

# 弥富高架橋 P C a 床版無筋目地部の疲労試験

Fatigue Tests on Non-Rainforced Concrete Joint  
between Precast Segments of YATOMI BRIDGE

森山陽一<sup>1</sup>・久保明英<sup>2</sup>・河村直彦<sup>3</sup>・中島豊茂<sup>3</sup>・松井繁之<sup>4</sup>

Youichi MORIYAMA, Akihide KUBO, Naohiko KAWAMURA, Toyoshige NAKAJIMA and Shigeyuki MATUI

<sup>1</sup>日本道路公団名古屋工事事務所 (〒455-0015 名古屋市港区港栄1-2-28)

<sup>2</sup>株式会社 ピー・エス 技術研究所 (〒330-0835 埼玉県大宮市北袋町1-297)

<sup>3</sup>オリエンタル・ピーエス・安部共同企業体 (〒498-0067 愛知県海部郡弥富町上野2-1)

<sup>4</sup>工博 大阪大学教授 大学院工学専攻 土木工学科 (〒565-0871 吹田市山田丘2-1)

Fatigue tests on the 3 models of the mortar filled joint between PCa segments have been carried out to certify the Non-Rainforced Mortar Joint at Segmental Method Box Girder Bridge, YATOMI BRIDGE. The part is prestressed 30.3 kgf/cm<sup>2</sup> in longitudinal direction by external cables, but is not reinforced with any longitudinal reinforcements. The results of the fatigue tests showed a good durability of the joint.

*Key Words: fatigue tests, precast segment, prestressed concrete girder, non-rainforced concrete joint*

## 1. まえがき

第二号神高速道路の弥富高架橋は、プレキャストセグメント工法で構築する大規模なPC連続箱桁橋である。プレキャストセグメント工法は、セグメントを並べ、接合面に接着剤を塗布し、橋軸方向にプレストレスを導入して主桁を製作・架設する工法である。弥富高架橋の場合、セグメントの橋軸直角方向には架設前のブロックの状態ではプレストレスが導入される。そして、セグメントの施工誤差吸収のため一径間に2箇所、長さ20cmの現場打ちコンクリート目地を設けることとし、この部分については架設効率を上げる必要上セグメントから延ばしてコンクリート目地を貫通する鉄筋を用いないこととした。セグメントコンクリートの設計基準強度は $\sigma_{c,k}=500\text{kgf/cm}^2$ である。弥富高架橋の主桁構造及び架設の概念図を図-1に示す。

コンクリート目地の橋軸方向にはプレストレスが導入されるが、橋軸直角方向には施工手順上の制約からプレストレスは導入されないこととなる。橋軸直角方向をプレストレスで補強されたセグメントの間において、長さ200mmのコンクリート目地部だけがプレストレスで補強されない部分となる。これらは新しい試みであり、その疲労耐久性を試験で確認する必要がある。

タイプ1~タイプ3の無筋コンクリート目地を有する実寸大床版模型を製作して、1輪走行による疲労試験を実施した。所定の輪荷重の1車輪を、無筋コンクリート目地を中心に、橋軸直角方向支間中央線に沿って所定回数往復させて载荷を行った。輪荷重とその载荷回数については、

弥富高架橋の疲労安全性を確認できるように、供試体に生じる曲げモーメント及びせん断力各々の実橋との対比を考慮して設定した。試験は、(社)建設機械化研究所にある日本道路公団の移動载荷疲労試験機を用いて行った。実験状況を写真-1に示す。

本稿では、弥富高架橋の無筋コンクリート目地の疲労耐久性及び疲労の進展状況について、試験で得られた知見を報告する。また、弥富高架橋の無筋コンクリート目地のように、局部がひび割れて剛性低下するような床版の挙動を、非線形梁要素で成る床版格子モデルを用いて解析し、無筋コンクリート目地のせん断疲労耐久性を定量化する試みを行った。

