

論文 床版コンクリートとプレテンションウェブ間の接合部構造に関する実験的研究

雨宮 美子*1・中井 聖棋*2・野見山 佳彦*3・二羽 淳一郎*4

要旨: プレテンションウェブ橋のウェブと床版間におけるスターラップおよびハンチ筋のずれ止め効果ならびにせん断キーの効果について確認するため、2面せん断実験を実施した。その結果、スターラップ、もしくはハンチ筋のどちらか一方のみをずれ止め筋とした場合、鉄筋が降伏する前に拘束力を失うが、2方向の補強筋を併用した場合もしくはせん断キーを設置することにより、ずれせん断に対する抵抗性が向上することを確認した。また、上面せん断キーを設置することにより増加したせん断伝達耐力は、コンクリート標準示方書¹⁾のせん断キーの設計せん断伝達耐力算定式により算出した値と同等の結果となることがわかった。

キーワード: プレテンションウェブ, 2面せん断実験, ずれせん断伝達耐力, せん断キー

1. はじめに

プレテンションウェブ橋は、PC箱げたのウェブをプレテンション方式のプレキャスト部材に置き換えた合成げた橋である(図-1)。

プレキャストウェブを使用することで、高いせん断抵抗性が確保されウェブ厚さを薄くすることによる自重の軽減や、その効果による低コスト化が期待できる。また、品質管理のゆきとどいた工場で製作することにより、高品質化が期待でき、耐久性の向上や現場施工の効率化が可能となる²⁾。海外では、連続斜張橋のプロトヌ橋やプレキャストセグメントのT桁をケーブルクレーン架設したマルヌ川5橋などの実績がある。また国内では現在、さがみ縦貫道路に位置するPC3径間連続箱桁橋の中新田高架橋が施工されている³⁾。

プレテンションウェブと床版コンクリートの接合部に発生するせん断力に対しては、一般にずれ止め筋およびコンクリートせん断キーにより抵抗する。プレテンションウェブと床版コンクリート間にはスターラップと床版のハンチ部に配置されるハンチ筋があり、せん断伝達耐力の向上に効果があることを確認している^{4),5)}。

本研究では2面せん断実験を実施し、ウェブ部と床版部の埋込み接合におけるスターラップとハンチ筋のどちらか一方のみを配置した場合とスターラップとハンチ筋を併用した場合のずれせん断挙動を確認した。さらに、ウェブの上面に設置したコンクリートせん断キーと側面に設置したコンクリートせん断キーの効果について調べた。

また、上面せん断キーのせん断伝達耐力算出方法について、コンクリート標準示方書に示されている設計せん

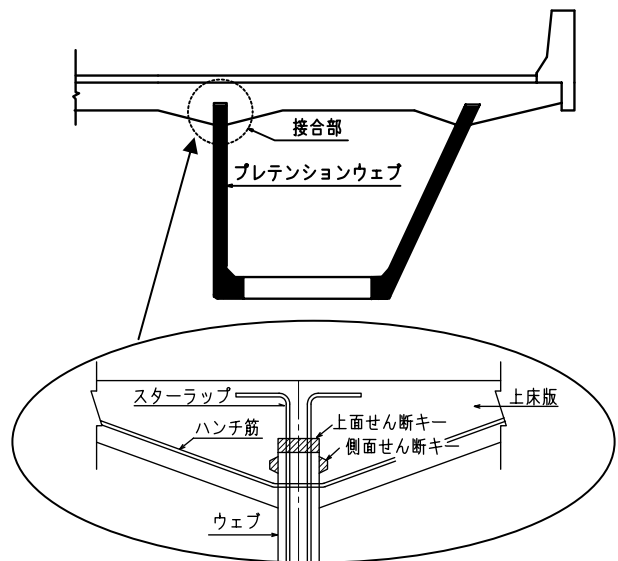


図-1 プレテンションウェブ橋と接合部概念図

表-1 供試体種類

供試体名	接合部構造
P-1	スターラップ
P-2	ハンチ筋
P-3	スターラップ+ハンチ筋
P-4	スターラップ+上面せん断キー
P-5	ハンチ筋+側面せん断キー

