

床版コンクリートとプレテンションウェブ間の ずれせん断伝達耐力に関する研究

技術本部	土木技術部	雨宮美子
技術本部	土木技術部	中井聖棋
技術本部	土木技術部	西垣義彦

概要: プレテンションウェブ橋では、ウェブと床版間に発生するずれせん断力に対して、ずれ止め筋およびコンクリートせん断キーにより耐力を確保する。本研究では、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、プレテンションウェブの上面および側面に配置されるスターラップおよびハンチ部の貫通鉄筋（ハンチ筋と呼ぶ）は、ずれ止め筋としてせん断伝達耐力の向上に効果があることを確認した。さらにスターラップ、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。

Key Words: 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

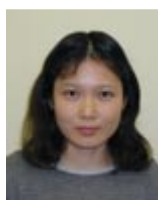
1. はじめに

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、工場で作ることにより、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。

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^{2),3)}。



写真-1 中新田高架橋



雨宮美子



中井聖棋



西垣義彦

プレテンションウェブ橋設計施工ガイドライン(案)⁴⁾では、ウェブと床版間の接合部において、ずれ止め筋とウェブ上面および側面に設置したコンクリートせん断キーにより、せん断力を伝達するものとしている。側面にせん断キーを設置する場合、製作時に浮き型枠が必要となり、作業が煩雑になる。必要せん断耐力を確保できれば、側面せん断キーの施工の省略が可能となり、より合理的な接合方法を提案できると考えられる。

また、プレテンションウェブ橋では、ウェブ部が床版部に埋め込まれており、コの字型の接合面を有する。コの字型接合面で拘束される接合構造についてのずれせん断伝達挙動に関して、現在明らかにされていない点が多い。本研究では、3面の接合面を有する接合部でのずれせん断挙動について実験を実施し、確認することとした。2面せん断試験は、A、B、Cシリーズの3回分けて行った。

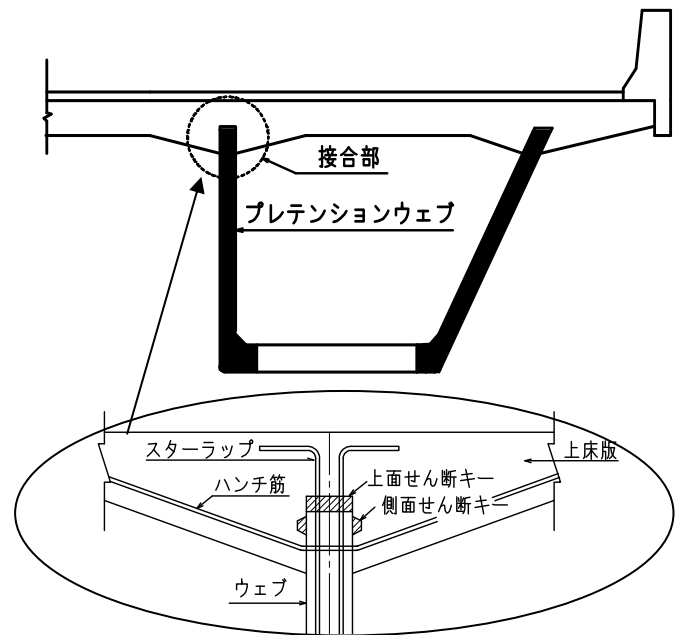


図-1 プレテンションウェブ橋と接合部概念図

2. 各シリーズ実験の目的

A、B、Cシリーズの各実験の目的を表-1に示す。A、BシリーズとCシリーズでは、載荷条件と支持条件を変更している。

表-1 各シリーズ実験の目的

シリーズ名	実験の目的
A	<p>中新田高架橋で採用する接合部構造を決定するため実施した。供試体の製作方法を実構造物と同じ製作方法で行い、ハンチ筋設置方法についての検討も行った。ハンチ筋をウェブ打設前に設置する(先挿入型と呼ぶ)とウェブ製作が煩雑になり、また運搬時の積載に問題が生じる。そこで、ウェブ部のコンクリートを打設し、現場に運搬後ハンチ筋を挿入する方法(後挿入型と呼ぶ)のずれせん断挙動を比較し、後挿入型の性能を検討することとした。</p> <p>支持条件は、実構造物の終局時のずれせん断挙動を模擬し実験した。</p>
B	<p>Aシリーズの実験では、ウェブの破壊が先行した供試体が多く、接合部のせん断伝達耐力が確認できなかった。そこで、Bシリーズでは、供試体のウェブ部の補強筋を増やし、再度実験を実施した。</p> <p>支持条件は、実構造物の終局時のずれせん断挙動を模擬し実験した。</p>
C	<p>Bシリーズでは、せん断キーの効果を確認できなかった。そこで、ずれ止め筋の効果とせん断キーの耐力への寄与分を把握するため、ウェブ埋め込み部に直接載荷し、接合部が一樣にずれる支持条件を設定した。</p>

3. 実験概要

3.1 供試体種類

各シリーズの供試体種類を表-2に示す。供試体のパラメータは、スターラップ、ハンチ筋（先挿入型、後挿入型）、上面せん断キーおよび側面せん断キーの有無とした。

表-2 供試体種類

シリーズ名	供試体名	接合部構造 (有り:● 無し:×)			
		スターラップ	ハンチ筋*1)	せん断キー	
				上面	側面
A	A-S	●	×	×	×
	A-S+H	●	● (先)	×	×
	A-S+H(a)	●	● (後)	×	×
	A-S+H(a)+UK	●	● (後)	●	×
	A-S+H(a)+UK+SK	●	● (後)	●	●
B	B-N	×	×	×	×
	B-H	×	● (先)	×	×
	B-H+SK	×	● (先)	×	●
	B-S+UK	●	×	●	×
C	C-S	●	×	×	×
	C-H	×	● (先)	×	×
	C-S+H	●	● (先)	×	×
	C-S+UK	●	×	●	×
	C-H+SK	×	● (先)	×	●

1): ハンチ筋の挿入方法について検討した。(先)は先挿入型,(後)は後挿入型を示す。挿入方法は3.3.2で示す。

3.2 供試体概要

各シリーズの供試体概要図およびウェブ接合部詳細図を図-2および図-3に示す。Cシリーズは、載荷による曲げの影響を小さくするため、ウェブの長さをA、Bシリーズと比較し100mm縮小し、500mmとした。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、脱型後水洗いすることによって、粗面仕上げとした。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。

3.3 供試体製作方法

供試体に用いたコンクリートの示方配合を表-3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/mm²、床版部に使用するコンクリートは設計基準強度36N/mm²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。

表-3 示方配合

使用箇所	W/C (%)	S/a (%)	単位量(kg/m ³)				
			W	C	S	G	混和剤
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

3.3.1 供試体打設方法

Aシリーズでは、実構造物の製作方法を再現するため図-4に示す方法で製作した。B、Cシリーズでは、ウェブの打設方向が接合部のずれせん断挙動に与える影響は少ないとして供試体製作にかかる工期を短縮するため、図-5に示す方法で製作することとした。

