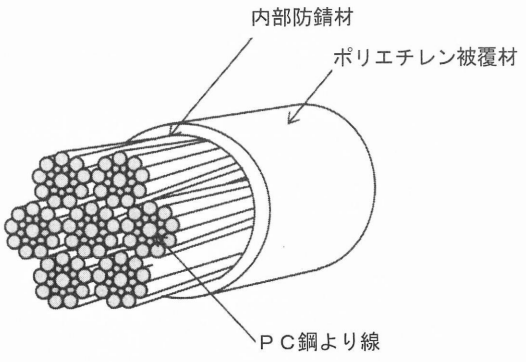


図-5.2.15　ケーブルの断面図(のぞみ橋)

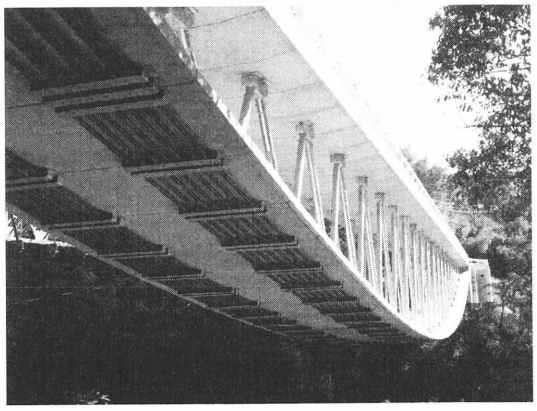


写真-5.2.9　ケーブルの配置状況(のぞみ橋)

図-5.2.15，ケーブル配置状況を**写真-5.2.9**に示す．

5) 架設方法

上部構造の施工順序を**図-5.2.16**に示す．本橋は，プレキャストセグメントを用いた懸垂架設工法により，桁下空間の条件に左右されず，しかもケーブルクレーンなどの大規模な架設設備を用いずに施工が行われた．本橋の施工管理は，ケーブル構造の理論解析に加えて，有限変位解析により架設中の構造物の挙動を把握することによって，ケーブルサグの管理値の補正，上床版セグメントの設置順序，およびセグメント目地幅の設定が行われた．また，本橋が従来の実績が無い構造形式であることから，橋台や上部構造の挙動，および躯体温度を随時計測し，架設時の安全性を常に確認・検証するとともに，その結果がサグの調整など施工管理にフィードバックされた．

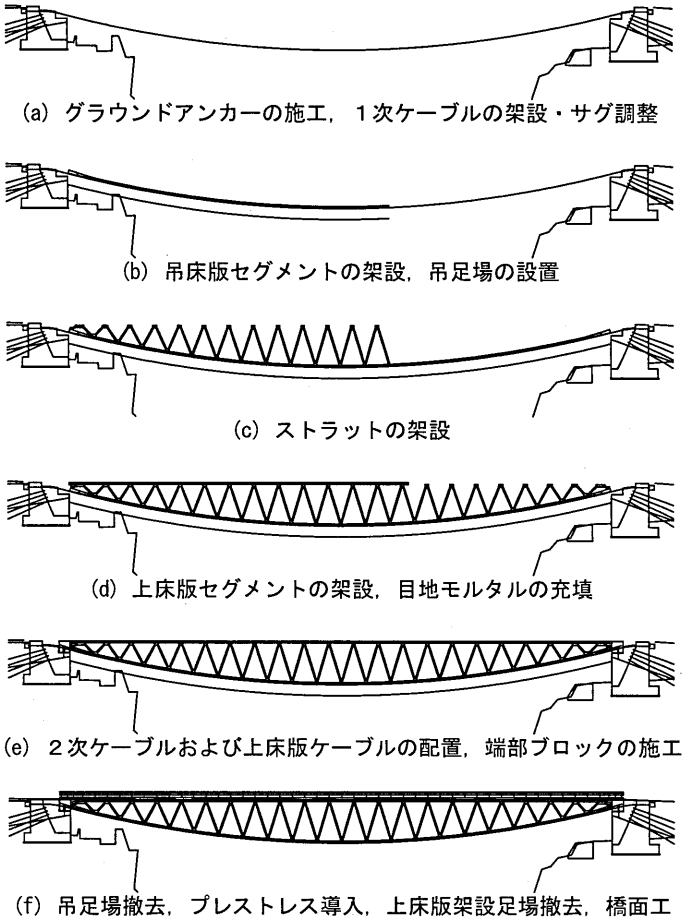


図-5.2.16　上部構造の架設順序(のぞみ橋)

以下に，上部構造の施工概要を述べる．

a. 吊床版1次ケーブルの架設

吊床版1次ケーブルは橋台間に張渡されたシングルストランドφ21.6に約5.0m間隔に懸垂させ，ウインチを用いて引出された(**写真-5.2.10**参照)．1次ケーブルの緊張力は，各ケーブル架設時にアンカープレート背面のねじ出代量が所定の値になるように定着した後，全ケーブル架設後に圧力計により確認・再調整された．

b. 吊床版セグメントの架設

吊床版セグメント(標準長1.990m，標準重量66.5kN)は，橋台背面に1,200kNクレーンを設置して橋台前面の1次ケーブル上に設置された．その後，ユニット化された吊足場を取付け，ウインチにて順次所定位置まで引出された(**写真-5.2.11**参照)．全吊床版セグメントの架設後に，1次ケーブルの張力およびサグ量が再調整された．

c. ストラットの架設

ストラットは，搬入した構成部材を∧形に地組した後，架設台車に載せて吊床版上の軌道をウインチで引出され，所定の位置に順次設置された(**写真-5.2.12**参照)．ストラットの架設台車は，スクリュージャッキを設置して，吊床版の角度変化に対して常に水平を保つ構造とされた．なお，ストラットには，上床版セグメント架設用の足場材が予め取付けられた．

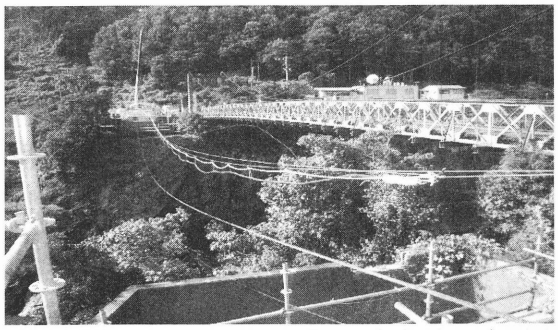


写真-5.2.10　1 次ケーブルの架設(のぞみ橋)

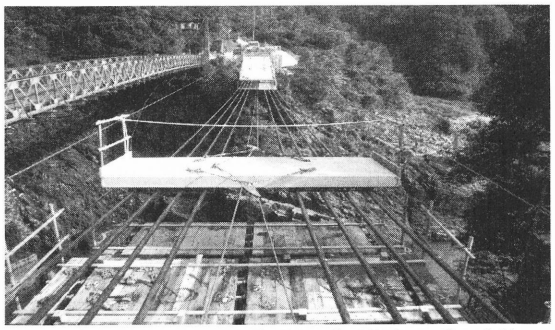


写真-5.2.11　吊床版の架設(のぞみ橋)

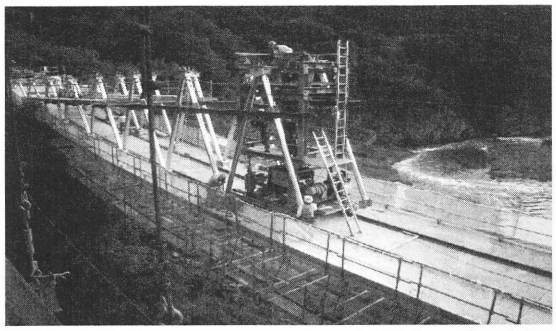


写真-5.2.12　ストラットの架設(のぞみ橋)

写真-5.2.13　上床版の架設(のぞみ橋)

d. 上床版セグメントの架設

上床版セグメント(標準長 1.990m，標準重量 70.3kN)は，ストラットを利用して架設用の架台を構築し，軌条を敷設して架設台車により運搬し架設された(**写真-5.2.13** 参照)．ストラットと格点で接合される上床版セグメントは，所定の位置に運搬された後，台車に設置したジャッキにより高さと方向が調整された．一方，ストラットと接合されない上床版セグメントは，ストラット間に設置された受台に仮受けされた．なお，上床版セグメントを片側端部より順次架設すると，架設重量が片側に偏り吊床版のたわみ量および形状が変化することにより，既に架設されている上側格点間距離が部分的に狭くなる段階があり，上床版セグメントに設定した 10mm の目地幅ではセグメント同士が架設途中で接触する場合がある．そこで，架設中の上床版セグメントによる荷重を橋梁全体に均等に作用させることにより，上側格点間距離の変化をできるだけ小さくするよう，上床版セグメントを橋梁全体にバランスが取れるように仮置きし，徐々に順送りして架設された(**写真-5.2.14** 参照)．

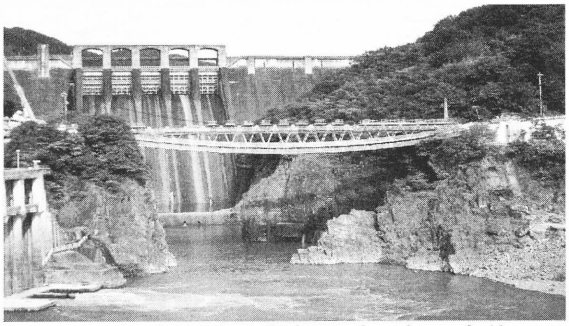


写真-5.2.14　上床版架設時の仮置き状況(のぞみ橋)

e. 吊床版 2 次ケーブル，上床版ケーブルの配置・緊張

吊床版２次ケーブルと上床版ケーブルは，全上床版セグメントの架設後に配置された．吊床版２次ケーブルは，吊床版から吊下げた治具とウインチを用いて引出された．また，上床版ケーブルはダクト(**写真-5.2.13** 参照)内に通したウインチケーブルによって引出し架設された．吊床版セグメントおよび上床版セグメントの目地部の膨張性モルタル充填，ストラット格点部の膨張性モルタル充填，および端部ブロックの施工の後，吊床版２次ケーブルおよび上床版ケーブルの緊張が行われ構造系が完成された．