断伝達耐力式の適用性について検討した。

2. 実験概要

2.1 供試体概要

供試体の種類、供試体概要図およびウェブ部詳細図を表-1、図-2 および図-3 に示す。ウェブ部と床版部の接合部は、ウェブ部の型枠の側面に硬化遅延剤を塗布し、

*1 (株) ピーエス三菱 技術本部土木技術部 (正会員)

*2 (株) ピーエス三菱 技術本部土木技術部

*3 東京工業大学 大学院理工学研究科土木工学専攻 (正会員)

*4 東京工業大学 大学院理工学研究科土木工学専攻教授 工博 (正会員)

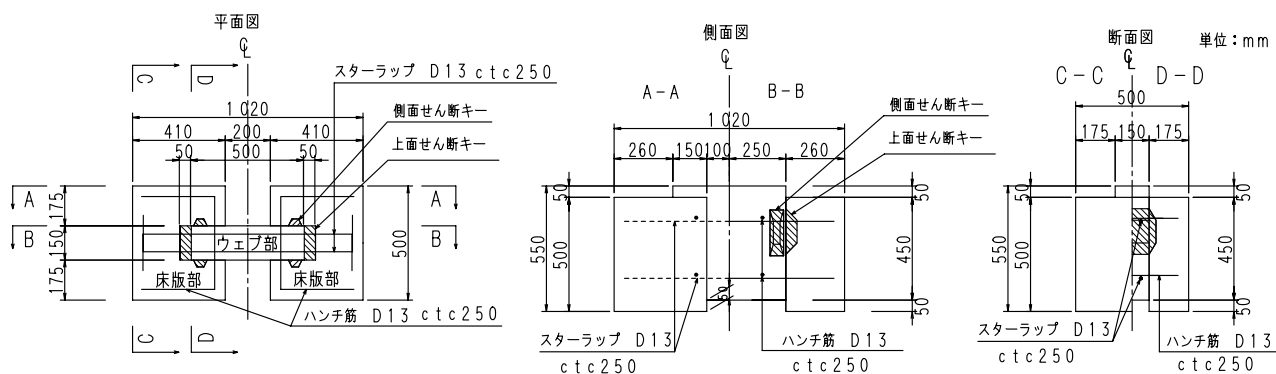


図-2 供試体概要図

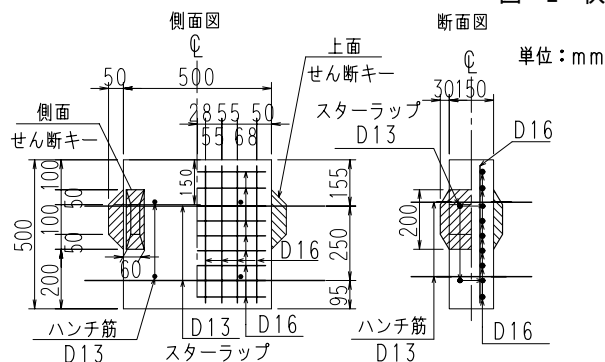


図-3 ウェブ部詳細図



写真-1 供試体 (P-1)



写真-2 粗面仕上げ状況 (P-3)

脱型後水洗いすることによって、粗面仕上げとした。供試体および粗面仕上げの状況を写真-1 および写真-2 に示す。なお、図-3 に示すウェブ部詳細図は、スターラップ、ハンチ筋、側面および上面せん断キーを全て示しているものである。

2.2 供試体製作

供試体に用いたコンクリートの示方配合を表-2 に示す。ウェブ部分に使用するコンクリートは、設計基準強度 50N/mm^2 、床版部に使用するコンクリートは設計基準強度 36N/mm^2 とした。使用したセメントは、早強ポルトランドセメントである。供試体は、ウェブ部、続いて床版部の2段階に分けて製作した。ウェブ部コンクリートは材齢4週間、床版部コンクリートは材齢3週間で2面せん断実験を実施した。ウェブ幅、ウェブ埋込み長、せん断キーの寸法は実物大寸法を想定した。また、スターラップおよびハンチ筋はD13 SD345を250mm間隔で配置し、実構造物と同等の鉄筋配置とした。

