

部材端に開口を持つ鉄筋コンクリート梁の補強方法

Reinforcing Method of Opening in Reinforced Concrete Beam End

鈴木 紀雄
眞田 暁子
丸田 誠

要 約

鉄筋コンクリート梁の設備配管用貫通孔は、地震時に大きな変形を受ける梁端部を避けて設けられることが一般的である。しかし、開口を梁端部に設ければ、配管を隠す「下がり天井」の幅が小さくなり、居室空間の質を高めることができる。本報告では、直径が梁せいの $1/3$ の円形開口を梁端から梁せいの $1/2$ の距離に設け、曲げ降伏後も 0.04rad. まで耐力を保持させる補強法について述べる。この補強法は、これまでに発表されている数例の梁端開口補強法と同様に、閉鎖型の斜め筋、開口上下の主筋とコンクリートを拘束する鉄筋、開口左右のせん断補強筋から成るものであるが、斜め筋として定着性能が良い平行四辺形の鉄筋を用いることにより、より高い補強効果を持たせたことが特長となっている。

目 次

- I. はじめに
- II. 既往の梁端開口補強法
- III. 対象と目標
- IV. 補強方法
- V. 構造実験
- VI. 終局変形角の評価
- VII. おわりに

I. はじめに

鉄筋コンクリート造の集合住宅では、設備配管が下がり天井で隠されてほかの居室を横切り、建物外周大梁の円形貫通口（以後「開口」、開口を設けた梁を「有孔梁」と呼ぶ）を通して外気に開放されることが多い。下がり天井の幅を小さくするには、Fig. 1 のように開口を梁端に設けることが望まれるが、梁端部は大地震時にヒンジが形成されて大きな塑性変形を受ける部位なので、構造上は開口を設けないほうが良い。このため、建築学会の鉄筋コンクリート構造計算規準¹⁾では、開口中心を梁の部材端から $1D$ (D は梁せい) 以上離すことを推奨している。また、市販されている開口補強用金物の設計指針でも同様の規定が設けられている。

これに対して別所らは、開口中心が梁端から $D/2$ の距離にある有孔梁の実験結果に基づき、開口中心を部材端から $D/2$ まで近づけられる補強法を提案した（後述）。しかし、この実験試験体は、コンクリート強度が $\text{Fc}30$ で、開口補強筋に $\text{SR}295$ の丸鋼を使用したものであり、近年の高強度材料への適用性は不明である。また、後述するように、市販の補強金物を用い、 $\text{Fc}54$ まで適用できる梁端開口補強法も発表されているが、かなり多くの補強金物を必要とする仕様になっている。

本論では、このような背景を踏まえて開発した、高強度コンクリートに適用できる合理的な梁端開口補強法について報告する。

キーワード: 鉄筋コンクリート造, 梁, せん断, 開口, 補強, 変形能力

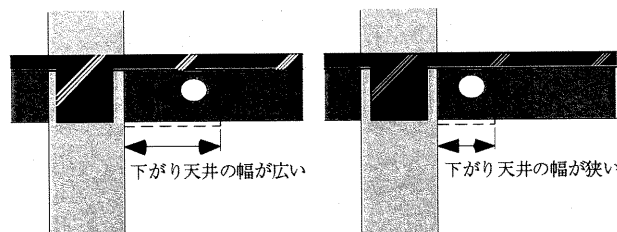


Fig.1 Locaton of Opening in a Beam and Width of Covering for Duct

II. 既往の梁端開口補強法

1. 別所らの補強法²⁾

別所らは、中心と梁端との距離が $D/2$ で、直径が $D/3$ の円形開口を持つ梁の構造実験を行った。コンクリート強度は $\text{Fc}30$ で、最大強度時のせん断応力度はコンクリート強度の 0.067 倍である。開口周りには、四角の閉鎖型鉄筋を X 形に組み合わせた「X筋」、開口上下の主筋を拘束するコの字形の「Y筋」、通常のせん断補強筋と同形状の「S筋」が配置されている。この有孔梁と同一形状の無孔梁を同時に実験し、荷重-変形関係がほとんど同じで、部材角が 0.05rad. にいたっても強度を保持することを確認した。この実験結果に基づき、Fig. 2(a) のような梁端開口の補強法が提案された。

2. 太田らの補強法³⁾

太田らは、Fig. 2(b) のように開口補強筋として市販金物を用い、これに「コ型補強筋」と孔際せん断補強筋を組み合わせる補強法を提案した。コ型補強筋は、別所らの Y 筋と同じものであるが、Y 筋よりも長くしたりフックをつけたりすることにより定着性能を高めていることが特徴である。開口直径は $D/4$ が上限であり、開口中心と梁端との距離は $D/3$ 以上とされている。コンクリート強度の上限は $\text{Fc}54$ 、入力せん断応力度の最大値はコンクリート強度の 0.05 倍である。終局変形角（最大強度の 80% に耐力が低下する時の変形角）