5.2.2 ハイブリッドPC斜張吊橋

(1) 構造特性

ハイブリッドPC斜張吊橋は，**図-5.2.17**に示すように，PC斜張橋と吊橋とが組み合わされた構造形式である．主桁に軸力が作用する斜張橋区間には，圧縮力に対して有利なPC桁が配置され，主ケーブルとハンガーロープで吊られる吊橋区間には，軽量な鋼桁が配置されている．この形式の橋梁は，通常のPC斜張橋に比べ，主塔の高さおよび斜材の張力が小さくなるため，支間を大きくすることが可能となる．一方，通常の吊橋に比べ，主桁の剛性が大きくなるため耐風安定性が向上する．また，主ケーブルの張力が小さくなるためアンカレイジを小さくすることも可能となる．

ハイブリッドPC斜張吊橋の例として，なぎさブリッジ[1]を紹介する(**写真-5.2.15**および**図-5.2.18**参照)．本橋は，青森県鰺ヶ沢町の海浜公園内にある人道橋で，世界初のハイブリッドPC斜張橋である．これまで，フランスのサンイルピーズ橋やアルジェリアのシドムシド橋(SidiM' Cid橋)など，斜張橋と吊橋が組み合わされた橋梁の実績があった．しかし，これらはいずれも補剛桁が鋼トラスであり，本橋のようにPC桁と鋼桁とが径間内で接合される混合構造は世界初である．本構造を採用するにあたり，風洞実験，施工時の実橋計測，および橋体完成後の実橋載荷実験が実施され，本構造の特性に関する多くの検討が行われている[2]．

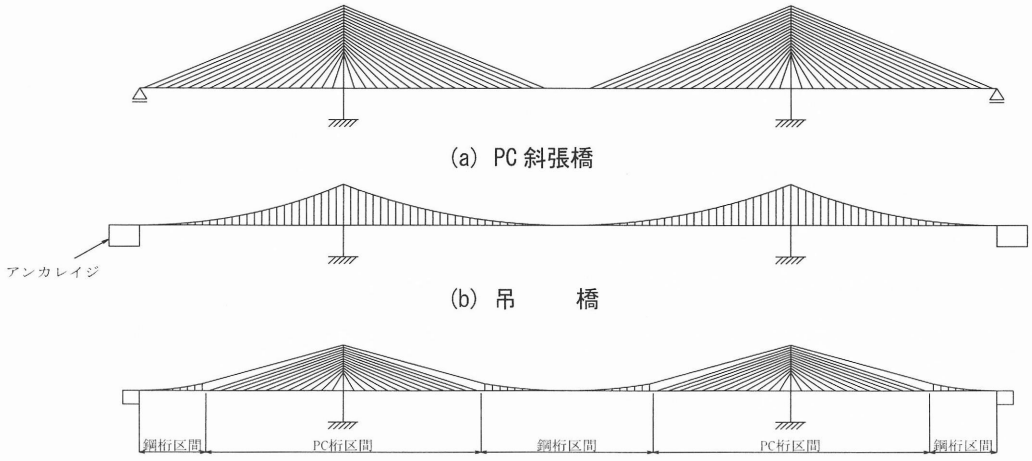
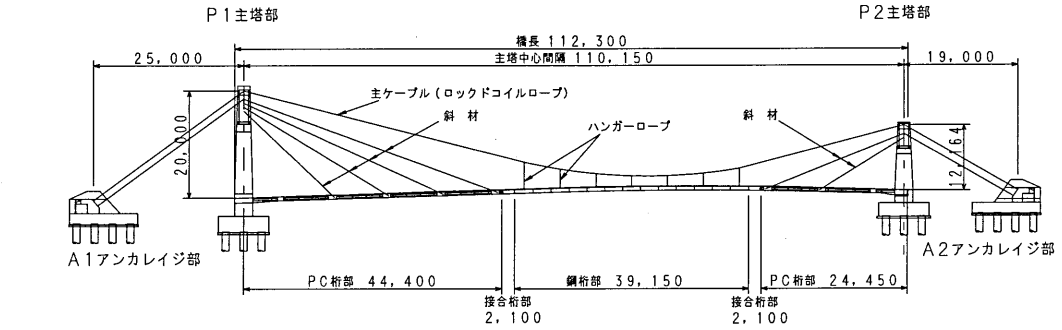


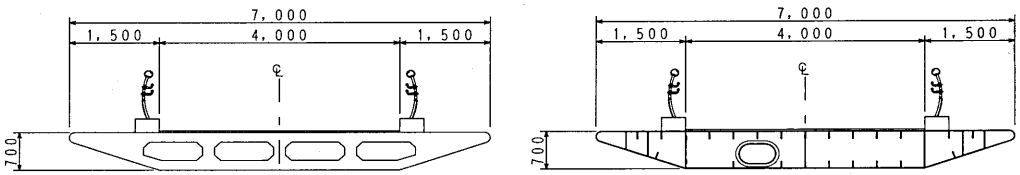
図-5.2.17　PC斜張橋，吊橋，およびハイブリッドPC斜張吊橋の比較

［橋梁概要］
橋 梁 名：なぎさブリッジ
架設位置：青森県西津軽郡鰺ヶ沢町
発 注 者：青森県西地方農林水産事務所
橋　　長：112.3m
支 間 長：110.2m
全 幅 員：7.0m
有効幅員：4.0m
工　　期：平成13年10月～平成14年12月
架設工法：張出し架設(PC桁)，直吊り架設(鋼桁)

写真-5.2.15　なぎさブリッジ



(a) 側面図



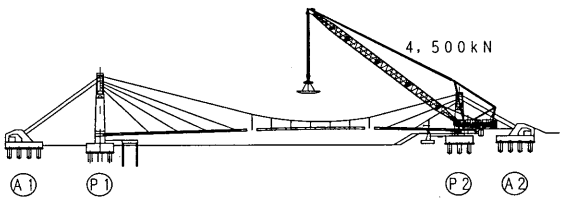
i）コンクリート桁部　　ii）鋼桁部

(b) 断面図

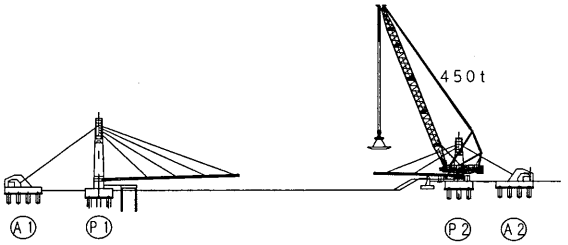
図-5.2.18　なぎさブリッジ(寸法単位:mm)

なぎさブリッジの施工ステップおよび架設状況を,それぞれ**図-5.2.19** および**写真-5.2.16** に示す.本橋の施工は,①主塔とアンカレイジの構築,②PC 桁の張出し架設,③主ケーブルと鋼桁の架設,および④橋面工の順で行われた.PC 桁の張出し架設はプレキャストセグメント工法で行われた.プレキャストセグメントは工場で製作され,現場に運搬された後,4,500kN 吊りクローラクレーンにより架設された.斜材の配置が 4 セグメントごとになるため,架設時には仮斜材が併用された.仮斜材は2セグメント張り出した時点で設置され,さらに2セグメント張り出して本斜材を緊張した後に撤去された.鋼桁は桁高が 70cm と低く,製作の難易度が高い断面形状であったため,パネル状態で組立・溶接を行うパネル工法が採用された.鋼桁の架設は,主ケーブルを架設した後,ハンガーロープを使用し,中央部から左右対称に行われた.本橋の鋼桁は,全セグメントを主ケーブルに吊り下げた後に添接作業を行うオールヒンジ工法で施工された.

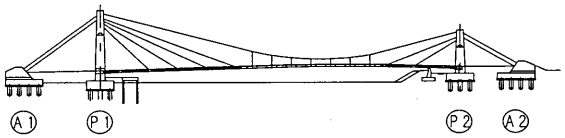
(a) ステップ1：主塔およびアンカレイジの構築



(c) ステップ3：主ケーブルおよび鋼桁架設

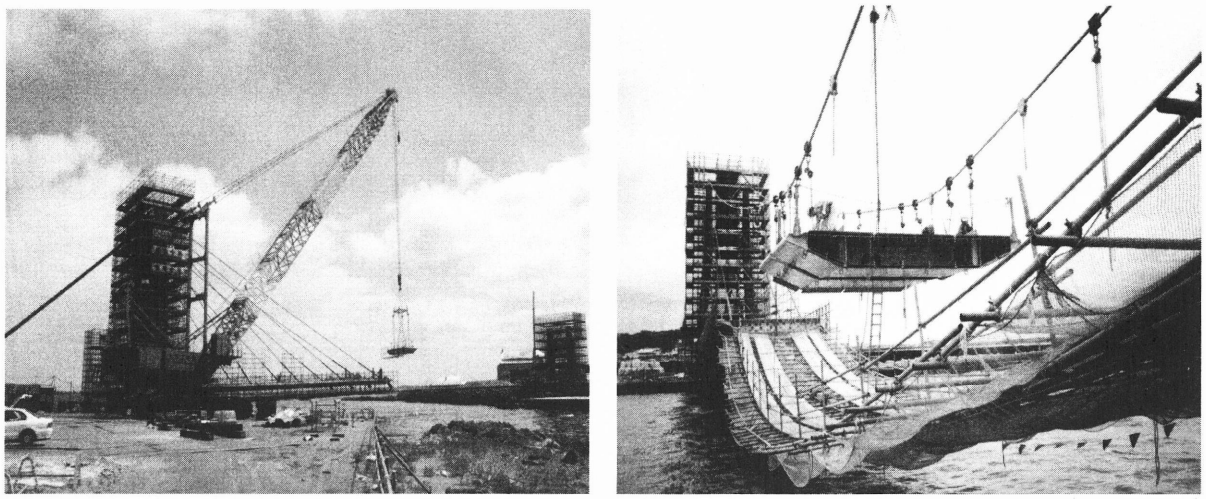


(b) ステップ2：PC 桁張出し架設



(d) ステップ4：橋面工施工(完成)

図-5.2.19　施工ステップ(なぎさブリッジ)



