海門橋架設工事中の災害事故調査報告書

(ケーブルのアンカープレートの脆性破壊)

- 事 故
 海門橋架設用ケーブルタワーの倒壊

 労働災害
 死亡者3名,負傷者2名

 発生場所
 茨城県那珂湊市辰の口
- 日 時 昭和33年12月29日 午前9時5分頃





写真1 事故直後の海門橋全景(上流より)



機械課 技官 袴 塚 禎 三

博物館課 技官 石 橋 公 人

2. 中央径間架構用ケーブル

架構用ケーブルは,中央径間左岸側橋脚および右岸側 橋脚(ともに図2参照)上,支点間 91.9m にそれぞれ 高さ 30m,重量 25 t の門型鉄塔を建込み,鉄塔間に主

> 索,キャリヤ主索,横行索,昇降索および 控索を渡す構造としていた。

> 主索は44 mmφ(6×37麻心)3本を束 ねて,橋の上流,下流各1組づつ使用し, キヤリヤー主索は44 mmφ(6×37麻心) および32 mmφ(6×37),キヤリヤー横 行索および昇降は16 mmφ(6×19),控 索は22 mmφ(6×32)および19mm(6 ×19)を使用していた。

これらの配置は図2および3に示す。

主索およびキヤリヤー主索の支点は,タ ワー頂上では各ワイヤーロープが内径 600 mmの滑車上に乗り,アンカーには橋脚中 に埋設したアンカープレートに,図4に示 すように,アイプレート,内径 600mmの 滑車およびロープクリップを使用してい た。

1. 工事の概要

本橋梁は那珂川河口に位置し,那珂湊市 と大洗町を結ぶ全長 407.8m, 有効幅員 7.00mの新設橋である。中央部は径間約90 mのランガー橋,側径間には板げた橋が架 構される設計となっている。

下部構造工事は,昭和33年11月に完了 し,上部構造工事は33年8月に着工し,34 年4月に完了の予定。事故発生当時は高欄 の一部および路面仕上を残して側径間板げ た橋の架構を終り,続いて中央径間架構の ・準備中であった。架設方法は,懸吊式のケ ープル方式でケーブルタワーを設置しケー ブルの架渡しを完了していた。 第2図 主索およびキャリヤー主索配置図



- 17 -

第3図 控索配置図







アンカーを設けた橋脚は、左岸では橋脚P₁、右岸では 橋脚P₆である。また、中央キャリヤー主索横行索および 昇降索のウインチアンカーは側径間板げた上にアンカー している。ウインチは、上流側、下流側および中央キャ キャリヤー用はともに左岸側に設けてある。

控索の支点は、タワー頂ではシンプルスプライスをシ ヤックルで固定し、アンカーでは、キャリヤー主索用 アンカーを共用し、アンカー滑車のリムに角当てをして クリップ止めにしている。右岸側の後控索は下流側より 上流側に持ち廻りして張り、長さ不足のため、アンカー よりで 32mmφをクリップジョイントしている。

3. 事故発生時の状況

中央径間架構用ケーブルの仮設を事故発生数日前(12 月26日頃)に完了し、当日は本格的架設作業の準備とし て中央部材G4RとG4Lの符号の2部材を主索に懸吊 する作業を予定していた。 29日午前7時30分に作業を始め、先づ上流側でG 4 L 部材をキャリヤーで吊り出し、中央まで運搬して主案に 移した。この作業は約1時間で終了し、次いで下流側で G 4 R 部材を吊り出して中央まで運搬し、横行索を停止 し、巻下索の操作にかかる寸前に事故が発生した。

他の部材に先立ってこれららの部材を運搬した理は, 主索3本の中央に荷をきかせ,主索に適当な緊張度を与 え,本格的架構のとき,3本の主索が遊びなく,均等に 働くように調整しておいて作業を容易にするためであっ た。

事故は、右岸のケーブルタワーが左岸に倒れ、左岸側 タワーの前控索を切断し、河中に倒落した。ついで左岸 側タワーも左岸側に板げた上に倒壊した。始めに倒れた タワーの倒壊状況は、下流側が上流側より先に傾き、幾 分上流側寄りに倒壊したといわれている。

