

論文 ヒンジ領域に開孔を有する RC 梁のせん断耐力に関する実験的研究

竇 祖融^{*1}・駿河 良司^{*2}・山本 憲一郎^{*3}・岩倉 知行^{*4}

要旨：本研究では、高層住宅などで小開孔を梁端部に設ける場合を想定して、新しい形状のせん断補強筋を配筋する方法を開発した。新しく開発したせん断強度を向上させる補強方法の有効性を検証するために、梁端部に小開孔を有する鉄筋コンクリート造梁の正負繰返し加力実験を行った。実験結果より、本補強方法による有開孔試験体のせん断耐力は広沢修正式計算値の 1.5 倍以上になっており、無開孔梁とほぼ同様な剛性及び耐力を示しこと、開孔周辺に設ける斜め筋は曲げ降伏後の耐力を維持するのに有効であることが明らかになった。

キーワード：ヒンジ領域，開孔梁，せん断耐力，変形性能

1. はじめに

鉄筋コンクリート造梁の端部の曲げ降伏領域(ヒンジ領域)に開孔を設けることは降伏ヒンジによる変形性能を低下させることから望ましくないとされている。そのため、「梁端部ヒンジ領域に適用可能な開孔補強方法の開発」を目標に、実験や解析^{1) 2)}を行ってきた。本研究は梁端部ヒンジ領域に開孔を設けた場合について、新しく開発した補強方法による開孔部せん断補強効果を実験的に明確にすることを目的とする。

2. 試験概要

2.1 試験体概要

試験体は各開孔部補強筋のせん断補強効果を明確にするため、補強方法を変えた 5 体とした。試験体は、内法スパン長さ $L=1600\text{mm}$ 、梁有効せい $d=360\text{mm}$ 、せん断スパン比 $M/Q \cdot d=2.2$ 、試験区間断面 $300 \times 400\text{mm}$ 、両端部に $400 \times 600\text{mm}$ のスタブを設けた(図-1)。開孔は梁せい中央の位置に、梁せい D の $1/4$ に当たる直径 100mm とし、梁端部から開孔の中心までの距離は 133mm ($D/3$) とした。試験区間の主筋は 4-D19 (USD685)、一般部のせん断補強筋は 4-D6@44 (KSS785) とした。スタブ部では、主筋を 4-D22(SD490)と 4-19 USD685)、せん断補強筋を 4-D13@80 (SD345) とした。

試験体ごとの開孔の有無や端部の配筋詳細を図-2 に示す。試験体 No.1 (無開孔試験体)の端部のせん断補強筋量は開孔のある試験体端部のせん断補強筋と同様に、2-D6 (SD295) を配筋した。試験

