

波形鋼板ウェブの埋込み接合部に関する実験的研究

Experimental Study on the Connection of Web and Slab in PC Bridge with Corrugated Steel Plate Webs

幸左賢二*, 栗根聡**, 藤林健二***, 稲森誠一郎****

Kenji Kosa, Satoshi Awane, Kenji Fujibayashi, Seiichiro Inamori

*正会員 Ph. D. 九州工業大学助教授 工学部建設社会工学科 (〒804-8550 北九州市戸畑区仙水町1-1)

**正会員 工修 新構造技術(株) 本社事業部 設計部 (〒136-0071 東京都江東区亀戸1-42-20)

(現 九州工業大学大学院工学研究科社会人博士課程)

***学生会員 九州工業大学大学院 建設社会工学専攻 (〒804-8550 北九州市戸畑区仙水町1-1)

****正会員 日本鉄塔工業(株) 橋梁技術本部 九州技術部 (〒808-0023 北九州市若松区北浜1-7-1)

The connection of the concrete slab and the corrugated steel plate web is a major problem with this type of bridge, a composite structure incorporating the mechanical characteristics of both concrete and reinforcement. Although many studies have been carried out and several connection types proposed, the most rational and economical connection type is not yet established. This study is aimed at finding the mechanical behavior of an ordinary connection type, in which the top and the bottom of a corrugated steel web are buried in the concrete slab, by employing static two-point bending test. Experimental results showed that a reinforcing bar connected to the corrugated steel web are effective as shear connectors, and that the capacity of the connection is enough as compared with the existing design requirements.

Key Words : composite bridge, corrugated steel web, connection of web and slab, ultimate strength of shear connector

キーワード: 複合橋, 波形鋼板ウェブ, 接合部, ズレ止め耐力

1. はじめに

波形鋼板ウェブ複合橋は、従来のコンクリート箱桁橋のウェブを波形鋼板に置き換えたものであり、主桁の軽量化による長支間化や上・下部工トータルのコストダウンが期待できる構造形式である¹⁾。その一方で、波形鋼板と上下床版の接合方法や波形鋼板の軸方向の接合方法、波形鋼板の座屈安全性、耐疲労性状など設計上の課題も残されている。とりわけ、コンクリート床版と波形鋼板の接合部は重要な構成要素であり、軸方向の水平せん断力を確実に伝達するとともに、直角方向の箱断面形状を保持するための十分な剛性が必要となる。さらに、接合部は鋼とコンクリートとの異種材料の組み合わせのために適切な防食が必要であり、活荷重等に対する耐久性も要求される部位である。

これまでに検討、採用された接合方式には、波形鋼板の上下端に溶接されたフランジプレートにスタッドジベルを溶植したスタッドジベル方式や波形鋼板の上下端に軸方向の鉄筋を溶接し、さらに波形鋼板に孔を開け、そこに橋軸直角方向の鉄筋を通しコンクリート床版に埋込んだ埋込み方式などの従来方式の他、CT形鋼を用いたパーフォンドリブとスタッドジベルを併用した中野方式、アン

グルに貫通鉄筋を通す孔を有し、さらにU字鉄筋が溶接されたアングルジベル方式等がある。しかし、最も合理的でかつ経済的な接合方式については未だに議論のあるところであり、経済性の面で優れている埋込み方式においても、破壊形態や耐久性、腐食問題、既往の設計式の適応性等といった課題が残されている。そのため、波形鋼板ウェブ複合橋の適用に対して採用事例が少ないのが現状である。

そこで、本研究では埋込みタイプの接合方式の更なる採用を目的とし、接合部に埋込み方式と新たに提案する接合方式を採用した波形鋼板ウェブPC桁を用いて載荷実験を行い、接合部の破壊メカニズムおよび妥当性を検討した。また、現行の接合部の設計式についても適応性の検討を行った。

2. 実験概要

2.1 供試体概要

実験供試体は阪神高速道路北神戸線の中野高架橋をモデル橋梁とし、片ウェブを1/3スケールでモデル化した。表-1に両断面寸法の比較を示す。供試体の緊張量は曲げ終局モーメント算定時におけるPC鋼材のひずみレベルを

実橋の曲げ終局モーメント算定時の PC 鋼材のひずみに合わせるように決定し(図-1 参照), 供試体端部には荷重の偏心に対する供試体の安定性を考慮して横桁を設けた. 波形鋼板の板厚については鋼板の先行座屈を避けるため, せん断座屈強度を考慮して実寸の 1/2 とした²⁾. 図-2 に供試体形状を, 表-2 に実験供試体の諸元を示す. また, 波形鋼板とコンクリート床版との接合方式には従来の埋込み方式に加えて, 施工費の更なる省略化を目的に等辺山形鋼を波形鋼板ウェブの上下端側面にボルト止めした構造形式(以下, 逆 L 方式)を採用した. また, 本来の埋込み方式では貫通鉄筋と波形鋼板にかけられた貫通孔との隙間に充填したコンクリートが一種のジベルとして水平せん断力に抵抗するが, コンクリートジベルの影響を排除するために, 波形鋼板の貫通孔はパテにより隙間を埋めて試験対を製作した. なお, 接合部の設計は波形鋼板ウェブ PC 橋計画マニュアル(案)に準拠し, 逆 L 方式についても同様に行った. 設計方針としては, 両接合方式の比較のために終局荷重作用時における波形鋼板の拘束部材の負担する許容せん断耐力(=降伏点応力度×断面積)がほぼ同等となる

