

論文 UFC を適用したモノレール曲線軌道桁の実物大載荷実験

田中 良弘^{*1}・西川 伸之^{*2}・小尾 博俊^{*3}・今酒 誠^{*4}

要旨：超高強度繊維補強コンクリート（UFC）は、高強度、高じん性、高流動、高耐久性を有するために、軽量化をはじめとする新しい構造形式の提案が可能である。筆者らは、UFC 材料を適用した桁長 20m、曲線半径 150m で開断面のモノレール曲線軌道桁の技術開発を行い、軌道桁としての製作精度の検証と実物大曲線軌道桁を用いた載荷実験を実施して、鉄道構造物としての使用性と構造安全性を検証した。構造安全性については、曲げやせん断のほか特にねじりに注目した載荷実験を行い、安全であることを確認した。

キーワード：モノレール曲線軌道桁、開断面のねじり、実物大のねじり載荷実験、非線形 FEM 解析

1. はじめに

UFC を適用した桁長 40m の単線モノレール直線軌道桁¹⁾が開発され、東京モノレールの昭和島車庫線において供用されている。また、同じ時期に建設された桁長 20m と 17m の UFC 単線モノレール直線軌道桁が、昭和島駅の待避線において供用されている。これらの UFC モノレール軌道桁は、いずれも直線桁であり、桁製作上における製作精度の確保やねじりに対する構造安全性が技術上の検討項目とはならなかった。しかし、実際のモノレール軌道桁では、線形計画の要求から単曲線や緩曲線を多く含む曲線軌道桁を設計、製作することが不可欠である。

筆者らは、UFC（ダクトル）を適用した開断面のモノレール曲線軌道桁の技術開発をおこない、曲線軌道桁として要求される軌道走行面のカントや縦断勾配が所定の精度で製作できることを実証し、さらに製作された実物大の曲線桁を用いて、曲げ載荷実験とせん断・ねじり載荷実験を行って、鉄道構造物としての使用性と構造安全性を検証した。

本研究では、①底板のない開断面のモノレール曲線桁の基本設計と製作を行い、②実物大の曲線桁を用いた載荷実験による使用時や終局時に対する構造安全性の検証結果と、③UFC 材料試験結果に基づいた UFC の圧縮・引張領域での構成則を適用した 3 次元非線形 FEM 解析を行って、開断面モノレール桁の曲げ挙動とせん断・ねじり挙動に対する考察について報告する。写真-1 にダクトルを適用して完成したモノレール曲線桁を示す。

2. UFC モノレール曲線桁の設計

2.1 開断面モノレール桁の構造的特徴

従来コンクリートによる PC モノレール桁は、中空の開断面内に内ケーブル配置した緊張材をポストテンシ



写真-1 モノレール曲線桁の完成（搬出時）

ョン方式により緊張している。ダクトルの材料特性を活用して軽量化する場合、外ケーブル方式とすることが不可欠である。しかし開断面で外ケーブル方式とするには、緊張ケーブルの配置方法や桁製作の点で施工が困難となりコスト増となる。そこで、底板を有しない開断面のモノレール曲線桁であっても所定のねじり抵抗特性を有するような構造を検討した。ねじり性能を向上させる目的で、桁軸方向に約 2m ピッチで隔壁を設けて、ねじりによるウェブの面外変形（桁軸方向におけるそり変形）を拘束して桁軸方向において断面形状が一定に保たれるようにした。これらの隔壁は、桁軸方向の縦曲げモーメント（強軸まわりのモーメント）に抵抗する外ケーブルのデビエーターとしての役割を果たし、さらに曲線桁の平面軸線に沿って発生すると考えられる横曲げモーメント（弱軸まわりのモーメント）の発生を抑制する役割もする。隔壁と隔壁の間には、ウェブのそり変形を拘束するためにストラットを配置した。

