

速日峰橋の設計と施工 (その 1)

甲	斐	忠*
徳	光	治**
松	下	通***
荒	川	雄†
別	府	生††
藤	元	宏††

1. ま え が き

宮崎県北部、神々の故郷高千穂より発し、山々の間を縫い溪谷を形成して、延岡市を通り日向灘に注ぐ五ヶ瀬川の沿岸の町は、この川の形造るわずかな平地と周囲の山々の中腹に人家を構える静かな町である。これらの町は豊かな自然をバックに林業が盛んな土地である。この様な現状の下で林業の発展と生活道路拡充のため、北方町の単独事業として、山の中腹を縫う新しい林道が計画された。この道路は五ヶ瀬川に沿って走る 218 号線のバイパスの役目も果すものである。この道路建設に当り架橋の必要地点があり、「上路式 PC 吊橋」が提案され、昭和 52 年 5 月に竣工した(図-1~2, 写真-1 参照)。外観上類似の橋梁に、コスタリカの Rio Colorado 橋¹⁾があるが筆者らの知る範囲では詳細な報告はなされていない。この種の形式の橋梁はわが国では最初のものと思われる。ここに速日峰(はやひのみね)橋の設計と施工の概要を報告したい。

2. 上路式 PC 吊橋

2.1 現地状況

架橋地点は谷の深さ約 50.0 m 兩岸は 50°~60° の傾斜で切り立っている急角度の崖である。この地帯は中生代~古第三紀の千枚岩が基岩となっている。地表面より 1.0 m ぐらゐは風化岩または表土で覆われているが、それより深い部分は堅固である。工事用道路としては左岸側がメインとなる。ただし現状では道幅が狭く、一般通行を行いながら作業を行うため 1000 m³ ほどのカットを行い、「場所 200 m²」を確保する必要がある。また重機

進入は途中道幅が狭く、クレーン車 35 t 以下に限られる。右岸側道路は未完成であり、重量物運搬は不可能に近い。

2.2 橋梁形式の決定

図-2 に示すように谷間が深く、急斜面であるため橋脚を立てることは難工事が予想され、また美観上からも適しないので 2 径間、3 径間案は当初より計画されなかった。したがって 1 径間案についての橋梁形式が比較検討された。一般的に 50.0 m スパン程度に適した形式を列挙すると以下のようである。



図-1 位置図

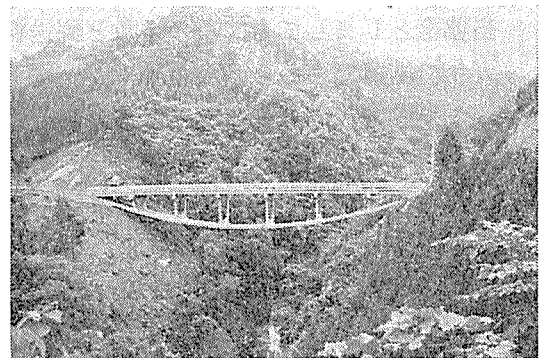


写真-1 速日峰橋

* 宮崎県北方町工務課長補佐
 ** 九州大学工学部土木工学科教授
 *** 九州大学工学部土木工学科講師
 † ビー・エス・コンクリート(株)技術部
 †† ビー・エス・コンクリート(株)福岡支店

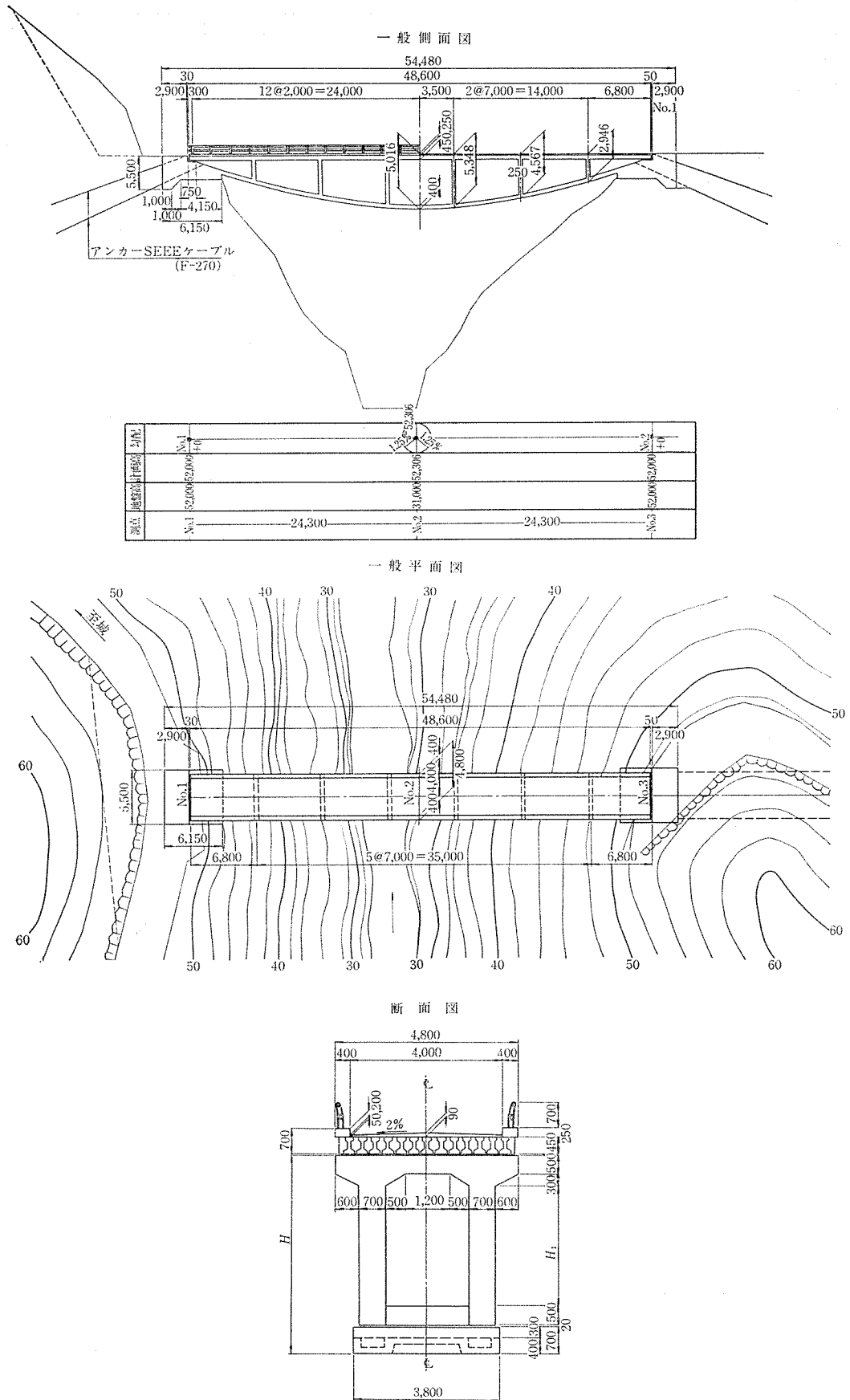


図-2 速日峰橋一般図

報 告

- A 鋼合成桁橋
- B 鋼吊橋
- C 鋼トラス橋
- D 鋼アーチ橋
- E PCT形単純桁橋
- F PC箱形単純桁橋
- G 両端固定PC箱桁橋(ディビダーク工法)
- H 上路式PC吊橋