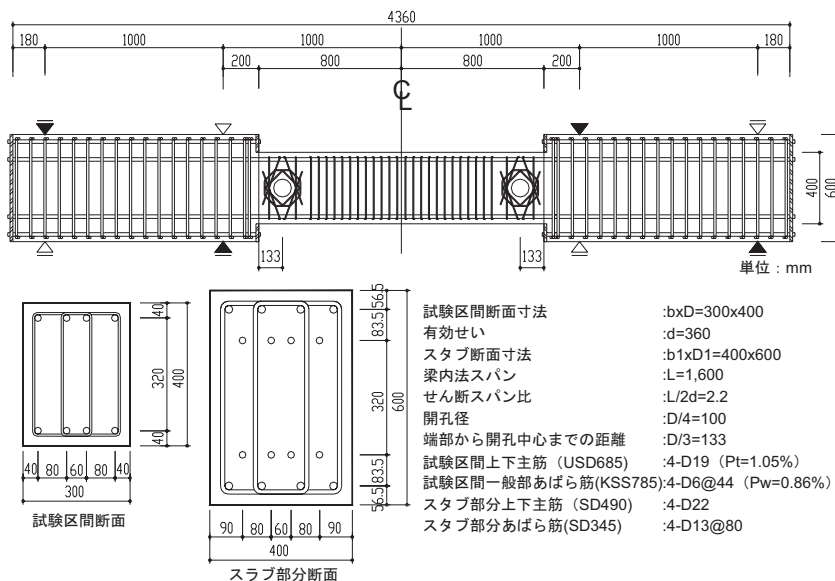


図-1 試験体形状・配筋

*1 東京大学大学院 工学系研究科建築専攻 (正会員)
 *2 (株)錢高組 建築本部技術部
 *3 前田建設工業(株) 建築設計部 (正会員)
 *4 コーリョー開発(株)

体 No.2 は、基本となる本補強方法の標準タイプ試験体で、梁端部開孔部におけるせん断破壊を目標に、あばら筋 2-D6 と既製開孔補強筋¹⁾ D6 を 2 枚およびコ型補強筋 4-D6 で補強した。試験体 No.3 はあばら筋 2-D6 と既製開孔補強筋 D6 を 2 枚で補強した。試験体 No.4 はあばら筋 2-D6、コ型補強筋 4-D6 で補強した。以上の開孔部補強筋は全て SD295 である。試験体 No.5 は、試験体 No.2 のコ型補強筋を高強度鉄筋(KSS785)とし、端部に 180°フックをつけた。試験体に用いた鉄筋及びコンクリートの素材試験結果を表 - 1 に示す。

試験体の計算諸強度を表 - 2 に示す。試験体の設計では、曲げ耐力に比べて開孔部せん断耐力を小さくし、開孔部におけるせん断耐力を明らかにするように計画した。曲げ降伏時せん断力 Q_{mu} は曲げ降伏耐力略算式³⁾による曲げ降伏モーメント M_y から算出した。部材中央部のせん断耐力 Q_{su} は荒川 mean 式⁴⁾により算出した。開孔部のせん断力 Q_{su0} は、開孔部補強筋の有効補強筋比を考慮し、広沢修正式⁴⁾(式 1)によって算出した。

$$Q_{su0} = \left\{ \frac{0.157 p_l^{0.23} (\sigma_B + 18)}{M/(Q \cdot d) + 0.12} (1 - 1.61 \frac{H_c}{D}) + 0.85 \sqrt{\sum p_{wi} \sigma_{wi}} \right\} b \cdot j \quad (1)$$

ここで、 p_l : 主筋比、 σ_B : コンクリートの圧縮強度、 $M/(Q \cdot d)$: せん断スパン比、 b : 梁の幅、 D : 梁の全せい、 H_c : 開孔の径、 p_{wi} 、 w_i : 開孔部各補強筋の有効補強筋比及び降伏強度。なお、単位系は、N, mm を用いている。開孔部各補強筋の有効補強筋比は、あばら筋は式(2)より算出し、コ型補強筋は斜めのせん断補強筋として式(3)より算出し、既製開孔補強筋は梁軸と 45 度になっている 2 段の鉄筋を斜めのせん断補強筋と考えて式(3)より算出した。

$$p_w = \frac{a_s}{b \cdot s} \quad (2)$$

$$p_{w0} = \frac{\sum a_s \cdot (\sin \theta + \cos \theta)}{b \cdot C} \quad (3)$$