が 0.04rad. 以上とするための設計法が示されている。

3. 竹園らの補強法⁴⁾

竹園らは、前述の補強金物を別の市販品とした補強法を提案した (Fig.2(c))。前述の「Y筋」や「コ形補強筋」に相当する鉄筋は「座屈補強筋」と称されており、別所らのY筋よりも長いものを用いている。開口直径の上限は $D/3.5$ 、開口中心と梁端との距離は $D/3$ 、コンクリート強度は $Fc54$ 以下で、入力せん断応力度はコンクリート強度の 0.07 倍が上限である。終局変形角を 0.04rad. 以上とするための設計法が示されている。

III. 対象と目標

本開発では、次のような対象と目標を設定した。

1. 対象

通常の梁に必用とされる開口の直径は 200mm が上限である。これは、梁せい D の $1/3$ 弱に相当することから、開口直径の最大値を $D/3$ とした。

開口の中心と梁端との距離は、 $D/2$ を最小値とした。

梁の曲げ強度は主筋で支配されるため、コンクリート強度をあまり高くしても利点は少ない。現在の梁に用いられるコンクリートは $Fc48$ が上限であることから、本開発でも、 $Fc48$ をコンクリート強度の目標とした。ただし、実験ではコンクリートの強度発現が不十分だったため、本補強法の効果が確認されたコンクリート強度の上限は $Fc42$ である。

また、最近の超高層建物の梁を調査し、入力せん断力応力度の上限をコンクリート強度の 0.06 倍とした。

2. 目標

超高層建物の設計では、極めて稀な地震に対して、最大層間変形角が 0.01rad. 以下に抑えられることが多い。この変形角には柱の変形も含まれるが、安全側に全ての変形が梁で生じているとし、さらに地震動の不確実性や応答解析の信頼性を考慮して 0.02rad. 程度の変形を保証するように梁の設計が行われる。実験のばらつきなど

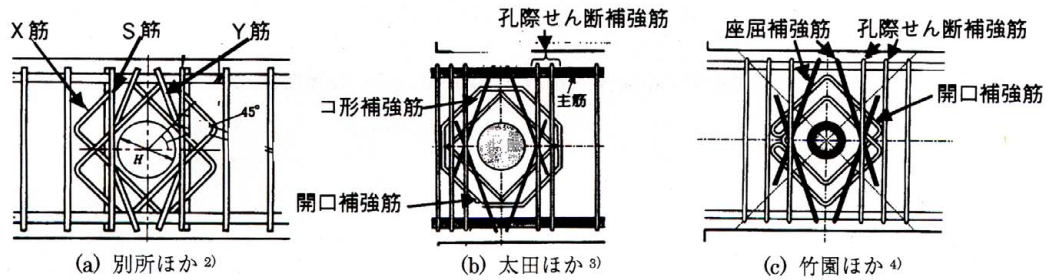


Fig.2 Existing Reinforcing Methods of Opening in Beam End

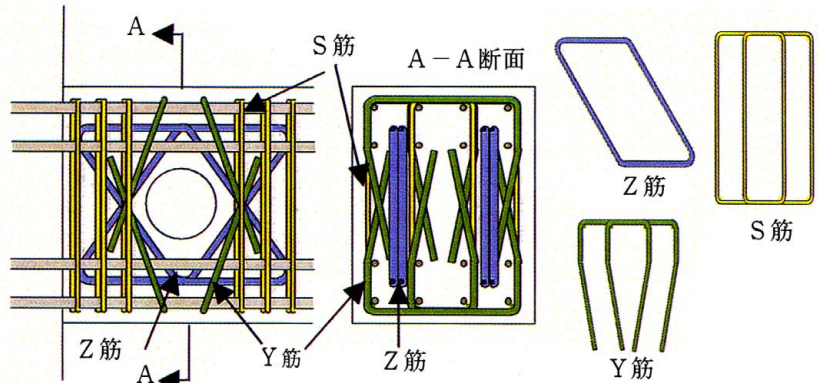


Fig.3 Reinforcing Method of Opening in Beam End

も考慮し、十分な余裕を見込むことができる 0.04rad. を梁の終局変形角の目標とした。

IV. 補強方法

本開発では、Fig.3のような補強法を検討した。

前述の既往の研究から、梁端開口補強では、Y筋（これ以後、「Y筋」「コ形補強筋」「座屈補強筋」などを「Y筋」と呼ぶことにする）が必須であると考えられることから、本開発でも同様の補強筋を採用することにした。Y筋の機能については、後で考察する。