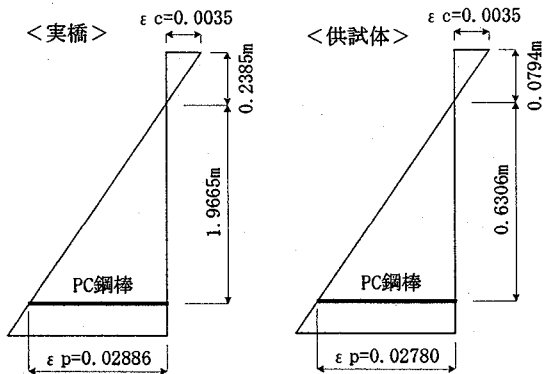


図-1 終局時のひずみ分布図

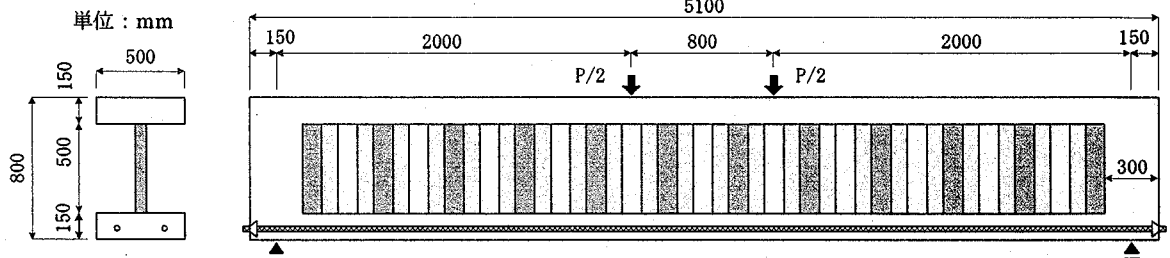


図-2 供試体形状

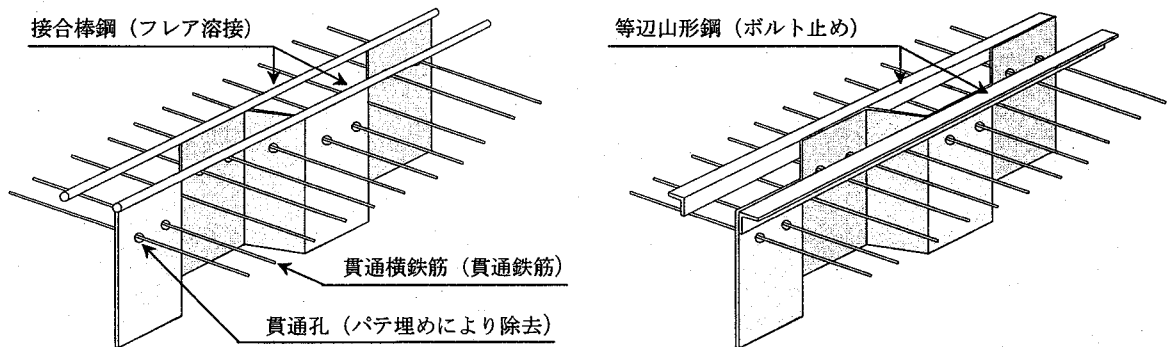


図-3 検討接合方式 (左: 埋込み方式, 右: 逆 L 方式)

表-1 供試体と実橋の断面寸法比較

	供試体	中野高架橋	比率
桁高 (mm)	800	2300	1/2.9
上床版厚 (mm)	150	450 (ハンチ含む)	1/3.0
下床版厚 (mm)	150	440 (ハンチ含む)	1/2.9
ウェブ高 (mm)	500	1410	1/2.8
ウェブ厚 (mm)	6.0	12	1/2.0

表-2 供試体諸元

供試体名称	No. 1	No. 2
形式	埋込み方式	逆 L 方式
埋込み長	65mm	
孔径	φ 20mm	
貫通鉄筋	SD345 / D10	
拘束部材	接合棒鋼 SD345 / D13	等辺山形鋼 SS400 / L30×30×3
鉄筋	材質	SD345
PC鋼棒	材質	SBPR 930/1080 (φ 23mm)
	緊張力	310kN (0.8Py)
波形鋼板	材質/板厚	SS400 / 6mm

表-3 部材の材料特性

	圧縮強度 f_c (N/mm ²)	割裂強度 f_t (N/mm ²)
	No. 1 / No. 2	No. 1 / No. 2
上床版	48.9 / 36.5	3.77 / 2.80
下床版	52.1 / 46.6	3.77 / 3.37
	降伏点強度 σ_{sy} (N/mm ²)	引張強度 σ_{su} (N/mm ²)
鉄筋	D10 363	575
	D13 377	562
等辺山形鋼	349	470
PC鋼棒	1055	1153
波形鋼板	342	468

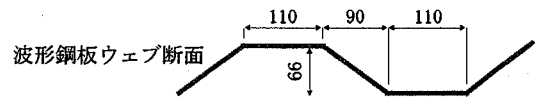


表-4 各設計値と実験値との比較

			No. 1				No. 2			
			設計値		実験値		設計値		実験値	
			荷重 (kN)		荷重	変位	荷重 (kN)		荷重	変位
順序	変状	発生位置	曲げ	接合部	(kN)	(mm)	曲げ	接合部	(kN)	(mm)
①	ひび割れ発生	下床版側面	562.2	—	650.8	6.9	419.7	—	449.6	3.5
②	設計荷重	—	—	527.8	—	—	—	497.5	—	—
③	拘束部材降伏 I	下床版	—	—	701.5	8.2	—	—	710.0	9.1
④	主鉄筋降伏	下床版	709.6	—	742.0	9.3	704.9	—	721.4	9.4
⑤	PC鋼棒初降伏	—	—	—	911.3	19.1	—	—	911.3	23.7
⑥	主鉄筋降伏 II	上床版	—	—	961.0	24.4	—	—	991.3	37.4
⑦	下面貫通鉄筋降伏	—	—	—	1031.9	37.4	—	—	971.3	33.5
⑧	最大荷重	—	823.1	770.2	1100.0	63.2	810.3	806.7	—	—

