

波形鋼板ウェブ PC 橋接合部の二次元弾塑性解析

九州工業大学大学院 ○藤林 健二
 九州工業大学 正会員 幸左 賢二
 阪神高速道路公団 小林 寛
 (株)ピー・エス 正会員 張 建東

1. はじめに

コンクリートと鋼板の両材料特性を活かした複合構造物である波形鋼板ウェブ PC 橋には検討課題の一つに異種材料間の接合方法がある。これまでに提案された接合方法には、従来の鋼フランジとスタッドからなる構造や波形鋼板をコンクリート床版に埋め込む方式（以下、埋込み方式）の他、CT 形鋼を用いたパーフォンドリブとスタッドを併用した方式（以下、中野方式）、アングルに貫通鉄筋を通す孔と U 字鉄筋が溶接されたアングルジベル構造等がある。しかし、最も合理的かつ経済的な接合方式については未だ議論のあるところである。そこで、本研究では波形鋼板ウェブ PC 橋の接合方法およびプレストレス量をパラメータとした橋軸直角方向の静的載荷実験¹⁾を対象として二次元弾塑性 FEM 解析を行い、波形鋼板ウェブ PC 橋の橋軸直角方向への変形性能およびプレストレス量による接合部の性状を最大耐力、変形状況、鉄筋およびコンクリートのひずみ分布などにより解析的に検討した。

2. 実験概要

2.1 供試体諸元

実験供試体は阪神高速道路北神戸線中野高架橋をモデル橋梁とし、断面寸法は実橋の支間中央部と同一、橋軸方向寸法は単位幅 1m とした。供試体は BP 供試体を標準供試体とし、接合部の構造形式および上床版の初期緊張力をパラメータとした計 3 体である。床版設計手法は、道路橋示方書Ⅲ²⁾および波形鋼板ウェブ PC 橋計画マニュアル(案)³⁾に準じて行った。表-1 に供試体諸元一覧を、図-1 に供試体構造図を示す。

表-1 供試体諸元

構造形式		AP供試体	BP供試体	BR供試体
		PPC構造		PRC構造
接合方式	形式	埋込み方式	中野方式	
	埋込み長	200mm	—	
	孔径	φ41mm	φ60mm	
	貫通鉄筋径	D19ctc125	D25ctc125	
	接合棒鋼	D19	—	
	CT形鋼	—	CT-150×300×16×19	
	スタッドジベル	—	φ19×150ctc125	
設計荷重時の許容引張応力度		-1.5N/mm ²	-4.0N/mm ²	
コンクリート	設計基準強度	40N/mm ²		
鉄筋	材質	SD345		
PC鋼材	材質	1S21.8(SWPR19L) 断面積:312.9mm ²		
	初期緊張力	450kN	156kN	
波形鋼板	材質	SMA490CW		
	厚み	t=12mm		

2.2 実験方法および破壊状況

(1) 実験方法

図-1 に示すように、供試体を下床版下端において 2 点支持し、接合部で破壊させるために供試体支間中央（載荷点 B）の鉛直変位を荷重制御により固定した状態に保ち、張出側の両載荷点（載荷点 A）で接合部近傍が終局状態に達するまで鉛直載荷を行っている。なお、載荷は鉛直載荷ジャッキの最大ストローク 150mm までとする。

