

PC 部材の切欠定着部における応力集中に関する二、三の考察

岡 田 清* 藤 井 学**
今 村 浩 三*** 河 島 良 秀****

1. ま え が き

PC 構造物の建設は、年を追って各方面で急速に増加しているが、設計製作、架設、その他各部門において、今後なお研究開発されなければならない問題点が多く残されている。例えば、早くから研究されているポストテンション材の定着端付近の応力分布の解明はまだ十分になされているとはいえない。とくに PC 鋼材が材軸とある傾斜角をもって配置され、定着端に切欠を設けて定着される場合には、その付近の応力分布を理論的に求めることはきわめて困難である。この切欠定着部には、定着具の直下で大きな圧縮応力、PC 鋼材と垂直方向および切欠隅角部に引張応力が生ずる。

最近 PC 連続桁橋の切欠定着部の切欠隅部からひびわれが発生し、桁の高さ方向に伸展した例¹⁾ があり注目されている。

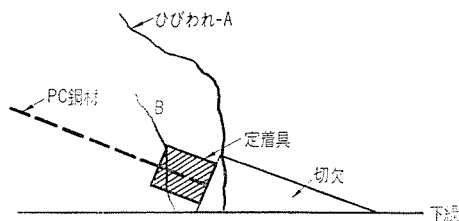
切欠を設けて行なう定着は、連続桁橋はもちろんのことスパンの大きい単純支持桁でも用いられる。このように、大部分の PC 橋には切欠定着が用いられるので、切欠定着付近の応力分布の解明とその合理的な補強法の確立が早急に望まれるわけである。

本文は切欠定着における切欠隅角部に生ずる引張応力に関し、その問題点と若干の考察を述べたものである。

2. 切欠隅角部のひびわれ状態

実際の PC 連続桁橋の切欠定着部に発生したひびわれの状態を、切欠を設けた場合と切欠を設けず定着具を完全にコンクリート中に埋込んだ場合について検討してみる。

図一 切欠定着部のひびわれ状態



* 工博 京都大学教授 工学部

** 神戸大学講師 工学部

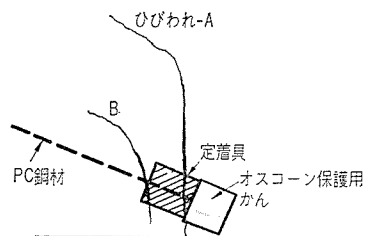
*** 日本道路公団名古屋建設局

**** ピー・エス・コンクリートKK

切欠を設けた場合の顕著なひびわれは図一に示すように切欠隅角部をとおるように発生し、下縁に近い部分では垂直方向に進み、大きいものでは腹部で斜方向に進行しているものが多く（ひびわれ-A）、または定着具を2つ並列にして定着したものでは、定着具の中央部から前方にかけてもう1つのひびわれ（B）が発生がしている。

図二のように定着具を完全に埋込んだ場合も A、B の2つのひびわれが発生し、Aは定着具のほぼ中央部を

図二 埋込定着部のひびわれ状態



とおりある程度まで垂直に進み、腹部で大体鋼材方向に進行しており、ひびわれBの発生は切欠定着の場合よりもいちじるしく、また定着具の部分から上方にのみ発生して下縁までひびわれが到達していない場合もある。ひびわれの大きさは、定着具のごく近くの上で最も大きい。

以上のひびわれは、緊張作業完了後に発見され、約 1.5 年後の調査時にもひびわれの進行が認められている。

以上のひびわれ発生状況からみて、切欠を設けてある場合はもちろんであるが、埋込定着の場合でも定着具の後方に設けられた空間が切欠と同様な作用をするものと考えれば、ひびわれ発生の主な原因は切欠による応力集中によるものではないかと考えられる。

3. 切欠隅角部引張応力発生の原因

切欠効果により引張応力の集中が生じ、そのためにひびわれが発生したものとしても、切欠部に引張応力を生じさせる何らかの原因なければならない。この原因ないしは引張応力の種類としてつぎのようなものが考えられる。

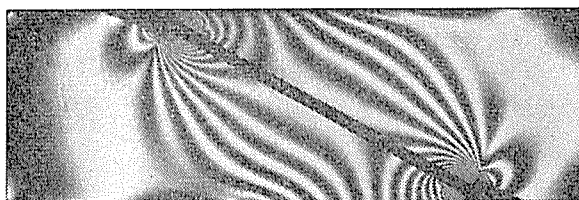
- 1) PC 鋼材の緊張力によるもの（局部的引張応力）
- 2) 支点の支承状態によるもの（主として軸方向引張応力）

3) 載荷および温度勾配によるもの(主として曲げ引張応力)

4) その他の原因によるもの

いまこれらについて簡単に述べると、1)のP C鋼材の緊張力によるものについては、光弾性実験の導色線分布(写真-1)からもわかるように、定着面に圧縮力を加えると切欠隅角部に局部的に引張応力が生ずる。この引張応力の大きさは、4.で詳述するが、切欠深さ、切欠角度、

写真-1



切欠隅部の丸味半径などの大きさによって左右されるものであり、理論的解明はきわめて困難で、光弾性実験ないしはひずみ測定等によって究明される問題であろう。

2) については、例えば連続ばりにおいて、はりの中間部でプレストレスを導入した場合、プレストレスが導入された部分のコンクリートは圧縮ひずみを生じ、そのため導入域の両外側のはりのセンター方向に移動することになるが、支点の支承状態によりその移動が抑制された場合ははりの軸方向に引張応力が生ずるものと考えられる。すなわち、支点上ではりが実際に自由に移動できる支承構造の場合は引張応力は生じないことになるが、実際の支承構造は完全固定と自由支承との中間の状態であるものと考えられるので、多かれ少なかれ、引張応力が生ずるものと思われる。またプレストレス導入による圧縮ひずみのほかにコンクリートのクリープあるいは乾燥収縮、また昼間と夜間との相対的溫度差などによっても引張応力が累加されるものと考えられる。これら引張応力によるひびわれの発生を防止するためには、何らかの方法により、この引張応力に見合うだけの圧縮応力をあらかじめはりの全長にわたって与えておけばよいことになるが、橋長が大の場合は、はなはだ困難であると思われる。

