

鋼コンクリートサンドイッチはりのせん断耐力

SHEAR STRENGTH OF STEEL-CONCRETE SANDWICH BEAMS

浅沼芳雄*、中井勝彦**、古内仁***、上田多門****、角田與史雄*****

Yoshio ASANUMA, Katsuhiko NAKAI, Hitoshi FURUUCHI, Tamon UEDA and Yoshio KAKUTA

*工修 北海道電力株式会社 (〒060 札幌市中央区大通東1丁目)

**北海道大学大学院 工学研究科 (〒060 札幌市北区北13条西8丁目)

***北海道大学助手 工学部土木工学科 (〒060 札幌市北区北13条西8丁目)

***工博 北海道大学助教授 工学部土木工学科 (〒060 札幌市北区北13条西8丁目)

****工博 北海道大学教授 工学部土木工学科 (〒060 札幌市北区北13条西8丁目)

Steel-concrete sandwich members are a type of composite members in which core concrete is sandwiched by steel skin plates. The sandwich members have greater strengths and ductility than comparable ordinary reinforced concrete members. In this study, experiments as well as a nonlinear finite element analysis were conducted in order to investigate the shear strengths of steel-concrete sandwich beams with full web steel plate as shear reinforcing plate. It was found that the finite element analysis predicted well the experimental results, such as deflection, strain of shear reinforcing plate, failure mode, and shear strength. Finally, the shear strength equation was proposed by conducting numerical experiments of the finite element analysis.

Key Words : sandwich beam, full web steel plate, shear strength, finite element analysis

1. はじめに

鋼コンクリートサンドイッチ構造とはコンクリートが外殻鋼板によって挟まれた合成構造の一種である。この構造は通常の鉄筋コンクリートに比べて、高強度、高靱性を有し、水密性、施工性に優れているため、地下構造物や海洋構造物に、近年、適用されるようになってきている¹⁾。

そのような背景を基にして、土木学会は鋼コンクリートサンドイッチ構造設計指針²⁾を発表した(以後、この指針のせん断耐力式をJSCE式と呼ぶ)。

しかしながら、この指針によって算定されるせん断耐力は、実験データの基本的な不足などもあり、必ずしも精度よくせん断耐力を予測できないという現状にある。サンドイッチ構造を今後、様々な構造物に適用していくためには、合理的かつ安全に設計できるせん断耐力式の構築が不可欠であると言える。

サンドイッチはりにおいてせん断補強を行う方法は、大きく分けて、部材軸直角方向にせん断補強鋼板(ダイヤフラム等)を配置する方法と部材軸方向にせん断補強鋼板(フルウェブ、タイプレート)を配置する方法がある。このうち、部材軸直角方向にせん断補強鋼板が配置されている場合には、せん断補強鋼板の間をせん断補強されていないコンクリート棒部材とみなして耐力を概ね推定できることが報告されている。しかし、部材軸方向

にせん断補強鋼板を有する場合、JSCE式によって計算されるせん断耐力は実験値を過小に評価する傾向がある³⁾。

フルウェブタイプのせん断補強鋼板を有する場合には、圧縮斜材を形成する斜めひび割れ間のコンクリートの破壊で終局に至ることが多いが、この破壊形式に対するせん断耐力に関する研究はあまりなされていない。また、フルウェブ鋼板自身のせん断抵抗メカニズムを捉えにくいことやそれに関する実験データが非常に少ない等の理由もあり、精度良くせん断耐力を推定できない現状にある。

そのため、JSCE式ではフルウェブ鋼板の負担せん断耐力を考慮せず、コンクリートの負担せん断耐力のみで全せん断耐力に抵抗すると考え、安全側に耐力を評価することとしている。

しかし、この方法ではせん断耐力を過大に安全側に評価するので、フルウェブ鋼板の負担せん断耐力、およびコンクリートの負担せん断耐力の両方を考慮することのできる合理的なせん断耐力式が必要である。そこで、本研究では、実験および有限要素解析を用いて、フルウェブタイプのせん断補強鋼板を有するサンドイッチはりのせん断耐荷機構の解明、ならびにせん断耐力の推定方法の構築を目的として検討を行った。

2. 実験概要

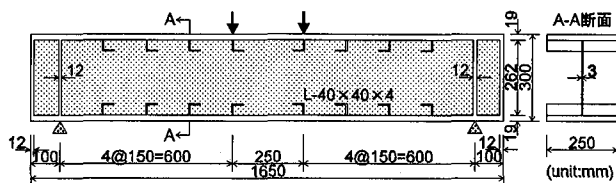


図1 実験供試体 (供試体 FW3)

2. 1 実験供試体

本研究で実験を行った供試体の形状の一例を図1に示す。また、それらの供試体諸元は表1に示すとおりである。供試体FW3、FW4.5、FW6の供試体はフルウェブタイプのせん断補強鋼板を有する供試体であり、フルウェブ鋼板の厚さのみを3mm～6mmと変化させた供試体である。なお、フルウェブ鋼板は部材断面の中央に、部材軸方向に連続的に配置されている。