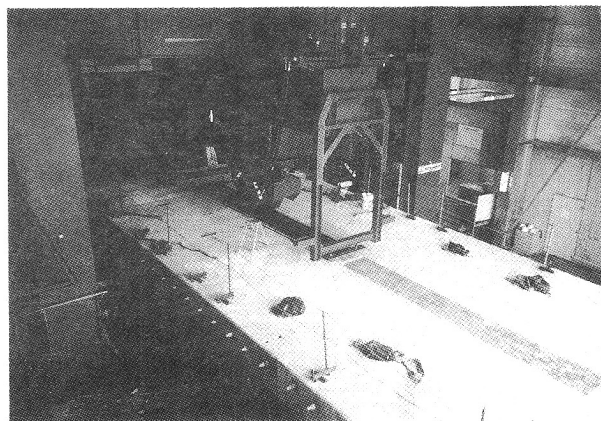


写真-1 床版供試体と移動载荷装置

## 2. 床版模型

供試体は、弥富高架橋1室箱桁断面主桁のウェブ上方上を模倣したWTスラブ状断面のPCaセグメント6体を並べ、セグメント間に試験対象のコンクリート目地を施工し、ウェブに通したPC鋼材を緊張してこれらを結合させたものである。床版厚は25cm、コンクリート目地の長さは20cmで、実橋と同じである。セグメントの橋軸直角方向には、結合する以前のブロックの状態 $30.3\text{kgf/cm}^2$ のプレストレスが導入されている。コンクリート目地の橋軸方向には、セグメント6体を一体化する時、セグメントと共に $30.3\text{kgf/cm}^2$ のプレストレスが導入される。コンクリート目地の橋軸直角方向にはプレストレスは導入されない。6個のセグメントを結合した供試体の全長は15.4mである。供試体は、ウェブ下で2辺ヒンジ支持された状態で、疲労試験に供される。供試体説明図を図-2に示す。

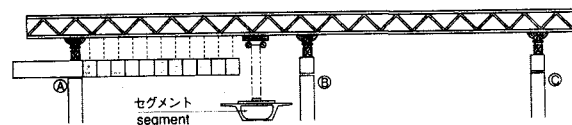
コンクリート目地の種類は、無筋コンクリート目地(タイプ1)、橋軸直角方向鉄筋補強コンクリート目地(タイプ2)及び鋼ファイバーコンクリート目地(タイプ3)の3タイプである。目地コンクリートには早強セメントを用いている。タイプ2は、コンクリート目地の上下縁側に異形鉄筋D16各1本を配置し、'コ'の字型に加工した異形鉄筋D13でこれを250mm間隔に繋ぎ、補強した目地である。タイプ2は、橋軸直角方向の曲げに対し補強筋が抵抗して、変形が抑えられることを期待した目地である。タイプ3は、先が折れ曲がったことを特徴とする直径0.6mm、長さ30mmの鋼ファイバーを $100\text{kgf/m}^3$ 投入した鋼ファイバーコンクリートの目地である。その配合設計は鋼ファイバーを同じ重量の粗骨材と見なして行っている。タイプ3もタイプ2と同様に、橋軸直角方向の曲げに対しファイバーが抵抗して、変形が抑えられることを期待した目地である。ただし、試験の結果で、タイプ3はタイプ2に優る疲労耐久性を示した。

セグメント及び目地コンクリートの材料特性値を表-1に示す。試験値には\*を付した。ヤング係数については、疲労試験実施期間中の圧縮強度試験値を用いて、道路橋示方書の方法で計算した。試験を行わなかった引張強度については、圧縮強度試験値を $\sigma_c$ として $\sigma_{tc} = 0.5\sigma_c^{2/3}$ で計算した。

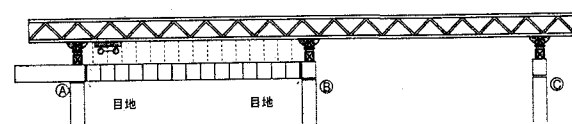
表-1 コンクリートの材料特性値 (kgf/cm<sup>2</sup>)

		圧縮強度	ヤング係数	引張強度
タイプ1	セグメント	564*	3.4E+5	-34.0
	目地	590*	3.5E+5	-35.0
タイプ2	セグメント	565*	3.4E+5	-34.0
	目地	566*	3.4E+5	-34.1
タイプ3	セグメント	586*	3.4E+5	-34.9
	目地	463*	3.2E+5	-35.4*

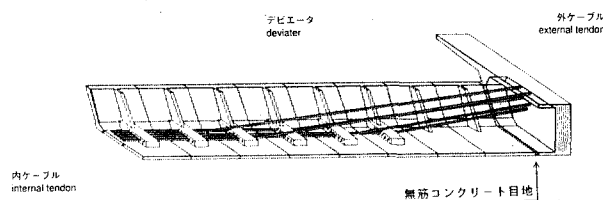
### STEP 2



### STEP 3



(b) 弥富高架橋の架設方法



(a) 弥富高架橋の主桁構造

図-1 弥富高架橋の主桁構造及び架設の概念図

## 3. 疲労載荷荷重及び載荷方法

### (1) 試験方法

載荷は、輪荷重を所定の値に設定した1車輪を、橋軸直角方向床版支間の中央線に沿って、橋軸方向に目地を横切る3.0mの範囲で、毎分20往復のスピードで往復させて行った。車輪幅は0.5mである。床版上面に樹脂を流して平坦化し、木合板を敷き、鋼製キャタピラを敷き並べ、再び木合板を置き、最後に厚さ12mm(タイプ3以後16mm)の鋼板をいて、軌道を作成した。鋼製キャタピラは、厚さ55mm、200mm×500mmの極厚鉄板を繋いだものである。

