

鉄筋およびFRPロッドを補強材としたコンクリート はりのせん断耐荷性状に関する研究

崔 益暢¹・鈴木顕彰²・三島徹也³・二羽淳一郎⁴

¹正会員 工博 広島大学助手 工学部第四類 (建設系) (〒739 広島市鏡山1-4-1)

²正会員 工修 前田建設工業技術研究所 (〒179 東京都練馬区旭町1-39-16)

³正会員 工博 前田建設工業技術研究所 (〒179 東京都練馬区旭町1-39-16)

⁴正会員 工博 アジア工科大学院助教授 構造工学科(G.P.O.Box 2754, Bangkok 10501, Thailand)

本研究は、鉄筋およびFRPロッドを補強材としたコンクリートはりの実験および格子モデルによる解析により、補強材の材料特性がコンクリートはりのせん断変位挙動、ならびにせん断耐荷力に及ぼす影響を評価したものである。格子モデルを用いた解析結果より、コンクリートはりの斜めひび割れ発生から破壊に至るまでの一連のせん断抵抗機構の変化を明らかにするとともに、実験によりこれを検証した。一連の検討のなかで、コンクリートはり内部および表面のコンクリートのひずみ変化を明らかにした。すなわち、はり内部と表面のコンクリートのひずみ挙動は、斜めひび割れの発生まではほぼ一致しているが、斜めひび割れの発生後は明らかに異なった挙動を示すことが認められた。

Key Words : shear resisting behavior, FRP rods, lattice model, diagonal crack, failure mode

1. 序 論

近年、炭素繊維、アラミド繊維、ガラス繊維などのFRP材料、いわゆる新素材を鉄筋の代替材料とした補強コンクリートについて、その耐荷機構に関する研究が活発に進められている。その結果、FRPロッドを主筋およびせん断補強材として用いたコンクリートはりのせん断耐荷力を評価する場合、修正トラス理論に基づく現在の土木学会コンクリート標準示方書式はそのままでは適用できないことが明らかになっている。すなわち、FRPロッドのように低弾性で弾性状態から直ちに破断に至り、塑性状態を示さない補強材に対しては、せん断補強筋の降伏時耐力 V_s とコンクリート貢献分 V_c を重ね合わせる修正トラス理論の考え方がそのままでは適用できないのである。

どのような補強材を用いた場合でも統一的に適用可能な設計耐荷力の算定方法を規定する前提として、現象を適切に表現しうる耐荷機構モデルが求められている。このための1つの方法は有限要素法の適用によるものである。佐藤らは、非線形FEMの計算結果に基づき、コンクリートとせん断補強筋のせん断力の分担率の変化、補強筋の影響等を詳細に検討した結果を報告している¹⁾。しかしながら、連続体としてモデル化したコンクリート中の力の流れを離散的に処理して、耐荷機構モデルに結び

つけていく際に、一般性が失われていく可能性がある。

これに対して、著者らは計算結果の処理が容易で、しかも現象を明快に説明するという要件を満たすものとして、コンクリート部材を格子状のトラスの集合体にモデル化した格子モデル^{2),4)}による解析手法を提案した。そして、鉄筋コンクリートはりの斜めひび割れ発生、せん断補強筋の降伏、コンクリートの破壊に至るまでの一連の耐荷機構の変化を明らかにした。さらにFRP補強コンクリートはりに対しても斜めひび割れ発生後のせん断耐荷機構の変化を明らかにした⁷⁾。

本研究は、鉄筋およびFRPロッドを補強材として用いたコンクリートはりのせん断実験により、そのせん断耐荷機構を実験的に確かめるとともに、補強材の力学的特性がコンクリートはりの変位挙動およびせん断耐荷力に及ぼす影響を検討するものである。さらに格子モデルによる解析によりコンクリートはりの斜めひび割れ発生から破壊までの一連の耐荷機構の変化を予測し、実験結果を評価するための判断材料とするものである。

2. コンクリートはりの実験

(1) 実験概要

a) 試験体および載荷方法

本実験に用いたコンクリートはりの代表的な形状およ

表-1 試験体の使用材料

供試体	主筋		せん断補強筋			コンクリートの 圧縮強度 fc(MPa)	力学 係数 (α)
	種類	径	種類	径	補強筋比 $r_w(\%)$		
No.1	SD685	D25	SD345	D6	0.12	31.3	—
No.2	SD685	D25	SD345	D6	0.24	33.2	—
No.3	SD685	D25	SD345	D10	0.36	38.2	—
No.4	SD685	D25	炭素	$\phi 6$	0.11	37.9	3.95
No.5	SD685	D25	ガラス	$\phi 6$	0.11	42.1	2.84
No.6	炭素	$\phi 16$	—	—	—	30.2	0.00
No.7	炭素	$\phi 16$	炭素	$\phi 6$	0.05	29.4	2.31
No.8	炭素	$\phi 16$	炭素	$\phi 6$	0.11	26.0	5.76
No.9	炭素	$\phi 16$	炭素	$\phi 6$	0.22	32.2	9.31
No.10	炭素	$\phi 16$	PC鋼棒	$\phi 6$	0.12	32.1	—
No.11	炭素	$\phi 16$	ガラス	$\phi 6$	0.11	33.3	3.60
No.12	ガラス	$\phi 16$	炭素	$\phi 6$	0.11	26.4	5.67

表-2 材料特性

補強材	径	降伏強度 f_y (MPa)	破断強度 f_u (MPa)	弾性係数 ($\text{MPa} \times 10^5$)
SD685	D25	733	923	1.98
SD345	D10	398	577	1.97
	D6	381	559	1.98
ガラス	$\phi 16$	—	1224	0.59
	$\phi 6$	—	1230	0.50
炭素	$\phi 16$	—	1085	1.00
	$\phi 6$	—	1302	1.15
PC鋼棒	$\phi 6$	1484	1652	2.29

び寸法を図-1に示す。試験体は全部で12本であり、幅は30cm、全長は520cm、高さは鉄筋(D25)を主筋としたはりNo.1~No.5については40cm、炭素繊維($\phi 16$)を主筋としたはりNo.6~No.11およびガラス繊維($\phi 16$)を主筋としたはりNo.12については、曲げ引張補強材を二段配筋としたため、41.8cmとした。

写真-1は代表的なはり(No.11)における主筋およびせん断補強筋の配置を示している。なお表-1には全試験体の使用材料を示している。

実験パラメータは主筋、せん断補強筋の材質およびせん断補強筋比である。ただし、主筋比はいずれも1.93%、せん断スパン比(a/d)は4.0で一定とした。載荷は、等曲げ区間40cm、せん断スパン140cmの対称2点載荷とした。なお主筋は滑りが起きないように支点外のはりの長さを100cmとし、十分な定着長さをとることとした(図-1参