(a) PC 桁架設　　(b) 鋼桁架設

写真-5.2.16　架設状況

(2) 接合構造

なぎさブリッジは，ケーブル構造だけでなく，主桁構造も PC 桁と鋼桁とが組み合わされた混合構造である．なぎさブリッジの PC 桁と鋼桁との接合構造を**図-5.2.20** に示す．この橋の PC 桁と鋼桁との接合構造は，応力の伝達，鋼桁の製作性，およびコンクリートの施工性を考慮し，前後面プレート方式が採用された．鋼桁の拘束によるコンクリートの温度ひび割れを防止するため，接合部にはプレストレスが導入された．

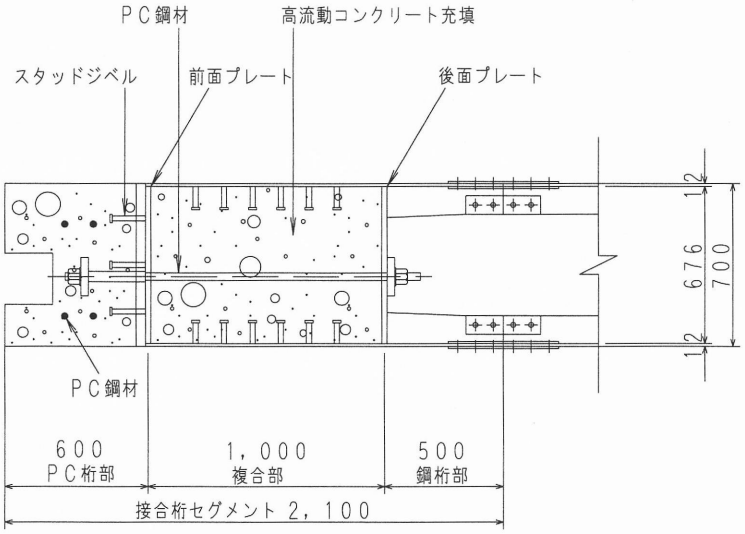


図-5.2.20　なぎさブリッジの PC 桁と鋼桁との接合構造
(寸法単位:mm)

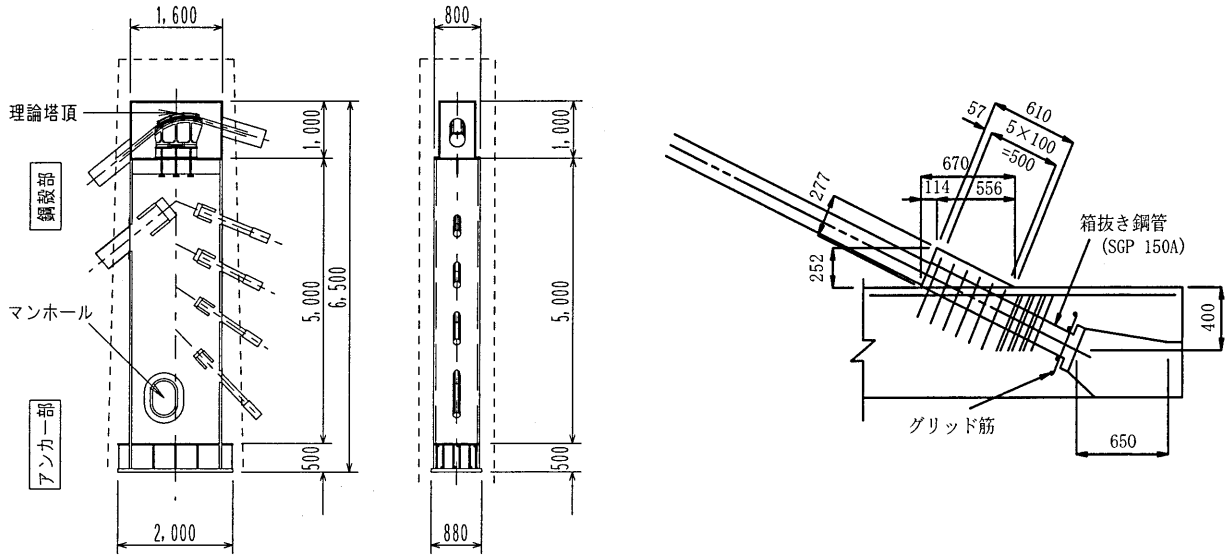
(3) 定着構造

斜材の定着構造を**図-5.2.21** に示す．同**図(a)**に示すように，塔側の斜材の定着は，鋼殻構造により行われた．鋼殻セルは斜材定着後，コンクリートで巻き立てられる．また，同**図(b)**に示すように，主桁側の斜材の定着は 9m ピッチである．

(4) ケーブル種類

なぎさブリッジで使用されたケーブルを**図-5.2.22** に示す．斜材ケーブルは，ケーブルの耐久性および架設時の張力調整の容易さを考慮し，プレファブケーブルでねじ式定着の SEEE F-PH 型ケーブルが使用されている．この斜材ケーブルは,防錆油によるアンダーコーティングとポリエチレン

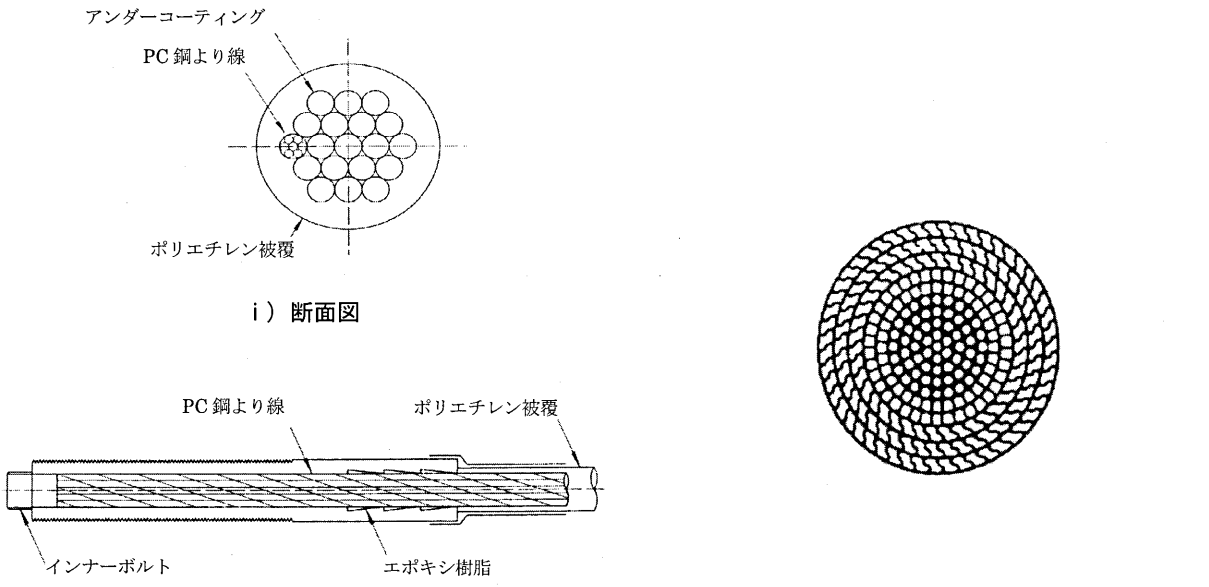
被覆で二重に防錆されている．一方，主ケーブルには，めっきが施され耐久性に優れるロックドコイルロープが使用されている．



ⅰ）側面図　　ⅱ）側面図　　(b) 桁　側

(a) 主塔側

図-5.2.21　なぎさブリッジの定着構造(寸法単位:mm)



ⅰ）断面図

ⅱ）ケーブル端末

(a) 斜材ケーブル(SEEE工法/F-PH型)　　(b) 主ケーブル(ロックドコイルロープ：E型Φ80

図-5.2.22　ケーブル種類

5.2.3 大偏心ケーブル橋

大偏心ケーブル構造は，ケーブルを主桁の上方あるいは下方に大きく偏心して配置した構造形式である．従来の桁内に配置したケーブルに比べて偏心量が大きくとれることから，プレストレスの偏心曲げ成分を有効利用した橋梁形式である．

ケーブルを主桁の上方に配置した場合，サドル構造によって大偏心ケーブルを支持することが多い．下方に配置した場合は，コンクリート主桁に鋼ストラットを設置するため複合構造となり，張弦桁橋とも呼ばれている．この形式の橋梁の中から，代表的な2橋を以下に紹介する．

(1) あゆみ橋

1) 構造特性

あゆみ橋は，構造，工期，経済性，および歩行者ネットワークの核として相応しいデザインについての検討が加えられ，張弦桁橋と斜張定着張弦桁橋をミックスしたユニークな構造の橋梁として計画・設計された．

主橋部の主桁は，架設を1渇水期にすべて完了させる制約条件からプレキャストセグメント構造を基本とし，架設ガーダーを用いて各支間が一括架設されている．使用する架設ガーダーの縮小化を図るため，桁高を限界まで低く設定し，主桁のPC鋼材を桁下に大きく偏心させて配置する大偏心ケーブル構造とした張弦桁橋が基本構造とされている．

また，第1および第2径間は，河川条件から,第3および第4径間に比べてアンバランスな支間割りの長大化が必要となった．そのため，**写真-5.2.17** および**図-5.2.23** に示すように，基本構造である張弦桁の端部を斜張ケーブルで吊り上げた構造の斜張定着張弦桁橋が採用されている．

[橋梁概要]

橋 梁 名：あゆみ橋
架設位置：静岡県沼津市
発 注 者：沼津市
道路規格：自転車歩行者専用道B種
橋　　長：226.980m
　　(主橋部 178.130m)
支 間 割：16.63+79.5+41.0×2 m
有効幅員：7.000 m
完 成 年：1999年3月