上記の各形式のうち次の条件により数種が選定された。

- a) (土地) 個人所有に影響あるもの。
- b) (美観) 風光明媚な地方であり、また五ヶ瀬川には各種形式の橋が架橋されている。
- c) (施工性)
- d) (経済性)

廃案となった形式の廃案理由は以下のとおりである。

- B 鋼吊橋：両岸の山は杉林で個人所有であり、主ケーブルアンカーを設けることが不可能。
- C 鋼トラス橋：2.1 で述べたように右岸には重機が進入できず、したがって仮設ケーブルクレーンが必要となる。このアンカーがBの理由で不可能。またこの程度の橋梁においてケーブルクレーンを用いることは、非常に不経済である。
- D 鋼アーチ橋：Cに同じ。
- E PCT形単純桁橋：製作場所および運搬路がない。
- G 両端固定PC箱桁橋(ディビダーク工法)：右岸

表一1 橋梁形式の比較

種 別	工事金額	特 性
1.鋼合成桁橋	上部工 44,000,000 下部工 4,500,000 計 48,500,000	支保工を組立て、鋼桁を仮置(長さ10.0m~15.0m程度)、仮組→押出しを繰返して架設するものである。 1.支保工組立が困難で危険性がある。 1.鋼桁のため維持補修が必要。 1.美観的にはそれほどよいとは思われない。
2.PC箱形単純桁橋	上部工 42,000,000 下部工 4,500,000 計 46,500,000	支保工を組立て、その上で、枠組、製作するものである。 1.支保工組立が困難で危険性がある。 1.美観的には並。
3.上路式PC吊橋	上部工 34,000,000 下部工 13,000,000 計 47,000,000	橋台およびアンカーを完成し主ケーブルを張渡しこれを利用して架設するものである。 1.支保工等仮設備は不要。 1.美観的に景色にマッチする。

表一2 工事概要

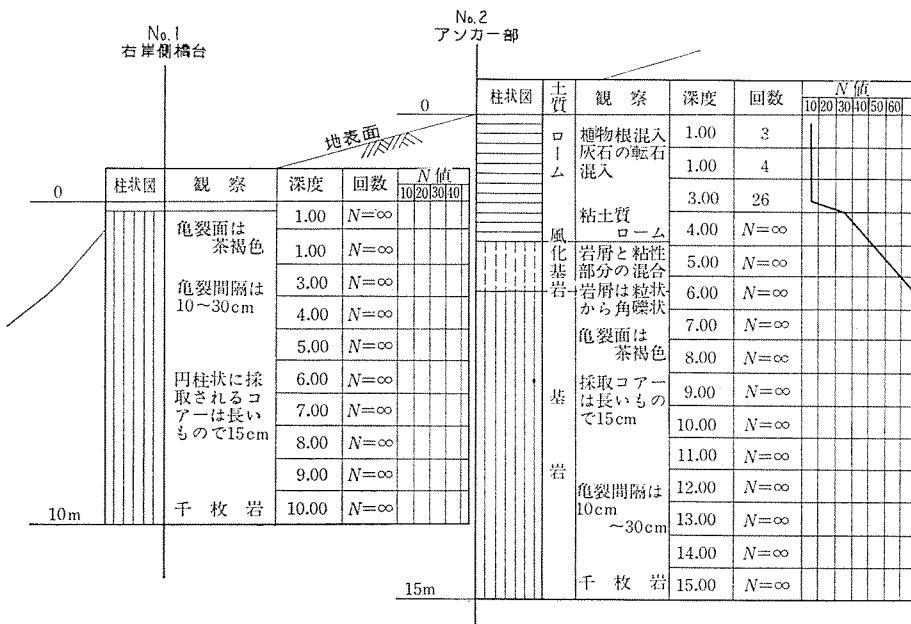
工 事 名	速日峠橋工事
発 注 者	宮崎県東臼杵郡北方町
場 所	同町早上・早中地内
工 期	昭和51年12月~昭和52年5月
橋 長	54.48m
幅 員	4.80m
橋 格	2等橋(TL-14)
構 造 形 式	上路式PC吊橋

側に重機が入れないためワーゲンの組立が不可能である。この種のスパンでは当工法は不経済である。

残り(A),(F),(H)について検討(表一1参照)した結果上路式PC吊橋に決定した。工事概要を表一2に示す。

2.3 ロックアンカー

本構造は荷重による水平反力に対してアンカーが必要である。アバット後方にカウンターウェイトブロックまたはアンカーブロックを埋め込む方法が検討されたが、本橋左岸側は町道と直角に取付けられアバット後方は道路を隔ててほぼ鉛直な断崖となっており、アンカーブロックの埋め込みはほとんど不可能なためロックアンカー方式⁵⁾が検討された。これには両岸が十分堅硬な岩盤であることが必要である。そのため事前に調査



図一3 右岸側ボーリング結果

ボーリング工事を実施し、標準貫入試験、ボーリングコア採取による岩質、岩層、亀裂間隔、亀裂面などの地質調査を行った。

右岸側アバット位置の調査結果は図-3に示すように比較的浅い所から基岩の千枚岩が分布しており No. 1 地点ではほとんど地表面から見られる。No. 2 地点では茶褐色の火山灰質ロームが地表を覆っているが、この火山性土は第四紀阿蘇火山噴出物で表層では固結度が低いためほとんど流出しているが、地形的な凸部にわずかに残留したもので計画路面まで掘削すれば取除かれる。

千枚岩層は岩相がその名称となったように、板状の節理を有し、ボーリングコアは円板状または薄片状に採取されるものが多く、最長コアでも 15 cm 程度となり、きれつが 10 cm~30 cm くらいの間隔で認められた(写真-2 参照)。四万十層群は多数の構造線に沿う北東-南



写真-2 ボーリング結果の一例

西方向(架橋地点で深谷川に平行)の走行をもち、傾斜は北西(右岸より左岸)に落ちている。架橋地点では左岸の露出岩層は 20°~25° の勾配で上流より下流に向けて下降しており、右岸アバット基岩も同様な走行である。

