

鉄筋コンクリート部材のねじり特性に関する研究

A STUDY ON TORSIONAL PROPERTIES OF REINFORCED CONCRETE MEMBERS

長滝重義*・岡本享久**・李承漢***・山岡 暁****

By Shigeyoshi NAGATAKI, Takahisa OKAMOTO, Seunghan LEE and Satoshi YAMAOKA

The purpose of this paper is to clarify the torsional properties of reinforced concrete members subjected to bending, shear and torsion. Firstly, theoretical expressions based on a space truss model are described.

This theory can predict not only the strength but also the angle of twist, the steel strains and the concrete strains throughout the loading history. Second, rectangular solid and hollow sectional reinforced concrete beams were tested in order to grasp the mechanical behaviours, that is, strengths, cracking patterns and deformations of such members. The presented analysis can predict very well the tested torsional behaviours.

1. ま え が き

鉄筋コンクリート部材のねじり特性に関する研究の糸口は、1929年 Rausch¹⁾が提案した立体トラスモデルおよび1954年 Lessig²⁾が提案した斜曲げモデルに始まる。1960年代にはこれらのモデルを基盤にして理論的および実験的研究が活発に行われ一応設計基準に反映されるまでに進歩した。それ以降では、Thürlimann³⁾, Collins⁴⁾, 泉⁵⁾および Hsu⁶⁾による発展的な研究もなされてきた。

これらの鉄筋コンクリート部材のねじり特性に関する既往の研究を振り返ると、実験的研究の大部分が中実矩形断面を対象とし、しかも比較的小規模な供試体を用いて行ってきた。したがって箱型断面を有するコンクリート構造部材のねじり特性に関する実験資料はきわめて少なく、設計基準での取扱いも各国においてまちまちである。一方、理論的研究の大部分は純ねじり、曲げ・ねじりを受ける場合を対象としたものであり、ねじりと曲げ・せ

ん断を同時に受ける場合については Ewida & McMullen¹⁵⁾および著者ら⁷⁾の提案により解明が進められつつあるがいまだに解決を要する問題も多い。

以上のことより、本研究はねじりと曲げ・せん断を同時に受ける鉄筋コンクリート部材の力学挙動を把握する目的で解析と実験の両面から検討を加えたものである。まず理論的検討では著者ら⁷⁾が発表した立体トラスモデルに基づく解析を発展させた任意の荷重状態におけるねじり挙動を評価する式を誘導し、中実断面のみならず中空断面部材への適用性を明確にした。実験では、中空断面を対象として断面寸法、壁厚、断面形状および鉄筋比を変化させて供試体を製作し、ねじりと曲げ・せん断の比率を変えて載荷実験を実施した。これらの実験結果に基づいて、解析結果の妥当性を評価するとともに、耐力および変形状について定量的な評価を行った。

2. 研究の背景と本研究の特徴

立体トラスモデルあるいは斜曲げモデルを用いた既往の解析を振り返ると、立体トラスモデルの方が、実際の破壊現象に近いこと、ひびわれ幅および変形解析などへの汎用性が広いこと、さらには解析上の取扱いが斜曲げモデルに比べて比較的平易であることが特徴として挙げられる。したがって各国の設計基準をみた場合、立体ト

* 正会員 工博 東京工業大学教授 工学部土木工学科
(〒152 目黒区大岡山 2-12-1)

** 正会員 工修 東京工業大学助手 工学部土木工学科
(同上)

*** 学生会員 工修 東京工業大学大学院 工学部土木工学科
(同上)

**** 正会員 工修 中部電力(株)水力部土木技術課
(〒461-91 名古屋市東区東新町1)

ラスモデルに基づく評価式を用いている場合が多い。そこで立体トラスモデルに基づく既往の解析の特徴あるいは問題点を挙げると以下ようになる。

(1) 純ねじりを受ける場合を対象として、Rausch¹⁾が初めて立体トラスモデルを用いて鉄筋コンクリート部材のねじり耐力を求めた。しかしながら、解析結果は実験値を大幅に上回っており、それ以後現在に至るまでのトラス理論について、鉄筋の耐力分担に低減係数を乗ずることの補正²⁾、せん断流の中心を軸方向鉄筋の中心が囲む線上あるいは閉合スターラップの中心線上にすることの補正³⁾、スターラップの中心線より外側のかぶりコンクリートは剝離し、耐力には貢献しないとしてせん断流をスターラップ中心線より内側に取ることによる補正⁴⁾、さらには斜びわれ間のコンクリートストラットが二軸の圧縮-引張応力状態下であり、一軸の圧縮の状態下の挙動とは異なることによる補正⁵⁾を行い、実験によるねじり挙動との整合性を計ってきた。特に斜びわれ間のコンクリートストラットは二軸の圧縮-引張応力状態下にあるとして T. T. C. Hsu⁶⁾ が Vecchio Collins¹⁴⁾ の実験結果に基づく考え方を応用してねじり耐力を求めたことは、不鮮明な部分、すなわち鉄筋とコンクリートの付着性状、ひびわれ面に沿う骨材のかみあい作用および鉄筋のダボ作用などが残るものの実験によるねじり挙動に忠実で理にかなった解析といえる。

(2) ねじりに曲げ・せん断が同時に作用する場合について、立体トラスモデルに基づく解析として、Thürlimann⁹⁾の研究があり CEB/FIP Model Code に採用されている。しかしながら、Thürlimann の考え方はせん断流の中心を軸方向鉄筋の図心が取り囲む線上に取っている点で実験による挙動を合理的に説明しているとはいえない。さらには任意の荷重段階でのひずみ、変形挙動を取り扱っていない。この理由は立体トラスモデルではひずみの適合条件にねじりと曲げ・せん断の比の相異による断面の各面におけるひびわれ角度の変化を取り入れることが難しいためである。Ewida & McMullen¹⁵⁾の仮定に基づいてねじりとせん断の比の相異による各面のひびわれ角度の変化をひずみの適合条件式に考慮した著者たちの研究⁷⁾はこの種部材の挙動を評価する一方法といえる。

(3) 現在、各国の設計基準において、限界状態設計法が一般的になりつつあり、ひびわれ幅、変形を評価するうえで、ねじりと曲げ・せん断を同時に受ける場合について任意の荷重段階での鉄筋およびコンクリートひずみ挙動を明らかにする必要がある。