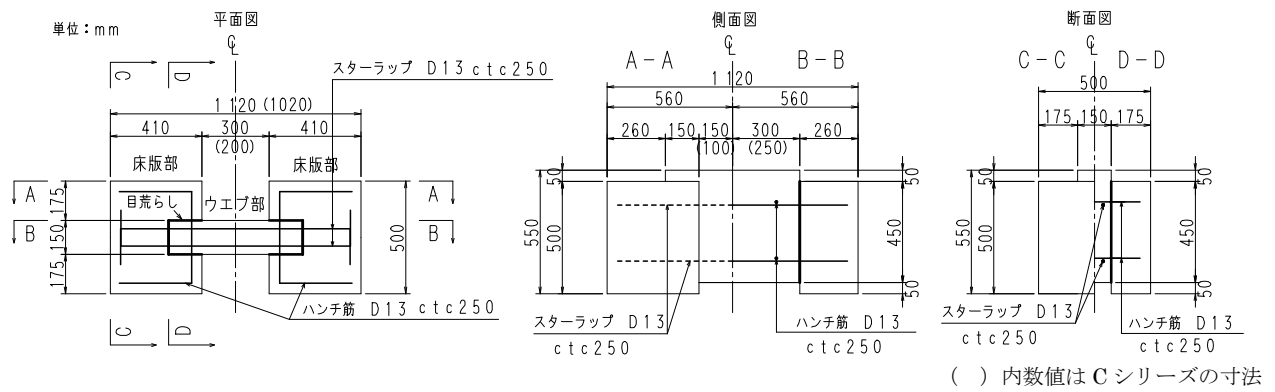


図-2 供試体概要図

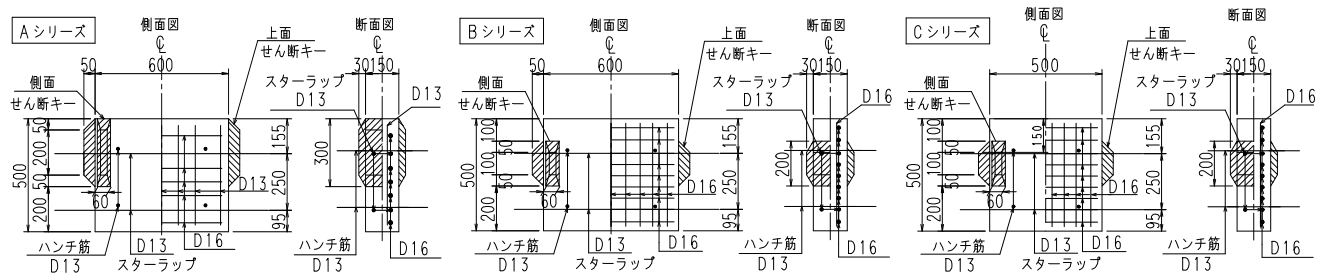


図-3 ウェブ接合部詳細図

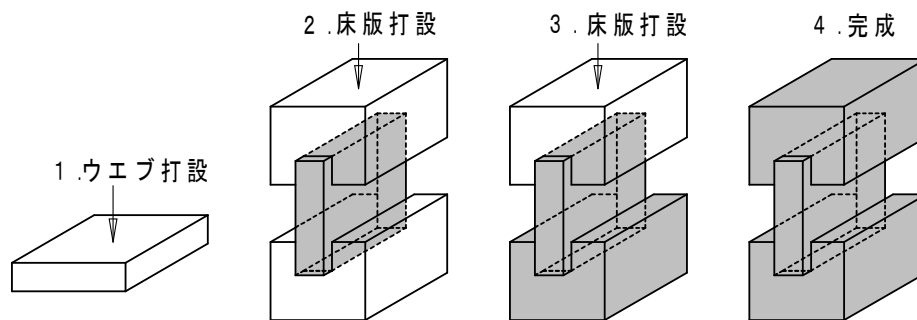


図-4 Aシリーズ供試体製作方法

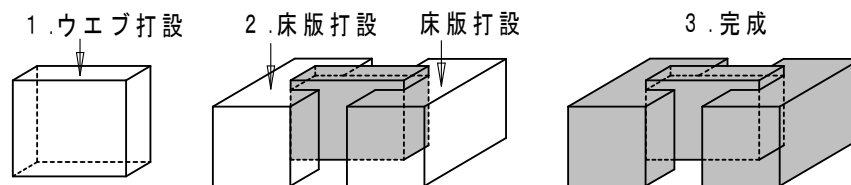


図-5 B, Cシリーズ供試体製作方法

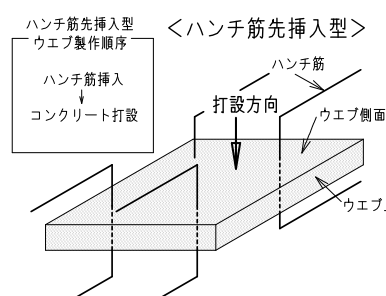


図-6 ハンチ筋設置方法 (先挿入型)

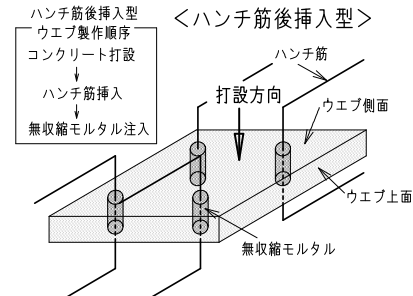


図-7 ハンチ筋設置方法 (後挿入型)

3.3.2 ハンチ筋設置方法

ハンチ筋の設置方法を示す。図-6に示す方法を先挿入型、図-7の方法を後挿入型とする。なお、AシリーズのA-S+H(a), A-S+H(a)+UK, A-S+H(a)+UK+SK以外の供試体はすべてハンチ筋先挿入型で製作した。

3.4 載荷方法および支持条件

載荷は、3000kN 油圧式耐圧試験機により荷重制御で行った。BシリーズおよびCシリーズの実験状況を写真-2に示す。各シリーズの載荷方法および支持条件を図-8に示す。すべての供試体で支点は可動支承とした。A, Bシリーズは、実構造物の終局時を想定した支持条件とし、Cシリーズでは、接合部が一樣にずれするような支持条件とした。

3.5 計測方法

3.5.1 ずれ変位

各シリーズの計測方法を図-8に示す。Aシリーズのずれ変位は、ウェブのずれ変位と床版部のずれ変位の差より算出した。しかし、この方法を用いると変位計間に生じたひび割れの影響を受けるなど、ずれ変位以外の変位の影響を受けることが考えられたため、B, Cシリーズのずれ変位は、直接ずれ変位を測定した。

