

論文 鉄筋コンクリートコッターのせん断抵抗機構

毎田 悠承^{*1}・曲 哲^{*2}・吉敷 祥一^{*3}・坂田 弘安^{*4}

要旨：本論文では RC 骨組に座屈拘束筋違を取り付けるために採用するコッター接合部を対象として、せん断抵抗機構について検討した。ここではまずコッターの要素実験を行い、コッターの最大せん断耐力とコッター内部の鉄筋のひずみ度分布を得た。次いで、有限要素解析の有効性を最大耐力、コッター内部の鉄筋のひずみ度分布との比較から検証し、コンクリート部分の応力伝達について考察した。最後に実験と解析により解明したコッターのせん断抵抗機構を **Strut-and-Tie Model** として表現し、既往のコッターの耐力評価式をもとに評価式を提案した。この耐力評価式によってコッターの最大耐力を精度よく評価できることを示した。
キーワード：コッター, 有限要素解析, せん断抵抗機構, **Strut-and-Tie Model**

1. 序

近年、鉄筋コンクリート（以下、RC）骨組への制振ダンパーの活用が注目されている。著者等は図-1 に示すように RC 骨組全体をメガストラクチャーと捉え、座屈拘束筋違をワーレントラス状に配置する骨組形式を提案している¹⁾。また、座屈拘束筋違接合部では鉛直力を柱に設けた突出部（以下、コッター）に、水平力をアンカーボルトにそれぞれ負担させる明確な接合方法を採用し、実験と解析により力学特性の解明を進めている。コッターの挙動は複雑であり、著者等が行った部分架構実験^{2,3)}においても最大耐力の把握には至っていない。

本論文では、RC 骨組に座屈拘束筋違を取り付けるためのコッター接合部について要素実験と有限要素解析を行い、コッターのせん断耐力やコッター内部の鉄筋（以下、コッター筋）、コンクリートにおける応力伝達を把握する。さらにこれらの成果をもとに **Strut-and-Tie Model** を構築し、既往の耐力評価式を修正してその妥当性を示す。

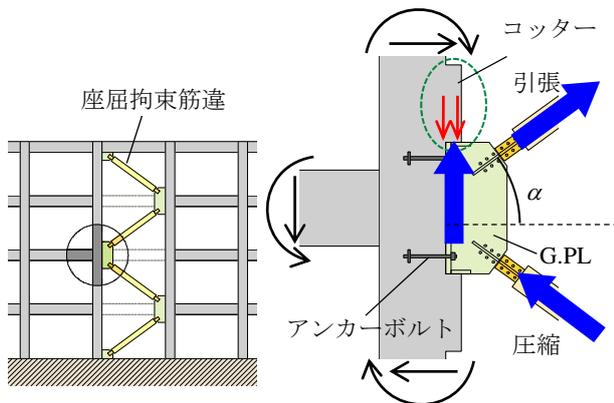


図-1 座屈拘束筋違の接合方法

2. コッター接合部の要素実験

2.1 実験概要

まず、コッター接合部の要素実験を行い、コッターのせん断耐力及び、コッター筋のひずみ度分布に関する基礎データを得る。

(1) 試験体

試験体詳細を図-2、試験体諸元及び材料特性を表-1 に示す。試験体は要素実験のために作成した C シリーズ、及び既報^{2,3)}の部分架構実験の試験体から切り出した S シリーズである。C シリーズの試験体はコッターとスタブからなり、コッター寸法、コンクリート強度、コッター筋の径・定着長・本数をパラメータとした。S シリーズの試験体はト型柱梁部分架構から梁を切り落とすとともに、ガセットプレートを取り外したものである。パラメータはコッター寸法、コンクリート強度、コッター筋の定着長・本数、載荷履歴とした。

(2) 載荷・計測

セットアップを図-3 に示す。いずれの図においても下段にコッター周辺の拡大図を示す。スタブ（あるいは柱）を反力床上に固定し、自己反力を確保しながら水平力をコッター部分に作用させた。なお、加力治具とスタブ（あるいは柱）の間には接触による摩擦ができるだけ生じさせない処置を施した。実験中はいずれのシリーズにおいてもコッターとスタブ（あるいは柱）の相対加力方向変位を、コッターの変形： δ_c として計測した。

2.2 実験結果と考察

(1) コッターの荷重-変形関係

コッターの荷重-変形関係を図-4 に示す。縦軸に荷重： V_c 、横軸に変形： δ_c を示す。C シリーズでは、C1 を基準とし、他の試験体の荷重-変形関係に C1 の結果を併

*1 東京工業大学大学院 総合理工学研究科 日本学術振興会特別研究員 DC 修士 (工学) (学生会員)

*2 東京工業大学 都市地震工学センター PD 研究員 Ph.D.