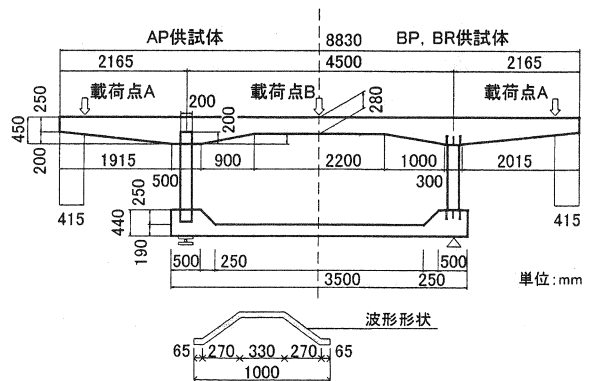


図-1 供試体構造図

(2) 破壊状況

図-2に実験終了時における上床版のひび割れ状況図を示す。AP 供試体の耐力は310kN, BP 供試体は325kN, BR 供試体は291kNであった。実験での供試体の破壊形態としては, AP 供試体は初期ひび割れ発生後, ひび割れが波形鋼板の埋込み位置に進展し, 破壊時にはこのひび割れの左右でコンクリート床版に段差が生じ, 完全に縁切れとなった。一方, BP 供試体は AP 供試体に比べて主要なひび割れの本数(AP: 2本, BP: 4本)および間隔から分散性が良好であり, CT 形鋼のフランジ端部(張出側)でコンクリートの圧壊により最大荷重に達した。なお, 全供試体とも最大荷重以降降下曲線を示し, 脆性的な破壊は認められない。

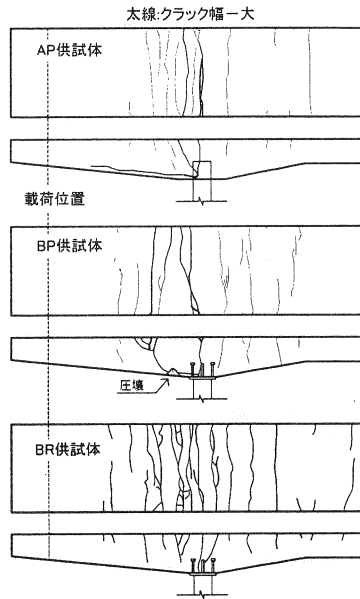


図-2 損傷状況(実験終了時)

3. 解析概要

3.1 解析手法

波形鋼板ウェブ PC 橋のように複雑な形状の構造物には, 一般的に3次元モデルによる解析的検討が適している。しかしこの場合, 構造物の非線形材料特性を考慮すると膨大な計算時間が必要となり, また評価方法も複雑になる。一方, 2次元モデルによる解析は, 解析対象供試体のモデル化が大きな問題になるが, 適切なモデル化を行うことである程度妥当な解析結果が得られると考えられる。そこで本研究では解析手法としてFEM(有限要素法)による2次元静的弾塑性解析を行い, 接合部に着目した簡易的な評価を試みた。実験供試体は左右対称であるため本解析では供試体の片側部分についてのみモデル化し, また2次元でモデル化するために, 波形鋼板ウェブ部分についてはその材軸直角方向の剛性が等しい奥行き 1m の矩形断面, 貫通鉄筋については接合部において波形鋼板または CT 形鋼と一体化したモデルとした。荷重条件としては荷重点 B の鉛直変位を固定し, 張出側荷重点(荷重点 A)に変位増分による単調荷重を与えている。また供試体支間中央には左右対称となるような境界条件を設定した。

表-2 使用材料の材料特性

	供試体	弾性係数	圧縮強度	引張強度	ポアソン比
		$E_c(N/mm^2)$	$f_c(N/mm^2)$	$f_t(N/mm^2)$	
コンクリート	AP	33800	52.2	3.59	0.19
	BP	32800	55.3	3.86	0.20
	BR	33800	56.3	3.97	0.20
	供試体	弾性係数	降伏点強度	降伏ひずみ	引張強度
		$E_s(N/mm^2)$	$\sigma_{sy}(N/mm^2)$	(ϵ)	$\sigma_{su}(N/mm^2)$
鉄筋	共通	210000	389	1852	554
PC鋼材		190000	1703	899	1870
波形鋼板		210000	512	2438	548

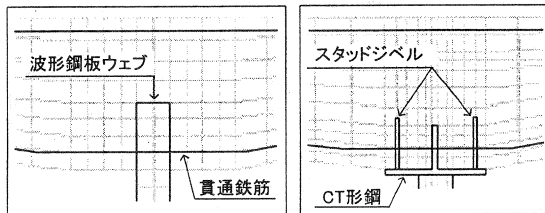


図-3 接合部モデル(左:埋込み方式, 右:中野方式)