さらにロックアンカー施工時に次の試験を実施することにした。

a) 引き抜き試験⁶⁾⁷⁾⁸⁾: 使用されるアンカーの地盤に対する極限引き抜き力を判定するために行う。引き抜き試験に使用するアンカーの定着方法およびアンカーの諸元はできるだけ実際に使用される状態に近いものとする。

b) 引張り試験⁶⁾⁷⁾: 原則として実際に使用されるアンカーについて、設計引張力の 1.2~1.3 倍の荷重を計画最大試験荷重とし、その 0.2 倍ごとに繰り返し荷重を加え、その変形特性から設計耐力および施工の合理性、安全性を確認するために行う。

c) 確認試験⁶⁾⁷⁾: 実際に使用されるアンカーに対して設計耐力が確保されていることを確認するために行う。

試験方法、結果については次回に報告する。

2.4 構造および架設方法の概要

本橋は普通の吊橋と違って塔がない代わりに“ケーブルが路面の下にあるプレストレストコンクリートの吊橋”である。その構造は吊橋のケーブルと補剛桁に相当する橋体(上部工)と吊橋の塔およびアンカーに相当するアバットおよびロックアンカー(下部工)に分けられる。さらに橋体は上床版、下床版および鉛直材で構成される。上床版に載せられる荷重は鉛直材を通じて下床版に伝達される。吊橋の吊材が引張材であるのに対して鉛直材は圧縮材である。

下床版は両アバット間に張り渡されたケーブルをコンクリートで被覆しプレストレスを導入する。これにより下床版はケーブルの防錆とともに高い剛性を有し、架設中には安定した作業足場となる。またこの構造はサグの大きい吊床版橋²⁾³⁾⁴⁾にデッキを載せたものとも言える。下床版はその吊床版である。上床版、下床版、鉛直材のそれぞれの部材は互いに密接に作用しあうので、ある部材の性質(曲げ剛度、部材の結合方法など)が他の部材に与える影響は大きい。上床版は連続 PC 床版であり、上下床版の曲げ剛性の大きさによってそれぞれの荷重分担の割合が異なり、水平反力の大きさも異なる。

速日峰橋は通常の吊床版橋にくらべて下床版のサグをなるべく大きくし、すなわちサグ/スパン比を $f/L=1/10$ とし、下部工に働く水平力をなるべく小さくし、さらに上下床版の曲げ剛性をなるべく大きくした。しかしサグを大きくすることは架設時にケーブルの変形が大きくなり、施工時の作業性が悪くなる。上部工の構成部材は施工性を考慮してそれぞれ小さなプレキャスト部材に分割したが、分割の仕方は主として架設時のケーブルの変形を考慮して決定した。

設計・施工上の問題として主なる項目を列記すると以下のようなものである。

- a) 架設時の主ケーブルの変形と架設方法
- b) ロックアンカーの耐力⁵⁾⁸⁾
- c) 合理的な応力解析¹⁾⁹⁾
- d) アバットと下床版の接合部の構造
- e) 上下床版と鉛直材の接合部の構造
- f) 下床版のクリープ、乾燥収縮および温度変化の影響²⁾³⁾
- g) 下床版のひびわれ制御²⁾
- h) 振動²⁾³⁾

図-4 に示すように本橋の架設方法はまずアバットを製作し、架設荷重や設計荷重によりアバットに作用する水平力に抵抗するためロックアンカーを施工する。その後、吊橋のケーブルに相当する主ケーブルを両アバット

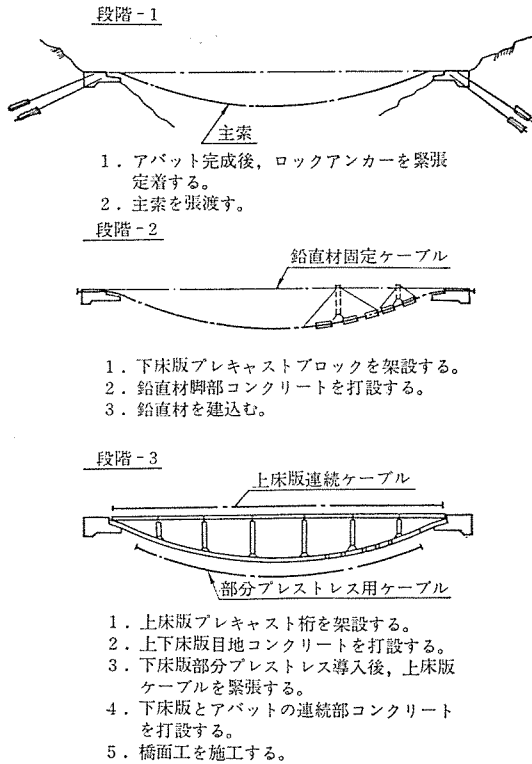


図-4 施工順序

間に張り渡し、この主ケーブルを利用して左岸側より下床版プレキャストブロックを配置し、その上に支保工を組み、プレキャストの鉛直材部材、上床版部材を組み立て、上下床版の場所打コンクリートを打設して橋体を完成する。

3. 上部工の設計

3.1 設計概要

表-3 に設計条件を示す。

3.1.1 主ケーブルの選定

架設中すなわち橋面工施工前までは死荷重および架設機材の荷重は主ケーブルに直接作用する。また完成後の設計荷重作用時には主ケーブルは下床版コンクリートと合成して作用する応力伝達の最も重要な部材の要素である。主ケーブル材料の選定に当たって強度、施工性、経済性などの観点から種々比較検討した。主ケーブルは一般の吊構造のケーブルと同様に伸びが一定でかつ少ない高張力鋼で、張り渡しやプレキャスト部材の配置、長さの決定や調整など施工性に優れていることが望ましい。これらのことから BBRV 定着方式による平行線ケーブルとした。

3.1.2 下床版の応力とプレストレス

下床版には完成後に曲げモーメントと軸方向力（張力）が作用する。この場合サグが比較的大きく下床版に

表-3 設計条件

荷	活荷重	TL-14	
	温度変化	±15℃	
	クリープ係数	$\varphi=2.0$	
	乾燥収縮	$\alpha=15 \times 10^{-5}$	
重	震度	水平	$K_h=0.2$
		鉛直	$K_v=0.1$

材	コンクリート σ_{ck} (設計基準強度)	上床版プレキャスト桁	500 kg/cm ²
		下床版鉛直材プレキャスト	400 "
		現場打コンクリート	400 "
料	P C 鋼材 P_u (引張強度)	B.B.R.V. B-140	202.9 t
		S.E.E.E. F-270	267.9 "
		P C 鋼より線 $\phi 21.8$	58.4 "
	鉄筋 σ_{sa} (許容引張応力度)	SD 24	1400 kg/cm ²
		SD 30	1800 "

剛性があるので張力による応力より曲げによる応力が支配的であり、大きな曲げ引張応力が上下縁に生ずる。これらの応力に対してプレストレスを導入することにした。その方法には(1)サグを変化して下床版全体に圧縮応力を導入する方法と(2)下床版軸方向に直接圧縮応力を導入する方法が考えられる。(1)は予め余裕をもったサグを、主ケーブルまたは追加のP Cケーブルを緊張してサグを縮めることが考えられるが、この方法では極めて大きな緊張力を必要とする。(2)の方法には下床版にP Cケーブルを配置し、部分的にプレストレスを導入する方法が考えられた。結局、経済性や施工が容易な点から(2)の方法が採用された。この方法によると下床版の一部にRC区間ができるが、この場合それを下床版両端に設け、径間部に応力を導入することにした。このRC部分は鉄筋比を高めてひびわれ幅を制限し、さらに支承部分は曲面にして応力緩和をはかった。構造計算ではRC区間の最大曲げモーメント発生位置をヒンジと仮定した場合と固定と仮定した場合について計算し、両状態を満足するという条件で設計した(図-5参照)。また施工中この部分には応力が発生しないよう最後にコンクリートを打設することにした。

