

鉄骨コンクリート複合構造板状部材の曲げ耐力と 最大ひび割れ幅の評価方法に関する研究

A study on estimation methods of flexure strength and crack width
of steel frame concrete composite plate structure member

関口 信一郎*, 小原 孝之**, 舟橋 政司**, 横沢 和夫***

Sinichiro SEKIGUCHI, Takayuki OBARA, Masashi FUNAHASHI, Kazuo YOKOZAWA

*工修 北海道開発庁 計画官 (〒100-8922 東京都千代田区霞ヶ関 3-1-1)

**工修 前田建設工業株式会社 技術研究所 (〒179-8914 東京都旭町 1-36-19)

***工博 前田建設工業株式会社 技術研究所 (〒179-8914 東京都旭町 1-36-19)

Construction method of RC piers using steel frame concrete composite structure and high durability form make it possible to rationalization due to reduce construction work and labor. Authors tried to apply the SC composite structure to plate structure form of outer wall of harbor caisson.

In case of adopting SC composite structure, to establish the estimation method of flexure strength and crack width were examination problem. In this paper, experiments and FEM analysis of SC composite structure model specimen were carried out. From the results, estimation methods of flexure strength and crack width were investigated.

Key Words: harbor caisson, SC composite structure, plate structure, flexure strength, crack width

キーワード: 港湾用ケーソン構造物, 鉄骨コンクリート構造, 板状部材, 曲げ耐力, 最大ひび割れ幅

1. はじめに

近年, 構造物の品質向上と建設コスト縮減を両立させること, および顕在化している専門技術者や熟練工の不足に対処することが建設事業における重要な課題となっている。この課題を解決するためには建設工事の施工を徹底的に合理化し, 生産性を高めることが近道との考えから施工合理化技術の開発に取り組んでいる。

このような状況を背景に, 著者らは沿岸域に建設される運輸基盤施設である岸壁や防波堤の構築に多用されるコンクリートケーソンの合理化に取り組み, プレキャストフォームケーソンとして世に送り出した¹⁾²⁾。

プレキャストフォームケーソンは, 図-1, 図-2に示すように高耐久性埋設型枠, 突起付き H 形鋼, 水平鉄筋および分離低減型高性能減水剤を用いた流動コンクリートで構成される。鉛直鉄筋の代替としての突起付き H 形鋼は, 上下フランジ面に突起を設けコンクリートとの付着性能を向上させた H 形鋼である (図-3)。本工法のような鉄骨コンクリート複合形式 (以降, SC 構造と呼ぶ) の採用や高耐久性埋設型枠 (以降, PCa 型枠と呼ぶ) の使用は, 複雑な鉄筋組立作業や型枠作業を簡略化し, 施工性を向上させ, 大幅な工期を短縮を実現する。流動コンクリートの

使用は, PCa 型枠内への確実な充填を保証している。また, ケーソン外壁を覆う PCa 型枠は, 水セメント比 30%程度の高強度モルタルを基材として体積比で 1.5%のステンレスファイバーを混入したもので, 塩分浸透性, 凍結融解抵抗性, すりへり抵抗性に優れている³⁾ことから, 長期耐久性に富んだ海洋構造物とすることが可能となる。

コンクリート構造物の設計は, 材料や構造仕様を規定することにより間接的に構造物の要求性能を満足する仕様規定型設計法から, 構造物への要求性能を具体化し, それに対応する照査項目と照査基準を設定してこれを満足するように設計する性能照査型設計へと移行しつつある。それに伴って, 構造物の安全性, 使用性, 耐久性等を精度良く評価する照査手法が必要不可欠である。海域という厳しい環境下に構築されるプレキャストフォームケーソンは, SC 構造を採用しており, 安全性および耐久性の面で格別の配慮が必要となる。

本報告は, SC 構造板状部材の安全性に関わる曲げ耐力の算定方法と耐久性に関わる最大ひび割れ幅の定量的な評価方法について提案したものであり, 以下の手順で研究を行った。

① SRC 構造では鉄骨を等価な鉄筋に置換する方法が提

案されており、SC 構造板状部材についても突起付き H 形鋼を上下フランジおよびウェブの 3 つに分割し、各々を等価な断面積を有する鉄筋に置換して RC 部材としての曲げ耐力算定方法の妥当性を検討する。

- ② H 形鋼の突起の有無と PCa 型枠の有無をパラメータとした SC 構造梁部材の曲げ載荷実験結果と有限要素解析結果から、突起付き H 形鋼の付着応力と PCa 型枠のひび割れ幅抑制効果を定量化する。
- ③ 突起付き H 形鋼の配置間隔をパラメータとした SC 構造板状部材の曲げ載荷実験結果からひび割れ性状を明らかにし、SC 構造板状部材のひびわれ幅算定式を構築する。

2. SC 構造板状部材の曲げ載荷実験⁴⁾

2. 1 実験の概要

SC 構造板状部材の曲げ耐力および曲げひび割れ性状を把握するため、モデル試験体による曲げ載荷実験を行った。試験体の概要を図-4に、仕様の一覧を表-1に示す。実験に用いた突起付き H 形鋼は H-100×100×6×8 であり、上下フランジの表面に 1mm の高さの突起を設けた。部材高さ h を 300mm とし、突起付き H 形鋼のサイズ H およびかぶり C を 100mm とした。突起付き H 形鋼の配置間隔 C_s をパラメータとし、試験体の幅 B は $2\times C_s$ とした。ただし、SC 構造部材としての基礎的な性状を明らかにするため、本試験体に PCa 型枠は配置しなかった。載荷は、2 点集中載荷により行った。試験体のたわみ変位は変位計により、図-4に示す位置で測定した。ひびわれ幅の計測はコンクリート表面位置の開口変位をコンタクトゲージにより、図-4に示す等曲げ区間における突起付き H 形鋼位置（測線 a）と試験体中央位置（測線 b）で行った。

2. 2 実験結果

すべての試験体において、突起付き H 形鋼が引張降伏した後に圧縮側のコンクリートが圧壊し終局を迎えた。実験結果の一覧を表-1に示す。終局変位は最大荷重後の荷重-たわみ関係において急激な軟化を示した時のたわみとした。各試験体の荷重とたわみの関係を図-5に示す。