(4) 鉄筋コンクリート部材のねじり挙動に関する実験研究のほとんどが中空断面部材を対象としたもので、中空断面に関する実験資料はきわめて少ない。既往の研

究によると中空断面の壁厚がある値以上になると中実断面と同一のねじり挙動をするという報告があるが、各国の設計基準を参照しても統一した考え方に至っていない。

以上のことより、本研究は立体トラスモデルを用いてねじりと曲げ・せん断を受ける鉄筋コンクリート部材のねじり特性を明らかにする目的で解析および実験の両面から検討を加えたもので以下のような特徴を有する。

(1) ねじりと曲げ・せん断を同時に受ける鉄筋コンクリート部材の耐力算定式⁷⁾に基づいて、この種の組合せ荷重下の任意の荷重ステップにおけるコンクリートおよび鉄筋のひずみ挙動と変形挙動に関する解析手法を示した。さらにこれらの手法に鉄筋とコンクリートの付着理論を応用することにより、ねじりを受ける場合のひびわれ幅について解析的な検討を行った。

(2) 中空断面部材について実大に近い断面寸法をもつ供試体について実験を行い、上記理論との整合性を評価するとともに、実験結果に基づき中空断面部材の耐ねじり挙動について定量的な評価を行った。

3. 解析的検討

(1) 任意の荷重ステップにおけるコンクリートおよび鉄筋のひずみと変形

解析の誘導過程は土木学会論文集 No. 360, V-3, 1985年8月, pp. 81~89 に示すとおりであり、つり合い条件とひずみの適合条件より軸方向鉄筋およびスターラップのひずみ、ねじりモーメント、単位長さ当たりのねじり角が求まる。

解析のフローチャートを図-1 に示す。まず斜びわれ間のコンクリートストラットのひずみ (ϵ_{ds}) を選定し、せん断流の通路厚 (t_d) および斜びわれ間のコンクリートストラットに作用する応力 (f_d) と円柱強度 (f'_c) の比 (f_r) を仮定する。次いで、 $f_a \sim \epsilon_a$ 曲線より f_a を求め、軸方向鉄筋、スターラップのひずみを計算し、軸

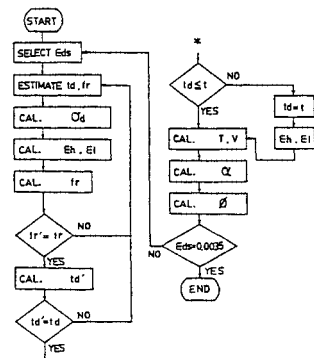


図-1 解析のフローチャート (任意の荷重ステップでのコンクリートおよび鉄筋のひずみと変形)

方向鉄筋およびスターラップの応力-ひずみ関係よりそれぞれの応力を求める。このあと仮定した t_d と f_r を計算した値と一致するか評価し、この手順を繰り返す。もし許容値以内であればねじりモーメントおよび単位長さ当たりのねじり角を計算し、次の ϵ_{as} の値を選定する。なお、仮定した t_d が箱型断面の壁厚より大なる場合はこの t を用いてつり合い条件およびひずみの適合条件よりねじりモーメント、せん断力、曲げモーメント等を計算する。

ねじりと曲げせん断を受ける鉄筋コンクリート部材のつり合い鉄筋比は、軸方向鉄筋、スターラップのひずみにそれぞれの降伏点ひずみを代入し、 $p_i = \sum A_i / (b_i d_i)$ 、 $p_h = A_h \cdot (b_1 + d_1) / (s b_1 d_1)$ について解くことによって求まる。

$$p_{ib} = \frac{\epsilon_{as} A_0 f_d' \{d_1 / b_1 + d_1 / (f \cdot g) + k\}}{d_0 d_1 f_{iy} (\epsilon_{iy} A_x + \epsilon_d' C_z) \{1 + b_1 / (f \cdot g)\}} \dots\dots (1)$$

$$p_{hb} = \frac{\epsilon_{as} f_d' p_0}{2 f_{hy} d_1 (\epsilon_{hy} B_y + \epsilon_d' C_z)} \dots\dots (2)$$

ここで、 p_0 ：閉合スターラップの周長

(2) ねじりひびわれ幅

解析では図-2に示すように、部材に発生するひびわれ間のコンクリートを軸方向鉄筋およびスターラップに沿う方向の鉄筋コンクリート引張体の集合体として考えた。部材にひびわれが発生すると、鉄筋には引張力が作用し、またひびわれ間のコンクリートには、ひびわれに沿う方向の圧縮力と鉄筋から伝達されるひびわれに垂直な方向の引張力が作用する。コンクリートに発生する引張応力とコンクリートの引張強度を比較することにより、部材に発生するひびわれのひびわれ間隔およびひびわれ幅を算定することができる。ひびわれ幅はひびわれ面での鉄筋の抜け出し量より算定され、最大ひびわれ間隔とそれに対応する最大ひびわれ幅および最小ひびわれ間隔とそれに対応する最小ひびわれ幅が算定される。

鉄筋に作用する引張力は図-1に示すフローチャートによって鉄筋の平均ひずみとして算定した。また鉄筋とコンクリートの付着解析にあたっては、付着応力-すべりの関係を完全弾塑性と仮定した。

鉄筋とコンクリートの付着は鉄筋に沿う割裂ひびわれの発生によって破壊されると考えることができる。鉄筋の定着部や曲げ部材の場合、鉄筋に沿う割裂ひびわれが、鉄筋から部材表面に向かって発生するため、最大付着強度はコンクリート強度とかぶりによって変化すると考えることができる。しかし、ねじりを受ける場合、図-3のようにひびわれ間のコンクリートには圧縮力が作用しているため、割裂ひびわれは部材表面に向かって発生せず、鉄筋と鉄筋の間に発生すると考えることができる。したがって最大付着応力はコンクリート強度と鉄筋間

