

RC 主塔を対象とした中空 RC 梁のせん断試験

田 中 浩 一 大 内 一

Shear Loading Test on Hollow RC Beam of Main Tower of Long Span Bridges

Koichi Tanaka Hajime Ohuchi

Abstract

It may be possible for the main towers of long-span bridges to be constructed of reinforced concrete in the near future. This may be achieved by the use of light weight concrete and high strength hoop, and by omitting tie hoop. However, it will be necessary to confirm their effect under shear. Therefore, a shear loading test under a high compressive axial force has been carried out on a hollow RC beam.

The following results were obtained: 1) The shear loading capacity of a hollow RC beam with high strength hoops can be evaluated conservatively from a shear design formula. 2) The shear contribution of tie hoops is negligible. 3) Use of light weight aggregate does not reduce the shear loading capacity.

概 要

長大橋梁の主塔に、経済的で有利な鉄筋コンクリート主塔が採用される気運にある。RC主塔の設計や施工性の面から、軽量かつ高強度のコンクリートや高強度帯鉄筋の利用、中間帯鉄筋の省略が望まれるが、これらがせん断耐力に及ぼすメカニズムは、あまり解明されていない。このような背景の中、高軸力を受ける中空鉄筋コンクリートはりのせん断試験を実施した。その結果、せん断耐力式に高強度帯鉄筋 (SD685) の降伏強度を考慮しても安全側に評価できること、中間帯鉄筋のせん断寄与は小さく省略可能であること、また高強度軽量骨材を用いてもせん断性状は悪化しないなどを明らかにした。

1. はじめに

吊り橋や斜張橋などの長大橋梁の主塔に、経済的で有利な鉄筋コンクリート主塔が採用される気運にある。高さ200~300mにも達するこの種の構造物の建設はわが国には例がなく、設計技術だけでなく、施工技術の整備も急務となっている。

橋梁の設計を行う際、一般に、大規模地震に対して塑性化を許容する靱性設計が施される。しかしながら、このような重要構造物に対して、大規模地震に対しても塑性化を許容することは、耐久性や供用性の観点から低い。従って大規模地震時においても弾性となるような設計が施され、せん断に対する配慮が重要となる。また大規模地震時に作用する軸力ならびにせん断力は、一般橋梁橋脚に比べて高く、軸圧縮応力が約20N/mm²、せん断応力度が約5N/mm²である。

従って、作用せん断力に対して経済的な設計を行うた

めには、高強度コンクリートや高強度帯鉄筋の利用が要求される。また施工の観点からは、高所打設やポンプ圧送性能の改善、ならびに帯鉄筋組立の煩雑さを解消するため、軽量コンクリートや高強度帯鉄筋の利用、中間帯鉄筋の省略が求められる。また主塔高さが200m以上となることから、主塔断面は自重低減を意図した中空断面となる。

建築分野においては、降伏強度が1300N/mm²級の高強度帯鉄筋は既に実用段階にある¹⁾。しかしながら、これは中実断面を対象としており、断面の大きさも異なる。従って中空断面において高強度帯鉄筋を用いた場合のせん断破壊メカニズムに関してあまり解明されていない。

このような背景の中、高軸力を受ける中空鉄筋コンクリートはりのせん断試験を実施し、普通強度 (SD345) と高強度 (SD685) の帯鉄筋を用いた場合のせん断耐力や中間帯鉄筋のせん断負担、ならびに軽量コンクリートの適用性を検討した。

