

I-413

## さぬき府中湖橋 主塔ケーブル定着構造における一体型アンカーブロックについて

日本道路公团 正員 小島治雄

日本道路公团

井手俊也

川崎重工業(株) 正員 石原重信

川崎重工業(株)

正員〇古川満男

三井造船(株)

金山 亨

三井造船(株) 正員 江藤徹郎

**1.はじめに** さぬき府中湖橋は、主桁と構造的に完全分離した独立1本主塔を有する鋼2径間連続鋼床版斜張橋(130m+65m)である。主塔は断面寸法(橋軸直角方向 1.9m×橋軸方向 2.5~3.0m), 高さ53mの一本柱であり、塔頂部12mの部分に高さ方向に2m間隔で14本のケーブルが定着される。このような狭い空間内のケーブル引き込み、定着作業を可能にするため従来のケーブル定着装置とは異なる鋳鋼製一体型のアンカーブロックを考案、適用した。

**2.ケーブル定着方式の比較**

本橋におけるケーブルと主塔の力の伝達機構は、ケーブルソケット→定着座金→□→縦シャイベ→塔壁である。縦シャイベは高さ1.4~2.05mの板2枚を橋軸直角方向に700mmの間隔に配置し(図1), この間に□の定着装置を装着する。この定着装置として、図2に示すよう

な①定着板案, ②定着梁案, ③一体型アンカーブロック案を比較した。各案に示す寸法は同一

のケーブル張力に対して試設計したものである。

①案は球面座金、定着座金を介して定着板背面にケーブル力が導入される。ケーブル力の縦シャイベの必要伝達長は定着板前面のU切欠き部を含めて730mmとなる。この結果、主径間側と側径間側のケーブルソケットが干渉し装着不可能となる。また定着板左右の伝達長の不均等、U切欠き部の存在により伝達部に著しい不均等応力が生じる。

②案は構造的に最も単純な方式であるが、定着梁の総高さが860mm必要であり、①案同様ケーブルソケットが干渉し装着不可能である。

③案は①、②案の問題点を解決するために以下の条件で検討した。

④ケーブルソケットの受け面を可能な限り装置前方に配し、後方にソケットを収納できるスペースを確保する、⑤ケーブル力の伝達は装置側壁と縦シャイベの溶接により行う。⑥縦シャイベ面外方向力を極力少なくするため装置側壁の面外変形防止用横隔壁(ダイヤラム)を設ける。

その結果、図3に示す溶接構造用鋳鋼(SCW49, SCW56)の一体型アンカーブロックを考案した。

**3.アンカーブロックの応力解析と応力評価式**

アンカーブロック(以後、ブロックと記す)設計に際しては、FEM応力解析によりブロック局部応力、そしてブロックと縦シャイベの溶接部応力を評価し簡易な応力評価式を誘導した。

(1) 解析モデル ブロックが2軸対称であることから対称境界条件を用いて1/4部分を取り出した3次元モデルとした(図4)。

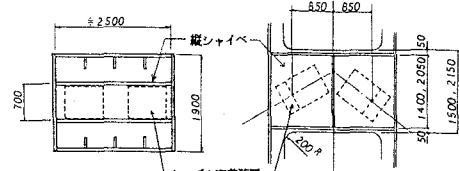
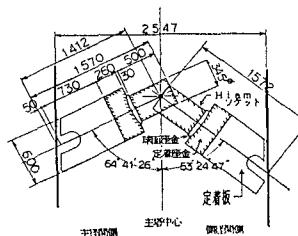
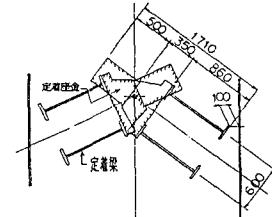


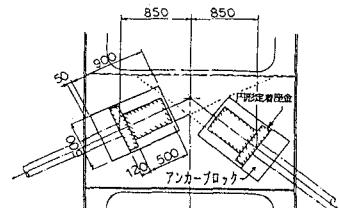
図1. 主塔側ケーブル定着部の構造



①定着板(案)



②定着梁(案)



③一体型アンカーブロック(案)

図2. 定着方式の比較

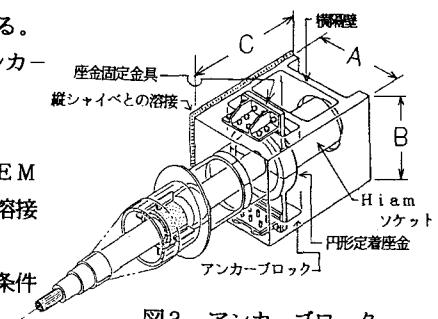


図3. アンカーブロック

解析要素は、ブロックを4面体ソリッド要素、ブロックと縦シャイベの溶接は溶接せん断変形量と等価な変位を生じさせるR O D要素とした。載荷荷重は、 $\phi 7 \times 295$ S P W Cケーブルの保証荷重1816tを設計安全率2.5で除した値に不均等割り増し係数1.3を乗じた944.3t( $\text{分布荷重 } p = 1336 \text{ kg/cm}^2$ )とした。図5に解析要素分割、図6に溶接のR O D要素へのモデル化を示す。