これらの供試体はすべて、せん断スパン比が2.1となるように対称2点荷重とし、はりの高さは300mm、幅は250mmである。せん断破壊に対しての検討であるため、曲げ破壊が生じないように、コンクリートの圧縮強度を25MPa程度とし、引張補強鋼板の鋼材比と降伏点が十分に大きい鋼板を用いた。圧縮補強鋼板とコンクリート間、引張補強鋼板とコンクリート間には合成作用を生じさせるため、シアコネクタを配置した。

測定した項目は最大荷重、せん断補強鋼板、圧縮および引張補強鋼板、コンクリート表面のひずみ、支間中央点の変位等である。コンクリート表面のひび割れ性状も目視で観察した。

3. 有限要素解析の概要

本研究では有限要素解析プログラムとしてWCOMRを使用した。この解析プログラムは鉄筋コンクリートはりのせん断問題に対して開発されたプログラムをサンドイッチはりに用いて改良したものである⁴⁾。本解析は3種類の要素を用いて行った。以下、その要素について述べる。

1) コンクリート要素

この要素はコンクリート部分に用いられる要素であり、ひび割れを平均的に捉える分散ひび割れモデルを用いている。ひび割れ発生前のコンクリートの応力は前川により提案されている弾塑性破壊モデル⁵⁾により計算される。このモデルにおいて、2軸応力下におけるコンクリートの応力が等価応力と等価ひずみとの関係により評価されている。2軸応力下のコンクリートのひび割れ発生基準としては、圧縮－引張領域に対して二羽モデル⁵⁾、引張－引張領域に対して青柳・山田モデル⁵⁾を用いている。また、ひび割れ発生後のコンクリートの応力は、前川により提案されている圧縮剛性モデル、李らにより提案されているせん断剛性モデル、Reinhardtらによる引張軟化モデル⁶⁾により計算される応力を組み合わせることにより評価されている。

2) 2次元の弾塑性要素

この要素は、圧縮補強鋼板、引張補強鋼板、せん断補強鋼板（フルウェブ）、ダイヤフラム等の鋼材部分に用いる要素である。鋼材要素の降伏は、ミーゼスの降伏条件に従っている。なお、本解析において、幅方向にせん断補強鋼板の要素とコンクリートの要素とは重なっているが、お互いに直接には接合されていない。

表1 実験供試体諸元および実験結果

供試体	p_w %	f_{wy} MPa	p_s %	f_{sy} MPa	f'_c MPa	V_u kN
FW3	1.2	319	6.54	584	26.0	603
FW4.5	1.8	324	6.54	584	24.7	722
FW6	2.4	342	6.54	584	24.4	796

p_w : せん断補強鋼材比

f_{wy} : せん断補強鋼材の降伏点

p_s : 引張補強鋼材比

f_{sy} : 引張補強鋼材の降伏点

f'_c : コンクリートの圧縮強度

V_u : 終局せん断耐力

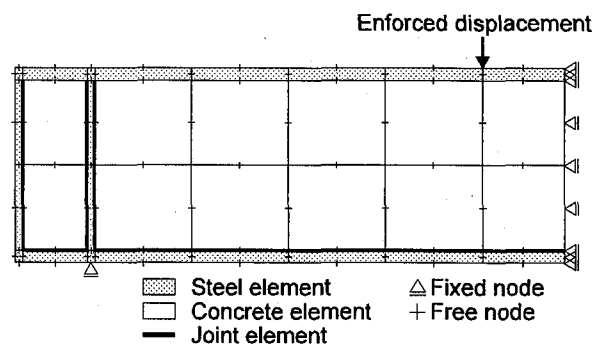


図2 要素分割図 (供試体 FW3)

3) 接合要素

この要素は鋼材とコンクリート間の境界面において、すべりや引き抜け、めりこみを考慮するための要素であり、引き抜けに対する引張応力、めりこみに対する圧縮応力、すべりに対するせん断応力が算出される。引き抜け及びめりこみに対する応力は、申により提案されているモデル⁷⁾により算出される。せん断応力は、せん断剛性にすべり量を掛け合わせることで算出されており、本研究においては、シアコネクタのある境界面（引張補強鋼板とコンクリートとの境界）とない境界面（ダイヤフラムとコンクリートとの境界）とで要素のせん断剛性を変えている。すなわち、シアコネクタのある境界面においては、せん断応力の伝達を考慮して接合要素のせん断剛性を大きな値とし、シアコネクタの無い境界面においては、せん断応力の伝達は無いものと考え、非常に小さなせん断剛性を用いた。また、圧縮鋼板とコンクリートとの境界面においては、すべりが無視できると考え、接合要素を配置していない。現在のところ接合部の挙動をモデル化するための実験データも乏しく、本解析での