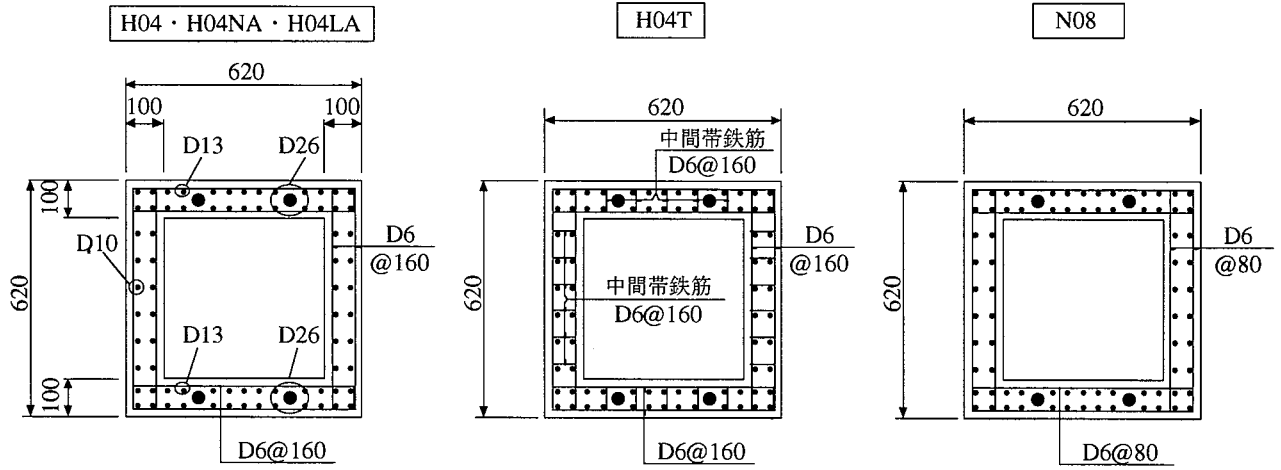


Fig 1 試験体の断面形状
Size of Cross Section and Reinforcement Detail of Specimen

Table 1 試験体一覧
Test Specimens

	帯鉄筋			中間帯鉄筋	コンクリート	軸力 N (kN)	主鉄筋量 P _g (%)
	帯鉄筋比 P _w (%)	降伏強度*1) σ _y (N/mm ²)	P _w ・σ _y (N/mm ²)				
H04	0.40	774	3.10	無	モルタル	2040	4.59
H04T				有			
N08	0.79	406	3.21	無			
H04NA	0.40	774	3.10	無	コンクリート (普通骨材)		
H04LA				無	コンクリート (軽量骨材*2)		

*1) 0.2% 永久ひずみに対する応力。

*2) フライアッシュ製の高強度人工軽量骨材。

Table 2 コンクリートの配合
Concrete Mix Proportions

	W (kg/m ³)	C (kg/m ³)	W/C (%)	S (kg/m ³)	石粉 (kg/m ³)	a (kg/m ³)
モルタル	240	649	37	1308	0	0
普通コンクリート	200	500	40	692	111	749
軽量コンクリート	190	475	40	663	106	598

Table 3 コンクリートの材料試験結果
Mechanical Properties of Concrete

	材齢 (日)	圧縮強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	弾性係数 (N/mm ²)
モルタル	21	65.0	4.34	2.47×10 ⁴
コンクリート (普通骨材)	28	55.9	3.27	2.51×10 ⁴
コンクリート (軽量骨材)	28	53.7	3.63	2.63×10 ⁴

Table 4 鉄筋の材料試験結果
Mechanical Properties of Reinforcing Bar

	弾性係数 (N/mm ²)	降伏強度*1) (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)
D6 (SD345)	2.03×10 ⁵	406	547
D6 (SD685)	1.96×10 ⁵	774	961
D10 (SD685)	1.87×10 ⁵	721	886
D13 (SD685)	1.94×10 ⁵	785	1023
D26 (SBPR930/1080)	2.03×10 ⁵	1021	1130

*1) 0.2% 永久ひずみに対する応力。

2. 実験概要

2.1 パラメータ

試験体一覧をTable 1に示す。パラメーターは帯鉄筋の降伏強度、中間帯鉄筋の有無、骨材径と軽量骨材の有無である。

2.2 コンクリートの配合

コンクリートの配合をTable 2に示す。目標圧縮強度は約50N/mm²。またフロー値は50cm以上を目標としている。圧縮強度はRC主塔の軸力レベルと構築コストの両面から設定した。フロー値は、はり試験体を鉛直に立て、下からコンクリートを圧入できる値とした。骨材最大寸法は、モルタル、普通ならびに軽量コンクリートでそれぞれ2.5mm, 9mm, 10mmである。