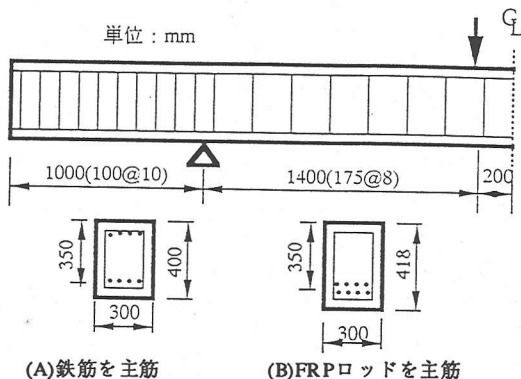


図-1 試験体の形状および寸法

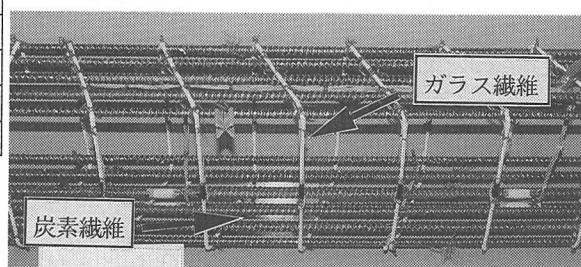


写真-1 主筋およびせん断補強筋の配置 (No.11)

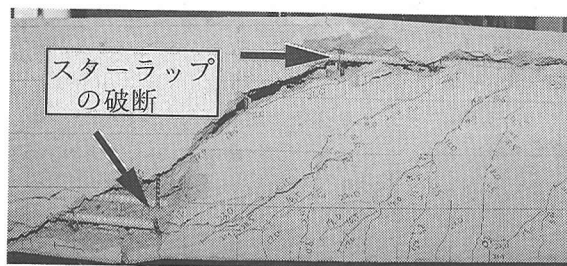


写真-2 破壊時のひび割れ状況 (No.12)

照)。

b) 使用材料

実験に使用した連続繊維補強材は、炭素繊維(PAN系)とガラス繊維(Tガラス)である。補強材自身の力学的特性を明らかにするために、まず補強材の引張試験を行った。

FRP補強材の引張試験はFRPロッド端部に鋼管を取り付け無収縮セメントにより空隙を充填し、引張り時は、鋼管にチャックをかませる。ひずみゲージの貼付はらせん巻き部にエポキシ樹脂でひずみゲージを貼付するためのベースを作成し、ゲージ長が10mmのひずみゲージを使用した。ゲージ長100mmのバイゲージによってひずみを測定したところ両者の測定値はほぼ一致し、ひずみゲージによる測定値の信頼性が確認できた。図-2は引張試験により得られた応力とひずみの関係である。

表-2には材料特性を示す。主筋として使用した $\phi 16$ は

表-3 実験結果と計算結果の比較

供試体	斜めひび割れ発生時のせん断力(kN)				せん断耐力(kN)						はりの破壊モード
	Vc,exp	式(1)	(E _f /E _s) ^{1/3}	(E _f /E _s) ^{1/4}	Vy,exp	格子モデル	辻ら	横井ら	中村ら	著者ら	
No.1	133.0	119.2(0.90)	119.2(0.90)	119.2(0.90)	188.0	164.2(0.87)	-	-	-	-	降伏
No.2	123.0	121.4(0.99)	121.4(0.99)	121.4(0.99)	245.0	216.8(0.89)	-	-	-	-	降伏
No.3	130.0	127.2(0.98)	127.2(0.98)	127.2(0.98)	295.0	262.1(0.89)	-	-	-	-	降伏
No.4	135.0	127.2(0.94)	127.2(0.94)	127.2(0.94)	202.5	192.7(0.95)	255.0(1.26)	191.0(0.94)	221.0(1.09)	214.5(1.06)	破断
No.5	147.5	131.4(0.89)	131.4(0.89)	131.4(0.89)	187.5	183.7(0.98)	253.0(1.35)	192.0(1.02)	195.0(1.04)	201.2(1.07)	破断
No.6	105.0	117.5(1.12)	99.1(0.94)	103.4(0.99)	105.0	114.4(1.09)	99.1(1.94)	99.1(0.94)	103.4(0.99)	103.4(0.99)	斜め引張破壊
No.7	115.0	116.6(1.01)	98.3(0.86)	102.6(0.89)	122.5	121.4(0.99)	157.0(1.28)	125.0(1.02)	145.0(1.18)	116.3(0.95)	破断
No.8	105.0	111.9(1.07)	94.4(0.90)	98.5(0.94)	160.0	163.7(1.02)	217.0(1.36)	163.0(1.02)	188.0(1.18)	173.2(1.08)	破断
No.9	122.5	120.1(0.98)	101.3(0.83)	105.7(0.86)	235.0	237.9(1.01)	352.0(1.50)	223.0(0.95)	289.0(1.23)	261.8(1.11)	圧壊
No.10	122.5	120.1(0.98)	101.3(0.83)	105.7(0.86)	232.5	215.1(0.93)	241.0(1.04)	241.0(1.04)	247.0(1.06)	241.2(1.04)	降伏
No.11	122.5	121.5(0.99)	102.5(0.84)	106.9(0.87)	166.0	162.6(0.98)	217.0(1.31)	157.0(0.95)	166.0(1.00)	156.9(0.95)	破断
No.12	102.5	112.0(1.09)	68.1(0.66)	77.2(0.75)	164.0	149.7(0.91)	203.0(1.24)	139.0(0.85)	177.0(1.08)	159.3(0.97)	破断

注) () 内は計算値/実験値の比率を示す。なおはりの破壊モードは実験的に観測された結果であり、降伏はスターラップ降伏後のせん断破壊、破断はスラップの破断によるせん断破壊、圧壊はウェブコンクリートの圧縮破壊である。

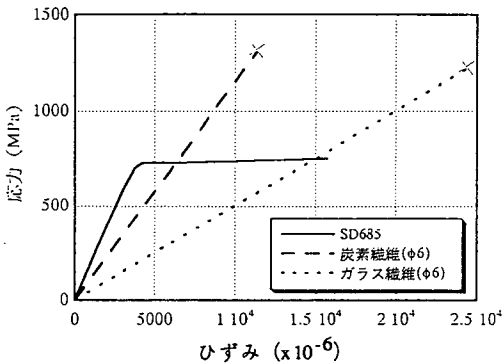


図-2 引張試験による応力とひずみとの関係

炭素繊維、ガラス繊維ともに通常のロッド状である。せん断補強筋として使用したφ6についてはコンクリートとの付着の向上のため、あらかじめせん状に曲げ加工されたものを配置した。せん断補強筋としてはFRPロッドと同様にらせん状に加工された異形PC鋼棒(φ6)も使用した。

コンクリートには、早強ポルトランドセメントを使用した。粗骨材の最大寸法は 20 mm である。なお、試験時のコンクリートの圧縮強度は26.0~42.1MPaであった。