3.5.2 Cシリーズの鉄筋のひずみ測定

Cシリーズのスターラップおよびハンチ筋に貼附したひずみゲージの位置を図-9に示す。いずれも接合面から10mmの位置に設置した。

3.5.3 Cシリーズ上面せん断キーのひずみ測定

C-S+UKの上面せん断キーに設置したコンクリートひずみゲージ位置を図-10に示す。ずれせん断力に対する上面せん断キーの挙動を調べた。

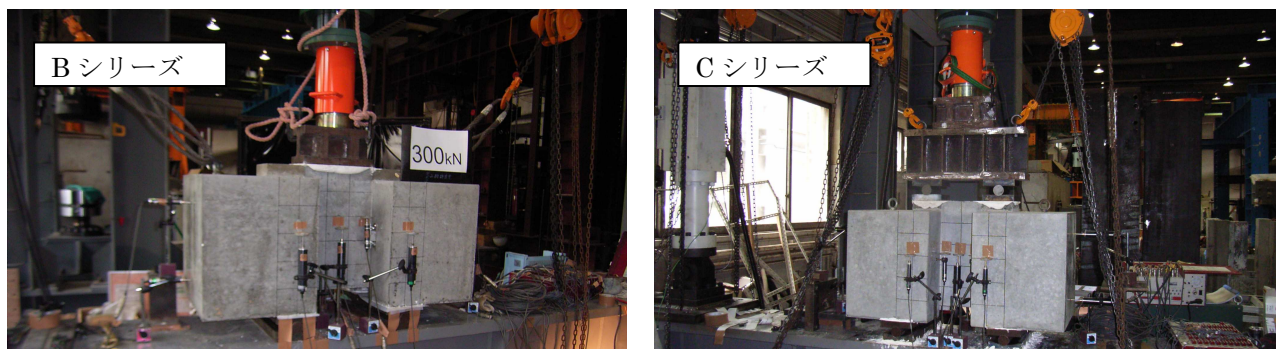


写真-2 実験状況

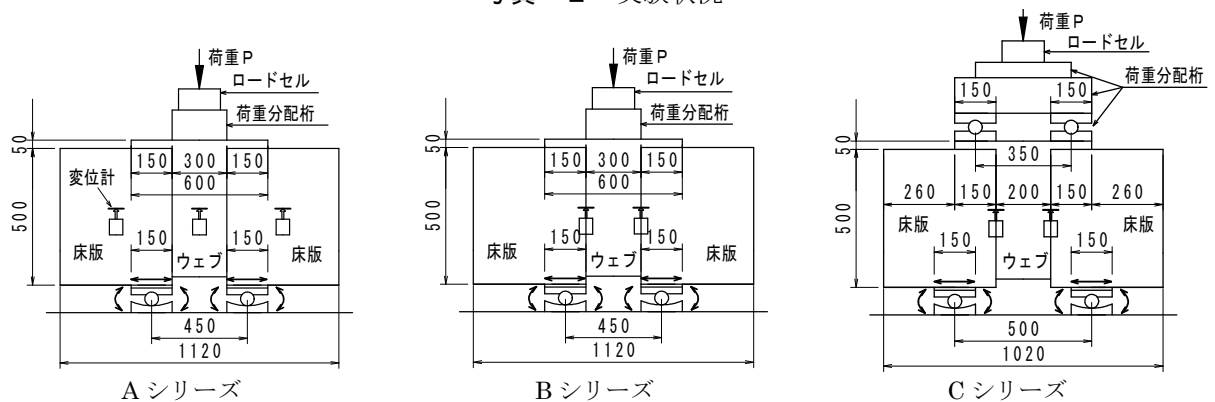


図-8 載荷および支持条件と変位計設置方法

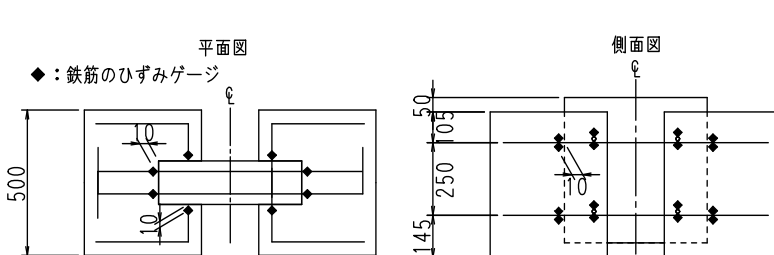


図-9 鉄筋のひずみゲージ測定位置

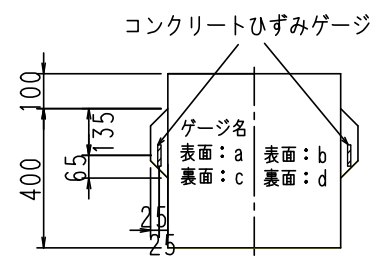


図-10 上面せん断キーのゲージ位置

4. 設計せん断伝達耐力

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-4に各供試体の設計せん断伝達耐力を示す。コンクリートの設計基準強度には実強度を用いた。

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

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

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としてよい、 V_k ：せん断キーによるせん断耐力 (N/m)、 A_{ki} ：単位長さ当りせん断キー接合面の面積、ここでは $\gamma_b = 1.0$ とした。

表-4 各供試体設計せん断伝達耐力

シリーズ	供試体名	圧縮強度 (N/mm ²)		鉄筋負担分 (kN) ($\tau_c + p \cdot \tau_s$) $\cdot A_c$		せん断キー負担分 V_k (kN)		合計 V_{cw} (kN)
		ウェブ部	床版部	上面	側面	上面	側面	
A	A-S	58.3	49.0	305.2	0.0	0.0	0.0	305
	A-S+H	58.6	44.1	290.6	409.5	0.0	0.0	700
	A-S+H(a)	58.0	40.5	279.3	393.2	0.0	0.0	672
	A-S+H(a)+UK	55.7	44.3	291.2	410.3	250.7	0.0	952
	A-S+H(a)+UK + SK	62.1	48.8	304.6	429.7	279.5	223.6	1237
B	B-N	54.3	42.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0
	B-H	54.3	42.2	0.0	401.0	0.0	0.0	401
	B-H+SK	58.1	44.8	0.0	412.5	0.0	139.4	552
	B-S+UK	54.9	43.1	287.5	0.0	164.7	0.0	452
C	C-S	54.9	44.7	307.9	0.0	0.0	0.0	308
	C-H			0.0	433.5	0.0	0.0	434
	C-S+H			307.9	433.5	0.0	0.0	741
	C-S+UK			307.9	0.0	164.7	0.0	473
	C-S+UK			0.0	433.5	0.0	131.8	565

5. 実験結果

5.1 Aシリーズ実験結果

5.1.1 実験結果と荷重-ずれ変位関係

Aシリーズの実験結果および荷重-ウェブと床版のずれ変位関係を表-5および図-11に示す。Aシリーズのずれ変位は、ウェブと床版部の変位の差より算出しているため、変位計間に生じたひび割れの影響等も含み載荷初期から、ずれ変位が生じている。表-5の実験結果は、片側分の耐力として最大荷重の2分の1を示している。実験値は、全ての供試体において中新田第2高架橋の設計時および終局時の水平せん断力（設計時：257kN、終局時：422kN）以上であることが確認できた。実験値と式(1)より算出した計算値を比較すると、接合部にスターラップのみ配置されたA-Sでは、最大荷重は計算値の1.7倍、スターラップとハンチ筋先挿入型のA-S+Hおよびスターラップとハンチ筋後挿入型のA-S+H(a)では実験値は計算値とほぼ同等の結果となったものの、上面せん断キーを設置したA-S+H(a)+UKおよび上面せん断キーと側面せん断

キーを設置した A-S+H(a)+UK+SK では実験値は計算値の 6~7 割程度しかなく、せん断キーの効果が確認できなかった。破壊状況を確認した結果、A-S 以外の各供試体は、ウェブ自体がせん断破壊していることがわかった。したがって、実験より得られた最大荷重は、若干のばらつきはあるものの、ウェブのせん断耐力により決定されたものと推測される。