2.3 材料試験結果

コンクリートの材料試験結果をならびに使用した鉄筋の材料試験結果を、それぞれTable 3, Table 4に示す。

2.4 試験体形状

はり試験体の断面形状をFig.1に示す。断面は正方形の

中空断面とし、壁厚と断面高さの比 (t/D) は約1/6である。この値は別途行ったRC主塔の試設計におけるその範囲内である (試設計: t/D=1/5~1/10)。

主鉄筋には曲げ破壊を先行させないため高強度鉄筋 (SD685) のD13とD10に加えて異形PC鋼棒D26をフランジに配置した。フランジに太い主鉄筋を用いても、せん断性状に大きな影響が無いと判断したためである。

帯鉄筋はD685とSD345のD6を用いている。いずれの試験体も、帯鉄筋比に降伏強度を乗じた値 (p_w × σ_y) をほぼ等しくした。ここに、帯鉄筋比算定の際に用いた

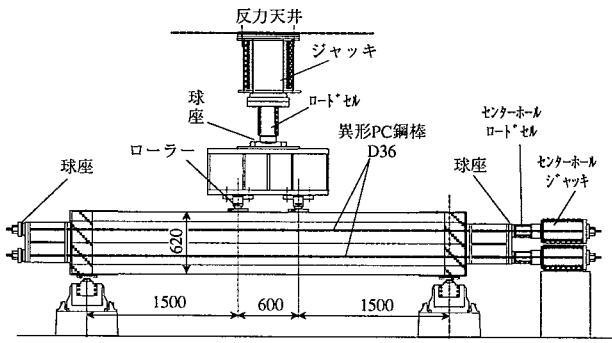


Fig.2 加力方法
Test Set Up

断面幅は、壁厚さの合計とした。また中間帯鉄筋の量は、試設計結果から、軸力とせん断力の卓越する桁位置から主塔基部までの中間帯鉄筋量が0.40~0.57%の範囲にあることを考えて、0.49%とした。

2.5 加力方法

加力方法はFig.2に示すようにせん断スパン比 (a/D) を2.4とした2点集中載荷とした。試設計RC主塔でのせん断スパン比は2.3~5.3であり、コンクリートのアーチ機構によるせん断負担が低い範囲にある。このことを試験に反映する必要があると考え、せん断耐力の予備解析値と曲げ補強量、すなわち主鉄筋配筋限界の両者を勘案して、極力大きなせん断スパン比とした。

軸力は平均圧縮応力度が9.8N/mm²となるよう中空部に配置した异形PC鋼棒をジャッキで緊張 (N=2040kN) して導入した。試設計主塔ではこれより大きな軸力が作用するが、実験の安全性を考慮して前述の軸力レベルに留めた。なお、試験体の変形に伴う軸力変動に対しては、一定荷重保持装置で制御している。

3. 実験結果

3.1 せん断力-変位関係

得られたせん断力-変位曲線をFig.3, Fig.4に示す。高強度帯鉄筋を用いると、拘束剛性の低下に起因すると思われる曲げひび割れ発生後の剛性やせん断耐力の低下が現れている。せん断耐力以降の性状は中間帯鉄筋を有するとダクタイルであった。これは中間帯鉄筋の拘束により、コンクリートの圧縮靱性を向上させ、圧壊が遅れたためと考えられる。

骨材の違いによる影響は、普通骨材、軽量骨材を用いた場合の曲げひび割れ後の剛性とせん断耐力が、モルタルの場合に比べて高いことである。これはコンクリートの引張強度とせん断ひび割れ面の性状が違うためと考えられる。

3.2 せん断耐力

帯鉄筋降伏荷重およびせん断耐力の諸荷重をTable 5に示す。p_w × σ_y が等しいにもかかわらず帯鉄筋の降伏開

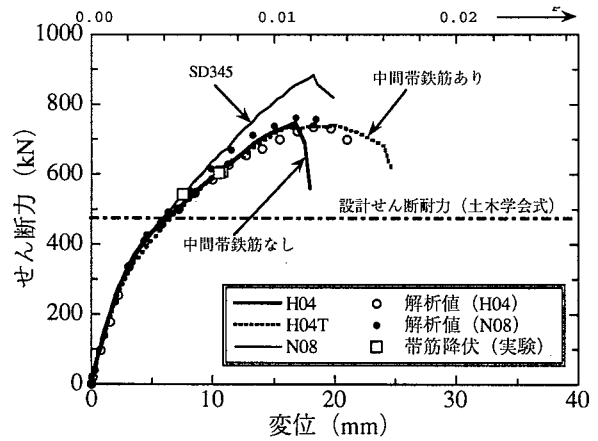


Fig.3 せん断力-変位関係 (せん断補強の影響)
Load-Displacement Relationship
(Effect of Shear Reinforcement)