下床版の応力上の問題にはクリープ、乾燥収縮および温度変化による影響がある。クリープ、乾燥収縮については中島儀八氏の提案式²⁾によって計算し、温度変化については変形を幾何学的に考慮した³⁾。RC区間の応力その他の問題については試験によって確認することにしたが、結果についてはその2で報告したい。

3.2 架設時の主ケーブルの変形

主ケーブルは必要の長さで張り渡し、下床版プレキャスト

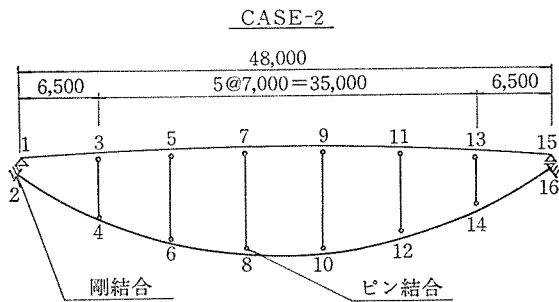
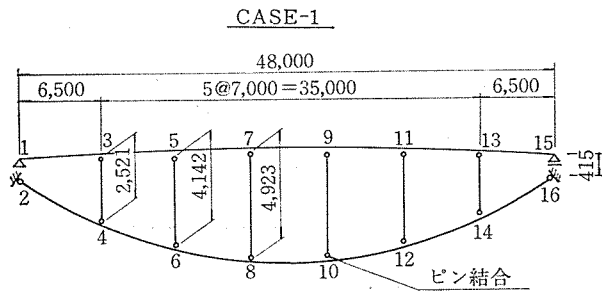


図-5 構造計算モデル図

スト部材を配置した後各鉛直材位置のサグを測定して形状を調整することにした。そのためには予め必要の長さを計算しておく必要がある。

3.2.1 ケーブルの変形計算 (等分布荷重)

ケーブル形状を図-6のような円曲線と仮定した場合弧長 S 、スパン L 、半径 R の幾何学的関係は次式で表わされる。

$$S=L+\frac{1}{3}\frac{L^3}{8R^2}+\frac{3}{20}\frac{L^5}{32R^4}+\frac{15}{168}\frac{L^7}{128R^6} \quad (1)$$

ケーブルの初期の長さ・半径をそれぞれ S_0, R_0 、載荷時のそれらを S_1, R_1 とするとケーブルの伸び ΔS は次のようになる。

$$\Delta S=S_1-S_0 \quad (2)$$

ただし

$$\left. \begin{aligned} \Delta S &= \frac{qR_1}{EA} S_0 \\ S_0 &= L + \frac{1}{3} \frac{L^3}{8R_0^2} + \frac{3}{20} \frac{L^5}{32R_0^4} + \frac{15}{168} \frac{L^7}{128R_0^6} \\ S_1 &= L + \frac{1}{3} \frac{L^3}{8R_1^2} + \frac{3}{20} \frac{L^5}{32R_1^4} + \frac{15}{168} \frac{L^7}{128R_1^6} \end{aligned} \right\} (3)$$

(2), (3) 式から R_1 は求まる。

3.2.2 ケーブルの変形計算 (集中荷重)

ケーブルの形状を図-7のように仮定した場合 m 点の釣合は次式のようにになる。

$$\begin{aligned} V_a x - \frac{q}{7} x^2 - H w_x - P_1(x - k_1 L) \dots \dots \\ - P_{m-1}(x - k_{m-1} L) = 0 \end{aligned} \quad (4)$$

m 点のサグ w_x は次のようになる。

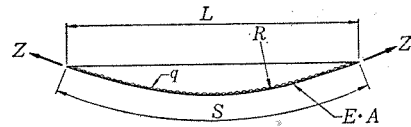


図-6 ケーブルの変形 (等分布荷重)

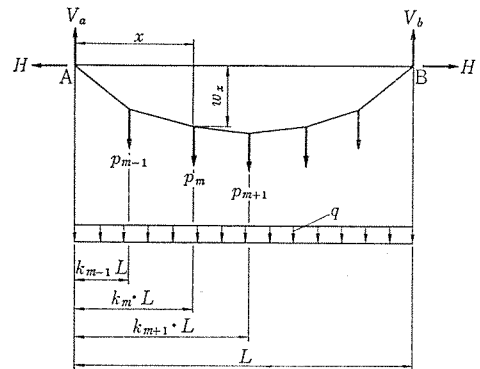


図-7 ケーブルの変形 (集中荷重)

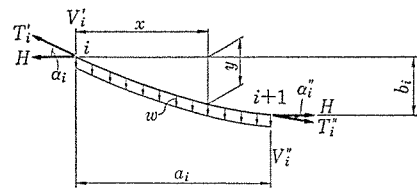


図-8 ケーブルの長さの計算

$$w_x = \frac{1}{H} \left\{ (V_a - \sum_1^{m-1} P_i) x - \frac{q}{2} x^2 + L \sum_1^{m-1} P_i k_i \right\} \quad (5)$$

この計算法は f/L が大きい場合は誤差が大きいので変形の傾向をみるにとどめ、模型試験の結果より再検討することにした。

3.2.3 無載荷時の長さの計算

無載荷時の長さとはケーブル張り渡し時のケーブル長さのことで温度変化、レラクセーションは考慮していない。これは完成時の形状から逆算し、懸垂曲線の格点の釣合により次式で求まる。式中の記号は図-8に示す。

$$\left. \begin{aligned} l_{ui} &= l_i - l_{ei} \\ l_i &= \int_0^{a_i} \left[1 + \left(\frac{dy}{dx} \right)^2 \right]^{1/2} dx = \left\{ b_i^2 + \left(\frac{a_i}{\lambda_i} \sinh \lambda_i \right)^2 \right\}^{1/2} \\ l_{ei} &= \int_0^{a_i} \frac{H}{A_c E_c} \left\{ 1 + \left(\frac{dy}{dx} \right)^2 \right\}^{3/2} dx \end{aligned} \right\} (6)$$

ここに、

l_{ui} : 無載荷時の長さ l_i : 完成時の長さ

l_{ei} : 弾性伸び $\lambda_i = \frac{w_{ai}}{2H}$

計算の結果は完成時の長さ 55.518 m に対し無載荷時の

長さ 55.379 m で、伸びは 0.139 m であった。

3.3 断面力の計算

図-5 に示した構造計算モデル 2 ケースについて計算した。すなわち下床版端部の RC 区間に最大曲げモーメントが作用するとき幅 0.1 mm までのひびわれを許容することにした²⁹⁾ ので下床版端部がヒンジ結合の場合と剛結合の場合の 2 ケースについて検討することにした。