モデルも、妥当性を詳細に検討したわけではない。この点はさらに研究を進める必要がある。

解析に用いた要素分割は図2に示すとおりであり、載荷ははり供試体に直接、強制変位を与えることにより行った。

4. 実験結果および有限要素解析結果

4. 1 実験結果

実験を行ったすべての供試体において、せん断破壊が観察された。その破壊形態は破壊状況から判断して、シアコネクタから発生した斜めひび割れ間のコンクリートの圧縮破壊であると推察された。破壊後のひび割れ性状の一例を図3に示す。ひび割れ性状には、各供試体において顕著な差異は認められず、各供試体とも、載荷点および支点付近に、コンクリートの圧縮破壊が観察された。また、各供試体とも、最大荷重時には破壊したスパン全域にわたって、フルウェブ鋼板の降伏が認められたが、引張補強鋼板の降伏は生じていない。せん断補強鋼材比の異なる供試体3体を比較すると、せん断補強鋼材比が増加するほど、耐力の増加が認められた。

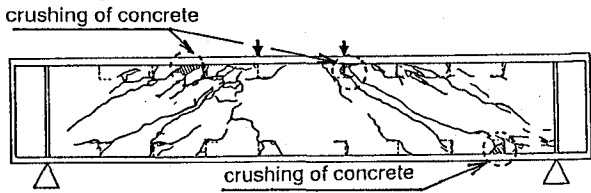


図3 ひび割れ性状 (供試体FW3)

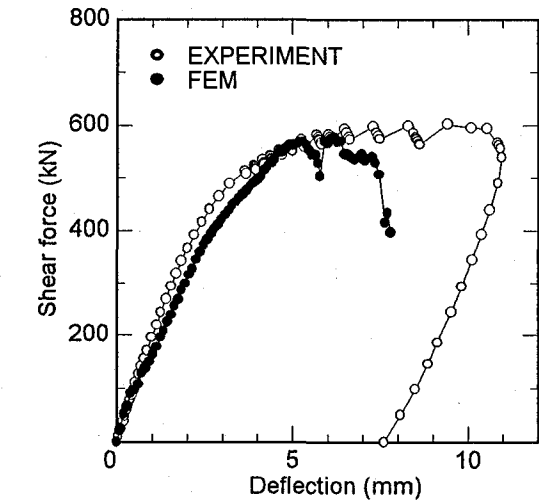


図4 支間中央点における変位と作用せん断力との関係 (供試体FW3)

4. 2 有限要素解析結果

本有限要素解析の妥当性を確認するため、供試体3体の実験結果と比較検討を行った。有限要素解析結果によれば、すべての供試体において、せん断スパン内の載荷

点あるいは支点付近のコンクリート要素のガウスポイントにおいて、圧縮軟化していることが確認された。この傾向は実験結果と一致するものであり、本有限要素解析は実験供試体の破壊モードを予測できている。

次に、支間中央点における変位と作用せん断力との関係の一例 (供試体FW3) を図4に示す。他の供試体についても、本有限要素解析値は最大荷重時までは実験値と良く一致しており、実験供試体の変形状を概ね捉えている。

図5は作用せん断力とせん断補強鋼板の主引張ひずみとの関係の一例 (供試体FW4.5 ●点) を示すものである。終局時において、解析値と実験値との間に差異がみられるが、本有限要素解析値は概ね実験結果を評価している。

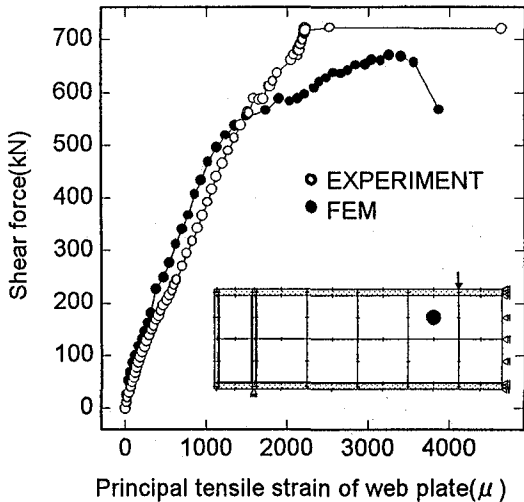


図5 作用せん断力とフルウェブ鋼板における主引張ひずみとの関係 (FW4.5)

表2 実験供試体のせん断耐力の比較

供試体	せん断耐力 (kN)			
	実験値	FEM	* JSCE 式	
			①	②
FW3	603	576	464	453
FW4.5	722	670	452	675
FW6	796	768	450	895

①：せん断補強鋼板の降伏前のトラス機構の破壊

②：せん断補強鋼板の降伏後のトラス機構の破壊

*：せん断耐力は①と②で決定される耐力のうち小さい方とする。

また、表2は各供試体の終局せん断耐力の実験値を、有限要素解析および以下に示す JSCE 式による推定値²⁾とで比較したものである。

- ① セン断補強鋼板が降伏する前にコンクリートの圧縮斜材が破壊する場合

$$V_{u10} = f_{vu} b_w d + V_w \quad (1)$$

ここで、

f_{vu} : $1.252 f'_c{}^{1/2}$ もしくは $0.1878 f'_c{}^{1/2} \beta_d \beta_p \beta_s$ のうち大きい方の値とする。

b_w : 部材腹部の幅

d : 有効高さ

V_w : セン断補強鋼板が引張鋼材としてトラス機構で考慮されている以外に負担できるせん断力

f'_c : コンクリートの圧縮強度(MPa)