倒壊により,キャリヤーによって吊っていたG4R部 材を主索に移す作業をするために,この部材上に乗って いたトビ職4名が河中に墜落し,内2名は直後救出され たが2名は河中に没し死亡。また左岸側板げた上に倒壊 した左岸側タワーの下敷となって1名死亡。他に2名負 傷した。

調査により,

- (6) 右岸下流側のキヤリヤー主索のアンカープレート が埋設部より出た個所において破断していた。この アンカーは下流側後控索と共用である。
- (2) アンカー支点は、事故発生2、3日前の降雨により、土砂で埋没し、水溜りになっており、土砂はアンカープレートのピン上約2mまで埋めていた。
- (3) 右岸上流側の後控索のクリップジョイントにおいてワイヤロープは抜けていたが、中控索その他のワイヤロープは破断していなかった。

以上の点および,作業中特に衝撃的な荷重はかからなか ったことが大体明らかとなり,鉄塔の倒壊はアンカープ レートの破断に直接の原因があると思われるので,次に これにかかった荷重より生じた応力およびこの材質につ いて検討した結果を述べる。

4. アンカーブレートの応力計算

アンカープレートに作用した主な外力は,アンカー支 点におけるキャリアー主索および後控索の張力を考え, 下流側だけについて検討すればよいとした。

事故発生時の条件を,調査および設計図に基づき計算 に必要な諸元および荷重は図5を参照して次のようであ る。

- 18 -



荷重Wは,

	吊り出した	4 R 部材	の重量	0. 90ן		
	キャリヤーの)重量		1.30	7.44 t	on
	作業員4人			0.24		
	衝擊荷重係数	なとして以	上全重量0	0.2%	と考慮し	て
			全	重量W	=8.93t	on
計算机	山要なケーフ	ル設置の	各寸法			
(1)	荷重を径間中	中央に吊っ	たときの			
		キヤリヤ	主索のサタ	יל f	= 6.00)m
(12)	中控索のサク	*		. f'	= 2.00)m
69	タワー支間			lo	=91.9	m
(\exists)	タワー頂点(と補助支	点Bの			
			水平距	離ℓ₁	=53.8	m
(1)	11	"	垂直距	離 b,	= 32. 1	m
3	桶助支点 B &	ニアンカー	支点Aの			
			水平距	int ℓ,	= 23.6	m
(1)	11	"	の垂直距	離 b	=14.1	m
二点間	肌に張り渡され	いたケーブ	ル索の形	犬は、	ケーブル	0
線密周	チをょ、二点に	こおけるケ	~ブルの	長力のフ	水平分力	な
HE	われ、図6%	を参照して	一般に次に	こ示す	式が求め	5
h.Z.						

第6図



したがって、PおよびQ点におけるケープルの張力 Tp および To は $T_{P} = H\sqrt{1 + (y'_{P})^{2}} \dots (3)$ $T_{Q} = H\sqrt{1 + (y'_{Q})^{2}} \dots (4)$ $z \in \mathcal{K}, \quad m = \frac{H}{\mu} \mathcal{K} \cup \mathcal{I},$ $y'_{P} = \sinh \frac{m z + \ell/2}{m},$ $y'_{Q} = \sinh \frac{m z - \ell/2}{m} \circ$

(1) キヤリヤ主索の張力

i) タワー頂点Cにおける張力 タワー頂点Cは移動しないものとし、タワー頂点 Cと載荷点D間のケーブルのD点における張力 T_1 の垂直分力 V_1 がw/2に等しい、という条件を満 足するケーブル \widehat{CD} を決定し、ケーブル \widehat{CD} のC点 における張力 T_2 を求める。

ケーブル CDの形状を決める諸値及び条件は,

$\mu \doteq \omega = 0.00697 \text{ ton}/\text{m}$	
h = f = 6m $h = h_0/2 = 45.95m$	であるから, 式①
$V_1 = \frac{W}{2} = 4.465 \text{ton}$	②③ 及び④より

