

# PC桁の事故とその対策

(4)

PC 桁の架設およびシューならびに

PC 鋼材に関する事故

プレストレスト コンクリート  
編集委員会

## 1. 架設中に生じた事故

(1) 架設中に、主桁を断面方向に傾斜させたため、  
上突縁に生じたひびわれ事故(その1)

### 原因

F橋において、スパン30cmのI型断面を有するPC桁を、抱込式エレクションガーダーによって図-1(イ)(ロ)に示す順序で施工を開始し、桁を架設位置直上まで引き出し、降下作業を行なうため図-1(ハ)または

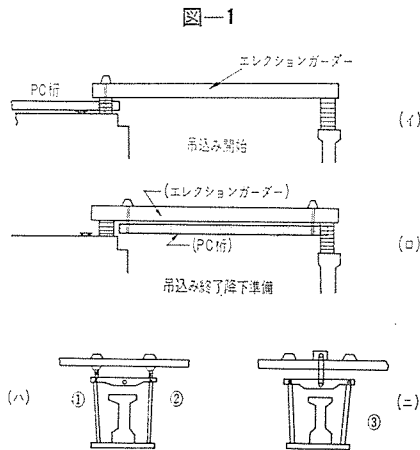


図-2に示す、ピン①を抜き、つぎにピン②を抜いて、①および②のピンでついていた力を、つりの囲いの中央に設けた③の位置のワイヤーでつり換え作業実施中、左右のバランスが崩れ、主桁に傾きを生じたので、ただちにその傾斜を修正しようとしたが、傾斜は急激に進行し、スパン中央の上突縁から腹部にかけて相等大きなひびわれが生じた。

### 対策

架設に用いた装置は図-2のようであり、事故を生じたPC桁は、耳桁であり、いくぶん左右不対称であったことも傾きの原因と考えられるが、図示のように、つり囲い中に桁を固定させる装置が、上突縁をワイヤーを用い、横締孔にそう入したガスパイプと連結し、レバーブロックで締めつけた程度では、ワイヤーの伸びなどによってとうてい差少の傾きを止めきれないので、その後の

図-2

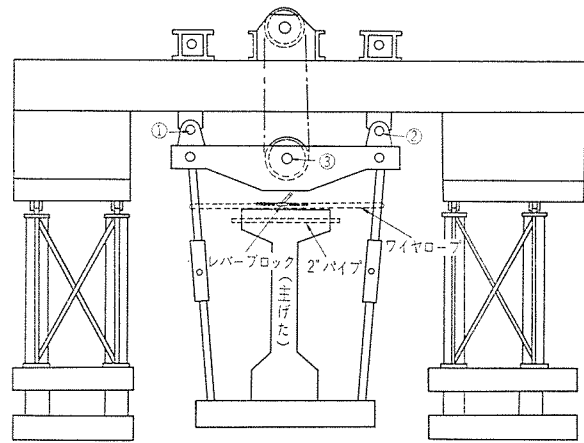
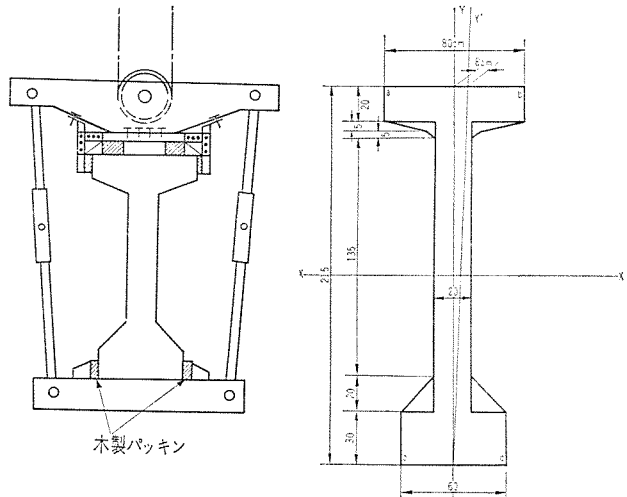


図-3

図-4



固定装置は、図-3に示す形鋼をつり囲いにボルト締めし、木製パッキングを用いて固定させると同時に、つり囲いをふくめた全体の重心を検討し、主桁の鉛直を確かめて作業を行なった。