開口補強筋は、Fig.3のような平行四辺形の閉鎖型鉄筋（以後「Z筋」と呼ぶ）2個をX形に組み合わせたものを1組として、必要な組数だけ配置することにした。この形状は、Fig.2の斜め筋に比べると、損傷が小さい開口から離れた部位に定着させることができるため、補強効果が高いことが既往の研究⁵⁾から分かっている。Z筋には、開口を通る斜めひび割れを拘束する機能を期待する。また、孔際せん断補強筋は「S筋」と呼ぶ。

Table 1 List of Test Specimens

試験体名	断面	M/QD	孔径	Fc ()内は実強度	主筋	一般部 せん断補強筋	Z筋	Y筋	S筋
NK2-33	300mm × 400mm	2.5	133mm	36N/mm ² (39.7N/mm ²)	6・D19	4・D6@50 (SD345)	2組D10 (SD345)	D10 (SD345)	4・D6@42.5 (SD345)
NK3-33							3組D10 (SD345)		
HK2-33		2.0	133mm	48N/mm ² (42.3N/mm ²)	8・D19	4・D6@50 (SD785)	2組D10 (SD785)		4・D6@42.5 (SD785)
HK3-33							3組D10 (SD785)		
HK2-25						100mm	4・D6@50 (SD345)		2組D10 (SD345)

Table 2 Mechanical Properties of Reinforcing Bars

鉄筋種		降伏強度	ヤング係数	用途
径	材質	(N/mm ²)	(kN/mm ²)	
D6	SD345	385	185	横補強筋、S筋
	SD785	1063	185	横補強筋、S筋
D10	SD345	392	191	Z筋、Y筋
	SD785	1134	204	Z筋
D19	SD345	371	191	主筋

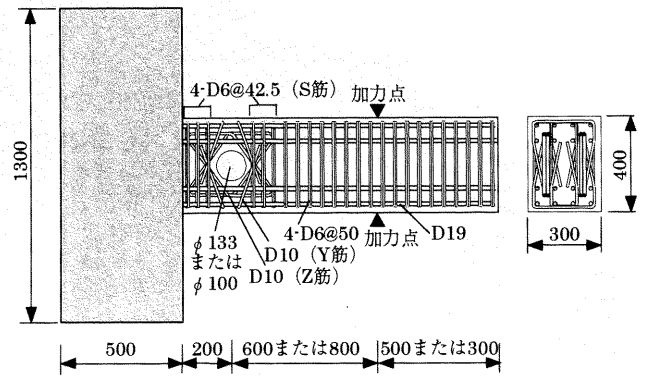


Fig. 4 Test Specimen

V. 構造実験

前章で述べた補強法を用いた有孔梁の構造実験を行い、その効果を確認するとともに、設計法を作成する資料とした。

1. 試験体

試験体は Table 1 および Fig. 4 に示した縮尺約 1/2 の梁 5 体である。共通して、断面寸法は 30cm×40cm、開口中心と梁端との距離は D/2 とした。Y筋の入れ方も同じである。パラメータは、コンクリート強度 (Fc36 と Fc48)、Z筋の組数 (2 組と 3 組)、開口直径 (D/3 と D/4) である。ただし、コンクリートの実強度は、Table 1 のように大差ないものになった。最大強度時のせん断応力度は、コンクリート実強度の 0.053 倍～0.078 倍であった。

2. 加力方法

Fig. 5 のように試験体の柱に相当する部分を反力床に固定して直立させ、カンティレバー形式で正負交番の水平方向加力を行った。

3. 実験結果

(1) 荷重－変形関係と破壊進展状況

Fig. 6 に 5 体の荷重－変形関係を示す。また、各事象が発生した荷重や変形を Table 3 に、加力終了時のひび割れ状況の例として、Z筋の組数だけが異なる HK2-33 と HK3-33 の結果を Fig. 7 に示す。