 $H = 35.40 \text{ ton} \qquad m = 5078$

 $\ell_{\rm o}~=~638.\,6{\rm m}$

y'c = 0.1352

y'_D = 0.1260

となる。よってタワー頂点 Cに張力 T2 は

$$\Gamma_2 = H \times \sqrt{1 + (y'_c)}$$

= 35.72 ton

を得る。

ii)アンカー支点Aにおける張力

タワー頂点におけるケーブル \widehat{CD} の張力 T_2 とケ ーブル BC の張力 T_s が等しく、補助支点 Bにおけ るケーブル \widehat{BC} の張力 T_r とケーブル \widehat{AB} の張力 T_s が等しいとして、ケーブル \widehat{BC} 及び \widehat{AB} の形状 を決定し、ケーブル \widehat{AB} の Aにおける張力 T_r を求 める。

$$\begin{aligned} & \mathcal{F} - \mathcal{T}' \mu \ \widehat{BC} \ \widehat{C}' k \sharp \\ & \omega &= 0.00697 \ \text{ton/m} \ \sharp \ \mathcal{H}_3 = H_4 = 30.59 \text{ton} \\ & \ell &= 53.8 \ \text{m} & \text{m} = 4390 \\ & h &= 32.1 \ \text{m} & \ell_0 = 2457 \text{m} \\ & T_2 = T_3 = 35.72 \ \text{ton} & y'_C = 0.6309 \\ & y'_B = 0.5906 \end{aligned}$$

を得る。よって、ケーブルBCのB点の張力 T,は T.= H, $\sqrt{1 + (y'B)^2}$ = 35.54 ton

$$\begin{array}{l} \mathbf{X}, \ \mathbf{y} - \mathbf{\mathcal{T}} \mathbf{\lambda} \mathbf{A} \mathbf{B} \ \mathbf{C} \mathbf{H} \\ \mathbf{\omega} &= 0.\ 00697 \ \mathrm{ton/m} \\ \mathbf{\ell} &= 23.\ 60 \ \mathrm{m} \\ \mathbf{h} &= 32.\ 1 \ \mathrm{m} \\ \mathbf{T}_{5} = \mathbf{T}_{*} = 35.\ 54 \ \mathrm{ton} \end{array} \begin{array}{l} \mathbf{L} \ \mathbf{h} \ \mathbf{H}_{5} = \mathbf{H}_{6} = 30.\ 47 \ \mathrm{ton} \\ \mathbf{m} = 43.\ 75 \\ \mathbf{\ell}_{0} = 24.\ 64 \ \mathrm{m} \\ \mathbf{y}' \mathbf{B} = 0.\ 6002 \\ \mathbf{y}_{1A} = 0.\ 5940 \end{array}$$

となる。よってA点の張力 T。を求めれば

 $T_6 = H_6 \sqrt{1 + (y'_A)^2} = 35.44 \text{ ton}$

を得る。既ち,キヤリヤ主索のアンカー支点における張力は35.44ton でその方向係数は0.5940である。

(2) 後控索の張力

後控索の張力 Ts はタワー頂に働く水平力によって 与えられる。この水平力の方向の正負は後控索の張力 を増加する方向を正とする。

i)タワー頂に働く水平力

(a) キャリヤ主索によるもの(44mmφ 6 × 37)
 タワー頂点cにおけるキャリヤ主索の水平分力の差であるから(1)で求めた H 及び H₃ より

 $H - H_3 = 35.40 - 30.59 = 4.81$ ton

(b) 中央キャリャ主索によるもの (32mmφ 6×37) 中央キャリャ主索によって生ずる水平力は他に よるものに比べて少さいので,ケーブルの形状は 直線として略算する。タワー頂点中心に作用する 張力は張力の水平とのなす角をxとすれば

w'=1 ton
(キャリ)
(ヤ重量)
$\omega_2 \ell =$
0. 342 t
(索自重)
$\ell_{\rm C} = 91.9 \text{m}$
f = 6.0m

これを上流及び下流側の両後索で等分に分担す るものとして,下流側には 0.68÷2=0.34 ton が作用する。



昇降索はキャリヤで は図―6に示す通り で,ウインチは左岸。 にあり,右岸端はタ ワー頂に固定されて いる。従って右岸タ ワに作用する水平力 は,水平角をαとす れば