疲労試験の間、載荷を適時中断して静的試験を行った。静的試験では、所定の位置に車輪を停止させ、輪荷重を(零～荷重段階輪荷重)の範囲で増減させ、輪荷重が所定の計測実施荷重となった時、供試体中の鉄筋歪み及び供試体のたわみを計測した。静的載荷点は、目地中央及び橋軸方向に±40cm、±80cm離れた位置とした。静的計測実施荷重は、0、 $T_1$ 、( $T_1 \sim T_2$ )の3等分荷重、 $T_2$ 、( $T_2 \sim T_3$ )の3等分荷重、 $T_3$ とした。各タイプで、セグメントの上面側及び下面側、橋軸方向及び橋軸直角方向に配置した鉄筋の歪みを計測した。タイプ2では、コンクリート目地に埋め込んだ橋軸直角方向補強鉄筋の歪みも計測した。

各タイプの $T_2$ 及び $T_3$ 載荷では、床版上面側、コンクリート目地とその両側接合面を含む領域を囲って堤を築き、常に水を張り、移動載荷装置稼働時において、床版下より漏水の発生、漏水部の伸展、漏水の清濁を観察した。

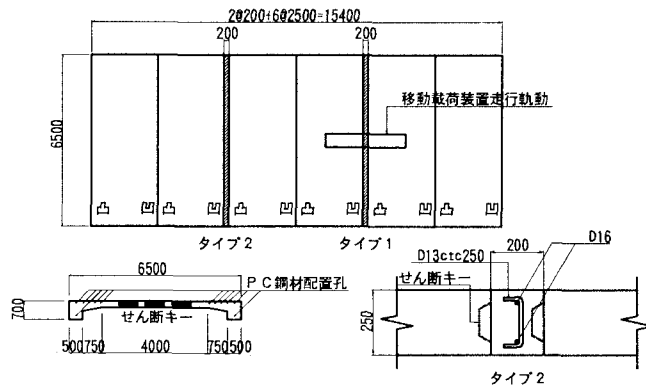


図-2 供試体説明図

(2) 疲労載荷荷重及び載荷回数

疲労試験では各供試体とも、 $T_1=14.5\text{tf}$ 、 $T_2=1.5T_1=22\text{tf}$ 、 $T_3=2T_1=29\text{tf}$ の、3通りの輪荷重で繰り返し載荷を行った。輪荷重値 $T_1$ 、 $T_2$ 、 $T_3$ は、これを供試体の目地中央に載せた時の橋軸直角方向の曲げ応力度が、実橋に設計荷重、過載荷重、道路橋示方書荷重を載せた時の曲げ応力度と同じとなるように、等価輪荷重に換算したものである。ただし、実際には数輪が同時に載るのを1輪に換算して載荷するため、せん断力に関しては超過大になっている。すなわち、 $T_1$ は車両走行で現実起こり得る最大の1輪荷重であり、それによって床版に作用するせん断力は現実に起こり得る最大のものである。 $T_2$ 及び $T_3$ は、せん断力に関しては超過大な輪荷重である。 $T_3$ は、疲労を促進させてその状況を観察するための輪荷重である。

平成2年度東名高速道路、清水IC～静岡ICの本線軸重計データによると、計測された最大軸重は30tfで、その計測回数は2車線1日当たり8.4回である。1軸重は1車両以上従って2輪以上の同時通過で計測される重量である故、最大輪荷重は $30/2=15\text{tf}$ 以下で、その発生頻度は1車線1日当たり $8.4/2=4.2$ 回と言うことになる。このデータを基に、1日当たりの全車両による総交通量を、12乗則を用いて車軸数で換算できる。輪荷重 $T_1=14.5\text{tf}$ の発生軸数に換算すると、1車線1日当たり19.1回、1年当たり6,972回、50年で約35万回と言うことになる。