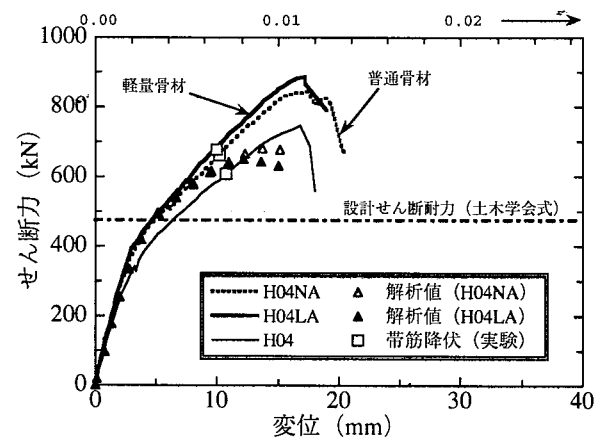


Fig.4 せん断力-変位関係 (骨材の影響)
Load-Displacement Relationship
(Effect of Aggregate)

Table.5 実験および解析によるせん断耐力の比較
Summary of Experimental Results in Comparison
with Calculated Values

	試験体					
	H04	H04T	N08	H04NA	H04LA	
帯鉄筋降伏荷重 (kN)	実験値	608	588	543	664	678
	計算値 (V _c +V _s)	494	494	509	483	484
	実/計	1.23	1.19	1.07	1.37	1.40
せん断耐力 (kN)	実験値	746	739	884	843	885
	計算値 (V _c +V _s)	494	494	543	483	484
	実/計	1.51	1.50	1.73	1.75	1.83

始は普通強度の方が少し早い。一方、軽量骨材と普通骨材の降伏開始点の相違は認められない。

通常の帯鉄筋を用いた場合に比べて高強度帯鉄筋ではせん断耐力が約15%低下した。また骨材径が大きい方がせん断耐力が大きくなる傾向にある。しかしながら、高強度帯鉄筋を用いても、帯鉄筋の降伏強度を用いて求めたせん断耐力 (土木学会式) ²⁾ を下回らない。