$\frac{W'}{X}\cos\alpha + \frac{W}{U}c^2$	w'=7.33 ton
4 8. f'''	$\omega_{\star} = 0.934 \text{ kg/m}$
=2.22+0.16	f'''=6 m
= 2.38 ton	$\ell_{\rm C} = 91.9{\rm m}$

(d) キャリヤ横行索によるもの(16mmφ 6×19) 横行用ウインチも左岸にあり、右岸端はタワー 頂に固定され、キャリヤでは図-7に示すように なっているので、横行索は2本分となる。

(e) 中控索によるもの (22mm ϕ 6×37) 両支点でも両タワー頂に固定されているので, $\frac{\omega_{3}\ell_{C}^{2}}{8 f'} = 0.934 \tan \frac{22 \kappa}{\ell_{C}} \frac{\omega_{3}=1.77 \text{ kg/m}}{f'=2 \text{ m}}$

タワー頂に作用する水平力としては、この外、主索 によるもの、中央キャリヤ横行索、によるものがある が、これらによるものは小さいので無視すれば、タワ 一頂に働く水平力の合計は

4.81+0.34+2.38+0.33+0.93=8.79 ton である。

ii)アンカー支点における後控索の張力
 後控索もキャリヤ主索と同じに張り渡されてい

る。よって、キャリヤ主索と同様に計算する。
ケーブル BCの形状は

$$H_{S_1}=8.79 \text{ ton}$$
 $\omega_3=0.00177 \text{ ton/m}$
 $=H_{S_2}$
 $\ell=58.3 \text{ m}$ $h=32.1 \text{ m}$
より決まり
 $m=4966$
 $\ell_0=2738 \text{ m}$
 $y'_B=0.5901$
とたる。よって、B点の張力 TS₂は
 $T_{S_2}=H_{S_2}\times\sqrt{1+\{y'_B\}^2}=10.21 \text{ ton}$
 $r -$ ブル \widehat{AB} の形状は
 $\begin{pmatrix} \omega = 0.00177 \text{ ton/m} \\ \ell = 23.6 \text{ m} \\ h = 14.1 \text{ m} \\ T_S=T_{S_2}=10.21 \text{ ton} \end{pmatrix}$ $H_{S_3}=H_{S_4}=8.75 \text{ ton}$
 $f_0=2788 \text{ m} \\ T_S=T_{S_2}=10.21 \text{ ton} \end{pmatrix}$

となる。従ってA 点の張力 Ts, は

 $T_{S_4} = H_{S_4} \sqrt{1 + (y'_A)^2} = 10.17 \text{ ton}$

である。即ち,後控索のアンカーに作用する 張力は 10.17 ton で,その方向係数は 0.5943 である。

(3) アンカープレイトの破断点における応力

- 20 -



アンカー支点 は、事故数日前 の降雨によって 図—8に示すよ うに埋没した。 これはアンカー プレートに対し てアイバー上,

アイバーの自重を含めても約2 ton に過ぎない。 従って,アンカープレートに作用した力として,キ ヤリヤ主索及び後控索の張力を考える。

キャリャ主索及び後索の方向係数は夫々 0.5940 0.5943 である。 これは方向係数が一致していると考 えて差支えないので,張力の合計Tは

 $T = T_6 + T_{S_4} = 45.61$ ton

となる。即ち,アンカープレートに作用した張力は, 45.61 ton でその方向係数は 0.594 となる。

アンカーブレートは,図―9に示す如くで,破断位 置はアンカーピンより74 cm,埋込角度は設計角度よ り5°少ない26°15′(茨城基準局実測による)であった。

第9図 アンカープレート



生じたと考えられる心	11017
分力	Ν
	Α
ての曲げモーメント	$M_{\mathbf{x}}$
断面係数	$Z_{\mathbf{x}}$
、ての曲げモーメント	M_y
断面係数	Zy
	生じたと考えられる心 分力 ての曲げモーメント 断面係数 ての曲げモーメント 断面係数