3.2 材料モデル

解析に用いた要素特性はコンクリートには平面応力要素, 鉄筋には線材要素を使用し, 鉄筋とコンクリートは完全付着としている。表-2 にコンクリート, 鉄筋, および PC 鋼材の材料特性を示す。破壊基準としてはコンクリートの圧縮側には体積変化を考慮した

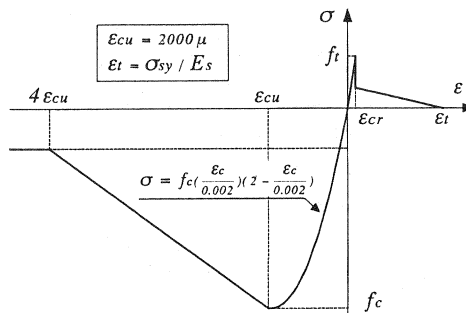


図-3 コンクリートの応力-ひずみモデル

Drucker-Prager の破壊基準を、引張側でのひび割れ発生は最大主応力基準を用いた。また鉄筋および PC 鋼材には Von-Mises の降伏基準を用いた。コンクリートの応力-ひずみモデルを図-3 に示す。圧縮上昇域では圧縮強度までを2次放物線とし、その後は応力が直線的に減少するモデルを用いた⁴⁾。また引張域については、ひび割れを考慮した分布ひび割れモデルとし、徐々に応力を解放させるために引張強度に達した後、応力を4割まで下げ、その後は ϵ_1 まで直線的に応力が減少するモデルとした。鉄筋の応力-ひずみモデルについては図-4 に示すように降伏強度に達した後のひずみ効果を考慮したモデルを用いた。また、PC 鋼材の応力-ひずみ関係は道路橋標準示方書Ⅲに準じた。

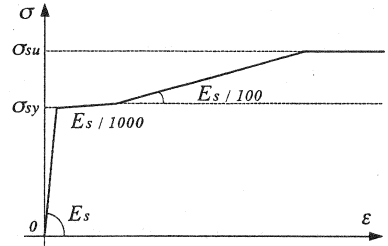


図-4 鉄筋の応力-ひずみモデル

4. 実験結果および解析結果

4.1 鉛直荷重-鉛直荷重載荷点変位関係

図-5 に AP 供試体の解析における最大荷重時の変形図を示す。供試体は上床版中間中央の鉛直変位が荷重制御で固定されているため、張出側の載荷荷重の増加に伴う供試体の挙動は上床版に集中し、全供試体について実験・解析ともに波形鋼板ウェブおよび下床版には大きな変形は見られなかった。このことから供試体の破壊は上床版の接合部の構造形式および導入プレストレス量に依存していることが分かる。

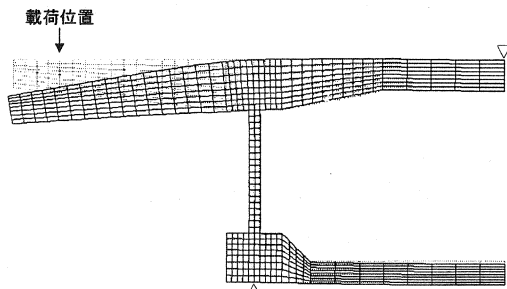


図-5 最大荷重時の変形図 (変形量 10 倍)

図-6 に各供試体における張出側載荷位置での荷重-鉛直変位関係を示す。以後、解析結果を白抜き、実験結果を黒塗りで示す。AP、BP 供試体については、載荷荷重がそれぞれ鉄筋初降伏荷重を超えたあたりから実験に対して変位が小さくなるが、解析により同じような挙動が得られていることが分かる。しかし、BR 供試体についてはプレストレス量の低減による最大耐力の低下や変位量の増加を再現できなかった。また、解析において実験での最大耐力付近で解が収束不能になったため、塑性変形が大きくなる下降域までの挙動を再現することはできなかった。これらについては現在検討中であるが、変形性状については、①コンクリート床版と波形鋼板ウェブ、CT 形鋼を簡易的に完全付着とした、②解析におけるひび割れの分散性等がその要因と考えられる。