既製品を用いた。図-3 に本研究で検討する接合方式を、表-3 に部材の材料特性を示す。各鋼材の物性値はミルシート値であり、PC 鋼棒の降伏点強度には 0.2% 耐力値を用いた。

2.2 载荷概要および計測概要

载荷方法は、図-2 に示すように供試体を単純支持として、スパン中央部における静的 2 点载荷(せん断スパン比: $a/d=2.5$)とした。加力の制御は荷重制御で行い、1 サイクルでの荷重増加量は 50kN を基本とし、各载荷サイクル終了後には 0kN まで除荷し、ひび割れ状況を目視により観測した。その他、変位計により供試体の下面および側面への変位を、ひずみゲージにより主鉄筋、拘束部材(接合棒鋼、等辺山形鋼)、PC 鋼棒、波形鋼板等のひずみを荷重 10kN 刻みで計測を行った。また、波形鋼板と下床版との接合部におけるズレ挙動を明らかにする目的で、デジタルビデオカメラを用いて定点観測を行った。

3. 実験結果および考察

3.1 荷重と変位の関係

表-4 に No. 1, No. 2 供試体の各変状時の载荷荷重とスパン中央における鉛直下向き変位および設計における曲げ照査結果、接合部の設計強度を併記する(設計値は材料強度による補正後の値)。ただし、曲げモーメントに関する計算値は波形鋼板をウェブ部、埋込み部ともに無視して算出した値であり、接合部の設計式については後述の「4.1 既往のズレ止め耐力算定式による耐力算定」に示す。現行の接合部の設計式は橋軸方向のズレに対する検討のみであるが、接合部での純粋なズレ挙動の発生条件が不明確であるため、実験供試体は設計において曲げ損傷および接合部のせん断損傷がほぼ同程度の荷重レベルで生じる複合破壊を想定した供試体としている。

実験の結果、波形鋼板とコンクリート床版の接合部における設計荷重レベルでは両供試体ともに接合部近傍にひび割れ等の変状は見られず、設計荷重の 1.3~1.4 倍の荷重で接合棒鋼が降伏に至るまでは接合部は一体性を保ち、十分健全であったと考えられる。また、材料強度の差による多少の違いはあるが、No. 1, No. 2 供試体ともに同等の荷重レベルで各変状が生じ、No. 1 供試体は最終的に载荷

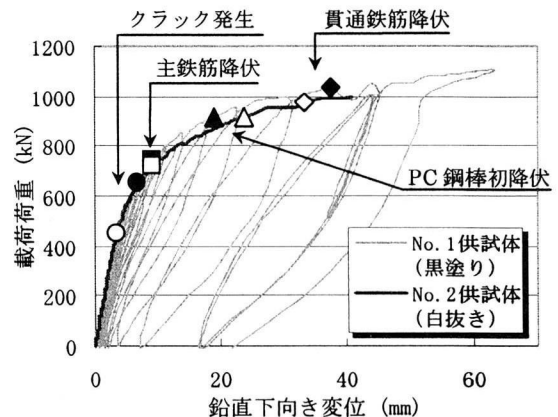


図-4 荷重-変位関係(スパン中央)

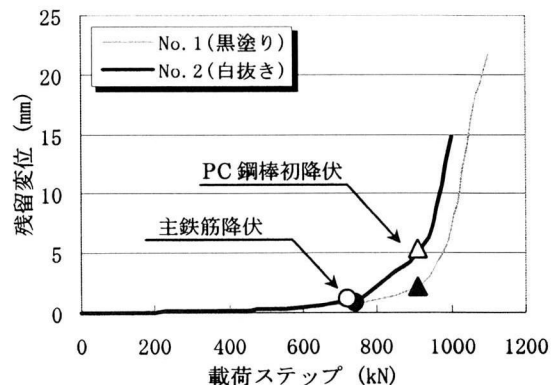


図-5 残留変位(スパン中央)

荷重 1100kN でコンクリート上床版が圧壊に至った。No. 2 供試体については PC 鋼棒降伏後、危険回避のために圧壊に至る前に 1000kN で実験終了とした。なお、波形鋼板については実験終了までに座屈等の著しい面外変形は見られなかった。

図-4 に载荷荷重とスパン中央における鉛直下向き変位との関係を、図-5 に各荷重ステップ終了時の残留変位(同位置)を示す。No. 1, No. 2 供試体ともに同様の変形性状を示し、下床版中の接合棒鋼および主鉄筋降伏までは弾性的な挙動を示したが、それ以降変位の増加傾向が増大し、PC 鋼棒降伏後にはその傾向は顕著となった。また、各载荷ステップ終了時(除荷時)の残留変位からも主鉄筋降伏および PC 鋼材初降伏により供試体の損傷が進展していることが分かる。