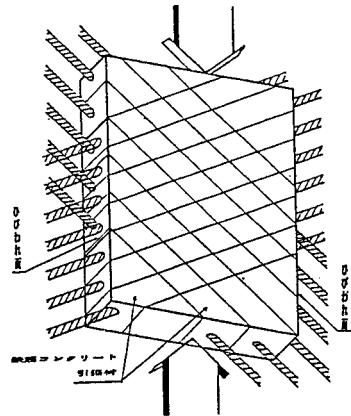


図-2 斜びわれ間のコンクリートストラット

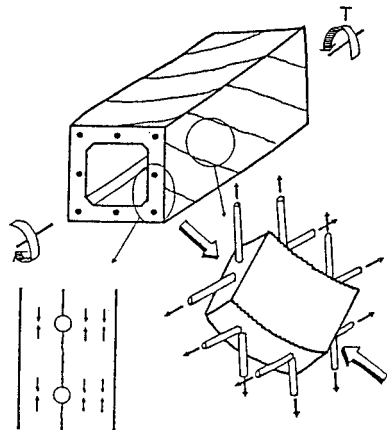


図-3 ねじりを受ける場合の割裂ひびわれの発生

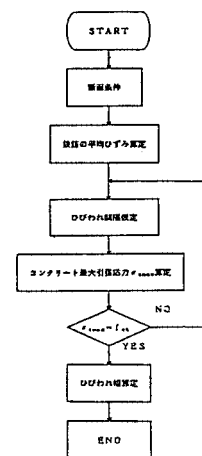


図-4 解析のフローチャート(ねじりひびわれ幅)

隔をパラメーターに表わされるとした。また最大付着応力が発生するときのすべりは0.2mmと仮定した。ねじりひびわれ幅に関する解析のフローチャートを図-4

に示す。

4. 中空断面部材のねじり特性

(1) 実験概要

ねじりと曲げ・せん断の組合せ荷重下の鉄筋コンクリート箱型断面部材の力学的性状を知る目的で、高さ740 mm、幅1200 mm、壁厚80 mmの箱型断面供試体(以下シリーズIと略称)と高さ400 mm、幅400 mmで壁厚を変化させた箱型断面供試体(以下シリーズIIと略称)を製作して載荷実験を実施した。実験要因としてシリーズIでは鉄筋量、荷重の組合せおよび箱型断面の形状(1室中空あるいは2室中空)を変え、シリーズIIでは純ねじりを受ける場合について壁厚および鉄筋量を変化させた。

鉄筋はシリーズIではSR 30、 $\phi 3$ およびSD 30、D 10(横ふし)を、シリーズIIではSD 30、D 10(横ふし)を使用した。これらの鉄筋の引張実験結果を表-1に示す。

載荷実験を行ったシリーズIおよびIIの断面寸法をそれぞれ図-5および図-6に示す。すなわち断面形状はシリーズIでは壁厚80 mmと一定とし、1室中空と2室中空の2種について、シリーズIIでは箱型断面の壁厚を60 mm、80 mmおよび120 mmと中実断面の4種に変えた。次に配筋方法は、シリーズIでは図-7および表-2に示すように2種に変え、シリーズIIでは図-8と表-3に示すように6種に変えた。実験を行った供試

表-1 鉄筋の引張実験結果

	Series I		Series II
	$\phi 3$	D-10	D-10
Area mm ²	7.163	71.33	69.63
Yield Point kgf/mm ²	37.4	37.0	37.6
Tensile Strength ^X	52.0	53.0	55.4
Elastic Modulus ^{XX}	1.96×10^6	2.10×10^6	2.17×10^6

X: kgf/mm² XX: kgf/cm²

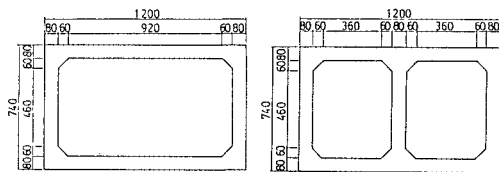


図-5 供試体断面寸法 (シリーズI)

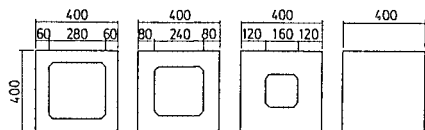


図-6 供試体断面寸法 (シリーズII)

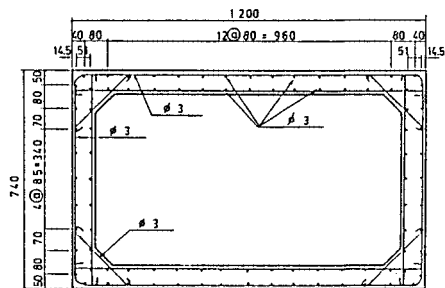


図-7 (1) 鉄筋の配置 (シリーズI)

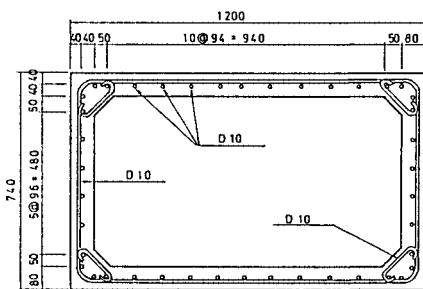


図-7 (2) 鉄筋の配置 (シリーズI)

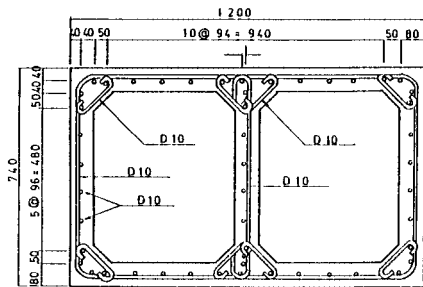


図-7 (3) 鉄筋の配置 (シリーズI)

表-2 鉄筋の位置 (シリーズI)

Specimen No.	Series	Reinforcement	Height (mm)	Width (mm)	Wall Thickness (mm)	Chamber	Notes
1.1.1.1.1.1.1	I	SR 30, $\phi 3$	740	1200	80	1-chamber	
1.1.1.1.1.2	I	SD 30, D 10	740	1200	80	2-chamber	

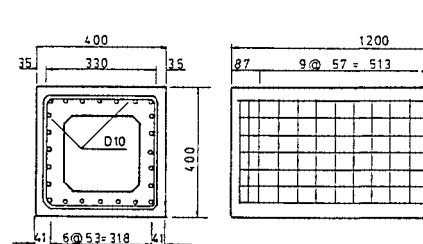


図-8 鉄筋の配置 (シリーズII)

表-3 鉄筋の位置 (シリーズII)

Beam No	C1 (mm)	C2 (mm)	鉄筋 間隔 (mm)	
			Longi.	Stirrup
1	35	45	40	43
2	35	45	53	57
3	35	45	80	86
4	35	45	160	169
5	35	45	53	169
6	35	45	160	57
7	35	25	53	57
8	35	85	53	57
9	35	165	53	57