基本設計の結果、得られた一般構造図を図-1 に示す。

*1 大成建設（株） 技術センター土木技術開発部 参与 Ph.D.（正会員）

*2 大成建設（株） 千葉支店印旛橋梁作業所 課長 工修

*3 大成建設（株） 技術センター土木技術研究所 課長 工修（正会員）

*4 大成建設（株） 国際支店土木部 部長 工修

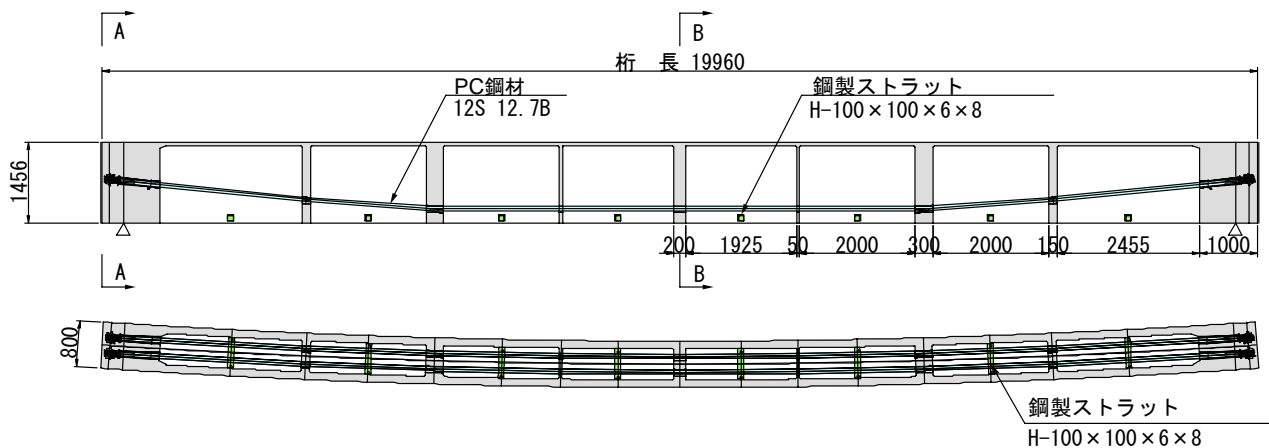


図-1 一般構造図

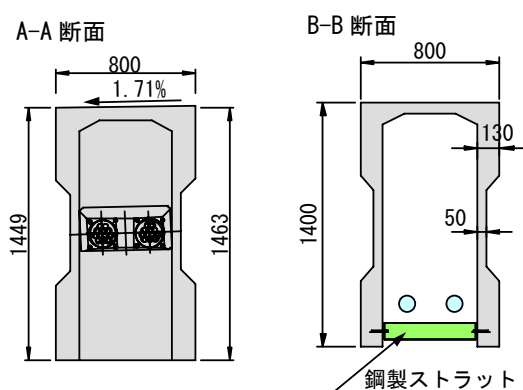


図-2 端部と中央部の断面図

今回のモノレール曲線軌道桁の幾何学的形状は、モノレールが現状で保有する幾何学的形状の中で最も厳しい数値のみを取り上げたものとした。つまり、平面形状は曲率半径 $R=150\text{m}$ の単曲線で、縦断勾配を 2% (縦断の緩和曲線として曲率半径 $R=2000\text{m}$ の縦断曲線)、カントを 11.1% とし、単曲線では必要ないが緩和曲線を想定してカント変化率を $0.171\%/\text{m}$ とした。図-2 の断面図に示したように、端部の桁高は左右で異なり、また中央部の桁高よりは大きい。

2.2 開断面モノレール曲線桁の基本設計

今回の開断面モノレール曲線桁の設計は、基本的に UFC 材料の設計方法については、超高強度繊維補強コンクリート設計施工指針 (案)²⁾ に基づき、荷重の組合せなど鉄道構造物としての設計に関しては鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物³⁾ (鉄道標準と略す) に基づいて設計した。地震強度レベル 1 とレベル 2 の水平震度は、それぞれ 0.41 と 0.70 とし、活荷重によるたわみ制限としては、支間の $1/600$ 以下とした。

一般にねじりモーメント M_t とねじりにより発生するせん断応力 τ_t との間には、 $M_t = \tau_t \cdot K_t$ なる関係がある。この K_t は断面形状により決定されるねじり係数と呼ばれる。今回の開断面に対するねじり係数 K_t を、鉄道標準