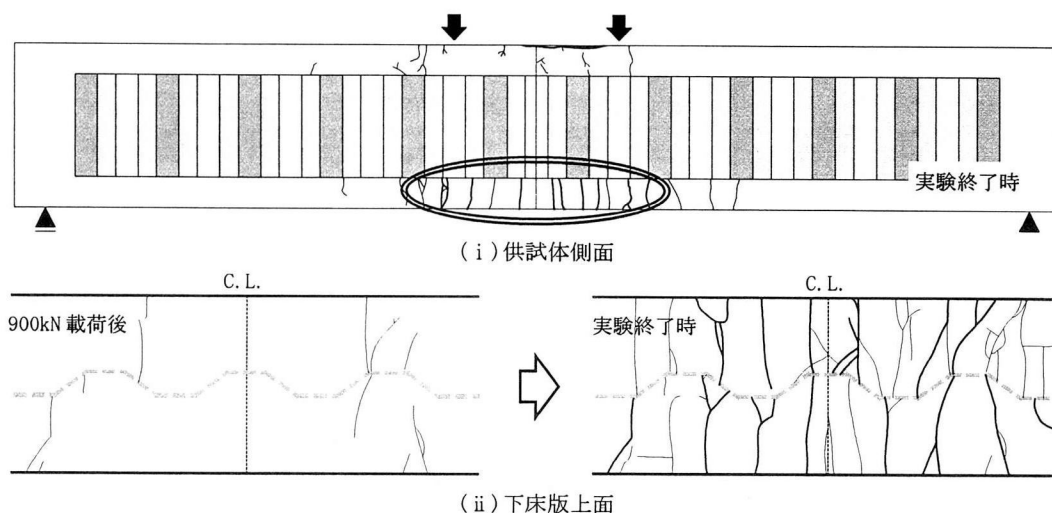


図-6 ひび割れ進展状況<No. 1 供試体>

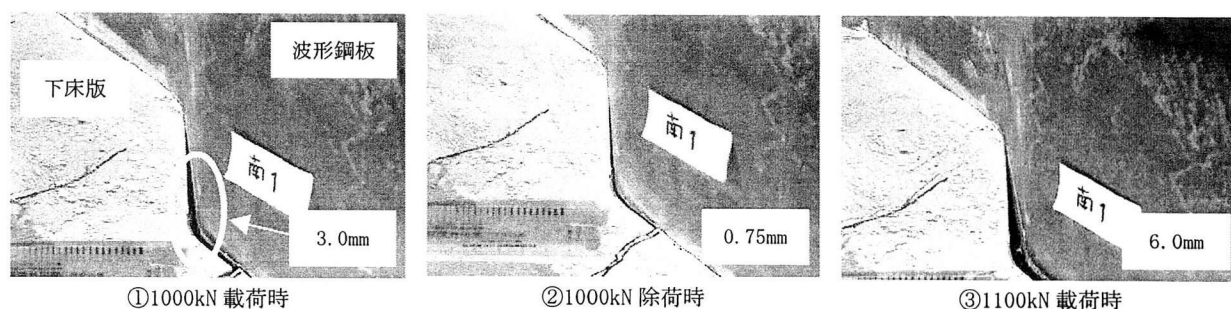


写真-1 接合部における損傷進展

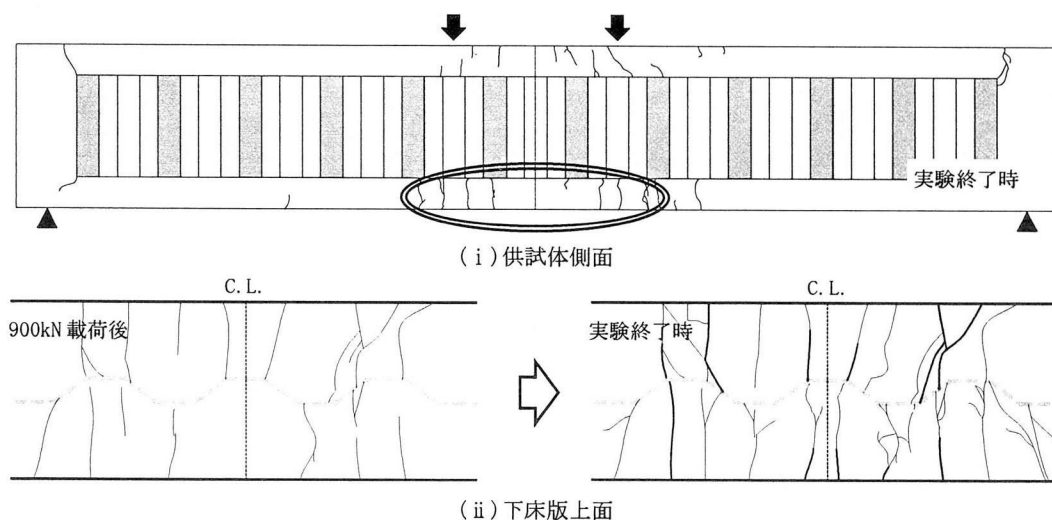


図-7 ひび割れ進展状況<No. 2 供試体>

3.2 ひび割れ損傷状況

図-6 に No. 1 供試体のひび割れ進展図を示す。ここで、図中の下床版上面とは供試体側面図上の二重線で囲んだ区間について示し、太線は幅 1mm 以上のひび割れを表す。供試体側面へのひび割れは No. 1 供試体で 650kN、No. 2 供試体では 450kN 載荷後の除荷状態で目視により確認でき、設計荷重レベルではひび割れは発生しなかった。しかし、供試体下面のひび割れが計測できなかったこと、さらに

PC 鋼棒の緊張力により除荷時にはひび割れが閉じることを考慮すると、実際にはこれ以前の荷重ステップで初期ひび割れが発生しているものと考えられる。No. 1 供試体では、下床版下面および側面にひび割れが発生後、700kN 載荷時には下床版上面まで進展し、その後ひび割れは側面側から波形鋼板の埋込み位置に向けて進展した。載荷荷重が 850kN を超えると、主要なひび割れは波形鋼板と下床版との接合部に達し、徐々に波形鋼板とコンクリートとの間に

はだ隙が生じた。今回の実験では設計荷重の1.6倍程度の荷重レベルまで接合部には腐食等の長期耐久性上、懸念されるようなひび割れ損傷(はだ隙)は生じなかった。写真-1に接合部近傍の損傷状況を示す。撮影位置はスパン中央近傍断面の下床版上面である。1000kN 載荷時には最大で約3mmのはだ隙が生じており、除荷すると約0.75mmとなった。その後、はだ隙は1100kN 載荷時(上床版圧壊時)までに約6.0mmまで進展した。このようなはだ隙は下床版においてスパン中央から左右に600mm(支点間の1/4)の区間で生じており、接合部においてコンクリートと波形鋼板の一体性を失っていることから接合部は終局状態に至っていると考えられる。また、上床版については、荷重の増加に伴って上面および側面にひび割れが発生したもの、圧壊時においても下面および接合部近傍には顕著なひび割れ損傷は見られなかった。