ここに、 s : せん断補強筋間隔、 a_s : 孔の中心から区間 C の範囲内にある開孔部補強筋の断面積、

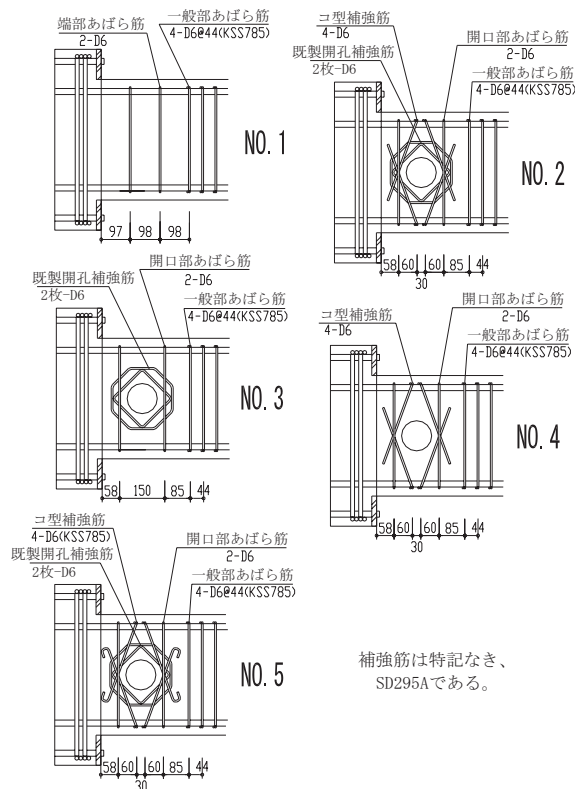


図 - 2 開孔部配筋詳細

鉄筋種類	降伏点 (MPa)	引張強度 (MPa)	弾性係数 (MPa)
D19 (USD685)	695	890	186×10^3
D6 (SD295A)	330	515	184×10^3
D6 (KSS785)	1060	1225	170×10^3

(2) コンクリート

圧縮強度 (MPa)	割裂引張強度 (MPa)	弾性係数* (MPa)
30	3.1	24×10^3

* 圧縮強度の 1/3 における割線剛性

表 - 2 試験体の計算諸強度

試験体	Q_y (kN)	Q_{su} (kN)	Q_{su0} (kN)	$\frac{Q_y}{Q_{su0}}$	$\frac{Q_{su}}{Q_{su0}}$
No.1	310	375	197	1.57	1.90
No.2	310	375	191	1.62	1.96
No.3	310	375	162	1.91	2.31
No.4	310	375	158	1.96	2.37
No.5	310	375	238	1.30	1.58

* ここで、 Q_y : 曲げ降伏時せん断力、 Q_{su} : 荒川 mean 式による一般部のせん断耐力、 Q_{su0} : 広沢修正式による開口部のせん断耐力(無開口梁では荒川 mean 式による端部せん断耐力)である。

$C=(D/2) - d_c$ 、 d_c : 圧縮側主筋の中心から圧縮側外縁までの距離、 θ : 補強筋と梁材軸とのなす角度。

2.2 加力方法及び測定方法

加力装置は図 - 3 に示す大野式逆対称曲げせん断加力形式，载荷は 2000 kN アムスラーを用いた。試験体は曲げ降伏前にせん断破壊が生じることを想定し，繰り返し回数を少なく設定した（図 - 4）。载荷は，40 kN（初ひび割れ時せん断力）まで 10 kN 間隔で荷重制御し，その後は変位制御で行った。試験機の荷重は加力梁下に設置した 1000kN ロードセルで検出した。試験区間におけるせん断力 Q は荷重の 1/2 となる。ひび割れ観察面の反対側に設置した変位計位置を図 - 5 に示す。

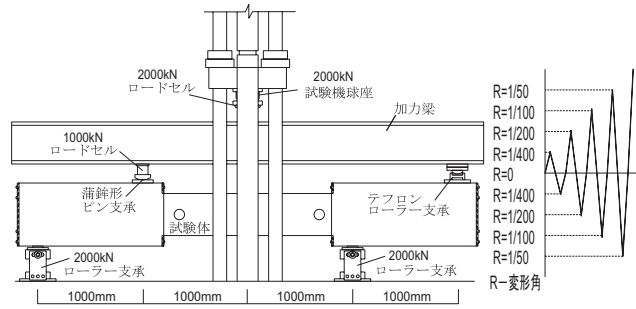
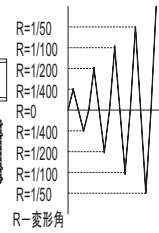