とし、断面縦軸方向のアンカープレートおよび張力T の水平面とのなす角をそれぞれ α , β , 断面横軸方向 のアンカープレートと張力とのなす角を γ とすると, T = 45.61 t, $\alpha = 26^{\circ}15'$, tang = 0.594,

$$T = 45.61 t$$
, $\alpha = 26.19$, $tan \beta = 0$
tan $\gamma = 0.00364$,

$$b = \sqrt{\frac{T\cos\gamma}{ET}} = 4,064 \times 10^{-2}, \ \ell = 74 cm$$

であるから

$$\begin{split} \mathbf{N} = \mathrm{Tcos} \ (\beta - \alpha) &= 45.44 \times 10^3 \ \mathrm{kg} \\ \mathbf{M}_{\mathbf{x}} = \mathrm{T} \ell \ \mathrm{sin} \ (\beta - \alpha) &= 263 \times 10^3 \ \mathrm{kg} \ \mathrm{cm} \end{split}$$

 $M_y = \frac{T \sin \gamma}{b}$ tanh b $\ell = 4.079 \times 10^3$ kg cm

となる。よって、アンカープレートの横曲げによって 生ずる応力は M_y/Z_y より、295 kg/cm² で小さい値 となる。実際、アンカープレートの横振れ角度が大き く、生ずる応力がかなり大きくても、横曲げ剛さが小 さいので変形し易く、変形すれば応力は減少する性質 のものであるからこの応力を無視して

$$\sigma = -\frac{N}{A} + \frac{M_x}{Z_x} = 1040 \pm 1570$$

= + 2610 kg/cm², -530 kg/cm²

よって, アンカープレート破断面に生じた応力分布は 下縁に 2610 kg/cm² の引張応力, 上縁に 530 kg/cm² の圧縮応力となる。一般通念より破断には至らない応 力である。

5. 破断部の観察

破断したアンカープレートは,橋脚中に埋め込まれて いる部分は取り出して見ることができなかったので,他 方の部分について観察した。

破断個所は図―10に示す通りで,上縁においては溶接 されたフランデプレートより8mm,下縁においては4 mm下方へ離れた位置である。

写真2 破断したアンカープレート







破断面は写真3に示されるように,部分脆性破断面を 伴った引きさき破断の様相を呈する。 図-10のA部分 は,脆性破断部で,4個の亀裂伝ばん点を認める。この うちB部分では断面収縮を殆んど認めない。C部分の中 央附近は,破断による断面収縮の最も大きい部分で,約 15.5mmの巾になっている。

フランデの溶接は、脚長6mmのビードの良好なもの である。破断部寄りのフランデ端は、上縁では溶接の始

めであり、下縁では溶接の終りである。又上縁ではわづ かのアンダーカットが認められるが下縁では全く認めら れない。

アンカープレートは、上縁、下縁共剪断加工によるも ので、ノッチを形成したと思われる外見キズは、破断附 近の上縁、下縁とも見当らない。

破断面A部分の中央にラミネイションを認めるが,異 物の存在は認められない。

6. アンカープレートの材質試験

供試材はアンカープレートの破断部より上の地上に露 出した部分で,その外観及び寸法は写真-2及び図-11 に示す通りである。

この試料について化学分析,引張試験,曲げ試験,衝 撃試験及び顕微鏡試験を行った。試験片の採取位置は図 一11に示す通りである。

第11図 試験片採取位置



(1) 化学分析

アンカープレートの破断部近くで採取した試料の化 学分析結果は次の通りである。

成分	C	Si	Mn	S	P	Cu
%	0. 26	tr	0.51	0.05	0.048	0. 245

この結果によるとS, Pはともに JIS SS 材の化学成 分制限値以下であり、Cの含有量も軟鋼材に属するも ので又Mnの含有量もSの含有量に対して十分あり、 SS 材としては合格するものである。

(2) 引張試験

引張試験片は供試材の関係で JIS 5 号試験片 3 本を とり試験した。そのうち No. 3 の試験片はフランデ プレートの溶接部近くにとった。

その結果は次の通りである。

	引張強さ kg/mm ²	降伏点 kg/mm ²	伸び%
No. 1	45.6	27.8	36.0
No. 2	46. 4	27.7	35.4
No. 3	46. 9	30. 1	33. 2

