

論文 斜めせん断補強筋を有する RC 造梁のせん断耐力に関する 実験的研究

横浜茂之*¹

要旨：シアスパン比の短い梁のせん断補強方法として、部材の対角線上にせん断補強筋を配置した場合のせん断耐力を模型試験体より実験的に求め、下界定理より導かれた、せん断耐力理論式との適合性を検討した。検討の結果、対角線上に配置されたせん断補強筋の負担せん断力を付着強度を用いて算定し、せん断耐力理論式に加算すると実験結果の評価が可能となった。また、部材の対角線上にせん断補強筋を配置した試験体は、最大耐力と、その後の耐力低下の抑制に効果が認められる。

キーワード：RC梁、斜めせん断補強筋、せん断耐力、付着強度

1. はじめに

鉄筋コンクリート造構造物の設計では、脆性的な破壊であるせん断破壊を回避して、靱性に富む曲げ破壊を先行させる事は耐震設計上重要である。しかし、極短柱や、耐力壁の間に設けられる境界梁や、ディープビームと呼ばれる短い梁部材では、慣用の配筋方法では、せん断破壊が避けられない場合が存在した。この為、さまざまなせん断破壊回避の方法が研究されてきたが、主筋の折り曲げ加工を前提にするなど施工現場の労力が増大する方法が多いように思われる。一方、熟練建設労働者の数は減少の一途をたどっており、省力化を最優先に考えた補強方法を検討する時期に来ている。本論文では、梁部材のせん断耐力を向上させ、かつ、施工現場の労力が増えないせん断補強方法として、部材の対角線上にせん断補強筋を配置する方法（以下、斜めせん断補強筋と称する）を取り上げ、破壊の性状とせん断耐力の推定方法について報告させていただく。

2. 実験の概要

2. 1 試験体と試験方法

試験体一覧を表-1に示す。

試験体の配筋図を図-1に示す。試験体は、せん断耐力を確認するために、全てせん断破壊先行型とした。斜めせん断補強筋の端部にはフックは設けず、主筋の中心から、斜めせん断補強筋の公称直径 d の1.5倍の余長を設けて結束線(直径0.8mm)にて主筋に固定した。使用材料の性質を、表-2～表-3に示す。

表-1 試験体一覧表

試験体 記号	a/D	主筋	せん断補強方法	角度 α
K-1-1	1.0	慣用配筋 4-D13	——	—
K-1-2			肋筋□2-3φ @30	—
RX-1-1			斜めせん断補強筋2-D13	21度
RX-1-2			斜めせん断補強筋2-D8	
RX-1-3			斜めせん断補強筋2-6φ	
RX-1-4			斜めせん断補強筋2-D16	
RX-1-5			斜めせん断補強筋2-D13 端部に肋筋□2-3φ @30	17度
X-1-1		慣用配筋4-D13、X形配筋 2-D13		

試験体への加力は連続梁方

* 1 高度職業能力開発センター助教授 建設系、工修（正会員）

式一方向単調加力とし、載荷は490kN万能試験機で行った。変位計測は精度1/1000mmの電気式変位計を用いて試験区間の相対変位を計測した。

2. 2 試験体の破壊性状とQ- δ 特性

各試験体のQ- δ 特性を図-2～図-4に示す。

代表的な試験体の破壊状況を、図-5に示す。試験体は、いずれも、せん断ひび割れの発生後、せん断ひび割れの開口で最大耐力に至っており、せん断破壊したものと考えられる。

Q- δ 特性を比較すると、斜めせん断補強筋を配置した試験体では、最大耐力の向上と、最大耐力後の荷重低下の抑制の面で効果が認められる。

しかし、X形配筋試験体X-1-1と、同一断面の斜めせん断補強筋を配置した、試験体RX-1-1を比較すると、X形配筋試験体の方が挙動が安定し、かつ、強度的にも、約20%程度最大耐力が大きくなっており、斜めの主筋を定着するX形配筋の有効性が伺われる。

試験体RX-1-5は、RX-1-1と同一の斜めせん断補強筋に、材端部のみ、慣用のあばら筋を配置した試験体である。X形配筋試験体X-1-1とQ- δ 特性を比較すると、ほぼ同一の挙動を示しており、斜めせん断補強筋と慣用の