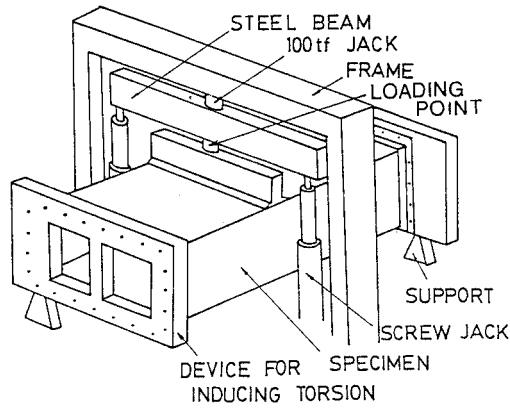


図-9 荷重方法

体の本数はシリーズIについて15体, シリーズIIについて9体の総数24体である。これらの実験計画を表-4に示した。

荷重試験は図-9に示すひずみ制御型試験装置を用いて行った。この荷重装置の特徴は従来の荷重制御型耐圧試験機を改良して容易にひずみ制御型試験機にできる点にある。すなわち、まず図中に示した100tfジャッキを作動させて、一定荷重を連結ビームを介して2本のスク

表-4 実験計画 (シリーズI, II)

Series	Beam No	Type	L (cm)	P1 (kg)	P2 (kg)	a (cm)	L1 (cm)	BEAM NO.			
								ONE BOX	DOUBLE BOX	SOLID	
I	7	∞	8	0.084 0.110	0.170 0.200	150	0	175	NO.1 NO.3	NO.14	---
	BT-2.08	8	0.084 0.410	0.170 0.300	220	60	125	NO.2 NO.13	---	---	
	BST-0.95	8	0.084 0.410	0.170 0.300	370	185	175	NO.5 NO.12	---	---	
	BS-0.24	8	0.084 0.410	0.170 0.300	370	185	44	NO.4 NO.9	NO.7,10	---	
	BS-0	8	0.084 0.410	0.170 0.300	370	185	0	NO.3 NO.11	---	---	
	∞	6	1.05	1.04	100	0	75	NO.7	---	---	
II	8	∞	0.348 0.348 0.897 1.05 1.04 1.39	0.350 1.04 0.683 0.350 1.04 1.38	100	0	75	NO.4 NO.6 NO.3 NO.5 NO.2 NO.1	---	---	
	12	1.05	1.04	100	0	75	NO.8	---	---		
	∞	1.05	1.04	100	0	75	---	---	NO.9		

表-5 実験結果

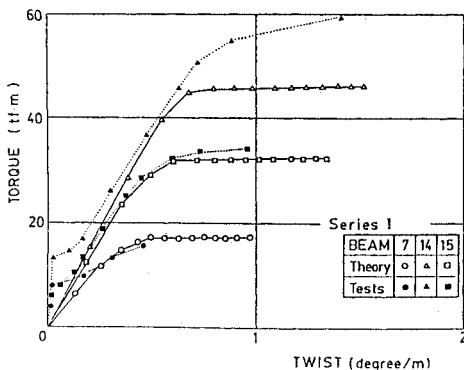
シリーズ	No	T / M	コンクリート強度 (kg/cm ²)		斜めひびわれ発生			曲げひびわれ発生			降伏耐力			最大耐力			
			σ_c	σ_t	T_i (t-m)	M_i (t-m)	V_i (t)	T_b (t-m)	M_b (t-m)	V_b (t)	T_y (t-m)	M_y (t-m)	V_y (t)	T_u (t-m)	M_u (t-m)	V_u (t)	
I	1	∞	322	17.5	18.64	---	---	---	---	---	---	20.83	---	---	23.63	---	---
	2	2.08	327	19.5	15.28	7.34	---	---	---	---	---	12.74	6.12	---	16.63	7.98	---
	3	0	373	22.8	---	---	---	---	19.39	10.48	---	---	11.78	6.37	---	19.39	10.48
	4	0.24	334	19.6	---	---	---	4.49	18.87	10.20	---	2.78	11.67	6.31	4.49	18.87	10.20
	5	0.95	345	17.5	11.75	12.42	6.77	---	---	---	---	11.56	12.22	6.60	14.53	15.36	8.30
	6	0.24	327	19.2	---	---	---	3.65	15.36	8.30	---	2.84	11.95	6.46	3.65	15.36	8.30
	7	0.24	251	14.5	4.72	19.85	10.73	4.21	17.70	9.57	---	10.74	45.16	24.41	15.74	66.19	37.78
	8	∞	261	19.5	16.45	---	---	---	---	---	---	50.93	---	---	57.84	---	---
	9	0.24	281	20.6	4.01	16.84	9.11	4.01	16.84	9.11	---	9.04	37.99	20.54	13.44	56.49	30.54
	10	0.24	304	21.2	4.88	20.54	11.10	3.94	16.57	8.95	---	10.76	45.22	24.45	14.89	62.62	33.85
	11	0	308	20.7	---	14.25	7.70	---	14.25	7.70	---	---	43.84	23.70	---	54.95	29.70
	12	0.95	331	18.2	9.28	9.81	5.30	---	---	---	---	26.68	28.20	15.25	31.98	33.81	18.28
	13	2.08	328	20.0	8.56	4.11	---	---	---	---	---	34.80	16.70	---	43.56	20.91	---
	14	∞	328	20.0	7.88	---	---	---	---	---	---	53.14	---	---	60.03	---	---
	15	0.95	326	23.4	8.30	8.77	4.74	---	---	---	---	30.18	31.90	17.25	36.84	38.94	21.05
II	1	∞	228	15.4	2.73	---	---	---	---	---	---	---	---	---	5.78	---	---
	2	∞	235	15.4	2.30	---	---	---	---	---	---	---	---	---	6.09	---	---
	3	∞	267	17.2	2.55	---	---	---	---	---	---	---	---	---	5.47	---	---
	4	∞	261	16.9	2.04	---	---	---	---	---	---	---	---	---	3.54	---	---
	5	∞	272	17.9	2.21	---	---	---	---	---	---	---	---	---	4.88	---	---
	6	∞	279	17.5	2.52	---	---	---	---	---	---	---	---	---	4.96	---	---
	7	∞	293	18.8	2.23	---	---	---	---	---	---	---	---	---	5.86	---	---
	8	∞	303	19.4	3.17	---	---	---	---	---	---	---	---	---	7.84	---	---
	9	∞	303	19.4	4.33	---	---	---	---	---	---	---	---	---	7.85	---	---