ハンチ筋の設置方法が異なる A-S+H と A-S+H(a)では、いずれせん断耐力の確認には至らなかったが、荷重-ずれ変位の挙動に大きな相違は見られない。後挿入型でも先挿入型と同等の性能を有するものと考えられる。

スターラップのみで接合した A-S の最大耐力は、511kN であるのに対し、ハンチ筋を配置した供試体 A-S+H および A-S+H(a)では最大荷重は 641kN および 688kN に向上している。側面せん断キーを配置しない場合でも、ハンチ筋を配置することによりいずれせん断耐力が向上することが確認できた。

以上の結果より、中新田高架橋では、ハンチ筋は後挿入型とし、側面せん断キーを無くした接合構造とした。

5.1.2 A シリーズ破壊状況

A シリーズの供試体において、写真-3 および写真-4 に示すように床版部をはつり、ウェブの破壊状況を観察した。

各供試体のひび割れ図を図-12 に示す。図-12 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。A-S は、接合部のずれせん断で破壊したが、それ以外の供試体ではウェブがディープビームのせん断破壊の形態に近い状態で破壊していることが確認された。通常、せん断ひび割れは載荷点と支点を結ぶライン上に発生するが、本実験の供試体のウェブは、載荷点と支点より外側に伸びていることを確認した。

表-5 A シリーズ実験結果

供試体	圧縮強度 (N/mm ²)		せん断伝達耐力 (kN)		実験値と計算値の比較 a/b	破壊箇所
	ウェブ	床版	実験値(a)	計算値(b)		
A-S	58.3	49.0	511	305	1.7	接合部
A-S+H	58.6	44.1	641	700	0.9	ウェブ
A-S+H(a)	58.0	40.5	688	672	1.0	ウェブ
A-S+H(a)+UK	55.7	44.3	624	952	0.7	ウェブ
A-S+H(a)+UK+SK	62.1	48.8	704	1237	0.6	ウェブ

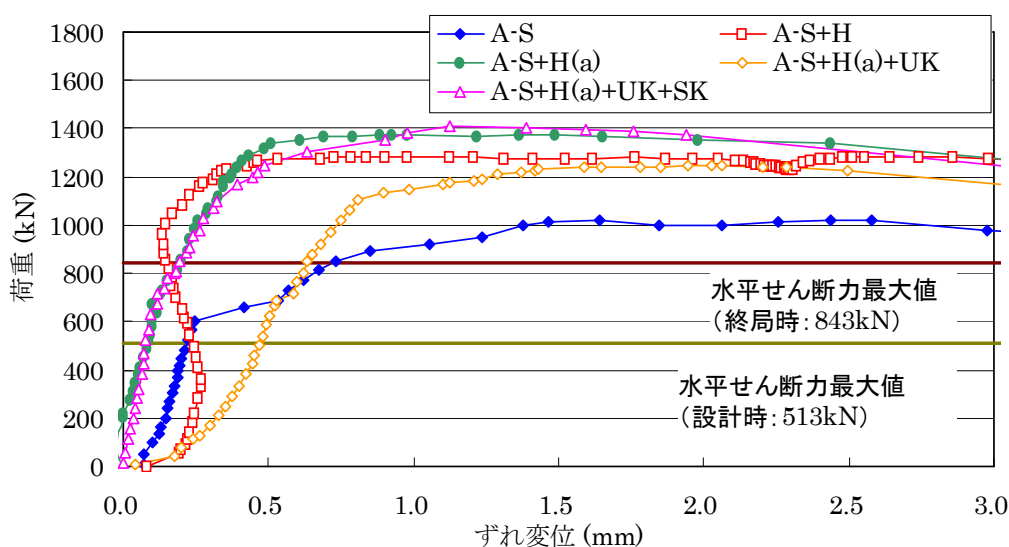


図-11 A シリーズ荷重-ずれ変位関係



写真-3 床版部切断状況

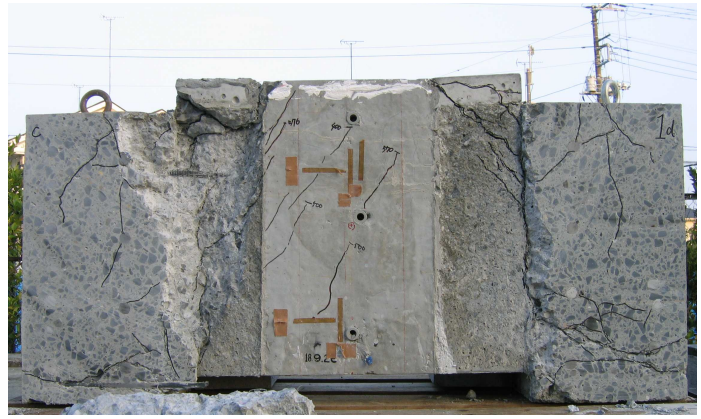


写真-4 はつり後供試体状況(A-S)