β_d : $(100/d)^{1/4}$ (d : cm) ただし、 $\beta_d > 1.5$ となる場合は 1.5 とする。

β_p : $(100 p_w)^{1/3}$ ただし、 $\beta_p > 1.5$ となる場合は 1.5 とする。

β_s : $5 / (1 + \cot^2 \theta)$

p_w : $A_s / b_w d$

θ : コンクリートの圧縮斜材と部材軸とのなす角度で、30 度、もしくは $\cot^{-1}(a/z)$ のうち大きい方の値とする。

A_s : 引張補強鋼板の断面積

a : 支点から載荷点までの距離 (せん断スパン)

z : 圧縮応力の合力の作用位置から引張応力の合力の作用位置までの距離

- ② セン断補強鋼板が降伏後にコンクリートの圧縮斜材が破壊する場合

$$V_{u2} = \sin^2 \alpha (\cot \theta + \cot \alpha) z t_w f_{wy} + V_o \quad (2)$$

ここで、

α : セン断補強鋼板がトラスの引張斜材として働く場合の引張力 (せん断補強鋼板の主引張力) と部材軸とのなす角度で、60 度とする。

t_w : セン断補強鋼板の厚さ

f_{wy} : セン断補強鋼板の降伏強度

V_o : トラス機構以外で受け持たれるせん断力

JSCE 式によって評価されるせん断耐力は、式 (1) および式 (2) のうちの小さい方の値として定義されている。定量化されていない式 (1) の V_w 、式 (2) の V_o を無視すると、表 2 に示すように、いずれの供試体においても耐力を安全側に評価しており、せん断補強鋼材比が増加するほど、実験値との差が大きくなる。これは、先に述べたようにフルウェブの負担せん断耐力 (V_w の一部) を考慮に入れていないためであると考えられる。一方、本有限要素解析によって評価されたせん断耐力は実

験結果を概ね捉えている。

以上の比較より、本有限要素解析はフルウェブを有するサンドイッチはりの変形および耐力を的確に評価できるものと考えられる。

5. 数値実験によるせん断耐力式の構築

4 章で示したように、本有限要素解析は実験供試体の変形性状、せん断補強鋼板のひずみ性状、せん断耐力を概ね評価できることが明らかになった。そこで、本研究では、せん断耐力についてさらに検討するために、数値実験を行うこととした。

鉄筋コンクリートはりの場合、一般に、せん断補強筋比およびその降伏強度、コンクリート強度、せん断スパン比、引張補強筋比の影響を受けることが知られている。そこで、本研究において対象としているフルウェブタイプのサンドイッチはりにおいても、上述のパラメータの影響が大きいと考え、これらを解析変数とした数値実験を行った。本研究で設定した各解析変数の値は、表 3 に示すとおりである。

表 3 設定した解析変数

解析変数	変数の値
コンクリート強度(MPa)	9.8, 19.6, 24.5, 39.2, 49.0
せん断スパン比	1.0, 1.6, 2.1, 2.6, 3.1
引張補強鋼材比(%)	0.53, 1.09, 2.11, 3.15, 4.18, 5.54, 6.54, 7.53
せん断補強鋼材比(%)	0, 0.6, 1.2, 1.8, 2.4, 3.6
せん断補強鋼材の降伏強度(MPa)	319, 441, 584, 882, 1765

せん断スパン比が小さい鉄筋コンクリートはりの場合、載荷板の幅の影響が大きいことが既往の研究より指摘されている⁸⁾。本研究で対象としているサンドイッチはりではコンクリートを挟むように補強鋼板が存在するため、荷重を分配する効果があり、載荷板の幅による影響は小さいと考えられる。したがって、載荷板の幅による影響は検討しないことにした。

5. 1 セン断耐荷モデル

本研究では、フルウェブタイプのせん断補強鋼材を有するサンドイッチはりのせん断耐力を次式により与える。

$$V_u = V_c + V_w \quad (3)$$

ここで、 V_u : 終局せん断耐力 (N)

V_c : コンクリートの負担せん断耐力 (N)

V_w : フルウェブ鋼板の負担せん断耐力 (N)

各負担せん断耐力の定量化を行うため、図 6 に示すよ

うなせん断スパン中央における A-A 断面、B-B 断面で各負担せん断耐力を計算し、それらの値の平均値を用いて検討することにした。各負担せん断耐力の計算は要素内の応力を積分する方法によった。この断面を選定したのはせん断スパン中央において、フルウェーブ鋼板の負担せん断耐力が最も大きい傾向にあり、本研究において JSCE 式では考慮されていないフルウェーブ鋼板の負担するせん断耐力 V_w を定量化する上で、各パラメータが V_w に及ぼす影響を的確に捉えることができると考えられたからである。