断面要素	
I (cm <sup>4</sup> )	41,823,400 / 1,650,000
Z <sub>x</sub> (cm <sup>3</sup> )	578,400 / 42,000
Z <sub>y</sub> (cm <sup>3</sup> )	362,300 / 56,000
A (cm <sup>2</sup> )	7,310 / 7,320

注：桁を傾斜させた場合に生じる応力度の変化について、簡単な仮定にしたがって以下述べよう。

図-4は、本橋に用いた主桁断面および断面要素である。図示のように、上突縁において8cm横に傾いたとする。

$$\text{傾斜角 } \alpha = \frac{8}{215} = 0.037 \text{ ラジアン} \dots\dots (2^\circ-7')$$

$M_{d_0}$  : 桁自重によるスパン中央の曲げモーメント

$M_x$  : 傾斜の影響により、 $x$ 軸方向の分力による桁自重曲げモーメント

$M_y$  : 傾斜の影響により、 $y$ 軸方向の分力による桁自重曲げモーメント

$$M_x = M_{d_0} \cdot \alpha = 238 \times 0.037 = 8.8 \text{ tm}$$

なお  $M_y = M_{d0} \cdot \cos \alpha \approx M_{d0}$  と考える。

ゆえに  $M_x$  によって図示の  $b$  点に生じる曲げ応力度を求めると

$$\sigma_b = \frac{M_x}{z_b} = \frac{-8.8 \times 10^5}{42000} = -21 \text{ kg/cm}^2$$

ゆえに、プレストレス導入直後に上縁で許される引張応力度  $-15 \text{ kg/cm}^2$  と加え合せると  $-36 \text{ kg/cm}^2$  となり、なお、架設中の仮支点が設計上の支点よりも  $1 \text{ m}$  ずつ内側に入ると、導入直後に考えられる桁自重による曲げモーメントは、 $10 \text{ kg/cm}^2$  前後小さくなるため傾斜による影響と加え合せて  $-45 \text{ kg/cm}^2$  程度の引張応力となる。

要するに、スパンが大きく桁高に比して桁幅が小さい場合は、PC桁の横方向の安定性が非常に悪くなり、わずかの横荷重がかかったり、あるいはわずかの傾斜 ( $2^\circ \sim 5^\circ$ ) によっても上突縁に大きなひびわれが生じ、はなはだしい場合は横座屈を生じる恐れもある。

一般に、PC桁の上突縁の幅が下記の値以上であれば  $5^\circ$  程度の傾きによっても一般に上突縁に大きなひびわれの生じる恐れはない。

スパン 20 m 程度の場合      スパンの 0.025

スパン 30 m 程度の場合      スパンの 0.04

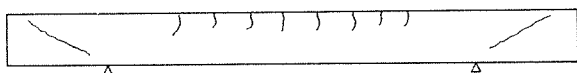
上突縁の幅がこれらの値より小さい場合、あるいは、上突縁の厚さが特に薄い場合には、上記のような計算によって、その架設中の許容傾斜を制限し、それに応じた架設対策を立てることが必要である。

### (2) 架設中の仮支承位置が不適当であったために生じたひびわれ

#### 原因

B橋においては仮設中の支点が設計支点よりもいちじるしく内側に入ったため、図-5 に示すようなひびわれ

図-5



が生じた。

特に桁端部においては、片持ばりに、PCケーブル曲げ上げ定着による垂直反力および、桁自重の影響によって予想外の斜引張応力が働き、ケーブルにそったひびわれが発生した。

#### 対策

斜びひわれ幅はいずれも  $0.1 \sim 0.2 \text{ mm}$  程度であり、架設後は  $0.05 \sim 0.1 \text{ mm}$  程度となったので、監視を続けることにした。上突縁のひびわれはほとんど問題とならない程度のものであった。

この種の斜びひわれについては、すでに、本講座のそ

の1 設計に関する事故の例 (Vol. 6, No. 3 参照) でも説明しておいたように設計計算上仮支点の安全な範囲を調べ、架設時に注意すれば、容易にこの種の事故は避けられるものと思われる。