試験結果では SS41 に合格する材料で,その破断部 の断面収縮も普通であった。又フランジプレートの溶 接部近くの No.3 試験片では No.1, No.2と比較 すると引張強さが多少高く,伸びも減少しているが, これは溶接の影響ではないかと考えられる。

(3) 曲げ試験

試験片は SS41 の規格(曲げ角度 180° 内側半均厚 さの 1.5 倍)で試験したが,割れ,その他異常は認め ちれなかった。

(4) 衝撃試験

- 22 ---

衝撃試験片は6本とり室温7°CでUノッチシュルビー衝撃試験機で試験した。

その試験結果は, 2.7~3.3kgm/cm² でその平在値 は 2.9kgm/cm² であった。

この結果は、上記成分の軟鋼材としては低い値を示 し、良質の構造用鋼材とは云えない。

 (5) マクロ及び 顕微鏡組織 写真-4は な断面近くの 断面のマクロ S₁~S₆……衝撃 ル 写真で,写真 のO側ら中央 まで板厚中心 近くにサルファバンドが認められ,又Cの偏折状況か

写真4



らこの材料がリムド鋼であることが判る。 写真-5は顕微鏡写真で,偏折層及びリム層の顕微 鏡組織を示す。中央部の偏折層ではC含有量も高く,硫 化物の偏折も認められるが特に著るしい欠陥 は認められない。

写真-5A 中央偏折層 (×100)



写真-5B リム層(×100)



以上の試験結果から,この材料は引張試 験曲げ試験の如き,静荷重試験では一般構 造用圧延鋼材として合格するものである。

7. 溶接性試験

前述の材質試験の結果では,材料の溶接性 及び衝撃性については何ら解明するものがな いので更に以下の材質試験を試みた。

- (1) Vノッチシャルピー衝撃試験
- (2) ビッカース硬度試験
- その結果をここに報告する。
- (1) Vノッチシャルピー衝撃試験
 - (i) 供試材及び試験片
 - a 母材試験用

供試材の採取位置を図―12に示す。Vノッチの 位置関係並びに方向は図―13に示す。試験片寸法 は JISに定められた寸法とした。

第12図 母材試験片採取位置



第13図 ノッチ方向



b 変質部試験用

供試材は引張試験片の掴み部を再用し,図―14 に示す如く,6個を重ねてクランプし,中央の両 面にシングルビードをおき,各プロック毎上下2 ケづつ合計12ケの試験片を製作した。この中2ケ は硬度試験用とした。この試験片の番号を図―14 に示す。Vノッチより溶接中心線までの距離を表 ―1に示す。

溶接条件は次の如くした。

第14図 溶接試料



— 23 —

表-1 Vノッチより溶接中心線までの距離

試験片 No.	ノッチより 接中線までの 距離 1	容 D mm	試験片 No.	ノッ接の距	チより 心線ま	溶 で mm
C ₁ 0	6.0 (1.0, 1	1.0)	C ₂ 0	12.0	(8.0,	16.0)
C ₁ 4	8.0 (3.0, 1	3.0)	C ₂ - 4	12.0	(8.0,	16.0)
$C_i - 6$	6.25(1.5, 1	1.0)	C ₂ 6	7.75	(3.5,	12.0)
C1- 8	12.0 (7.0, 1	7.0)	C2 8	14.25	(10.0,	18.5)
C ₁ —10	12.75(8.5, 1	7.0)	C ₂ -10	12.5	(8.5,	16.5)

- 溶接順序は図-14に示す如くで,最初片面に 下向の溶接姿勢でシングルビードをおき,裏返 して暫らくした後同様にビードを置いた。この ビードの長さはそれぞれ約 14cm,溶接時間は 約 45 秒であった。
- 溶接機は200V 交流アーク溶接機を使用し、
 手溶接によった。
- 3. 使用電圧及び溶接電流は夫々75V,150A で あった。
- 使用溶接棒には、アンカープレート製作に使 用したものと同じCY-5の4mmφ 棒を用い た。
- 5. 室温は 16°C であった。
- (ii) シャルピー衝撃試験測定結果