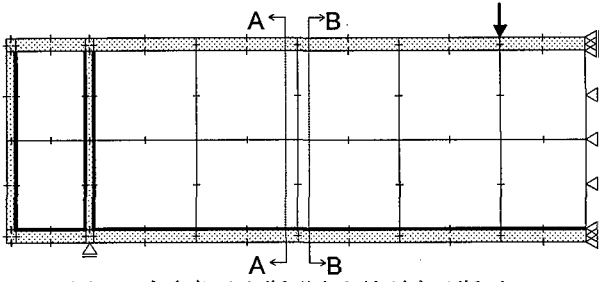


図6 各負担せん断耐力を検討する断面

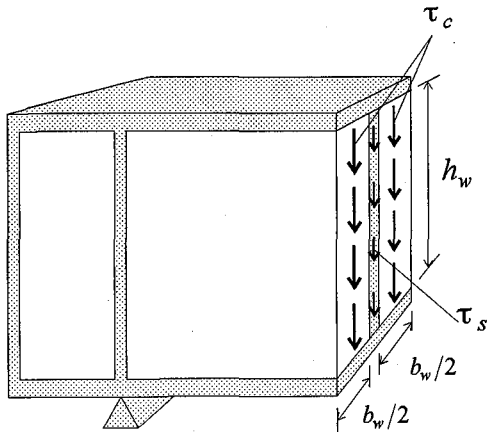


図7 断面内のせん断抵抗応力

5. 1 で示した耐荷モデルに基づいて、各負担せん断耐力とパラメータとの関係を検討したところ、以下のようことが明らかになった。

(1) 終局時に断面内に分布するコンクリートのせん断応力の平均値 τ_c は、コンクリート強度の影響を大きく受け、コンクリート強度が大きくなると、 τ_c は増加する。せん断スパン比が大きくなると τ_c は小さくなるが、その影響の度合いは、せん断補強鋼材比が小さいほど大きくなる。せん断補強鋼材比およびその降伏強度、引張補強鋼材比の増加によっても大きくなるが、その影響は比較的小さい。(図8～図12参照)

(2) 終局時に断面内に分布するせん断補強鋼材のせん断応力の平均値 τ_w は、せん断補強鋼材の降伏強度の影響を大きく受け、降伏強度が大きくなると、 τ_w は増加する。せん断補強鋼材比の増加によっても τ_w は増加するが、その影響は小さい(図13、図14参照)。コンクリートの圧縮強度、せん断スパン比、引張補強鋼材比による影

響も小さい。

以上の結果に基づき、 V_c と V_w を以下に示す式で表すこととする。なお、これらの負担せん断耐力は、断面内に分布するコンクリートおよび鋼材の各せん断抵抗応力の平均値 τ_c 、 τ_w (図7参照) にそれぞれの抵抗面積を乗じた形で表されている。

$$V_c = \tau_c b_w h_w \quad (4)$$

$$\tau_c = 1.69 f'_c{}^{2/3} \frac{1}{1 + (a/d)^\alpha} e^{-0.13/p_s} \quad (5)$$

$$\text{ここで、} \alpha = \frac{1.7}{1 + 0.015 p_w f_{wy}} \quad (6)$$

$$V_w = A_w \tau_w \quad (7)$$

$$\tau_w = 630 \exp(-504/f_{wy}) \quad (8)$$

ここで、

f'_c : コンクリート強度 (MPa)

a/d : セン断スパン比

p_w : セン断補強鋼材比 (%)

f_{wy} : セン断補強鋼材の降伏点 (MPa)

p_s : 引張補強鋼材比 (%)

b_w : 部材幅 (mm)

h_w : コンクリートの純高さ (はりの全高さから、上下鋼板の厚さを引いた値) (mm)

d : 有効高さ (mm)

τ_w : セン断補強鋼材の平均応力 (MPa)

A_w : セン断補強鋼材の断面積 (mm^2)

5. 2 各負担せん断耐力と解析変数との関係

ここでは各負担せん断耐力と各解析変数との関係を検討することにより、式(4)および式(7)の妥当性の確認を行うこととする。

(1) τ_c と f'_c との関係

図8は τ_c と f'_c との関係を示すものである。 f'_c が増加するほど、 τ_c も増加しており、その増加の割合は f'_c の2/3乗に概ね比例している。実線が式(5)によって定義された τ_c と f'_c の関係を示している。

(2) τ_c と a/d との関係

図9に示すように、せん断補強鋼材比が小さいほど、 τ_c に与える a/d の影響が大きくなることが明らかである。実線は、式(5)においてせん断補強鋼材比 p_w を0%、0.6%、1.2%と変化させたときに定義される τ_c と a/d の関係を表している。