### (3) 凍上が桁に与えた事故の例

#### 原因

北海道で架設されたC橋の例であるが、プレストレス導入後ベースから桁置場に移動させ、簡単な覆いを施した状態で放置しておいたところが、図-6 に示すように凍上を生じ、桁下面の全長にわたって桁を押し上げる状態となったため、桁自重による曲げ応力が作用しなくなり、プレストレスのみとなって、上縁にひびわれが生じたものである。

図-6



#### 対策

この種の事故は、めずらしいものであるが、その原因はきわめて単純なものであり、前述の仮支承の事故の場合と同様、ちょっとした注意で避けられるものである。この場合は、支承部を十分に地面より高くし、凍上高さより余裕を取っておけばよいのであるが、これと同時に仮支承の凍上によって、主桁断面方向の傾斜を生じないよう特に注意する必要がある。

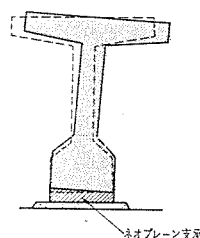
## 2. 支承に関係した事故

### (1) ゴム支承の事故 (その1)

#### 原因

K橋の場合：スパン 20 m の2主桁橋で、支承に、ゴムシューを用いた。桁を製作、あらかじめ橋脚上に設置したゴムシュー上に桁をおろした所、ゴム支承の圧縮変形量が下突縁の内側と外側でいちじるしく異なり、変形

図-7



量の大きい側のネオプレンゴムはステンレス板からはくりし、はみ出しまくれ上った状態となり、他方の側は明らかに桁下縁とステンレス板との間が密着せず開いた状態であった。原因としては橋脚の桁座面が正しく水平でなかったこと、およびPC桁がねじれてい

たことであった。

#### 対策

対策としてはねじれて製作されたPC桁の修正は不可能であるので、ゴム支承および、ドライパッキングを除きよし、桁を支承位置に仮置きして、下突縁の傾斜の

## 講 座

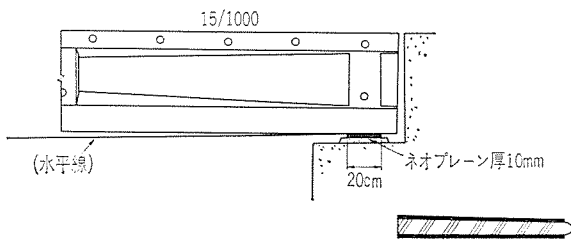
程度を測定し、これをもとにドライ パッキングを施して、ゴム支承を傾斜した桁下縁と平行になるように設置した(図-7)。

### (2) ゴム支承の事故(その2)

#### 原 因

E 橋は 15/1000 勾配区間の橋梁であり支承にネオプレンゴムを用いたが、橋台の桁座面は水平にし、その上にゴム支承を同じく水平に設置し、これに桁が上記の勾配で架設されたため、図-8 に示すように、ネオプレンゴムは 15/1000 の勾配によって変形するをよぎな

図-8



くされ、勾配下端の圧縮変形は他の側に比べていちじるしく増大したため、ステンレス板からゴムがはみ出し、一部ではゴムとステンレス板とは、はくりを生じた。

#### 対 策

ゴム支承の幅は 200 mm であるので勾配の上下両端における圧縮変形の差  $\Delta h$  はつぎのようになる

$$\Delta h = 200 \times \frac{15}{1000} = 3 \text{ mm}$$

いま、ネオプレン シューの許容圧縮応力度:  $\sigma_{ca} = 70 \text{ kg/cm}^2$  とし、このときの許容圧縮変形量を 15% とすると、厚 10 mm のネオプレンに対して上記  $\Delta h = 3 \text{ mm}$  は 30% に相当するのでこのときの勾配下端のネオプレンの支圧応力度は  $140 \text{ kg/cm}^2$  程度が作用していることになり危険な状態である。