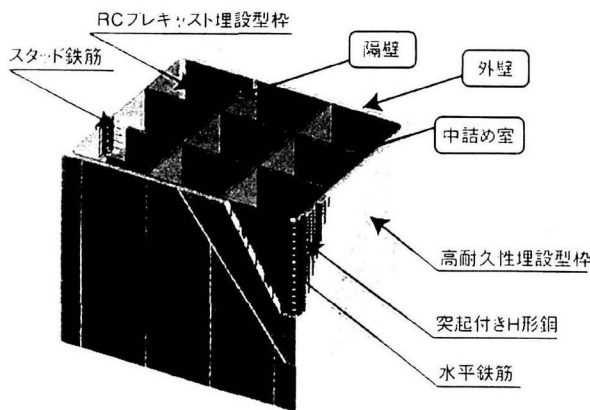


図-1 プレキャストフォームケーソン工法の概要

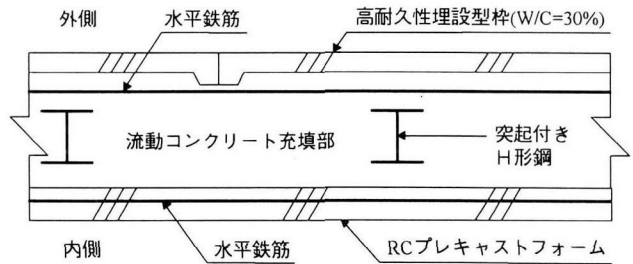


図-2 SC 構造板状部材側壁部の断面

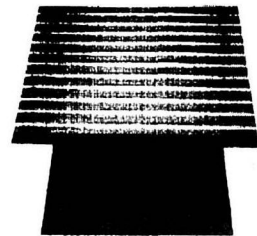


図-3 突起付き H 形鋼

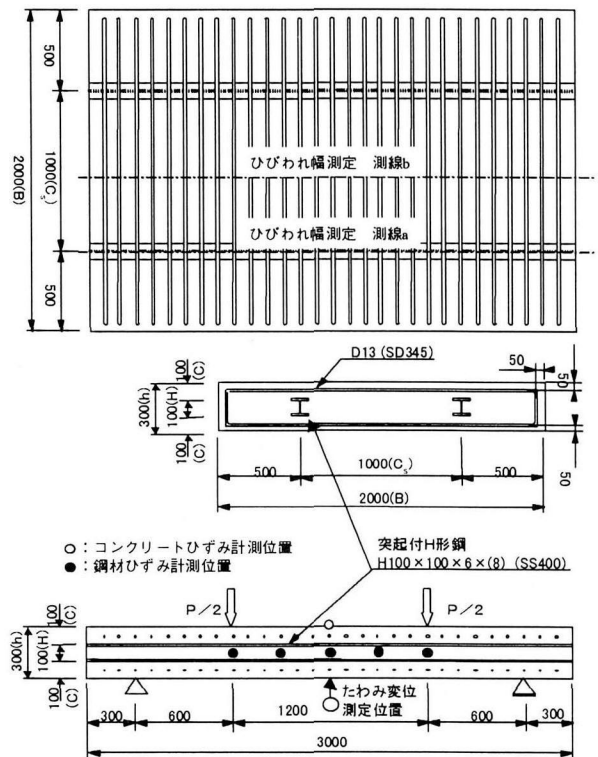


図-4 試験体図 (No.1)

表-1 試験体仕様と実験結果の一覧

No.	B (cm)	C_s/H	突起付き H 形鋼		f_c' (N/mm^2)	実験結果	
			f_y (N/mm^2)	E_s (kN/mm^2)		最大 荷重 (kN)	終局 変位 (mm)
1	200	10	333	189	35.0	606 (560)	94 (82)
2	160	8	365	193	34.1	624 (595)	91 (59)
3	120	6	365	193	31.0	599 (564)	66 (41)
4	80	4	365	193	30.8	551 (504)	48 (29)

B: 試験体の幅, C_s : 突起付き H 形鋼配置間隔, H: 突起付き H 形鋼サイズ
 f_y : 降伏強度, f_c' : 圧縮強度, E_s : ヤング係数, () 内の値は計算値

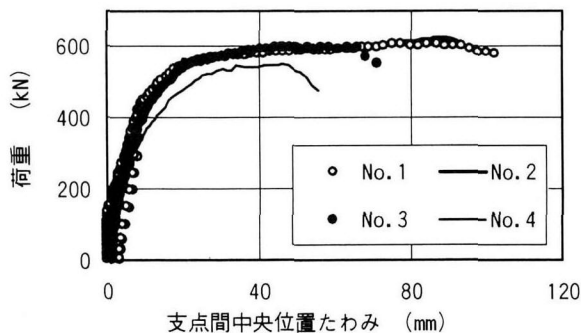


図-5 荷重とたわみの関係

ひび割れ状況の一例を図-6、図-7に、突起付き H 形鋼下フランジのひずみが許容応力 ($\sigma_a=140\text{N/mm}^2$) に達する計算荷重時の最大ひび割れ間隔 $L_{\max}$ および最大ひび割れ幅 $W_{\max}$ の測定結果を表-2に示す。測線 a の $L_{\max}$ および $W_{\max}$ は C_s/H に関係なくほぼ一定であるが、測線 b の $L_{\max}$ および $W_{\max}$ は C_s/H によって異なる。これは、 C_s/H が大きいほど測線 b のひび割れ間隔とひび割れ幅のばらつきが大きくなることに起因すると考えられる。図-5に測線 a と測線 b の $L_{\max}$ および $W_{\max}$ の関係を示す。測線 a と測線 b の $L_{\max}$ の実験結果の比と C_s/H の間には相関が見られないが、 $W_{\max}$ にはほぼ線形な関係が見られる。この関係は、測線 a 上の $W_{\max}$ に対する測線 b 上の $W_{\max}$ の比 α として C_s/H を用いて式(1)のように表せる。以降では特に断らない限り、板状部材における $W_{\max}$ とは側線 b 上の $W_{\max}$ を示すこととする。

$$\alpha = 0.64 + 0.09 \frac{C_s}{H} \quad (1)$$

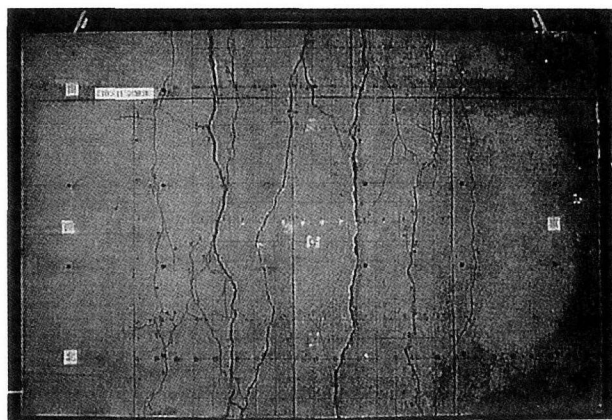


図-6 ひび割れ状況(No.1)