あばら筋を併用する事で、耐震設計上有効と言われるX形配筋と同程度の靱性を有する部材にする事が可能と推測される。

慣用のあばら筋のみで構成される試験体K-1-2は、最大耐力はX-1-1及びRX-1-1と差が無いものの最大耐力後の耐力低下は大きい。

表-2 鋼材の性質

材種	断面積 (mm ²)	降伏点 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	伸び (%)
3 ϕ	7	244	371	25
6 ϕ	28	275	400	21
D10	71	347	500	20
D13	127	370	527	19
D16	199	342	500	25

表-3 コンクリートの性質

圧縮強度 σ_c (N/mm ²)	引張強度 σ_t (N/mm ²)	割線弾性係数 E_c (N/mm ²)
30.6	2.94	26460

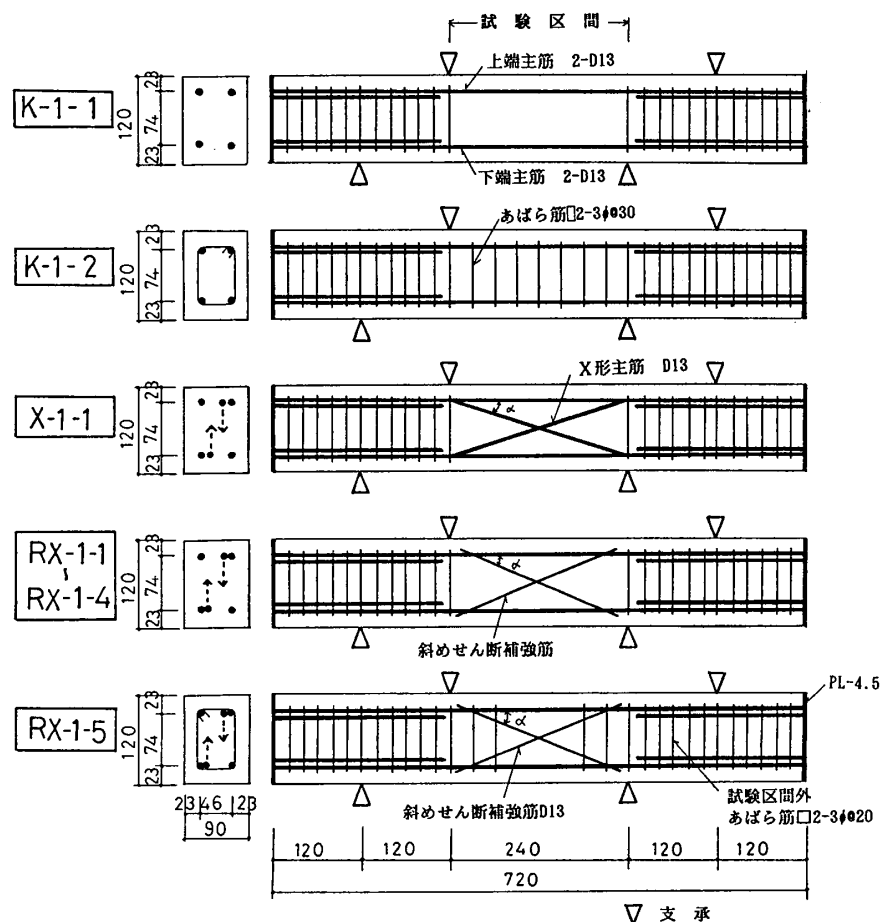


図-1 試験体の配筋

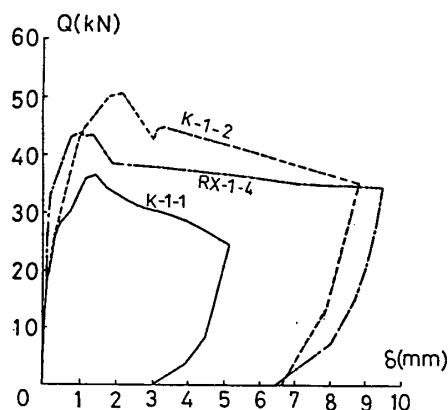


図-2 Q-δ 特性