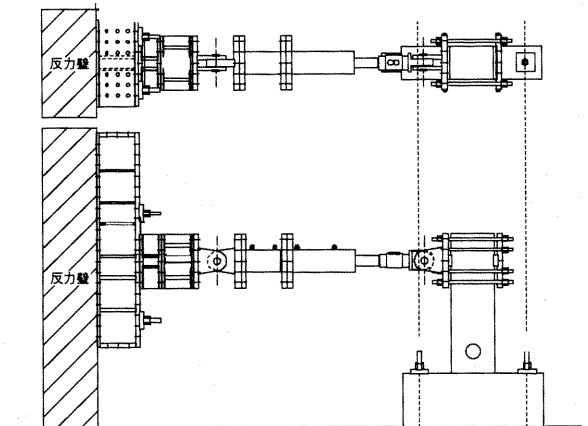


Fig. 5 Loading Apparatus

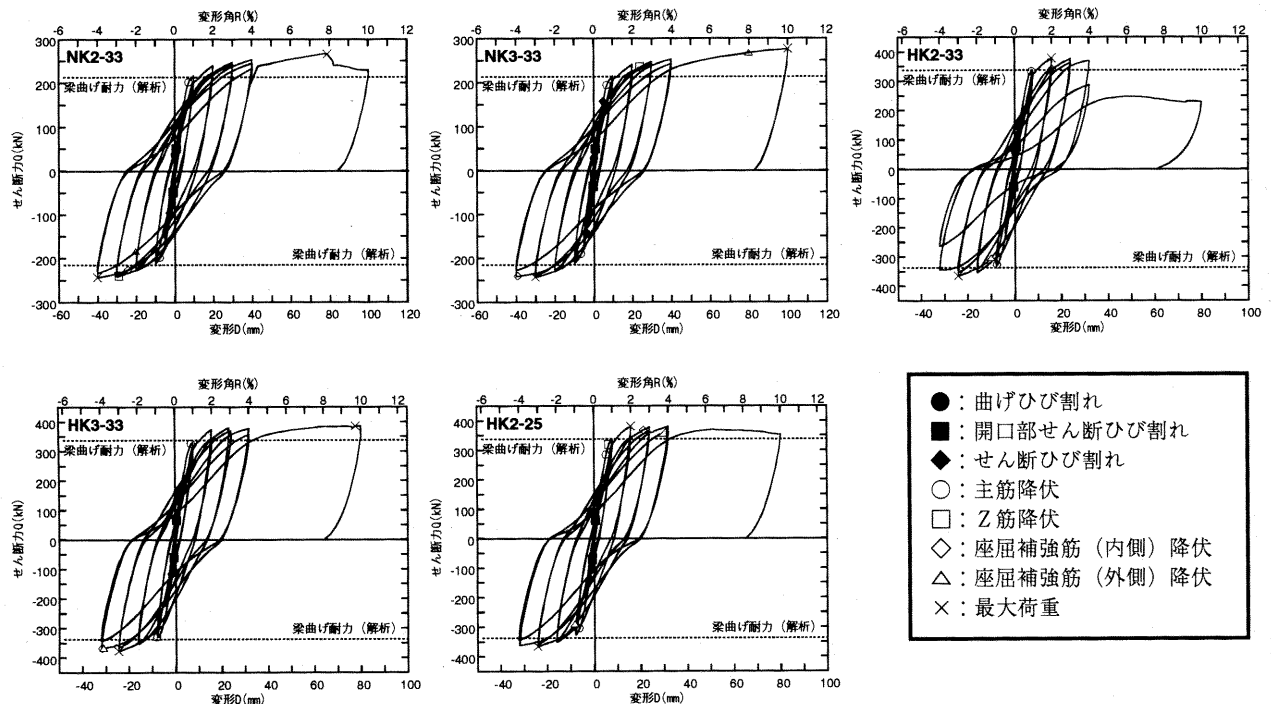


Fig. 6 Relationships between Load and Deformation

全ての試験体で主筋が曲げ降伏した。開口直径がD/3の4体のうち、Z筋が2組のNK2-33とHK2-33は開口横のコンクリートが圧壊し、それぞれ終局変形角は0.08rad.と0.04rad.となった(NK2-33は、0.08rad.以降も最大強度の80%以上の耐力があったが、0.08rad.時点の耐力低下がやや激しかったので、この値を終局変形とした)。3組のZ筋を配したNK3-33とHK3-33及び開口が小さいHK2-25では開口上下のコンクリートにひび割れは生じたものの圧壊は起こらず、0.1rad.に達しても耐力低下が生じなかった。

(2) Z筋とY筋のひずみ

Z筋の組数だけが異なるHK2-33とHK3-33のZ筋およびY筋のひずみと梁せん断力の関係($\epsilon-Q$ 関係)をFig.8に示す。開口左右のひび割れの向きとZ筋のひずみの関係を見ると、ひび割れを横切るZ筋が引張を受けており、斜めひび割れの拡大を抑制する機能を果たしていたと考えられる。