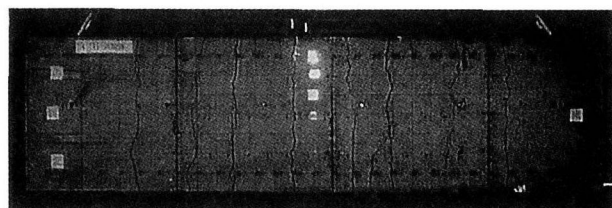


図-7 ひび割れ状況(No.4)

表-2 ひび割れ幅とひび割れ間隔

試験体	No.1	No.2	No.3	No.4	平均
C_s/H	10	8	6	4	—
$L_{\max}$ (mm)	①	380	330	320	348
	②	450	300	400	375
	③	1.29	0.86	1.15	1.01
$W_{\max}$ (mm)	①	0.31	0.36	0.32	0.33
	②	0.51	0.41	0.34	0.40
	③	1.53	1.23	1.02	0.99
α — 式 [1]	1.54	1.36	1.18	1.00	—

①；測線a，②；測線b，③；②／①の平均値

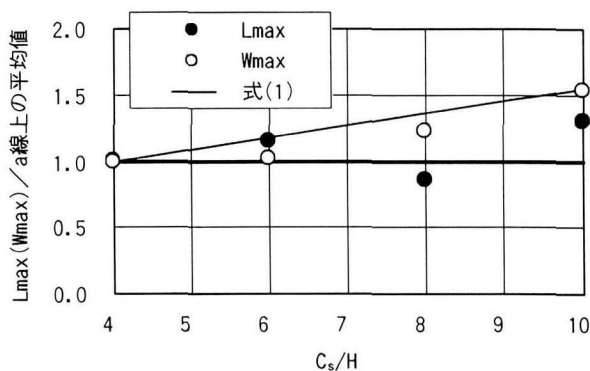


図-8 ひび割れ幅とひび割れ間隔の検討

3. SC 構造板状部材の曲げ耐力の評価

3. 1 曲げ耐力算定上の基本仮定

突起付き H 形鋼を上下フランジとウェブに 3 分割し、等価断面面積を持つ異形鉄筋に置き換え (図-9)，土木学会コンクリート標準示方書⁹⁾に準じた RC 構造部材の曲げ耐力算定方法による評価を試みる。

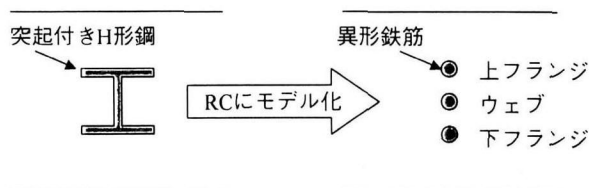


図-9 曲げ耐力計算上の仮定

3. 2 断面内ひずみ分布性状

鋼材降伏応力時の等曲げ区間中央位置の断面における圧縮縁コンクリートと突起付き H 形鋼のひずみの計測値から得られたひずみ分布を図-10に示す。すべての試験体において、断面内のひずみがほぼ直線上に分布していて、おおむね平面保持が成立していることがわかる。

3. 3 曲げ耐力の算定方法

各試験体の最大耐力と終局変位の本算定方法による計算値と実験値の比較を表-1および図-11に示す。計算値は実験値とよく対応していて、実験値を安全側に評価して

いることがわかる。このことから、本計算方法による曲げ耐力の評価が妥当であることがわかる。

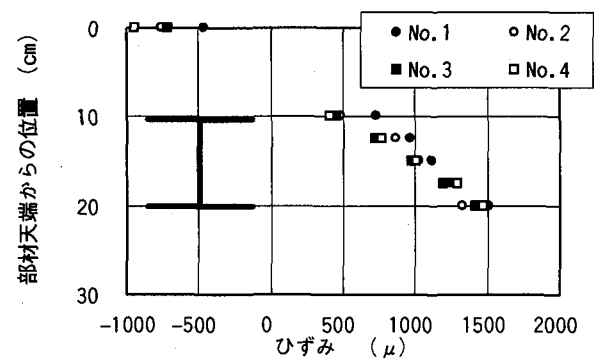


図-10 断面内のひずみ分布

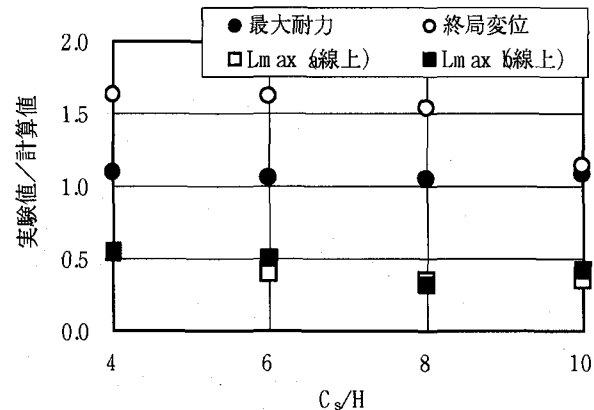


図-11 算定方法の評価

3. 4 最大ひびわれ間隔の検討

曲げ耐力の算定方法と同様に、下フランジ部分を等価な断面積を持つ異形鉄筋に置き換え、土木学会コンクリート標準示方書⁹⁾に準じた最大ひび割れ間隔 L_{max} の算定方法による評価を試みる。 L_{max} の計算値と実験値の比較を表-3、図-11に示す。これによると、本算定方法による計算値は L_{max} を過大評価していて、 L_{max} の算定方法には検討が必要であることがわかる。

表-3 最大ひび割れ間隔の検討

	No. 1	No. 2	No. 3	No. 4
下フランジの断面積 (cm ²)	6.5	6.5	6.5	6.5
等価鉄筋径 (mm)	29	29	29	29
鋼材の中心間隔 (mm)	1000	800	600	400
最大ひび割れ間隔 (mm)	計算値	1080	940	800
	実験値	380	330	320
	a線上	(0.35)	(0.35)	(0.40)
	b線上	(0.55)	(0.55)	(0.55)
最大ひび割れ間隔 (mm)	計算値	450	300	400
	実験値	300	300	350
	a線上	(0.42)	(0.32)	(0.50)
	b線上	(0.53)	(0.53)	(0.53)