リュージャッキに作用させる。この荷重は定荷重コントロールユニットによって載荷試験が終了するまで一定に保持させる。次にスクリージャッキを下降させ、載荷点と連結ビームと接触するまでこの操作を継続する。これ以降から供試体に荷重が作用することになり、一定のひずみ速度で載荷試験を実施した。実験結果の一覧を表一5に示した。

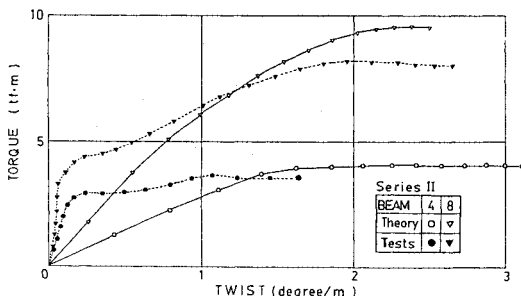
(2) 作用荷重と変形の関係

a) 中空断面と中実断面の相違

シリーズ I ($p = p_i + p_h = 0.790\%$) およびシリーズ II の作用ねじりモーメント (T) と単位長さ当りのねじり角 (ϕ) の関係をそれぞれ図一10 および図一11 に示す。まず、シリーズ I の供試体では載荷開始から最大耐力時まで、 T の増加に伴う ϕ の変化率の相違により以下の4領域に区分することができた。すなわち、第1領域では部材に初斜ひびわれが発生する以前の状態であり、 T - ϕ 曲線はコンクリート単体と仮定し弾性論で求めた関係式と同一となった。中実断面部材ではこの領域において初斜ひびわれ発生モーメントまでのねじり剛性の低下は30~35%になるという報告¹¹⁾もあるが、シリーズ I の中空断面ではこの現象はみられなかった。第2領域では初斜ひびわれ発生に伴いねじり剛性は第1領域に比べて著しく低下した。この領域ではひびわれの本数が増すのみで、発生したひびわれはほとんど進展しなかった。



図一10 T- ϕ 曲線 (シリーズ I, No. 7~No. 15)



図一11 T- ϕ 曲線 (シリーズ II)

第3領域ではねじり剛性は一定を保ち、 T と ϕ の増分はほぼ正比例の関係となった。なお、第3領域終了付近で鉄筋は降伏した。斜ひびわれの本数はこの領域では増加せず、ひびわれ幅が拡大した。第4領域になると、再び剛性は低下し、最大耐力に到達し、二次的なひびわれが発生した。

シリーズ II もシリーズ I と同様に第1, 第2, 第3および第4領域に区別できるが、シリーズ II の壁厚と箱型断面の短辺長の比 ($\alpha = t/b$) がシリーズ I ($p = 0.790\%$ の場合) より大となるため、斜ひびわれ耐力が増加することから、第3領域の T と ϕ の増分の関係は、正比例の関係ではなくなった。なお、シリーズ I ($p = 0.790\%$) およびシリーズ II における第2領域終了時の斜ひびわれ幅は p および α の影響を受けず 0.1~0.15 mm とほぼ一定であった。

シリーズ I における解析によって得た T - ϕ 曲線を図一10に示す。解析値は実験値の第3領域と第4領域の前半でよく一致した。実験では鉄筋の降伏後、本実験では図一9に示すようにねじり載荷板に供試体の端部をボルトで圧着し、ねじりモーメントが供試体に均一に作用すると同時に、No. 14 の場合、載荷方法の関係上、表一4に示すように供試体の長さが他のねじりと曲げ、ねじりと曲げせん断を受ける場合より短く、端部の乱れおよび端部の剛性が大きいことにより拘束ねじりが入りやすく、その結果、この拘束ねじりの影響を受け最大耐力は解析値より10%ほど大きくなった。一方、シリーズ II ではシリーズ I に比べて壁厚と断面の短辺長の比が大きいことから、新たな斜ひびわれが第3領域でも発生および進展する。しかし、最初から十分にひびわれが入った状態を想定するトラスモデルに基づく本解析の結果は図一11に示すようになり、同一ねじりモーメントにおけるねじり角が実験値より大きくなった。しかしながら、第3領域終了時になると供試体には十分にひびわれが入り、解析と実験結果は一致した。また、コンクリートの圧壊によって最大耐力が決まったシリーズ II, No. 8 の供試体でも、本解析によって求めた最大耐力は実験値とほぼ一致した。

次に各荷重段階におけるねじり剛性も図一12に示すように、第3および第4領域において実験値の傾向をとらえることができた。

つり合い鉄筋比を検証する目的で鉄筋比を幅広く変化させたシリーズ II について、実際の破壊形式と本解析の式 (1), (2) とを比較すると図一14のようになり、解析値は大略実験値をとらえることができた。

b) ねじり剛性および曲げ剛性

作用荷重と変形の関係を参照にして、荷重の増加に伴う剛性の変化は4領域に区分されることを前節で述べ

た、Lampert¹²⁾によると、ねじりと曲げせん断を同時に受ける鉄筋コンクリート部材において鉄筋降伏時のねじり剛性は曲げせん断の存在に影響されず純ねじりを受ける場合と同一となり、一方曲げ剛性はねじりの存在によりねじりと曲げせん断の比の増加とともに低下すると報告されている。しかしながら、設計上問題となるのは使用限界状態下の挙動であり、第2および第3領域における剛性を明瞭にする必要がある。

図-12および図-13はシリーズIにおけるねじり剛性および曲げ剛性の値を各荷重段階について示す。ねじり剛性および曲げ剛性は初斜ひびわれ発生後大幅に低下し、ねじり剛性は図-10で説明した第2、第3領域でねじりと曲げせん断の比の影響を受け、同一荷重段階ではこの比が大なるほどねじり剛性の低下が著しい。しかしながら第3領域終了時ではねじりと曲げせん断の比の影響を受けずLampertの結果と同様に純ねじりを受ける場合と同一のねじり剛性となった。

曲げ剛性もねじり剛性と同様に第2、第3領域においてねじりと曲げせん断の比が大なるほど低下が著しい。これらの現象は各荷重段階における変形挙動が上縁圧縮域の形成と密接な関係にあることを示すものである。すなわち、ねじりと曲げせん断の比の減少とともに部材上縁に配置された軸方向鉄筋のひずみは引張から圧縮へ⁷⁾転じ、第2、第3領域の範囲では上縁には斜ひびわれが発生しなかった。したがってねじり剛性は部材上縁の圧縮域の抵抗（すなわち、上縁のせん断ひずみがきわめて小さい）によりねじりと曲げせん断の比が小なる場合は純ねじりの場合より大きくなった。同様に曲げ剛性もねじりと曲げせん断の比の増加とともに部材上縁の圧縮域が減少するために低下した。しかしながら第3領域の終了付近から第4領域になるとねじりと曲げせん断の比