Y筋の $\epsilon-Q$ 関係は、ほぼ同位置のZ筋とよく似た形になっており、Z筋と同様に斜めひび割れ拡大を抑制していたと考えられる(Y-①とZ-①)。また、主筋にかかっている部分で測定したY筋のひずみ(Y-③)を見ると、開口横でコンクリートの圧壊が生じたHK2-33ではこのY筋周囲のコンクリートが圧縮になるとき(Y-③では正方向加力時)に引張りひずみが増大して最終的には引張降伏したが、圧壊が生じなかったHK3-33ではY-③のひずみは小さかった。これより、Y筋はコンクリートを拘束する機能も果たしていたと推測できる。

(3) S筋のひずみ

Fig.9にHK2-33とHK3-33のS筋の $\epsilon-Q$ 関係を示す。正方向加力、負方向加力のいずれでも、せん断力が增大すると引張りひずみが大きくなっており、せん断補強筋として機能していたと考えられる。

VI. 終局変形角の評価

鉄筋コンクリート部材の変形能力には、せん断余裕度(せん断強度と曲げ強度の比)が強く影響するとされている。ここでも、せん断余裕度と終局変形角の関係を整理する。

1. 検討資料

前章で述べた5体のほかに、既往の梁端開口試験体81体を検討対象に加える。これらの実験のパラメータは、下記のような範囲にあ

Table 3 Test Results

試験体名称		NK2-33	NK3-33	HK2-33	HK3-33	HK2-25
ひび割れ発生荷重(kN)	曲げ	35.9	26.9	56.2	70.3	55.9
	せん断	-42.3	-9.53	-50.8	-60.3	-55.9
	開孔せん断	-95.3	157	143	140	136
		114	-140	-146	-115	-136
		51.3	49.3	76.2	65.5	60.8
主筋降伏	荷重(kN)	202	194	333	326	284
	変形角(rad.)	0.00752	0.00701	0.00949	0.00908	0.00674
横補強筋降伏	荷重(kN)	-	-	-	-	359
	変形角(rad.)	-	-	-	-	0.0378
Z筋降伏	荷重(kN)	-240	235	-	-	318
	変形角(rad.)	-0.029	0.024	-	-	0.00825
座屈補強筋降伏	荷重(kN)	-184	-241	-304	-366	-290
	変形角(rad.)	-0.0201	-0.0391	-0.0126	-0.0395	-0.0103
最大荷重	荷重(kN)	266	276	379	385	382
	変形角(rad.)	79.1	100	0.0200	0.0976	0.0200
終局変形角(rad.)		0.08	0.10以上	0.04	0.10以上	0.10以上