*3 大阪工業大学 工学部建築学科 講師 博士(工学)

*4 東京工業大学 建築物理研究センター 教授 工博 (正会員)

表-1 試験体諸元及び材料特性

試験体	コッター寸法			コッター性状	定着長	載荷履歴	コンクリート材料特性			鉄筋材料特性												
	L[mm]	h[mm]	b[mm]				σ_B [N/mm ²]	σ_T [N/mm ²]	E_c [N/mm ²]	σ_y [N/mm ²]	σ_u [N/mm ²]	E_s [N/mm ²]										
Cシリーズ	C1	180	600	300	4×5列(D16)	10 d_s	正負交番	44.0	-	-	347	514	2.01×10 ⁵									
	C2																					
	C3													1100	4×5列(D13)	5 d_s	44.0	-	-	379	532	1.95×10 ⁵
	C4																					
	C5																					
Sシリーズ	S1 ²⁾	70	390	400	4×5列(D10)	27 d_s	単調	58.2	3.50	3.30×10 ⁴	346	482	1.79×10 ⁵									
	S2 ²⁾	70	450	400	2×5列(D10)	34 d_s	単調 繰り返し	65.8	3.56	3.31×10 ⁴	366	520	2.03×10 ⁵									
	S3 ³⁾				4×8列(D10)																	
	S4 ³⁾																					

(L:高さ, h:せい, b:幅, d_s :コッター筋径, σ_B :圧縮強度, σ_T :引張強度, E_c :コンクリートのヤング係数, σ_y :降伏強度, σ_u :引張強度, E_s :鉄筋のヤング係数)

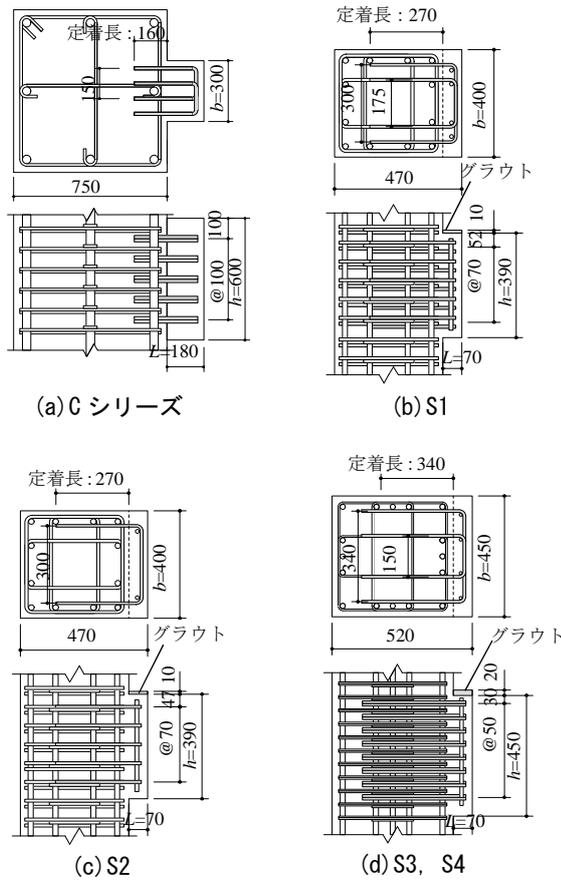
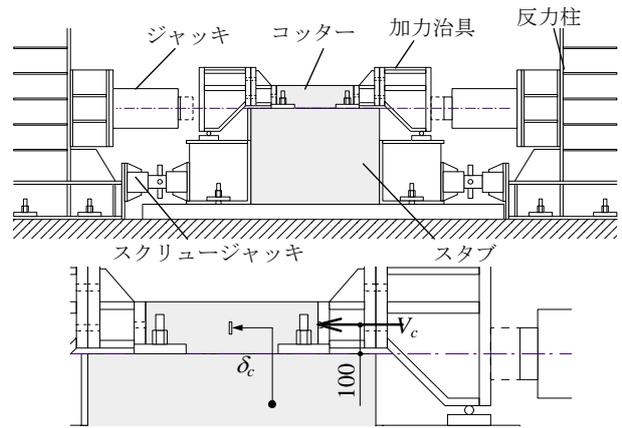
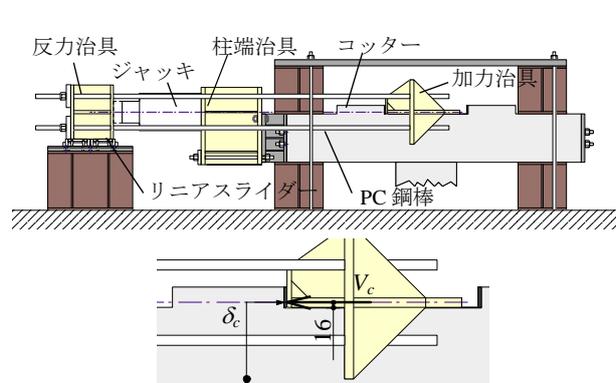