したがって、プレストレスを与える域の適切な選定、実橋のような大きなコンクリート部材のクリープ、乾燥収縮量の正確な推定、支承の固定度などの研究がなされなければならないであろう。

3) の荷重による曲げ応力、すなわちプレストレス導入力の偏心によるプレストレスト モーメント、自重、活荷重等の載荷による引張応力は荷重状態が明瞭なため、通常のはりの計算から簡単に求めることができるので、ここで主として問題になるのは温度勾配である。

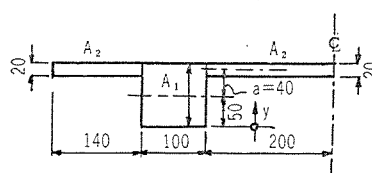
同一断面で温度勾配が生ずる原因は、打設コンクリー

トの凝結硬化温度と、日射によるものが主なものであろう。

コンクリートの凝結硬化時上昇した温度が外気の温度まで降下するとき、断面形状によって断面の高さ方向の各位置で相対的溫度差が生ずる。例えば、フランジ厚さ小さく、ウェブ厚さが大きいT型はりで、フランジ部とウェブ部とのコンクリートが同時に打設されたものとするとき、体積に比し表面積の大きいフランジ面で溫度の降下速度が大であるためウェブにくらべ同一時刻では溫度が低くなる。

この点につき、Ph. Schreck 氏は図-3に示すような極端な断面形状を有する床版桁を例にとり、フランジ部(面積 A_2)とウェブ部(面積 A_1)との溫度差(Δt)によって生ずる引張応力を各種連続桁について検討している²⁾。コンクリートの凝結硬化溫度を問題にする場合、

図-3 形状寸法(単位 cm)



コンクリートの材令は若く、いまだプレストレスが導入されていない状態であり、コンクリート桁は型わく上に置かれたままの状態である。したがって、コンクリートに生ずる応力は溫度差による応力と自重による応力との合成応力である。しかしこの場合自重を考慮するかいなかは、型わくが支保工により弾性的に支持されているかいないかによって決まる。すなわち、支保工がスプリングのように完全弾性体で、型わくを連続的に支持しているものとすれば、溫度差によってコンクリート桁が変形しても均等にこれを支持するので、自重による応力は生じないことになる。いまこのような弾性支承で、プレストレスが導入されていない状態を考えれば、溫度応力だけとなる。すなわち、コンクリート桁の材軸の曲率半径 r は次式で表わされる。

$$\frac{1}{r} = \frac{\epsilon}{a} \quad (1)$$

ここに a は図-3に示すように A_1 と A_2 との図心間距離、 ϵ は A_1 と A_2 との相対的溫度差 Δt によるひずみ、すなわち、 $\epsilon = \alpha \Delta t$ (α = コンクリートの溫度係数)である。例えば2等スパン連続桁の中央支点の曲げモーメント M_{st} は

$$M_{st} = \frac{3}{2} \cdot \frac{EI}{r} \quad (2)$$

であるから、 $\Delta t = 10^\circ\text{C}$ とすれば、図-3の断面諸元を用いると、 $\sigma_t = 49.5 \text{ kg/cm}^2$ の引張応力が生ずることになる。

式(1)から明らかなように、引張応力の大きさは A_1 と A_2 との相対的温度差はもちろんのこと、 A_1 と A_2 との図心間距離 a によって左右される。すなわち、 A_1 と A_2 との面積比、あるいは形状寸法によっても図心間距離は異なり、相対的温度差も異なってくる。

つぎに日射による桁断面の高さ方向の温度勾配の影響についてであるが、わが国でも実際のPC橋での実測例があり、 32 kg/cm^2 程度の引張応力が生じた例も報告されている⁹⁾。この場合も桁の全断面 A に対する上床版の断面積 A_t の比によって引張応力の大きさは異なり、 A_t/A が大なるほど引張応力が大になっている。

以上凝結硬化および日射のいずれの場合でも、温度勾配によるコンクリート断面に生ずる引張応力を少なくするために、適切な断面形状の選定が必要であり、場合によっては温度応力もかなり大となるため、設計上これを考慮に入れねばならないこともある。このためには、各種断面寸法のPC桁の温度勾配の実測資料が多く必要になってくる。また支保工の剛性についても研究されなければならないであろう。

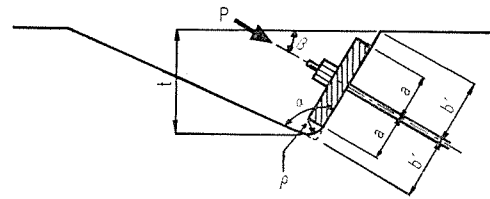
4) のその他の原因としては、設計どおりにプレストレスが導入されていなかったり、支保工支柱の不同沈下など施工中の支持状態の変化などが考えられる。