同様に図-7にNo.2 供試体のひび割れ進展図を示す。ひび割れの進展順序はNo.1 供試体と大差はなく、ひび割れ損傷は下床版に集中した。900kN 載荷終了後のひび割れ状況をNo.1, No.2 供試体と比較すると、ひび割れの発生本数がNo.1に比べてNo.2のほうが多く、材料強度等の影響で損傷の進展度合いに多少の誤差が見られた。また、実験終了時と比較すると、最大荷重の違いによりひび割れの本数、幅ともにNo.1 供試体の方が進展したが、ほぼ同様のひび割れ状況とみなせ、接合方式の違いによるひび割れ損傷への影響は確認できなかった。

3.3 各ひずみ分布状況

図-8,9に接合棒鋼、等辺山形鋼のひずみ分布状況を示す。ここで、図中の橋軸方向距離は供試体のスパン中央を0mmとし、その点から両端方向への距離を示す。以降、引張ひずみを正、圧縮ひずみを負とする。接合部の設計荷重レベル(No.1:527.8kN, No.2:497.5kN)では、両部材に生じるひずみは最大となるスパン中央部においても500 μ 以下であり、設計式で想定する許容引張応力度には至っていない。また、両部材ともにスパン中央に対して左右均等にひずみが分布しており、荷重の増加に伴う局所的なひずみ増加は見られないことから、供試体は曲げ挙動が支配的であると考えられる。さらに、実験終了時まで接合棒鋼と等辺山形鋼はほぼ同様のひずみ分布を示しており、静的2点載荷時において等辺山形鋼は接合棒鋼と同等の曲げ抵抗力を発揮するものと考えられる。

同様に図-10,11に主鉄筋のひずみ分布状況を示す。計測位置は下床版上段に配筋された主鉄筋(D10)であり、断面高さでは接合部の拘束部材よりも若干高い位置にあるため、接合棒鋼および等辺山形鋼が降伏後、主鉄筋もこれに続く形で降伏に至った。最終的には供試体支間長の約2/5が降伏領域となり、供試体側面および下床版上面のひび割れ分布範囲と概ね一致した。

図-12,13には下床版内に埋込まれた貫通鉄筋のひずみの進展状況を示す。No.1, No.2 供試体ともに拘束部材および主鉄筋が降伏に至った荷重700kNあたりから引張ひ