写真-5.2.17　あゆみ橋の完成写真

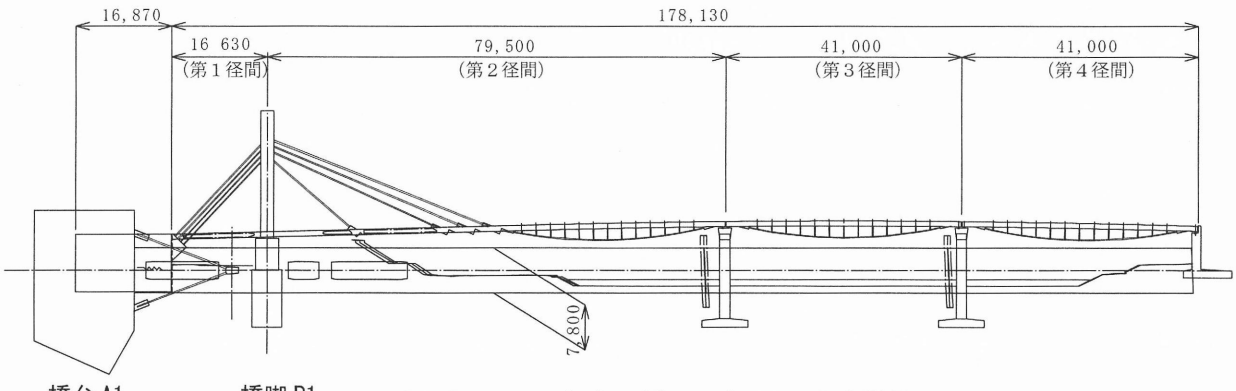


図-5.2.23　あゆみ橋の一般図（寸法単位:mm）

a. 張弦桁橋区間(第 3 および 4 径間)

第 3 径間および第 4 径間は，それぞれ支間長 40m の単純桁構造の張弦桁橋である．また，コンクリート主桁に鋼ストラットを組み合わせた複合構造にもなっている．

桁高は，応力，耐荷力，および主桁端部の構造どれもが，設計上限界となる 90cm に設定され，桁高・支間比は 1/44 である．主桁断面図を**図-5.2.24**，構造側面図を**図-5.2.25** に示す．

張弦ケーブルの支間中央における偏心量は，偏心・支間比が 1/15～1/17 となるように設定され，2.55m(主桁下縁からの偏心量は 2.0m)となっている．

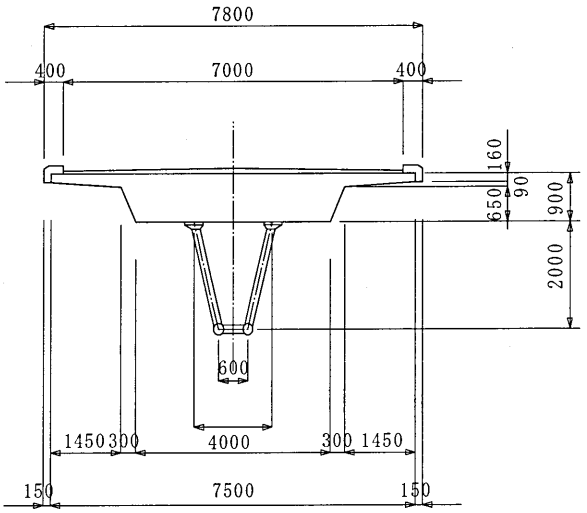


図-5.2.24　あゆみ橋の主桁断面図(寸法単位:mm)

張弦ケーブルからの上向きの力を主桁に伝達させるストラットは，張弦ケーブルのストランドの曲げ角度が 1 箇所あたり約 1° 以下になるように配置されている．ストラットを設置する主桁には，ストラットから作用する上向きの力および曲げモーメントを伝達させるために隔壁が設けられている．

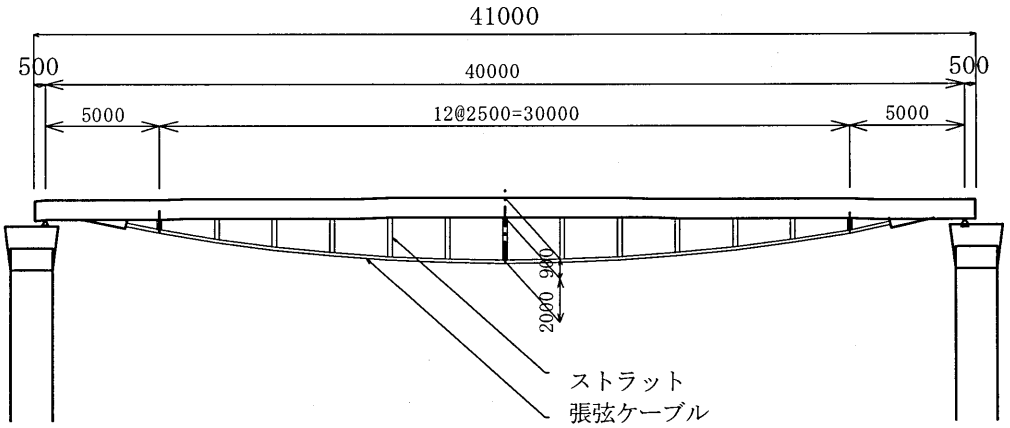


図-5.2.25　あゆみ橋の張弦桁橋構造図(寸法単位:mm)

b. 斜張定着張弦桁橋区間(第 1 および 2 径間)

斜張定着張弦桁橋の支間は，16.63m＋79.00m で，長支間側の桁高・支間比は 1/88 である．基本的な構造は，第 3 および第 4 径間の張弦桁橋と同一である．構造系は，第 2 径間の主桁自重による主塔の転倒モーメントに対して，橋台 A1 の自重による抵抗モーメントで釣合せる形式とし，橋台 A1 は P1 橋脚から後方に分離させて主桁と剛結し，橋脚 P1 上では主桁は可動支持構造とされている．

斜張ケーブル配置は，橋台 A1 上の平面計画における制約条件から，一本柱形式の塔から一面吊りの前方ケーブルを，平面的に Y 字形に開いた二面の後方ケーブルで定着する形式とされている．

塔は，この特殊な配置の斜張ケーブルの定着体を塔断面内におさめるために，五角形断面の鋼製とし，斜張定着張弦桁橋も複合構造となっている．

斜張定着張弦桁橋では，本橋の架橋条件のように,橋台に近い1径間だけ，他の径間に比べて長い径間にする必要があり，かつ塔高を抑えたい場合に，有利となる形式である．

2) ストラットおよび張弦ケーブル

ストラットは，φ190.7mm の溶接構造用鋳鋼管(SCW 520CF)とし，計13箇所(1径間あたり)，間隔は2.5mとなっている．

張弦ケーブルは，SWPR 7B 27φ15.2(フレシネーE システム，引張荷重 7,041kN)を2本配置し，保護管はφ165.2mm の一般構造用炭素鋼鋼管(STK490)である．水密性に万全を期すために,傾斜したサドルの上側は保護管と溶接し，下側はオーリングを装着している(**図-5.2.26**参照)．

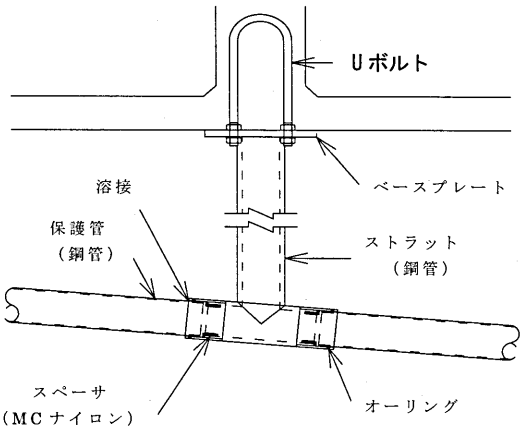


図-5.2.26　ストラットおよびサドル構造(あゆみ橋)

3) 塔

斜張定着張弦桁橋の塔は，五角形の断面形状を有し，橋軸方向2.2m，橋軸直角方向1.2m幅となっている．塔の鋼材には，溶接構造用圧延鋼材(SM490YB，SM490 YA，およびSM570)を用いている．斜張ケーブル定着構造の鋼材には，低マンガン合金鋳鋼品(SCMn2A)が採用されている．

4) 斜張ケーブル

斜張ケーブルには，フレシネーH システムが採用されている．ユニットは，φ15.2mm のストランドを48～19本束ねたものである．ユニットとしての引張荷重は，2,410kN～4,905kN である．

最上段斜張ケーブルの配置角度αは，21.8°($\tan\alpha=0.40$)と一般的なPC斜張橋よりやや小さい．ケーブル保護管はFRP管でセメントグラウトが注入されている．

5) 施工概要

施工の特徴は，プレキャストセグメントを工場で製作し，新たに開発した走行装置付き門構を備えた架設ガーダーを用いて，プレキャストセグメントを効率的に支間一括架設とした点である．

斜張定着張弦桁橋は，プレキャストコンクリートを用いる張弦桁橋部と現場打ちコンクリートの斜張橋部とに分けることができる．

張弦桁橋部は，第4および第3径間と同様に施工し，斜張橋部は，張弦桁橋部と並行して施工が行われている．ガーダー上に仮置きしたセグメントは，300kN(30tf)吊り走行装置付き門構により所定の位置に移動させている．