により求めると、 $K_t=0.01\text{m}^3$ となる。一方、底板を床板と同じ部材とした閉断面の場合についてねじり係数を求めると $K_t=1.35\text{m}^3$ となり、閉断面がいかにねじりに対して有利であるかがわかる。ねじり耐力向上のために隔壁とストラットを設けた。これは桁軸方向におけるねじりによるそり変形を拘束することによる、ねじり耐力向上の効果を狙ったもので、断面形状からではねじり係数として求められない。そこで、3次元線形 FEM 解析を適用して閉断面モノレール直線桁 (モデル化は直線桁のほうが容易) の半分をモデル化して、支間中央部で単位ねじりモーメントを作用させて、ウェブに発生するせん断応力 τ_t を求めて、ねじり係数を逆算した。その結果、ねじり係数 $K_t=0.05\text{m}^3$ となった。基本設計では、ねじりモーメントのみを受ける場合や、曲げモーメントやせん断力との組合せの場合にも、FEM 解析から逆算されたねじり係数を用いて構造照査を行った。

2.3 モノレール曲線桁の製作

今回のモノレール曲線桁の幾何学的形状は、縦断曲率、横断曲率やカントなど最も厳しい数値を組合せたものである。その場合でも軌道桁として所定の精度で製作が可能であるかを試験施工により検証した。

縦断方向勾配は上げ越しの影響やカントの影響、縦断曲線の影響を考慮して端部と中央部で $56/10000\text{mm}$ の高低差 (曲率半径 $R=894\text{m}$ により近似) を設けた。また、横断方向勾配は、カント変化を考慮して、走行面の左右で 14mm の高低差とした。平面方向のシフト量は平面曲率の影響と PC 緊張による腹圧力の影響を考慮して決め、中央部で 336mm の偏心量を設定した。

約 2600kN (PC 鋼線: $12\text{S}12.7\text{B}$) で PC 緊張後、曲線桁の出来形検査を実施した。走行面のレベル測定点として、走行幅に中央と両端部の 3 点、また桁軸方向に 41 点 (合計: $3 \times 41 = 123$ 点) について計測した結果、設計値からの最大誤差が 3mm のものが 123 点中 10 点しかなく、高い精度で製作管理されたことが実証された。

表-1 設計断面力に対応する載荷条件

載荷ケース	荷重状態		断面力			載荷位置	載荷荷重 P (kN)	偏心量 d (mm)
			曲げモーメント (kN・m)	せん断力 (kN)	ねじりモーメント (kN・m)			
ケース 1	曲げ	設計荷重時	2104	-	-	支間中央	346	0
		終局荷重時	2552	-	-	支間中央	439	0
ケース 2	せん断 +ねじり	設計荷重時	-	495	207	端部隔壁	491	336
		終局荷重時	-	600	240	端部隔壁	616	336
ケース 3		L2地震時	-	353	350	端部隔壁	333	1068