2.3 ずれせん断伝達耐力の算出

設計せん断伝達耐力は式(1)より算出した。ウェブ部と床版部のせん断キーによるせん断伝達耐力は式(2)により算出した。式(1)および式(2)は、コンクリート標準示方書¹⁾に準じたものである。

本研究では、ウェブ上面および側面をそれぞれせん断面とみなしてせん断伝達耐力を算出し、合計値を各供試体の終局時での設計せん断伝達耐力とし、実験より得られた耐力との比較を行った。

表-2 示方配合

使用箇所	W/C (%)	S/a (%)	単位量(kg/m ³)				混和剤
			W	C	S	G	
ウェブ部	35.9	40.0	157	438	686	1039	4.73
床版部	42.7	44.5	157	368	785	994	3.98

表-3 各供試体の設計せん断伝達耐力

供試体	鉄筋負担分 (kN) $(\tau_c + p \cdot \tau_s) \cdot A_c$		せん断キー負担分 (kN) V_k		合計 V_{cw} (kN)
	上面	側面	上面	側面	
P-1	307.9	0.0	0.0	0.0	307.9
P-2	0.0	433.5	0.0	0.0	433.5
P-3	307.9	433.5	0.0	0.0	741.4
P-4	307.9	0.0	164.7	0.0	472.6
P-5	0.0	433.5	0.0	131.8	565.3



写真-3 荷重状況

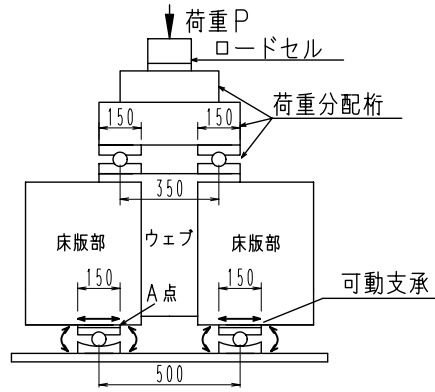


図-4 荷重方法

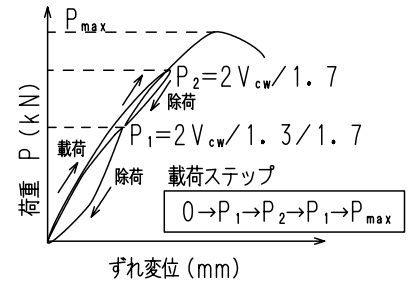


図-5 荷重ステップ

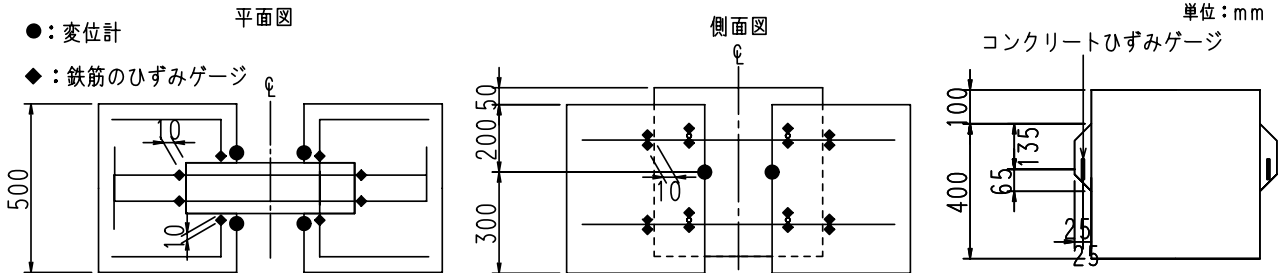


図-6 変位計およびひずみゲージ設置位置

$$V_{cw} = \{ (\tau_c + p \cdot \tau_s) \cdot A_c + V_k \} / \gamma_b \quad (1)$$

$$V_k = 0.1 \times \sum A_{ki} \times f'_{ck} \quad (2)$$

ここに、 V_{cw} : 接合部における単位長さあたりの設計せん断伝達耐力 (N/m)

$$\tau_s = 0.08 f_y / \alpha, \quad \tau_c = \mu \sqrt{f'_{ck}} \sqrt{\alpha \cdot p \cdot f_y}$$