供試体に1輪荷重 $T_1$ を載せることは、弥富高架橋の無筋コンクリート目地に設計荷重相当の曲げモーメント及び現実に起こり得る最大のせん断力を同時に作用させることに相当する。従って、弥富高架橋の交通量を前述の東名高速の統計と同じと考え、輪荷重 $T_1$ を30万往復載荷することは、弥富高架橋を $300,000 \times 2/6,972=86$ 年間供用するとして、その間、せん断力で考えて最も過酷な輪荷重が作用するとした場合の疲労荷重に相当する。本試験では、最も疲労耐久性が低いタイプ1に対し、 $T_1$ 以上に過酷な $T_2$ 荷重を30万往復載荷することとし、これにより弥富高架橋の疲労耐久性を確認することとした。試験の結果、タイプ1に対する $T_2$ 荷重の30万往復載荷では、漏水

等の疲労に関わる現象は生じなかった。それ故、タイプ1より疲労耐久性が高いと思われるタイプ2及びタイプ3では、30万往復載荷したとしても結果はタイプ1と同様と考へ、 $T_2$ の載荷回数を10万往復に減らした。 $T_1$ は荷重が小さいため、その載荷で生じる変化は小さいと予想される。 $T_1$ の載荷では、疲労データを少し収録できればよいので、載荷回数を2万往復とした。 $T_3$ は、せん断疲労を促進させるに十分な程過大な荷重である。 $T_3$ の載荷は、疲労を促進させて、疲労の進行に伴い無筋コンクリート目地に生じる現象を観察するために行う。 $T_3$ の載荷回数は、疲労を促進させるために十分な回数と言うことで、10万往復とした。疲労載荷荷重と往復回数を図-3に示す。

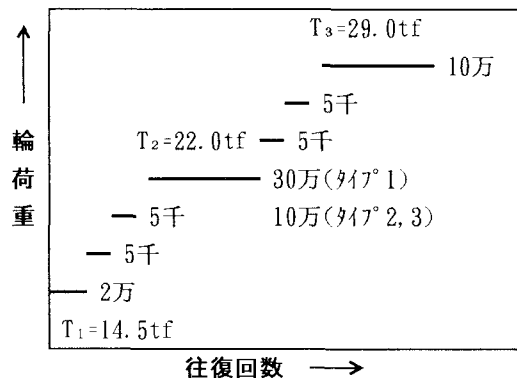


図-3 疲労載荷荷重と往復回数

4. 結果

(1) ひび割れ及び漏水の発生と状況

a) ひび割れの発生

タイプ1については、目地コンクリートが乾燥収縮する際、両側のセグメントに収縮変形を拘束されて生じる、目地を横断する乾燥収縮ひび割れが、載荷開始前の状態で生じていた。各タイプ共、 $T_1$ 荷重の初回載荷で、コンクリート目地下面側、橋軸直角方向支間中央を中心とする±約100cmの範囲に、12～15cmの間隔で目地を横断するひび割れが発生した。

**b)漏水の発生**

タイプ1及びタイプ2では、T<sub>3</sub>荷重の載荷中に、目地とセグメントの接合面下から漏水が始まった。漏水は、目地片側の接合面下、橋軸直角方向支間中央から約30cmはずれた位置で始まり、T<sub>3</sub>荷重の載荷終了時には橋軸直角方向支間中央から±約60cmの範囲まで及んだ。タイプ1では、セグメントのせん断キーが凸の接合面側で漏水が発生している。タイプ2では、セグメントのせん断キーが凹の接合面側で漏水が発生している。なお、タイプ1及びタイプ2共、移動載荷装置から見て遠方側の接合面で漏水が発生している。タイプ3では漏水は発生しなかった。これをまとめると次のようであった。

- タイプ1 : T<sub>3</sub>の 10,000回往復頃に漏水確認
- タイプ2 : T<sub>3</sub>の 25,000回往復頃に漏水確認
- タイプ3 : 漏水なし

漏水の強弱：移動載荷装置を停止→漏水も停止  
 漏水の範囲：コンクリート目地部片側の接合面  
 橋軸直角方向支間中央から±60cmの範囲  
 漏水の清濁：濁り、摩耗残物の混じりは無く、無色透明  
 漏水が滲んだ表面に石灰質の白い紋様  
 (目視観察)