() 内の値は計算値に対する実験値の比

4. PCa 型枠で補強した SC 構造板状部材の最大ひび割れ幅の評価

4. 1 SC 構造梁部材の曲げ載荷実験⁶⁾⁷⁾⁸⁾による突起付き H 形鋼の平均最大付着応力

(1) 実験の概要

H 形鋼の突起の有無および PCa 型枠の有無をパラメータとした図-12に示す梁試験体の 2 点集中載荷実験をおこなった⁶⁾⁷⁾⁸⁾。試験体の仕様を表-4に示す。試験体は、突起付き H 形鋼および突起のない通常の H 形鋼 (以降、単に H 形鋼と言う) を配置した SC 構造の 2 体に加えて、SC 構造に PCa 型枠を配置したものを加えた 3 体とした。

鉄筋の応力の増加にともない新たなひび割れが生じることによってひび割れ間隔は減少するが、ひび割れ間で発生している鉄筋の平均付着応力が最大値に達すると、それ以上新たなひび割れが生じないため、ひび割れ間隔が定常状態になる⁹⁾。本論文では、実験における鋼材許容応力時のひび割れ間隔が定常状態にあるとする。

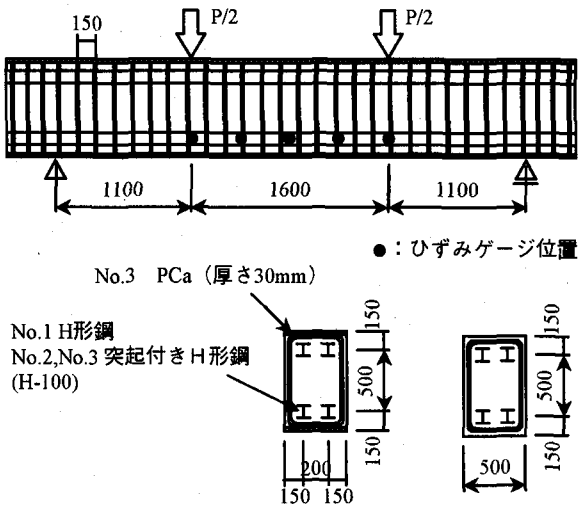


図-12 梁部材の載荷実験概要図

表-4 試験体仕様と実験結果の一覧

試験体	引張補強鋼材		f_c' (N/mm ²)	ひび割れ間隔 (mm)		PCa 型枠
	種別	f_y (N/mm ²)		最大	平均	
No. 1	H	273	33.7	470	422	なし
No. 2	SH	320	35.0	480	300	なし
No. 3	SH	320	28.8	275	196	あり

SH: 突起付き H 形鋼, H: H 形鋼, f_y : 降伏強度, f_c' : 圧縮強度

(2) 鋼材ひずみから得られる平均最大付着応力

鋼材の応力と付着応力の関係は、鋼材の弾性域においては式(2)で表される。ここに、 x は鋼材に沿った軸方向の座標を表し、 E_s は鋼材の弾性係数、 ϵ_s は鋼材のひずみ、 A_s は鋼材の断面積、 S は付着周長、 τ は付着応力である。平均最大付着応力時の付着応力は鋼材に沿った方向に一定と仮定する (図-13) と、式(2)は式(3)のように解ける。

$$A_s E_s \frac{d\epsilon_s}{dx} = S \cdot \tau \quad (2)$$

$$S \cdot \bar{\tau}_{\max} = \frac{4A_s}{L} E_s (\epsilon_{s,cr} - \epsilon_{s,ave}) \quad (3)$$

ここに、 L はひび割れ間隔、 $\bar{\tau}_{\max}$ は平均最大付着応力、 $\epsilon_{s,cr}$ はひび割れ位置での鋼材ひずみであり、ここではコンクリートの引張抵抗を無視した曲げ理論より得られる計算値とする。 $\epsilon_{s,ave}$ は実験より得られる鋼材ひずみの平均値であり、試験体の等曲げ区間に5点配置したひずみゲージの計測値の平均値とする。式(3)により得られた $S \cdot \bar{\tau}_{\max}$ を図-14に示す。図中には土木学会標準示方書⁵⁾による丸鋼の付着応力の計算値も示した。

$\bar{\tau}_{\max}$ は鋼材の摩擦抵抗による付着 $\bar{\tau}_{fi}$ と突起のかみ合いによる $\bar{\tau}_{rib}$ に分けられる。H形鋼の高さおよびフランジ幅をH形鋼のサイズ H とすると、 $\bar{\tau}_{fi}$ に寄与する付着周長は $6H$ で近似され、 $\bar{\tau}_{rib}$ に寄与する付着周長は上下フランジ外面の $2H$ で近似されるとして、 $S \cdot \bar{\tau}_{\max}$ は式(4)のように表せる。図-14から、 $\bar{\tau}_{fi}$ は丸鋼の付着応力の計算値によく対応していることがわかる。このことから、 $\bar{\tau}_{fi}$ は丸鋼の付着応力の式(5)で表すことができる。

$$S \cdot \bar{\tau}_{\max} = 6H \bar{\tau}_{fi} + 2H \bar{\tau}_{rib} \quad (4)$$

$$\bar{\tau}_{fi} = 0.4 \times 0.28 f_c'^{2/3} \quad (5)$$

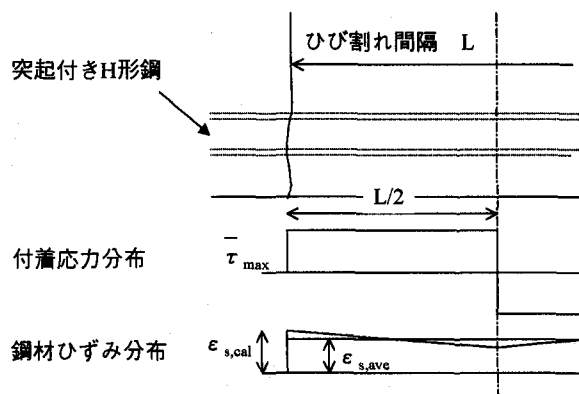


図-13 平均最大付着応力の定量化の概念図

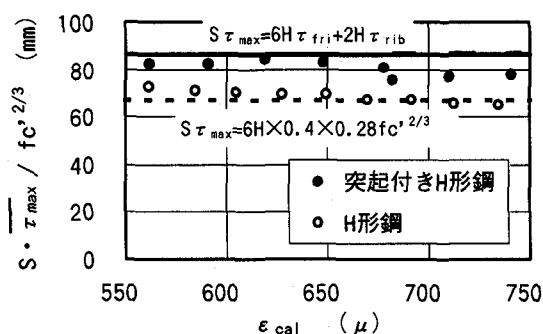


図-14 平均最大付着応力の推定

(3) 有限要素解析による平均最大付着応力の検討

ここでは、突起付きH形鋼の突起の負担する付着応力 $\bar{\tau}_{rib}$ の定量化を試みる。おおむね45°の角度を持つ突起によるコンクリートへの支圧抵抗から、図-15に示す付着応力 τ_{rib} と面圧 σ は等しく、突起付きH形鋼の軸方向のすべり変位 s は軸直角方向のコンクリートの変位 δ と等しいと考えられる。したがって、 σ と δ の関係は、 τ_{rib} と s の関係ととらえることができる。