試験片をドライアイスとアルコールにて O°C で 30分保持し,取出してから4~6秒の所要時間で行

第16 図



硬度分布

った。その結果は表-2の通りである。(室温18。C)

表-2 測 定 值

試験片 No.	E kgm/ /cm²	試験片 No.	E kgm/ /cm²	試験片 No.	E kgm/ /cm²
A —1		C ₁ 0	0.5	C ₂ 0	0.5
A -2	1.2	$C_1 - 4$	0.7	C ₂ 4	0.7
A-3	0.9	C ₁ - 6	0.7	C ₂ - 6	0.7
B-2	1.2	C ₁ - 8	0.5	C2 8	0.5
		C ₁ —10	0.7	C ₂ -10	0.5

E:O°C Vノッチシャルピー衝撃値

破面は剪断破面率 0 %に近い状況であった。 V ノッチ0°Cのシャルピー衝撃値が素材で 1 kgm/ cm²,溶接したもので素材の約半分の 0.6 kgm/cm² であったが,非常に低い値のため溶接による切欠脆 性の低下の割合は顕着ではないが,低下することは 認められた。

供試材の大きさが充分得られないため, 遷移温度 亀裂試験等によって溶接による顕著な傾向を掴むこ とが出来なかった。併しVノッチ0°Cのシャルピー 衝撃値が1kgm/cm²程度であることは, 脆性破壊 の危険性のある個所に使用する溶接材料としては不 適当なものであることを示している。

(2) 溶接部のビッカー硬度試験 前節のbにおいて説明した試料 D₁D₂ について夫々

> 板の側断面と板面上との 硬度分布を1mm間隔に 測定した。

その結果を図―16に示 す。

硬度は熱影響部が最も 高く,その値は 300Hv を示し可成高いが, 350 Hv 以下で切欠脆性を著 るしく低下させる値とは 考えられない。素材のリ ム層は140Hvで普通の軟 鋼材程度であり,偏折層 では化学成分分析で示さ れたC量が 0.26% の如 く可成り高いので190Hv であるのはうなづける が,溶着金属部がそれよ り高い 250Hv であるの は判然としない。

, ... u.

— 24 —



ビッカース硬度測定後硝酸アルコールにて処理。

8. 原因の考察

塔の倒壊の原因はアンカープレートの破断によるもの と考えた。そしてこの破断は,アンカープレートの下縁 端より切れ初まり,上縁に及んだ事が,破断面の観察か ら推定される。この破断の誘因として,

(1) 材料面からは

- a SS41 材としては引張強さ,降伏点,伸び等の機 械的試験の値は一応規格内であるが,炭素量が0.26 %で比較的多く,また断面にラミネーションがある 点より必ずしも良い材質とは言えない。然し,これ は破断の要因としては考えられない。
- b 溶接性を見るための充分な試験,即ち曲げ試験, 亀裂試験,遷移温度の測定は出来なかった。然し, 0°CにおけるVノッチシャルピー衝撃試験の値が, 1 kgm/cm² 前後であり,尚溶接部は0.5~0.7kgm/cm² であること,及び変質部の硬度が 300VH で あることは,これが溶接性の悪い材料であることを 表明しているものであり,一方破断の開始した点が 溶接クレータ端より4mmで,溶接によって最も硬 化すると考えられる位置であること及び当日は比較 的温度の低かったことを考え合せると,このアンカ ープレートはフランジを溶接したためにその強度が 低下し,これが破断の最大の要因と推定される。
- (2) 設計および施行面からは
 - a アンカープレートの施行埋込角度が設計図の角度 と較べ少なかったために設計応力を超えた降伏点近

くの引張応力が生ずるようになった。

- b 断面の形状が破断面において急変, すなわち断面 殻が 79.7 cm² より 43.7 cm² に不連続に変化して いるので, 応力の集中を生じ易い個所を作った。
- c フランジの溶接によってアンカープレートに残留 応力の集中が生じ易い形となっていた。
- (3) その他
 - a アンカープレート及びシーブは事故当時2mの厚 さの土砂を被り,水没していたため点検することが 出来なかった。
 - ・b 後控索の負担する荷重は 10.2 ton で,これは下 流側では 22¢の鋼索,上流側は 22mmφと 32mmφ を途中でクリップジインョトしたものを使用してい た。事故によってクリップジョイントは抜けていた がこの場合破断の誘因としては考えなかった。