上床版は曲げ部材、鉛直材は圧縮部材、下床版は曲げおよび引張部材であるので上部工を曲げと軸方向力を同時に受ける平面骨組として変形法により計算した。

節点力 {X} と変形量 {u} は剛性マトリクス [K] により次のように表わされる。平面骨組の部材座標を図-9 に示す。

$$\{X\} = [K] \{u\} \quad (7)$$

[K] は構造全体の剛性マトリクスで次式で表わされる。

$$[K] = \begin{pmatrix} k_{1,1} & k_{1,2} & \cdots & k_{1,20} \\ k_{2,1} & k_{2,2} & \cdots & k_{2,20} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ k_{20,1} & k_{20,2} & \cdots & k_{20,20} \end{pmatrix} \quad (8)$$

また [k_{ij}] は各部材マトリクスとして (9) 式のように表わされる。✓

$$[k_{ij}] = \frac{E_i}{l_i} \begin{pmatrix} A_i \lambda^2 + \frac{12 I_i}{l_i^2} \mu^2 & \left(A_i - \frac{12 I_i}{l_i^2}\right) \lambda \mu & A_i \mu^2 + \frac{12 I_i}{l_i^2} \lambda^2 & & & \\ & \frac{6 I_i}{l_i} \mu & -\frac{6 I_i}{l_i} \lambda & 4 I_i & & \\ -\left(A_i \lambda^2 + \frac{12 I_i}{l_i^2} \mu^2\right) & -\left(A_i - \frac{12 I_i}{l_i^2}\right) \lambda \mu & -\frac{6 I_i}{l_i} \mu & A_i \lambda^2 + \frac{12 I_i}{l_i^2} \mu^2 & & \\ -\left(A_i - \frac{12 I_i}{l_i^2}\right) \lambda \mu & -\left(A_i \mu^2 + \frac{12 I_i}{l_i^2} \lambda^2\right) & \frac{6 I_i}{l_i} \lambda & \left(A_i - \frac{12 I_i}{l_i^2}\right) \lambda \mu & A_i \mu^2 + \frac{12 I_i}{l_i^2} \lambda^2 & \\ \frac{6 I_i}{l_i} \mu & -\frac{6 I_i}{l_i} \lambda & 2 I_i & -\frac{6 I_i}{l_i} \mu & \frac{6 I_i}{l_i} \lambda & 4 I_i \end{pmatrix} \quad (9)$$

ただし λ = cos θ, μ = sin θ

[k_{ij}] は基準座標系の表示であるが部材座標系で表示すると次のようである。

$$[\bar{k}_{ij}] = \begin{pmatrix} \frac{A_i E_i}{l_i} & & & & & \\ 0 & \frac{12 E_i I_i}{l_i^3} & & & & \\ 0 & -\frac{6 E_i I_i}{l_i^2} & \frac{4 E_i I_i}{l_i} & & & \\ -\frac{A_i E_i}{l_i} & 0 & 0 & \frac{A_i E_i}{l_i} & & \\ 0 & -\frac{12 E_i I_i}{l_i^3} & \frac{6 E_i I_i}{l_i^2} & 0 & \frac{12 E_i I_i}{l_i^3} & \\ 0 & \frac{6 E_i I_i}{l_i^2} & -\frac{2 E_i I_i}{l_i} & 0 & -\frac{6 E_i I_i}{l_i^2} & \frac{4 E_i I_i}{l_i} \end{pmatrix} \quad (10)$$

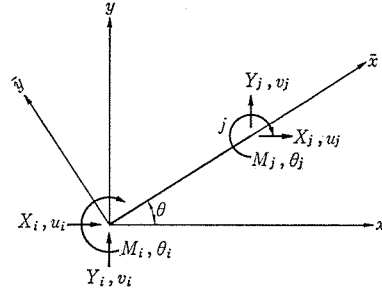


図-9 平面骨組の部材座標

また節点力、変形量については次のようである。

$$\{x_{ij}\} = \begin{pmatrix} X_i \\ Y_i \\ M_i \\ X_j \\ Y_j \\ M_j \end{pmatrix}, \quad \{u_{ij}\} = \begin{pmatrix} u_i \\ V_i \\ \theta_i \\ u_j \\ V_j \\ \theta_j \end{pmatrix} \quad (11)$$

変形量 {u} は次式で求まる。

$$\{u\} = [K]^{-1} \{X_0\} \quad (12)$$

ただし {X₀} は等価節点荷重

式 (12) で求めた {u} を式 (7) に代入して節点力 ↓

{X} を求める。

次に断面力を次式にて求める。

$$\left. \begin{aligned} N &= -X_i \lambda - Y_i \mu \\ Q &= -X_i \mu + Y_i \lambda \\ M &= -X_i y + Y_i x + M_i \end{aligned} \right\} \quad (13)$$

数値計算は電々公社アプリケーションプログラム FRAP-GEN を使用した。

3.4 上床版の設計

上床版は桁長 L = 6.59 m, 6.90 m のプレテンション I 形桁を使用した 7 径間連続合成スラブである。合成前の I 形桁自重と間詰コンクリート荷重は単純 I 形桁に作用し、合成後の橋面工荷重、活荷重およびクリープ等による二次断面力は連続スラブに作用する。これらに対して