ストラットおよびセグメントの架設状況を，それぞれ**写真-5.2.18**および**写真-5.2.19** に示す．

斜張定着張弦桁橋の張弦ケーブルと斜張ケーブルの緊張は，緊張作業中の主桁応力度を許容値内に収めるために，交互に数段階に分けて行う必要があった．

図-5.2.27には，張弦ケーブルおよび斜張ケーブルの緊張順序を示す．

張弦ケーブルの緊張方法は，第3径間および第4径間の張弦桁橋と同一である．

斜張ケーブルの緊張および張力調整作業は，桁下および橋台A1の内部から行われた．

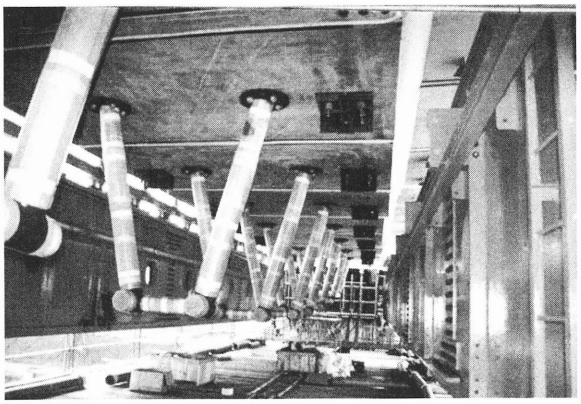


写真-5.2.18　あゆみ橋の架設状況
（ストラット）

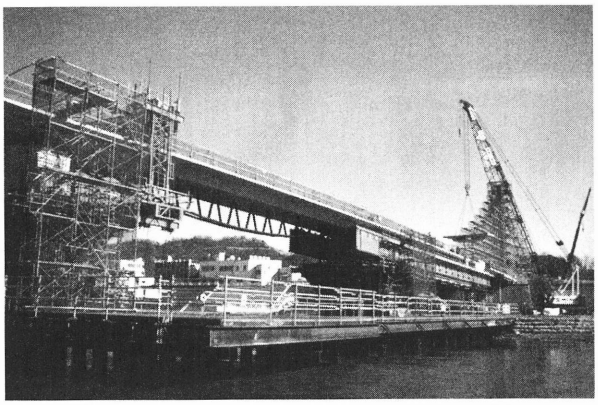
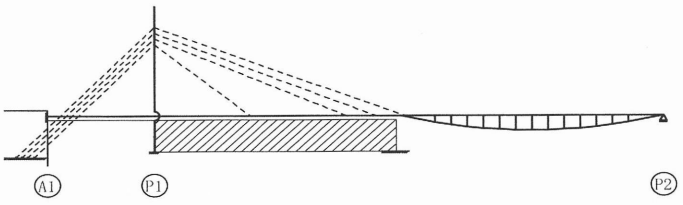
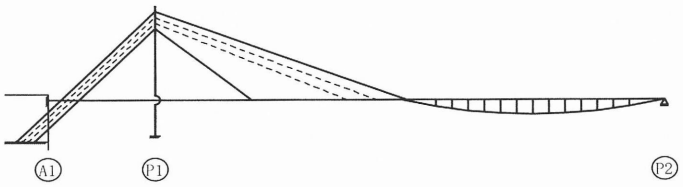


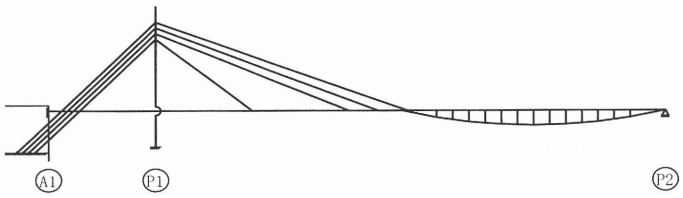
写真-5.2.19　あゆみ橋の架設状況
（セグメント）



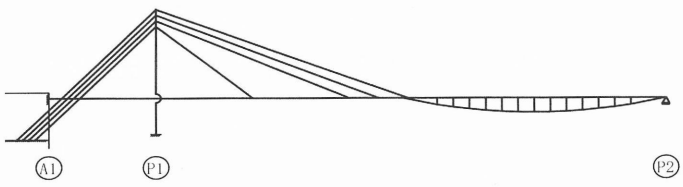
(a) ステップ 1　張弦ケーブル緊張（1/2）→架設ガーダー
第 1 径間支保工撤去



(b) ステップ 2　斜張ケーブル（第 4, 第 1）緊張→支保工撤去



(c) ステップ 3　斜張ケーブル（第 2）緊張→張弦ケーブル
緊張（1/4）第 1 径間支保工撤去



(d) ステップ 4　斜張ケーブル張力調整

図-5.2.27　張弦・斜張ケーブルの緊張順序
（あゆみ橋）

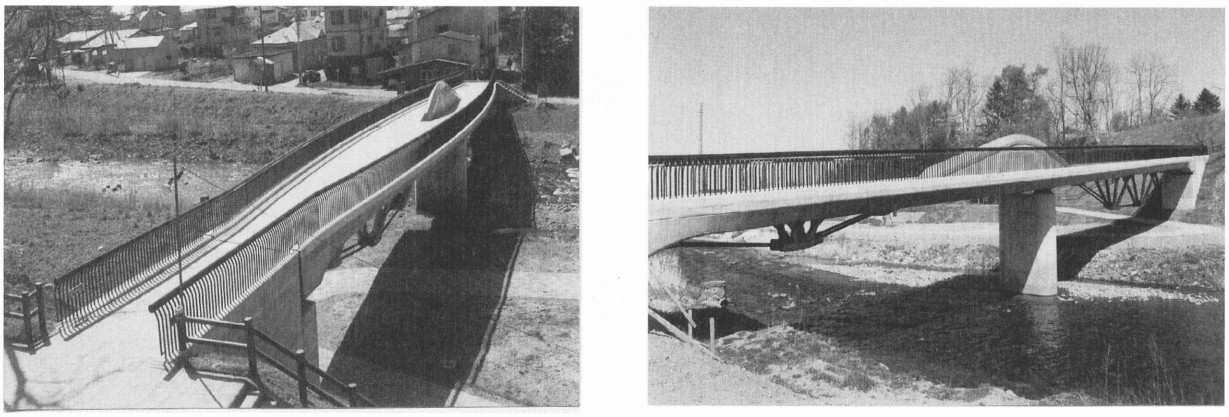
(2) 望景橋

1) 構造特性

この橋は，河川公園内に架設される2径間連続PC中空床版歩道橋である．公園のシンボルとなる橋梁であるため，力学的合理性を追求した大胆な外ケーブル配置による構造美を表現した橋梁である[4]．この橋は，プレストレスの利用効率を高めるべく，外ケーブルを曲げモーメント分布に類似した形状に桁上下に大きく偏心配置させた世界でもあまり類を見ない橋梁である．

中間支点上で桁上に偏心した外ケーブルは，魚の背びれ状に造形したコンクリート内に格納され，その偏心量は，“直線移動則”[5]という法則に従い決定されており，公園敷地となる桁下空間を確保すると共に歩行者への柔和性と周辺の景観にも配慮されたものである．側面図を**図-5.2.28**に，断面図を**図-5.2.29**にそれぞれ示す．また外ケーブルの偏向部には，剛性の確保が容易な2重鋼管にコンクリートを充填したスレンダーなサドル構造を採用し，橋梁イメージを損なわないよう配慮されている．

さらに，橋面形状を卵形にすることにより，使用者が自由に立ち止り公園付近の景観を楽しめるようにも配慮されている．橋梁全景を**写真-5.2.20**に示す．



(a) 卵形の橋面形状　　(b) 側面から

写真-5.2.20　望景橋の全景

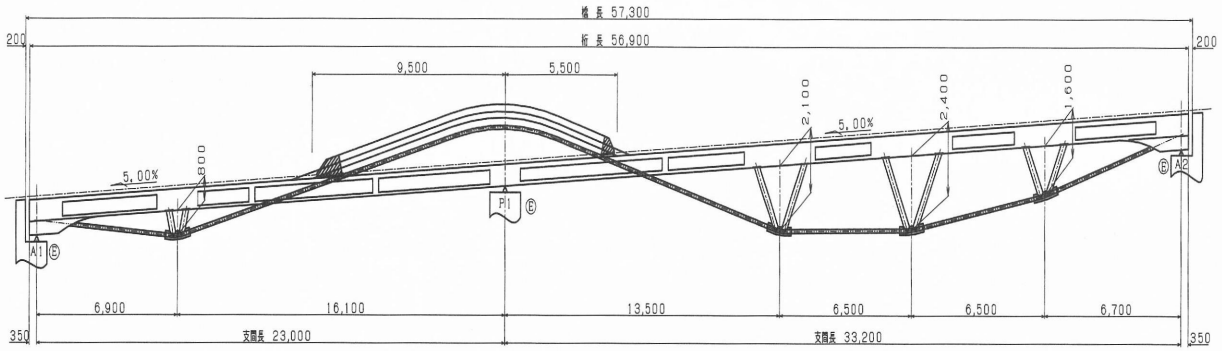
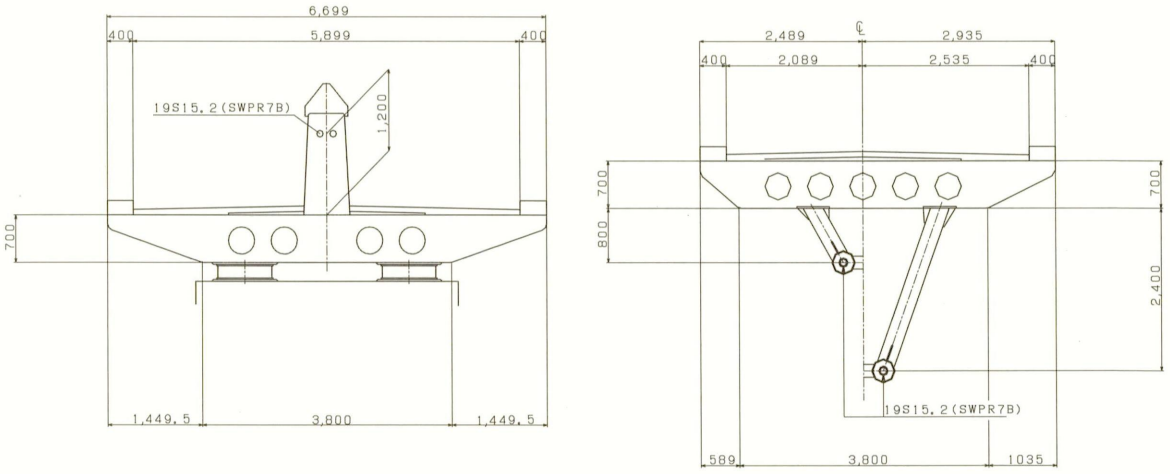


図-5.2.28　望景橋の構造図(寸法単位:mm)



(a) 支点上の主桁断面図　　(b) 長支間中央部の主桁断面図

図-5.2.29　望景橋の断面図(寸法単位:mm)

2) FEM 解析および実験による検討

大偏心外ケーブル構造(ケーブルトラス構造) の採用にあたっては，種々の検討解析と実験を繰り返し，その合理性と安全性を確認している[5)~7)]．

a. FEM 解析

図-5.2.30 に示すように，幾何学的非線形を考慮したフレーム解析と併せ，全体構造モデルを用いた 3 次元 FEM 解析により安全性が確認されている．また，縮小モデルによる曲げ載荷実験により，その妥当性が実証されている．