図 - 3
加力装置

図 - 4
载荷履歴



3. 試験結果

3.1 破壊状況

各試験体のせん断破壊状態におけるひび割れを図 - 6 に，破壊モードを図 - 7 に示す。

試験体 No.1 では，曲げひび割れが梁危険断面に生じ，せん断ひび割れが見られた後，梁端より 1.0D 付近に生じた曲げせん断ひび割れが梁端圧縮鉄筋位置まで伸展し，ひび割れが主筋沿いに見られた。最後に梁端部において，斜めせん断ひび割れが梁を貫通して，2cm 程度開いてせん断破壊が起った。

各開孔梁では引張側の梁危険断面に曲げひび割れ，孔周辺にせん断ひび割れが生じ，その後端部の曲げせん断ひび割れが孔縁まで伸展した。試験体 No.2 は，-4 サイクル最大耐力時に梁孔部接線方向のせん断ひび割れが梁を貫通し，1cm 程度開くせん断破壊である。試験体 No.3 では，ひび割れの発生や進展が試験体 No.2 よりやや早くみられた。+4 サイクル時に梁上側主筋沿いのひび割れが 1cm 程度までに拡大し，孔に接しているひび割れも下隅角から進展し，ひび割れで形成された三角形コンクリート部分が持ち上げられてせん断破壊に至った。試験体 No.4 では，開孔部のせん断ひび割れが最も早く発生し，試験体 No.2 より開孔部のひび割れが集中し，既製開孔補強筋は開孔部におけるひび割れの発生と進展を抑えるせん断補強効果が見られた。

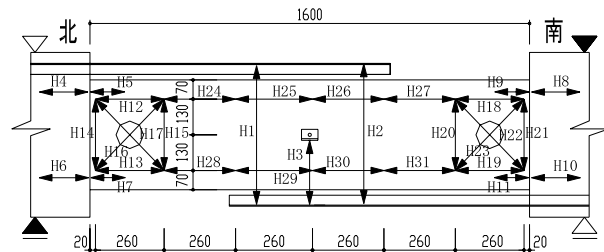
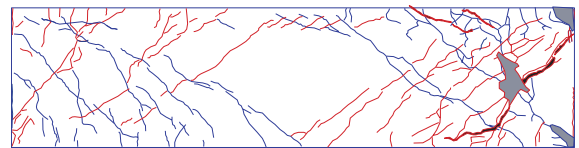
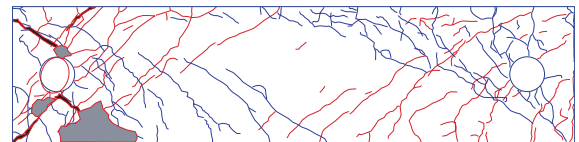