以上PC部材のコンクリート断面に引張応力をおこさせる原因 1)~4) について述べたが、PC部材の安全かつ経済的な設計を行なうには、これらの原因によって引き起される引張応力を、正確に求めることが必要である。そのためには、1)の局部的引張応力に対しては、これに影響を与える各種要因について研究されなければならない。また、2)~4) に対しては、的確な外力の把握の研究が主眼となる。なぜならば、外力の作用状態がわかればそれによる引張応力は通常のはり理論により簡単に求めることができるからである。すなわち、1)は切欠定着特有のものであるのに反し、2)~4)の研究は切欠定着の有無にかかわらず必要なものである。しかし、切欠定着がある場合は、切欠効果は 2)~4) の原因による引張応力を助長する作用を有することに注意しなければならない。そして現在これらに関する研究はほとんど皆無であるので、つぎに二、三の実験結果とその考察を述べ、今後この種の研究に資したい。

4. 局部的引張応力

コンクリートはりの上縁または下縁にPC鋼材定着のための切欠を設け、支圧板をとおしてプレストレスを導入するとき、切欠隅角部に生ずる引張応力は既述のように、切欠深さ t 、切欠角度 α 、隅角部の半径 ρ 、緊張材と部材軸とのなす角 β 、支圧板面積 A_1 とコンクリート支

図-4 切欠定着部の形状



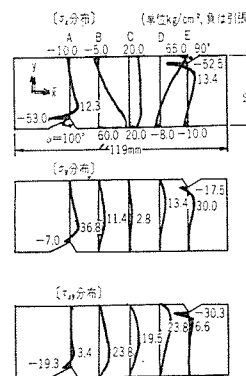
承表面 A_c との比(2次元载荷の場合は a/b')などの多くの要因によって左右される(記号は図-4)。

これらの要因の影響を調べるため、筆者らは光弾性実験およびコンクリート模型はり実験を実施しているが、2次元载荷状態における光弾性実験結果の若干例をつぎに示す。

(1) 応力分布状態

光弾性実験における暗視野等色線写真の一例はすでに写真-1に示したが、この写真の供試体(アラルダイトB)の大きさは、高さ 40 mm 、厚さ 10 mm 、長さ 119 mm で、切欠部の諸寸法は $2a=2b'=5 \text{ mm}$ 、 $t=4.33 \text{ mm}$ 、 $\alpha=90^\circ$ および 100° 、 $\beta=30^\circ$ 、 $\rho=0$ である。载荷は

図-5 応力分布図



供試体に設けられた孔($\phi 2.5 \text{ mm}$)に $\phi 2.3 \text{ mm}$ のボルトをとおし、支圧板をかいしてナット締め(図-4)により行なわれ、写真-1は緊張力 $P=111.7 \text{ kg}$ のときの等色線模様であり、図-5はこの場合の σ_x 、 σ_y 、 τ_{xy} をA~Eの5断面について求めたものである。

図-5の σ_x 分布から明らかに、切欠隅角部をとおるAおよびE断面では、切欠隅角部にかなり大きな引張応力が生じており、その引張応力は切欠から遠ざかるにつれて急激に減少し、中央部で圧縮となり、他端では再び引張応力が生じている。この傾向は、 t 、 α 、 β 、 a/b' 等の大きさを変えても同様であるが、切欠隅角部の最大引張応力(主引張応力)には顕著な差がみられる。したがって、切欠隅部に生ずるひびわれに最も関係のあるこの最大引張応力におよぼす各種要因の影響について以下検討する。

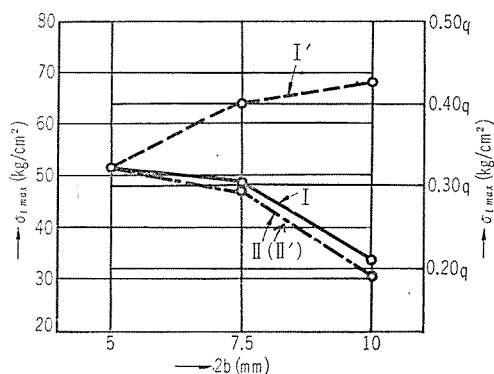
(2) 切欠深さおよび支圧板の大きさの影響

切欠深さ (t) および支圧板の大きさ ($2a \times d$) を変化した場合の切欠隅角部に生ずる最大引張応力を表-1に示す。この場合供試体の高さ ($h=40 \text{ mm}$) および厚さ ($d=10 \text{ mm}$) はすべて一定とした。

図-6は切欠深さ(この場合 β が一定であるので切欠幅 $2b'$ と切欠深さ t とは比例するので以下切欠幅で代

表—1 切欠隅角部の最大引張応力

供試体 No.	切 欠 寸 法					支 圧 板 $2a \text{ mm} \times d \text{ mm}$	緊 張 力		最大引張応力	
	$2b' \text{ mm} \times a \text{ mm}$	$t \text{ (mm)}$	α°	β°	$\rho \text{ (mm)}$		$P \text{ (kg)}$	$q \text{ (kg/cm}^2\text{)}$	$\sigma_{t\max} \text{ (kg/cm}^2\text{)}$	$\sigma_{t\max} \text{ (kg/cm}^2\text{)}$
1	5 × 10	4.33	90	30	0	5 × 10	80	160	51.2	$0.320 q$
2	7.5 × 10	6.50	90	30	0	5 × 10	80	160	47.3	$0.295 q$
3	7.5 × 10	6.50	90	30	0	7.5 × 10	80	120	48.7	$0.406 q$
4	10 × 10	8.66	90	30	0	5 × 10	80	160	30.9	$0.193 q$
5	10 × 10	8.66	90	30	0	10 × 10	80	80	33.8	$0.423 q$