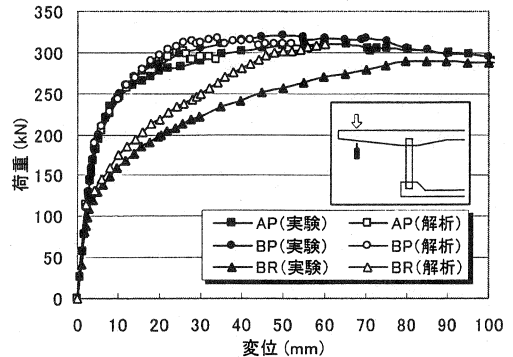


図-6 各供試体の載荷点 A での荷重-変位関係

4.2 耐力および変形性状の比較

表-3 に実験結果および解析結果耐力一覧表を示す。これより、接合方式の異なる AP、BP 供試体には最大耐力および変形性能にほとんど差が見られない。また、BP 供試体と BR 供試体を比較すると、導入プレストレス量を約 1/3 にしたことにより供試体の耐力は約 1 割減少し、載荷点 A での最大荷重時の変形量は約 2.1 倍

表-3 実験結果および解析結果耐力一覧表

		AP供試体	BP供試体	BR供試体	
実験値	最大荷重	荷重	310kN	325kN	291kN
		変位	59.8mm	54.9mm	115.1mm
	鉄筋降伏	荷重	219kN	249kN	160kN
		変位	7.2mm	10.4mm	10.0mm
解析値	最大荷重	荷重	302.6kN	315.7kN	310kN
		変位	26.0mm	42.5mm	60.0mm
	鉄筋降伏	荷重	252kN	259kN	177kN
		変位	11.0mm	12.0mm	11.0mm

となった。解析結果は張出側載荷点での鉛直変位が最大荷重に至るまでに全供試体とも実験に比べて小さくなるなど再現性に問題があるものの、最大荷重の傾向は捉えていると考えられる。

4.3 上床版鉄筋ひずみ

図-7 に上床版接合部近傍の配筋図および実験での鉄筋ひずみ測定点を示す。実験での鉄筋のひずみは波形鋼板ウェブの軸線上およびその左右 200mm の位置について上面鉄筋と下面鉄筋で計 6 ヲ所測定している。

図-8 に AP 供試体の上床版の上面鉄筋(引張側)のひずみ分布を示す。ここでは引張ひずみを正とし、波形鋼板ウェブ軸線上を床版方向距離 0mm として中央側を正、張出側を負としている。実験と解析を比較すると、モデル化の影響により解析におけるひずみが最も大きくなる位置が実験結果に比べてやや張出側となったが、荷重の増加に伴ってひずみが集中的に発生する点や分布状況は実験と同様の傾向を示していると考えられる。

図-9 には同様に BP 供試体の上床版の上面鉄筋ひずみ分布図を示した。解析・実験ともに波形鋼板ウェブの軸線上よりも張出側でひずみが大きくなり、同様の分布状況を示している。また、AP 供試体のひずみ分布と比較すると、AP 供試体では集中的な分布状況となったのに対し、BP 供試体のひずみ分布状況は床版方向にある程度の分散性が見られ、鉄筋の初降伏位置も BP 供試体の方が張出側に位置していることが分かる。このことから、接合方式の違い(この場合、主としてフランジ部材の有無)により両供試体で損傷メカニズムが異なり、特に鉄筋降伏以前の損傷の進展度合いに影響を及ぼすと考えられる。

図-10 に AP 供試体の上床版の下面鉄筋(貫通鉄筋)のひずみ分布を示す。解析モデルでは貫通鉄筋は波形鋼板ウェブおよび CT 形鋼と一体としたため、波形鋼板ウェブの軸線上で解析結果が小さくなるが、張出側の挙動は実験と同様の傾向を示し、全供試体に関して実験・解析ともに貫通鉄筋の降伏は生じていないことからその影響は小さいと考えられる。しかし、実験では最大荷重付近で張出側のひずみが引張り側に転じるのに対し、解析ではそのような傾向が明確には見られず、応力の分布状況に問題があり、このことが供試体の変形性能に影響したと考えられる。