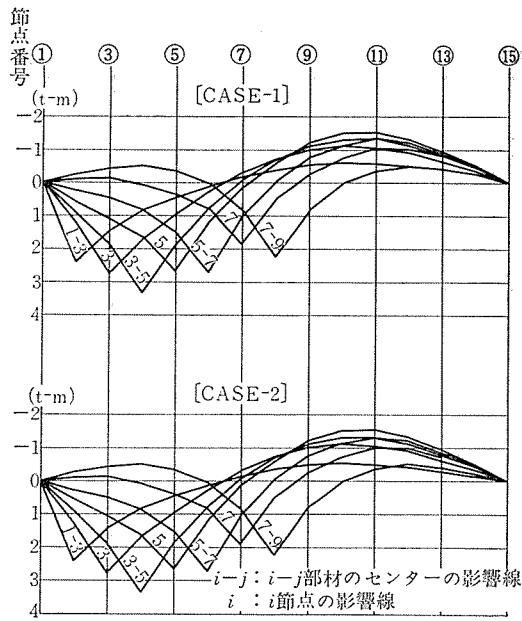


図-10 上床版曲げモーメントの影響線

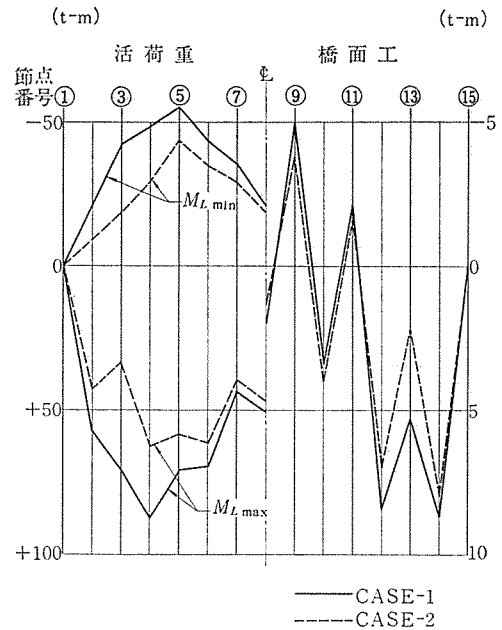


図-12 上床版曲げモーメント図

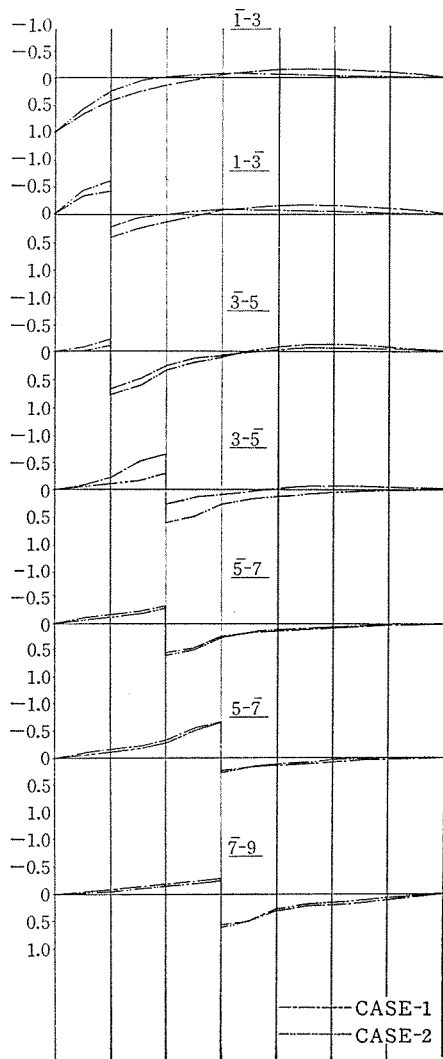


図-11 上床版せん断力の影響線

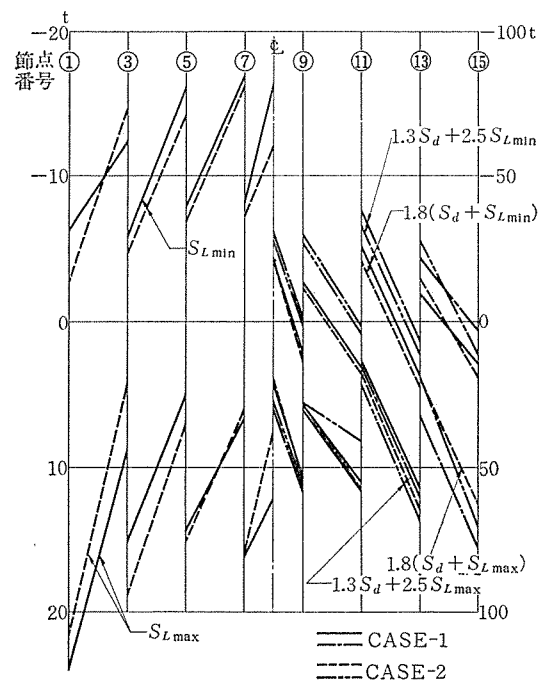


図-13 上床版せん断力図

PC鋼より線を全長にわたって断面図心位置に配置し、軸方向プレストレスを導入した(図-10~13, 表-4~5参照)。橋軸直角方向はRC構造とした。支承は左岸側端支点を固定, 他はすべて可動とし, 鉛直材はロッキングする。なお完成時の橋面たわみの影響線を図-14に示す。

3.5 下床版の設計

3.5.1 下床版のプレストレス

下床版は $l=1.5\text{ m}$, 0.5 m のプレキャストブロック, 鉛直材直下の $l=0.7\text{ m}$ の場所打コンクリート部, $l=$

表-4 上床版合成応力度表

断面	活 荷 重		橋 面 工	合成応力度	
	max	min		max	min
	(CASE-1)			上線 下線 (t/m ²)	
1-3	403 -397	-149 147	61 -60	1308 77	756 621
3	495 -487	-298 294	37 -37	1376 10	583 791
3-5	614 -605	-340 335	59 -59	1517 -45	563 895
5	493 -486	-388 382	-15 15	1322 63	441 931
5-7	486 -479	-307 303	24 -23	1354 32	561 814
7	304 -300	-246 243	-34 34	1114 268	564 811
7-9	353 -348	-146 144	14 -14	1211 172	712 664

断面	活 荷 重		橋 面 工	合成応力度	
	max	min		max	min
	(CASE-2)				
1-3	301 -297	-65 64	56 -55	1201 182	835 543
3	237 -234	-130 128	-15 15	1066 315	699 677
3-5	438 -431	-204 201	50 -49	1332 54	690 686
5	411 -405	-311 307	-13 12	1242 141	520 853
5-7	432 -426	-243 239	29 -28	1305 80	630 745
7	275 -271	-205 202	-27 27	1092 290	612 763
7-9	327 -322	-124 122	10 -10	1181 202	730 646

プレストレス $\sigma_{cp}' = 844 \text{ t/m}^2$ $\sigma' < 1600 \text{ t/m}^2$
 $\sigma_{cp} = 534 \text{ "}$ $> -180 \text{ "}$

表中 $i-j$ は $i-j$ 部材のセンターを示す。
 i は節点番号を示す。

0.2m のブロック間目地およびアバットとの接合部の $l=3.85\text{m}$ のRC部で構成される。図-4の施工順序に示すように架設時の荷重は下床版には作用しない。作用荷重として下床版閉合後の橋面荷重、活荷重、コンクリートのクリープ・乾燥収縮および温度変化などが考えられる。クリープ、乾燥収縮、温度変化などによる下床版応力は、サグが小さく張力が支配的な場合には大きな問題となるが、このようなサグが大きい場合にはサグの変化に吸収されて応力増加は無視しうるものとなった。したがって橋面荷重および活荷重を考慮して軸方向プレストレス(PC鋼より線 $\phi 21.8 \times 12$ 本)を導入した(図-15~18, 表-6 参照)。

表-5 上床版せん断力表

断面	S_d	S_L max min	$1.8(S_d+S_L)$ max min	$1.3 S_d$ + S_L max min	S_R 抵抗せん断力
1	14.3	23.8 -6.3	68.7 14.4	78.1 2.8	293.8
3 ^L	4.6	9.3 -12.4	24.9 -14.1	27.7 -25.1	"
3 ^R	16.5	15.6 -5.9	57.8 19.1	60.5 6.8	"
5 ^L	2.0	5.2 -16.2	12.9 -25.6	15.6 -38.0	"
5 ^R	16.3	14.4 -7.9	55.4 15.2	57.3 1.5	"
7 ^L	2.6	6.5 -17.1	16.4 -26.2	19.7 -39.5	"
7 ^R	13.8	16.2 -8.3	54.0 10.0	54.3 -2.7	"