図—6 $2b'$ と $\sigma_{t\max}$ との関係

表する)と最大引張応力との関係を示すもので、横軸に切欠幅 $2b'$ 、縦軸に最大引張応力 $\sigma_{t\max}$ がとってある。ただし、曲線 I および II は左縦軸に、I' および II' は右縦軸に対応する。

図—6 の I (No. 1, 3, 5) は切欠面と支圧板の大きさが等しい場合 (すなわち $2b'=2a$)、II (No. 1, 2, 4) は支圧板の大きさが一定 ($2a=5 \text{ mm}$) の場合である。

図—6 より、I、II のいずれも切欠幅が大きくなると切欠隅角に生ずる最大引張応力は小さくなる傾向を示している。しかし、これは切欠幅の大きさよりもむしろ支圧板直下の平均圧縮応力 ($q = \frac{P}{2ad}$) と、切欠幅と支圧板との差 ($2b'-2a$) が影響しているものと考えられる。すなわち、I の場合は表—1 からわかるように、切欠幅が 5 cm, 7.5 cm および 10 cm に対して q は、 P を一定 (80 kg) にしているため、それぞれ 160 kg/cm^2 , 120 kg/cm^2 および 80 kg/cm^2 と減少しているためであり、このことは b' , a が一定の場合弾性範囲内では $\sigma_{t\max}$ は P に比例することを考えれば、容易にうなずける。II の場合 ($q=160 \text{ kg/cm}^2$ で一定) は、 $2b'$ が 5 cm, 7.5 cm および 10 cm に対し、($b'-a$) の値はそれぞれ、0, 1.25 cm および 2.5 cm となっている。すなわち、支圧板の切欠隅部に近い端部と切欠隅部との距離が大きくなるにつれて支圧力による $\sigma_{t\max}$ への影響が減少するものと考えられるからである。

以上 I, II の場合、緊張力 P が一定 (80 kg) であったが、つぎに、 P と $\sigma_{t\max}$ とは弾性範囲内では比例関

係にあるので、 P を変えて $q (= \frac{P}{2ab})$ を一定にした場合を考えてみると、曲線 I は I' となり、切欠幅 $2b'$ の増大に対し、I とは逆に $\sigma_{t\max}$ は増大する傾向を示す (図—6)。I' の場合は $2a/2b' (=1)$ および $q (=180 \text{ kg/cm}^2)$ が一定であるので、常識的には $2b'$ が変化しても $\sigma_{t\max}$ は変わらないように考えられるが、測定結果では $2b'$ の増加に対し $\sigma_{t\max}$ も増加している。これは切欠深さだけでなく供試体高 h との関連 (例えば t/h) において考えなければ解明できない問題ではないかと思われる。

また、本実験の範囲内では切欠隅角部に生ずる最大引張応力は $0.2q \sim 0.5q$ が生じているが、これらの絶対量は必ずしも正確な値 (実際の最大引張応力よりも若干小) ではない。というのは尖鋭切欠 ($\rho=0$) としたため、切欠隅角部での等色線を正確に判読するのがきわめて困難であったため、定性的には十分の精度が得られる程度にごく便宜的方法³⁾ により判読したためである。なお、この困難さをさけるため、後述の切欠角度 α および加力方向角 β の影響を調べる実験では半径 $\rho=2.5 \text{ mm}$ の丸味をもたせてある。

(3) 切欠角度および加力方向角の影響

切欠角度 α および緊張力の方向と材軸とのなす角 β の切欠隅角部の最大引張応力 $\sigma_{t\max}$ への影響を図—7 および図—8 に示す。図—7 の場合 $\beta=30^\circ$ 、図—8 の場合 $\alpha=90^\circ$ とし、他の条件 ($h=40 \text{ mm}$, $d=10 \text{ mm}$, $2b'=10 \text{ mm}$, $2a=5 \text{ mm}$, $\rho=2.5 \text{ mm}$, $P=80 \text{ kg}$) はすべて一

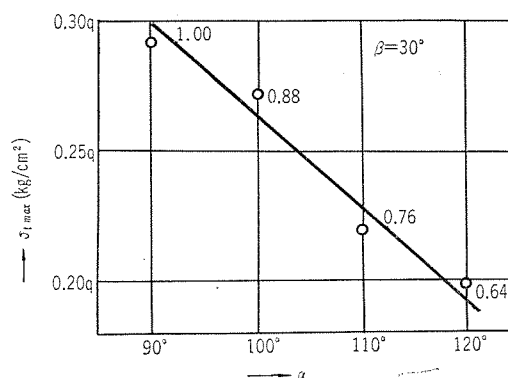
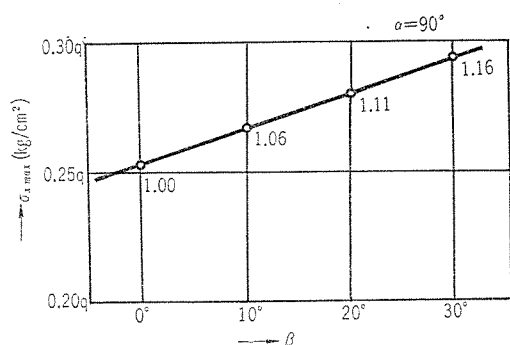
図—7 α と $\sigma_{t\max}$ との関係

図-8 β と σ_{tmax} との関係



定とした。また、 α および β の角度として実際の切欠定着の場合を考慮して $\alpha=90^\circ \sim 120^\circ$, $\beta=0^\circ \sim 30^\circ$ に選んだ。