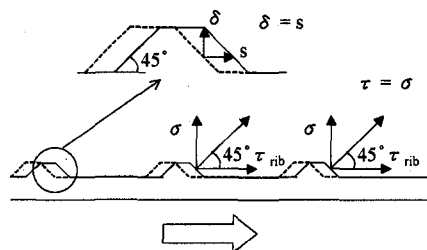


図-15 突起による付着抵抗の概念

解析は2次元平面応力状態とし、非線形有限要素解析プログラム「WCOMD」を用いて行った。要素は8節点アイソパラメトリック要素とし、コンクリートの物性を持つ要素にモデル化した。下フランジの解析ではかぶり100mm、上フランジの解析ではかぶり600mmとした。図-16に示す要素分割により、面圧を受けるフランジ面に接する位置のコンクリートに強制変位 δ を加え、節点の反力から σ を求めた。SC構造梁試験体No.2の許容応力時のひび割れ幅0.25mmのはば1/2の値の0.12mmまで δ を作用させて得られる δ と σ の関係が s と τ の関係であるとした。 δ と σ の関係を図-14に示す。図-14中の $\delta=0 \sim 0.12\text{mm}$ における σ の平均値を $\bar{\tau}_{rib}$ とした。得られた $\bar{\tau}_{rib}$ の値を表-5に示す。また、 $\bar{\tau}_{rib}$ (解析試験体1, 2の平均値)と $\bar{\tau}_{fi}$ の計算値から求めた $\bar{\tau}_{\max}$ を図-11中に示す。 $\bar{\tau}_{\max}$ は実験結果より推定された突起付きH形鋼の $\bar{\tau}_{\max}$ とよい対応を示していることがわかる。

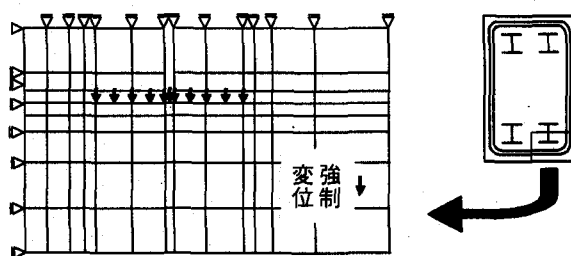


図-16 有限要素解析の概要

表-5 解析試験体の概要

解析試験体	H形鋼サイズ H (mm)	かぶり C (mm)	配置間隔 C _s (mm)	コンクリート強度 f _c ' (N/mm ²)	$\bar{\tau}_{rib}$ (N/mm ²)	$\frac{\bar{\tau}_{rib}}{f_c'^{2/3}}$
1	100	100	200	35.0	0.92	0.0862
2	100	650	200	35.0	1.11	0.1034

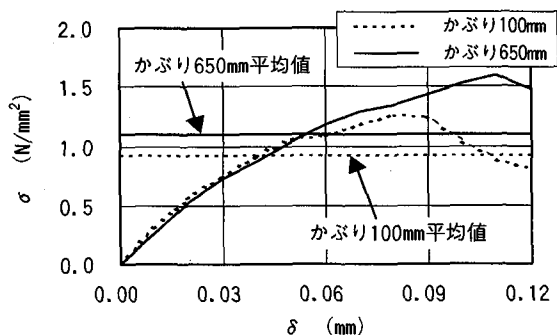


図-17 解析結果

(4) 最大ひび割れ間隔の定量的評価

引張を受けるコンクリートの力の釣合いの概念を図-18に示す。引張側のコンクリートは有効断面積 A_e で抵抗していると考えられ、定常状態においては力のつり合いにより式(6)が成り立つ⁹⁾。ここに、 f_t はコンクリートの引張強度である。 k は引張応力分布に関する係数であるが、引張有効断面積の鋼材比が 2.0% ($A_s/A_e = 14.8 \times 2 / (30 \times 50)$) と大きい場合、一軸引張に近いと考えて、 $k=1.0$ とする。ここで、 A_e の定義は明確ではないが最も一般的に用いられる方法として H 形鋼位置を重心として A_e を定義する方法¹⁰⁾ (図-18) を用いる。図-14に示した $\bar{\tau}_{\max}$ を用いて、式(6)によって求められる各試験体の $L_{\max}$ を表-6に示す。式(6)による計算値は実験値の傾向をおおむねとらえている。

$$L_{\max} = \frac{2kf_t A_e}{S\bar{\tau}_{\max}} \quad (6)$$

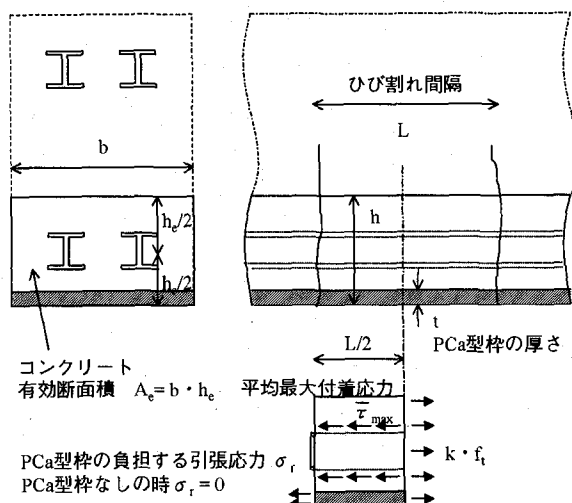


図-18 引張を受けるコンクリートの力の釣合い

表-6 試験体 No.1~3 の最大ひび割れ間隔の評価

	最大ひび割れ間隔 $L_{\max}$ (mm)			
	No.1	No.2	No.3	
			PCaなし	PCaあり
実験値	470	480	—	275
計算値*	513	429	400	315
実験値/計算値	0.92	1.12	—	0.87