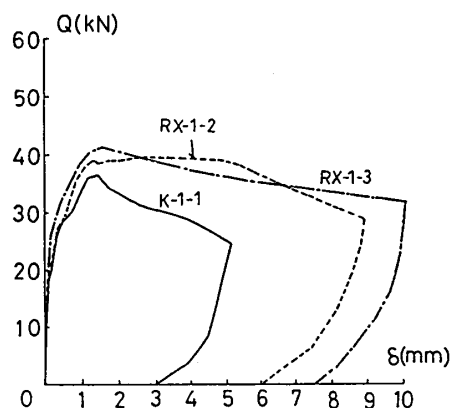


図-4 Q-δ 特性

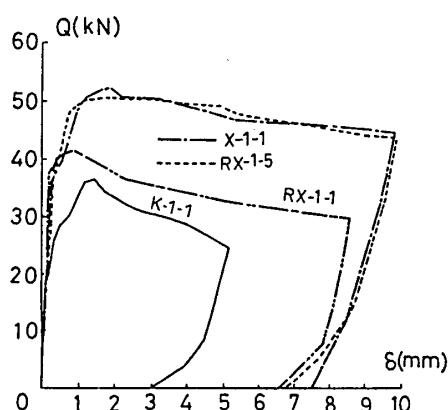


図-3 Q-δ 特性

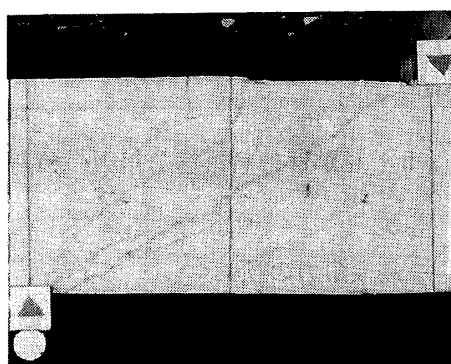


図-5 破壊状況(RX-1-5)

3. 実験結果の検討

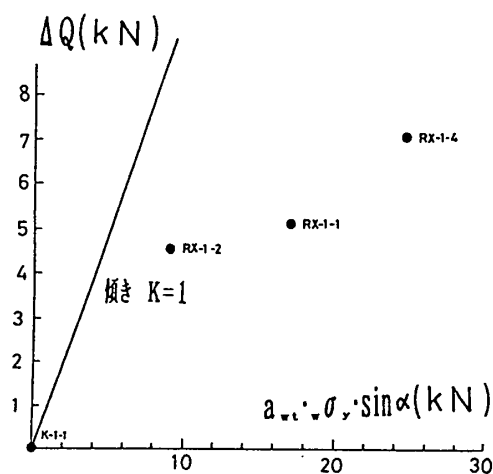
3. 1 斜めせん断補強筋の負担せん断力

斜めせん断補強筋の負担せん断力を検討するために、異形鉄筋の斜めせん断補強筋を有するRX-1-1、RX-1-2、RX-1-4の最大耐力から、せん断補強筋の無いK-1-1の最大耐力を差し引いて求めた見かけの斜めせん断補強筋の負担せん断力 ΔQ と、式(1)から計算した、引張側斜めせん断補強筋が降伏する場合の負担せん断力を比較したのが図-6である(式(1)中の a_{wt} と $w\sigma_y$ は引張側斜めせん断補強筋の断面積と降伏点)。同図によれば、見かけの斜めせん断補強筋の負担せん断力 ΔQ は式(1)の計算値より大幅に小さく、コンクリートとの付着の喪失があったものと考えられる。