図-2 試験体詳細 (単位: mm)



(a) Cシリーズ試験体



(b) Sシリーズ試験体

図-3 試験体のセットアップ (単位: mm)

せて示している。C1 は約 2mm の変形量で最大耐力に達し、その後の繰り返し載荷では荷重と剛性は徐々に低下した。これに対して、コンクリート強度を小さくした C2 では耐力が低下し、コッター筋の径を小さくした C3 では耐力だけでなく、剛性の低下も見られた。また、定着長を半減させた C4 は最も耐力低下が著しく、C1 の 1/2 以下となっており、コッター筋の定着長は 5 d_s では不足していることがわかる。したがって、耐力確保のためには定着長を 10 d_s 程度は確保する必要がある。一方、コッター筋量を 2 倍にし、コッターせいも大きくした C5 では最大耐力時の変形量が 0.5mm 程度と小さくなり、耐力も大きく上昇した。

次いで S シリーズの実験結果を述べる。S シリーズ試験体は架構実験後の試験体であるがコッター部のひび割れは少なく、ひび割れ幅も 0.05mm 以下と小さい。また、コッター筋も降伏していないため、要素実験への影響はないものとして以下に考察を述べる。S2 は S1 からコッター筋を半減させたものであるが、耐力低下は 2 割程度であった。S3 では、S1 よりもコッター筋量及びコッターせいを大きくしたが、耐力は S1 よりも小さかった。この理由としては実験時に加力治具が浮き上がってしまい、加力位置が高くなっていったことが考えられる。S4 では、片振りの繰り返し載荷を行ったが、S3 と比較して耐力低下などは確認されなかった。