* : PCa型枠のない場合の計算値は式 [4] により、
PCa型枠を配置した計算値は式 [6] による。

4. 2 PCa 型枠のひび割れ抑制効果

(1) PCa 型枠の一軸引張特性¹¹⁾

原らは、PCa 型枠の曲げ試験結果を有限要素解析を用いて検討し、以下の PCa 型枠の一軸引張特性の式を提案している¹¹⁾。本研究では、PCa 型枠の負担する引張応力の算定に式(7)を用いることとする。ここに、 σ_r はひび割れ位置において PCa 型枠が負担する応力、 σ_c はモルタルの引張強度、 f_{PCa} は PCa 型枠の引張強度、 $W(\text{mm})$ はひび割れ幅、 W_f はファイバーがすべて降伏するときのひびわれ幅であり、 $W_f=1\text{mm}$ である。

$$\sigma_r = \left(\frac{f_{PCa}}{\sigma_c} \right)^{\left(\frac{W}{W_f} \right)} \times \sigma_c \quad (W \leq W_f) \quad (7)$$

$$\sigma_r = f_{PCa} \quad (W_f \leq W)$$

(2) ひび割れ抑制メカニズム

PCa 型枠を配置した場合、引張を受けるコンクリートの力の釣合いの概念を図-18に示す。PCa 型枠はひび割れ発生後もひび割れ位置において引張力を負担する。式(6)と同様に、定常状態においては力のつり合いにより以下の式が成り立つ。ここに、 p は A_e にしめる PCa 型枠の断面積比で $p=t/h_e$ である。式(8)により求められる PCa 型枠のひび割れ抑制効果を考慮した最大ひび割れ間隔を表-6に示す。式(8)による計算値は実験値を安全側にとらえている。

$$L_{\max} = \frac{2(kf_t - p\sigma_r)A_e}{S\bar{\tau}_{\max}} = \frac{2(kf_t - p\sigma_r)bh_e}{6H\bar{\tau}_{fi} + 2H\bar{\tau}_{rib}} \quad (8)$$

4. 3 SC 構造板状部材のひび割れ幅の定量的評価

(1) 平均最大付着応力の検討

ここでは、SC 構造板状部材における $\bar{\tau}_{rib}$ の定量化を FEM 解析を用いて行う。解析試験体の概要を表-7に示す。解析試験体数はコンクリート強度 (20,30,40N/mm²)、鋼材配置間隔 C_s/H (10,8,6,4)、かぶり C/H (0.5,1.0,1.5,2.0) を変数とした9体である。解析は、図-16と同様に、節点に強制変位を与えることにより行った。実験における各試験体の許容応力時のひび割れ幅が概ね 0.3mm であるので、その 1/2 の値の 0.15mm まで δ を作用させて得られる 0~0.15mm までの σ の平均値から $\bar{\tau}_{rib}$ を得た。解析結果の一覧を表-7に示す。

表-7 解析試験体の概要

解析 試験体	$\frac{C}{H}$	$\frac{C_s}{H}$	f'_c (N/mm ²)	$\bar{\tau}_{rib}$ (N/mm ²)	$\frac{\bar{\tau}_{rib}}{f'_c^{2/3}}$
1	1.0	4	30.0	0.97	0.100
2	1.0	4	20.0	0.76	0.103
3	1.0	4	40.0	1.13	0.097
4	1.0	6	30.0	1.00	0.103
5	1.0	8	30.0	1.00	0.104
6	1.0	10	30.0	1.00	0.104
7	0.5	4	30.0	0.64	0.066
8	1.5	4	30.0	1.21	0.125
9	2.0	4	30.0	1.34	0.139

解析試験体2~4はコンクリート強度を変数とし、解析試験体1~6は鋼材の配置間隔 C_s/H を変数とした。解析結果を図-19、図-20に示す。図の縦軸は解析結果を $\bar{\tau}_{rib}/f_c'^{2/3}$ で除して無次元化した。これによると、 $\bar{\tau}_{rib}/f_c'^{2/3}$ はおおむね一定値をとり、 $\bar{\tau}_{rib}$ が $f_c'^{2/3}$ に比例すること、 $\bar{\tau}_{rib}/f_c'^{2/3}$ は鋼材の配置間隔の影響を受けないことがわかる。

解析試験体1および7~9はかぶり C/H を変数とした。解析結果を図-21に示す。は C/H にほぼ比例し、これらを線形回帰しての式(9)が得られた。

$$\frac{\bar{\tau}_{rib}}{f_c'^{2/3}} = 0.046 \frac{C}{H} + 0.054$$

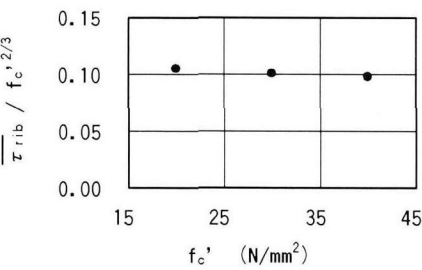


図-19 コンクリート強度の影響

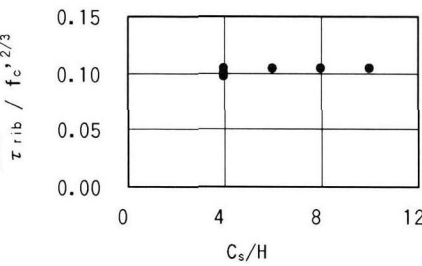


図-20 鋼材配置間隔の影響

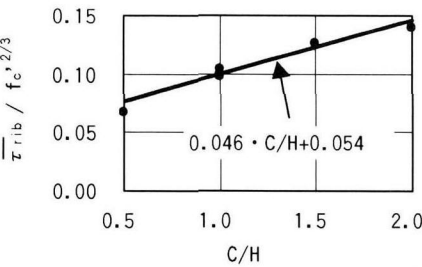
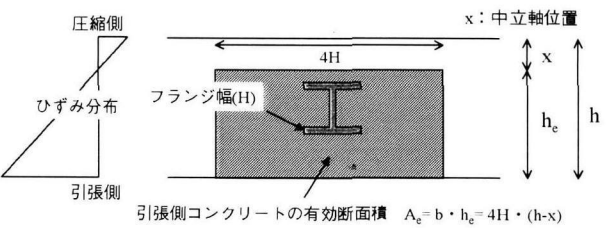


図-21 かぶりと $\bar{\tau}_{rib}$ の関係

(2) 最大ひび割れ間隔の定量的評価

ここで、SC 構造板状部材における引張側コンクリートの有効断面積 A_e を定義する。板状部材の実験結果によると、a 線上の最大ひび割れ間隔は突起付き H 形鋼の配置間隔にかかわらずほぼ一定値であり、 $C_s/H=4$ の場合には測線 a と測線 b における L_{max} と W_{max} がほぼ等しかったことから、 C_s/H が4~10の範囲では引張側有効断面積 A_e にお