(2) 実験結果

表-3には実験結果と既往の研究によるコンクリートはりのせん断耐力の計算値を示す。なお写真-2は代表的な試験体 (No.12) の破壊時のひび割れ状況を示している。

辻ら³⁾は、せん断補強のないコンクリートはりのせん断耐力Vcを式(4)⁸⁾を基本に、弾性係数比を考慮した換

算断面積A_f(E_f/E_s)を導入して求める方法を提案している。図-3にその計算値と実験値との比を示す。

図-4は横井ら⁶⁾のせん断耐力算定式による計算結果と実験結果との比を示している。この式は、辻らの方法を基本に、せん断補強材のひずみに応じて低下率(0.8~1.0)を乗じ、さらにスターラップの貢献分V_sはトラス理論の計算値を0.5倍するものである。

図-5は中村・松貝⁵⁾のせん断耐力算定式による計算結果と実験結果との比を示す。これは、コンクリート分担分V_cに弾性係数比((E_f/E_s)^{1/4})を乗じ、スターラップの分担分V_sにはせん断補強材の曲げ成形部の強度低下を考慮し、さらにせん断補強材の弾性係数比((E_f/E_s)^{0.4})を乗じるものである。

図-6は著者ら⁷⁾が提案しているFRP補強コンクリートはりのせん断耐力算定式による計算結果と実験結果との比を示したものである。これは、格子モデルの解析結果に基づいて、FRP補強コンクリートはりの終局時のコンクリート貢献分とスターラップ貢献分の低下率を定量的に評価したものであり、以下に示す通りである。

$$V_{uf} = V_{cu} + V_{su} \quad (1)$$

ここで、V_{uf}はFRP補強コンクリートはりのせん断耐力、V_{cu}は式(2)による終局時コンクリートの貢献分、V_{su}は式(3)による終局時のせん断補強筋の貢献分である。

$$V_{cu} = 0.65 V_c ((E_f/E_s)^{1/4}) \quad (2)$$

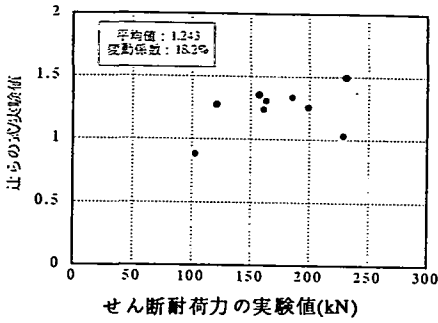


図-3 比のせん断耐力算定式と実験値との比較

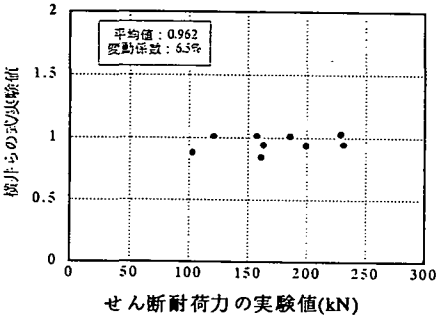


図-4 横井らのせん断耐力算定式と実験値との比較

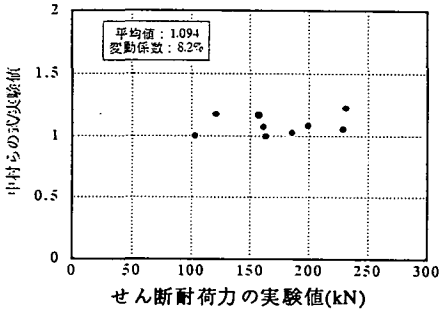


図-5 中村らのせん断耐力算定式と実験値との比較

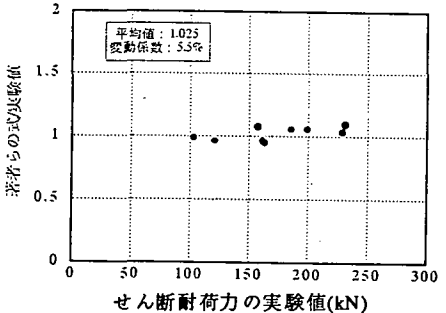


図-6 著者らのせん断耐力の算定式との比較

ここで、 V_c は式(4)で求められるコンクリートはりの斜めひび割れ発生時のせん断力である。

$$0 < k \leq 7, \quad V_{su} = 0.8 V_s$$

$$7 < k, \quad V_{su} = [0.8 - 0.04(k - 7)] V_s \quad (3)$$

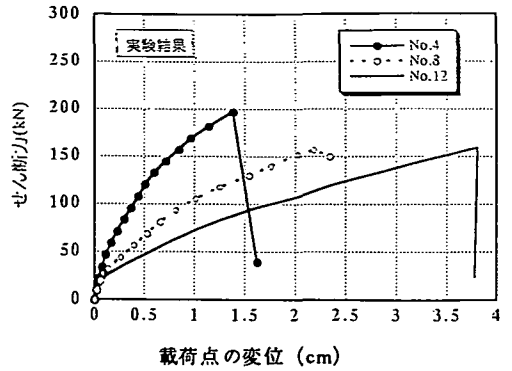


図-7 作用せん断力-変位関係

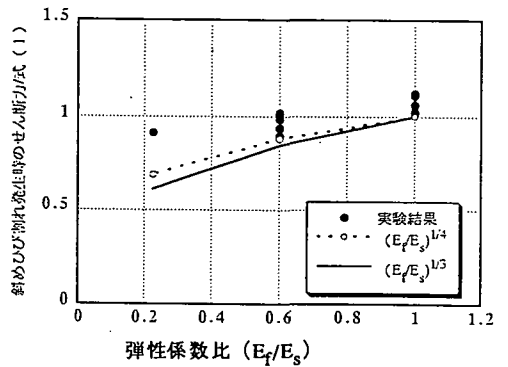


図-8 斜めひび割れ発生時のせん断力と主筋弾性係数比の関係

ここで、 k は力学係数 ($T_w f_w / f_c$)、 V_s はトラス理論において、 f_{wy} の代わりにFRPロッドの曲げ成形部の強度低下を考慮した破断強度を用いたものである。

主筋に鉄筋、せん断補強材にFRPロッドを用いたコンクリートはり (No.4, No.5) の場合、せん断耐力の算定には終局時のスターラップの貢献分の低下のみを考慮した。一方、主筋にFRPロッド、せん断補強材にPC鋼棒を用いたコンクリートはり (No.10) の場合はコンクリート貢献分の低下のみ考慮した。

比の方法はトラス理論の計算値 V_s に修正を加えないため全体的に実験値を過大に評価している。中村らの算定式による計算値は概ね妥当であるが、曲げ成形部で破断した試験体が多いことを考慮すれば若干過大評価の傾向がある。横井らの方法による計算値は実験値と比較的良好一致を示しているが、スターラップの貢献分 V_s の算定において、トラス理論値に0.5を乗ずることの根拠が明確になっていない。著者らのせん断耐力算定法による計算値は図-6に示されているように実験結果との比の平均は1.025、変動係数は5.5%であり、予測精度は良好である。