断面	S_d	S_L max min	$1.8(S_d+S_L)$ max min	$1.3 S_d$ + S_L max min	S_R 抵抗せん断力
1	13.8	21.2 -2.8	63.0 19.8	70.9 10.9	293.8
3 ^L	4.0	4.5 -14.6	15.3 -19.1	16.5 -32.5	"
3 ^R	17.0	18.7 -4.9	64.3 21.8	68.9 9.9	"
5 ^L	2.6	7.0 -14.3	17.3 -21.1	20.9 -32.4	"
5 ^R	16.5	15.1 -7.0	56.9 17.1	41.1 4.0	"
7 ^L	2.7	6.1 -16.4	15.8 -24.7	18.8 -37.5	"
7 ^R	13.8	15.7 -7.2	53.1 11.9	53.1 -0.1	"

表中 i^R, i^L は i 節点の右, 左を示す。

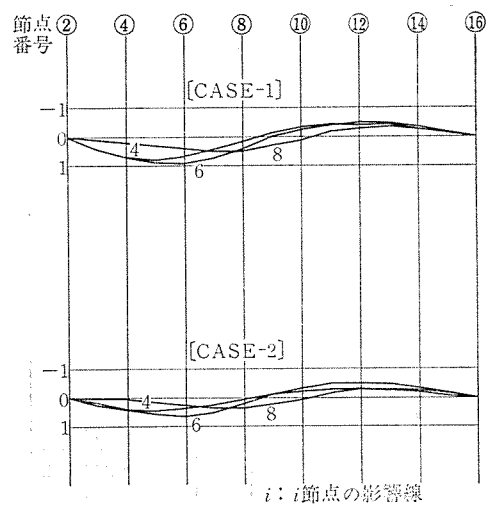


図-14 たわみの影響線

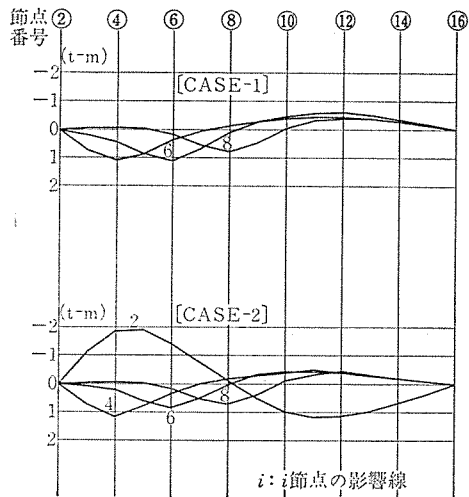


図-15 下床版曲げモーメントの影響線

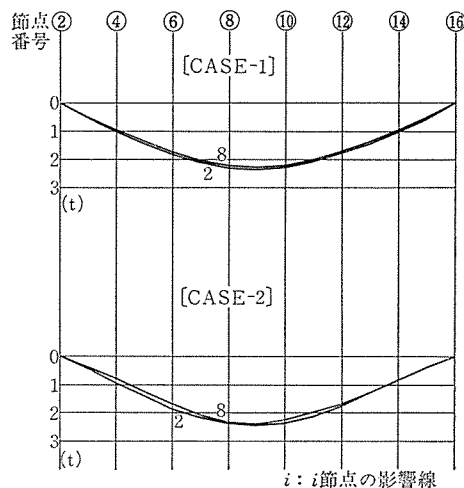


図-17 下床版張力の影響線

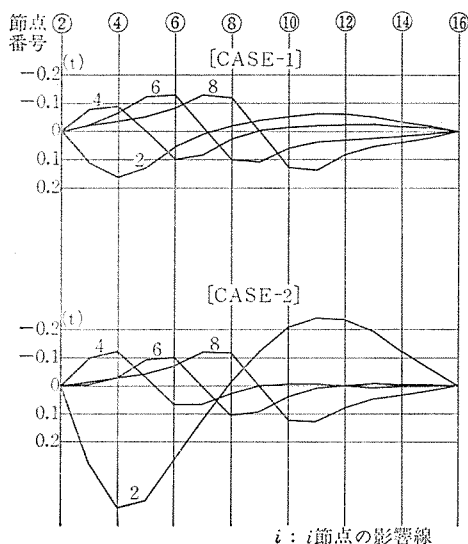


図-16 下床版せん断力の影響線

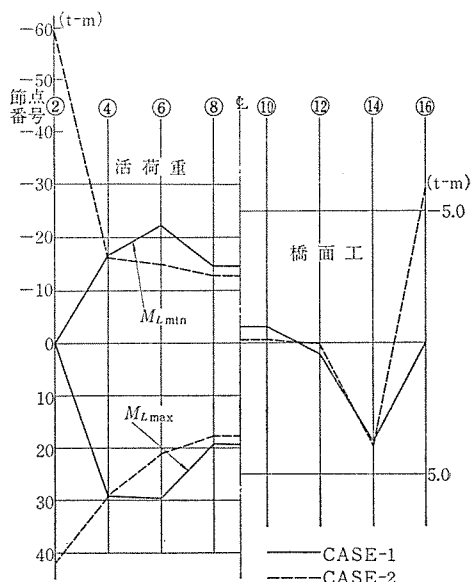


図-18 下床版曲げモーメント図

表-6 下床版合成応力度表

断面		橋面工		活荷重				合成応力度	
		CASE-1	CASE-2	曲げによる応力		張力による応力		CASE-1	CASE-2
				CASE-1	CASE-2	CASE-1	CASE-2		
4	max	69	73	239	289	-28	-27	658	663
	min	-123	-130	-289	-289	-58	-59	-112	-118
6	max	7	1	293	211	-42	-37	586	503
	min	-13	-2	-293	-211	-55	-57	-20	78
8	max	-11	-2	190	176	-48	-50	459	452
	min	20	3	-190	-176	-48	-47	110	105

プレストレス $\sigma'_p = 328 \text{ t/m}^2$

報 告

3.5.2 ひびわれ幅の検討

下床版端部のRC区間についてひびわれ幅を検討した。曲げおよび純引張が同時に作用するので、曲げ引張に関して 図-19 に示す最小曲げモーメントの作用領域につき引張域の平均値⁹⁾を求め純引張に加算した。ひびわれ幅は 0.1 mm 以下となるように鋼材を配置し、ひびわれ幅の計算には下記 Brice (BA 1960) の提案式²⁾を使用した。

$$\left. \begin{aligned} W_1 &\geq \frac{\sigma_s \cdot \phi (10 + W_{f'})}{5 \times 10^5 \times K_0 \times W_{f'}} \\ W_2 &\geq \frac{\sigma_s^2 \cdot \phi}{5 \times 10^5 \times K_0 \times 16 \times \sigma_c} \end{aligned} \right\} \quad (14)$$

ただし、

W_1, W_2 : 推定ひびわれ幅

$W_{f'}$: (鋼材断面積/引張を受けるコンクリート断面積) × 100

σ_s : 鋼材応力度 K_0 : 1.6

σ_c : コンクリートの引張強度

σ_s : 鋼材応力度

3.5.3 主ケーブルの安全度

破壊検討荷重として [1.3 × 死荷重 + 2.5 × 活荷重] および [1.8 × (死荷重 + 活荷重)] に対して主ケーブルは降伏点応力度を超えないものとして破壊に対する安全度を検討した。結果を 表-7 に示す。