ける幅 b は突起付き H 形鋼のサイズの4倍であると考えられる。また、高さ h_e は中立軸位置 x より引張側のコンクリートを有効とし、部材の高さ h を用いて $h_e=h-x$ とする。



(9) 図-22 SC 構造板状部材のコンクリート有効断面積

以上より、式(8)に $b=4H$ 、 $h_e=h-x$ 、式(10)を代入して L_{max} の式(11)が得られる。ここに、 f_t は土木学会標準示方書⁵⁾の計算方法を用いて $f_t=0.23f_c'^{2/3}$ とする。

$$\begin{aligned} S\bar{\tau}_{max} &= 6H\bar{\tau}_{f_{ri}} + 2H\bar{\tau}_{rib} \\ &= (0.092C + 0.780H)f_c'^{2/3} \end{aligned} \tag{10}$$

$$\begin{aligned} L_{max} &= \frac{2(kf_t - p\sigma_r)A_e}{S\bar{\tau}_{max}} \\ &= \frac{8H(h-x)}{0.092C + 0.780H} \left(0.23k - \frac{p\sigma_r}{f_c'^{2/3}} \right) \end{aligned} \tag{11}$$

式(11)においては引張応力分布に関する係数 k が重要である。ここでは、板状部材試験体の実験結果から k の値を求める。表-2に示す実験により得られた a 線上の最大ひび割れ間隔の各試験体の平均値 $L_{max}=348\text{mm}$ を式(11)に代入して、 k について解くことにより $k=0.70$ が得られる。

板状部材試験体の a 線上の最大ひび割れ間隔は式(11)において $k=0.70$ として表- 8 のように得られる。

表- 8 a 線上の最大ひび割れ間隔の実験値と計算値

	No. 1	No. 2	No. 3	No. 4
中立軸位置 x (mm)	54	59	66	76
実験値 L_{max} (mm)	380	330	320	360
計算値 L_{max} (mm)	362	355	345	330
実験値/計算値	1.05	0.93	0.93	1.09

(3) 最大ひび割れ幅算定式

ひび割れ幅 W はひび割れ間隔 L を用いて一般に式(12)によって表すことができる⁹⁾。ここに、 $\bar{\sigma}_s$ は鋼材平均応力、 $\bar{\epsilon}_c$ はコンクリート表面の平均ひずみである。式(12)を W_{max} および L_{max} に適用し、式(11)を代入して、式(1)による α を導入することにより W_{max} の算定式(13)が得られる。

$$W = L \times \left(\frac{\bar{\sigma}_s}{E_s} - \bar{\epsilon}_c \right) \quad (12)$$

$$\begin{aligned} W_{\max} &= \alpha L_{\max} \times \left(\frac{\bar{\sigma}_s}{E_s} - \bar{\epsilon}_c \right) \\ &= \alpha \frac{8H(h-x)}{0.092C + 0.780H} \left(0.23k - \frac{p\sigma_r}{f_c^{1/2/3}} \right) \times \left(\frac{\bar{\sigma}_s}{E_s} - \bar{\epsilon}_c \right) \end{aligned} \quad (13)$$

式(13)による板状部材試験体の $W_{\max}$ の計算値と実験値との比較を表-9, 図-23に示す。ここで, $\bar{\sigma}_s/E_s$ は実験により得られた許容応力時の突起付き H 形鋼の下フランジの平均ひずみとして, 実験中は乾燥収縮等の影響を受けないとして $\bar{\epsilon}_c = 0$ として求めた。計算値は実験値と比較して大幅に小さい。この原因は, 本計算値が突起付き H 形鋼の下フランジ位置の $W_{\max}$ を定義するものであり, コンクリート表面位置の $W_{\max}$ を計測した実験値とは異なったことが考えられる。かぶりの厚い本構造におけるひびわれ幅は図-24に示すようなひび割れ近傍における回転角の影響を受けるものと考えられる。

表-9 最大ひび割れ幅の検討

試験体		No. 1	No. 2	No. 3	No. 4
C_s/H		10	8	6	4
$\overline{\sigma}_s/E_s(\mu)$		564	556	577	568
$W_{\max}$ (mm)	①実験値	0.51	0.41	0.34	0.33
	②計算値	0.31	0.27	0.23	0.19
	①/②	1.62	1.53	1.45	1.76
	③計算値	0.53	0.46	0.41	0.34
	①/③	0.96	0.89	0.83	0.98

$\bar{\sigma}_s/E_s$; 突起付き H 形鋼下フランジひずみの実験値

②計算値: 式 [13] による計算値

③計算値: 式 [15] による計算値

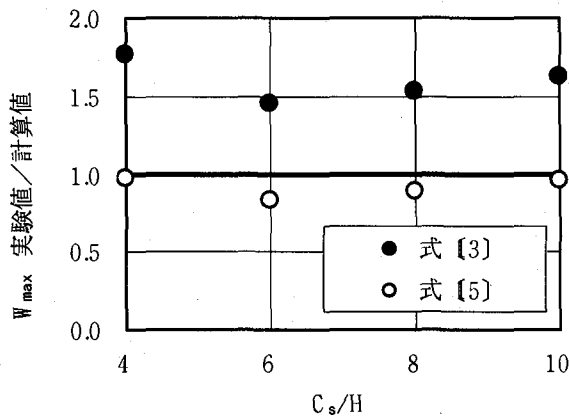


図-23 $W_{\max}$ の実験値と計算値の比較

(4) ひび割れ近傍における回転角の影響

下フランジ位置におけるひびわれ幅を W_s , コンクリート表面におけるひびわれ幅を W_c とする。図-24に示すような幾何学的な相似形をひびわれ幅に仮定することにより, W_c は W_s より以下の式のように表せる。

$$\begin{aligned} W_c &= \beta \cdot W_s \\ \beta &= 1 + \frac{C}{h-C-x} \end{aligned} \quad (14)$$