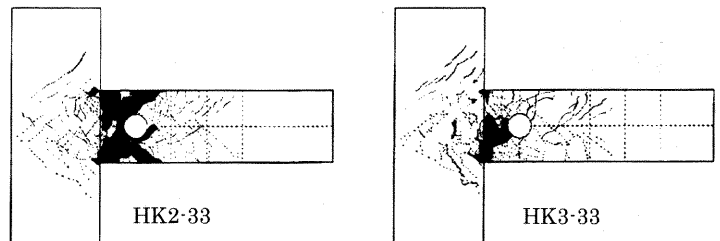


Fig.7 Crack Patterns

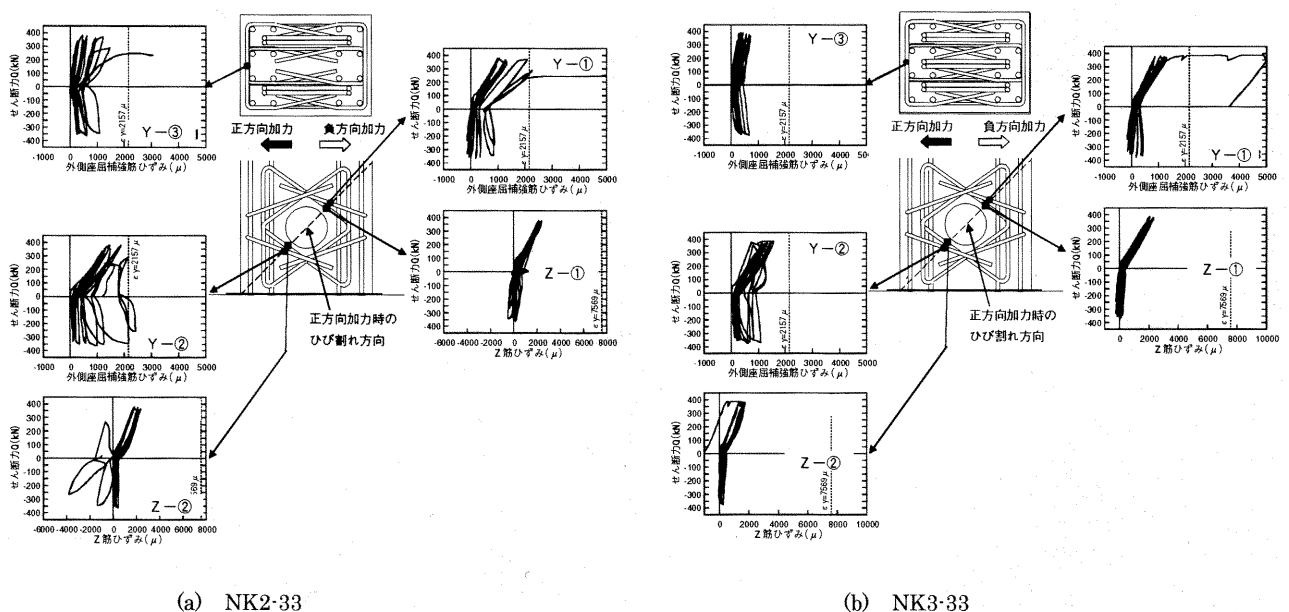


Fig.8 Strain in Z-Reinforcing bars and Y-Reinforcing Bars

る。

- ・ 開口中心と梁端の距離は、 $D/3 \sim D/1$
- ・ 開口の直径は、梁せいの $D/5 \sim D/3$
- ・ コンクリート強度 $\cdots 20\text{N/mm}^2 \sim 67\text{N/mm}^2$
- ・ 入力せん断応力度 $\cdots 0.035bD\sigma_B \sim 0.167bD\sigma_B$ (b, D は梁断面の幅とせい, σ_B はコンクリートの圧縮強度)。ただし、係数が高いものは、圧縮強度が 20N/mm^2 程度の低強度コンクリートを使ったものであるため、せん断応力度の絶対値はそれほど大きいものではない。
- ・ 開口補強法 $\cdots$ すべて斜め筋を有している。斜め筋は、正方形の閉鎖型鉄筋を45度回転させて用いたものが大多数である。

2. 強度算定式

曲げ強度 Q_f は次式で算定する。

$$Q_f = 0.9 \cdot a_t \cdot \sigma_{ty} \cdot d/a \quad (1)$$

a_t : 引張主筋の断面積, σ_{ty} : 引張主筋の降伏強度, d : 有効せい, a : 梁のせん断スパン

有孔梁のせん断強度を計算する式として、広沢式 (式(2)) と終局強度型指針式⁶⁾ (式(5)) の二つを検討する。

$${}_H Q_{su} = \left\{ \frac{0.053 \cdot p_t^{0.23} \cdot (\sigma_B + 18)}{M/(Q \cdot d) + 0.12} \cdot \left(1 - 1.61 \frac{H}{D} \right) + 0.85 \sqrt{p_s \cdot \sigma_y + p_d \cdot d \sigma_y} \right\} \cdot b \cdot j \quad (2)$$

p_t : 引張主筋比 (%), σ_B : コンクリートの圧縮強度 (N/mm^2), d : 有効せい, H : 開口直径, D : 梁せい, b : 梁幅, σ_y : 孔際せん断補強筋の降伏強度 (N/mm^2), $d \sigma_y$: 斜め筋の降伏強度 (N/mm^2), j : 応力中心間距離

$$p_s = \sum a_s / (b \cdot C) \quad (3)$$

$$p_d = \sum a_d \cdot (\cos \theta + \sin \theta) / (2 \cdot b \cdot C) \quad (4)$$

a_s, a_d, θ : それぞれ, 「C区間」に入る孔際せん断補強筋, 斜め筋の1本あたりの断面積と部材軸となす角度 (Fig. 10)

$${}_s Q_{su} = b \cdot j_{nw} \cdot p_{ws} \cdot \sigma_{wy} \cdot \cot \phi_s + \sum A_d \cdot d \cdot \sigma_y \cdot \sin \theta \quad (5)$$

$$j_{nw} = j_t - H / \cos \theta_s - G \cdot \tan \phi_s \quad (6)$$

$$\cot \phi_s = \min \left(\sqrt{v \cdot \sigma_B / p_{ws} \cdot \sigma_{wy} - 1}, 2.5 \right) \quad (\text{注}) \quad (7)$$

ただし, $p_{ws} \cdot \sigma_{wy} > (1/2 - H/j_t) \cdot v \cdot \sigma_B$ のときは

$$p_{ws} \cdot \sigma_{wy} = (1/2 - H/j_t) \cdot v \cdot \sigma_B \text{ とする。}$$

$$v = 1.70 \sigma_B^{-0.333} \quad (\text{N/mm}^2) \quad (8)$$

j_t : 応力中心間距離, H : 開口直径, G : 孔の両脇の孔際補強筋間隔, A_d : 斜め筋の断面積で, Σ は Fig. 11 の鉄筋を総和する, θ : 斜め筋が梁の部材軸となす角度, p_{ws} : 孔際せん断補強筋比, σ_{wy} : 孔際せん断補強筋の降伏強度 (N/mm^2)