図-7 から、 α の増大に対して σ_{tmax} は大きく減少し、 $\alpha=90^\circ$ のときの σ_{tmax} に対する $\alpha=120^\circ$ のときの σ_{tmax} の比は 0.64 となっている。また図-8 から、 β の増加に対し σ_{tmax} は増大の傾向を示しているが、その変化率は α に対するほど小さくなく、 $\beta=0^\circ$ のときに対し、 $\beta=30^\circ$ のときの σ_{tmax} の増加は約 16% となっている。

以上より、切欠隅角部に生ずる引張応力を減少させるためには、切欠角度はできるだけ大きく、P C鋼材と材軸とのなす角（通常曲げ上げ角度）はできるだけ小さくすることが望ましいといえる。

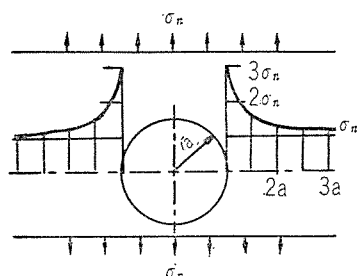
以上は光弾性実験の結果であるが、コンクリート模型はり実験（はり高さ 30 cm, 厚さ 10 cm）でもほぼ同様な結果が得られた³⁾。

5. 応力集中係数

(1) 基本的性質

ほとんどすべての構造物には断面の変化する部分、すなわち切欠があって、そこには応力集中がおこる。例えば、中央に直径 $2a$ の丸孔を有する無限板に孔から十分

図-9 丸孔の直径断面の応力分布



離れた位置で引張応力 σ_n が作用すると、孔の中心をとり σ_n の方向に直角な断面上には垂直応力 σ_θ が図-9 のように分布し、孔の中心からの距離を r とすると、この応力は次式で表わされる。

$$\sigma_\theta = \frac{1}{2} \left(2 + \frac{a^2}{r^2} + 3 \frac{a^4}{r^4} \right) \sigma_n \dots\dots\dots (3)$$

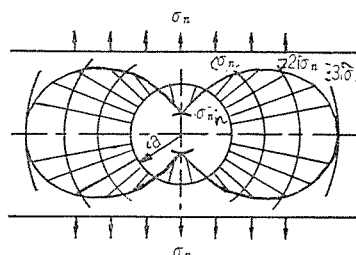
すなわち、 σ_θ は孔の周辺 $r=a$ で最大 ($\sigma_{\theta max}=3\sigma_n$) となり、孔から遠ざかるにつれて急激に減少する。また、 σ_n 方向の直径端には $\sigma_\theta = -\sigma_n$ なる圧縮応力が生ずる（図-10）。

平均応力 σ_n に対する最大応力 $\sigma_{\theta max}$ の比 ($\alpha_k = \sigma_{\theta max}/\sigma_n$) を応力集中係数または形状係数と呼び、 α_k は最大応力が材料の弾性限を超過しない範囲では荷重の大きさ、材質の種類には無関係で、形状のみで定まる。

以上のような無限板に丸孔のある場合のように応力集中の問題が理論的に解かれているのは数個の場合に過ぎない。例えば、図-9 で丸孔の直径に比し板幅が十分大でないときは、すなわち有限板の場合は理論的取扱いは容易でない。したがって、多くの場合は断面の急変する点の最大応力を実験によって求めている。

しかし H. Neuber は任意の有限幅をもつ板の形状係数を求める簡単で有用な方法を考案している⁴⁾。すなわ

図-10 丸孔の周辺の応力分布



ち、板の両側に切欠のある場合（図-11）を例にとれば、切欠の深さ t が板の切欠底の幅の $1/2$ 、すなわち a よりきわめて小さい場合の形状係数 (α_{fk}) と t が a にくらべて大きい場合の形状係数 (α_{tk}) を用いて任意の深さをもち切欠の形状係数を求める方法である。 α_{fk} および α_{tk} はつぎのような考察から容易に求められる。すなわち、 t/a が小さい場合には、切欠付近の狭い範囲の応力分布は異なるが、集中応力減衰のため切欠から少し離れた部分の応力分布は一樣となるので、板幅 $2b$ および最小断面の寸法 $2a$ などの影響は無視できる。したがって t/a が小さい場合は b を無限大と考えてよいから、半無限板に深さ t 、切欠半径 ρ なる切欠がある場合の形状係数 α_{fk} となり、 α_{fk} は t/ρ のみの関数となる。この場合の α_{fk} は容易に理論的に求められ、図-11 に示すように t の増加（ただし ρ は一定有限値とする）に対し、 α_{fk} は増大する。 α_{fk} の出発点では $t=0$ 、すなわち切欠がない場合であるから $\alpha_{fk}=1$ となる。これに反して深い切欠、すなわち $t/b \approx 1$ である場合は、 t は a に比し非常に大きくなるから、この場合の形状係数 α_{tk} に影響を与えるのは a と ρ だけで、 α_{tk} は a/ρ の関数

となり、図-11 に示すように板の中心線上における値 1 より出発する右上りの曲線で表わされる。中心線上で $\alpha_{tk}=1$ なる理由は ρ が有限の値であるため、 $a/\rho=0$ となれば、切欠底付近はあたかも幅が 0 なる一様な板を引張る場合に相当し、応力分布は一様となるからである。

t および a がそれぞれ、 a に対して無視できない大きさの場合には、切欠底の応力に左右両側の板縁が影響を与えるため、この場合形状係数 α_k は α_{fk} および α_{tk} のいずれとも異なったものになる。H. Neuber は α 、 α_{fk} および α_{tk} 間に次式で表わされる関係が成立つものとして、 α_{fk} 、 α_{tk} を用いて α_k を求めている。

$$\frac{1}{(\alpha_k-1)^2} = \frac{1}{(\alpha_{fk}-1)^2} + \frac{1}{(\alpha_{tk}-1)^2} \dots\dots (4)$$