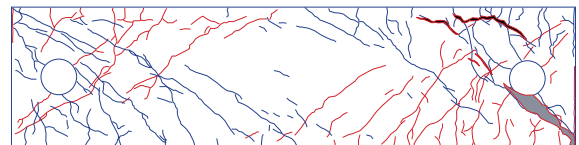
図 - 5 裏側変位計設置位置



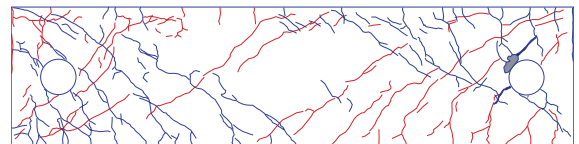
(1) 試験体 No. 1



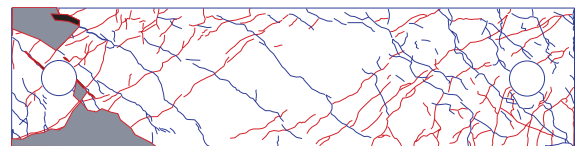
(2) 試験体 No. 2



(3) 試験体 No. 3



(4) 試験体 No. 4



(5) 試験体 No. 5

図 6 各試験体ひび割れ図

最大耐力(+4 サイクル)で孔の上側に接しているひび割れが 3mm 程度と、孔の下側に孔部中心を通る 45 度せん断ひび割れが 4mm 程度に拡大した。対角および接線方向のせん断ひび割れによる破壊モードである。試験体 No.5 は南梁左上側に孔に接しているひび割れが 3mm 程度と、梁下側に孔部中心を通るせん断ひび割れが 3mm 程度に拡大し、梁を貫通して耐力低下が起こった。対角方向および接線方向のせん断ひび割れによる破壊モードで、試験体 No.2 に比較すると、コ字形筋を高強度鉄筋にしたことによりひび割れの幅が小さい。

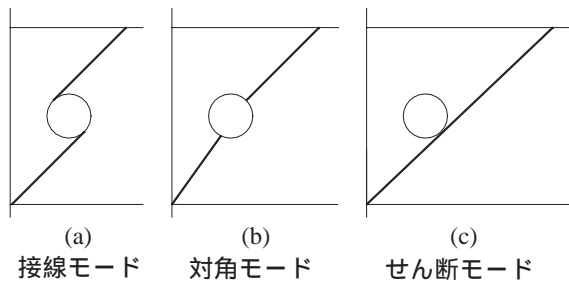


図 7 破壊モード

表 - 3 試験結果一覧表

試験体	曲げ降伏点		$\frac{Q_y^e}{Q_y}$	最大耐力		$\frac{Q_{max}^e}{Q_{su0}}$
	Q_y^e (kN)	R_y		Q_{max}^e (kN)	R_{Qmax}	
No.1	306	1/81	0.96	319	1/65	1.62
No.2	308	1/78	0.96	338	1/50	1.76
No.3	304	1/77	0.95	316	1/59	1.95
No.4	306	1/83	0.96	336	1/50	2.13
No.5	308	1/87	0.96	362	1/35	1.52

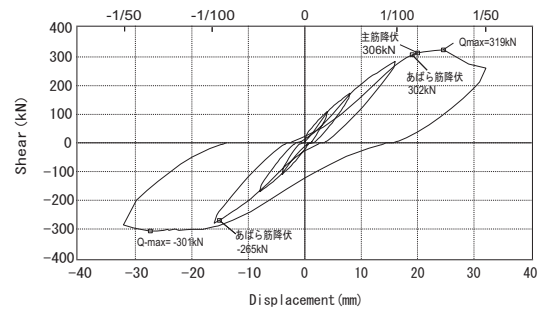
ここで、 Q_y^e : 曲げ降伏時せん断力実測値、 R_y : 曲げ降伏に対する部材角、 Q_{max}^e : 最大耐力実測値、 R_{Qmax} : 最大耐力に対する部材角

3.2 入力せん断力 - 全体変形関係

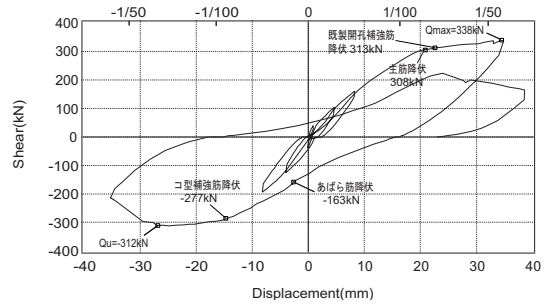
各試験体の入力せん断力 - 全体変形関係を図 - 8 に、各試験体の実測強度を表 - 3 に示す。

開孔部せん断耐力を曲げ降伏強度より 1.5 倍以上に設計し、曲げ降伏前せん断破壊が起こると計画したが、補強した開孔部耐力が広沢修正式による計算値よりかなり高いため、全ての開孔梁は曲げ降伏した後、せん断破壊に至った。

