

論文 小規模建築物基礎梁のせん断補強方法に関する研究

横浜 茂之*¹

要旨：本論文は、斜めせん断補強筋をシアスパン比 $M/QD=1\sim3$ の小規模建築物基礎梁に適用した場合の構造耐力を実験的に求め、現在、一般に使われている設計式や理論との適合性を検討したものである。実験より、斜めせん断補強筋は、曲げ耐力とせん断耐力を向上させ小規模建築物基礎梁に有益である事がわかった。また、結果の検討から、曲げ耐力は斜めせん断補強筋を基礎梁中央に有効断面積を持つ中段筋として、せん断耐力は斜めせん断補強筋が直接負担するせん断力を考慮する事で、設計に支障のない範囲で推定可能である。

キーワード：小規模建築物、基礎梁、斜めせん断補強筋、有効断面積

1. はじめに

現在、我が国で設計されている、3階建以下の木造・枠組壁構法・軽量鉄骨造等の基礎梁（以下、小規模建築物基礎梁と称する）は図1のような構成となる事が多い。小規模建築物基礎梁で慣用されているあばら筋に代わってに斜めせん断補強筋（図2参照）を用いれば、曲げ耐力とせん断耐力が向上し、かつ、施工の省力化が計れる事が $M/QD=1.2$ 、 $p_t=0.4\sim0.8\%$ 、 $F_c=376\text{kg/cm}^2$ の場合について報告されている[1]。しかし、実験の範囲が狭く実験資料の蓄積が必要な状況にある。特に、シアスパン比 M/QD が、どの程度まで斜めせん断補強筋が有効かの確認と斜めせん断補強筋を有する部材のせん断耐力や破壊モードの検証は不可欠である。本論文は、これらの点に着目した実験と、検討結果について述べるものである。

2. 実験の概要

2. 1 試験体・実験方法

表1に試験体の概要を示す。図3に試験体の配筋図を示す。試験体のシアスパン比 M/QD は1、2、3の三種類、引張鉄筋比 p_t は0.5%と1.0%とした。

木造3階建や軽量鉄骨造小屋裏利用3階建程度の小規模建築物基礎梁を図1の構成とした場合の引張鉄筋比は、梁幅15cm、梁せい60cm、引張主筋2-D16程度とした時が最大で、引張鉄筋比 p_t は約0.5%となる。試験体記号の末尾が"1"の試験体は、この場合を想定して設定した。試験体記号の末尾が"2"の試験体は、引張鉄筋比 p_t が1.0%で図1の構成からは考えにくい、せん断破壊時の実験データを得るために設定した。

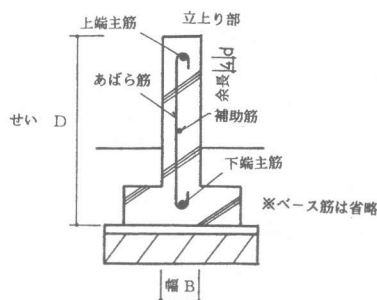


図1 小規模建築物の基礎梁

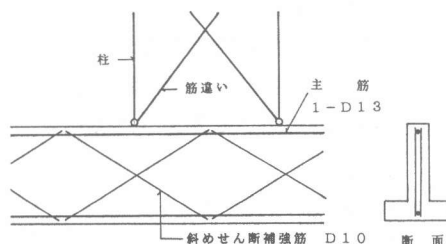


図2 斜めせん断補強筋

*1 富山職業能力開発短期大学校助教授 居住システム系、工修（正会員）

シアスパン比と主筋量が同一で、せん断補強方法のみが異なる試験体のせん断耐力は、指針(案) A法[2]を用いた場合にほぼ同一となるように設定した。これは、斜めせん断補強筋を有する小規模建築物基礎梁のせん断に対する設計に指針(案) A法が直ちに適用可能かを検討するためである。

慣用あばら筋は、鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説に定められた最小値を念頭に設定した[3]。なお、斜めせん断補強筋の端部はフックを設けず、主筋の中心から4dの余長を設けて、結束線(直径0.8mm)で主筋に固定した。