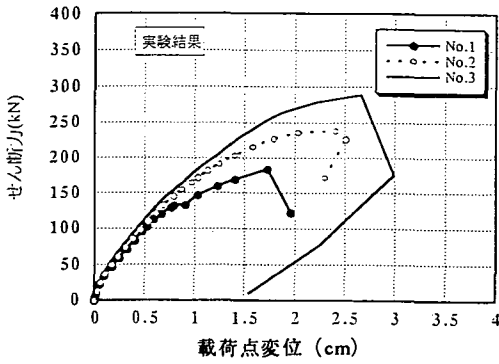


図-9 作用せん断力-変位関係(No.1, No.2, No.3)

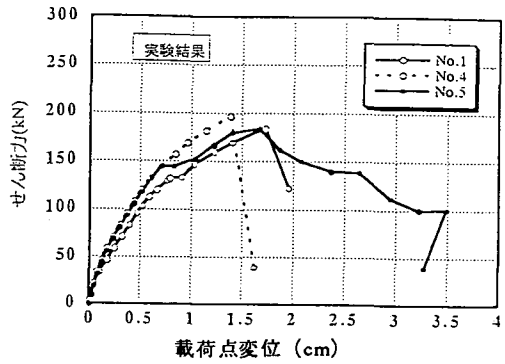


図-11 作用せん断力-変位関係(No.1, No.4, No.5)

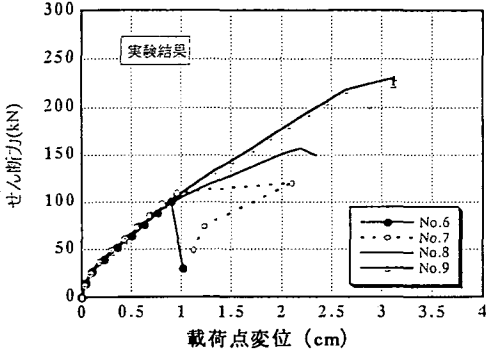


図-10 作用せん断力-変位関係(No.6, No.7, No.8, No.9)

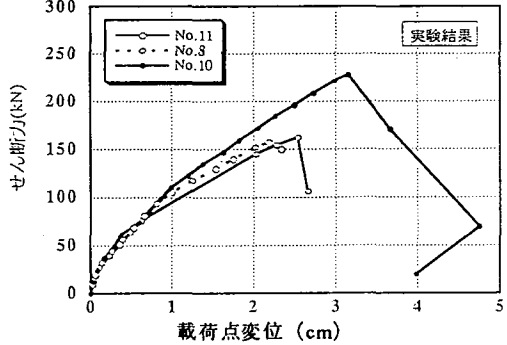


図-12 作用せん断力-変位関係(No.8, No.10, No.11)

3. 補強材の材料特性がコンクリートはりのせん断耐荷力に与える影響

(1) 主筋の弾性係数の影響

土木学会のコンクリート標準示方書に規定されているスターラップのない鉄筋コンクリートはりにおけるせん断耐荷力の算定式は式(4)⁸⁾に基づいている。式(4)で、 V_c は斜めひび割れ発生時のせん断力である。

$$V_c = 0.20 f_c^{1/3} p_w^{1/3} d^{1/4} [0.75 + 1.4/(a/d)] b_w d \quad (4)$$

ここに、 p_w は主筋比(%), f_c はコンクリートの圧縮強度(MPa), d は有効高さ(m), a はせん断スパン, b_w はウェブ幅である。

鉄筋に比べ弾性係数が小さいFRPロッドを主筋としたコンクリートはりのせん断耐荷力は、鉄筋を用いた場合よりも低下することが、既に多くの実験結果から認められている。本実験では主筋として、鉄筋と炭素繊維とガラス繊維の3種類の補強材を用いた。主筋に用いた鉄筋の弾性係数は 1.98×10^5 MPa、炭素繊維の弾性係数は 1.0×10^5 MPa、ガラス繊維の弾性係数は 0.59×10^5 MPaである。

図-7には鉄筋あるいは連続繊維を主筋としたコンクリートはり(No.4, No.8, No.12)において、実験的に得

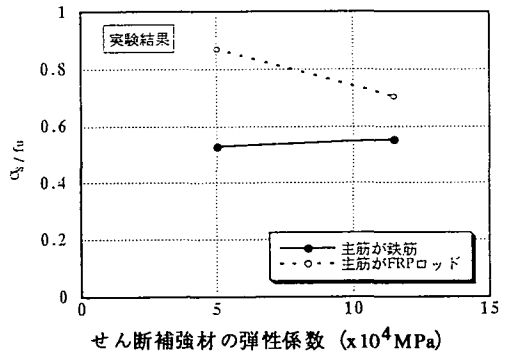


図-13 ピーク時のせん断補強材応力比とせん断補強材弾性係数の関係

られたせん断力と荷重点変位の関係を示している。図によれば、曲げひび割れ発生後、主筋の弾性係数の相違がコンクリートはりの変位挙動に大きな影響を及ぼしていることが認められる。

図-8は斜めひび割れ発生時のせん断力と式(4)による算定値との比を、主筋の弾性係数比の変化に対応してプロットしたものである。なお式(4)に弾性係数比の1/3乗を乗じたものおよび1/4乗を乗じたものもあわせて示した。図-8に示すように、斜めひび割れ発生時のせん断力は主筋の弾性係数が小さいほど低下していくことが実験においても確認された。

せん断補強のないFRP補強コンクリートはりのせん断耐荷力の算定方法として、前述の通り辻ら³⁾は補強材断面面積に鉄筋との弾性係数比を乗じた $A_f(E_f/E_s)$ を換算断面面積として用いる方法を提案している。一方、中村ら⁵⁾は引張鉄筋の弾性係数に対する補強材の弾性係数比の $1/4$ 乗を乗じることを提案している。格子モデルを用いた解析からは、主筋の弾性係数がせん断耐荷力に及ぼす影響は主筋弾性係数比の $1/4$ 乗を乗じる程度であることが示されている⁷⁾。しかしながら、本実験結果によれば、主筋の弾性係数比の影響は確かに認められるものの、それほど顕著ではなかった。

(2) せん断補強筋比の影響

図-9はせん断補強筋比を変化させた鉄筋コンクリートはり (No.1, No.2, No.3) の実験から得られた作用せん断力と載荷点変位の関係を示している。図-9に示されるように斜めひび割れ発生 (123kN~133kN) まではせん断補強筋比に関係なくほぼ挙動が一致しているが、斜めひび割れ発生後はせん断補強筋比の影響で、挙動に大きな変化が現れてくる。図-10はFRP補強コンクリートはり (No.6, No.7, No.8, No.9) の実験結果である。図-10においても、図-9と同様に斜めひび割れ発生 (105.0~122.5kN) までは、せん断補強筋比の影響があまり認められないのに対し、斜めひび割れ発生後はせん断補強筋比の大小がはりのせん断耐荷挙動に大きく影響している状態が読みとれる。