本研究では、 a/d が1以下の場合、フランジの貢献が急激に大きくなり、抵抗機構が変わるため、検討の対象外とした。

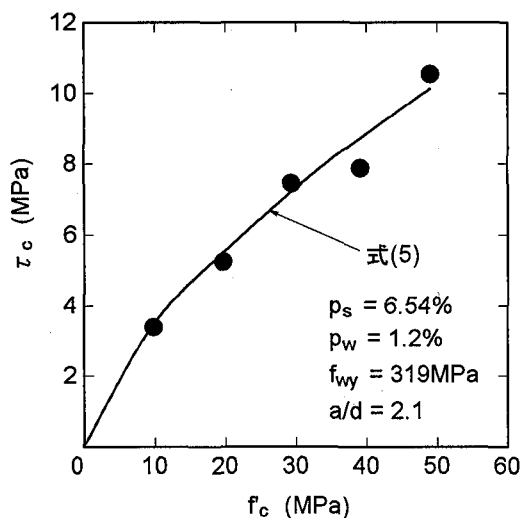


図8 τ_c と f'_c との関係

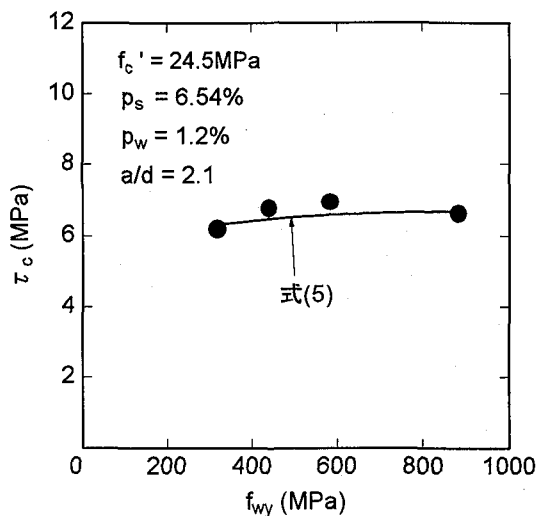


図11 τ_c と f_{wy} との関係

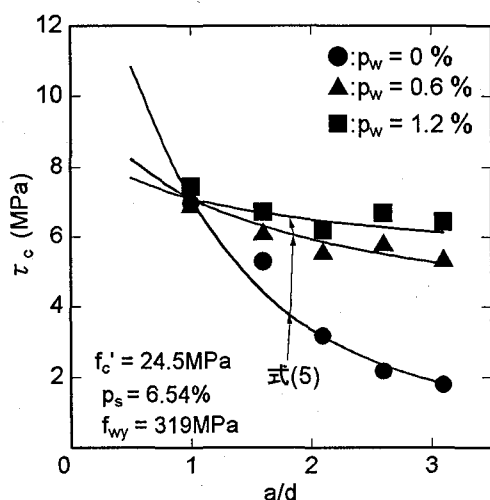


図9 τ_c と a/d との関係

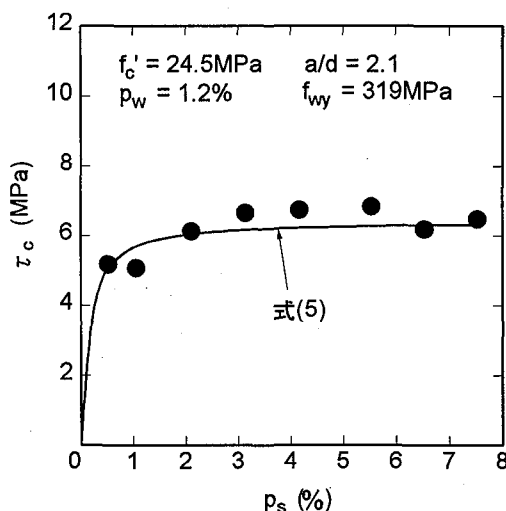


図12 τ_c と p_s との関係

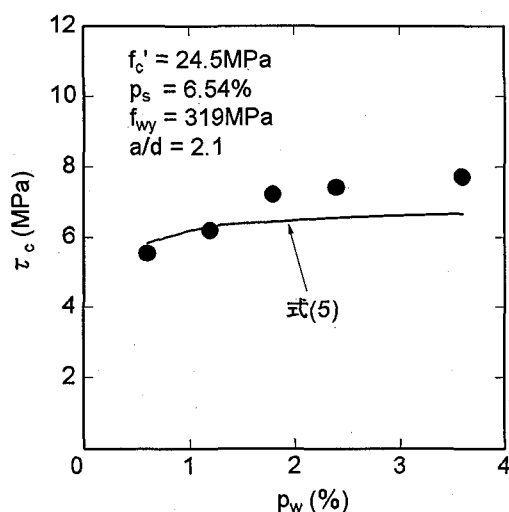


図10 τ_c と p_w との関係

(3) τ_c と p_w との関係

図10は τ_c と p_w との関係を示すものである。式(5)は p_w が1.5%以上の範囲において解析値より若干低い値を示す傾向にあるが、 τ_c は p_w とともに増加する本有限要素解析結果を概ね評価できているものと言える。