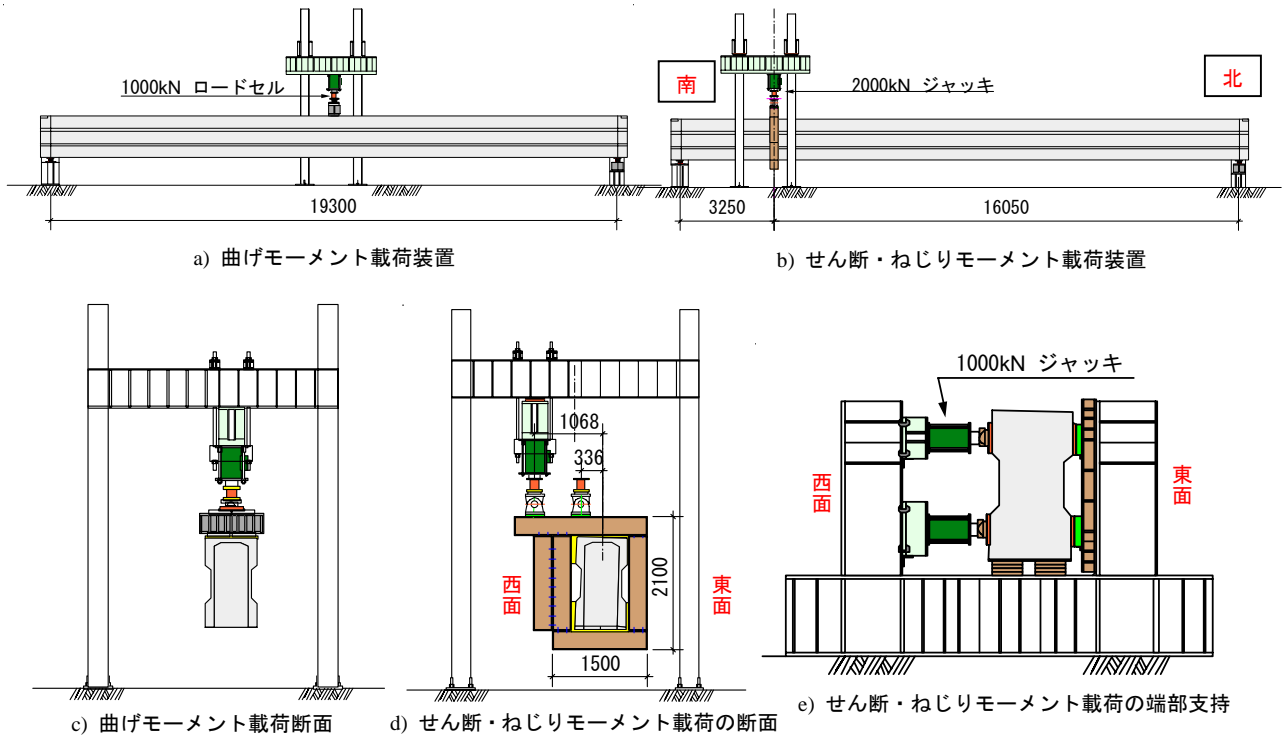


図-3 曲げモーメント、せん断・曲げモーメント載荷装置

3. 実物大モノレール曲線桁の載荷実験

3.1 載荷実験の概要

載荷実験の目的は、開断面モノレール曲線桁に対する曲げモーメント及びせん断・ねじりモーメントに着目した設計手法の検証と、設計荷重時や終局荷重時における構造安全性の検証である。鉄道標準に示されるすべての荷重の組み合わせに対する断面力を算定した。その中で支間中央では、曲げモーメントが一番厳しくなるケースを選定し、また支間端部近傍においてはせん断力・ねじりモーメントが一番厳しいケースを選定した。支間中央の曲げモーメントに対しては、支間中央で曲げ載荷することで、設計時の断面力を再現できる。また、端部近傍のウェブのせん断力・ねじりモーメントに対しては、支点から3250mmにある隔壁にねじりモーメント載荷することにより再現できる。表-1に設計断面力とこれに対応する載荷実験における載荷荷重Pと載荷点の偏心量dなどの載荷条件を示す。

支間中央において曲げモーメント載荷する場合の載

荷装置および端部隔壁

にせん断力・ねじりモーメント載荷する場合の載荷装置を図-3に示す。せん断・ねじりモーメント載荷の場合には、断面全体を拘束するような載荷フレームを介して偏心量をd=336mmとd=1068mmに変更することにより、せん断力とねじりモーメントの比率を制御した。また、ねじりモーメント載荷に際して、端部の支持装置は球座を介して上下に1000kNジャッキを2基配置し、それぞれ700kNの荷重によりあらかじめ曲線桁端部を拘束した。写真-2に載荷実験の状況を示す。



写真-2 載荷実験の状況

また、ねじりモーメント載荷に際して、端部の支持装置は球座を介して上下に1000kNジャッキを2基配置し、それぞれ700kNの荷重によりあらかじめ曲線桁端部を拘束した。写真-2に載荷実験の状況を示す。

表-2 ダクタルの強度試験結果

圧縮強度	241 N/mm ²	曲げ強度	28.7 N/mm ²
ヤング率	57100 N/mm ²	引張強度 *1	10.49 N/mm ²
ポアソン比	0.19	ひび割れ発生強度	9.23 N/mm ²

*1: 曲げ試験強度よりUFC指針により推定

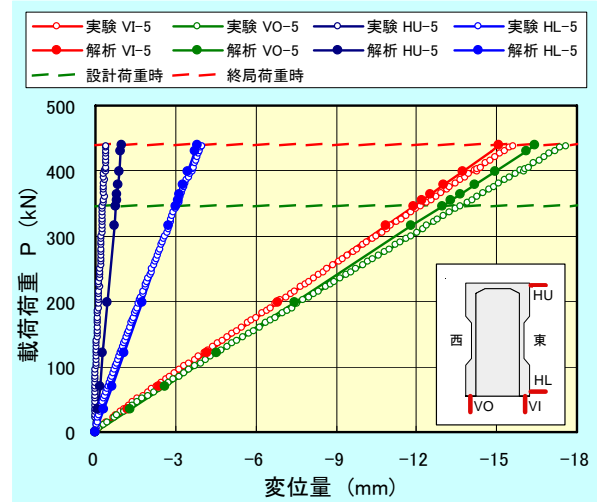
3.2 実験結果

載荷実験に先立ち、ダクタルの供試体3体を用いた強度試験を行った。結果の平均値を表-2に示す。これらの数値は、材料非線形 FEM 解析におけるダクタルの圧縮・引張領域の構成則を構築するために用いられた。