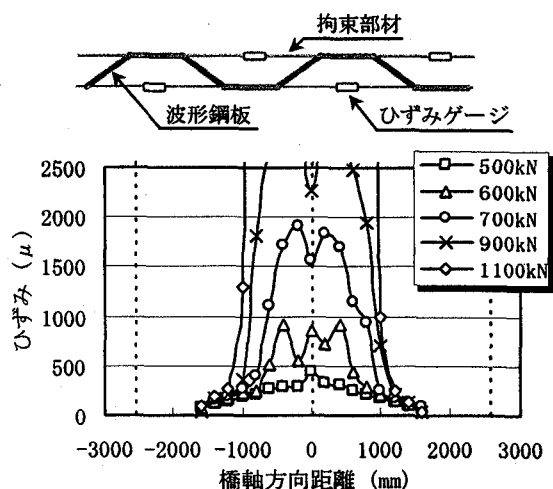


図-8 接合棒鋼のひずみ分布<No.1 供試体>

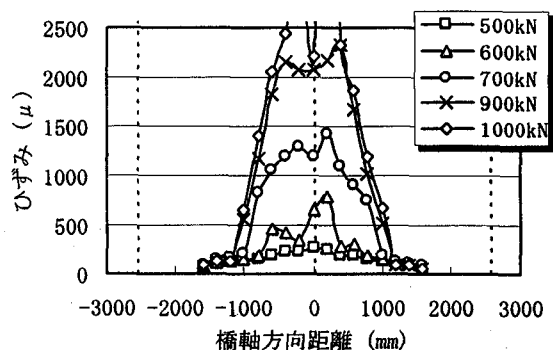


図-9 等辺山形鋼のひずみ分布<No.2 供試体>

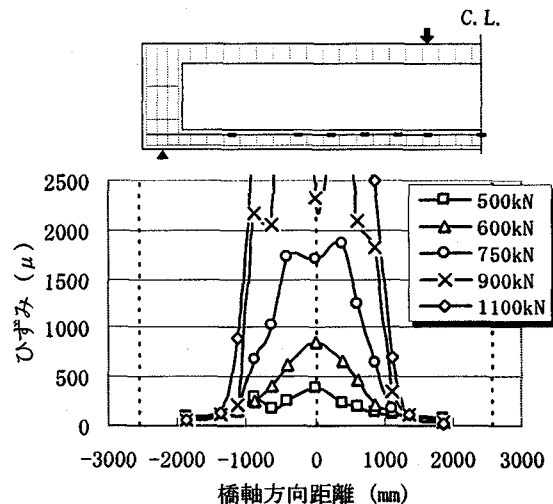


図-10 下床版主鉄筋のひずみ分布<No.1 供試体>

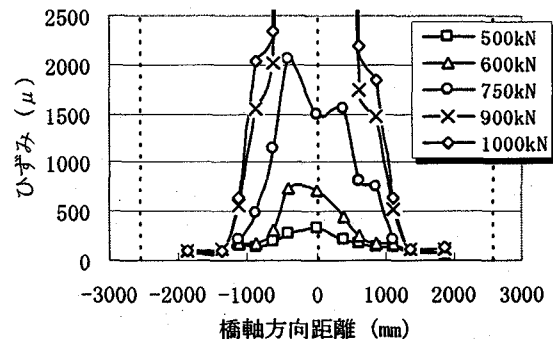


図-11 下床版主鉄筋のひずみ分布<No.2 供試体>

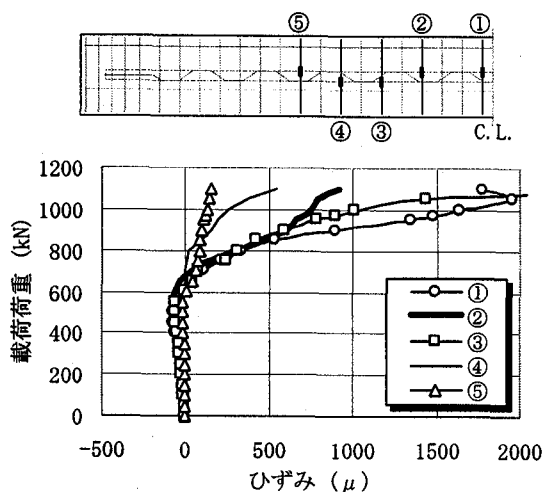


図-12 貫通鉄筋のひずみ分布<No. 1 供試体>

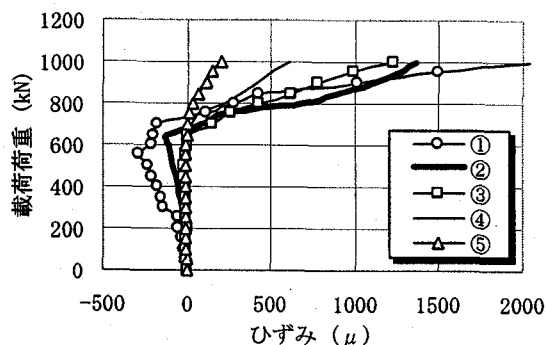


図-13 貫通鉄筋のひずみ分布<No. 2 供試体>

ずみが急激に増加し、載荷荷重が950kNを超えるとスパン中央近傍に配置された貫通鉄筋①は降伏に至った。これは、貫通鉄筋が主引張鋼材の降伏に伴う波形鋼板の挙動に抵抗したためと考えられる。また、No. 2 供試体ではスパン中央に近いほど大きな引張ひずみが生じたのに対し、No. 1 供試体では実験終了時において図中の①、③の位置で降伏に至ったが②では降伏せず、局部的に傾向が異なった。

3.4 波形鋼板に関する検討

図-14 に載荷位置断面における波形鋼板の軸方向ひずみ分布を示す。プレストレス導入時に波形鋼板にはほとんど軸方向ひずみが発生しておらず、波形鋼板をウェブに用いた複合 PC 桁では効率良くプレストレス力がコンクリート床版に導入されることが本実験においても確認できた。また、実験では接合棒鋼、主鉄筋などの引張鋼材が降伏するまでは波形鋼板に軸方向ひずみが生じておらず、波形鋼板が曲げモーメントに抵抗していないが、これらの引張鋼材の降伏後には500~1500 μ 程度の軸方向ひずみが発生しており、波形鋼板も曲げ挙動に抵抗することが確認できた。

次に、同じ測定位置における最小主ひずみの分布状況を図-15 に示す。最小主ひずみの発生方向はほぼ鉛直方向であり、上床版への埋込み部分では荷重の増加に伴いひずみが増加したが、ウェブ部については載荷終了直前の荷重レベルにおいても-300 μ 程度の最小主ひずみが生じたのみで、鋼板の降伏ひずみ($\pm 1629\mu$)には至らなかった。

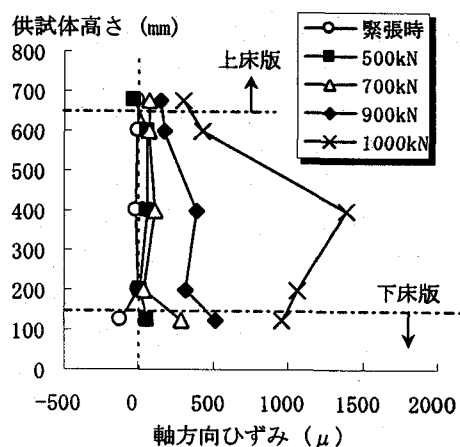


図-14 波形鋼板の軸方向ひずみ<No. 1 供試体>

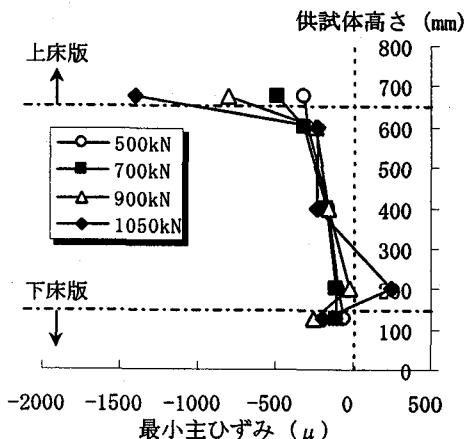


図-15 波形鋼板の最小主ひずみ分布<No. 1 供試体>

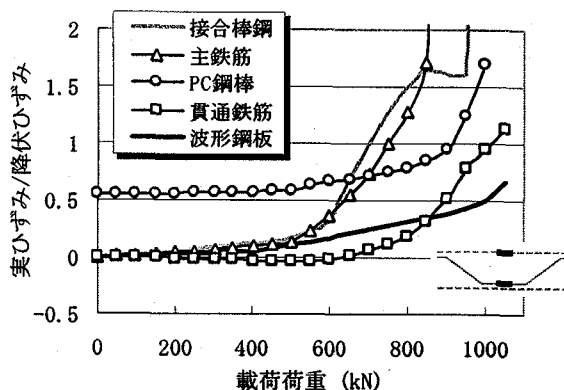


図-16 各鋼材のひずみ進展状況<No. 1 供試体>

3.5 接合部の破壊メカニズム

今回の実験では、No. 1、No. 2 両供試体ともに最終破壊形態は上床版の圧壊であった。しかし、上床版の圧壊までに下床版中の引張鋼材は全て降伏に至っており、波形鋼板とコンクリート床版間の接合部には写真-1 に示すようなはだ隙が発生していることから接合部近傍もほぼ終局状態であったと考えられる。