$\alpha = 0.75 \{1 - 10p\}$ ただし、 $0.08 \sqrt{3} < \alpha < 0.75$

f'_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²) f_y : 鉄筋の設計引張降伏強度 (N/mm²)

p : 接合面におけるずれ止め鉄筋比, A_c : 単位長さ当たりのせん断面の面積 (mm²/mm),

μ : 固体接触の平均摩擦係数で 0.45 としよ、 V_k : せん断キーによるせん断耐力 (N/m), A_{ki} : 単位長さ当たりせん断キー接合面の面積, ここでは $\gamma_b = 1.0$ とした。

2.4 荷重方法と支持方法

荷重状況、荷重方法および支持方法を写真-3 および図-4 に示す。荷重は、図-4 に示すように分配桁を用いて静的荷重とし、図-5 に示すように荷重-除荷-再荷重となるよう荷重制御で行った。

支点部は図-4 に示すように終局状態を想定し、テフロンシートとグリスを用いて水平方向の拘束を取り除き、可動支点とした。

2.5 計測方法

図-6 に変位計設置位置、鉄筋および上面せん断キーに設置したひずみゲージ貼付け位置を示す。図-6 に示す変位計によって、ウェブと床版のずれ変位を直接測定することとした。

鉄筋のひずみゲージは、鉄筋の上面および下面の2面

表-4 実験結果

供試体	圧縮強度 (N/mm ²)		せん断伝達耐力 (kN)		破壊箇所
	ウェブ	床版	実験値	計算値	
P-1	54.9	44.7	685	308	接合部
P-2			700	434	接合部
P-3			853	741	接合部
P-4			861	473	接合部
P-5			736	565	ウェブ

に設置した。また、上面せん断キーには、せん断キーの各側面に鉛直方向にコンクリートひずみゲージを設置した。

3. 実験結果

3.1 荷重-ずれ変位関係

実験結果および荷重-ウェブと床版のずれ変位関係を表-4 および図-7 に示す。実験結果は、片側分の耐力として最大荷重の2分の1を示している。この結果より、全ての供試体で実験より得られたせん断伝達耐力は、式(1)より算出した計算値を上回ることがわかる。

P-3を除く供試体においては、鉄筋が配置されていない接合面が存在する。式(1)では、ウェブと床版の接合部にずれ止め筋やせん断キーが配置されていない場合、コンクリートの付着力によるせん断伝達耐力は考慮できないことになる。しかし、筆者らは本実験と同様の形状の供試体を対象とした実験を実施し、粗面仕上げしたコンクリートのみの付着力によるせん断伝達耐力が440kN

程度と比較的大きくなることを確認している⁵⁾。本実験でも図-7に示す荷重-ずれ変位関係より載荷荷重が約800kN程度で勾配が変化しており、この付近で接合面のコンクリートの付着力によるせん断伝達耐力が消失したことが推測される。

スターラップのみを配置したP-1とハンチ筋のみを配置したP-2のせん断伝達耐力の実験値は同等であったが、P-2は最大荷重到達直後に急激に耐力を失った。これは、実験を荷重制御で行っているため、ウェブ上面にずれ止め筋が配置されていないP-2は、上面方向の急激なずれ変位の増加により、脆性的な破壊となったことが考えられる。

スターラップとハンチ筋を配置したP-3は、P-1およびP-2と比較して、せん断伝達耐力が150kN程度向上した。ずれ開始から最大荷重時までのずれ変位も0.4mm程度であり、0.2mm~0.3mm程度大きくなっている。ウェブの上面および側面のずれ止め筋を併用することにより、耐力の向上だけでなく、じん性も向上すると考えることができる。

スターラップおよび上面せん断キーを配置したP-4は、P-1と比較して、せん断伝達耐力は180kN程度増加した。ずれ開始から最大荷重時までのずれ変位が1.26mmとなり、じん性が大幅に向上していることがわかる。