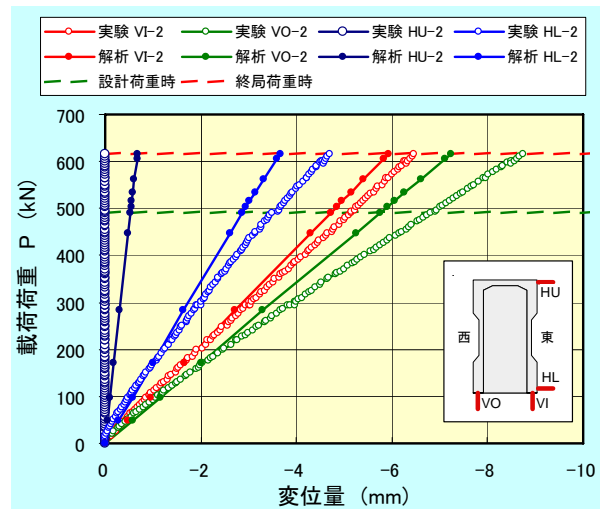
載荷ケースは表-1に示すように、ケース1~3までそれぞれ載荷ポイントが異なるので、段取り換えを行って載荷実験をした。桁の変位計測は、ひとつの計測断面内でウェブ底部の2箇所 (VO と VI) で鉛直変位を、ウェブ側面の2箇所 (HU と HL) で水平変位を計測し、桁軸方向に合計9断面を設けた。図-4に載荷荷重と載荷断面における鉛直・水平の変位量 (図中の案内図) との関係を示す。ケース1の曲げ載荷は偏心量ゼロであるが、曲線桁であるために若干のねじれ変形していることが分かる。設計荷重時 P=346 kN や終局荷重時 P=439 kN に対して、ひび割れの発生は見られなく、グラフからも線形関係であることがわかる。ケース2の d=336mm に対する結果は、曲げ載荷に比べねじれ変形が明確である。このケースについても、設計荷重時 P=491 kN や終局荷重時 P=616 kN に対して、ひび割れの発生は観察されなかった。L2地震時に想定されるせん断+ねじり載荷であるケース3は、せん断とねじりによりウェブに斜め引張応力が発生する過酷な載荷ケースである。グラフからウェブ下端に大きな水平変位が生じて、大きなねじれ変形が生じていることがわかる。しかし、L2地震時の P=333 kN に対しては、ひび割れ発生が見られなかった。ケース3では、最終耐力まで実験を行う予定であったが、桁端部における支持装置の実験床へのアンカー耐力に限界があり、載荷荷重 P=700 kN で載荷終了とした。

図-5に桁軸方向の9断面で変位計測した結果の変位量分布図を示す。ケース1は曲げ載荷であるが、曲線桁であるために、設計荷重時 P=346 kN の分布図からねじり変形が示されている。ケース2の場合は、載荷点が支点から 3250mm で偏心量 d=336mm であるために、中央部の鉛直変位は少ないが載荷点近傍のねじれ量が大きくなる傾向がある。ケース3は d=1068mm なので、その傾向は顕著となり載荷点近傍で大きなねじれ変形が生じている。

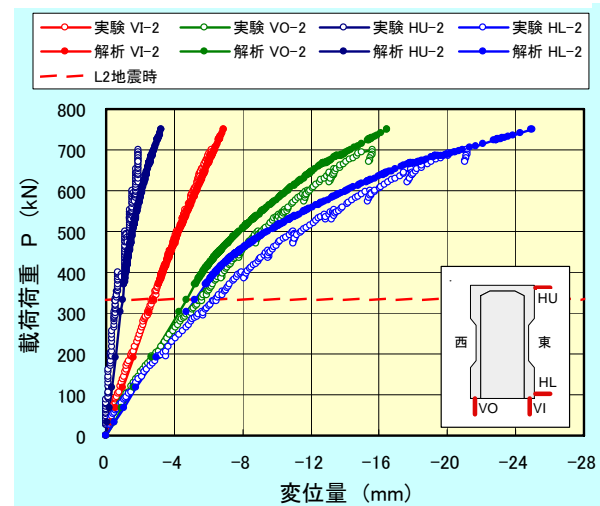
ケース3は、開断面の曲線桁のせん断・ねじり耐力を検証するための載荷方法であり、L2地震時のひび割れ観察後、荷重をあげてひび割れ観察を行った。南側端部か