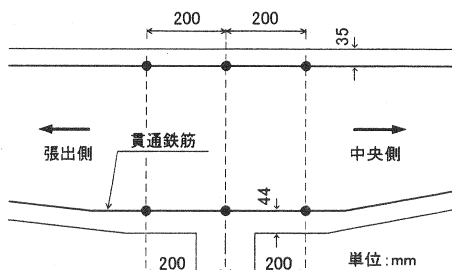


図-7 鉄筋ひずみ測定点

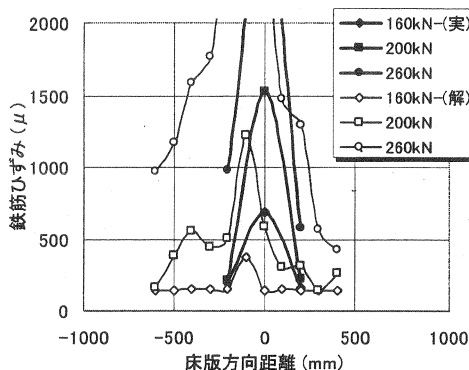


図-8 床版鉄筋(引張側)のひずみ分布<AP>

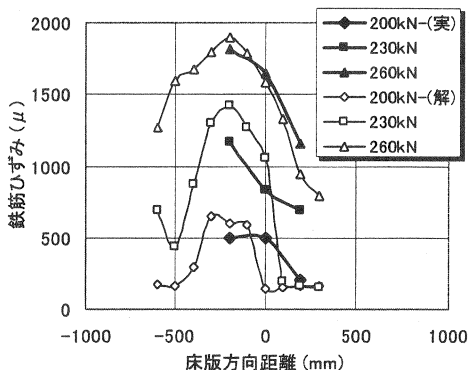


図-9 床版鉄筋(引張側)のひずみ分布<BP>

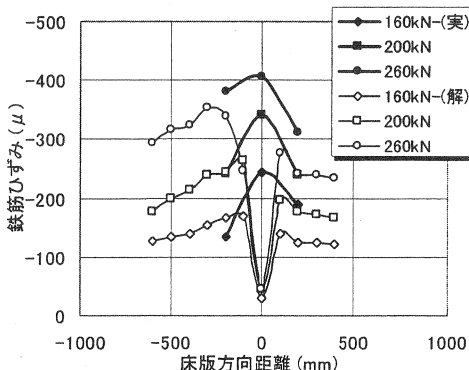


図-10 床版鉄筋(圧縮側)のひずみ分布<AP>

4.4 上床版のひずみ分布

図-11, 12 にそれぞれ AP, BP 供試体の解析における鉄筋降伏時および最大荷重付近の上床版の最大主ひずみ分布, 最大荷重時の矢示図を併せて示す. AP 供試体では鉄筋降伏段階から最大荷重にかけて波形鋼板ウェブの軸線上で水平方向の引張ひずみが進展するのに対し, BP 供試体では CT 形鋼の張出側フランジ部材に向けてひずみが進展する傾向が見られる. この部分で大きなひび割れが生じると仮定すると, 実験でのひび割れ状況図と概ね同様の傾向を示していると考えられる. また, 鉄筋のひずみ分布とも同様の分布傾向を示し, BP 供試体の方が上床版に生じるひずみ分布が床版方向に広がる傾向が見られた.

曲げひび割れが固定点に向かって進展することを考慮し, 両供試体の上床版支持形式を比較すると, AP 供試体は波形鋼板ウェブによる線支持, BP 供試体は CT 形鋼のフランジ部分による面支持とみなすことができ, これにより AP 供試体は BP 供試体に比べて集中的な損傷を受けたと考えられる. また, BP 供試体のコンクリート床版下縁側では CT 形鋼の張出側端部に鉛直方向の引張りひずみが生じており, 同じ場所で水平方向の圧縮ひずみが発生していることから, CT 形鋼がコンクリート床版の曲げ挙動に抵抗することによる圧壊と考えられる. この傾向は実験においても見られ, BP 供試体はコンクリート床版下縁の圧壊により最大荷重に至った.