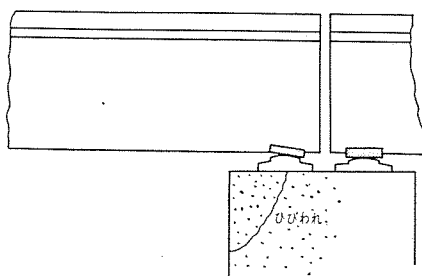
本橋の場合は、桁をジャッキアップし、あらためてならしコンクリートを勾配なりに打ちその上にゴム支承を設置しなおした。

### (3) すべり支承に生じた事故

#### 原 因

C 橋は 図-9 に示すような、鋳鋼すべり支承を用いた

図-9



場所打 PC 橋であるが、まず支承を橋脚座面に設置し、型わくを組み立て、コンクリートを打設したものであるが、支承のソールプレートがコンクリート打設中に図示のように変形を生じたため、いちじるしく傾いた状態となり、水平力に対して、可動支承として当初考えていた摩擦抵抗力  $R_H = \mu R = 0.3 R$  よりもいちじるしく増大し、特に、クリープ、乾燥収縮による桁の収縮によって、支承に大きな反力が生じ、支承部アンカーボルト付近から図示のようなひびわれが発生した。

#### 対 策

この種の事故は本橋のような極端な場合は別としても他に、軽いものは二、三耳にしたものであり、コンクリート打設時ソールプレートを完全に水平の状態に保つことが必要であり、その方法としては、発泡スチロール(インゼライト)を用いるとか、木製クサビを用いるなどの方法および、ソールプレートとシューを仮溶接する方法などがある。

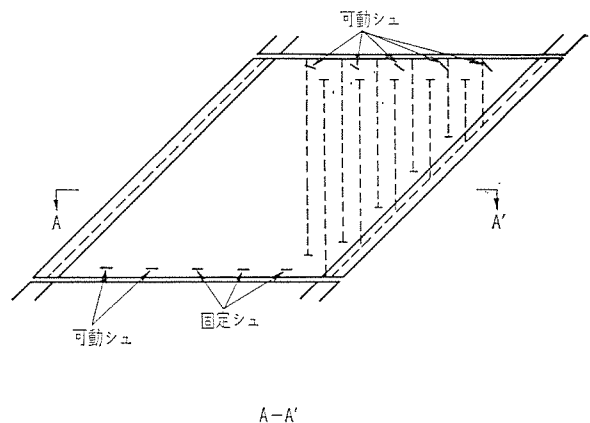
木製クサビの場合は、コンクリートが硬化後これを取りのぞくことを考えて、鉄線を取り付けておくなどの考慮も払われなければならない。

### (4) シューの移動方向に関係した事故

#### 原 因

Y 橋の場合は、PC 斜版橋であり、シュー(すべり支承)の移動方向は橋梁完成後の移動を考慮して、ごく一般的に 図-10 に示すように配置した。また、この斜版橋の PC 鋼材の配置も 図-10 に示すとおり、交互にデッ

図-10

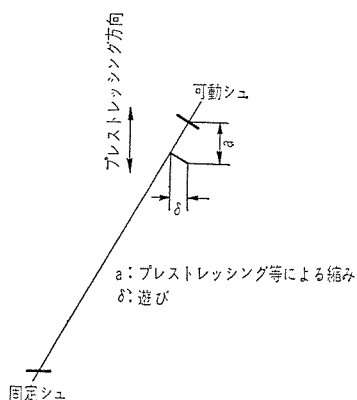


ドアンカーされた片引きである。そしてプレストレッシングを行なったところ、ほぼ全面的にデッドアンカー付近で PC 鋼材と直角方向にクラックが生じたが、原因としては、一方がデッドアンカーされ片引きでプレストレッシングによる版橋の縮み方向とシューの移動方向とが異なったためなどであった。

#### 対 策

普通に用いる斜版橋に対しては、ゴム支承などのように変形方向が比較的自由的なシューを用いる、と同時にプレッシングなどで変形が大きくなった場合には、フラットジャッキなどの助けにより簡単な変形を元の状態にもどせるような工夫をしておくこと。また金物のシューにあっては 図-11 に示すように、シューの移動方向と直角方向に「遊び」を持ったシューを配置することなどでよいわけであるが設置の際にも十分注意を要する。