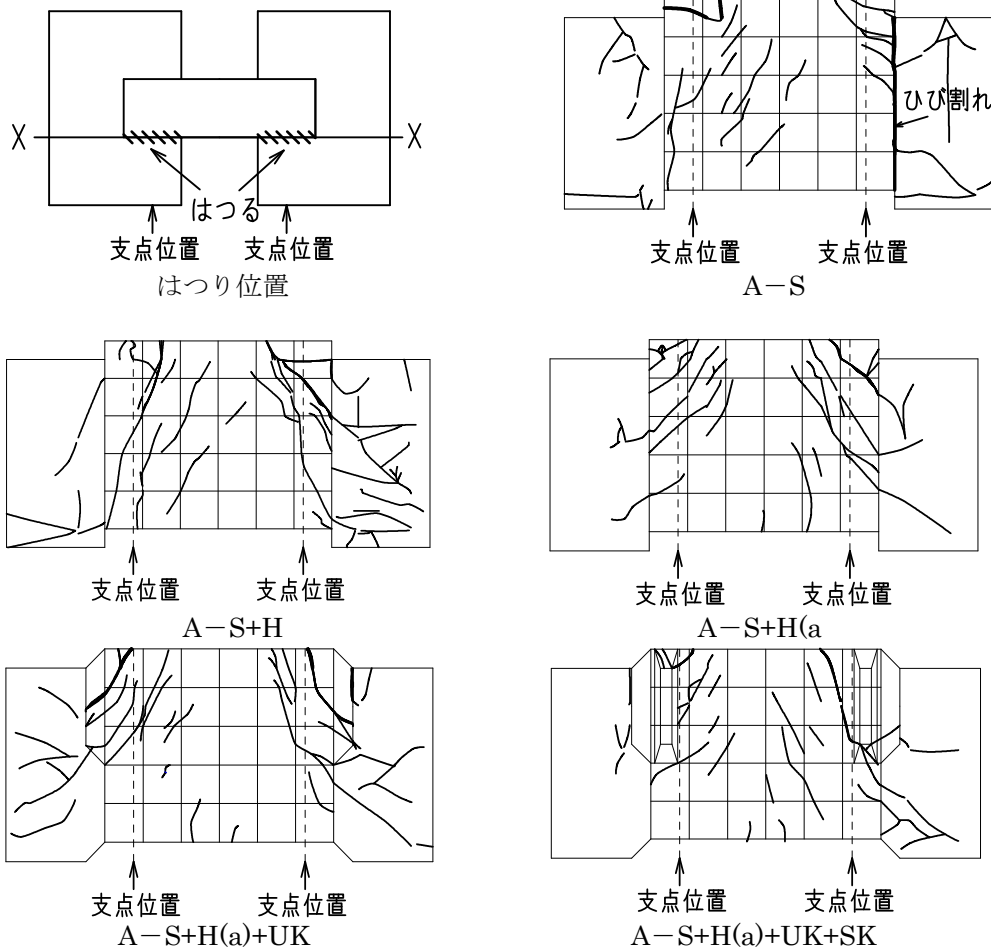


図-12 Aシリーズひび割れ状況図

5.2 Bシリーズ実験結果

5.2.1 実験結果と荷重-ずれ変位関係

Bシリーズの実験結果および荷重-ずれ変位関係を表-6および図-13に示す。

コンクリートの付着のみのB-Nの最大耐力は442kNとなり、ずれ止め筋やせん断キーを設置した実験結果の約7割~9割程度の値を示した。式(1)からB-Nのせん断伝達耐力は0kNと算出される。しかし、今回行った実験結果によれば、これを定量化できないものの、比較的大きなせん断伝達耐力となることがわかった。

ハンチ筋を配したB-Hとハンチ筋および側面せん断キーを配したB-H+SKを比較すると、B-H+SK

はB-Hより最大耐力が75kN程度向上している。これは側面せん断キーによるものと考えられる。

図-14にはずれ変位0.1mmまでの荷重-ずれ変位関係を拡大して示している。B-H+SKとB-Hでは、初期剛性が同程度であった。ハンチ筋のみでも側面せん断キーを設置した場合と同等の初期剛性向上効果があることがわかった。また、最大荷重到達後は、B-HおよびB-H+SKともずれ変位が1mm程度となったとき、荷重が低下する傾向がみられた。

スターラップおよび上面せん断キーを配置したB-S+UKは、最大荷重に到達後も荷重の減少は小さい。一方、図-14にずれ変位0.1mmまでの拡大図に示すとおり载荷初期の段階では、B-Nの剛性と同程度となっている。B-S+UKは、上面せん断キーを配置しているため、B-Nと比較し、せん断耐力は向上するはずであるが、実験では、B-S+UKは供試体B-Nのせん断耐力の約9割しかなかった。これは、B-S+UKは、ずれせん断破壊でなく、ウェブの破壊が先行したためと考えられる。

表-6 Bシリーズ実験結果

供試体	圧縮強度 (N/mm ²)		せん断伝達耐力 (kN)		実験値と計算値の比較 a/b	破壊箇所
	ウェブ	床版	実験値(a)	計算値(b)		
B-N	54.3	42.2	442	0	—	接合部
B-H	54.3	42.2	571	401	1.4	接合部
B-H+SK	58.1	44.8	648	552	1.2	ウェブ
B-S+UK	54.9	43.1	483	452	1.1	ウェブ

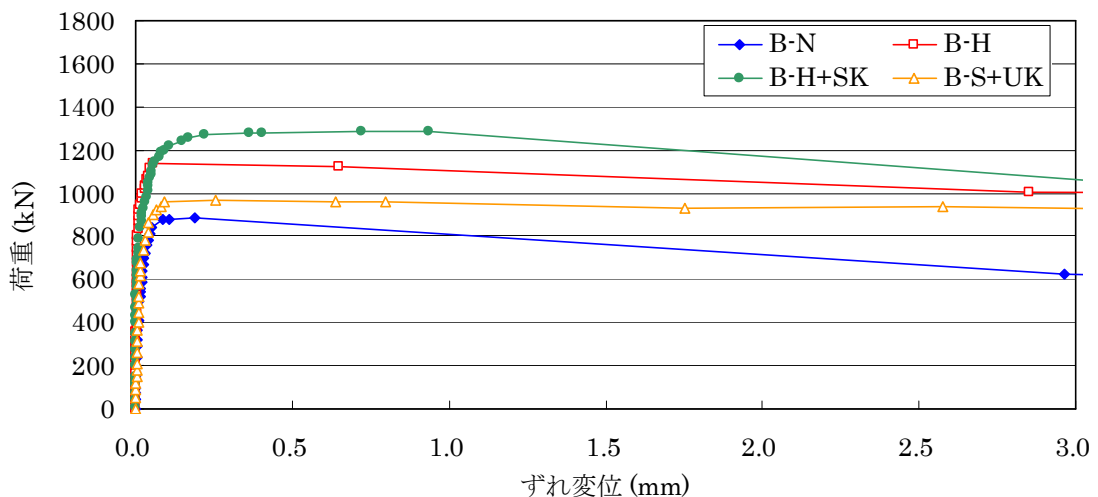


図-13 Bシリーズ荷重-ずれ変位関係

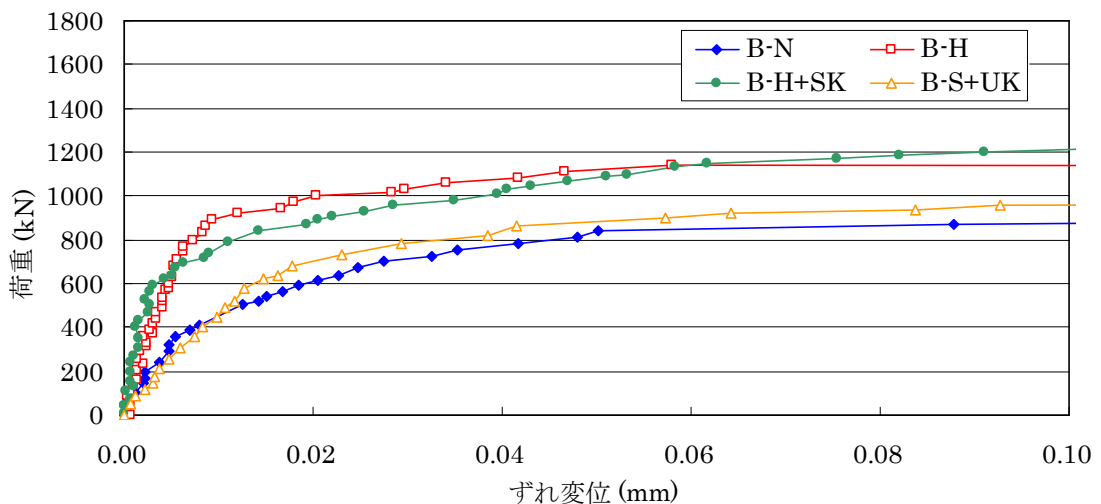


図-14 Bシリーズ荷重-ずれ変位関係 (ずれ変位0.1mmまでを拡大)

5.2.2 Bシリーズ破壊状況

Aシリーズと同様にBシリーズも床版部をはつり、供試体の破壊状況を確認した。各供試体のひび割れ状況を図-15示す。コンクリートの付着力のみのB-Nとハンチ筋のみを配置したB-Hは、ウェブ部と床版部の境界面にずれによるひび割れが生じており、接合部のずれせん断破壊であることを確認した。

B-Hは、一旦上面がずれはじめると、側面のハンチ筋のみでは、抵抗できず、脆性的なずれ破壊が進む。床版部をはつることにより、ウェブ部と床版部の接合部は、側面および上面とも付着が切れていることを確認した。