中間帯鉄筋を配置したことによるせん断耐力増加は認められない。中間帯鉄筋のひずみとせん断力との関係

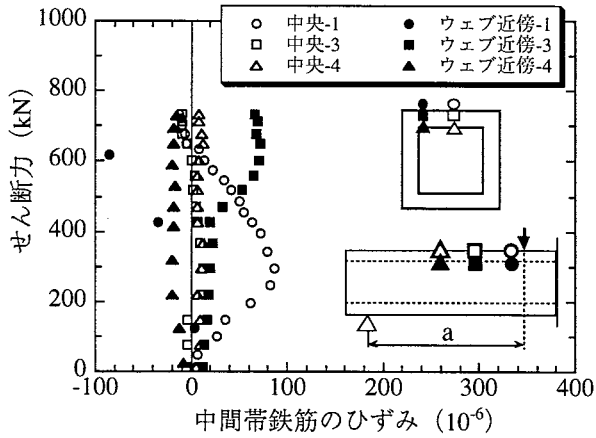


Fig.5 中間帯鉄筋のひずみ
Strain of Tie Hoop

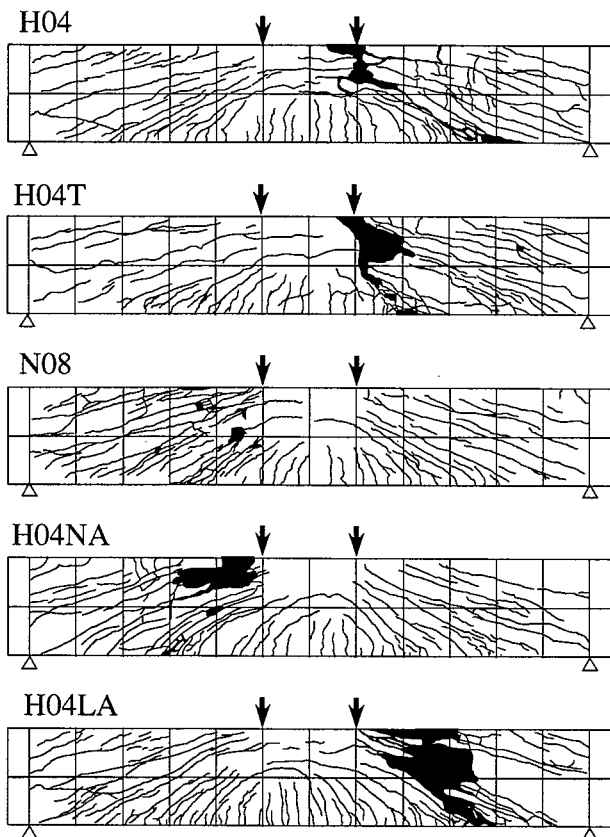


Fig.6 ひび割れの状況 (加力終了後)
Crack Patterns (After Test)

をFig.5に示す。圧縮フランジ内に配置した中間帯鉄筋のひずみは、最大 90×10^{-6} であった。またせん断破壊直前のひび割れ状況は中間帯鉄筋の有無による違いはない。このことからせん断耐力に中間帯鉄筋はほとんど寄与しないと云える。

3.3 ひび割れ性状

ひび割れ状況をFig.6に示す。いずれの試験体も破壊直前までは斜めひび割れが載荷点と支点を結んだ角度で生じていたが、ウェブ面圧壊後、載荷点からほぼ斜め45度

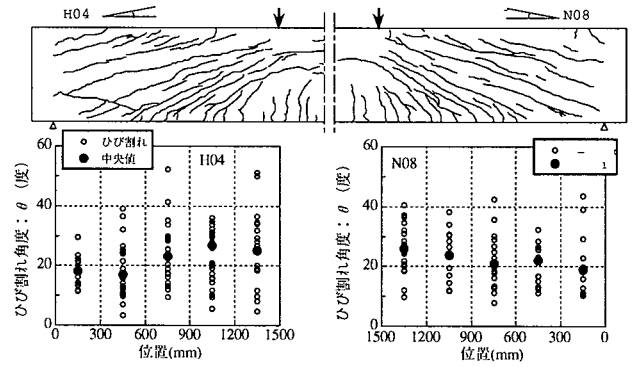


図-7 ひび割れ角度の分布
Distribution of Crack Angle

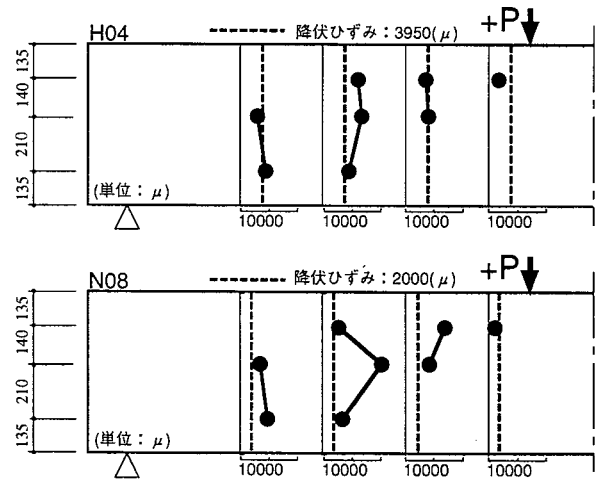


Fig.8 帯鉄筋のひずみ分布
Strain Distribution of Hoop

のひび割れ面が卓越して破壊に至るケースがほとんどである。

普通強度と高強度帯鉄筋でひび割れ性状を比較する。Fig.7に試験体H04とN08のひび割れの角度を示す。なお、図中のひび割れ角度はせん断破壊しなかった側の最終ひび割れに着目した。これは破壊しない側の最終ひび割れは、破壊した側の破壊直前のひび割れ状況と同等であると考えたためである。ひび割れ角度の中央値は17~27度の範囲にあり、両者ともほぼ同様である。このことから、高強度帯鉄筋を用いても大きくひび割れ性状は異なる。