(3) せん断補強筋の弾性係数の影響

佐藤ら¹⁾はせん断補強筋の弾性係数が小さければせん断耐荷力が低下することを有限要素解析より示している。本研究では実験結果に基づいて、スターラップの弾性係数がコンクリートのせん断耐荷力に及ぼす影響を調べることにする。

図-11, 図-12はせん断補強材の材質の違いが、コンクリートはりの作用せん断力-変位関係にどのような影響を与えるかについて、その実験結果を示したものである。図-11は主筋に鉄筋を用いたコンクリートはり (No.1, No.4, No.5) であり、図-12は主筋にFRPロッドを用いたコンクリートはり (No.8, No.10, No.11) である。これらのはりにおいてせん断補強筋比 r_w は0.11~0.12%でほぼ一定に保たれている。

図-13は実験結果のせん断耐荷力から式(4)によるコンクリート貢献分を引いてせん断補強材の貢献分を求め、さらに斜材角45度のトラス機構の仮定からせん断補強材の平均応力を求め、これとせん断補強材の破断強度との

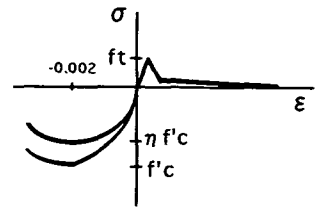


図-14 コンクリートの応力-ひずみ関係のモデル化

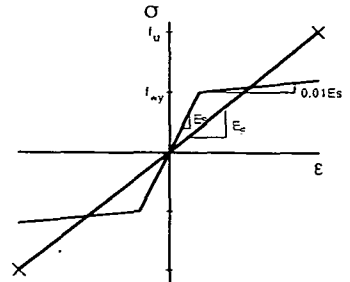


図-15 補強材の応力-ひずみ関係のモデル化

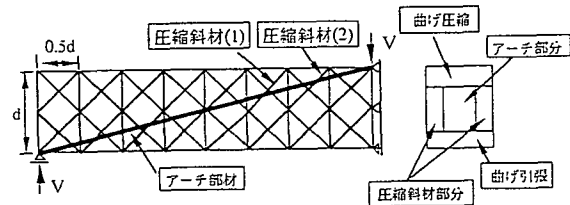


図-16 解析コンクリートはりの格子モデル

比を、せん断補強材の弾性係数に対してプロットしたものである。実線で示したのは鉄筋を主筋としたコンクリートはりの結果であり、破線で示したのはFRPロッドを主筋としたコンクリートはりの結果である。なおFRPロッドを主筋としたコンクリートに対しては、著者ら⁷⁾が提案している斜めひび割れ発生後の終局時のコンクリート貢献分の低下を考慮している。

図-13に示されるように主筋がFRPロッドの場合は、鉄筋の場合と比べて、平均的にピーク時のせん断補強材応力比が大きくなることが認められたが、せん断補強材の弾性係数の相違がピーク時のせん断補強材応力比に及ぼす影響には特に一定の傾向は認められなかった。図-13に示したはりの破壊モードは、いずれもスターラップとして用いたFRPロッドの破断によるものであったが、上述の通り、せん断補強材の弾性係数の相違は、破壊時の応力比に大きな影響を及ぼさないことが示された。

4. 格子モデルの適用

(1) 格子モデル

格子モデルを用いたコンクリート斜材の応力-ひずみ

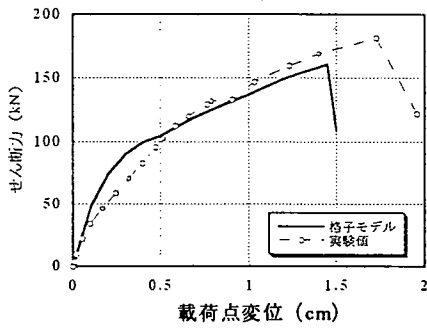


図-17 作用せん断力-変位関係 (No.1)

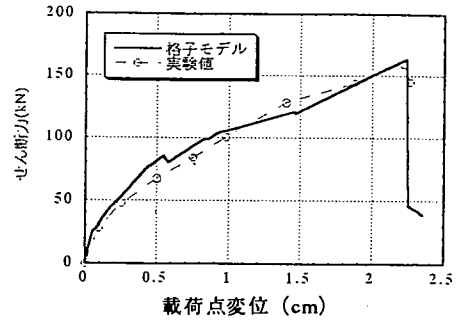


図-19 作用せん断力-変位関係 (No.8)

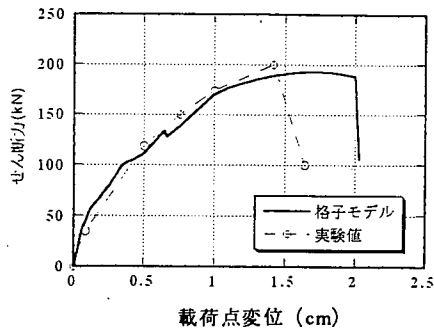


図-18 作用せん断力-変位関係 (No.4)

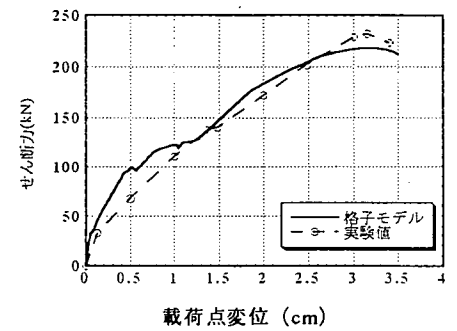


図-20 作用せん断力-変位関係 (No.10)

関係は、図-14に示すようにに圧縮はCollinsらの圧縮軟化モデル、引張に対しては1/4の軟化モデルである。

格子モデルを適用する場合の、補強材のモデル化された応力-ひずみ関係を図-15に示す。鉄筋の応力-ひずみ関係は弾塑性とし、FRPロッドの応力-ひずみ関係は弾性-破断とした。なおFRPロッドをせん断補強材として用いた格子モデルの解析においては曲げ成形部の強度低下⁵⁾を考慮した。

図-16は解析したコンクリートはりの格子モデルを示している。格子モデルにおけるウェブコンクリートの圧縮部材はアーチ部材とコンクリート斜材で構成されている²⁾。

(2) せん断挙動に関する実験結果および格子モデルによる解析結果

表-1、表-2に示す実験データに対して、格子モデル²⁾、⁴⁾を用い、解析を行った。格子モデルによるせん断耐力を実験結果とともに表-3に示す。図-17～図-20は格子モデルにより得られた作用せん断力と載荷点変位の関係を実験結果と比較したものである。