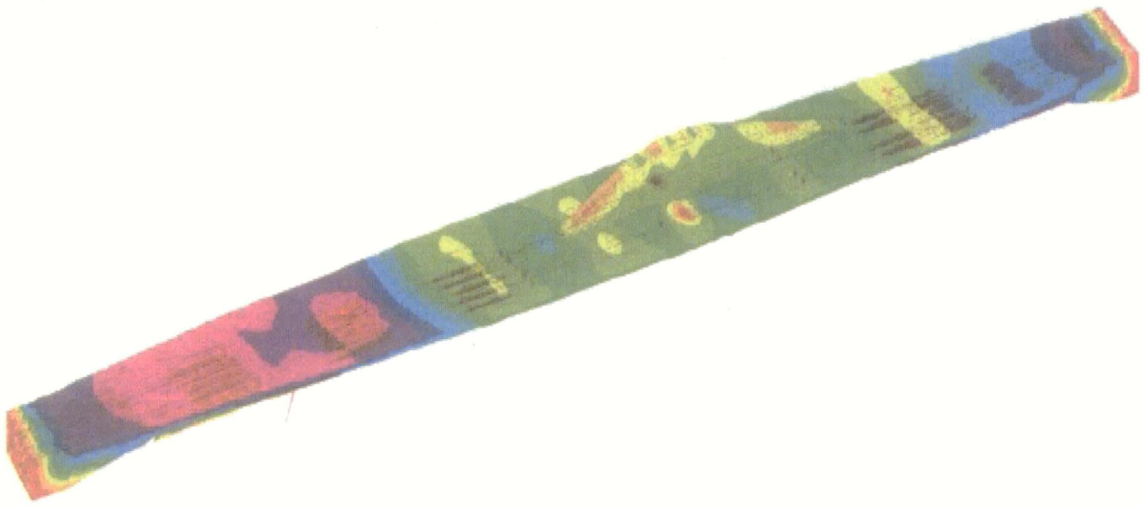


図-5.2.30　構造全体の解析モデル(望景橋)

図-5.2.31 に示すように，PC ケーブルの定着部が集まる主桁端部において，今回使用した大容量外ケーブルの定着構造の妥当性が FEM 解析によって確認されている．**図-5.2.32** に示すように，外ケーブル偏向部には，強さと軽さを併せ持つ二重鋼管構造が採用されている．FEM 解析と実験

とにより，その優れた構造性能が明らかにされている．

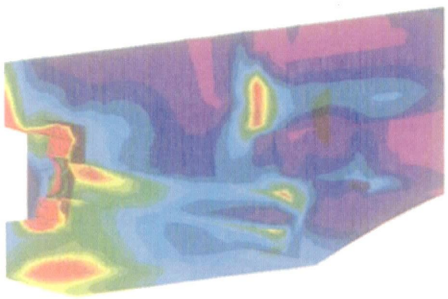


図-5.2.31　外ケーブル定着部の解析モデル（望景橋）

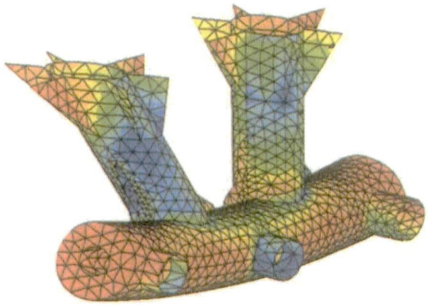


図-5.2.32　ストラットと偏向部の解析モデル（望景橋）

b. 実　験

図-5.2.33 に示すように，直線移動則 [5]と呼ばれる法則に従ったケーブル配置形状であれば，構造性能を変えることなく，主桁上下への外ケーブル偏心量を自由に設定できることが実験で確認されている．**写真-5.2.21** には，そのための実験状況を，また**図-5.2.34** には支間中央の荷重－変位曲線を示す．

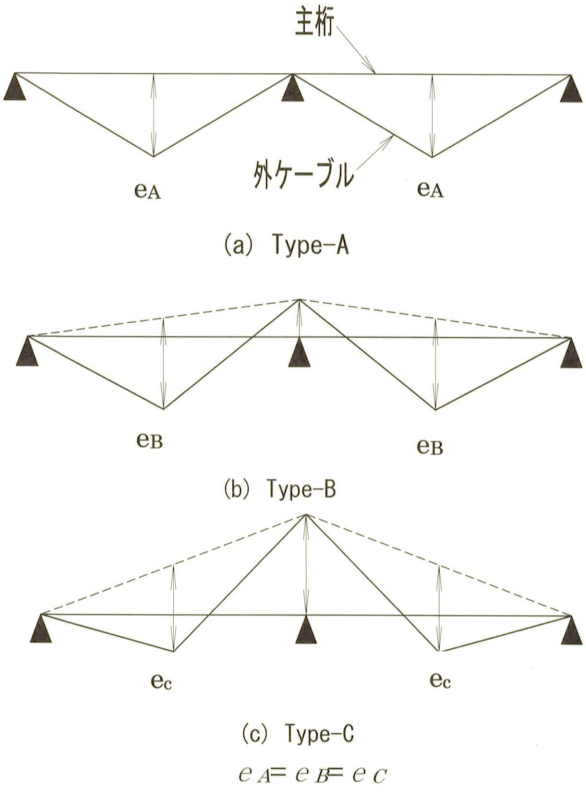


図-5.2.33　偏心量の設定法

写真-5.2.21　静的載荷実験状況

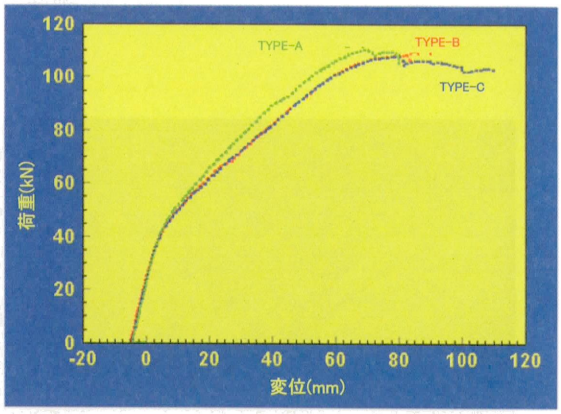


図-5.2.34　支間中央の荷重-変位曲線

荷重－変位曲線からも分るように，Type-A，Type-B，および Type-C でそれぞれ良い一致を示しており，直線移動則 [5]が証明されている．

曲げ実験と併せて，縮小モデル実験桁による振動実験および実橋歩行試験が行われ，さらに FEM 解析により望景橋の振動特性が明らかにされている．**図-5.2.35** には自由減衰波形を，また**図 5.2.36** には振動モードをそれぞれ示す．

振動モードは，実験結果と解析結果が良く一致したことが確認されている．この固有振動解析においては，模型実験桁の振動実験でも明らかとなったように，偏向部での外ケーブルのスライド(滑り)を無視したモデルを用いるのが良い．また，減衰定数については，実橋歩行試験結果と縮小モデル実験桁での振動実験との良い一致が確認され，実橋歩行試験では 1 次モードで 0.59%，2 次モードで 0.69%の結果が得られている．これに対して縮小モデル実験桁の値は，それぞれ 0.56%および 0.76%となっている．

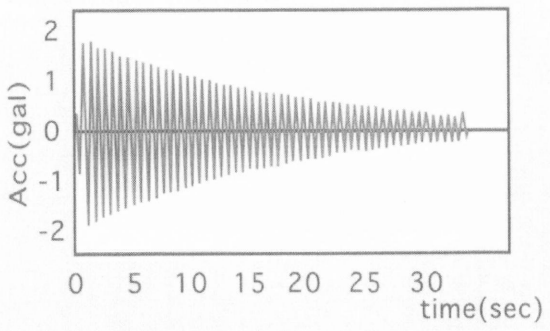


図-5.2.35　自由減衰波形(振動実験)

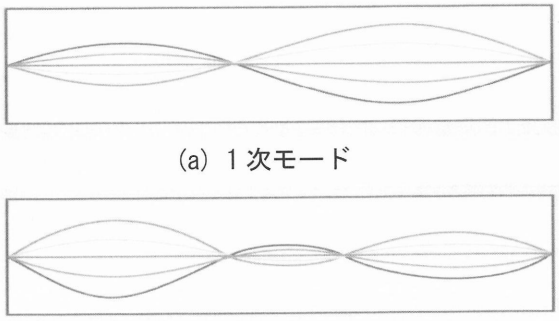


図-5.2.36　振動モード(振動実験)

3) 接合構造

外ケーブルの偏向装置であるストラットの接合には，施工時および供用時におけるあらゆる変形に追従し，確実に外ケーブルのプレストレスを主桁に伝達できるように，4 本の鋼管で構成されるストラット部材をスタッドジベルにより主桁底面に接合し一体化を図っている．ストラットの接合状況を**写真-5.2.22** に示す．また偏向部は，新たに開発した 2 重鋼管によるサドル構造を採用し，さらに内鋼管上に補強リブを設置して剛性の確保を図っている [4]．サドル概要図を**図-5.2.37** に示す．

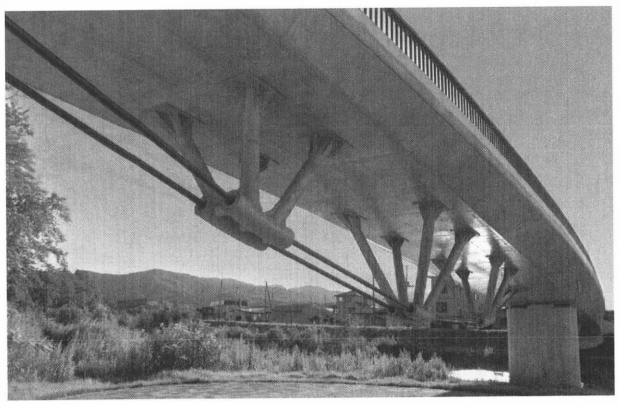


写真-5.2.22　ストラット接合状況(望景橋)

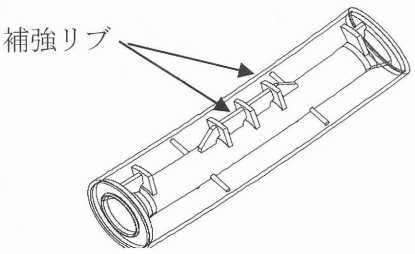


図-5.2.37　サドル概要図(望景橋)