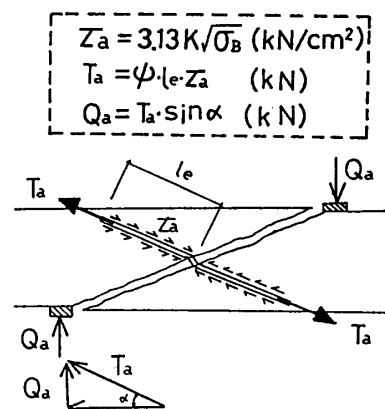
斜めせん断補強筋とコンクリートの付着によるせん断力伝達を図-7のモデルで考える。図中の τ_a は、斜めせん断補強筋全長に均一分布すると仮定した付着強度で $3.13\sqrt{\sigma_B}$ に実験値との適合性から求まる傾き K を乗じて決定されるものとする。 3.13 は、傾き K がKGS単位系からSI単位系に変換されても同一になるようにするための係数であり著者独自のものではない。また、 ϕ は斜めせん断補強筋の周長、 l_a は有効長さで、加力点を結ぶ対角線上で試験体が分離していると仮定し引張側斜めせん断補強筋の1/2の長さを用いている。 ΔQ と、図-7より求まる計算値の比較を図-8に示す。小倉らは、実大の壁や柱に異形鉄筋を定着して引抜試験を行いKGS単位系で付着強度は上ば筋で $(2.3 \sim 3.9)\sqrt{\sigma_B}$ 、下ば筋で $(7.8 \sim 9.4)\sqrt{\sigma_B}$ であると報告している[1]。図-8の傾き $K=2.3$ は、小倉らの実験結果の上ば筋の下限値と一致する。この為、異形鉄筋の斜めせん断補強筋の負担せん断力は、式(2)の付着耐力と式(1)の降伏耐力の小さい方で算定した。

$$Q_x = a_{wt} \cdot \sigma_y \cdot \sin \alpha \quad (1)$$

$$Q_a = \tau_a \cdot \phi \cdot l_e \cdot \sin \alpha \quad (2)$$



図－6 見かけの斜め筋負担力の検討



図－7 付着によるせん断力の伝達

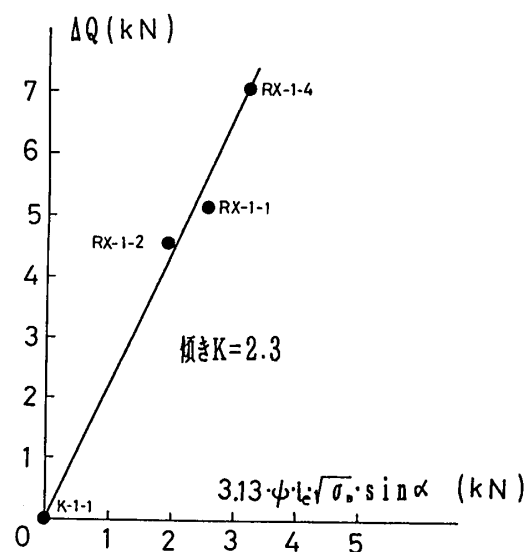
3. 2 最大耐力の検討

曲げ耐力 Q_{BU} は、鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針案(以下、指針案と称する)に従って算定した[2]。X形配筋の試験体は、X形主筋断面積に、 $\cos \alpha$ (α はX形主筋の角度)を乗じた断面積を求め、慣用の主筋と同じ取り扱いをして算定した[3]。斜めせん断補強筋を有する試験体では、斜めせん断補強筋が材端部から非試験部に定着されていないことから斜めせん断補強筋は曲げ耐力に影響しないと仮定して曲げ耐力を求めた。

せん断耐力は以下の方法によって算定した。慣用配筋試験体のせん断耐力は指針案のA法に従って求めることとした。ただし、コンクリートの有効係数 ν は、指針案A法で用いているNielsenの下限

式[4]と、Nielsenの平均式と同程度の値を与える式(3)の両方を用いて検討を行っている。式(3)は起こりうる現象の一つである、曲げ破壊とせん断破壊が同時に発生する場合に、せん断耐力と曲げ耐力を与える中立軸深さが同じと仮定して誘導されており、式(3)中の k_1 と k_3 は曲げ解析で用いられている値を、そのまま使用している[5]。X形配筋の試験体は、圧縮側及び引張側のX型主筋が、直接負担するせん断力を慣用の配筋部分のせん断耐力に加算して求めた[2]。斜めせん断補強を有する試験体では、斜めせん断補強筋の負担せん断力は、前節の方法によった。

試験体RX-1-5では、斜めせん断補強筋と併用して、材端部にのみ慣用のあばら筋を配置している。この為、通常のトラス機構の耐力式をそのまま使用することはできない。そこで、図－9に示す様に、トラス機構の角度が材端部では指針案と同じ角度 ϕ で、中央部では、 ϕ_1 に変化してセ