(2) 解析結果 ブロックの応力度レベルは大部分において $2100 \text{ kg/cm}^2$ 以下であり、これを超過するのは荷重載荷部円孔端のごく狭い範囲に限られる(図7)。

MISES等価応力度 $\sigma_v$ の最大値は $3064 \text{ kg/cm}^2$ であり、ブロック材質SCW56(JIS G 5102)の最小降伏強度 $\sigma_y = 36 \text{ kg/mm}^2$ の85%である。一方、溶接部応力(せん断流)分布は図8のようである。溶接部許容せん断応力度 $1200 \text{ kg/cm}^2$ として有効のど厚 $T_e = 2.83 \text{ cm}$ (溶接サイズ $\varnothing 7$ )に対応する許容せん断流 $q_a$ を超過するのは荷重載荷部近傍の一部である。最大せん断応力度 $\tau_{\max}$ は $1787 \text{ kg/cm}^2$ で、降伏せん断応力度 $\tau_y$ を $\tau_y = \sigma_y / \sqrt{3}$ とすれば最大せん断応力は $\tau_y$ の概ね85%である。

(3) 応力評価式 ブロックの設計応力は単純曲げ応力度 $\sigma_o$ に応力集中係数 $\alpha$ を乗じ、 $\alpha \cdot \sigma_o \leq \sigma_y$ とした。

$\sigma_o$ は荷重載荷部の円孔を除いた部分を有効断面とする両端固定梁としての曲げ応力度とした。 $\alpha$ はF E M解析最大応力度 $3064 \text{ kg/cm}^2$ に対する同モデルでの単純曲げ応力度の比率を用いて $\alpha = 2.6$ とした。溶接部の設計応力は、設計ケーブル力を隅肉有効のど厚の側面溶接長で除した単純せん断応力度 $\tau_o$ に応力集中係数 $\beta$ を乗じ、 $\beta \cdot \tau_o \leq 0.74 \tau_y$ とした。

$\beta$ はF E M解析最大せん断応力度 $1787 \text{ kg/cm}^2$ に対する同モデルでの単純せん断応力度の比率を用いて $\beta = 1.9$ とした。

#### 4. あとがき

上述した応力評価式に基づいて設計したアンカープロックの寸法は、図3におけるA,B,C寸法がそれぞれ670~678mm, 600mm, 900mmというコンパクトなものとなった。本橋は平成4年3月に竣工したが、当初設計段階で懸念していた主塔内におけるケーブル引き込み、定着作業を非常に効率よく実施することができた。

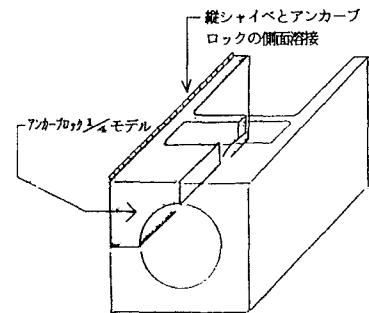


図4. 解析モデル範囲

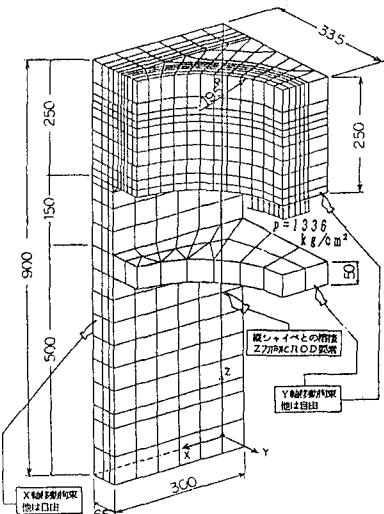


図5. F E M要素分割, 境界条件

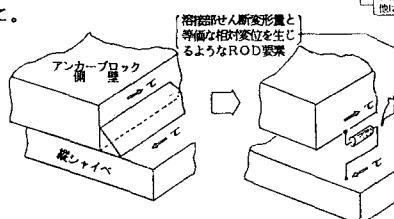


図6. 溶接のR O D要素へのモデル化

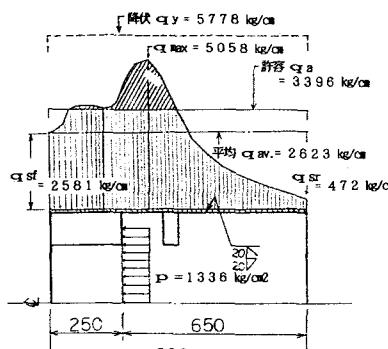


図7. ブロック応力分布 (VON-MISES)

図8. 溶接部せん断流分布