4）ケーブル定着構造

この構造では，施工段階において外ケーブルの応力度が変動する．そのために，施工終了後の段階で外ケーブルの張力調整を行い，設計時と完成時においてケーブルの応力状態を合致させる必要がある．そこで，外ケーブルの定着には張力調整が可能であるクサビ式定着装置が採用され，19H15A の定着ブロックにテンションロッドを取付け，所定の緊張力まで緊張後，リングナットにより固定し調整された．19H15A 定着具の概要図を**図-5.2.38**，および定着状況を**写真-5.2.23** に示す．

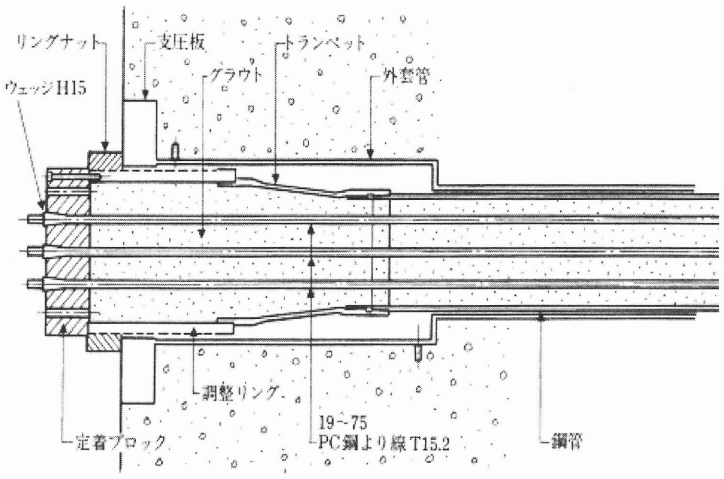


図-5.2.38　19H15 定着具概要図（望景橋）

5）ケーブルの種類

外ケーブルは耐久性を考慮しグラウト不要の高密度ポリエチレン被服されたプレファブ型マルチアンボンドケーブル 19S15.2(SWPR 7B)が採用されている．このケーブルは，1 本ずつ防錆グリースとポリエチレンシースで被覆され，さらに高密度ポリエチレンで密着被覆された 3 重防錆構造となっているため耐食性に非常に優れている[8)~9)]．ケーブル全景および断面を，それぞれ**写真-5.2.24** および断面を**図-5.2.39** に示す．

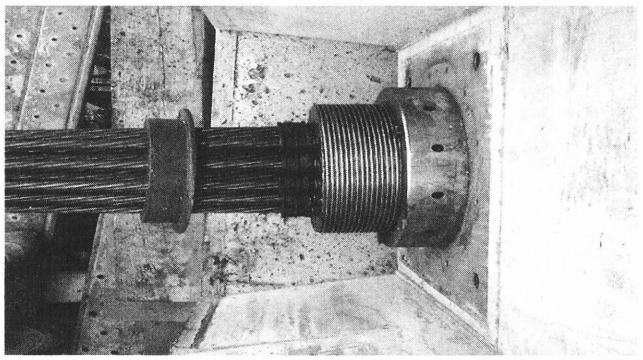


写真-5.2.23 定着状況（望景橋）

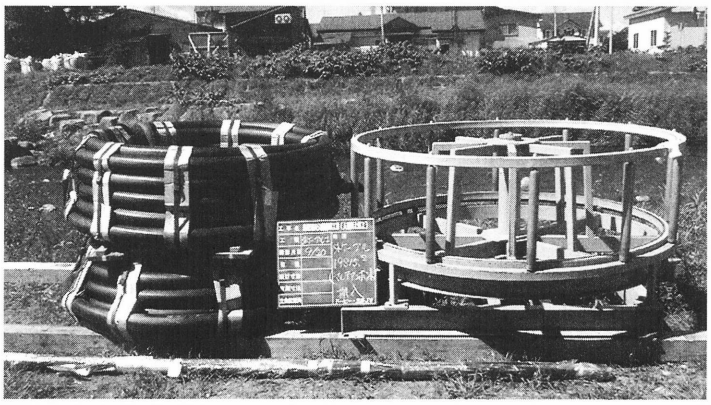


写真-5.2.24　巻かれたケーブル（望景橋）

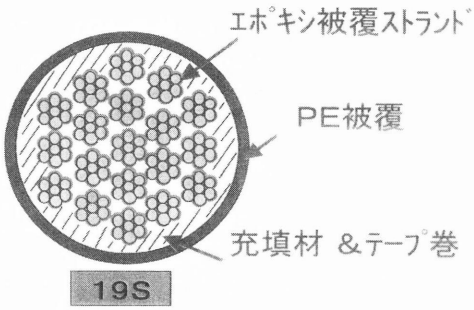
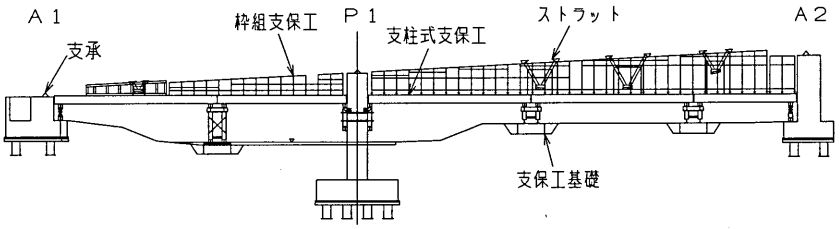


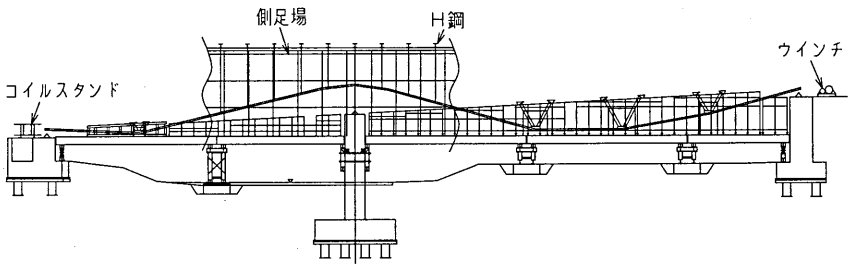
図-5.2.39　望景橋ケーブル断面図

6) 施工概要

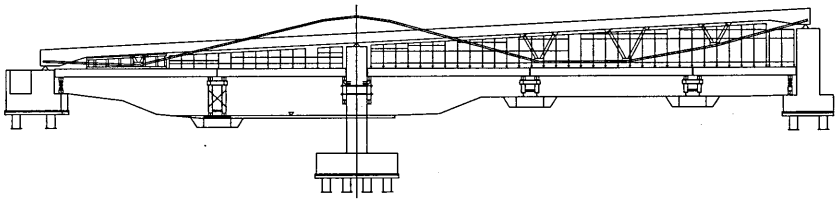
この橋の構造は，主桁，大偏心外ケーブル，およびストラットから構成されるトラス構造であるため，各部材の施工精度が構造物に大きな影響を及ぼす．したがって支保工，型枠，および外ケーブルの施工方法および施工順序が充分に検討された．**図-5.2.40** には，その施工概要図を示す．



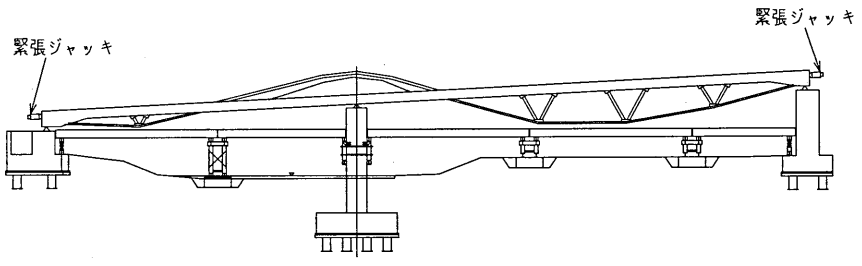
(a) 支保工基礎および支柱式支保工の施工，支承工(A1･P1･A2)の施工，ストラットを架台で所定位置に据付ける，枠組支保工の施工



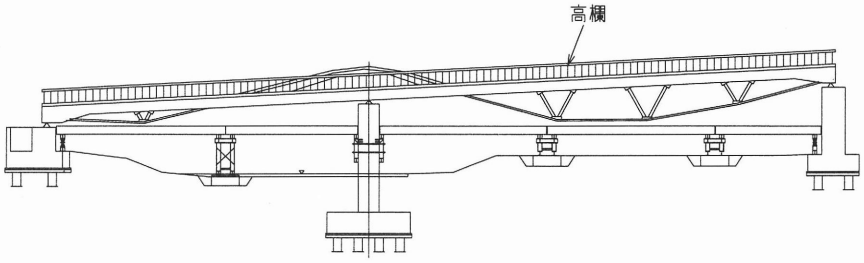
(b) 外ケーブルの設置
① A1 にコイルスタンドに収容された外ケーブルを配置
② A2 に設置したウインチで外ケーブルを引出す
③ 橋体側面に設置した側足場間に架けたH鋼より，P1 部の外ケーブルを吊下げる



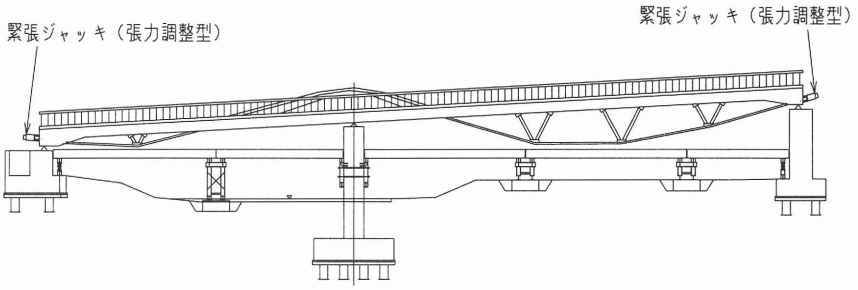
(c) 主桁型枠･鉄筋･内ケーブルの組立，主桁コンクリートの打設，フィン部型枠の組立，コンクリート打設