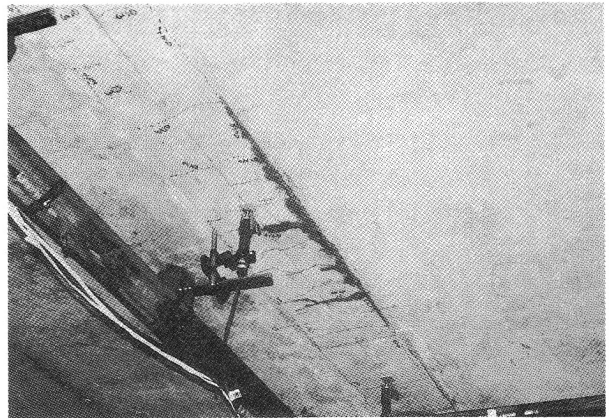


写真-2 漏水状況(タイプ1)

**(2)たわみ及び鉄筋歪みの変化**

各荷重段階T<sub>1</sub>、T<sub>2</sub>、T<sub>3</sub>の初期と末期に行った静的試験で計測した、床版上面側の橋軸方向及び橋軸直角方向鉄筋の歪みを、各タイプ毎に、図-4に示す。なお、図の鉄筋歪みは、セグメント中、橋軸直角方向支間の中央線上、コンクリート目地に最も近い位置の鉄筋歪みである。また、載荷点をコンクリート目地中央として行った載荷で計測したものである。