表2～表3に使用材料の性質を示す。加力は単純梁方式一方向単調加力とし試験体中央のたわみと鉄筋のひずみを計測した。

2. 2 実験結果

試験体のQ-δ特性を図4に示す。実験結果の一覧を表4に示す。

試験体記号の末尾が1の試験体は、いずれも曲げ破壊した。最大耐力は斜めせん断補強筋を有する試験体の方が大きい。

試験体記号の末尾が2の試験体は、2-S-2、3-S-2が曲げ降伏後せん断破壊し、他の試験体は、いずれもせん断破壊した。

試験体1-X-1の最大耐力は、引張主筋量が1-S-2の半分であるにもかかわらず、ほぼ同一の値を示し、かつ、曲げ破壊しているため変形量も大幅に大きい。同様に2-X-1の最大耐力は2-S-2の約87%、3-X-1の最大耐力は3-S-2の約78%を示し変形量も大きいことから斜めせん断補強筋の有効性が認められる。

3. 実験結果の検討

3. 1 曲げひび割れ発生荷重の検討

曲げひび割れ発生時せん断力理論値 $Q_{BC理}$ は式(1)～式(2)を用いて算定した[3]。

$$M_{BC理} = 1.8 \sqrt{F_c} \cdot Z_E \quad (1)$$

$$Q_{BC理} = 2 * M_{BC理} / L \quad (2)$$

ここで、 Z_E 鉄筋を考慮した断面係数

表1 試験体一覧表

試験体 記号	M — QD	せん断補強筋	主筋	試験区間 L (cm)	コンクリート 番号	θ	
1-S-1	1	慣用あばら筋	1-D10	50	I	—	
1-S-2			2-D10				
2-S-1			1-D10				
2-S-2	2	1-6Φ @200	2-D10	100	II		
3-S-1	3		1-D10	150	III		
3-S-2			2-D10				
1-X-1	1	斜めせん断 補強筋	1-D10	50	I	22 ⁰	
1-X-2			2-D10				
2-X-1			1-D10				
2-X-2	2	1-6Φ	2-D10	100	II	11 ⁰	
3-X-1	3		1-D10	150	IV	7 ⁰	
3-X-2			2-D10				

表2 鋼材の性質

材種	断面積 (cm ²)	降伏点 (kg/cm ²)	引張強度 (kg/cm ²)	伸び (%)
D10	0.71	3890	5812	25
6φ	0.28	2983	4306	25

表3 コンクリートの性質

コンクリート番号	圧縮強度 F_c (kg/cm ²)	引張強度 F_t (kg/cm ²)	割線弾性係数 E_c (kg/cm ²)
I	259	27	$2.25 * 10^5$
II	267	30	$2.20 * 10^5$
III	225	25	$1.95 * 10^5$
IV	274	25	$1.95 * 10^5$