3.4 帯鉄筋のせん断負担分

試験体H04とN08における最大荷重時の帯鉄筋のひずみ分布をFig.8に示す。帯鉄筋比 \times 降伏強度が十分小さい配筋であるため、高強度帯鉄筋を用いても帯鉄筋が降伏している。また降伏している範囲(以下、降伏領域)は、H04よりもN08の方が広い。

Fig.9にはせん断力と帯鉄筋のせん断負担分を示す。帯鉄筋のせん断負担分は、Fig.10に示すような、せん断スパン中央を中心とした広範囲に生じるひび割れ面を仮定し、そこを横切る帯鉄筋のひずみから、帯筋の応力-ひ

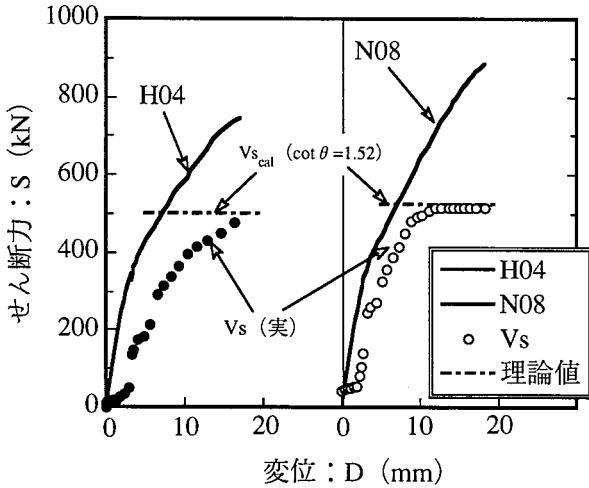


Fig.9 帯鉄筋のせん断負担分
Shear Contribution of Hoop

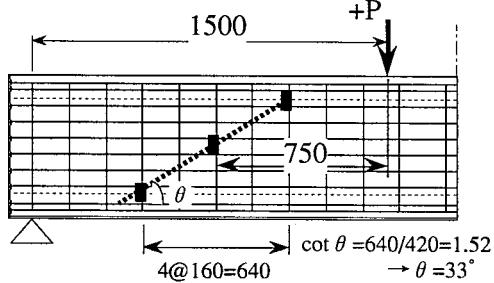


Fig.10 ひび割れ角度の仮定
Assumed Crack Angle

ずみ関係をバイリニアと仮定して求め、帯鉄筋のせん断負担分を求めた。

普通強度ではせん断耐力以前から降伏強度を仮定した計算値に達しているが、高強度の場合ではせん断耐力近傍で達する。

このことから、帯鉄筋の降伏強度が大きくなると降伏領域が狭まるため帯鉄筋のせん断負担が小さくなり、最大耐力が低下したと考えられる。またFig.9からせん断耐力時の降伏領域はFig.10に示したひび割れ角度程度であり、土木学会式で仮定している45度よりも十分広いと考えられる。その結果、高強度帯鉄筋 (SD685) の降伏強度を考慮して土木学会式のせん断耐力式で評価しても安全側となったと考えられる。

4. 解析による評価

4.1 解析モデル

本試験体をFig.11に示すように、スパン方向に半分、断面方向に半分の1/4にモデル化して非線形FEM解析を行った。フランジならびにウェブは、シェル要素でモデル化している。

コンクリートの応力-ひずみはFig.12に示すようにモデル化した。テンションステイフニング特性は長沼らのモデル³⁾、圧縮応力-ひずみ関係はFafitis-Shahモデル⁴⁾