図-17は鉄筋コンクリートはり (No.1) に対するものであり、破線が実験結果、実線が格子モデルによる解析結果である。格子モデルによる解析結果は、ピーク時の

変位を実験結果より小さく予想しているものの、ピークに至るまでの変位挙動を概ね精度良く捉えていると言える。

図-18はNo.4供試体に対するものである。No.4のコンクリートはりの補強材は主筋に鉄筋、せん断補強材にFRPロッドを用いている。格子モデルによる解析結果は、せん断補強材の破断時の変位を実験結果より大きく予想しているものの、全体的な変位挙動を程良く捉えている。また、せん断耐力についても、実験値をほぼ正確に予測している。

図-19は主筋およびせん断補強材にFRPロッドを用いたコンクリートはり (No.8) に対するものである。格子モデルによる解析結果は、実験結果の全体的な変位挙動を精度良く捉えている。また、せん断耐力の予測精度も良好である。またピーク後、せん断補強材として用いたFRPロッドの破断によりせん断耐力が急速に低下する現象も的確に捉えている。

図-20は主筋にFRPロッド、せん断補強筋にPC鋼棒を用いたコンクリートはり (No.10) に対するものである。格子モデルによる解析結果は、ピークまでの範囲で相対的にやや高めの剛性を与えているが、全体的な変位挙動とせん断耐力の予測は概ね妥当である。

以上を総合的に見れば、格子モデルはFRPロッドにより補強されたコンクリートはりのせん断挙動についても、

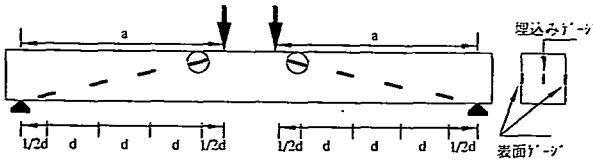


図-21 コンクリートはりのひずみの測点 (No.8)

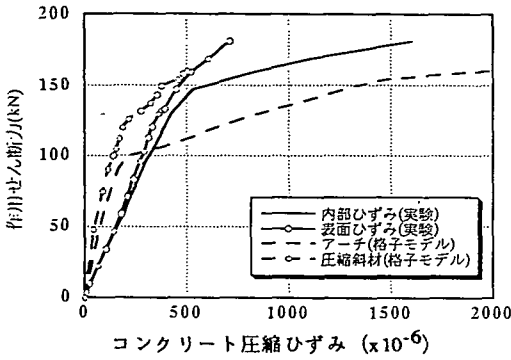


図-22 コンクリートひずみの変化 (No.1)

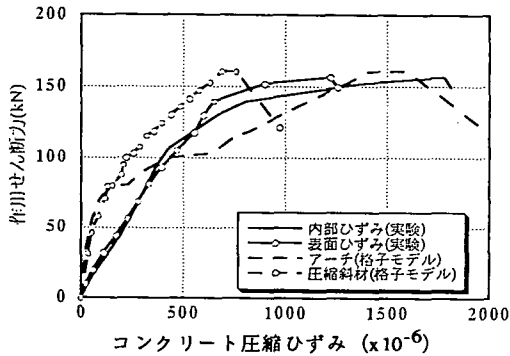


図-23 コンクリートひずみの変化 (No.8)

RCはりの場合と同様に良好な精度で予測可能であると判断される。

5. コンクリートはりのせん断耐荷機構に関する考察

(1) コンクリート圧縮ひずみのはり厚さ方向の変化

実験的に得られるコンクリートはり内部のひずみが格子モデルのアーチ部材のひずみに、またコンクリートはり表面のひずみが格子モデルのコンクリート斜材のひずみに対応すると想定してみた。

図-21は実験におけるコンクリートはりのひずみの測定点を示している。各測定点において、図-21に示すよ

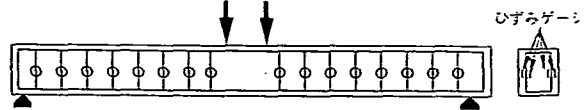


図-24 スターラップの配置とひずみゲージ位置 (No.1)

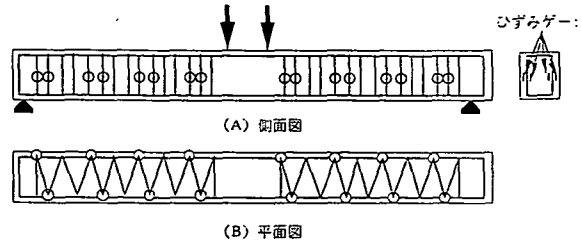


図-25 スターラップの配置とひずみゲージ位置 (No.8)

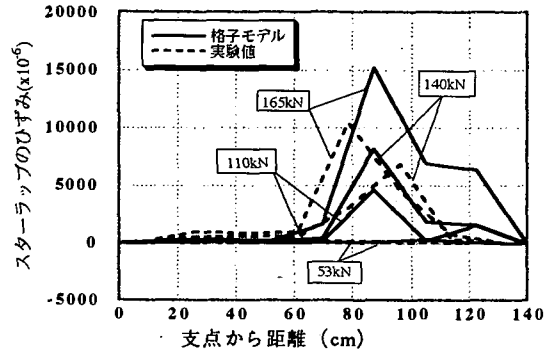


図-26 スターラップのひずみ分布 (No.1)

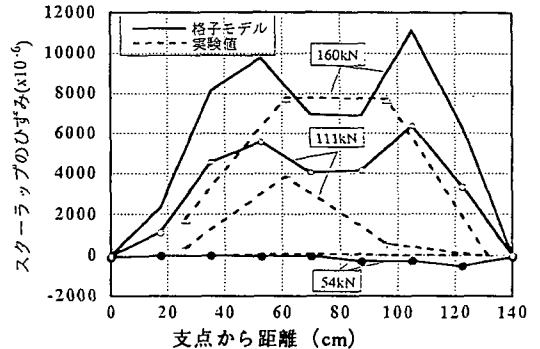


図-27 スターラップのひずみ分布 (No.8)

うに、埋込みゲージを用いたコンクリートはり内部のひずみと通常のひずみゲージによる表面のひずみを測定した。これらの測定点の中でコンクリートの圧縮ひずみが一番大きくなる位置(図-21に○印で示す)の実験結果と格子モデルによる解析結果を比較検討する。

a) コンクリートの内部ひずみ

図-22は鉄筋コンクリートはり (No.1) におけるせん断力の増加に対するコンクリートひずみの変化を示し、実線で示すのが実験結果、破線で示すのが格子モデルによる解析結果である。斜めひび割れ発生まではせん断力