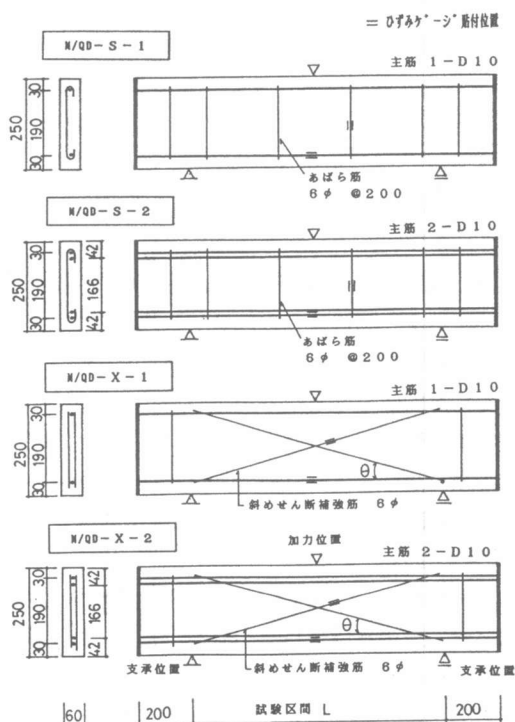


図3 試験体の配筋図

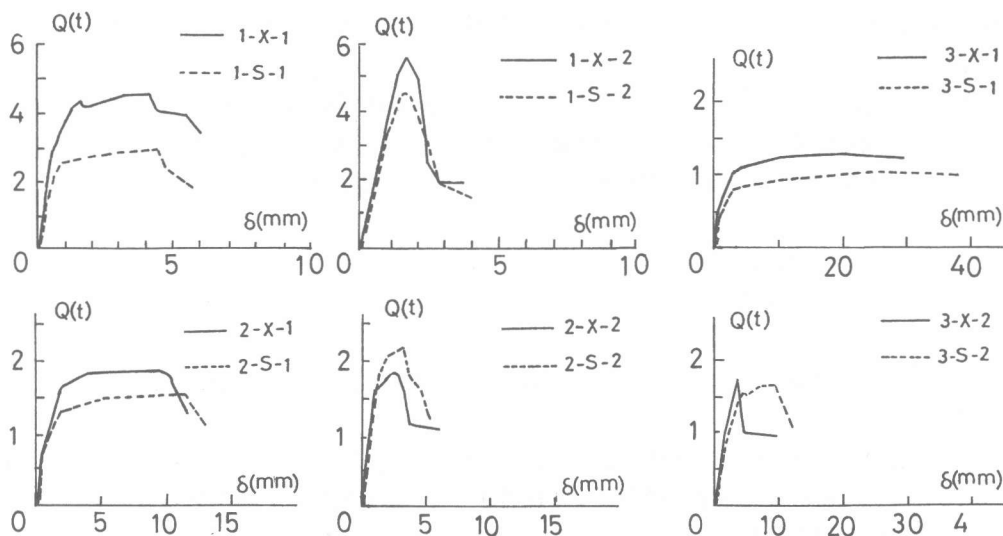


図4 Q - δ 特性

表4 実験結果一覧表

試験体 記号	曲げひび割れ時		せん断ひび割れ時		最大荷重時		破壊モード
	せん断力 $Q_{BC}(t)$	変位 $\delta_{BC}(mm)$	せん断力 $Q_{SC}(t)$	変位 $\delta_{SC}(mm)$	せん断力 $Q_{max}(t)$	変位 $\delta_{max}(mm)$	
1-S-1	1.24	0.22	2.35	0.60	3.07	4.17	曲げ破壊
1-S-2	1.30	0.29	3.50	1.01	4.48	1.71	せん断破壊
2-S-1	0.53	0.30	—	—	1.54	10.35	曲げ破壊
2-S-2	0.70	0.28	1.70	1.33	2.10	3.02	曲げ降伏後せん断破壊
3-S-1	0.38	0.88	—	—	1.04	27.89	曲げ破壊
3-S-2	0.45	0.51	—	—	1.65	8.97	曲げ降伏後せん断破壊
1-X-1	1.23	0.17	—	—	4.57	3.91	曲げ破壊
1-X-2	1.40	0.25	3.38	0.86	5.48	1.69	せん断破壊
2-X-1	0.61	0.37	—	—	1.83	9.72	曲げ破壊
2-X-2	0.80	0.37	1.67	0.40	1.83	2.51	せん断破壊
3-X-1	0.35	0.40	—	—	1.28	19.09	曲げ破壊
3-X-2	0.45	0.50	—	—	1.69	3.92	せん断破壊

理論値と実験値の適合性を図5に示す。図5中には文献[1]の実験データもプロットしてある。図5によれば実験値は理論値より大幅に大きくコンクリートの引張強度を $2.4\sqrt{F_c}$ とした線上(図5---印)に分布した。また、斜めせん断補強筋を有する試験体と慣用あばら筋を有する試験体の間に明確な差異は認められなかった。

3. 2 許容応力度設計時許容耐力の検討

許容応力度設計時許容耐力実験値 Q_{D*} は、主筋または斜めせん断補強筋が降伏した点、及び、 $Q-\delta$ 特性が急変する点のうち最も小さい値と定義して求めた。

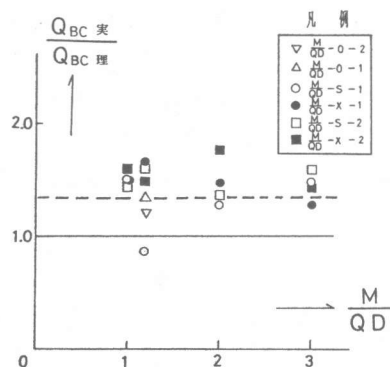


図5 曲げひび割れ荷重の検討

慣用のあばら筋を有する試験体の許容応力度設計時許容曲げ耐力理論値 $Q_{BD理}$ は、式(3)～式(4)で算定した[3]。

斜めせん断補強筋を有する試験体の $Q_{BD理}$ は、斜めせん断補強筋を、斜めせん断補強筋の断面積 a_w に $\cos\theta$ を乗じた有効断面積を持つ中段筋と見なして、平面保持の仮定と梅村の e 関数法[4]から、引張主筋が降伏歪み度 ε_y に達する時の曲げモーメントを算定し式(4)から求めた。