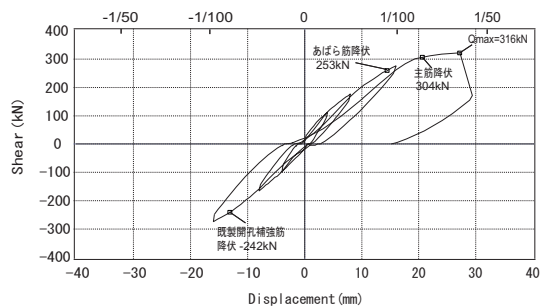
各試験体はほぼ同じ時点に降伏した。最大耐力は試験体の特色によって違うがその差は大き



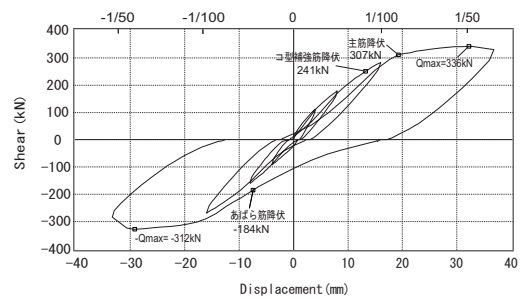
(1) 試験体 No. 1



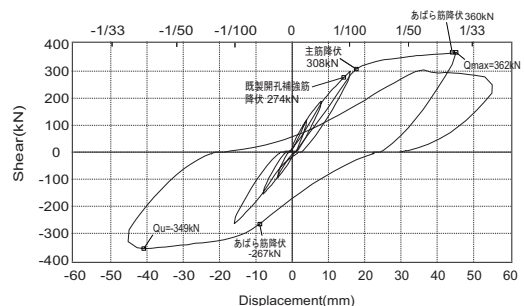
(2) 試験体 No. 2



(3) 試験体 No. 3



(4) 試験体 No. 4



(5) 試験体 No. 5

図 8 各試験体入力せん断力 - 全体変形関係

くない。4 体の開孔梁の最大せん断力は、試験体 No.3 を除き、無開孔梁である試験体 No.1 に比べて大きかった。曲げ降伏後の変形能については、補強方法により大きな差が見られた。

標準タイプとした試験体 No.2 は主筋及び全ての開孔部補強筋降伏後、最大耐力に至り、無開孔梁に比べて、同様以上の変形能を示した。既製開孔補強筋のみで、コ型補強筋が無い試験体 No.3 は、コ型補強筋がある試験体 No.2 と比べて、曲げ降伏後の比較的小変形において急激に耐力が低下した。コ型補強筋は、曲げせん断破壊後のせん断力の維持に有効であると分かる。コ型補強筋のみで既製開孔補強筋が無い試験体 No.4 は、既製開孔補強筋もある試験体 No.2 と比べて、せん断力 - 全体変形関係に大差が見られなかった。コ型補強筋に高強度鉄筋を用いた試験体 No.5 では、試験体 No.2 と比べて、大変形においても耐力の低下が少ない。コ型補強筋のせん断抵抗への寄与が大きい。

3.3 せん断力 - せん断変形角関係

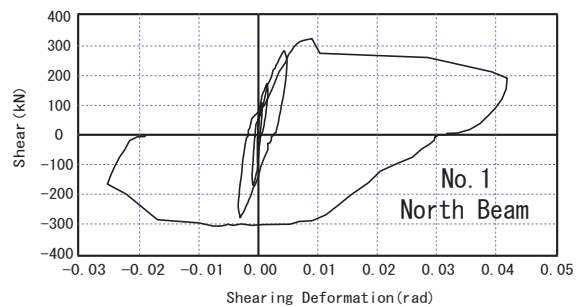
各試験体の破壊側におけるせん断力とせん断変形角の関係を図 - 9 に示す。

試験体 No.3 では、最大耐力後にせん断変形角が著しく増大した。せん断力 - 全体変形角関係と比較すると、最大耐力後の耐力低下に伴う全体変形角の増大の大部分がせん断変形角の増加であったと考えられる。