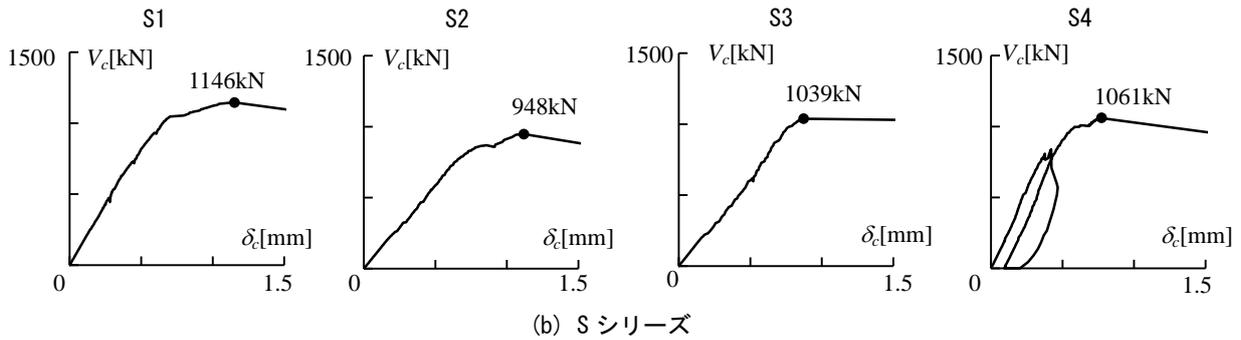
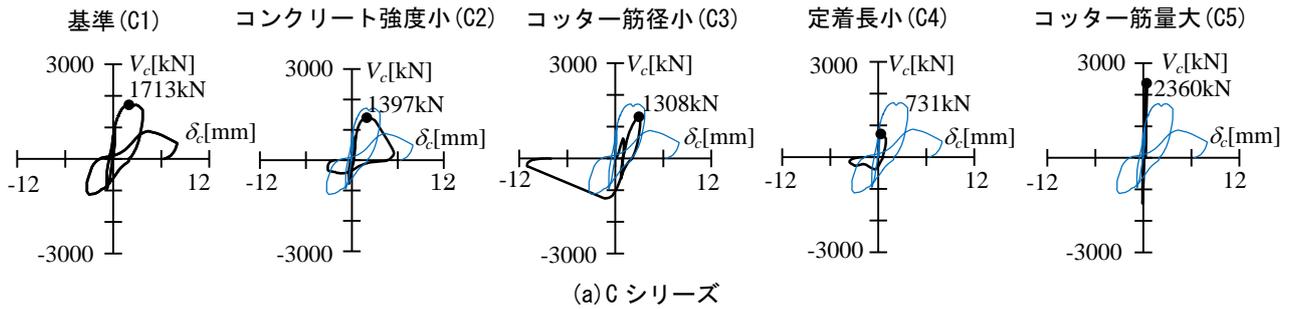