a) 載荷ケース 1



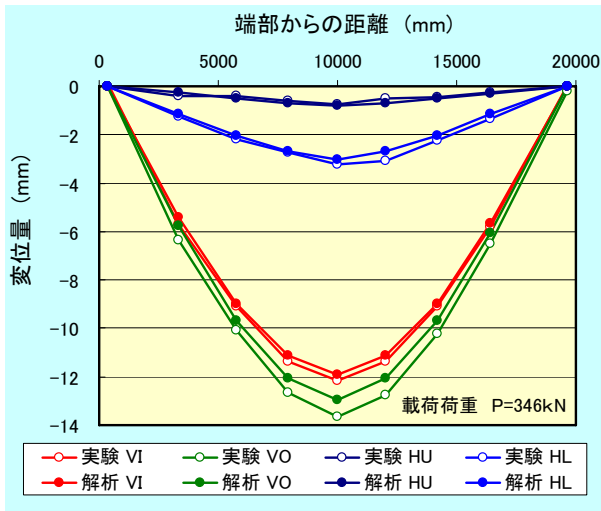
b) 載荷ケース 2



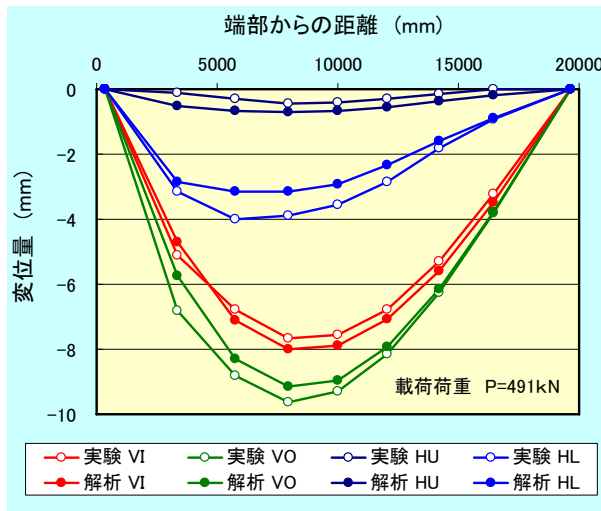
c) 載荷ケース 3

図-4 載荷荷重と載荷断面における変位量の関係

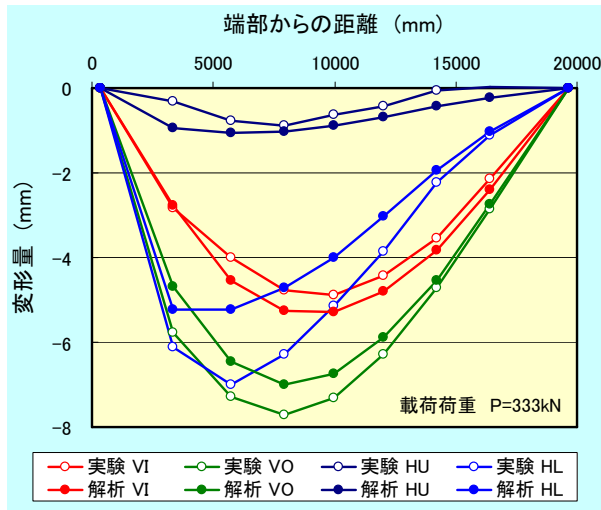
ら載荷点までのウェブに発生したひび割れ分布図を図-6に示す。初期クラックは、P=500kN付近でウェブと載荷隔壁の交差部で見られた。これは、ねじりによるウェブのそり変形を隔壁が拘束することにより、隔壁のコ



a) 荷重ケース 1



b) 荷重ケース 2



c) 荷重ケース 3

図-5 桁軸方向の変位量分布

一ナ一部に引張応力が発生して、ひび割れを発生させたものと考えられる。東面ウェブのひび割れは、ねじりによる斜めひび割れであり、西面ウェブのひび割れは、せ

ん断とねじりによるひび割れである。西面ウェブのひび割れが長く本数が多いのは、せん断とねじりによるせん断流が同じ方向であるために加算されたためである。斜めひび割れはすべてウェブの外側のみで観察され、ウェブ内側では認められなかった。