ハンチ筋および側面せん断キーを配置したP-5は、P-2と比較し、せん断伝達耐力は若干向上したものの、本実験ではウェブの破壊が先行し、せん断キーによる耐力向上の効果は確認できなかった。

3.2 鉄筋のひずみ

鉄筋ひずみ-ずれ変位の割合の関係を図-8に示す。ここで、ずれ変位の割合とは、各供試体のずれ変位をそれぞれの最大荷重時のずれ変位で除した値である。

コンクリート標準示方書¹⁾では、せん断伝達耐力は、コンクリートせん断面と交差する鉄筋に作用する軸力およびせん断力のせん断方向成分の和からなり、鉄筋が降伏することで拘束力を失うときの、コンクリートと鉄筋による伝達力の総和であると定義されている。加えて、鉄筋による拘束力は、鉄筋比が1.0%以下であれば配置された鉄筋が全て有効であるとされている。

P-1において、スターラップの鉄筋比は、せん断抵抗面(ウェブ上面)1面当たり0.75%であり、P-2では、ハンチ筋の鉄筋比がせん断抵抗面(ウェブ側面)1面あたり0.38%である。いずれも鉄筋比1.0%より小さいが、スターラップおよびハンチ筋は、それぞれが降伏する以前に最大荷重に到達していることがわかる。つまり、ずれ止め筋が上面もしくは側面の一方のみに配置される場合、ずれせん断力に対して十分に抵抗しないことが考

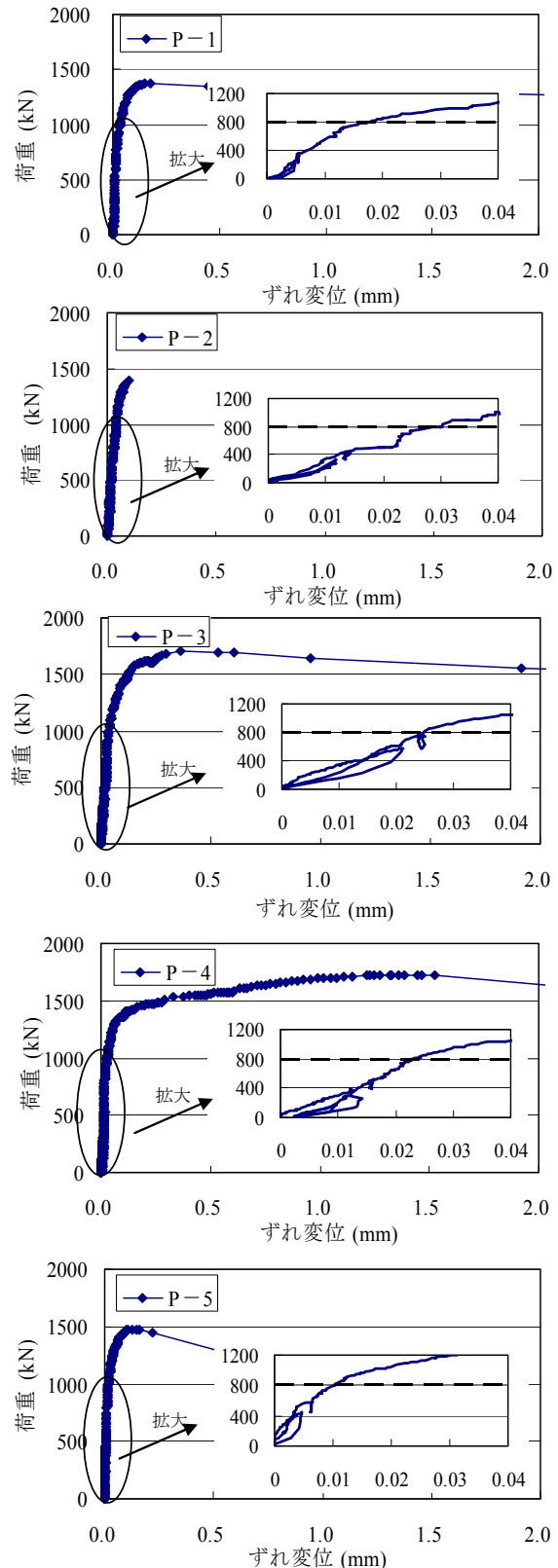


図-7 荷重-変位関係

えられる。ただし、鉄筋のひずみは、ウェブと床版部の打継ぎ界面から10mm離れた位置での測定値であり、打継ぎ界面での鉄筋の挙動については、さらに考察を加えていきたい。