一方、ハンチ筋と側面せん断キーが配置されたB-H+SKは、側面せん断キーの部分は床版部とのずれ変形は生じていない。しかし、上面部はコンクリートの付着のみで抵抗しているため、一度ずれ始めると上面のずれ変形は急激に大きくなる。それに追従して側面のずれ変形も進行するが、側面せん断キーの部分は縁が切れていないため、側面せん断キーに沿ったひび割れが発生し、ウェブの破壊に至ったと考えられる。また、側面せん断キーの付け根位置からひび割れが生じており、この部分に応力が集中したと考えられる。

スターラップおよび上面せん断キーを設置したB-S+UKに関しては、ウェブの上面は、付着している状態で、ずれは生じておらず、ウェブ部が破壊している。

ウェブ破壊の直接的な原因と考えられる斜めひび割れは、上面せん断キーの付け根位置から発生していた。

5.3 Cシリーズ実験結果

5.3.1 実験結果と荷重-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-6および図-16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。

スターラップとハンチ筋を設置したC-S+H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、Bシリーズで実施したコンクリート付着力のみの供試体B-Nのせん断伝達耐力が440kN程度と比較的大きくなることを確認している。本実験でも図-16中に示すずれ変位0.1mmまでを拡大した荷重-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C-Sとハンチ筋のみを配置したC-Hのせん断伝達耐力の実験値は同等であったが、C-H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、5.2.2でも述べたようにウェブ上面にずれ止め筋が配置されていないC-H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C-S+Hは、C-SおよびC-H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程度大きな

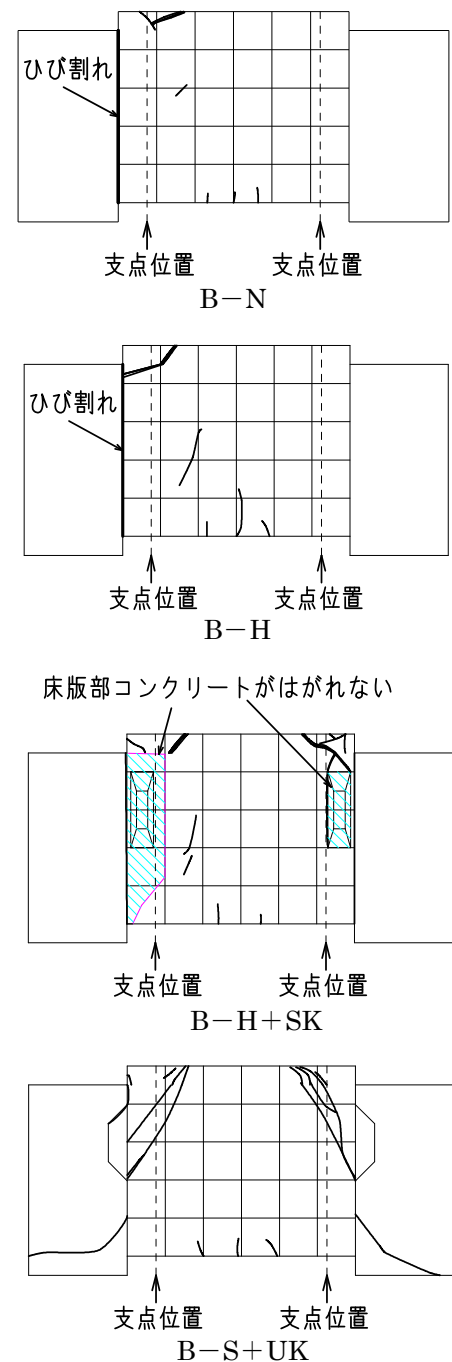


図-15 Bシリーズひび割れ状況

表-6 Cシリーズ実験結果

供試体	圧縮強度 (N/mm ²)		せん断伝達耐力 (kN)		実験値と計算値の比較 a/b	破壊箇所
	ウェブ	床版	実験値(a)	計算値(b)		
C-S	54.9	44.7	685	308	2.2	接合部
C-H			700	434	1.6	接合部
C-S+H			853	741	1.1	接合部
C-S+UK			862	473	1.8	接合部
C-S+UK			736	565	1.3	ウェブ

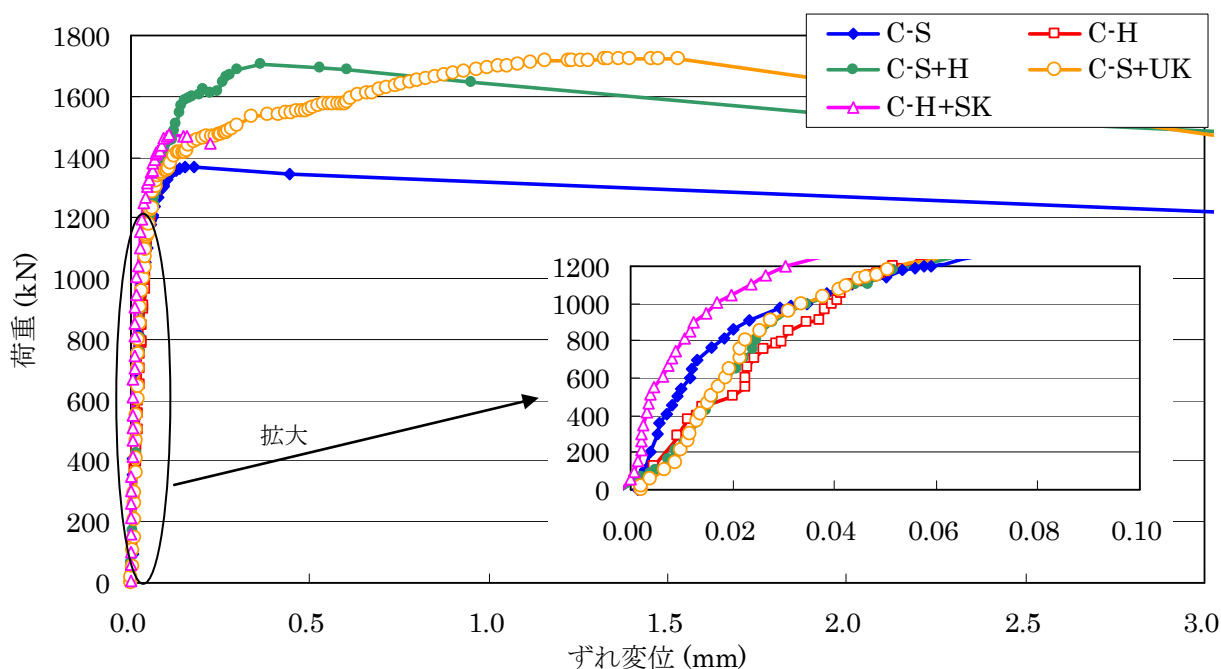


図-16 Cシリーズ荷重-ずれ変位の関係

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C-S+UKは、C-S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C-H+SKは、C-H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。

5.3.2 Cシリーズ鉄筋のひずみ

鉄筋ひずみ-ずれ変位の割合の関係を図-17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。

C-S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、C-H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。