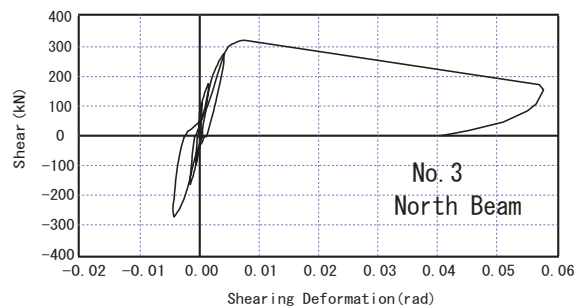
最も靱性が高かった試験体 No.5 や無開孔の試験体 No.1 でも、最大耐力後にせん断変形角が増大している。各試験体とも、曲げ降伏後にせん断変形角が増大し、せん断破壊に至ったことを示している。

3.4 せん断力 - 補強筋歪み関係

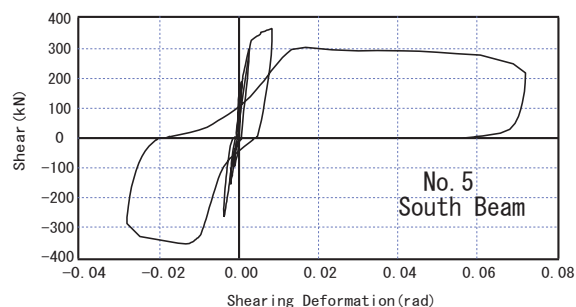
各開孔梁試験体ともせん断補強筋が降伏した後最大せん断耐力に至った。新しく開発したコ型補強筋と既製開孔補強筋のせん断補強効果を明らかにするため、試験体 No.2 ~ No.5 の破壊側におけるせん断補強筋歪度と入力せん断力関係