図-11



注：斜版橋のシューにあっては、単純版橋といえども不等沈下などによって、例3に示すような結果を生じたり、またシューに極端な偏載荷重が作用したと同じような状態にもなるから、すべり面と別の位置で回転（全方向）を可能にしたシューを使用するなどの注意を要する。

### 3. PC 鋼材に関する事故

#### (1) PC 鋼棒の破断事故（その 1）

##### 原因

L橋において、ポストテンションPC桁を移動架設後、場所打コンクリートを打設し、φ24（3種）PC鋼棒による横締めを完了した直後、5本が破断した。当初この原因としてはつぎの点が考えられた。

- (a) 材質的欠陥
- (b) 傾斜定着によってPC鋼棒ねじ部に曲げが作用した。
- (c) PC鋼棒の過緊張 等。

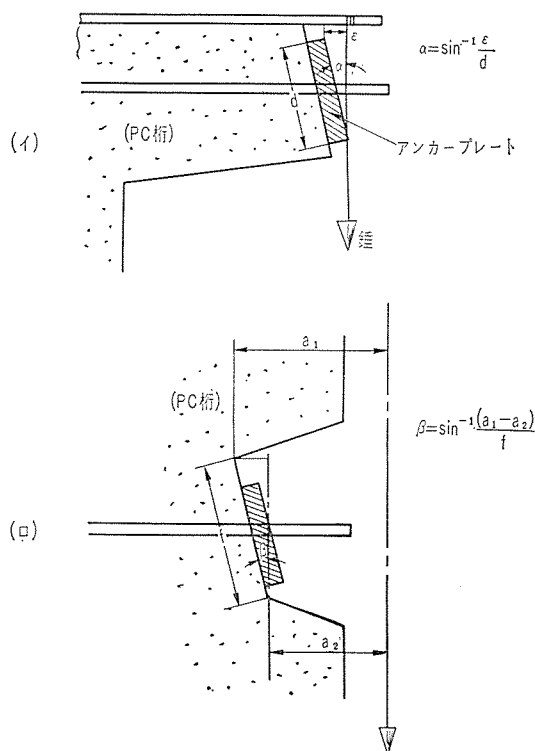
以上の各点について検討した結果、(b)の傾斜定着によりPC鋼棒に曲げが作用したためとわかった。

図-12 (イ)(ロ) に示す方法によって、アンカープレートの傾斜角を測定したところ傾斜角が 1°~8° 生じていた。

##### 対策

一般に横締め鋼棒の定着部の型わくは、この部分だけ箱型わくを造り、十分に固定されにくいいため、コンクリート打設中の振動および圧力などによって変形しやすいものであり、これを防ぐには要するに、アンカープレートとPC鋼棒を直角にすればよいので、この条件を満足させるための型わくの組立て方は、種々の方法がすでに用いられているので、確実にこれを守るべきである。

図-12



なお、万一傾斜した場合には、ドライパッキングをアンカープレートの下に用いるか、ライナーをかませ、まず、両者を完全に直角に訂正するべきである。

なお表-1 に、傾斜角 α と引張強度との関係の一例を示す。

表-1

α	引張荷重 (kg)	引張強度 (kg/mm <sup>2</sup> )	低下率 (%)
0	53 800	133.0	—
2°	52 900	130.7	1.7
5°	50 800	125.5	5.6
7°	46 400	114.5	13.4

#### (2) PC 鋼棒破断事故（その 2）

##### 原因

M橋において、主桁の主方向にPC鋼棒φ27（2種）を用いて緊張中に1本、また緊張直後に2本、計3本が破断した、PC鋼棒は2~4カ所をカップラーで接続しているため、この部分がかかえて抜き取ることができず、あるいは、カップラーのネジ山が飛んで抜けたのかも考えたが、緊張時の伸びより推定して、平行部で破断していることを知り、比較的、表面に近いものを1本腹部コンクリートをはつて取り出し、破断箇所の材質試験を行なった結果つぎのようなことがわかった。

1) 破断の原因は、電弧溶接の溶接棒の先端からのアークが飛んだいわゆるアークストライクによって、破断部が変質し、脆化したため、その部分から破断が進行し