が小なる場合でも部材上縁にも二次的な斜ひびわれが発生し、ねじり剛性および曲げ剛性ともにねじりと曲げせん断の比の影響は支配的でない結果となった。

c) ねじりひびわれ幅

シリーズIIの供試体のうち、壁厚および鉄筋量の異なる

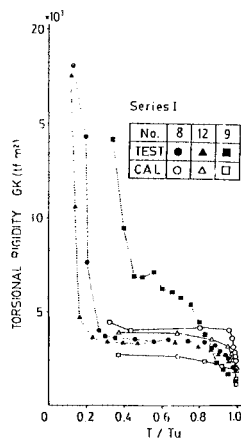


図-12 ねじり剛性 (シリーズI)

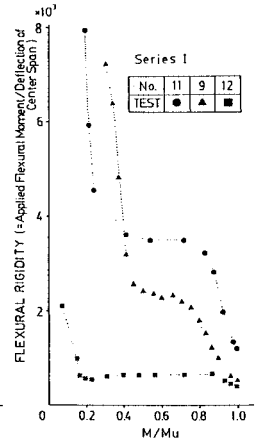


図-13 曲げ剛性 (シリーズI)

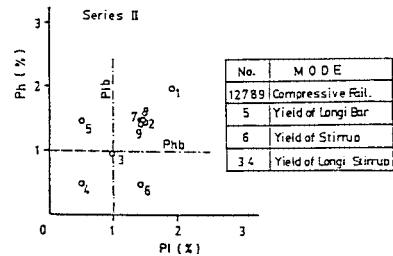


図-14 破壊形式とつり合い鉄筋比 (解析式 (1), (2) と実験の比較)

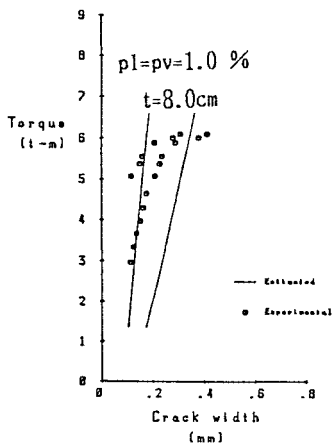


図-15 ねじりモーメントとひびわれ幅の関係 (シリーズII, No.2)

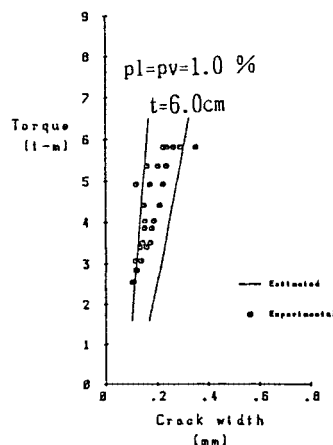


図-16 ねじりモーメントとひびわれ幅の関係 (シリーズII, No.7)

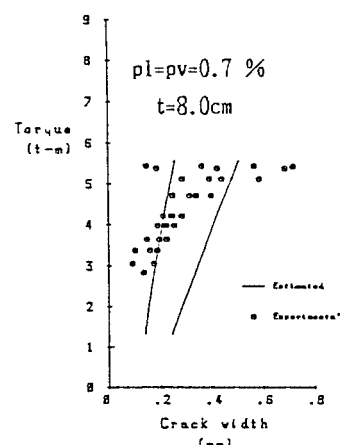


図-17 ねじりモーメントとひびわれ幅の関係 (シリーズII, No.3)

る3体の供試体について実験および解析によるねじりモーメントとひびわれ幅の関係を同一のグラフ上にプロットし、図一15~17に示した。実験によるひびわれ幅の測定が、供試体の大きさおよびコンタクトチップの位置の制約によって2本~4本のひびわれに関してのみであるため、実験値と解析値の厳密な比較は困難であるが、No.2, No.7の供試体に関しては大略のところ実験値は、解析による最大ひびわれ幅と最小ひびわれ幅の間にプロットされている。しかし解析結果はねじりモーメントが小さい領域ではひびわれ幅を過大評価する傾向があり、また最大ねじりモーメント付近では過小評価する傾向がある。最大ねじりモーメント付近ではひびわれ幅が急激に拡幅しているが、解析値はこの現象を表現していない。また、No.3供試体については上記の傾向がさらに顕著であった。立体トラスモデルの性格上、最初からひびわれが入っているものとして解析を行っているため、供試体にひびわれが発生する以前と発生直後に関しては、供試体の力学的挙動を十分に表現できなかった。また、本解析における鉄筋とコンクリートの付着解析は鉄筋が弾性域にある場合のみを対象としており、鉄筋がひびわれ面で局部的に降伏すると解析不能となることを付記する。

d) 斜ひびわれ後の耐荷機構

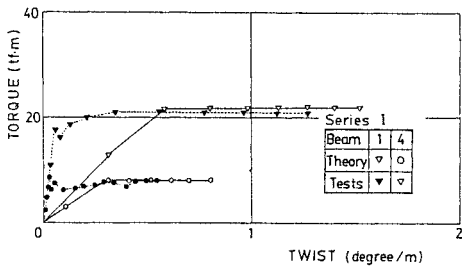
鉄筋コンクリート部材のねじり強度を示す式は一般に無筋コンクリートと鉄筋による抵抗ねじりモーメントの和で示される場合が多い。シリーズIで $p = p_i + p_h =$