本実験で検討対象とした埋込みタイプの接合方式では、波形鋼板は接合棒鋼または等辺山形鋼により形状保持されているが、供試体の曲げ挙動により波形鋼板ウェブの下縁側には橋軸方向への引張力が作用する。図-16 に No. 1

供試体下床版中の各鋼材の荷重とひずみの関係を示す。それぞれのひずみの測定位置は供試体スパン中央近傍で、図中の縦軸は実験値を各鋼材の降伏ひずみで除した値である。まず、接合棒鋼と波形鋼板のひずみに着目すると、荷重 500kN あたりまでは波形鋼板と接合棒鋼に発生する軸方向ひずみはほぼ等しく、両者は橋軸方向への変形に対して協働していると考えられる。しかし、荷重が 600kN を超えると両者のひずみの進展傾向に差が見られ、波形鋼板に対して接合棒鋼のひずみの増加が著しくなった。これは、載荷荷重の増加に伴い内部にひび割れが生じたことにより接合棒鋼の付着が部分的に切れ、断面の小さい接合棒鋼のひずみが急激に増加したと考えられる。このことから、波形鋼板の形状を保持する接合棒鋼(等辺山形鋼)の負担する耐力は接合部の健全性の維持に大きく影響すると考えられる。

また、降伏順序は接合棒鋼—主鉄筋(上段)—PC 鋼棒—貫通鉄筋の順で、911kN 載荷時には PC 鋼材が、1000kN 載荷時には全ての鋼材が降伏に至った。図より接合棒鋼および主鉄筋のひずみの増加傾向が変わる荷重 600kN あたりから貫通鋼棒にも引張ひずみが発生し始めることが分かる。貫通鉄筋に引張ひずみが生じるの要因としては、まず、先にも述べたように曲げによる供試体の橋軸方向への伸びに伴い波形鋼板が平板に戻る挙動を示した結果、床版の一部が波形鋼板に対して直角に生じたひび割れに沿って橋軸直角方向へ押し出されるのを抑制した影響。また、供試体作成時に貫通鉄筋が貫通孔に接触した箇所において波形鋼板の変形に伴う貫通鉄筋のせん断が生じた影響の 2 通りが考えられる。しかし、実験終了時における波形鋼板と床版とのはだ隙は約 6.0mm にもなっていることから、前者による影響が大きいと考えられる。このような挙動は埋め込み接合タイプ特有の損傷形態であり、実験では曲げ挙動先行となったが、最終的には接合部では波形鋼板の変形に伴う複合的な損傷が生じた。図-17 に供試体損傷の模式図を示す。

4. ブレ止め耐力算定式の評価

4.1 既往のブレ止め耐力算定式による耐力算定

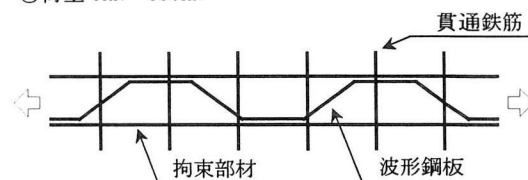
本実験では、鋼板に開けられた貫通鉄筋の孔にコンクリートが充填されないよう孔をパテで塞いでいるため、ブレ止め機構は、異形棒鋼および等辺山形鋼(以下、接合部材と表記する)の付着強度とコンクリートに埋め込まれた波形鋼板の機械的抵抗のみによって成り立っていると考えられる。すなわち、コンクリートに埋め込まれた波形鋼板ウェブと接合部材のブレ止め耐力は、斜め方向パネルが剛なブレ止めとして機能し、接合部材がブレ止め筋として働くことから次式に示される関係となる¹⁾。

(1) 許容ブレ止め耐力

$$H_{va} = \sigma_1 \cdot A_1 + \sigma_{sa} \cdot A_2 \quad (1)$$

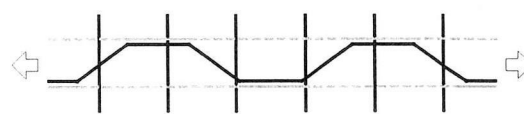
ここに、 H_{va} ：ブレ止めブロック(波形鋼板に挟まれたコンクリート)1 箇所当たりの許容せん断力