4.5 プレストレス量の影響に関する検討

導入プレストレス量による供試体性状への影響を見るため, PRC 構造である BR 供試体に着目し, BR 供試体のプレストレス量を基準 (BR-3) にプレストレス量を 0.5, 0.75, 1.25, 1.5 倍に変化させて同様の荷重条件で解析を行った. 表-4 にその諸元を示す.

図-13 に張出側荷重位置における荷重-鉛

表-4 解析パラメータ

	BR-1	BR-2	BR-3	BR-4	BR-5
構造形式	-	-	PRC	-	-
接合方式	中野方式				
プレストレス量 (kN/mm ²)	191.0	294.0	392.0	490.0	588.0

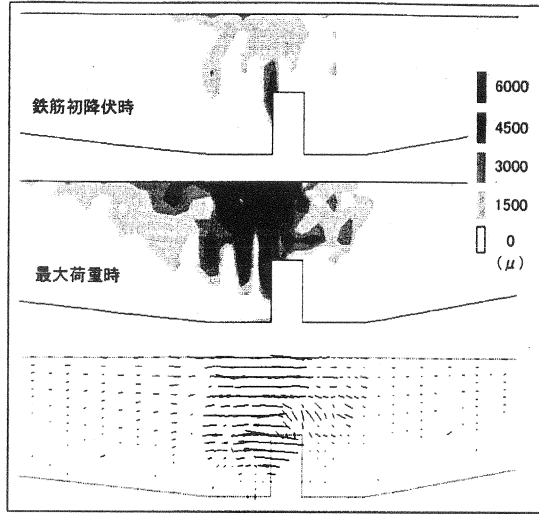


図-11 最大主ひずみ分布および矢示図

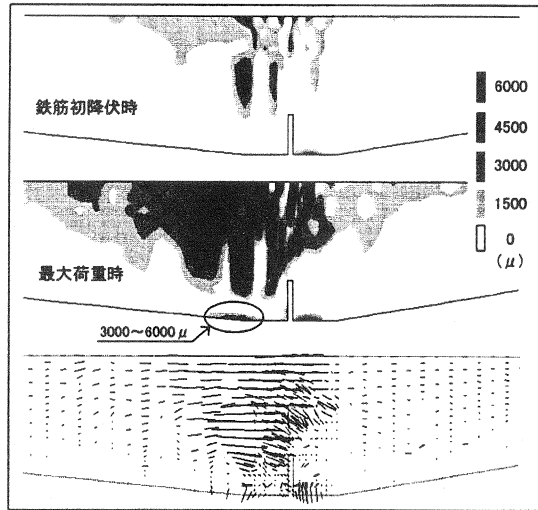


図-12 最大主ひずみ分布および矢示図

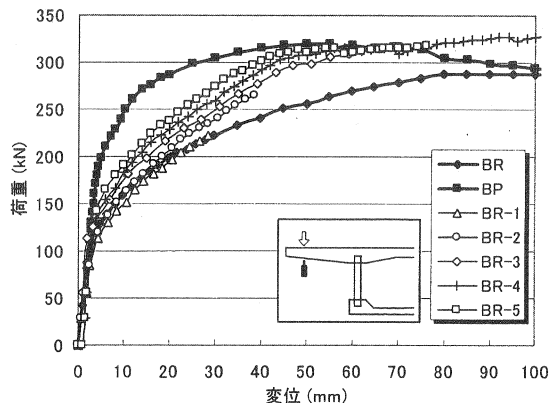


図-13 張出側荷重点における荷重-変位関係

直変位関係を示す。解析の結果、プレストレス量の増減により上床版における上面鉄筋降伏後の変形性能に影響が見られた。

表-5 解析結果耐力一覧表

	BR-(実)	BR-1	BR-2	BR-3	BR-4	BR-5	BP-(実)	
最大荷重	荷重	291kN	222.6kN	265.7kN	310.2kN	341.1kN	318.7kN	325kN
	変位	115.1mm	28.5mm	38.5mm	60.0mm	130mm	76.5mm	54.9mm
鉄筋降伏	荷重	160kN	162.9kN	168.5kN	177kN	188kN	201.7kN	259kN
	変位	10.0mm	12.0mm	11.5mm	11.0mm	11.0mm	12.0mm	10.4mm