$$M_{BD理} = 7/8 \cdot a_t \cdot \sigma_y \cdot d \quad (3)$$

$$Q_{BD理} = 2 M_{BD理} / L \quad (4)$$

ここで a_t : 引張主筋の断面積 σ_y : 引張主筋の降伏点 d : 有効せい

許容応力度設計時許容せん断力理論値 $Q_{SD理}$ は、慣用あばら筋を有する試験体では式(5)を用いて算定した[3]。斜めせん断補強筋を有する試験体では、式(5)の{ } 内第2項目を削除し、斜めせん断補強筋が直接負担するせん断力をX形配筋の設計式[5]を準用して評価し式(6)で $Q_{SD理}$ を算定した。

$$Q_{SD理} = \{ \alpha \cdot f_s + 0.5 \cdot w \cdot \sigma_y (p_w - 0.002) \} b \cdot j \quad (5)$$

$$Q_{SD理} = \alpha \cdot f_s \cdot b \cdot j + 2 \cdot \gamma \cdot a_{wt} \cdot x \cdot \sigma_y \cdot \sin\theta \quad (6)$$

ここで、 $\alpha = 4 / (M/QD + 1)$ かつ $1 \leq \alpha \leq 2$ 、 f_s : コンクリートの許容せん断応力度

$w \cdot \sigma_y$: あばら筋の降伏点、 p_w : あばら筋比、 j : 応力中心距離(7d/8)

a_{wt} : 1本の斜めせん断補強筋の断面積、 $x \cdot \sigma_y$: 斜めせん断補強筋の降伏点

γ : 反曲点高さ比 y による補正係数 ($\gamma = 0.5 / y$)

以上のようにして求めた理論値と実験値の適合性を表5①欄に示す。すべての試験体で実験値は理論値を上回っており、一連の式は安全側の評価を与えるようである。

X形配筋の設計式を斜めせん断補強筋にも適用できると仮定すると、今回の実験のように単純梁加力の場合には $\gamma = 0.5$ となって負担力は半減する。図6は、その仮定の妥当性を検討したもので、せん断破壊した試験体1-X-2、2-X-2、3-X-2の許容応力度設計時許容耐力実験値 $Q_{D実}$ と、 $\gamma = 0.5$ とした時の理論値及び $\gamma = 1$ とした斜めせん断補強筋をすべて有効とした時の理論値の適合性を示してある。図によれば、 $\gamma = 1$ とした場合には危険側の値を与える場合があるのに対して、 $\gamma = 0.5$ の場合に理論値が実験値を上回る事はなく仮定の妥当性が確認された。

3. 3 終局耐力の検討

慣用のあばら筋を有する試験体の略算による終局曲げ耐力理論値 $Q_{BU理}$ は式(7)～式(8)で算定した[3]。斜めせん断補強筋を有する試験体の、略算による終局曲げ耐力理論値