(4) τ_c と f_{wy} との関係

図11は τ_c と f_{wy} との関係を示すものである。式(5)によって評価される τ_c は本有限要素解析結果とよく一致していると言える。

(5) τ_c と p_s との関係

図12は τ_c と p_s との関係を示すものである。式(5)により得られる τ_c は、本有限要素解析より得られた異なる p_s に対する τ_c の変化の状況を概ね表現できていると言える。

(6) τ_w と p_w との関係

図13は τ_w と p_w との関係を示すものである。どの p_w に対しても、 τ_w はほぼ一定値をとるものと考えることができ、式(8)によって推定される τ_w は本有限要素

解析結果とよく一致していると言える。

(7) τ_w と f_{wy} との関係

図14は τ_w と f_{wy} との関係を示すものである。 f_{wy} が τ_w に及ぼす影響はせん断補強鋼板が降伏して破壊に至るときにのみあらわれる。 f_{wy} が大きいものほど、 τ_w が大きくなることが明らかである。また、 f_{wy} と τ_w の間

には、 p_w の大きさによらず一義的な関係が存在する。実線で表される式(8)による予測値は、その傾向を的確に捉えているものと考えられる。

6. 本せん断耐力式の評価

ここでは過去に行われた実験データと本せん断耐力式によって評価されるせん断耐力とを比較し、本せん断耐力式の妥当性の確認を行う。

フルウェーブタイプのせん断補強鋼板を有するサンドイッチはりのせん断破壊のデータは少なく、本研究で実験を行った3体と新日鐵で行われた実験データ⁹⁾が数体あるのみである。ここで、幅の広い(換言すれば、フルウェーブの間隔が広い)供試体¹⁰⁾については考慮しないものとする。なぜなら、本研究で用いている有限要素解析プログラム(平面応力プログラム)は幅方向の応力の相違を考慮することができないためである。そのため、本有限要素解析結果から導いた提案式は幅の広い供試体には適用できないものである。

表4に示すように、本研究で実験を行った供試体FW3、FW4.5、FW6に対しては、本提案式で評価されるせん断耐力が、実験値をやや安全側に評価する傾向にあるものの、概ね実験値を評価できているものと考えられる。この安全側に評価する原因としては、本評価式では考慮していない圧縮鋼板の負担せん断耐力の影響等が考えられる。

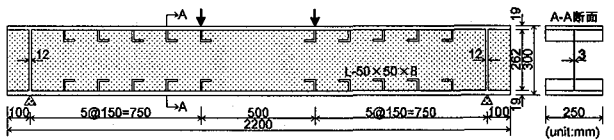


図15 供試体概要図 (Case4)

一方、新日鐵で実験が行われた供試体 Case4 (図15参照)については、本提案式で評価されるせん断耐力は実験値をやや危険側に評価しているものの、その値は概ね等しい。

以上の実験結果との比較より本提案式は既往の実験結果を概ね評価しているものと考えられる。しかしながら、実験データが非常に少なく、本研究で提案したせん断耐力式が妥当であるとは即断しがたい。今後、パラメータを様々に変化させた供試体の実験を行い、さらに詳細に