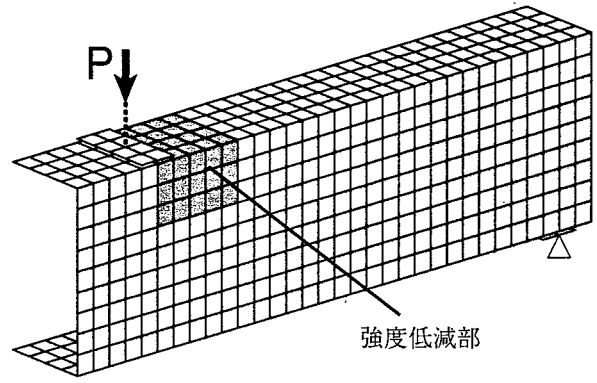


Fig.11 解析モデル (1/4モデル)
Non-linear FE Analysis Model (1/4 Model)

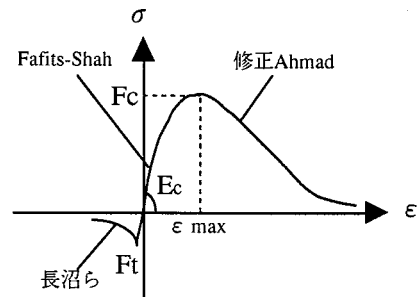


Fig.12 コンクリートの応力-ひずみモデル
Stress - Strain Model of Concrete

Table 6 ひび割れ発生後の材料定数
Concrete Properties in Post Crack

	ひびわれ発生	圧縮強度 Fc (N/mm ²)	圧縮強度時のひずみ ε max (×10 ⁻⁶)	引張強度 Ft (N/mm ²)
モルタル	前	65.0	4200	1.7
	後	31.4	1390	
普通コンクリート	前	55.9	3350	2.5
	後	29.4	1250	
軽量コンクリート	前	53.7	2680	2.5
	後	28.4	1120	

で圧縮破壊条件にはKuper-Gerstleの提案⁵⁾を用いている。圧縮強度到達後の軟化域モデルには修正Ahmadモデル⁶⁾を用いた。コンクリートのひび割れ後のせん断伝達特性はAl-Mahaidのモデル⁷⁾を用いた。コンクリートの材料特性は材料試験結果に基づいた。ただし、ひび割れ後のコンクリートの圧縮強度低下を考慮するため、一部の圧縮強度を0.49倍 (0.74-Fc/2600)⁸⁾に低減した (Fig.11参照)。ひび割れ後のコンクリート材料定数として定めた値をTable 6に示す。引張強度は圧縮強度から土木学会コンクリート標準示方書より算定し、さらに解析値と実験値の荷重-変位曲線のひび割れ後の剛性が一致するように引張強度を低減して調整した。その結果、その低減係数はモルタルの場合で0.6、普通骨材と軽量骨材を用いたコンクリートの場合には1.0とした。

鉄筋のモデル化は、材料試験結果に基づいてFig.13に示すようなマルチリニアモデルとした。ただし圧縮・引

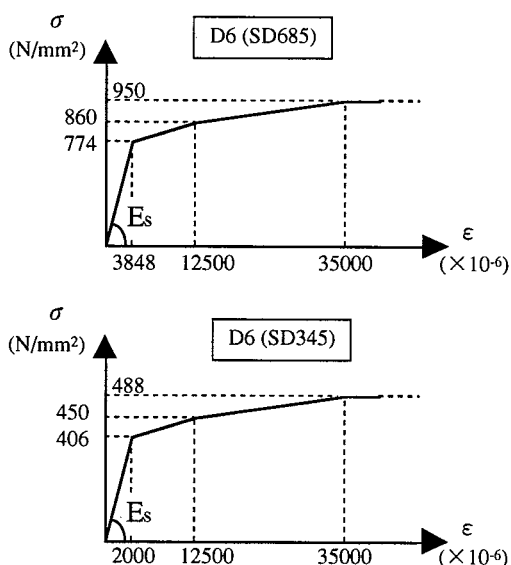


Fig.13 帯鉄筋の応力-ひずみモデル
Stress - Strain Model of Reinforcing Bar

張フランジに主鉄筋として配置した異形PC鋼棒 (D26) は弾性体とした。これは実験において高強度異形鉄筋のひずみが弾性範囲にあったためである。

4.2 解析結果

4.2.1 荷重-変位関係

解析で得られたせん断力-変位関係をFig.3, Fig.4中に示してある。高強度帯鉄筋を用いた場合のせん断耐力は解析でも十分精度よく評価できている。一方、普通強度帯鉄筋を用いた場合や普通骨材、軽量骨材を用いた場合のせん断耐力は、実験値の方が解析値より大きい。ひび割れ後の圧縮強度低減をフランジ部にも行ったが、実験ではウェブ直上以外にはひび割れが生じていない。せん断耐力を評価するにはフランジ部強度低減領域の調節が必要と考えられる。