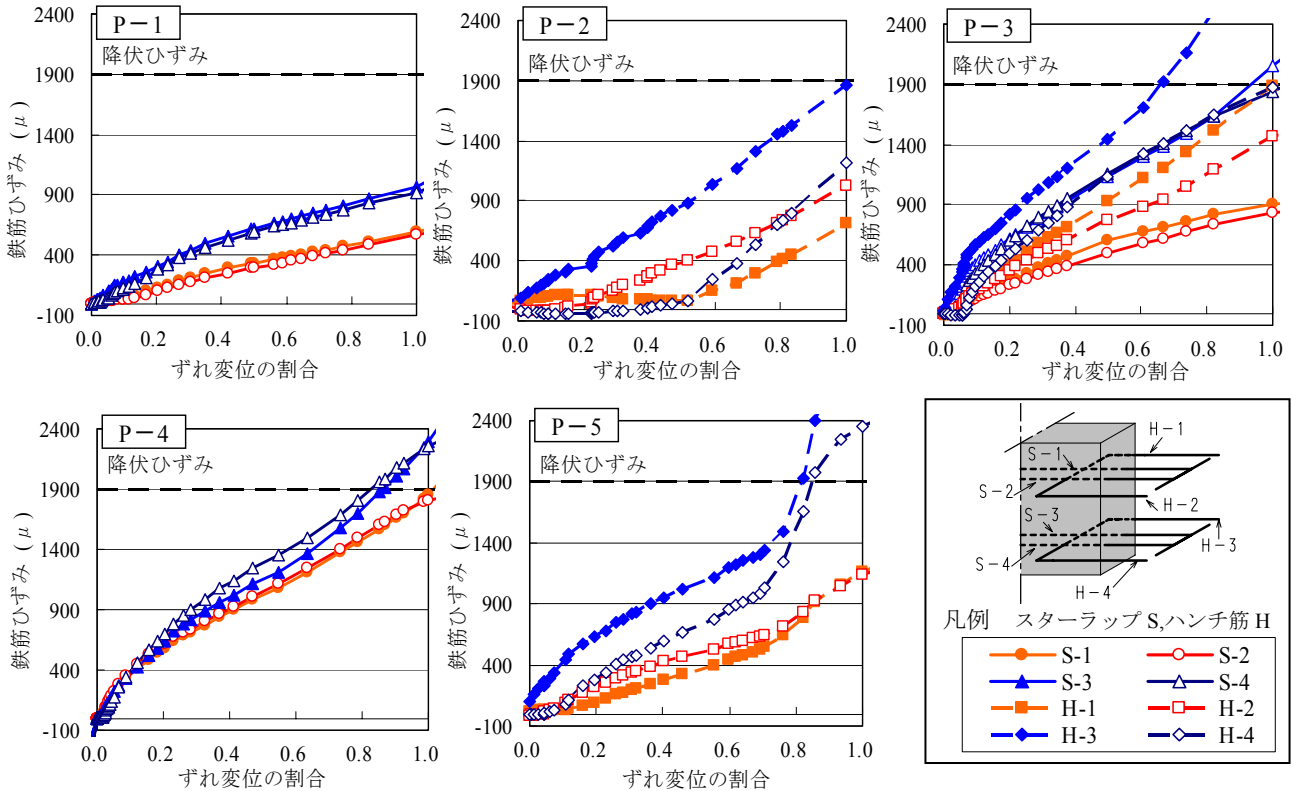


図-8 鉄筋のひずみ-ずれ変位の割合関係

P-3 では、最大荷重時に全ての鉄筋が完全に降伏していないものの、スターラップおよびハンチ筋とも、P-1 および P-2 よりひずみが大きくなり、降伏に至る鉄筋も増えていることが確認できた。これは、上面および側面のずれ止め筋を併用することにより、単独で用いる場合に比べ、ずれせん断力に対する鉄筋の抵抗性が向上することが考えられる。