0.254%の鉄筋量を有する供試体 (No.1~No.6) の $T-\phi$ 曲線は図一18に示すように斜ひびわれ後の挙動が図一10で示したNo.7~15の供試体の挙動と異なる。特にねじりと曲げ・せん断の比が小なる場合では一本の曲げひびわれが発生する状態で終局に至った。しかしながらねじりと曲げせん断の比が大となると、斜ひびわれ発生後の耐力増加はほとんどないがシリーズIの $p = p_i + p_h = 0.790%$ の場合とほぼ同数の斜ひびわれが発生した。これはねじりが曲げせん断より卓越する場合斜ひびわれ間のコンクリートストラットにはトラス力としての斜圧縮力が作用し図一19に示すように鉄筋とコンクリートの付着強度が増加し、曲げ引張材の付着強度よりも大きくなり10mmごとに貼付した鉄筋ひずみの分布性状より、それぞれの位置におけるひずみの差をとり、これをひずみゲージの間隔で除せば付着強度を求めることができ、その付着強度が90 kg/cm²になることによる。以上のことから同一鉄筋量を有する供試体でもねじりが曲げせん断より卓越する場合斜ひびわれの本数が増加する結果となった。また、無筋コンクリートのねじり強度と鉄筋コンクリート部材の斜ひびわれ発生時のねじり強度は一致し¹³⁾、無筋コンクリートでは斜ひびわれ発生と同時にコンクリートの引張抵抗が消滅し、内的つり合いがとれないという事実、さらには図一18に示すように鉄筋量が通常の鉄筋量より小さくてもねじりを受ける場合斜ひびわれの本数が通常の鉄筋量をもつ場合と同程度発生し、斜ひびわれ発生後も耐力はほとんど低下せず、応力の再分配が行われることを考慮すると、斜ひびわれ後の耐荷機構は無筋コンクリートと鉄筋による抵抗モーメントの和と考えることは不合理である。

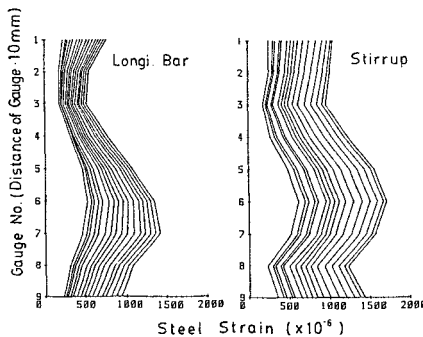
したがって、この種部材の斜ひびわれ発生後の耐荷機構は立体トラス機構に基礎をおいたモデルで近似できると考える方が合理的である。

(3) ねじりと曲げせん断の相関関係

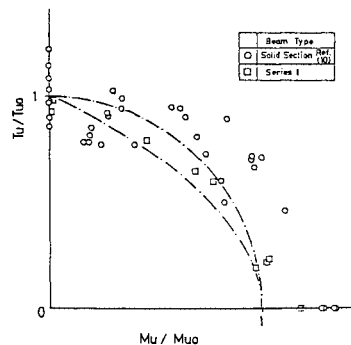
ねじりと曲げ・せん断を同時に受ける箱型断面部材における終局時(鉄筋降伏時あるいはコンクリート圧壊時)



図一18 T-φ曲線 (シリーズI, No.1~No.6)



図一19 鉄筋のひずみ分布



図一20 ねじりと曲げ・せん断の相関関係 (終局時)

のねじりと曲げせん断の相関関係は図-20に示すようになる。無次元化にあたり、 T_{u0} 、 M_{u0} はそれぞれ文献7)およびWhitneyの理論を用いた。この図より実験値は $(T_u/T_{u0}, M_u/M_{u0})=(1, 0)$ と $(T_u/T_{u0}, M_u/M_{u0})=(0, 1)$ を結ぶ四分円と放物線の間に分布した。なお、中実断面部材の実験値¹⁰⁾についてもほぼ同様の傾向を示した。したがって全実験値の下限値である次式により、この種部材の終局時の相関関係を評価することが可能であり、解析値とも一致した。

$$\left(\frac{T_u}{T_{u0}}\right)^2 + \frac{M_u}{M_{u0}} = 1.0 \dots\dots\dots (3)$$

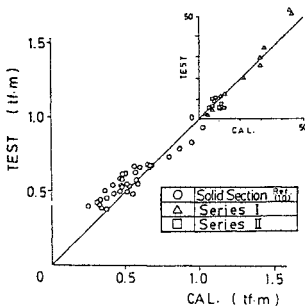


図-21 降伏耐力(解析と実験の比較)

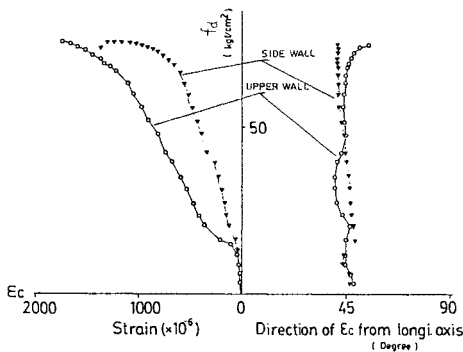


図-22 斜びわれ間のコンクリートの挙動

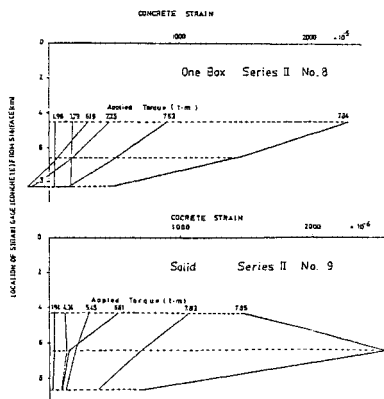


図-23 壁厚方向のコンクリートのひずみ分布

なお、ねじりとせん断の相関関係についても、本実験では曲げとせん断の比率を一定としているので式(3)と同様に放物線となったことを付記しておく。

鉄筋降伏時あるいはコンクリート圧壊時の耐力に関する実験値と解析値の比較を図-21に示す。実験値と解析値の比の平均値は1.09であり、変動係数は19.7%であった。なお、壁厚が終局耐力に及ぼす影響は鉄筋の降伏による破壊条件ではみられず、コンクリートの圧壊による破壊条件のときに著しかった。

(4) 斜びわれ間のコンクリートストラットの挙動

斜びわれ間のコンクリートストラットにはそれを横切る軸方向鉄筋およびスターラップに作用する引張力が鉄筋とコンクリートの付着力を介して作用し、二軸状態の圧縮-引張応力状態下にある。この現象はMitchell & Collins¹⁴⁾によって鉄筋コンクリートパネルについて詳細に検討され、この式を用いてHsu⁶⁾も解析を行っている。図-22の縦軸はトラス理論に基づいて $f_d=(T+Vb_1)/(b_1d_1t \sin 2\alpha)$ より求め、横軸はひびわれ間のコンクリートに貼付したロゼットゲージより求めた主圧縮ひずみである。おおむね T/Vb_1 の相違にかかわらず f_{dmax} はほぼ一軸圧縮状態の30~40%に分布していることがわかり、このピーク値はMitchell & Collinsの値より幾分小さかった。