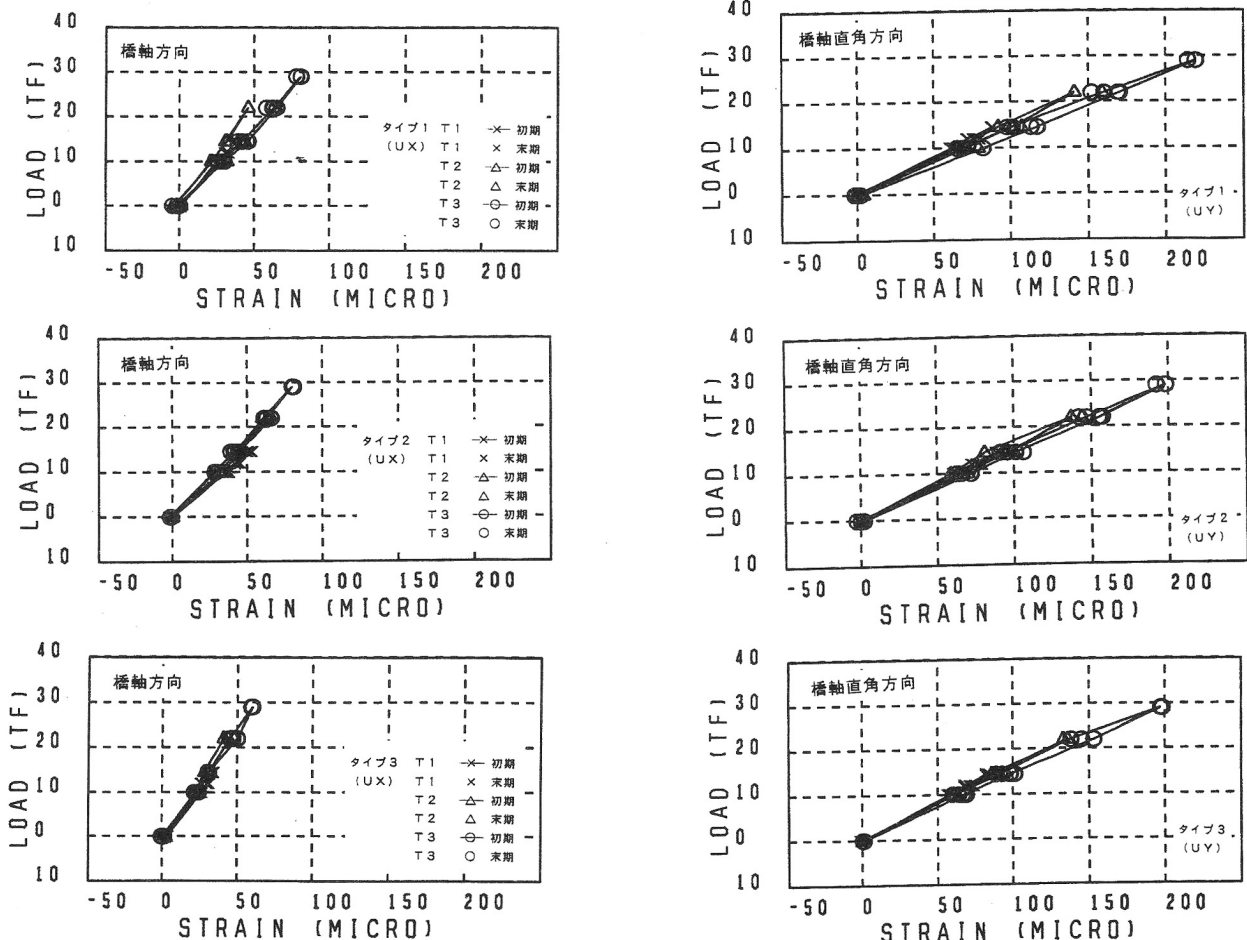


図-4 上面側の橋軸方向(UX)及び橋軸直角方向(UY)の鉄筋の歪み(T<sub>1</sub> X、T<sub>2</sub> Δ、T<sub>3</sub> Oの初期 —と末期)

‘輪荷重－鉄筋歪み’関係を、荷重段階が異なる $T_1$ 、 $T_2$ 、 $T_3$ グループ別で比較すると、どのタイプについても、明らかに違いを識別できる。同じ荷重段階の中で、疲労載荷初期と疲労載荷末期に計測した‘輪荷重－鉄筋歪み’関係を比較すると、どのタイプにおいても、相違は明確ではない。なお、‘輪荷重－たわみ’の関係についても、同様であった。よって、疲労による歪みの増加、ひいては、剛性の低下はないと判断できる。

## 5. 解析

### (1)PCa床版解析モデル

床版全体を平面格子、コンクリート目地を曲げ非線形梁要素でモデル化し、輪荷重増加に対応するひび割れ深さ、ひび割れ発生で再分配された曲げモーメント及びせん断力を計算し、これを用いて各タイプのせん断疲労耐久性の定量化を行った。

床版の平面格子モデルは、それを用いて弾性範囲で計算した2方向の面外曲げモーメントが、ソリッド要素を用いた床版モデルで計算したそれらと各々一致するように調整している。当該平面格子モデルを用いて計算したたわみを0.83倍すると、ソリッド要素床版モデルのたわみとほぼ一致する。

床版を橋軸方向・橋軸直角方向の直線で区切り、1区画を橋軸方向・橋軸直角方向の梁でモデル化した。梁の曲げ剛性については寸法通りの値とした。梁のねじり剛性については、橋軸方向梁は寸法通り、橋軸直角方向梁については寸法から計算した値の約2.5倍に調整した。

### (2)コンクリート目地のモデル化

コンクリート目地の橋軸方向梁を、次のような曲げ塑性特性を有する非線形梁でモデル化した。断面は平面保持される。コンクリートは引張強度まで引張力に抵抗するとし、応力度が引張強度を超えた部分はひび割れて以後引張力に抵抗しないとされた。曲げモーメントと断面曲率の関係( $M-\phi$ 特性)を、ひび割れ発生点を第一折れ点とするバイリニア型で仮定した。第二折れ線は、ひび割れ発生点( $M_c, \phi_c$ )と、コンクリートの引張抵抗を考慮して力の釣り合い式を解いて求めた、圧縮応力度 $170\text{kgf/cm}^2$ なる点( $M_e, \phi_e$ )、とを結ぶ直線で定義した。なお、本試験で生じる圧縮応力度は $170\text{kgf/cm}^2$ を超えないことから、この値を設定した。タイプ1の橋軸方向非線形梁の塑性特性を図-5に示す。

コンクリート目地の橋軸直角方向梁を、次のような曲げ塑性特性を有する非線形梁でモデル化した。断面は平面保持される。局部は引張強度まで引張力に抵抗するとし、応力度が引張強度を超えた部分はひび割れて以後引張力に抵抗しないとされた。ただし、橋軸直角方向梁は、弾性梁である両側のセグメントから拘束を受ける故、中立軸は常に版厚中心にあると仮定した。

橋軸直角方向鉄筋補強目地のタイプ2では、鋼材断面積

をヤング係数で換算してコンクリート断面積に加算した。鋼ファイバ目地のタイプ3では、鋼ファイバ重量を体積換算して橋軸方向及び橋軸直角方向の等価鋼材断面積を計算し、それをヤング係数で換算してコンクリート断面積に加算した。橋軸方向に導入されているプレストレスについては、橋軸方向梁が塑性しても梁1本当たりプレストレス力は変わらないと仮定した。