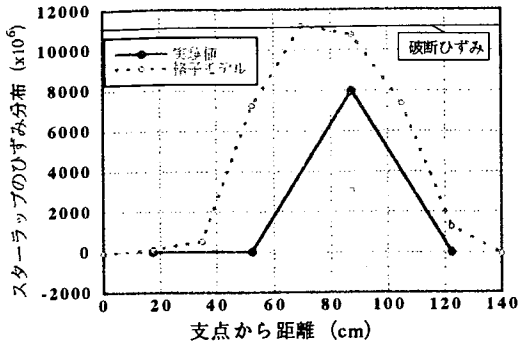


図-28 ピーク時のスターラップのひずみ分布 (No.7)

の増加に伴い、実測されるコンクリートの内部ひずみは緩く増加していくが、斜めひび割れ発生後は急激に増加していく。この傾向は実験結果および格子モデルによる解析結果、ともに同様である。

しかしながら、斜めひび割れ発生までの格子モデルによるひずみは実験結果から得られるコンクリートのひずみより小さい傾向にある。これは格子モデルにおけるコンクリート引張斜材の影響が大きく表れているためと思われる。なお、実験結果と格子モデルによる解析結果の斜めひび割れ発生時のせん断力の相違により、コンクリートのひずみが急激に増加する時点が異なっている。

図-23はFRP補強コンクリートはりにおける作用せん断力とコンクリートひずみの関係を示している。鉄筋コンクリートはりの場合ほど顕著ではないが、鉄筋コンクリートはりと同様に斜めひび割れ発生後、表面ひずみに比較して、コンクリートの内部ひずみが急激に増加していくことが示されている。

図-22、図-23に示されているように鉄筋およびFRP補強コンクリートはりにおいて実測されるコンクリートの内部ひずみは斜めひび割れ発生後、せん断力の増加に伴い、急激に増加していくのである。

格子モデルによるアーチ部材のひずみの解析結果は斜めひび割れの発生までは小さい傾向にあるが、斜めひび割れの発生後は急激な増加を示しており、これは実験的に得られるコンクリートの内部ひずみの挙動と同様である。

b) コンクリートの表面ひずみ

図-22、図-23に示されているコンクリートの表面ひずみはコンクリートの内部ひずみと同位置での測定値である。格子モデルによる解析では圧縮斜材の方向は45度方向であり、測定されたひずみの方向と異なっている。そこで、座標変換を行って、実測方向のひずみに変換した。

図-22、図-23に示されるコンクリートの表面ひずみの変化は斜めひび割れ発生後、勾配がやや緩やかとなり、

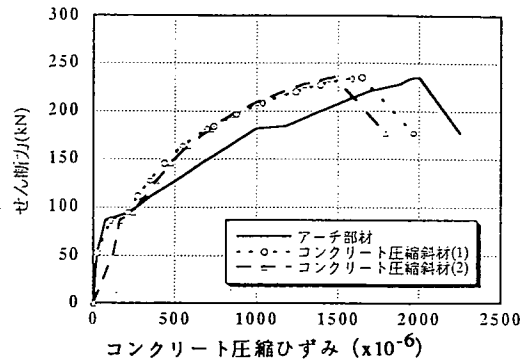


図-29 せん断力-コンクリートひずみの関係 (No.9)

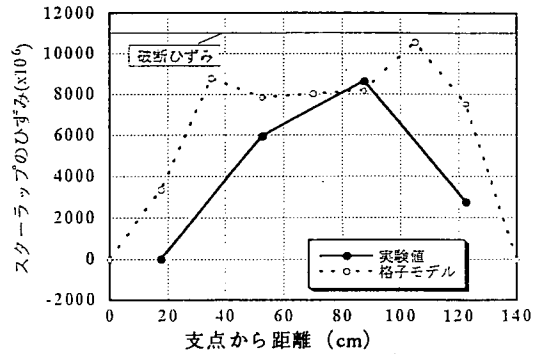


図-30 ピーク時のスターラップのひずみ分布 (No.9)

ひずみの増加率が増えていることがわかる。しかしながら、コンクリートの内部ひずみの変化ほど急激ではない。

図-22、図-23に示されるように、コンクリート内部と表面のひずみ変化は斜めひび割れの発生まではほぼ一致しているが、斜めひび割れの発生後は内部と表面でひずみの変化に違いが現れてくる。この現象は、斜めひび割れの発生後は、平面応力場の仮定とは異なって、実際のコンクリートはり内部においても、格子モデルで仮定されているように、はりの厚さ方向に応力分布が変化していくことを示唆するものである。

(2) スターラップのひずみ分布

図-24と図-25はそれぞれコンクリートはり (No.1) とFRP補強コンクリートはり (No.8) のスターラップの配置とひずみゲージの位置を示している。

図-26、図-27は各々のせん断力レベルにおけるせん断スパン内のスターラップのひずみ分布を示している。ここに実線で示したのは格子モデルによるスターラップのひずみ分布であり、破線で示したのが実験結果である。

図-26は鉄筋コンクリートはり (No.1) のスターラップのひずみ分布であり、局所的にスターラップひずみが増加していく傾向が認められる。すなわち、支点から 60 cm までの区間ではせん断力の増加に伴うスターラップひ

ずみの増加はわずかであるが、支点から60cmを越えた区間ではスターラップひずみの増加が顕著である。

図-26に示すようにせん断力が140kN, 165kNにおいて、実験的に得られるひずみ分布と格子モデルによる予測とは定性的に一致している。

図-27はFRP補強コンクリートはり (No.8) におけるスターラップのひずみ分布を示している。

FRP補強はりの場合はRCはり (No.1) の場合と異なって、スターラップのひずみ分布が局所的ではなく、広範囲に広がっている。実験においてはせん断力の増加に伴い、支点近傍のコンクリートから斜めひび割れが発生して載荷点の方に進展していった。格子モデルにおいてもひずみ分布の広がりが予測されており、この傾向は実験結果と定性的に一致している。

(3) コンクリートはりのせん断破壊モード

一般的なコンクリートはりのせん断破壊モードとしてはRCはりにおけるスターラップ降伏後のウェブコンクリートの圧壊、FRPはりにおけるせん断補強材の破断、あるいはせん断補強材破断以前のコンクリート圧壊が挙げられる。ここでは格子モデルによる破壊モードの予測と実験的に得られたコンクリートはりの破壊モードの比較を行う。

図-22, 図-26には鉄筋コンクリートはり (No.1) において測定されたコンクリートとスターラップのひずみの変化が示されている。格子モデルにより予測されたはりの破壊モードは、斜めひび割れの発生後、スターラップとともにコンクリート圧縮部材 (アーチ部材, コンクリート圧縮斜材) の抵抗力が増加し、続いて局所的にスターラップが降伏に至る。さらにスターラップの降伏後、アーチ部材の軟化によりせん断破壊に至るというものであって、この破壊モードは実験と一致していた。