4.2.2 帯鉄筋の降伏強度の影響

Fig.14には試験体H04とN08のウェブ面縦方向ひずみから求めた降伏領域解析値を示す。実験と同様に普通強度の帯鉄筋を用いた方が高強度帯鉄筋を用いた場合に比べ降伏領域が広い。また解析値でも高強度帯鉄筋の方がせん断耐力は小さい。このことから高強度帯鉄筋では降伏領域が狭まりせん断耐力が低下するといえる。

5. まとめ

高軸力下で中空鉄筋コンクリートはりのせん断破壊試験を行ない、同時に解析による評価も行った。得られた結論を以下に示す。

- ①高強度帯鉄筋を用いても土木学会せん断耐力評価式で安全側に評価できる。
- ②SD685級の高強度帯鉄筋を用いても降伏強度を發揮してせん断破壊に至るが、ひび割れ性状は悪化しない。

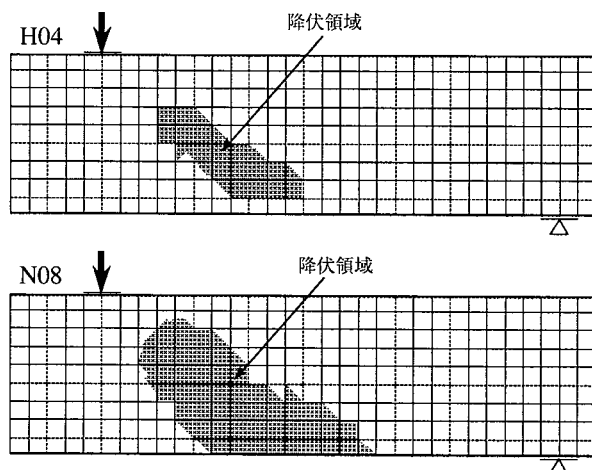


Fig.14 ウェブの縦ひずみ分布
Distribution of Vertical Strain in Hoop at Web

帯鉄筋の降伏領域は強度が大きくなると狭まる。

- ③中間帯鉄筋を省略してもせん断耐力は低下しない。また近年開発された高強度軽量骨材を用いてもせん断耐力は低下しない。
- ④軸力や帯鉄筋の量、壁厚などがせん断耐力に及ぼす影響について今後解明する余地がある。また解析によるせん断耐力評価も、より一層の精度が必要である。

参考文献

- 1) 黒正清治ほか：鉄筋コンクリートはりのせん断終局強度に及ぼすせん断補強量およびコンクリート強度に関する実験研究，日本建築学会構造系論文報告集 第373号，pp83-91，1987.3
- 2) (社)土木学会：コンクリート標準示方書 設計編 pp.60-61，1996.3.
- 3) 長沼一洋ほか：面内せん断応力下におけるテンションステイニング特性のモデル化，日本建築学会大会学術講演概要集，構造Ⅱ，pp.649-650，1990.10
- 4) Fafitis,A. and Ahas.S.P.: Lateral Reinforcement for High-Strength Concrete Columns, Publ.ACI,No.SP-87, pp.213-232,1985.
- 5) Kupfer,H.B. and Gerstle,K.H.: Behavior of Concrete under Biaxial Stress, Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol.99, No.EM4, pp.853-866, Aug.1973.
- 6) 長沼一洋：三軸圧縮下のコンクリート応力-ひずみ関係，日本建築学会構造系論文集，第474号，pp.163-170，1995.8
- 7) Al-Mahaidi,R.S.H.: Nonlinear Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Deep Members, Report 79-1, Dep. of Structural Engineering, Cornell Univ.,Jan.1979.
- 8) 長沼一洋：鉄筋コンクリート壁状構造物の非線形解析手法に関する研究(その1)，日本建築学会構造系論文集，第421号，pp.39-48，1991.3