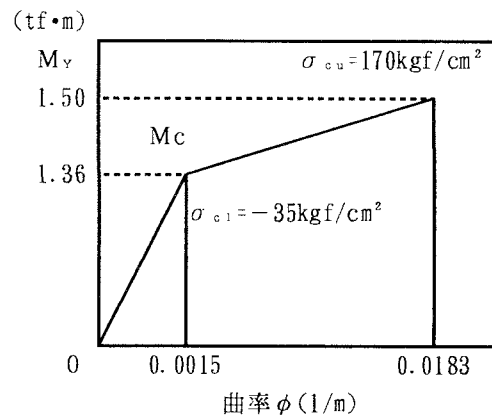


図-5 非線形梁の塑性特性(タイプ1橋軸方向)

### (3)せん断振幅

$T_1$ 、 $T_2$ 、 $T_3$ 荷重を載荷した時、コンクリート目地とセグメントの接合面に生じるせん断応力振幅について、床版平面格子モデルを用いて計算した結果を表-2に示す。

表-2 橋軸方向接合面のせん断応力振幅

タイプ	荷重段階	$F_{yz}$ kgf	$M_v$ kgf·cm	有効深さ cm	$\tau_{yz}$ kgf/cm <sup>2</sup>
タイプ1	$T_1$	2600.	70976.	25.00	5.20
	$T_2$	4108.	110050.	25.00	8.22
	$T_3$	5234.	136250.	14.90	17.56
タイプ2	$T_1$	2610.	70754.	25.00	5.22
	$T_2$	4105.	109570.	25.00	8.21
	$T_3$	5192.	134410.	15.30	16.97
タイプ3	$T_1$	2526.	71395.	25.00	5.05
	$T_2$	4067.	111600.	25.00	8.13
	$T_3$	5426.	148760.	25.00	10.85

### (4)各タイプ接合面のせん断疲労耐久性

タイプ1及びタイプ2では、 $T_3$ 荷重の載荷で、コンクリート目地とセグメントとの接合面橋軸直角方向支間中央付近から漏水が始まった。漏水が始まった時点で、せん断応力繰返し作用に伴う接合面の付着切れが起こったと考えられる。タイプ3では漏水は起こらなかった。

鉄筋コンクリート部材のせん断疲労強度は12~13乗則に従うと考えられている。本試験で扱う現象はプレストレスが導入されたコンクリート接合面のせん断疲労に関するものである。それ故、各タイプの接合面のせん断疲労耐久性を12乗則で評価することとする。

繰り返し載荷によりコンクリート目地とセグメントとの接合面に蓄積されるせん断疲労損傷を、コンクリート目地橋軸直角方向支間中央の橋軸方向非線形梁要素に生じるせん断応力振幅  $\tau_{yz}$  を用いて、以下に計算する。

a) タイプ1:  $T_3$  の 10,000 回で接合面付着切れ

$$\begin{aligned} T_1 \text{ の } 2 \text{ 万往復: } & 4 \text{ 万} \times (5.20/5.20)^{1.2} = 4 \times 10^4 ※ \\ T_2 \text{ の } 30 \text{ 万往復: } & 60 \text{ 万} \times (8.22/5.20)^{1.2} = 14,607 \times 10^4 \\ T_3 \text{ の } 1 \text{ 万往復: } & 2 \text{ 万} \times (17.56/5.20)^{1.2} = 4,398,292 \times 10^4 \\ & 4,412,903 \times 10^4 \end{aligned}$$

b) タイプ2:  $T_3$  の 25,000 回で接合面付着切れ

$$\begin{aligned} T_1 \text{ の } 2 \text{ 万往復: } & 4 \text{ 万} \times (5.22/5.20)^{1.2} = 4 \times 10^4 ※ \\ T_2 \text{ の } 10 \text{ 万往復: } & 20 \text{ 万} \times (8.21/5.20)^{1.2} = 4,799 \times 10^4 \\ T_3 \text{ の } 2.5 \text{ 万往復: } & 5 \text{ 万} \times (16.97/5.20)^{1.2} = 7,296,456 \times 10^4 \\ & 7,301,259 \times 10^4 \end{aligned}$$

c) タイプ3: 接合面付着切れを起こさなかった。

$$\begin{aligned} T_1 \text{ の } 2 \text{ 万往復: } & 4 \text{ 万} \times (5.05/5.20)^{1.2} = 3 \times 10^4 ※ \\ T_2 \text{ の } 10 \text{ 万往復: } & 20 \text{ 万} \times (8.13/5.20)^{1.2} = 4,267 \times 10^4 \\ T_3 \text{ の } 10 \text{ 万往復: } & 20 \text{ 万} \times (10.85/5.20)^{1.2} = 136,190 \times 10^4 \\ & 140,460 \times 10^4 \end{aligned}$$