図－8 付着による斜め筋の負担せん断力

で、せん断耐力が式(7)で算定可能で、コンクリート表面から主筋の中心までの距離が $0.1D$ の断面を仮定すると、 $\Delta Q_{XB}/\Delta Q_{XS}$ とシアスパン比 a/d の関係は図-10となる。図-10より、X形配筋部のせん断耐力と曲げ耐力は、ほぼ同じであり、X形配筋と慣用配筋が混在する梁では、慣用配筋部で破壊モードが決定される事になる。一方、斜めせん断補強筋の場合、曲げ耐力は変化せず、せん断耐力のみが上昇するが、せん断耐力の増加量は、付着の劣化によりX形配筋ほど大きくならない。

$$\Delta Q_{XB} = 2(0.9 a_{xt} \cdot \sigma_y \cdot d \cdot \cos \alpha) / L \quad (6)$$

$$\Delta Q_{XS} = 2 a_{xt} \cdot \sigma_y \cdot \sin \alpha \quad (7)$$

ただし、 a_{xt} ：引張側X形主筋の断面積、 σ_y ：X形主筋降伏点、 d ：有効成

4. 結 論

主筋に結束線で固定しただけの斜めせん断補強筋は、せん断耐力の向上と、耐力低下の抑制に効果が認められるが、X形配筋部材のように安定した履歴特性を得るためには、あばら筋の併用が不可欠である。また、斜めせん断補強筋を有する梁部材のせん断耐力は、式(3)のコンクリート有効係数と指針案A法のアーチ機構、図-9のトラス機構に引張側の斜めせん断補強筋が直接負担するせん断力を加算すれば推定可能である。

【参考文献】

- [1]小倉弘一郎、武藤清、黒正清治：
実大の柱および壁に定着された
異形鉄筋の定着強度試験、日本
建築学会論文報告集、1955. 5
- [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、日本建築学会、pp86-pp149、1988. 10
- [3]日本建築士事務所協会連合会：X形配筋部材の設計と施工、日本建築士事務所協会連合会、pp32-pp61、1990. 8
- [4]Nielsen, M. P, et al.: Rational Analysis of Shear in Reinforced Concrete Beams, Int. Assoc. Bridge Struct Eng, pp15-78, May. 1978
- [5]横濱茂之：中央集中配筋梁のせん断耐力に関する実験的研究、日本建築学会大会学術講演梗概集C-2、pp507-pp508、1995. 8
- [6]杉浦光彦、市ノ瀬敏勝：曲げせん断破壊するRC部材の変形能力、日本建築学会大会学術講演梗概集C-2、pp281-pp282、1991. 5

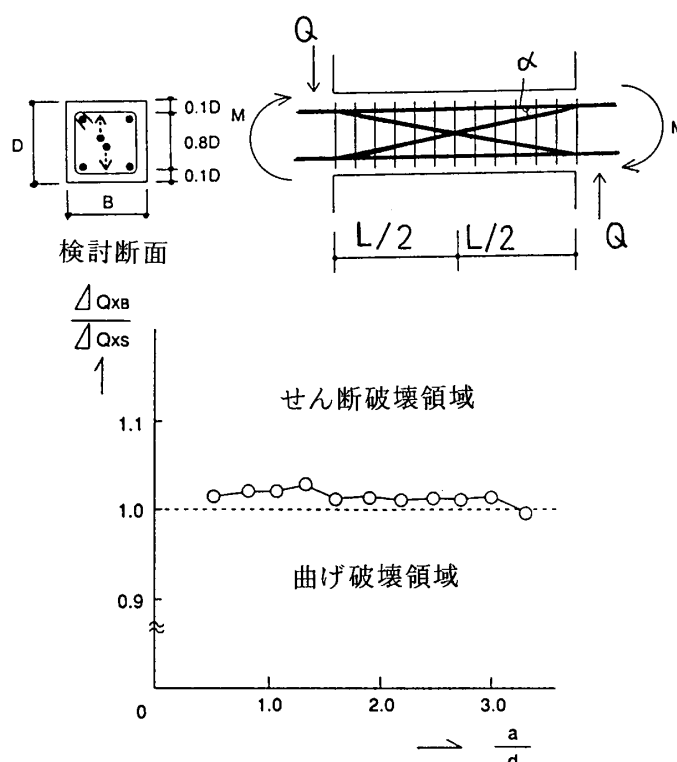


図-10 X形配筋梁の破壊モード