P-4 のスターラップは、全断面が降伏するのと同様同時に供試体が破壊していることがわかる。これより、上面せん断キーを設置することにより、スターラップが有効にずれ止め筋としてずれせん断力に抵抗することが確認できる。

P-5 のハンチ筋は、側面せん断キーを設置することにより P-2 と比較し、鉄筋のひずみが大きくなっている。P-4 の上面せん断キーによる効果と同様にせん断キーがない場合と比較し、ハンチ筋がずれせん断に対して有効に機能することがわかった。

3.3 上面せん断キーによるせん断伝達耐力

スターラップと上面せん断キーを配置した P-4 において荷重-上面せん断キーの圧縮ひずみ関係を図-9 に示す。

載荷荷重が 1400kN 程度で圧縮ひずみの増加の勾配が変化しており、この時点からせん断キーが負担するせん断伝達耐力が増加したことが推測される。また、載荷荷重が 1650kN~1700kN で圧縮ひずみが減少し始めている

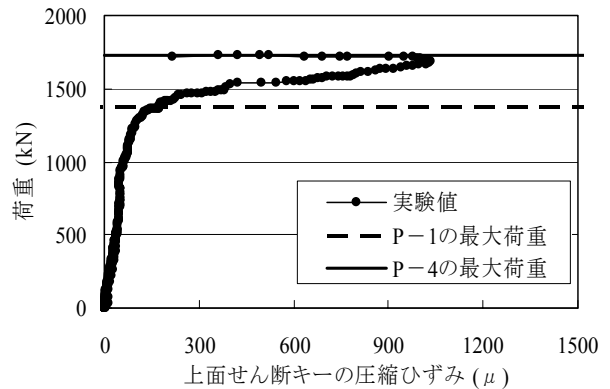


図-9 荷重-上面せん断キーの圧縮ひずみ関係

ことから、この時点でせん断キーが破壊し、供試体の破壊に至ったと考えられる。

スターラップのみを配置した P-1 の最大荷重は 1370kN であり、せん断キーの圧縮ひずみの増加率が変化した荷重とほぼ等しい。図-7 に示した荷重-ずれ変位関係より、P-1 と P-4 の初期剛性には、大きな差異は見られない。したがって、上面せん断キー設置による効果は、P-1 がずれせん断破壊した載荷荷重 1370kN 程度に達した以降にあると考えられる。P-1 と P-4 のせん断伝達耐力を比較すると、実験結果は P-4 のほうが 176kN 大きくなっている。これは、式(2)より求めたせん断キーのせん断伝達耐力 165kN (表-3 参照) と同等である。今回の実験において、上面せん断キー設置による

耐力の増加は式(2)を用いて算出することは妥当であることがわかった。

3.4 破壊状況

各供試体の床版部をはつり、ウェブの破壊状況を観察した。図-10 に示すひび割れ状況は、同図中の X-X 断面で観察したものである。これより P-1~P-3 には、ウェブ部と床版部の接合面にずれによるひび割れが生じていることがわかる。つまり、これらの供試体は、ずれせん断破壊であったことを示している。なお、P-2 のウェブに発生しているひび割れは、ずれ破壊後に発生したものと考えられる。

P-4 に関しては、上面せん断キーの部分を設置した部分はせん断キーにひび割れが生じており、せん断キーの付け根位置からずれせん断破壊したと考えることができる。なお、目視によると床版部のせん断キーとのずれは確認されず、せん断キーおよび周辺の床版部コンクリートの圧壊もなかった。

P-5 に関しては、支承板の隅角部 (図-4 および図-10 中の A 点) から側面ウェブの側面部に設置したせん断キーに沿ってひび割れが生じ、その位置が破壊面となり、ずれせん断破壊よりウェブの破壊が先行したと考えられる。