実験におけるひずみの測定結果から、Y筋もZ筋と同様に斜めひび割れの拡大を抑制する可能性が考えられるので、広沢式と終局強度型指針式のどちらでも、斜め筋としてZ筋だけを考慮した場合と、Z筋とY筋の両方を考慮した場合を考える。

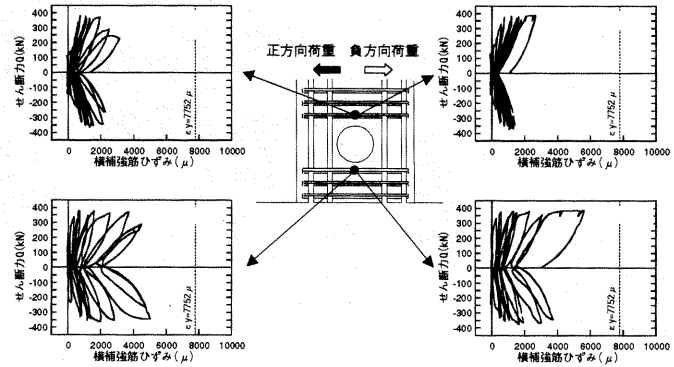


Fig.9 Strains in S-Reinforcing Bars

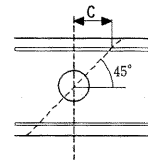


Fig.10 Definition of Range "C"

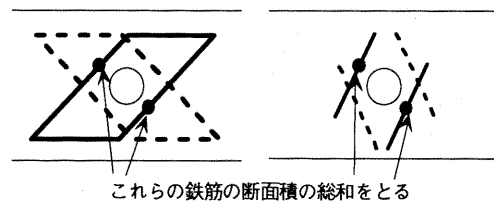


Fig.11 Diagonal Reinforcing Bars to be taken into Account

3. せん断余裕度と変形能力の関係

せん断強度の計算値と曲げ強度の計算値の比を「せん断余裕度」とよぶ。Y筋を無視した広沢式によるせん断余裕度を ${}_H \alpha_1$, Y筋を考慮した広沢式によるせん断余裕度を ${}_H \alpha_2$, Y筋を無視した終局強度指針式によるせん断余裕度を ${}_s \alpha_1$, Y筋を考慮した終局強度指針式によるせん断余裕度を ${}_s \alpha_2$ と表す。

Fig. 12(a) (b) はそれぞれ ${}_H \alpha_1$ および ${}_H \alpha_2$ と終局変形角の関係を示す。文献3)4)によると、Y筋の有無および長さが変形能力に影響するので、既往の実験はY筋の長いもの (Y筋端部が開口中心を超えているものを「長い」と定義した) とそれ以外で層別した。本実験の試験体は長いY筋を有するものに属する。Y筋が無い短いものは、せん断余裕度が大きくなっても終局変形角は目標の 0.04rad に届かないことが多い。一方、Y筋が長いものはすべて 0.04rad を超えているが、 ${}_H \alpha_1$ および ${}_H \alpha_2$ と終局変形角の関係は必ずしも明快ではない。特に、本実験では、せん断余裕度が1.0未満で計算上はせん断破壊型であるにもかかわらず、曲げ降伏して 0.08rad まで変形したものがある。

Fig. 12(c) (d) はそれぞれ ${}_s \alpha_1$ および ${}_s \alpha_2$ と終局変形角の関係を示す。既往の実験で得られた終局変形角との相関は、広沢式を使ったせん断余裕度よりも高い。また、本研究で実験した5体の試験体

の終局変形角は、せん断余裕度が同じ既往の試験体よりも大きい結果となっており、Z筋の効果が高いことが推察できる。

既往の実験も含めると、 $s\alpha_1$ が 1.2 以上かつ $s\alpha_2$ が 1.75 以上ならば、目標とした終局変形角 0.04rad. を上回っている。

VII. おわりに

直径が梁せいの 1/3 の円形開口を梁端から梁せいの 1/2 の距離に設け、曲げ降伏後も 0.04rad. まで耐力を保持させる補強法を開発した。この補強法は、Z筋、Y筋、S筋と称する3種類の補強筋を用いるものである。構造実験により本補強法は高い効果を持つことを確認した。