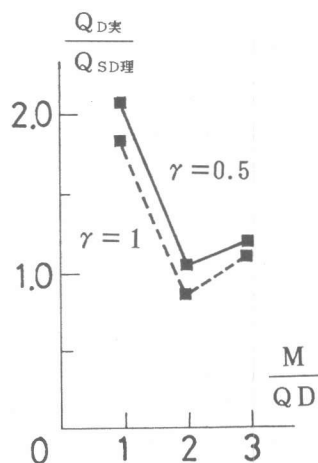


図6 補正係数 γ の検討

表5 実験結果の検討一覧表

試験体 記号	①許容応力度設計時				最大 耐力 実験値 $Q_{M\text{実}}$ (t)	②終局曲げ耐力		③終局せん断耐力		④理論値と実験値の適合性		⑤理論値と実験値の適合性	
	実験値 $Q_{D\text{実}}$ (t)	理論値 $Q_{BD\text{理}}$ (t)	理論値 $Q_{SD\text{理}}$ (t)	実験値 理論値		略算値 略 $Q_{BU\text{理}}$ (t)	精算値 精 $Q_{BU\text{理}}$ (t)	荒川式 荒 $Q_{SU\text{理}}$ (t)	A 法 A $Q_{SU\text{理}}$ (t)	実験値 —— 理論値	予想 破壊 モード*	実験値 —— 理論値	予想 破壊 モード*
1-S-1	2.60	2.13	2.51	1.22	3.07	2.19	2.33	3.77	4.53	1.32	B	1.32	B
1-S-2	4.30	4.25	2.41	1.78	4.48	4.26	4.26	4.11	4.53	1.09	S	1.05	B
2-S-1	1.25	1.06	1.73	1.18	1.54	1.10	1.17	2.40	2.86	1.32	B	1.32	B
2-S-2	2.00	2.13	1.60	1.25	2.10	2.13	2.13	2.57	2.86	0.99	B	0.99	B
3-S-1	0.85	0.71	1.31	1.20	1.04	0.73	0.77	1.79	1.94	1.35	B	1.35	B
3-S-2	1.55	1.42	1.27	1.22	1.65	1.42	1.40	1.88	1.94	1.18	B	1.18	B
1-X-1	3.60	2.43	2.77	1.48	4.57	2.93	2.93	3.26	4.90	1.56	B	1.56	B
1-X-2	5.45	4.53	2.66	2.05	5.48	5.01	4.83	3.63	4.90	1.51	S	1.13	B
2-X-1	1.60	1.22	1.83	1.31	1.83	1.49	1.48	1.72	2.85	1.24	B	1.24	B
2-X-2	1.75	2.28	1.71	1.02	1.83	2.53	2.43	1.93	2.85	0.95	S	0.75	B
3-X-1	1.05	0.82	1.44	1.28	1.28	1.00	1.00	1.20	1.98	1.28	B	1.28	B
3-X-2	1.69	1.52	1.41	1.20	1.69	1.69	1.63	1.32	1.98	1.28	S	1.04	B

注) 予想破壊モードのBは曲げ系の破壊 Sはせん断系の破壊を表す。

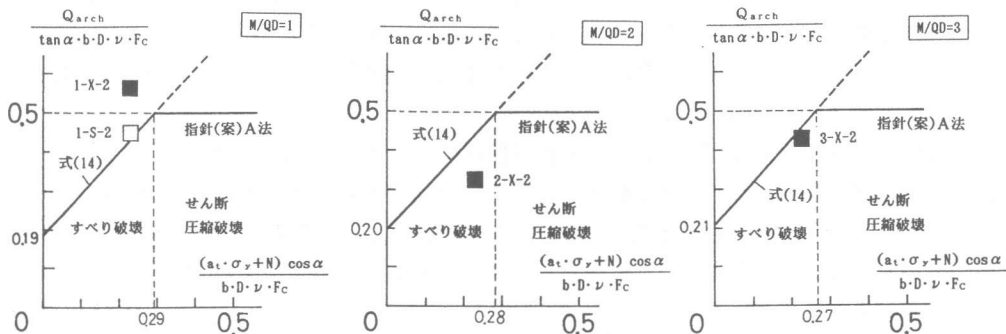


図7 指針(案)A法の適用限界の検討

略 $Q_{BU\text{理}}$ は、式(8)と式(9)から求めた。

精算による曲げ耐力理論値精 $Q_{BU\text{理}}$ は、コンクリートの終局圧縮歪み度 $\epsilon_{cu}=0.003$ とし k_1, k_2, k_3 をACI規準に従って求めた[6]。終局せん断耐力理論値 $Q_{SU\text{理}}$ は荒川式[7]と指針(案)A法を用い、慣用あばら筋を有する試験体では式(10)～式(11)で、斜めせん断補強筋を有する試験体では、式(12)～式(13)から終局せん断耐力を算定した。この場合、斜めせん断補強筋が直接負担するせん断力の評価は、先と同様にX形配筋の設計式[5]を用いた。なお式中の、 α はアーチ機構の角度、 ϕ はトラス機構の角度、 N は軸力(今回の場合は $N=0$)である。

$$\text{略}M_{BU\text{理}}=0.9 \cdot a_t \cdot \sigma_y \cdot d \quad (7)$$

$$\text{略}Q_{BU\text{理}}=\text{略}2M_{BU\text{理}}/L \quad (8)$$

$$\text{略}M_{BU\text{理}}=0.9a_t \cdot \sigma_y \cdot d + a_w \cdot \cos \theta \cdot x \cdot \sigma_y \cdot (0.5D - 0.1d) \quad (9)$$

$$\text{荒}Q_{SU\text{理}}=\{[K_u \cdot K_P(F_c + 180)]/[M/Qd + 0.12] + 2.7\sqrt{p_w \cdot w \cdot \ell_y}\}b \cdot j \quad (10)$$

$$A Q_{SU\text{理}}=b \cdot j \cdot t \cdot p_w \cdot \sigma_{wy} \cdot \cot \phi + \tan \alpha (1 - \beta) b \cdot D \cdot \nu \cdot F_c / 2 \quad (11)$$