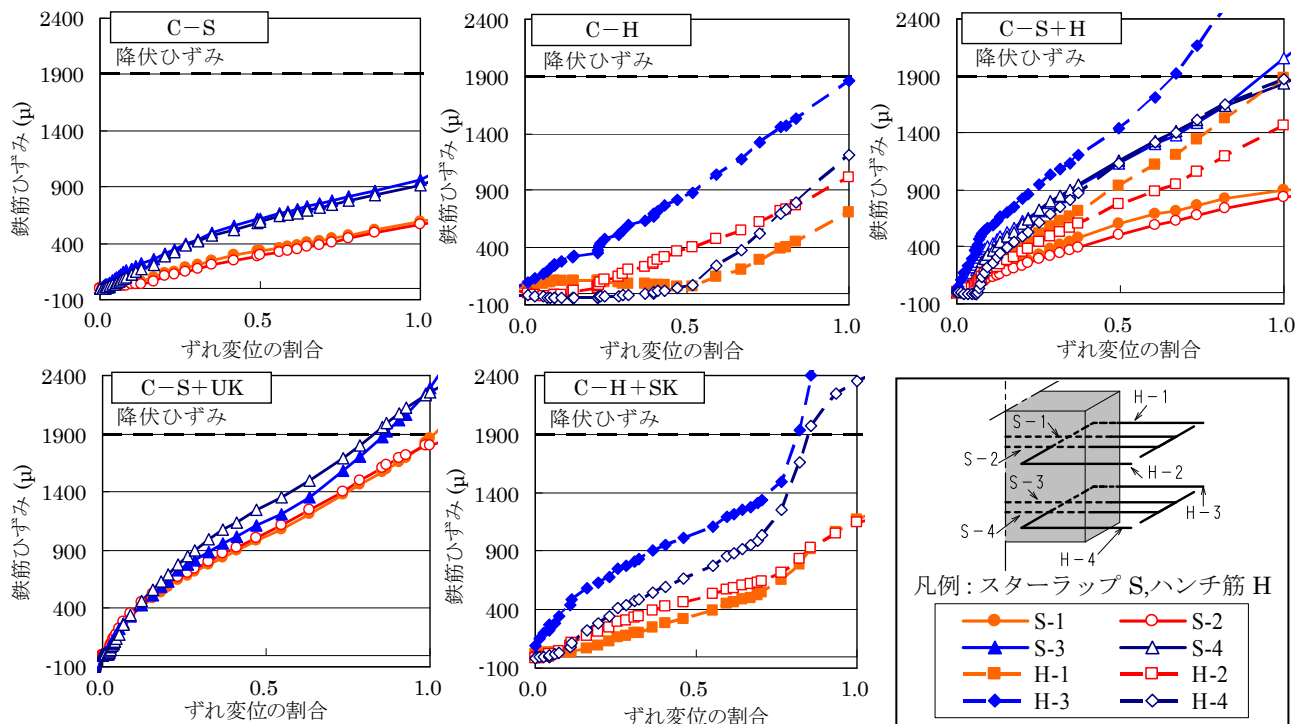


図-17 鉄筋のひずみ-ずれ変位の割合関係

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る。既往の研究⁹⁾では、鉄筋のひずみ分布として、打ち継ぎ面から 1.5D の位置で最大になることが確認されている。スターラップおよびハンチ筋は D13 を使用しており、測定位置は、接合面から約 0.8D にあたる。鉄筋ひずみが最大となる付着面から 1.5D の位置付近では鉄筋が降伏している可能性があり、ずれ止め鉄筋の挙動については、さらに確認が必要である。

C-S+H 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、C-S および C-H 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。

C-S+UK のスターラップは、全断面が降伏するのとほぼ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。

C-H+SK のハンチ筋は、側面せん断キーを設置することにより C-H と比較し、鉄筋のひずみが大きくなっている。C-H+SK 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。

5.3.3 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 C-S+UK において荷重-上面せん断キーの圧縮ひずみ関係を図-18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 C-S の最大荷重 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-15に示した荷重-ずれ変位関係より、C-S と C-S+UK 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、C-S がずれせん断破壊した載荷荷

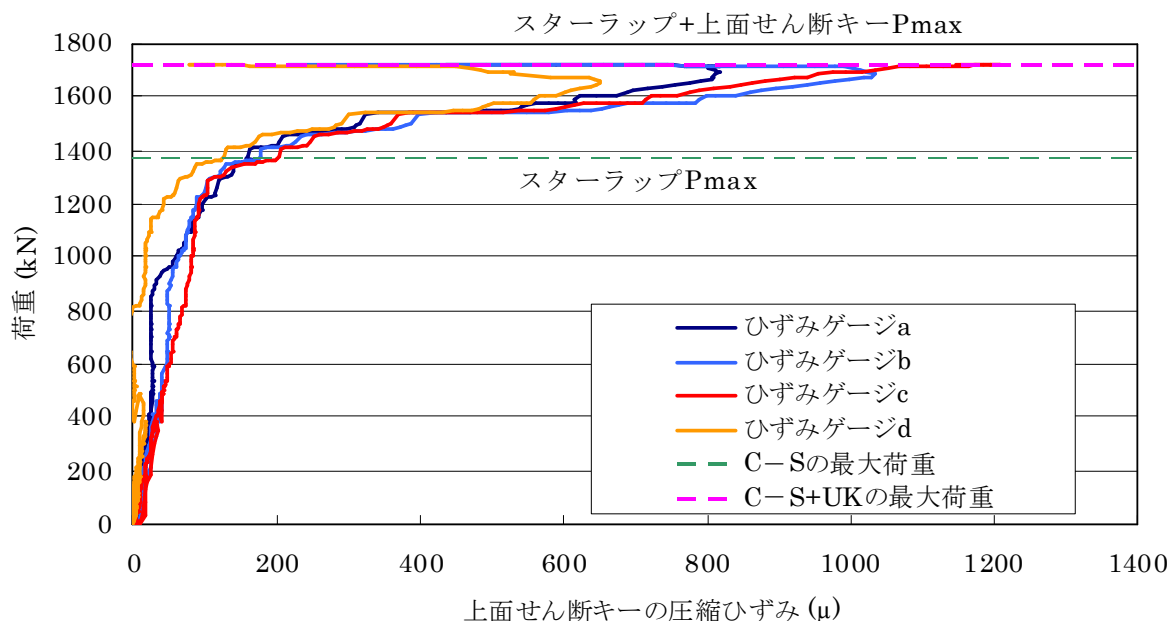


図-18 荷重-上面せん断キーの圧縮ひずみ関係

重 1370kN 程度に達した以降にあると考えられる。C-S と C-S +UK のせん断伝達耐力を比較すると、実験結果は C-S +UK 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-4 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。

5.3.4 C シリーズ破壊状況

A シリーズと同様に供試体の床版部を切断し、埋込み部のひび割れ状況を確認した。各供試体のひび割れ状況を図-19に示す。これより C-S, C-H, C-H+S 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、C-H 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。

C-S+UK 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。上面せん断キーの破壊状況を写真-5に示す。