(d) 内ケーブルの緊張･グラウト，外ケーブルの緊張，枠組支保工の解体



(e) 支柱式支保工の解体，橋面工(地覆･高欄･舗装)の施工



(f) 外ケーブルの張力調整

図-5.2.40　望景橋施工概要図

a. 支柱式支保工および型枠

支保工の組立には，河川高水位の阻害等を考慮し，受梁併用型支柱式支保工の採用により河川高水位が確保された．また，橋脚部の受梁は，山留鋼材をトラス状に組立て，それをPC鋼棒で橋脚に定着した．(**写真-5.2.25** および**写真-5.2.26** 参照)．

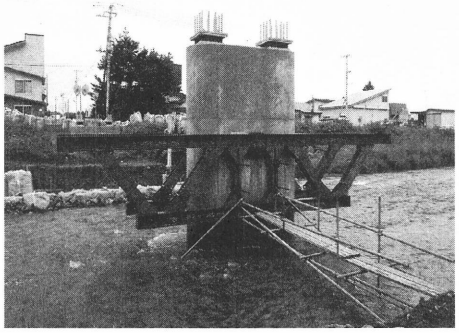


写真-5.2.25 トラス受梁(望景橋)

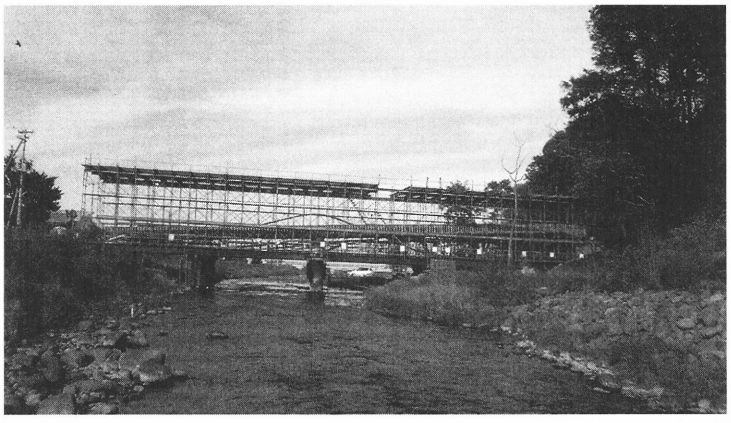


写真-5.2.26 支保工(望景橋)

総幅員が拡幅変化するため，型枠は橋軸方向32分割，橋軸直角方向に2分割した木製型枠とされ，工場製作とし現場に搬入後組立てられた(**写真-5.2.27** 参照)．

写真-5.2.27　型枠組立（望景橋）

b. ケーブルの疲労耐久性試験

この橋の外ケーブルは，大きな偏向腹圧力が生じることが予測されるため，偏向部でのフレッティング(摩擦)疲労についての安全性を確認する必要がある．そのため，製作メーカーにより実施された実大疲労試験により耐疲労性の確認が行なわれている．

c. ケーブルの緊張

ケーブルの緊張は，緊張時に発生する局部応力を事前に解析により予測し，内ケーブルおよび外ケーブルの緊張を一次と二次に分けて行われた(**写真-5.2.28** および **5.2.29** 参照)[6]．

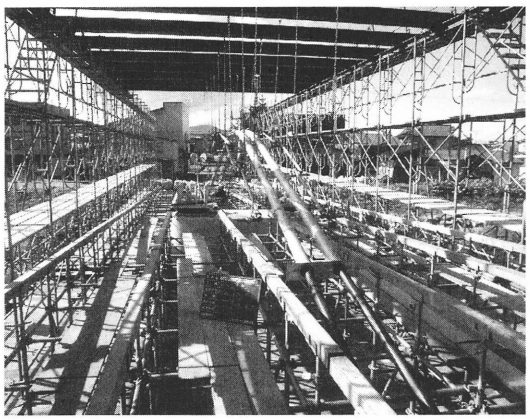


写真-5.2.28 ケーブル配置（望景橋）

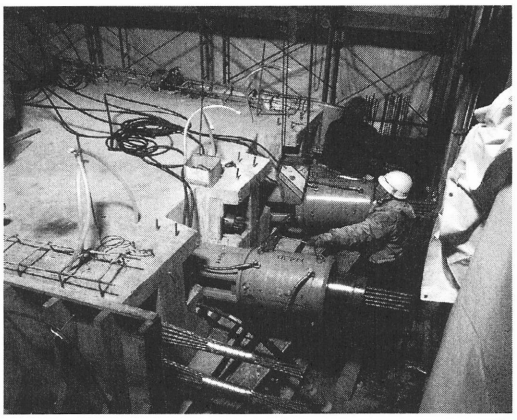


写真-5.2.29 調整（望景橋）

参考文献

(5.1.1)

1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅲコンクリート橋編，2002.3.

2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編，2002.3.

3) 日本橋梁建設協会：デザインデータブック，2001.3.

(5.1.2)

1) 高機能な部材を用いた新しい橋梁の開発に関する共同研究グループ：高機能な部材を用いた新しい橋梁の開発に関する調査および研究最終報告書，土木学会関西支部，2003.

(5.1.3)

1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編，2002．3

(5.1.4)

1) 加藤裕之：ニールセンローゼ橋の耐荷力特性に関する基礎的研究，大阪市立大学卒業論文，大阪市立大学工学部土木工学科，2002.

2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編），丸善，2002.

3) 北田俊行，大南亮一，丹生光則，田中克広：ケーブルを用いた鋼橋の耐荷力解析用の汎用プログラムの開発，構造工学における数値解析法シンポジウム論文集，第 13 巻，日本鋼構造協会，pp.89-94，1989.

(5.2.1)

1) 桑野昌晴，乗常晃男，山崎和彦，齋藤謙一：山城中学校進入路橋（青雲橋）の設計と施工，第 13 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集，プレストレストコンクリート技術協会,pp.385-388，2004.

2) 乗常晃男，山崎和彦，石原光浩，齋藤謙一，桑野昌晴：青雲橋の設計と施工－吊構造を利用した架設工法による単径間 PC 複合トラス橋－，橋梁と基礎，Vol.39,No.4,pp.5～11，2005.4.

3) 小川伸吉，神谷裕司，吉川　卓，中村　陽：のぞみ橋の設計と施工－移築再利用を考慮した端部分離型上路式 PC 吊床版橋－，橋梁と基礎，Vol. 38，No.5，pp.5-13，2004.5.

4) 大木　太，小川伸吉，正司明夫，園田恵一郎：解体・再利用を考慮した上路式吊床版橋の接合構造の実験的研究，第 12 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集，pp.621-624，2003.

(5.2.2)

1) 佐藤譲，野口和雄，鈴木和雄，諸橋克敏，中井聖棋：ハイブリッド PC 斜張橋”なぎさ・ブリッジ”の設計・施工，プレストレストコンクリート，Vol.45，No.3，pp.22-27，2003.3.

2) 佐藤　譲，佐々木真一，諸橋克敏，鈴木宣政：なぎさ・ブリッジの施工と実橋載荷試験，橋梁と基礎，Vol.37，No.7，pp.2-9，2003.

(5.2.3)

1) 細野広巳，竹内禧禮，奥村一彦，近藤真一：PC 張弦桁橋の施工，プレストレストコンクリート技術協会第８回シンポジウム論文集，プレストレストコンクリート技術協会，pp.807-812，1998.10.

2) 清水政和，竹内禧禮，近藤真一，奥村一彦：高流動コンクリートを用いたプレキャストセグメント張弦桁橋の構造と施工，コンクリート工学，Vol.36，No.10，pp.31-35，1998.10.

3) 清水政和，竹内禧禮，阿部　登，近藤真一，奥村一彦：あゆみ橋の設計と施工，橋梁と基礎，Vol.33，No.3，pp.2～9，1999.3.

4) 釜沢 弘，北條倫史，金子人之，松井敏二：鳥崎川公園橋（大偏心外ケーブルトラスＰＣ橋）の設計・施工，プレストレストコンクリート技術協会第 11 回シンポジウム論文集，pp.315-316, 2001.10.

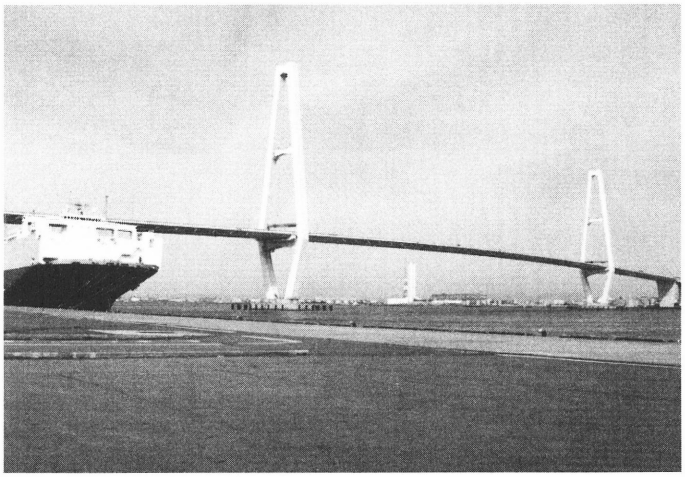
5) 睦好宏史，原　健悟，　Aravinthan T.，濱田　譲，渡辺宗樹：大偏心外ケーブル PC トラス連続桁の曲げ性状に関する研究，土木学会第 54 回年次学術講演会講演概要集第５部，pp.656-657，平成 11 年９月.

6) 原　健悟，睦好宏史，　Aravinthan T.，篠崎裕生：大偏心外ケーブル式 PC 桁のせん断性状に関する研究，コンクリート工学年次論文集，pp.823-828, Vol.22，No3. 2000.3.

7) 篠崎裕生，渡辺宗樹，松井敏二，睦好宏史：大偏心外ケーブルトラス PC 連続桁構造の振動･クリープ特性

について，プレストレストコンクリート技術協会第9回シンポジウム論文集，pp.535-540, 1999.10.
8）神鋼鋼線工業(株)：フレッティング疲労試験(アンボンドマルチケーブル19S15.2mm)報告書，1999.
9）FKK極東鋼弦コンクリート振興：FKKフレシネー工法施工基準,2004改訂版

ケーブル系橋梁の写真館



名港中央大橋（名古屋市）

名港西大橋（名古屋市）