Neuber の方法は非常に便利であるが、理論的根拠がないため、単なる仮定にすぎないともいえるが、式 (4) から求めた α は実験結果とかなりよく一致するといわれる^{5), 6)}。

実際の P C はりの切欠定着の場合は、以上述べた板の両側切欠あるいは片側切欠の状態に近い場合であるので、式 (4) あるいはすでに求められている各種形状係数の線図⁷⁾ を利用することにより、切欠定着部の切欠底の形状係数のある程度の概略値を求めることができるが、正確には実際の切欠定着に近い 3 次元状態における実験的理論的研究が必要である。

(2) 二、三の実験結果

V 形切欠のある模型はりに引張あるいは曲げ荷重が載荷された場合の形状係数に関する二、三の実験例と、実際の P C はりの切欠定着部に果してどの程度の応力集中が生じているものか、あるいはそのような傾向は全然ないものかどうかについての実験例をつぎに示す。なおここでは実験結果だけにとどめ、これらの理論的考察は別報にゆずる。

a) 引張試験 光弾性材料 (引張強度 500 kg/cm²) を用い、図-12 の上方に示すような切欠 ($t=8.66$ mm, $2b'=10$ mm, $\rho=2.5$ mm, $h=40$ mm) を設けた供試体に引張力が作用する場合の切欠角度 α の影響を調べた結果を図-12 に示す。図-12 は横軸に引張力 P 、縦軸

図-11 浅い切欠と深い切欠

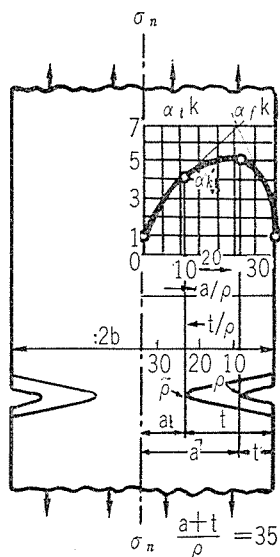
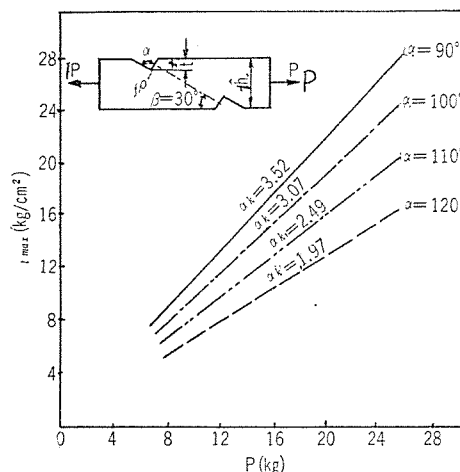


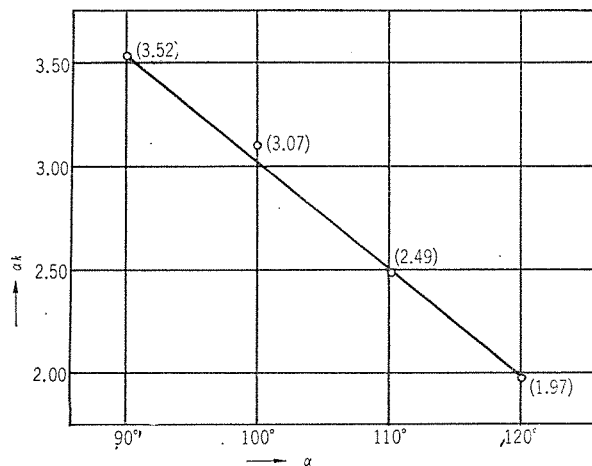
図-12 P と σ_{tmax} との関係



に切欠隅角部の最大引張応力 σ_{tmax} をとってある。図-12 から明らかなように、弾性範囲内では σ_{tmax} は P に比例し、 α の大きいほど σ_{tmax} は減少しており、図-7 の場合と同様の傾向を示している。

この場合の形状係数は $\alpha_k = \sigma_{tmax} / \sigma_n$ で表わされ、ここに $\sigma_n = P / (h-t)d$ (d = 供試体の厚さ 10 mm) である。前述のごとく、 σ_{tmax} は P に比例するので、弾性範囲内では同じ切欠に対して α_k は一定である。 α_k と α との関係は図-13 のようになり、この範囲の切欠角度では α の増大に対し、 α_k はほぼ直線的に減少しており、応力の集中を少なくするためには切欠角度を大きくする

図-13 α と α_k との関係

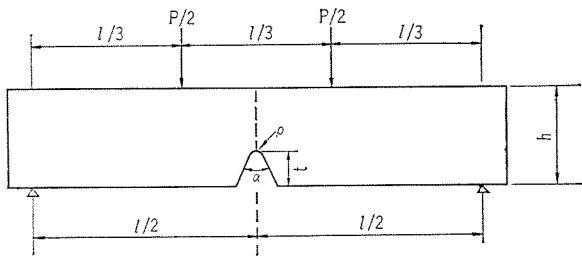


方が有利であることを示している。

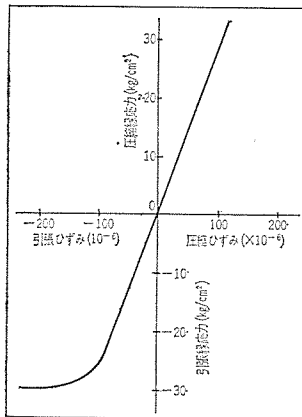
b) 曲げ試験 コンクリート材料 (最大骨材寸法 10 mm, 無筋) を用い、図-14 に示すような引張側に切欠 (α , t , ρ を変えて試験している) を設けた場合の曲げ試験結果の一例をつぎに示す。使用したコンクリートの性質は、試験時圧縮強度 $\sigma_c = 386$ kg/cm² ($\phi 10 \times 20$ cm), 曲げ強度 30.8 kg/cm² ($15 \times 15 \times 53$ cm 標準供試体) で、標準曲げ供試体での応力～ひずみ曲線を図-15 に示す。