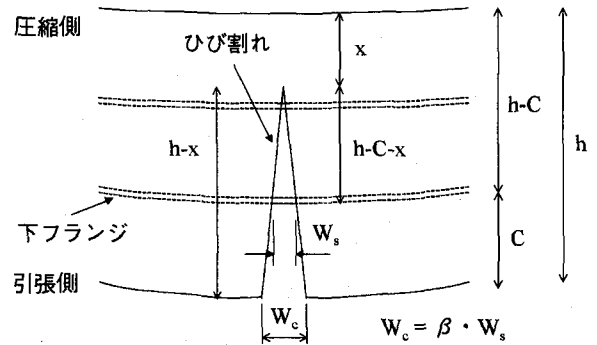


図-24 ひび割れ近傍における回転角の影響

(5) SC 構造板状部材の最大ひび割れ幅算定式

式(14)を式(13)に導入することによって, 引張縁コンクリート表面における $W_{\max}$ の算定式が得られる。式(15)により算出される板状部材試験体の $W_{\max}$ の計算値と実験値との比較を表-9および図-23に示す。計算値は実験値と良好な対応を示している, 本算定式の妥当性がうかがえる。

$$\begin{aligned} W_{\max} &= \alpha \beta L_{\max} \times \left(\frac{\bar{\sigma}_s}{E_s} - \bar{\epsilon}_c \right) \\ &= \alpha \beta \frac{8H(h-x)}{0.092C + 0.780H} \left(0.23k - \frac{p\sigma_r}{f_c^{1/2/3}} \right) \times \left(\frac{\bar{\sigma}_s}{E_s} - \bar{\epsilon}_c \right) \end{aligned} \quad (15)$$

ここに,

$$\begin{aligned} \alpha &= 0.64 + 0.09 \frac{C_s}{H} \\ \beta &= 1 + \frac{C}{h-C-x} \end{aligned}$$

本最大ひびわれ幅算定式は本研究の範囲内で検討されたものであり, 実験を行った板状部材試験体の断面仕様を大きく逸脱するような断面仕様を持つ場合は, 本算定式の適用性について確認する必要がある。

5. まとめ

本研究の範囲内で得られた結論を以下に示す。

- (1) 鉄骨コンクリート複合構造板状部材の曲げ耐荷性状を明らかにするため、突起付き H 形鋼の配置間隔を実験変数とした曲げ載荷実験を行った。すべての試験体において、突起付き H 形鋼が引張降伏した後に圧縮側のコンクリートが圧壊し終局を迎えた。また、試験体のひび割れ幅の計測結果から、突起付き H 形鋼位置のひび割れ幅は突起付き H 形鋼配置間隔によらず、試験体中心軸線上のひび割れ幅は配置間隔が大きくなるほど増加することがわかった。
- (2) 実験結果と計算値の比較により、突起付き H 形鋼の配置間隔が H 形鋼のフランジ幅の 4 倍から 10 倍の範囲では平面保持がほぼ成立し、SC 構造板状部材の曲げ耐力は、突起付き H 形鋼を上下フランジおよびウェブの 3 つの部分に分割し、各々を等価な断面積をもつ鉄筋に置き換えた RC 構造部材の設計方法で評価できることがわかった。
- (3) SC 構造梁部材の実験結果と FEM 解析により突起付き H 形鋼の平均最大付着応力とステンレス鋼繊維補強プレキャスト型枠のひび割れ幅抑制効果が明らかになった。得られた突起付き H 形鋼の平均最大付着応力を用いて、引張側コンクリートの軸方向の力の釣り合いを仮定し、かぶり大きいことにもなうひび割れ近傍における回転角の影響を考慮する係数を導入することによって、SC 構造板状部材の最大ひび割れ幅算定式を構築した。

6. おわりに

本研究成果は、「プレキャストフォームケーソン設計マニュアル (案)」の中に反映されている。プレキャストフォームケーソンは、1999 年 8 月に北海道開発局室蘭建設部によって苫小牧港東工区内 B 防波堤で施工され、現在厳しい波と闘っている。本研究成果をまとめるにあたり、「新構造形式ケーソン製作工法開発検討委員会」の委員長である北海道大学佐伯浩教授、早稲田大学清宮理教授他多くの委員の方々のご意見を委員会の場でいただいたことに感謝いたします。

参考文献

- 1) 舟橋政司, 佐藤文則, 横沢和夫, 岡崎光信: 港湾用プレキャストケーソン製作工法の開発, コンクリート工学年次論文集 第 22 号 第 2 号, 2000.6, pp1423~1428
- 2) 舟橋政司, 佐藤文則, 横沢和夫, 上田達哉, 三輪俊彦, 関口信一郎: 新構造形式プレキャストケーソン製作工法—PFC 工法による直立および斜面スリット防波堤ケーソンの製作—, 前田建設技術研究所報 VOL41, 2000.10
- 3) 例えば, 佐藤文則, 原夏生, 今西秀公: ステンレスファイバーで補強した PCa 型枠の耐久性改善効果について, 土木学会第 50 回年次学術講演概要集第 5 部, pp122~123, 1995.9
- 4) 大久保浩弥, 芥川博昭, 舟橋政司, 小原孝之: 突起付き H 形鋼の配置間隔が SC 板部材の耐荷性能およびひび割れ性状におよぼす影響, 土木学会第 54 回年次学術講演概要集第 5 部, pp794~795, 1999.9
- 5) 土木学会: コンクリート標準示方書 [平成 8 年制定] 設計編, 1996.8
- 6) 長崎利哉, 篠田佳男, 河野一徳, 大久保浩弥: 突起付き H 形鋼を用いた SC 梁試験体の耐荷性能, 土木学会第 50 回年次学術講演概要集第 5 部, pp872~873, 1995.9
- 7) 河野一徳, 篠田佳男, 長崎利哉, 大久保浩弥: 突起付き H 形鋼を用いた鉄骨コンクリート梁部材のひび割れおよび変形性状, 土木学会第 50 回年次学術講演概要集第 5 部, pp870~871, 1995.9
- 8) 小原孝之, 中野将宏, 原夏生, 河野一徳: 軸方向引張鋼材に H 形鋼を用いた梁部材の曲げ耐荷性状に関する実験的検討, 土木学会第 53 回年次学術講演概要集第 5 部, pp814~815, 1998.10
- 9) 角田典史雄: 鉄筋コンクリートの最大ひび割れ幅, コンクリートジャーナル Vol.8, No.9, pp1~10, 1970.9
- 10) 岡村甫: コンクリート構造の限界状態設計法コンクリートセミナー④, 共立出版株式会社, pp133~146
- 11) 原夏生, 小原孝之, 鈴木顕彰, 篠田佳男: ステンレスファイバー補強プレキャスト型枠のせん断補強効果の定量的評価, コンクリート工学年次論文集 第 20 号 第 3 号, 1998.6, pp307~312

(2000 年 9 月 14 日 受付)