表-5 に鉄筋降伏時および最大荷重時の張出側載荷点における荷重と鉛直変位を示す。なお、収束不能直前の荷重を解析での最大耐力としている。これより、鉄筋初降伏時における張出側載荷位置の鉛直変位にはほとんど影響が見られない。また図-14 に示すように、上床版上面鉄筋のひずみ分布は BR-1 と BR-3 とで顕著な差が見られないことから鉄筋降伏まではプレストレス量の影響は小さいことが分かる。実験結果と比較すると、プレストレス量が 0.5 倍の場合 (BR-1) に BR 供試体の実験結果と同様の荷重-変位関係を示した。しかし、導入プレストレス量について実際考えられる誤差を 2 割程度とすると、BR-2 の解析結果からプレストレス量による供試体の耐力への影響はそれほど小さくなく、プレストレス量が BR 供試体の挙動を再現できない要因とは考えにくい。

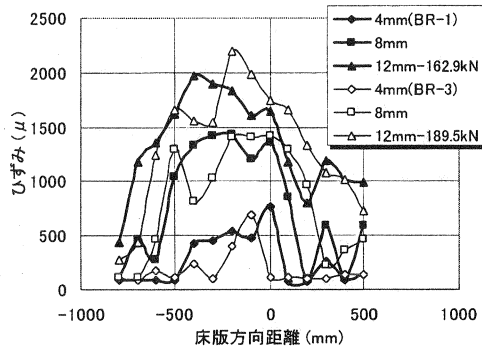


図-14 上床版(上面鉄筋)のひずみ分布

5. 結論

上下床版と波形鋼板との接合構造および導入プレストレス量に着目した橋軸直角方向の静的載荷実験を FEM による 2 次元弾塑性解析により検討し得られた結果をまとめると以下のようである。

- ① 2 次元 FEM 解析によって得られた結果は最大荷重付近の再現性に問題があるものの、供試体の挙動やひずみの分布状況などは、実験と同様の傾向を示す部分が多く、解析により供試体の橋軸直角方向性状をある程度評価できている。
- ② 埋込み方式では損傷が波形鋼板ウェブの埋込み位置に集中する傾向が見られ、一方、中野方式では接合部近傍においてフランジ部材の曲げ挙動に対する拘束効果により損傷がある程度分散する。
- ③ 埋込み方式および中野方式ともに最大荷重以降ゆるやかな下降曲線を示し、フランジ部材の有無に関わらず脆性的な破壊は見られない。
- ④ プレストレス量の影響分析からプレストレス量による供試体の変形性能への影響が見られたが、実際の導入時の誤差範囲を考慮すると、解析により最大荷重時付近の実験結果を再現できない要因とは考えにくい。

以上より、橋軸直角方向の挙動に関しては、埋込み方式と中野方式とで上床版の支持形式の違いから破壊メカニズムは異なるものの、ほぼ同様の変形状を示すことが分かった。

【参考文献】

- 1) 鈴木真, 井口斉, 倉本修, 小林和夫: 波形鋼板ウェブ PC 橋(中野高架橋)一横方向の実物大静的載荷実験一, 第 10 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp.865-870, 2000.10.
- 2) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説Ⅲコンクリート橋編, H8.12.
- 3) 波形鋼板ウェブ合成構造研究会: 波形鋼板ウェブ PC 橋計画マニュアル(案), H10.12.
- 4) W.F.Chen (色部・河角・安達: 訳): コンクリート構造物の塑性解析, 丸善株式会社, 1985