※東名高速道路(清水～静岡)の供用5.7年に相当する。

## 6. まとめ

(1) 曲げによるひび割れは、プレストレスで補強されていない、コンクリート目地の橋軸直角方向に最初に生じた。そして、せん断繰り返し作用による付着切れ(漏水)は、コンクリート目地とセグメントとの接合面で起こった。

(2) タイプ1、タイプ2では  $T_3$  段階で、セグメントとコンクリート目地の接合面橋軸直角方向支間中央付近より漏水が始まった。しかし、図-4に示される様に、'輪荷重-鉄筋歪み'の関係は、 $T_3$  荷重載荷の初期と末期でほぼ一致しており、疲労に関わる変化は見られない。従って、漏水は始まったが、タイプ1、タイプ2に蓄積された疲労損傷の程度は軽微なものと判断される。また、疲労載荷の最終段階に至っても、漏水に摩耗残留物は見られず、この結果を参照しても、ひび割れ面の損傷程度は軽微と判断される。漏水が開始するまでに加えられた疲労荷重を、12乗則を用いて東名高速道路の供用年数に直すと次のようになる。

$$\text{タイプ1: } 4,412,903/4 \times 5.7 \text{ 年} = 6.3 \times 10^6 \text{ 年}$$

$$\text{タイプ2: } 7,301,259/4 \times 5.7 \text{ 年} = 10.4 \times 10^6 \text{ 年}$$

ただし、予想を超える大きい輪荷重が作用した場合、あるいは何らかの理由で断面欠損があった場合は、せん断応力振幅が大きくなり、それに伴い疲労寿命は12乗に比例して急激に小さくなることに、留意が必要である。

(3) 最も疲労耐久性の低いタイプ1に対し、 $T_2$  荷重の30万往復載荷を行ったが、漏水は発生しなかった。 $T_1$  荷重の30万往復載荷は、弥富高架橋を最も過酷な輪荷重作用下で86年間供用した場合の疲労荷重に相当する。 $T_2$  荷重は  $T_1$  荷重に比べ超過大な荷重である。従って、タイプ1を採用した場合の弥富高架橋について、漏水が始まる迄の供用年数を評価すると、86年より十分大きい年数となるはずである。タイプ1～タイプ3のどのタイプの無筋コンクリート目地も、実用上十分な疲労耐久性を有していると判断できる。

(4) タイプ3は疲労載荷を終えた段階で全く健全であった。タイプ3が、タイプ1と同じ荷重と回数の繰り返し載荷を受けたとして、等価回数をタイプ1と比較すると次のようになる。

$T_1$ 程度の疲労荷重→タイプ1が受ける損傷	4
( $T_1$ の 2万往復) タイプ3が受ける損傷	3
$T_2$ 程度の疲労荷重→タイプ1が受ける損傷	14,607
( $T_2$ の 30万往復) タイプ3が受ける損傷	12,801
$T_3$ 程度の疲労荷重→タイプ1が受ける損傷	4,398,292
( $T_3$ の 1万往復) タイプ3が受ける損傷	13,619

タイプ3の等価繰り返し総数は  $26,423 \times 10^4$  で、タイプ1の  $4,412,903 \times 10^4$  に比べ明らかに小さい数となり、疲労耐久性が優れていることがわかる。

タイプ1～タイプ3の中で、タイプ3のみ、コンクリート目地の橋軸方向の曲げ剛性が他タイプと異なり、大きくなっている。20cm×25cmの断面当たりに配置された鋼材断面積を計算すると、タイプ1、タイプ2、タイプ3で、橋軸方向について  $0 \text{ cm}^2$ 、 $0 \text{ cm}^2$ 、 $27 \text{ cm}^2$  となり、橋軸直角方向については  $0 \text{ cm}^2$ 、 $4 \text{ cm}^2$ 、 $27 \text{ cm}^2$  となり、タイプ3が大きい。

タイプ3のせん断疲労耐久性が優れていた原因が、鋼材料が大きいことに因るものか、その等方性他の特性に因るものかについては、今後の検討が必要と思われる。タイプ1、タイプ2とタイプ3とのせん断疲労耐久性の差は、荷重が大きいほど顕著となると考えられる。

謝辞：日本道路公団試験研究所、オリエンタル・ピーエス・安部共同企業体、(社)建設機械化研究所他関係各位のご協力に感謝します。

## 参考文献

1) 前田、松井：鉄筋コンクリート床版の押し抜きせん断耐荷力の評価式、土木学会論文報告集、V-1、pp. 133-141、1984。