参考文献

- 1) 日本建築学会;鉄筋コンクリート構造計算基準, 日本建築学会, 1999.
- 2) 別所佐登志, 岡本公夫, 福島稔;鉄筋コンクリート有孔ばりの補強方法に関する実験的研究, 鹿島建設技術研究所年報, 第26号, (1977), pp.161-166.
- 3) 日本建築総合試験所;Z・M ダイヤレン工法, 建築技術性能証明評価概要報告書, 2002.
- 4) 日本建築総合試験所;MAX・E 工法, 建築技術性能証明評価概要報告書, 2002.
- 5) 橋本一郎, 佐々木勇, 松崎育弘, 加藤友康, 渡辺高朗, 別所佐登志; $w\sigma_y=8000\text{kgf/cm}^2$ 級のせん断補強筋を用いた RC 有孔梁のせん断性状に関する実験研究, 日本建築学会学術講演梗概集, (1994), pp.933-934.

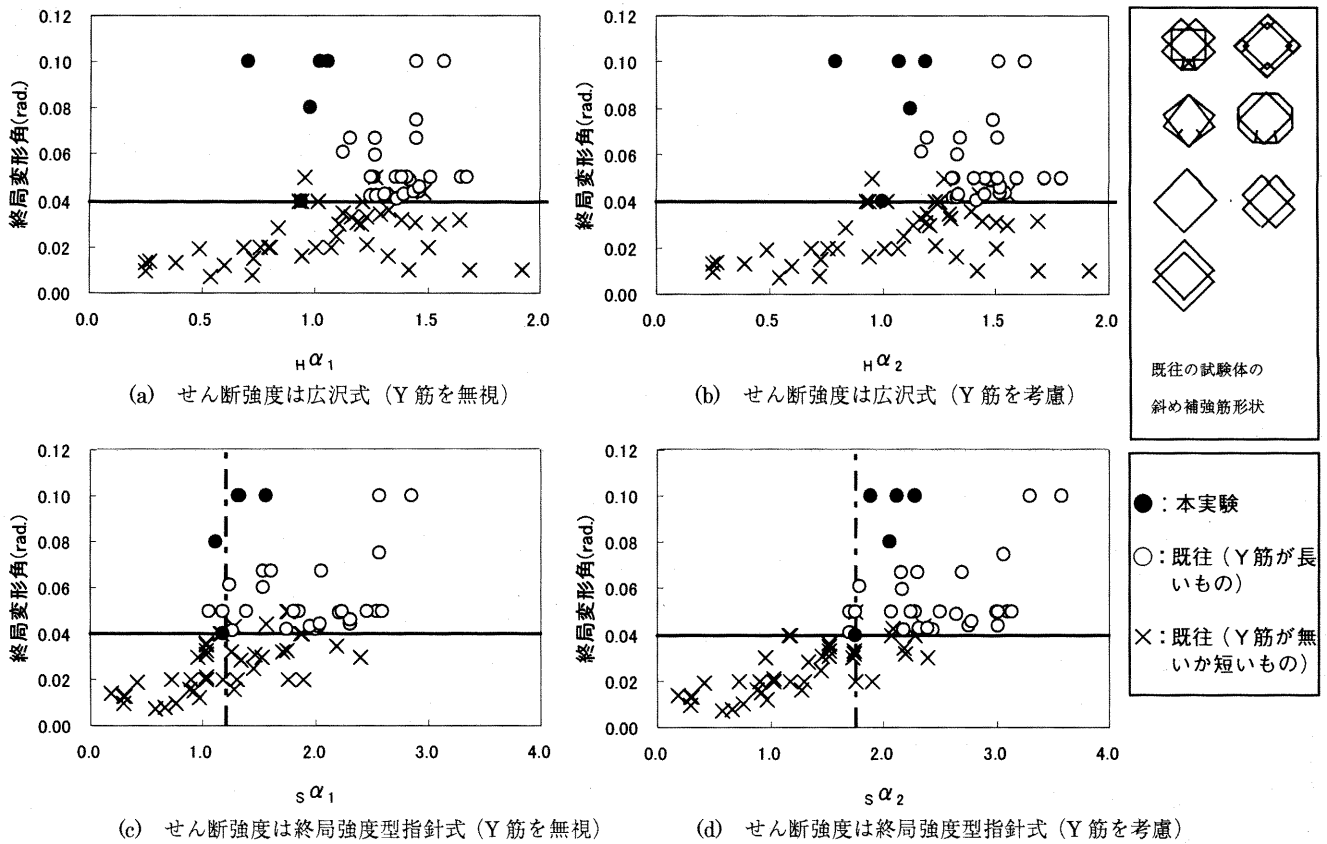


Fig.12 セン断余裕度と変形能力の関係
(Relationships between the Ratio of Shear Strength to Flexural Strength and Ductility)