C-H+SK に関しては、支承板の隅角部 (図-19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。C-H+SK のウェブ下面からみた破壊状況を写真-6に示す。ウェブの補強筋の上面方向のかぶり部分で破壊していることがわかる。C-H+SK は、上面方向にずれ止め筋やスターラップが配置されておらず、コンクリートの付着にせん断伝達耐力が消失すると、急激にずれはじめることが予測される。一方、ウェブ側面にはハンチ筋の他に側面せん断キーが設置されており側面方向は、コンクリートの付着によるせん断伝達耐力、ずれ止め筋によるせん断伝達耐力およびせん断キーによるせん断伝達耐力の合計となる。側面せん断キーは健全であり、床版部とのずれもほとんど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。

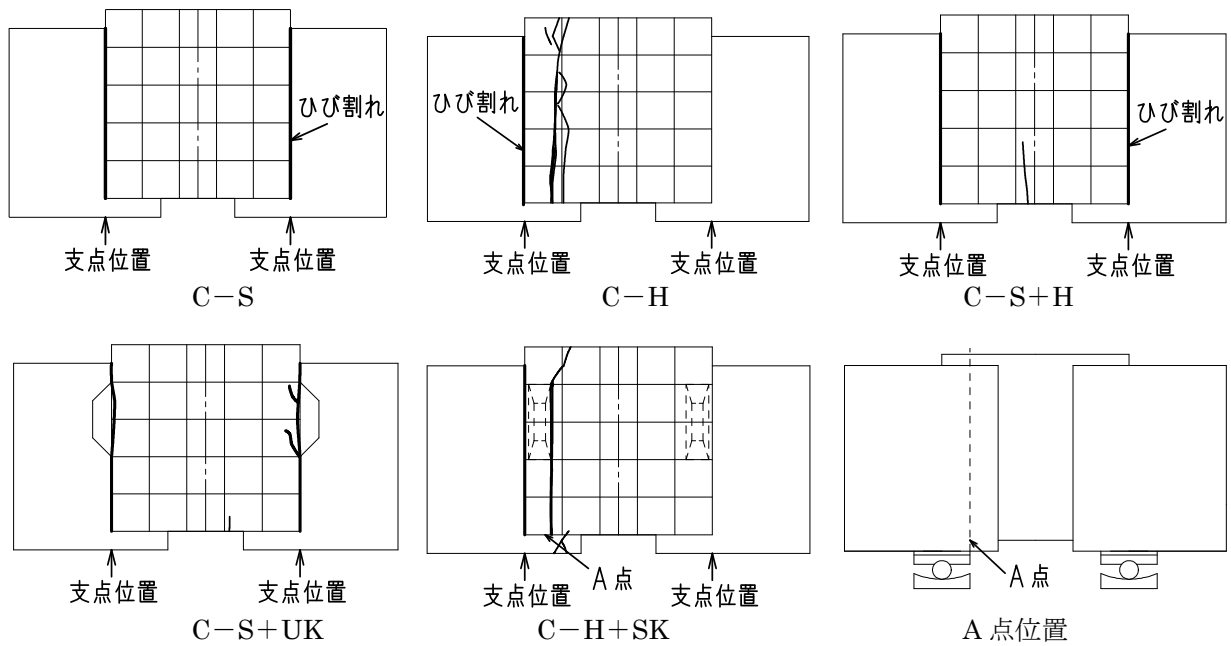


図-19 Cシリーズひび割れ状況

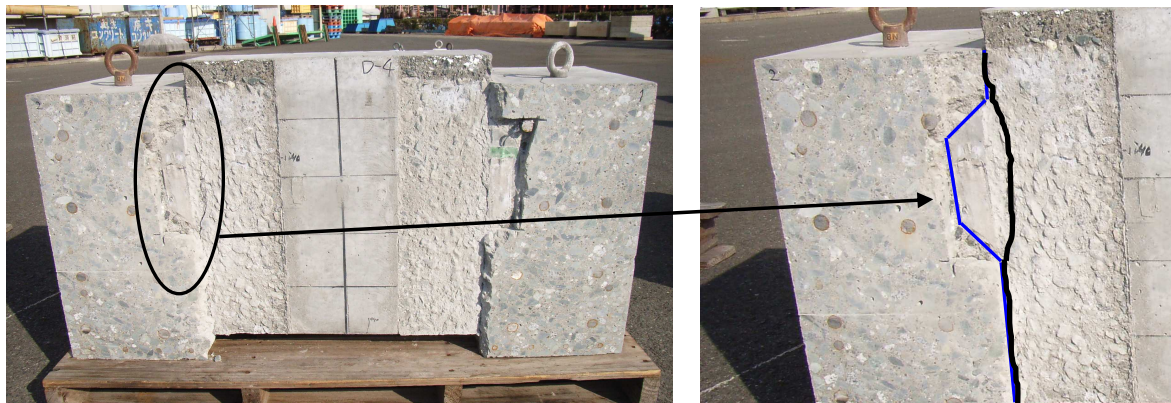


写真-5 上面せん断キー (C-S+UK) の破壊状況

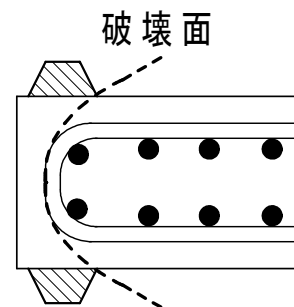


写真-6 C-H+SK ウェブ下面から見た破壊状況

6. まとめ

本研究より以下の知見を得られた。

- (1) ハンチ筋の設置方法の先挿入型と後挿入型では、荷重-ずれ変位の挙動に大きな相違は見られず、後挿入型でも先挿入型と同等の性能を有するものと考えられる。
- (2) コンクリート標準示方書の設計せん断伝達耐力式では、コンクリートの付着力によるずれせん断耐力は考慮されていないが、比較的大きいことがわかった。

- (3)ハンチ筋はずれ止め筋として機能し、側面せん断キーを設置した場合と初期剛性が同等であることがわかった。必要耐力が確保できれば、側面せん断キーの設置を省略できることを確認した。
- (4)スターラップおよびハンチ筋を併用することにより、どちらか一方の場合と比較し、さらに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。
- (5) 上面せん断キーを設置することにより、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。
- (6)上面せん断キーを設置した場合、せん断伝達耐力の増加分は、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。

謝辞

本研究は、東京工業大学大学院理工学研究科土木工学専攻二羽研究室と共同で実施し、二羽淳一郎教授、渡辺健助教、野見山佳彦氏、神戸大学大学院工学研究科土木工学専攻 三木朋広準教授には、多大なご指導ご尽力を頂きました。心よりお礼申し上げます。

参考文献

- 1) 土木学会：2007年制定コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]，2007.3
- 2) 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
- 3) 榎本良司，佐藤幸一，堀内達斗，小山雅義：プレテンションウェブ橋の設計・施工－中新田高架橋－，(株)ピーエス三菱技報，Vol.5， pp.8-9，2007.10
- 4) 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
- 5) 篠田佳男，大塚琢海，田中伯明，鈴木顕明：平滑な面における鉄筋のせん断伝達機構に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.15， No.2， 1993

本研究に関する文献

- ・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
- ・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.505-510，2008.7
- ・雨宮美子，中井聖棋，西垣義彦，二羽淳一郎：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，コンクリート工学年次論文集，Vol.30， No.3， pp.577-582，2008.7
- ・野見山佳彦，三木朋広，二羽淳一郎，西垣義彦：RC部材の接合部におけるずれせん断破壊性状，コンクリート工学年次論文集，Vol.30， No.3， pp.589-594，2008.7