$$\text{荒}Q_{SU\text{理}}=\{[K_u \cdot K_P(F_c + 180)]/[M/Qd + 0.12]\}b \cdot j + 2 \cdot \gamma \cdot a_{wt} \cdot x \cdot \sigma_y \cdot \sin \theta \quad (12)$$

$$A Q_{SU\text{理}}=\tan \alpha (1 - \beta) b \cdot D \cdot \nu \cdot F_c / 2 + 2 \cdot \gamma \cdot a_{wt} \cdot x \cdot \sigma_y \cdot \sin \theta \quad (13)$$

$$Q_{F\text{理}}=\{0.21 \cdot b \cdot D \cdot \nu \cdot F_c + 1.06(a_t \cdot \sigma_y + N)\} \sin \alpha \quad (14)$$

以上のようにして求めた理論値の一覧を表5②欄と③欄に示す。終局曲げ耐力略算値と精算値は大差のない値を示した。終局せん断耐力は、すべて指針(案)A法の値が荒川式を上回っているの

が特徴である。

精算による曲げ耐力と荒川式を理論値とした場合の実験値と理論値の適合性を表5④欄に示す。試験体記号の末尾が1の曲げ破壊した試験体では、実験値が理論値を大幅に上回っているが、試験体記号の末尾が2の試験体では、せん断破壊した1-X-2を除けば適合性は改善されている。実験値が理論値を下回った試験体も、曲げ耐力の算定に鋼材のJIS規格値を用い、せん断耐力の算定に荒川の下限式を用いれば実験値が理論値を下回る事はなく予想破壊モードも実験結果と一致した。

精算による曲げ耐力と指針(案)A法を理論値とした場合の実験値と理論値の適合性を表5⑤欄に示す。せん断破壊を生じた試験体の破壊モードは、いずれも曲げ破壊と判定され好ましくない結果となった。このような結果となった一因として小規模建築物基礎梁のように主筋量の少ない部材では指針(案)A法で想定しているアーチ機構が十分に形成されていない事が考えられる。図7は、この事を検証するために描いたもので、縦軸にはせん断耐力実験値からトラス機構の負担力($b \cdot j \cdot p_w \cdot \sigma_y \cdot \cot \phi$)または斜めせん断補強筋の負担力($2 \cdot \gamma \cdot a_w \cdot \sigma_y \cdot \sin \theta$)を差し引いて求めた見かけのアーチ機構負担力を無次元化して表示し、横軸にはコンクリートの有効強度係数 ν を考慮した、あばら筋の無いRC部材のすべり破壊時の耐力式 $Q_{F理}$ (式(14)参照)を無次元化した時の変数を取ってある[8]。

図7によれば、今回の実験でせん断破壊した試験体はすべてすべり破壊の領域に有り、見かけのアーチ機構の耐力に到達していた試験体は1-X-2のみである事が理解される。また、試験体2-X-2、3-X-2はすべり破壊時の耐力に到達していないが、これは式(14)の適用範囲($0 \leq M/QD \leq 1.5$)を越えている事が一因と推定される。塑性理論式で、小規模建築物基礎梁のせん断耐力を評価する場合には慎重な対応が必要である。

4. 結 論

シアスパン比 $M/QD=1\sim 3$ の斜めせん断補強筋を有する小規模建築物基礎梁は慣用あばら筋を用いた場合に比べて曲げ耐力とせん断耐力の向上が認められるが、 M/QD が大きくなるにしたがって、斜めせん断補強筋の角度 θ が小さくなるため、その効果は小さくなっていく。また、設計で必要とされる各耐力は、設計に支障のない範囲で算定可能である。

参考文献

- 1) 横浜茂之：小規模建築物基礎梁のせん断補強方法に関する実験的研究、日本建築学会学術講演梗概集構造Ⅱ、pp443-444、1993
- 2) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針(案)・同解説、pp128、1988
- 3) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、pp59-176、1988
- 4) 梅村 魁：鋼筋コンクリート梁の終局強度について、日本建築学会論文集、第42号、1951
- 5) 南 宏一：はじめてのX形配筋、pp84-87、建築技術、1992
- 6) ACI Committee318:Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-77), Dec.1977
- 7) 荒川卓：鉄筋コンクリート梁の許容せん断応力度とせん断補強について、日本建築学会学術講演梗概集、1969
- 8) 横浜茂之・竹添芳孝：シアスパン比の短いRC造柱・梁部材のせん断耐力に関する一考察、日本建築学会学術講演梗概集構造Ⅱ、pp633-634、1992