FRP補強コンクリートはりに対する格子モデルによる解析結果によれば、せん断補強材比, 破断強度, ならびにコンクリートの圧縮強度から定まる力学係数 ($r_w \cdot f_u / f_c$) の大きさによって破壊モードが違うことが明らかになっている⁷⁾。すなわち、力学係数が7以下の場合にはせん断補強材の破断型であり、力学係数が7を上回る場合はコンクリートの圧壊型である。

図-28はFRP補強コンクリートはり (No.7) のピーク時のスターラップのひずみ分布を示し、実線が実験結果、破線が格子モデルによる解析結果を示している。図によれば格子モデルにより予測されたスターラップひずみの大きさはFRPロッドの破断ひずみにほぼ達しており、解析的には、スターラップ破断によるせん断破壊と判断される。なおこの場合の力学係数は2.31である。また、図-

23, 図-27に示すFRP補強コンクリートはり (No.8) もNo.7のはりと同様に格子モデルによりスターラップの破断による破壊モードと予測され、これは実験結果と一致していた。なお実験結果のひずみ分布がせん断補強材の破断ひずみに達していないが、これは図-25に示すようにひずみの測定点がスターラップの中央であり、実際のせん断補強材の破断位置、すなわち曲げ成形部の応力集中位置でのひずみではないことが原因であると思われる。

No.9のFRP補強コンクリートはり は力学係数が9.31であり、コンクリート圧壊型と破断される供試体である。

図-29はNo.9はりの格子モデルによるせん断力とコンクリートアーチ部材ならびに圧縮斜材のひずみの関係を示している。ここでコンクリート圧縮斜材 (1), (2) は図-16に示す通りである。図-29によれば、アーチ部材のひずみは 2000×10^{-6} を越えて軟化していつていることが認められる。また、図-30はNo.9はりのピーク時のスターラップのひずみ分布であり、実線が実験結果、破線が格子モデルによる解析結果を示している。No.9のコンクリートはりに対して格子モデルにより予測された破壊モードは、スターラップの破断前のウェブコンクリートの圧壊であったが、これは図-30に示されるようにピーク時にスターラップひずみが破断ひずみに至っていないことから確認できる。

なお、No.9はりの破壊モードはこのようにコンクリートの圧壊と判断されたが、実験結果によれば、この後、ポストピーク領域における変形の増大によりスターラップの破断が観察された。

6. 結論

本研究は鉄筋およびFRPロッドを補強材としたせん断スパン比 (a/d) が4.0のコンクリートはりの載荷試験を行い、補強材の力学的特性がコンクリートはりの変位挙動およびせん断耐荷力に及ぼす影響について検討したものである。さらに実験結果と格子モデルによる解析結果を照合しつつ、コンクリートはりのせん断破壊モードの変化を考察した。

本研究の結果、得られた結論は以下の通りである。

(1) 主筋の弾性係数が小さくなれば、斜めひび割れ発生時のせん断力が低下していくことが確認された。ただし、今回得られた実験結果によれば、その低下の程度は、従来まで指摘されてきたものに比較するとわずかであった。

(2) 主筋の弾性係数の相違はコンクリートはりのせん断挙動に大きな影響を及ぼすが、せん断補強筋の弾性係数の相違がせん断挙動に及ぼす影響は小さく、本実験の

範囲内ではせん断耐荷力に及ぼす影響はほとんど認められなかった。

(3) 格子モデルは、FRP補強コンクリートはりの挙動予測にも適用可能である。

(4) コンクリートはりにおけるコンクリート内部と表面部のひずみは斜めひび割れ発生まではほぼ同様の挙動を示すが、斜めひび割れ発生後は明らかに異なった挙動を示していく。これは斜めひび割れ発生以後、コンクリートはり内部に形成されるせん断耐荷機構に対して、平面応力場の仮定が厳密には適用できないことを示唆しており、格子モデル的な取扱いの必要性を裏付けるものである。

(5) 格子モデルによる破壊モードの予測は実験結果と一致することが確認された。すなわち、鉄筋コンクリートはりにおいては、一般に斜めひび割れ発生後、スターラップが降伏してウェブコンクリートの圧壊により破壊に至る。FRP補強コンクリートはりでは、せん断低補強の場合、スターラップの破断による破壊、せん断高補強の場合、スターラップ破断前のコンクリートの圧壊により破壊に至る。

参考文献

- 1) 佐藤靖彦, 上田多門, 角田史雄: 有限要素解析による連続繊維補強コンクリートはりのせん断耐荷性状の定量的評価, 土木学会論文集, V-22, No.484, pp.51-60, 1994.

- 2) 崔 益暢, 二羽淳一郎: 格子モデルによるRCはりのせん断性状の解析的評価, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.16, No.2, pp.563-568, 1994.
- 3) 辻 幸和, 齊藤 等, 関島謙蔵, 小川広幸: FRPで補強したコンクリートはりの曲げおよびせん断性状, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.10, No.3, pp.547-552, 1988.
- 4) 二羽淳一郎, 崔 益暢, 田辺忠顕: 鉄筋コンクリートはりのせん断耐荷機構に関する解析的研究, 土木学会論文集, V-26, No.508, pp.79-88, 1995.
- 5) 中村 光, 桧貝 勇: 連続繊維で補強したコンクリートはりのせん断耐力の評価, 土木学会論文集, V-26, No.508, pp.89-99, 1995.
- 6) 横井克則, 島 弘, 水口裕久, 広畑晴俊: 主筋にFRPロッドを用いたコンクリートはりのスターラップ応力, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.13, No.2, pp.713-716, 1992.
- 7) 二羽淳一郎, 崔 益暢, 三島徹也, 鈴木顕彰: 格子モデルによるFRP補強コンクリートはりのせん断耐荷力の定量的評価, 土木学会論文集, V-31, No.538, pp.105-114, 1996.
- 8) 二羽淳一郎, 山田一字, 横沢和夫, 岡村 甫: せん断補強鉄筋を用いないRCはりのせん断強度式の再評価, 土木学会論文集, No.372/V-5, pp.167-176, 1986.

(1995.10.19受付)

A STUDY OF SHEAR RESISTING BEHAVIOR ON CONCRETE BEAMS REINFORCED WITH STEEL AND/OR FRP RODS

Ik Chang CHOI, Akira SUZUKI, Tetsuya MISHIMA and Junichiro NIWA

Shear resisting behavior of concrete beams reinforced with steel and/or FRP rods is studied through experimental tests and numerical analysis. The shear resisting behavior of concrete beams reinforced with steel and/or FRP rods can be captured by the lattice model. The study includes the full range of shear resisting behavior, such as the initiation of diagonal cracking, the yielding of shear reinforcement and the crush of web concrete in reinforced concrete beams, moreover the break of shear reinforcement in concrete beams reinforced with FRP rods. By examining the experimental results after the diagonal cracking, it is found that the strain of interior concrete exhibits substantially different behavior from the strain on surface of concrete beams.