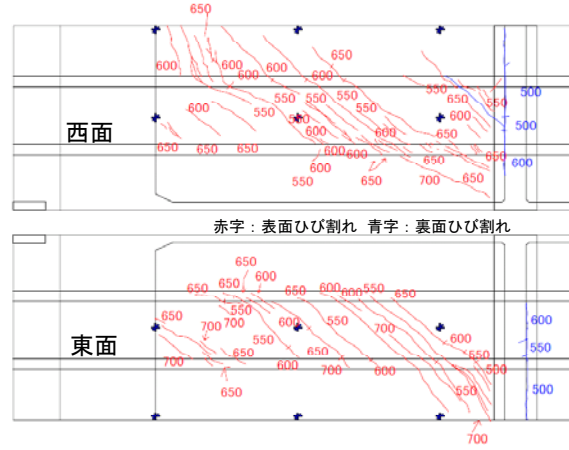


図-6 ウェブのひび割れ図

4. 3次元非線形 FEM 解析

4.1 FEM 解析モデル

FEM 解析は、モノレール曲線桁全体をモデル化した 3次元解析モデルとした。曲線桁でねじりを含む解析であるために、対称条件を適用することはできない。ダクタリ材料の非線形特性を考慮するために、図-7に示すような圧縮・引張領域での構成則を適用した。この構成則は、表-2の強度試験結果を UFC の設計施工指針(案)²⁾に基づいて作成したものである。引張領域における構成則は、引張応力とひび割れ幅の関係であり、要素内で1本のひび割れが発生すると仮定して要素の大きさで平均のひずみに変換し、応力-ひずみ関係により解析を進めた。ダクタリはソリッド要素によりモデル化し、ウェブの厚み方向に3分割した。緊張ケーブルと鋼製ストラットはそれぞれトラス要素とした。解析は、プレストレスの導入、自重解析、荷重荷重の付加など、一連のステップ解析手法を適用した。

4.2 FEM 解析の結果

荷重荷重と変位量との解析結果を図-4に、また設計荷重時における桁軸方向における変位量分布を図-5にそれぞれ実験結果と比較して示す。これらの解析結果はいずれのケースも実験結果とよい一致を示している。ケース3はねじりの影響を強く受ける荷重ケースであり、P=400kN 付近から材料非線形の影響を受けて、ひび割れが発生し始めているものと考えられる。FEM の解析結果は、荷重点のウェブ下端がねじりの影響を受けて、ひび割れ発生以降に面外に大きく変形していく挙動を、適切に表現している。

P=700kNにおける桁全体の変形状況と最大主応力の分

布図を図-8に示す。載荷近傍では大きくねじれ変形し、また隔壁とウェブの交差部には引張応力が発生していることがわかる。これは複数の隔壁が開断面の曲線桁がねじれに伴いウェブに発生するそり変形を拘束して、ねじり耐力向上に寄与しているためである。

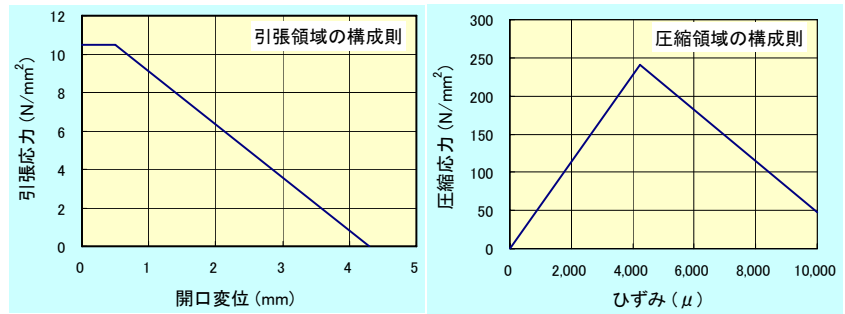


図-7 UFCの構成則

図-9には東側と西側のウェブの最大主応力と最大主ひずみ分布を示す。最大主応力が 10.5N/mm^2 を示しているのは、ねじりによるひび割れ発生後であることを示していて、応力状態が引張領域の構成則において一定応力を保持している状態にあることを示している。最大主応力と最大主ひずみの結果は、図-6のひび割れ分布図のパターンと類似している。