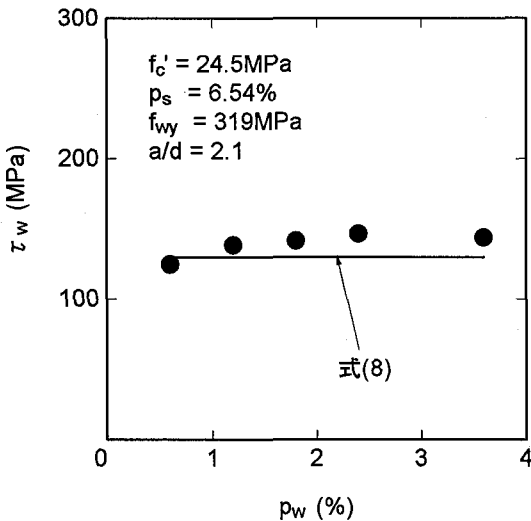


図13 τ_w と p_w との関係

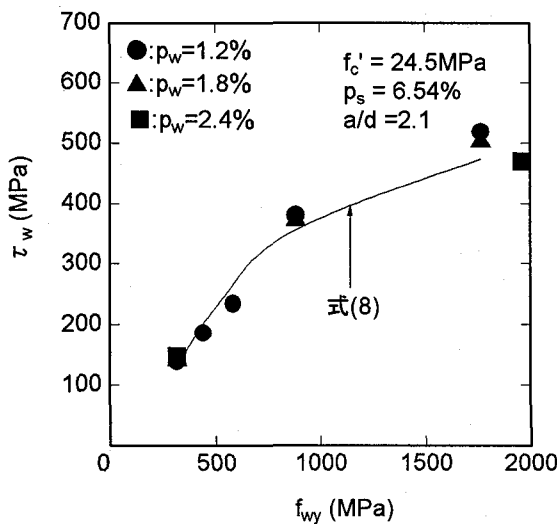


図14 τ_w と f_{wy} との関係

表4 せん断耐力の比較

供試体	f'_c MPa	a/d	p_w %	f_{wy} MPa	p_s %	b_w mm	d mm	A_w mm ²	せん断耐力 (kN)		
									実験値	提案式	JSCE 式
FW3	26.0	2.1	1.2	319	6.54	250	290.5	786	603	547(1.1)	453(1.3)
FW4.5	24.7	2.1	1.8	324	6.54	250	290.5	1179	722	604(1.2)	452(1.6)
FW6	24.4	2.1	2.4	342	6.54	250	290.5	1572	796	677(1.2)	450(1.8)
Case4	30.6	2.6	1.2	385	6.54	250	290.5	786	562	610(0.9)	503(1.1)

注) ① Case4 は新日鐵で行われた実験データである⁹⁾。

② 括弧の中の値は実験値を提案式、JSCE 式それぞれの値で除したものである。

検討していく必要がある。

7. 結論

本研究ではフルウェブタイプのせん断補強鋼板を有する鋼コンクリートサンドイッチはりのせん断耐力について検討を行うため、実験および非線形有限要素解析を行った。

その結果、以下のように結論づけられる。

(1) 本研究で実験を行った供試体はすべて、シアコネクタから発生した斜めひび割れ間のコンクリートの圧縮斜材の破壊によるせん断破壊を示した。また、フルウェブ鋼板の厚さが厚くなるほど、せん断耐力が増加した。

(2) 本研究で用いた有限要素解析は、実験供試体の変形状、せん断補強鋼板のひずみ性状、破壊モード、せん断耐力を概ね評価できることが明らかになった。

(3) 本有限要素解析による数値実験を行い、せん断補強鋼材の鋼材比および降伏強度、コンクリート強度、せん断スパン比、引張補強鋼材比がせん断耐力に及ぼす影響を検討し、その結果に基づき、新しいせん断耐力式を構築した。本せん断耐力式は、コンクリートの負担せん断耐力とせん断補強鋼板の負担せん断耐力の和として与えられる。

以上が本研究の結論であるが、実験データが非常に少ないため、本研究で提案したせん断耐力式の適用性に関する検討が必要であると考えられる。今後はシアコネクタの有無、せん断補強鋼材の降伏強度、せん断スパン比、引張補強鋼材比等の各パラメータを様々に変化させた供試体のせん断耐荷試験を行う必要があると言える。この場合、接合部での変形の詳細な観察が必要不可欠である。また、本研究では圧縮補強鋼板の負担せん断耐力、供試体の幅による影響を考慮しておらず、さらに精度よくせん断耐力を評価するためには、これらを考慮に入れたせん断耐力式の構築が必要であると考えられる。

謝辞

本研究を行うにあたり、新日本製鐵の葛拓造氏、木下雅敬氏に多大な御助力をいただきました。ここに深甚な

感謝の意を表するものであります。また、実験を行うにあたり、北海道大学技官 木村勉氏、及川昭夫氏に、論文をまとめるにあたり、北海道大学助手 佐藤靖彦博士に多大な助力を得ました。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 上田多門, 塩屋俊幸: 鋼コンクリートサンドイッチ構造, コンクリート工学, 第30巻5号, pp5-20, 1992年5月.
- 2) 土木学会: 鋼コンクリートサンドイッチ構造設計指針(案), コンクリートライブラリー, 1992年7月.
- 3) せん断に対する終局限界状態について(せん断耐力評価式の導出), 参考文献2)の付属資料, pp51-59.
- 4) Pantaratorn, N.: Finite element analysis on shear resisting mechanism of RC beam, a dissertation submitted to the university of tokyo, March 1991.
- 5) 岡村甫, 前川宏一: 鉄筋コンクリートの非線形解析と構成則, 技報堂, 1991.
- 6) Reinhardt, H., Cornelissen H. and Hordijk D.: Tensile Tests and Failure Analysis of Concrete, Journal of Structural Engineering, pp2462-2477, 1986.
- 7) 申鉉穆: 繰返し面内力を受ける鉄筋コンクリート部材の有限要素解析, 東京大学博士論文, 1988年6月.
- 8) 二羽淳一郎: FEM解析に基づくディープビームのせん断耐力の算定式, 第2回RC構造のせん断問題に解析的研究に関するコロキウム論文集, 1983年10月.
- 9) 鋼・コンクリートサンドイッチ構造曲げせん断試験報告書(未公開資料)
- 10) Ozawa, K., Tanaka, Y. and Ueda, T.: Shear Resisting Mechanism of a Composite Member with Steel and Concrete, Transactions of JCI, Vol.8, pp295-302, 1986.

(1995年9月18日受付)