3.5.4 横方向の検討

偏載荷荷重 (図-20 参照) による振りモーメントに対して上下床版の捩れで抵抗するとして次式により上下床版に作用する振りモーメントを求め補強鉄筋を配置した。

$$\left. \begin{aligned} \frac{M_t^0}{GJ} &= \frac{M_t^{0'}}{G'J'} \\ M_t^0 + M_t^{0'} &= M_t \end{aligned} \right\} \quad (15)$$

ただし、

$M_t^0, M_t^{0'}$: 上下床版に作用する振りモーメント

M_t : 全振りモーメント

$GJ, G'J'$: 上下床版の振り剛度

3.6 鉛直材の設計

鉛直材は門形ラーメン形式であり、上床版自重、橋面工荷重および活荷重を受ける。アバットに近い鉛直材を基本ブロックとし、他の鉛直材には脚ブロックをそれぞれ P C 鋼棒 $\phi 23$ で連結した。図-21 に鉛直材軸力の影響線を示す。

4. 下部工の設計

下部工には上部工の鉛直反力のほか水平反力が作用する。この水平反力に対して現場の条件からロックアンカ

表-7 張力表

	張力(t)
全死荷重 H_d	696.4
活荷重 H_L	116.5
1.3 $H_d + 2.5 H_L$	1196.6
1.8 ($H_d + H_L$)	1463.2

BBRV-140-1 本当り $T=146.3 \text{ t} < P_y=176.6 \text{ t}$

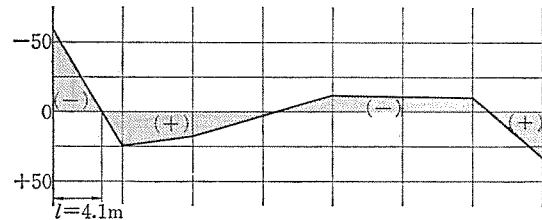


図-19 下床版端部に最小曲げモーメントが生ずる時の下床版の曲げモーメント図

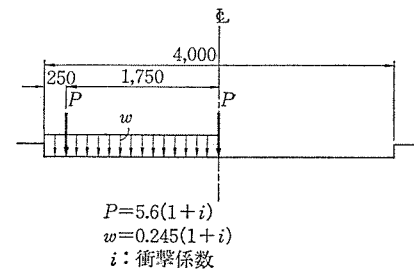


図-20 荷重状態

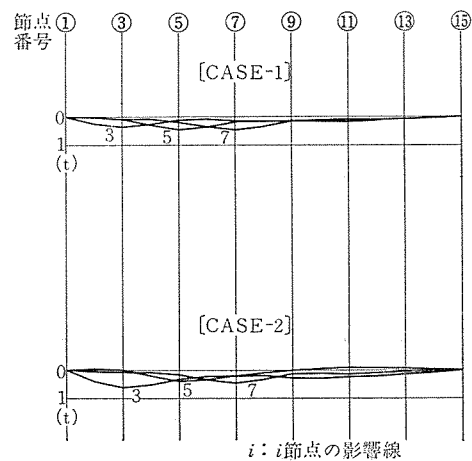


図-21 鉛直材軸力の影響線

で受けることにしたが、採用およびその場合の問題については 2.3 で述べた。

アバットには上下床版およびロックアンカーの反力が作用し、アバットは十分安定してそれらの力を基礎に伝達しなければならない。アバットの形状は主ケーブル、ロックアンカーケーブルの定着体および上床版の支承などの配置を考慮して決定された。

アンカーはアンカーケーブルの強度、岩とアンカー定着部モルタルの付着力、アンカーケーブルと定着部モ

ルタルの付着力および岩の崩壊強度について検討した⁶⁾⁷⁾⁸⁾。アンカーケーブルはその引張強度が設計荷重による引張力に対して2.5倍以上の安全率を有することとした。岩とアンカー定着部モルタルの付着力については許容付着応力度を 13 kg/cm^2 とした。また各ケーブル定着部を頂点とした円錐体を包絡する岩塊(図-22参照)の引抜き抵抗は岩崩壊時の滑動傾斜角をケーブル軸に対して 30° および 45° と仮定して検討した。

(一その2に続く一)

参 考 文 献

- 1) T.Y. Lin, Felixkulka: "Construction of Rio Colorado Bridge" P.C.I. Jour. Nov.-Dec. 1973
- 2) 吊床版研究グループ: 吊床版橋について(その1~その4), 道路, 1963-1~4
- 3) Heiwz Nehse, Wolfdieter Batsch: "Spannbandbrücke als Fußgängersteg im Freiburgim Breisgau", Beton- und Stahlbetonbau, Heft 3, 1972
- 4) René Walter: "Spannbandbrücken", Schweizerisch Bauzeitung, Heft 8・20, 1969
- 5) L. Osipov: "The Hudson Hope Bridge, its post-tensioned box-girder stiffening deck and prestressed rock anchors, Concrete bridge design, SP 23-41

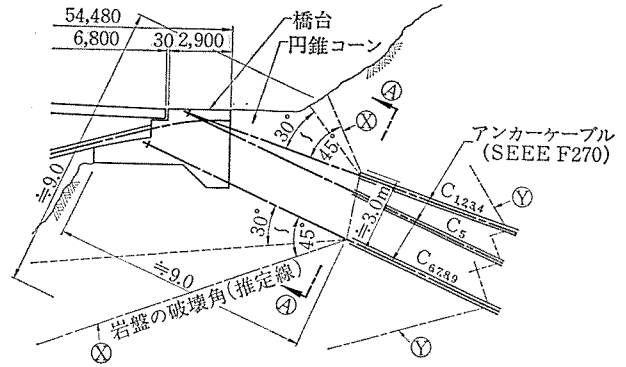


図-22 アンカー定着部(断面)側面

- 6) 日刊建設工業新聞社: 土留アンカー工法・設計施工
- 7) 土質工学会: アースアンカー工法
- 8) 長崎作治: 岩盤に対するアンカーの強度並びに岩の引張強度実験, 土木技術, 第25巻, 9号
- 9) 土木学会: 鉄筋コンクリート終局強度理論の参考, コンクリートライブラリー, 第34号
- 10) 土木学会: アーチの解析と吊橋解析の追補, 本四解析分科会

1977. 10. 18・受付

◀刊行物案内▶

PCくい基礎の最近の進歩

—PCくいの正しい使い方—

体 裁: A4判 246 ページ
 定 価: 2000 円 (会員特価 1800 円) 送料 600 円
 内 容: 1) PCくい, 2) PCくい基礎の設計, 3) PCくいの施工, 4) 超高強度コンクリートくい, 超大径くい
 お申込みは代金を添え, (社)プレストレストコンクリート技術協会へ

◀刊行物案内▶

プレストレスト コンクリート橋の設計・施工上の最近の諸問題

体 裁: A4判 116 ページ
 定 価: 1500 円 送 料 400 円
 内 容: (1) PC橋の施工開始前の諸問題, (2) PC橋の工事ならびに施工管理について, (3) 新しいPC設計方法について, (4) 最近の話題の橋梁
 お申込みは代金を添えて, (社)プレストレストコンクリート技術協会へ