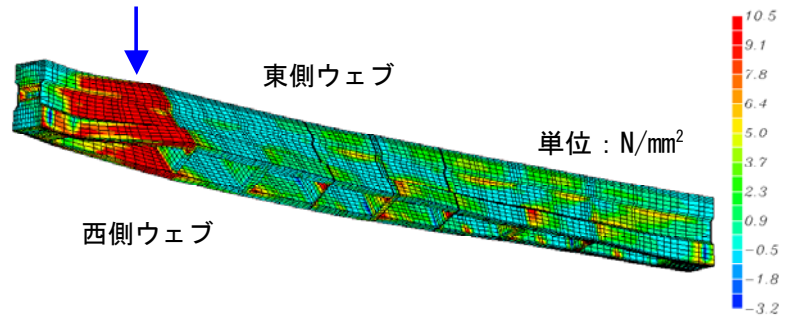


図-8 P=700kN時の変形と最大主応力分布

5. 結論

実物大のモノレール曲線桁の製作実験、および載荷実験から以下のことが明らかになった。

- 1) 縦断曲率、横断曲率やカントなど最も厳しい数値を組み合わせた曲線桁の幾何形状は、高い精度で製作管理された結果、すべて予定の要求性能の精度に納まった。
- 2) 開断面のモノレール曲線桁でも、適当な間隔で隔壁を設けることにより、ねじりモーメントに対して耐力の向上が図れる。
- 3) 実物大の載荷実験により、曲げ、せん断、およびねじりの照査断面において設計荷重時、終局荷重時、L2地震時に対する安全性が検証された。
- 4) 材料非線形を考慮した FEM 解析は、載荷実験の結果を精度良くシミュレートできた。

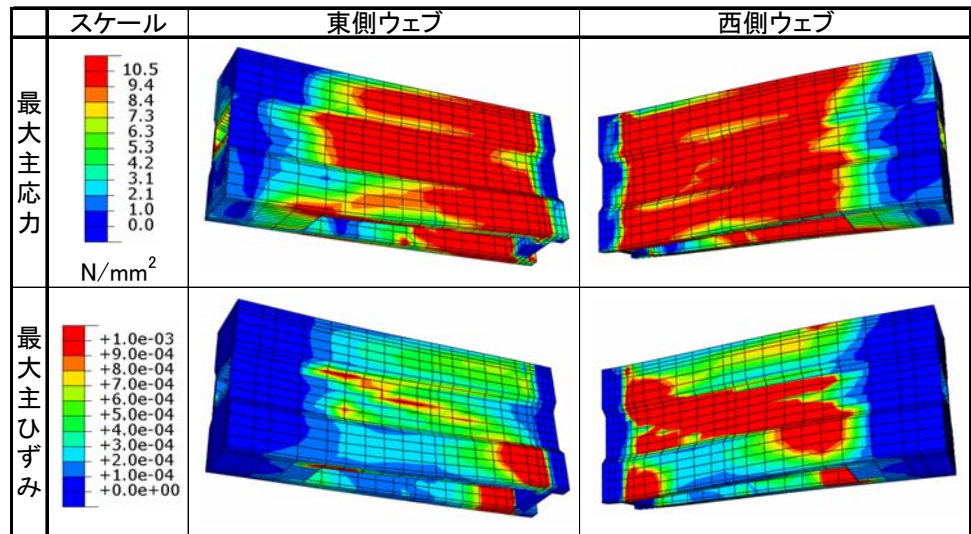


図-9 P=700kN時の最大主応力と最大主ひずみ分布

強度繊維補強コンクリートを適用した長大スパン・モノレール桁の技術開発、コンクリート工学、Vol.45, No.11, pp.27-34, 2007.11

- 2) 土木学会：超高強度繊維補強コンクリートの設計・施工指針(案)、コンクリートライブラリー113, 2004.9
- 3) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物, 2004.4

参考文献

- 1) 田中良弘, 小林 隆, 石堂正之, 大川真佐雄：超高