① 荷重 0kN～650kN



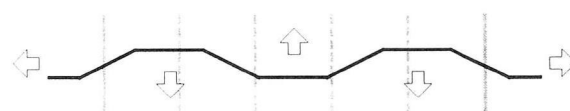
※抵抗部材：波形鋼板、接合棒鋼

② 荷重 700kN：拘束部材降伏



※抵抗部材：斜め方向パネル部、貫通鉄筋

③ 荷重 950～1000kN：貫通鉄筋の降伏



※抵抗部材：斜め方向パネル部

④ 荷重 850kN～実験終了時：はだ隙の形成

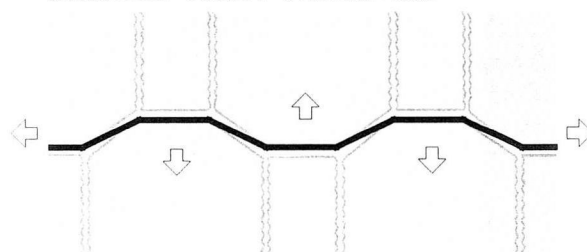


図-17 供試体損傷の模式図

σ_1 ：床版コンクリートの許容支圧応力度

σ_{sa} ：接合部材の許容引張応力度

A_1 ：斜方向パネルの投影面積

A_2 ：接合部材の断面積

(2) 終局ブレ止め耐力

$$H_{vu} = (3/5) \sigma_{ck} \cdot A_1 + \sigma_{sy} \cdot A_2 \quad (2)$$

ここに、 H_{vu} ：ブレ止めブロック 1 箇所当たりのせん断耐力

σ_{ck} ：コンクリートの圧縮強度

σ_{sy} ：接合部材の降伏強度

(1)、(2)式により求めた供試体のブレ止め耐力を表-5 に示す。

表-5 ブレ止め耐力

供試体名称	許容ブレ止め耐力 (kN/m)	終局ブレ止め耐力 (kN/m)
No. 1	393.4	574.1
No. 2	370.8	601.2

表-5 の耐力に対応する載荷荷重を、それぞれ接合部の『設計荷重』、『終局荷重』と呼ぶ。表-6 にその値を示す。

表-6 ズレ止め耐力に対応する載荷荷重

供試体名称	接合部の設計荷重 (kN/m)	接合部の終局荷重 (kN/m)
No. 1	527.8	770.2
No. 2	497.5	806.7

4.2 実験値との比較

接合部の終局荷重に着目した設計値と実験値との比較を表-7に示す。なお、実験値における接合部の終局荷重は、今回斜めパネル前面のコンクリートが局部的な支圧破壊を生じた荷重が明確でないため、下床版側面に発生した貫通ひび割れが波形鋼板ウェブまで到達したときの荷重とした。このひび割れは下床版下面に発生したひび割れが、荷重の増加とともに床版の側面側から上面まで貫通し、さらに荷重の増加に伴い波形鋼板ウェブまで進展するものである。このひび割れが波形鋼板ウェブまで到達した時の荷重を接合部の終局荷重としたのは、図-17に示すようにこのひび割れが波形鋼板ウェブに到達した段階で斜めパネル前面のコンクリートが押し出され、はだ隙が生じると考えられるからである。

表-7 接合部の終局荷重

供試体名称	設計値① (kN/m)	実験値② (kN/m)	比率 ②/①
No. 1	770.2	850	1.104
No. 2	806.7	850	1.054

表-7より分かるように、接合部の終局荷重は、設計値に比べて実験値の方が5~10%程度高い値となっている。この理由としては、設計上のズレ止め耐力は接合部材の降伏強度とコンクリートに埋め込まれた波形鋼板の機械的抵抗のみから計算されているのに対して、実際には接合部材が降伏した後に貫通鉄筋のひずみが急激に増加し始めていることから、貫通鉄筋もズレ止め耐力に寄与しているものと考えられる。

また、接合部材に等辺山形鋼を使用した供試体 No. 2 においても、異形棒鋼を使用した No. 1 においても、実験値と設計値との差異は同程度であることから、接合部材に等辺山形鋼を使用した場合においても、(2)式のズレ止め耐力算定式の適用が可能であると考えられる。

4.3 複合耐力機構の検討

終局ズレ止め耐力に着目すると、式(2)の右辺第1項は波形鋼板ウェブの斜めパネル1つにつき負担できる水平せん断力であり、右辺第2項は接合部材の負担できる水平せん断力である。表-8に(2)式の右辺第1項および第2項のズレ止め耐力に対応する載荷荷重の値を示す。

表-8より分かるように、拘束部材が負担する荷重は、No.1およびNo.2供試体でそれぞれ、320.4kN、404.3kNであるが、実験値では拘束部材の降伏荷重はNo.1およびNo.2供試体でそれぞれ701.5kN、710.0kNであり、拘束部材は設計以上に波形鋼板の形状を保持し、波形鋼板と協働

でズレ力に抵抗していることが分かる。

表-8 ズレ止め荷重の分解

供試体名称	斜めパネル 負担分 (kN/m)	接合部材 負担分 (kN/m)	合計 (kN/m)
No. 1	449.8	320.4	770.2
No. 2	402.3	404.3	806.7

また、今回 No.1 供試体の実際の破壊荷重は1100kNであり、貫通鉄筋降伏直後に破壊が生じていることから、今回のような曲げと接合部のズレが同時に起こるような載荷状態の場合、接合部の局部的なズレ破壊が生じて、ただちに桁の破壊にはつながらず貫通鉄筋が降伏するまでは曲げに対して抵抗できると考えられる。

5. 結論

今回、波形鋼板ウェブとコンクリート床版の埋込み接合部の接合部材に異形棒鋼と等辺山形鋼を用いた供試体の曲げ載荷実験を行い、以下に示す結論を得た。

(1) 接合部材に異形棒鋼と等辺山形鋼を用いた供試体の挙動、損傷状況に差異は見られず、両部材とも同様の破壊性状を示した。また、初期段階において、接合部におけるズレ止めの効果は拘束部材(接合棒鋼または等辺山形鋼)に大きく依存している。

(2) ズレ止め耐力算定式による接合部のズレ止め耐力と実験値を比較した結果、実験値の方が5~10%程度大きな値となった。この理由としては、設計式ではズレ止め耐力は接合部材の降伏強度とコンクリートに埋め込まれた波形鋼板の機械的抵抗のみから計算されているのに対して、実際には貫通鉄筋もズレ止め耐力に寄与しているためであると考えられる。

(3) 今回のような曲げと接合部のズレが同時に作用するような載荷状態の場合、貫通鉄筋の寄与が大きく接合部が局部的に破壊しても貫通鉄筋が降伏するまでは桁としてのじん性を保有しており、曲げに抵抗できるものと考えられる。

謝辞: 実験に際しては、阪神高速道路公団の小林寛氏、(株)ピー・エスの張建東氏をはじめ、久留米工場の方々に貴重なご意見、ご協力を頂きました。この場をお借りして謝意を表する次第です。

参考文献

- 1) 波形鋼板ウェブ PC 合成構造研究会: 波形鋼板ウェブ PC 橋計画マニュアル(案), 1998. 10.
- 2) 山口恒太, 山口隆裕, 池田尚治: 波形鋼板ウェブに用いた複合プレストレストコンクリート桁の力学的挙動に関する研究, コンクリート工学論文集, 第8巻第1号, pp27-39, 1997. 1

(2002年9月13日受付)