9. むすび

最近の脆性破壊に関する研究によれば,静荷重でも構 造材の形や切欠形状によっては室温でしかも10kg/mm² 以下の応力でも脆性破壊が起ると云われている。又切欠 脆性は低温側では極めて急激に高まり,荷重速度が速い と一層促進されると云われている。

この事故においては,破断面の下縁に切欠が形成され ていた痕跡は破断部の観察で述べたように見当らない。

また歪時効,結晶粒子の増大,炭素含有量の増加等の 脆化要因がどの程度になれば,脆性破壊に対し形状及び 残留応力による応力集中の影響があらわれるかという定 量的な点も現在明らかにされてないが,材料試験の結果 より破断が溶接によるものと考えた。

従って,今後次の様な対策が必要である。

仮設構造物でも重要な部分の設計施工にあたっては, 一般構造物に準じた考慮を払わなければならない。 特に

- (1) 設計については
 - a 外に定められた規準がないときは,設計応力に 施工誤差を考慮する。
 - b 外に定められた規準がないときは,施工許容誤 差を明示する。
 - c 溶接する部材は、それが溶接構造物と考えられないものでも溶接性について充分検討した材料を使用する。重要部材にはSM材を使用すべきである。
- (2) 施工にあたっては
 - a 必ず指示された許容誤差内に施工されているか どうか点検する。
 - b 使用材料は充分吟味し、必要とあらば、その加

- 25 -

工の影響について試験する。

c 尚施工に要する仮設設備は定期的に点検記録す ること、並びにこれら保守の責任者を明確にする こと。

等がこの種災害を防止する対策と考へる。

この重大災害の調査には元当所技官平井康善氏(日本鋼 管株式会社に勤務)に構造力学的な検討および材料試験 に重要な役割を果してもらったことを深く感謝します。 また松尾橋深株式会社および八幡溶接棒株式会社に多 大の御便宜を計っていただいた事を厚く感謝します。 And it was seemed that the explosive range was more influenced by pressure, when the ratio of the lighter hydrocarbons in Butane Gas component was great.

Investigation on The Accident in Construction The Kaimon Bridge

By T. Hakamazuka K. Ishibashi

In construction of the Kaimon Bridge by cable errection method, the cable towers collapsing, three workmen died and two were injured in the morning Dec. 29 th. last year.

We considered that this accident was caused by breaking in the anchor plate (section $19 \text{mm} \times 230 \text{mm}$) which had supported a rope-stay and main carrier cable together.

The stress in the breaking point at the working time was calculated +26.10 kg/mm² on under edge, -5.30 kg/mm^2 on upper edge. Besides, we examined the material of the anchor plate as following. Appearance of fractared surface is brittle and the separation started from under edge. The composition by chemical analysis shows 0. 26%C, tr. Si, 0.51%Mn, 0.05%S, 0.048%P, 0.245%Cu. The tensile strength $\sigma_{\rm t}$ is 45.6~46.9 kg/mm², the yielding strength $\sigma_{\rm y}$ is 27.8~30.1 kg/mm², the elongation is 36~33.2%. There are no crack and other faults in bending test. Hardness test calculate Hv 190 in none heat effect area, max. Hv 301 in heat effect area by U-noched charpy impact test calculate $2.7 \sim 3.3 \text{ kgm/cm}^2$ (at 7°C), arc welding. V-noched is $0.9 \sim 1.2 \text{ kgm/cm}^2$ (at $0^\circ C$). Observation on micro and macroscopic shows that the material is rimmed steel consist lamination in it. But this material pass in JIS standard test.

By the above mentioned test, we sermised that anchor plate fracturs was mostly result of brittleness by welding. Therefore we should especially take care for the selection of anchor plate material, its construction error and its maintenance.