図-16 は、切欠寸法 $\alpha=90^\circ$, $t=3.4$ cm, $\rho=1.5$ cm

図—14 曲げ試験における供試体



図—15 曲げ試験における応力ひずみ曲線



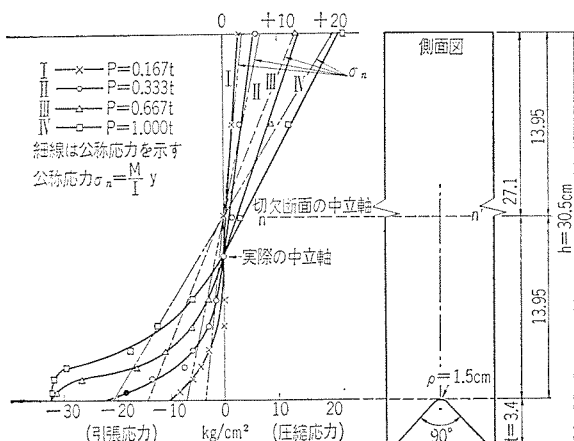
で、 $l=120$ cm、 $h=30.5$ cm の供試体の 3 等分点 載荷試験における切欠断面における応力分布（実線）である。各点応力は、検長 31 mm（最大粗骨材寸法の約 3 倍）のペーパー ゲージのひずみから 図—15 の応力—ひずみ曲線を用いて求めたものである。

図—16 からわかるように、圧縮域の上縁付近

では通常のはりの計算で求めた応力、すなわち公称応力 ($\sigma_n = (2Pl/(h-t)^3\alpha) \cdot y$, ここに y は中立軸から任意の点までの距離) とかなりよく一致しているが、下縁付近では大きくかけ離れ、また実際の中立軸は計算上の中立軸 ($=h-t/2$) よりも若干下方に移動している。最大引張応力 σ_{tmax} は切欠底に生じ、弾性範囲内（曲線 I と II）では σ_n よりかなり大となっているが、 σ_{tmax} が弾性限より大になると σ_{tmax} は P に比例しなくなり曲線 III, IV のようになり、 σ_n との差が小さくなっている。

形状係数 $\alpha_k = (\sigma_{tmax}/\sigma_n)$ の定義を塑性域まで拡張して考えると、 σ_n と σ_k との関係は 図—17 のようになり、弾性域では α_k が一点 (3.5) であるが、 σ_{tmax} が弾性限

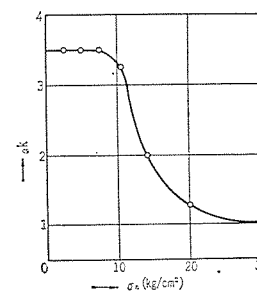
図—16 切欠断面における応力分布



を越えると α_k は減少し、1 に近づく傾向を示す。破壊時の荷重 $P=1.467$ t から、公称応力 σ_n を求めると、 $\sigma_n = \frac{Pl}{(h-t)^2d} = 30.0$ kg/cm² となりこのときの形状係数は

$$\alpha_k = \frac{\sigma_{tmax}}{\sigma_n} = \frac{30.8}{30.0} \approx 1 \text{ となる。すなわち、切欠がある場合は切欠がない場合よりも、}\sigma_{tmax} \text{ は小さい荷重でコンクリートの引張弾性限に達するが、コンクリートの塑性変形のため、引張応力の均等化が行なわれ、静的破壊荷重には、切欠があっても切欠がなくてもほとんど差がないといえる。}$$

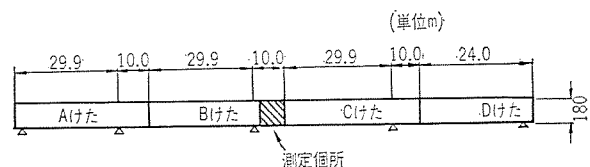
図—17 σ_n と α_k との関係



以上より静的荷重には切欠の有無はあまり大きな影響はないものと推測されるが、かなり延性に富む金属材料でも切欠効果の反覆応力に対する影響は大であること^{5) 6) 8)} から、脆性材料であるコンクリート部材では、反復荷重に対しては切欠効果の影響がより大であると考えられ、今後研究を行ないたい。

c) 実橋における実測結果 実際の P C 橋の切欠定着部の応力状態を調べるため、図—18 に示すような名神高速道路川口高架橋（4 スパン連続 P C 橋 T 型断面桁）の B 桁の一部に各種ひずみ計を用いて昭和 58 年 11 月から昭和 39 年 4 月までひずみ測定が行われた⁹⁾。

図—18 川口橋側面図（概略）

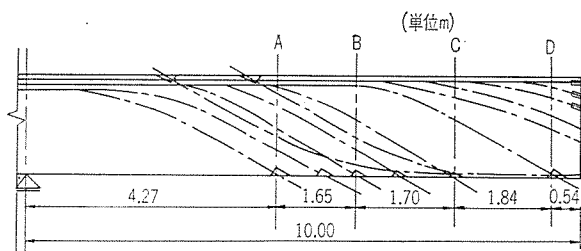


用いられたひずみ計はカールソン型ひずみ計、モールドゲージ（3 軸）、ペーパーゲージ（4 軸）、フーゲンベルガー型ひずみ計で、使用箇所は 2 本の B 桁（耳桁および耳桁と隣なる中間桁）の、図—19 に示すように下縁に切欠定着が設けられた A, B, C, D 断面である。