次にねじりを受ける部材がねじり変形をすると図-23に示すように部材の断面も平面でなくなり、斜びわれ間のコンクリートには曲げ変形が生ずる。この図はシリーズIIのNo.8およびNo.9の供試体について、斜びわれ間のコンクリートストラットの表面から4cm、6cmおよび8cmの深さ位置で、斜びわれ方向に埋込みゲージを配置して測定した結果である。最大荷重時におけるひずみが0となる深さは、コンクリート表面から9~10cmであり、壁厚が12cmであるNo.8供試体と中実断面であるNo.9供試体でほぼ同一の値となった。なお、これらの供試体の破壊形式は斜びわれ間のコンクリートの圧壊であり、No.8とNo.9の最大耐力が同一であることから、壁厚方向のひずみが引張となるところにあるコンクリートは耐力に貢献しないことが証明できた。

5. 結 論

本研究は鉄筋コンクリート箱型断面部材のねじり特性を知る目的で行った研究であり、本研究の範囲内で以下のような結論を得た。

(1) ねじりと曲げせん断を同時に受ける鉄筋コンクリート箱型断面部材の荷重と変形の関係は、荷重増加に伴う変形の変化率から特徴ある4領域に区分することができる。すなわち、斜びわれ発生前の第1領域、斜び

びわれの本数が増加する第2領域, 斜ひびわれの本数はほとんど増加せず斜ひびわれ幅が拡大し, 部材が立体トラス的な挙動をする第3領域および変形は増加するが耐力はほとんど増加せず二次的なひびわれが発生する第4領域である. なお, 壁厚が増加すると, 斜ひびわれ耐力が増加し, 新たな斜ひびわれが第3領域でも発生, 進展するため, 作用ねじりモーメントと単位長さ当たりのねじり角の関係は正比例の関係でなくなる. 第2領域終了時の斜ひびわれ幅は断面寸法, 壁厚および鉄筋量の影響を受けずはば0.1 mm~0.15 mmと一定である. 一方, 第3領域以降では斜ひびわれ幅は鉄筋量の影響を顕著に受ける.

(2) ねじりと曲げせん断を同時に受ける鉄筋コンクリート箱型断面部材のねじり剛性および曲げ剛性は第2, 第3領域でねじりと曲げせん断の比の影響を顕著に受ける. しかしながら, 第3領域の終了付近から第4領域ではこの比の影響を受けずはば同じ剛性の値をもつ.

(3) ねじりと曲げせん断を受ける鉄筋コンクリート部材のつり合い鉄筋比は式(1), (2)で表わすことができ, 壁厚がこの種部材の最大耐力に及ぼす影響はつり合い鉄筋比以上の鉄筋を有する部材において著しく, つり合い鉄筋比以下の鉄筋を有する場合, 中実断面と同一の最大耐力となる.

(4) ねじりと曲げせん断を受ける鉄筋コンクリート箱型断面部材の鉄筋降伏時あるいはコンクリートの圧壊時におけるねじりと曲げせん断の相関関係は式(3)に示す放物線で表示できる.

(5) ねじりと曲げせん断を同時に受ける鉄筋コンクリート箱型断面部材の力学的挙動は立体トラスモデルに基づく著者らの理論によって精度よく推定できる.

謝辞: 本研究の実験実施, データの整理にあたり当時卒論生であった山下亮二氏(日本国土開発(株))および室田征紀氏(日本鉱業(株))には昼夜を惜しまぬ協力を得ました. また, シリーズⅠの研究では帝都高速度交通営団ならびに鹿島建設技術研究所のご協力を賜りました. ここに深く謝意を表します.

参 考 文 献

- 1) Rausch, E. : Design of Reinforced Concrete in Torsion, Technische Hochschule Berlin, pp.53, 1929.
- 2) Lessig, N.N. : Determination of Load-Carrying Capac-

ity of Rectangular Reinforced Concrete Elements Subjected to Flexure and Torsion, Trudy No.5, Institut Betonai Zhelezabetona (Concrete and Reinforced Concrete Institute), Moscow, pp.5~28 (in Russian), Translated by Portland Cement Association, Foreign Literature Study, No.371.

- 3) Thürlimann, B. : Torsional Strength of Reinforced and Prestressed Concrete Beams...CEB Approach, ACI, SP-59, pp.117~143, 1979.
- 4) Collins, M.P. and Mitchell, D. : Shear and Torsion Design of Prestressed and Non-prestressed Concrete Beams, PCI Journal, Vol.25, No.5, pp.32~100, Sept.-Oct.1980.
- 5) 泉 満明: コンクリート部材の終局ねじり強度の算定と設計法に関する研究, 土木学会論文報告集, No.305, pp.111~124, Jan. 1981.
- 6) Hsu, T.T.C. and Mo, Y.L. : Softening of Concrete in Torsional Members, Univ. of Houston, Civil Eng. Dept., Research Report, pp.1~107, March 1983.
- 7) 岡本享久・長滝重義: 曲げ・せん断とねじりを同時に受ける鉄筋コンクリート部材の耐力と変形, 土木学会論文集, No.360, pp.81~89, Aug. 1985.
- 8) Hsu, T.T.C. : Ultimate Torque of Reinforced Rectangular Beams, Journal of the Structural Division, ASCE, V.94 ST-2, pp.485~510, Feb. 1968.
- 9) Lampert, P. and Thürlimann, B. : Torsions-versuche an stahlbetonbalken (Torsion Tests of Reinforced Concrete Beams) Bericht Nr. 6506-2, June, 1968.
- 10) 船越 稔・岡本享久・船橋政司: 曲げ・せん断およびねじりを受けるRC部材の力学的特性, セメント技術年報, Vol.36, pp.462~465, 1982.
- 11) レオンハルト, F. : コンクリート構造の限界状態と変形, 鹿島出版会, pp.150~172, 1984.
- 12) Lampert, P. : Postcracking Stiffness of Reinforced Concrete Beams in Torsion and Bending, ACI, SP-35, pp.385~433, 1971.
- 13) 船越 稔・岡本享久・南 和孝: ねじりを受ける鉄筋コンクリート梁の力学的性状, セメント技術年報, Vol.34, pp.401~404, 1978.
- 14) Vecchio, F. and Collins, M.P. : Stress-Strain Characteristics of Reinforced Concrete in Pure Shear, IABSE Colloquium Advanced Mechanics No.115, pp.113~122, June 1981.
- 15) Ewida, A.A. and McMullen, A.E. : Torsion-Shear-flexure interaction in reinforced concrete members, Magazine of Concrete Research, Vol.33, No.115, pp.113~122, June 1981.

(1986.1.20・受付)