(1) 試験体 No.1



(2) 試験体 No.3

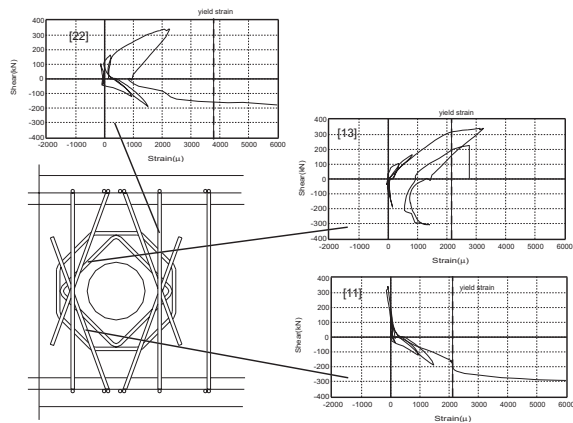


(3) 試験体 No.5

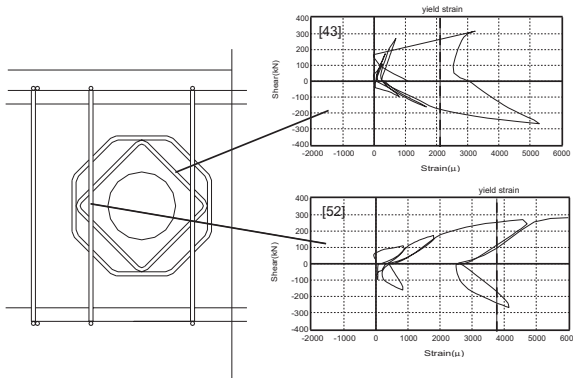
図9 入力せん断力 - せん断変形関係

を図 - 10 に示す。図中の番号は歪ゲージの番号である。

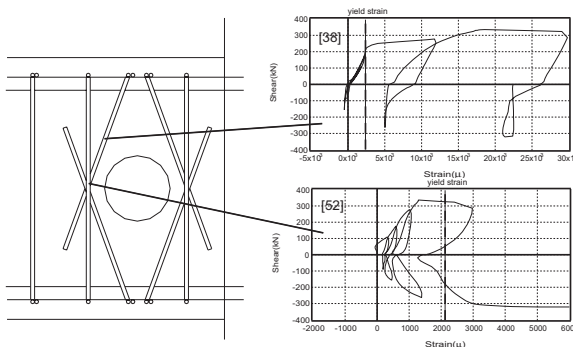
試験体 No.2 おいて、既製開孔補強筋[13]が降伏したが、その後の歪度の増加は大きくない。次に開孔横のあばら筋[22]およびコ型補強筋[11]が降伏し、歪度が増大した。これらの歪度の増大の様子から、あばら筋とコ型補強筋がせん断抵抗に有効であることが分かる。試験体 No.3 は、試験体 No.2 に比べて、既製開孔補強筋およびあばら筋は早く降伏した。試験体 No.4 では、コ型補強筋は曲げ降伏荷重の半分程度の荷重で降伏し、既製開孔補強筋のある試験体 No.2 に比べて、コ型補強筋及び開孔横のあばら筋



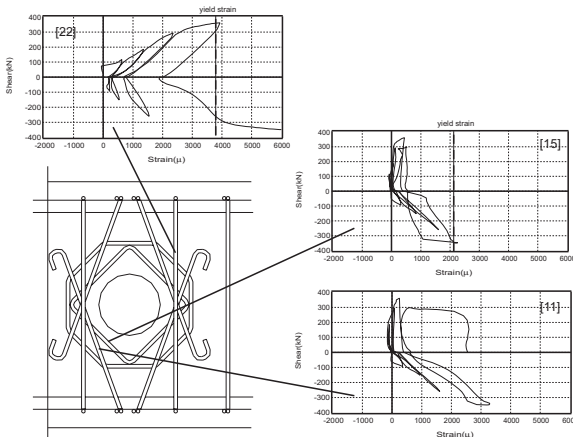
(1) 試験体 No.2



(2) 試験体 No.3



(3) 試験体 No.4



(4) 試験体 No.5

図 10 入力せん断力 - 補強筋歪度関係

の歪が大きくなっている。ひび割れ発生による引張力を既製開孔補強筋が負担していたことが分かる。試験体 No.5 では、コ型補強筋は高強度鉄筋を用いたため、降伏しなかったが、歪度から他の試験体のコ型補強筋に比べて大きな引張応力度を負担していた。開孔横のあばら筋が降伏した。また、既製開孔補強筋[15]も降伏したが、試験体 No.2 と同程度の歪度であった。既製開孔補強筋内側部分のせん断補強性能はコ型補強筋の強度とほぼ関係ないと分かる。

4. まとめ

ヒンジ領域に開孔を設けた鉄筋コンクリート梁の試験を行った，その結果から以下の知見が得られた。

(1) 試験体はすべて曲げ降伏後にせん断破壊した。そのせん断耐力は広沢修正式計算値の 1.5 倍以上の値を示し，無開孔梁とほぼ同様な剛性及び耐力を示した。

(2) 開孔周辺に設けるコ型補強筋は曲げ降伏後の耐力を維持するのに有効である。

(3) 既製開孔補強筋とコ型補強筋は共にせん断耐力の向上に有効であるが，変形能を考慮するとコ型補強筋の有効性の方が大きい。

謝辞：東京大学大学院小谷俊介教授，松森泰造助手に，研究実施にあたりご指導を賜りました。御礼申し上げます。

参考文献

- 1) 黒沢俊也ほか：梁端部ヒンジ領域に開孔を有する RC 梁の曲げせん断実験(その 1)試験概要及び実験結果，日本建築学会大会梗概集 C 構造 ，pp.523-524，2000.9
- 2) 駿河良司ほか：梁端部ヒンジ領域に開孔を有する RC 梁の曲げせん断実験(その 2)実験結果の考察，日本建築学会大会梗概集 C 構造 ，pp.525-526，2000.9
- 3) (社)日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，1999
- 4) (社)日本建築学会：鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料，1987