P-5 のウェブ下面からみた破壊状況を写真-4 に示す。ウェブの補強筋のかぶり部分で破壊していることがわかる。また、側面せん断キーは健全であり、床版部とのずれも生じていないことを確認した。供試体では、かぶりの部分に側面せん断キーが重なっていたため、せん断キーの抵抗により、ウェブの破壊が先行したことが考えられる。今後、さらに解析で検証していく必要がある。

4.まとめ

本研究により以下の知見が得られた。

- (1) 上面に配置されるスターラップもしくは側面に配置されるハンチ筋のどちらか一方をずれ止め筋とした場合、降伏する前にせん断伝達耐力を失うことを確認した。しかし、スターラップとハンチ筋を併用することにより、ずれ止め筋として有効に機能し、その結果、せん断伝達耐力およびずれせん断に対するじん性が向上することがわかった。
- (2) 上面せん断キーを設置することにより、スターラップが降伏に至るまでずれ止め筋として有効に機能し、せん断伝達耐力が向上することを示した。また、鉄筋のみを用いた場合と比較したところ、ずれせん断に対するじん性が大幅に向上することがわかった。
- (3) 側面せん断キーを設置した場合、ハンチ筋のずれせん断に対する抵抗性が向上することがわかった。
- (4) 上面せん断キーを設置した場合、せん断伝達耐力の増

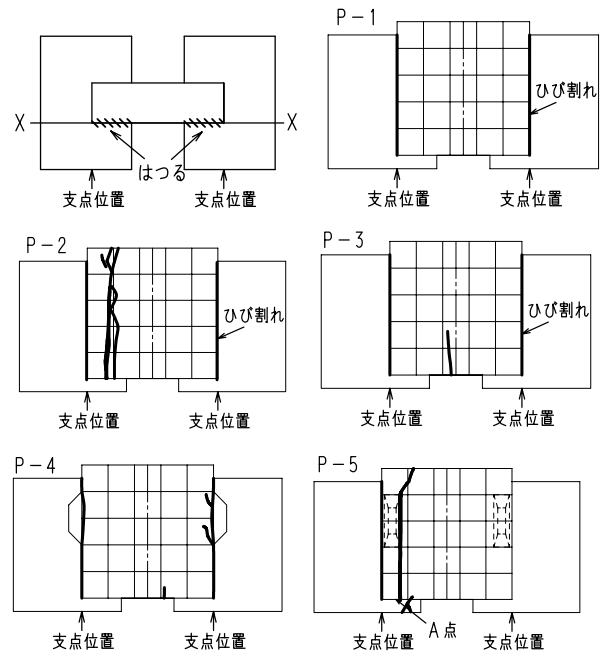


図-10 供試体ひび割れ図

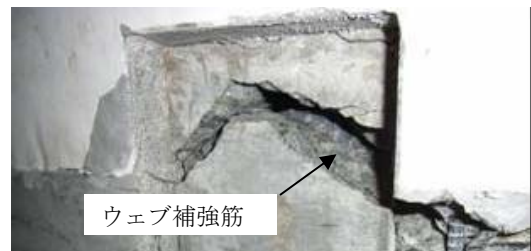


写真-4 ウェブ下面から見た破壊状況 (P-5)

加分は、コンクリート標準示方書のせん断キーによるせん断伝達耐力式により算出した値と同等の結果となることがわかった。

参考文献

- 1) 土木学会：2002年制定コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]，2002.3
- 2) プレストレストコンクリート技術協会：プレテンションウェブ橋設計施工ガイドライン (案)，2004.11
- 3) 堀内達斗，市岡隆興，手塚教雄，加藤伸雄：中新田高架橋の設計・施工，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，Vol.16，pp.113-116，2007.10
- 4) 野見山佳彦，三木朋広，二羽淳一郎，森 拓也：3次元有限要素解析による接合部を有する RC 部材のずれせん断挙動，コンクリート工学年次論文集，Vol.29，No.3，pp.499-504，2007.7
- 5) 雨宮美子，市岡隆興，三木朋広，二羽淳一郎：上床版コンクリートとプレテンションウェブ間のずれせん断耐力に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.29，No.3，pp.505-510，2007.7