ひずみ測定は、各配置ケーブルの緊張時および C 桁架設時に行なわれた。

プレストレス導入時、下縁の切欠定着部に引張応力が生ずるのは、桁の上方に配置されたケーブルの緊張時であるが、この場合下縁引張応力は、設計上ごくわずかしが許容されていないため、すなわち、引張応力の絶対値がきわめて小さいため、この場合の予想された切欠部の応力集中の傾向は観察されなかった。したがって、ここ

図—19 ケーブル配置図

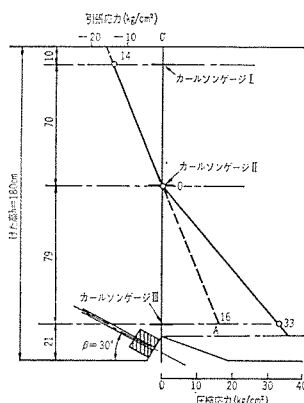


では下縁に大きな圧縮応力の生ずるC桁架設時の応力の集中度についてのべることにする。

C桁架設時は、カールソン型ひずみ計だけでひずみ測定が行なわれたため、十分の結果は得られなかったが、切欠断面の橋軸方向の応力分布の一例を示すと 図—20 のごとくである。

カールソングージⅢの位置における応力は、ゲージⅠとゲージⅡ（大体中立軸の位置に埋設されている）との応力を直線で結んで、その延長された点A（図—20）よりかなり大きくなっており、この傾向はすべての測定断面で同様に認められた。すなわち、ゲージⅢの位置は切欠底のごく近くであるため 図—16 に示したような、切欠効果による応力集中が生じたものと推測されるわけで、もし切欠がなければ、この場合弾性範囲内とみなせるので測点Ⅲの応力はA点（16 kg/cm²）になるはずであるからである。

図—20 切欠断面の応力分布



図—16 からわかるように、切欠による応力濃中を生ずる部分は、切欠のごく近傍だけであり、切欠からある程度離れた部分では応力の乱れは生じないことを考えれば測点Ⅲの位置でのりの計算で求めた公称応力 σ_n と、測点Ⅰと測点Ⅱの応力を直線で延長して求めた応力（A点）と大差ないものと考えられる。したがって、この場合の形状係数の概略値は $\alpha_k = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_n} = \frac{33}{16} = 2.06$ （実際の $\sigma_{t\max}$ は切欠底に生ずるのでこれより若干大となる）となる。このようにして求めた他の測定断面における形

状係数のすべて平均値は $\alpha_k \approx 2$ であった。

以上は、切欠部に圧縮応力が生ずる場であったが、弾性範囲内では、引張応力の場合でも同様の形状係数を与えるので、実際のPC桁の切欠定着部に 3. で述べたような原因により引張応力が生ずる場合は、切欠効果により通常のはりの計算から予測された引張応力よりもかなり大きな引張応力が生じ、ひびわれが発生するおそれがあるものと考えられる。

6. あとがき

ほとんどすべての構造物、例えばコンクリート構造物では、ラーメンの隅角部、ゲルバー桁の接続部、本文で取扱った切欠定着部などには断面の急変する個所、すなわち切欠があって、そこには応力集中がおこるが、この応力集中についての研究はコンクリート構造物ではいままでもあまり行なわれていないようであり、本文はこれらの研究の手始めとして、PC部材の切欠定着部に生ずる応力集中を取上げ、切欠隅角部に生ずるひびわれ発生諸要因あるいはその特性について、二、三の測定結果を基にして考察を加えた。切欠定着部に関しては、隅角部の引張応力のほかに、定着具直下の支圧強度、PC鋼材と直角方向の割裂応力などの解明、その合理的補強法の確立など、今後研究されなければならない多くの問題点を蔵している。また、コンクリート構造物では、応力集中の生ずる個所にはコンクリートの引張強度に近いまたはそれを超過した引張応力が発生するため、塑性領域での研究が必須となるが、コンクリートの引張強度特性ないしはその破壊現象についての研究の不十分さをいままさらながら痛感するものである。

参考文献

- 1) プレストレストコンクリート編集委員会：「PC桁の事故とその対策」プレストレストコンクリート Vol. 6, No. 3, 6, (1964)
- 2) Rh. Schreck : “Risse im Spannbeton und deren Ursachen” Die Bautechnik, Heft 8, Berlin, August, (1963)
- 3) 岡田 清 外 3 名：「PC部材の切欠効果に関する研究」セメント技術年報, XVIII, 昭 40.3 刊行予定.
- 4) H. Neuber 著, 磯辺茂生訳：「切欠応力論」コロナ社, 昭 19.3.
- 5) 橋本 正：「金属の疲労と破壊の防止」養賢堂, 昭 29.12.
- 6) W.M. Murray : “Fatigue and Fracture of Metals” The Technology Press of M.I.T. and John Wiley & Sons, Inc., New York, (1952)
- 7) R.E. Peterson : “Stress Concentration Design Factors”, John Wiley & Sons, INC, New York, (1962)
- 8) 日本材料学会編「金属の疲労」丸善, 昭 39.6.
- 9) 日本道路公団高速道路名古屋建設局 「川口高架橋PC桁応力測定試験報告書」, 同附録, 昭 39.6.

1964. 9. 30・受付