図-4 荷重-変形関係

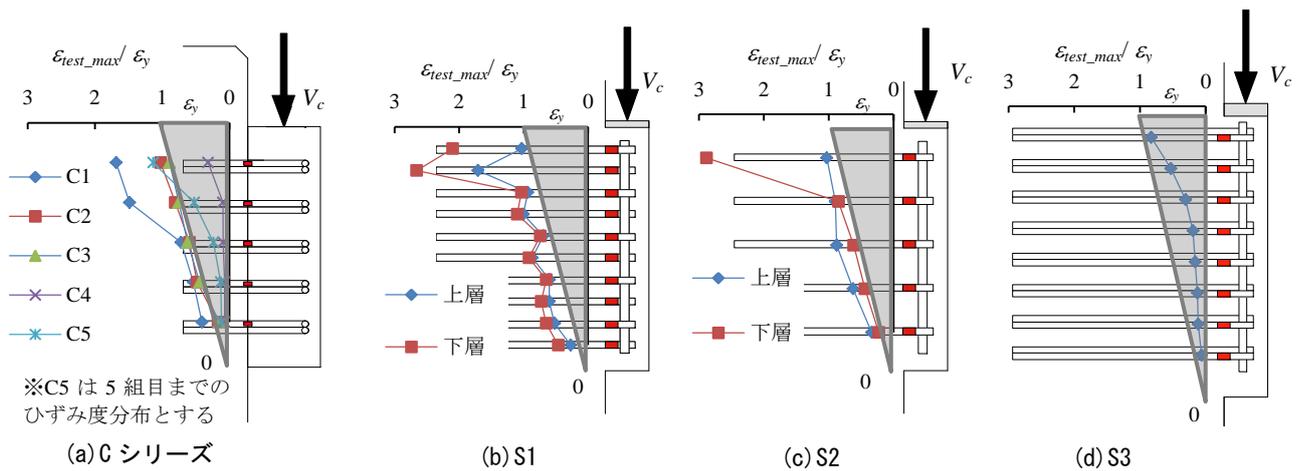


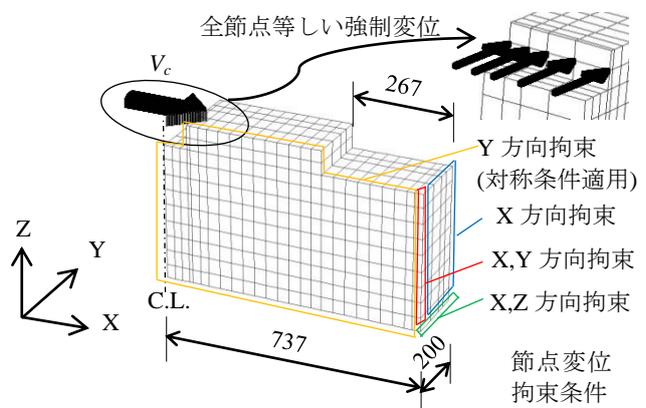
図-5 最大耐力時のコッター筋のひずみ度分布

(2) コッター筋のひずみ度分布

最大耐力時のコッター筋のひずみ度分布を図-5に示す。横軸はコッター筋のひずみ度： ϵ_{test_max} を材料実験から求めた降伏ひずみ度： ϵ_y で除した無次元量である。図中の赤い四角はひずみゲージ貼付位置を示している。なお、S1及びS2試験体は両者とも上下層のコッターで実験を行ったため、上下層ともに結果を示す。定着長の小さいC4を除き、1組目のコッター筋がほぼ降伏ひずみ度に達してから破壊に至っている。また、図に荷重端を降伏： ϵ_y 、反対側端部を0とする三角形を示しているが、いずれの試験体においてもコッター筋のひずみ度はこの三角形形状に分布する傾向にあることがわかる。

3. コッター接合部の3次元FEM解析

3.1 解析概要



次いで、Sシリーズ試験体について有限要素解析を行い、コッター接合部のせん断抵抗機構を把握する。

(1) モデル化

解析には”FINAL Ver.11”²⁴⁾を用いた。3次元解析として、

形状及び荷重の対称性を利用して試験体の半分をモデル化した。試験体の解析モデルを図-6に示す。コンクリート及びエンドプレートには六面体要素を用い、鉄筋には線材要素を用いた。コンクリートと柱の主筋及び帯筋間の付着すべり特性は完全付着とし、相対すべりは生じないものとした。コッター筋に関してはコッター筋とコンクリート間の節点を別々に定義し、その間に接合要素を挿入し、両者の付着すべりを考慮した。境界条件は荷重端の反対側柱端部のセンターライン上の節点をX,Y方向変位拘束, 下端の節点をX,Z方向変位拘束, その他の節点をX方向変位拘束とした。また, 荷重方向と平行となるセンターライン上の面をY方向変位拘束とした。

(2) 材料構成則

(a) コンクリート

コンクリートには非直交分散ひび割れモデルを用いた。主応力度-等価一軸ひずみ度関係を図-7に示す。引張側はひび割れまで線形を仮定し, ひび割れ後は出雲モデル⁵⁾により引張軟化特性を考慮した。一方, 圧縮側は最大強度までは修正 Ahmad モデル⁶⁾を用い, 最大強度後の特性は破壊エネルギーに基づく中村・檜貝モデル⁷⁾を用いた。3軸応力下の破壊条件は小阪ら⁸⁾の係数を用いた4パラメータモデルにより決定した。ひび割れ面のせん断伝達特性には Al-Mahaidi⁹⁾モデルを用いた。ひび割れ後の圧縮劣化特性を長沼の提案式¹⁰⁾により考慮した。

(b) 鋼材

柱主筋, 帯筋, コッター筋, 鋼板などの鋼材の σ - ϵ 関係は引張試験を基にバイリニア型にモデル化した。

(c) 付着

コッター筋とコンクリート間の付着すべり特性には Elmersi らのモデル¹¹⁾を用い, 最大付着強度は文献¹²⁾により求め, 最大付着強度時のすべりは0.1mmを仮定した。

3.2 解析結果と考察

(1) 荷重-変形関係

解析より得られた荷重-変形関係を実験結果と比較して図-8に示す。試験体の半分をモデル化したため, 解析結果の荷重はX方向の節点反力を2倍(センターライン上の節点は1倍)にした値とする。S1及びS2試験体では最大耐力, 剛性ともに解析値と実験値は比較的良好な対応を示している。S3試験体の剛性に関しては解析値の方が大きく評価しているが, 最大耐力に関しては解析値と実験値は比較的良好な対応を示している。S4試験体の最大耐力に関しては解析値の方が小さく評価していた。これは繰り返し荷重による影響が実験よりも大きく表れたと考えられる。

(2) コッター筋のひずみ度分布

最大耐力時のコッター筋のひずみ度分布の解析値と実験値の比較を図-9に示す。いずれの試験体において

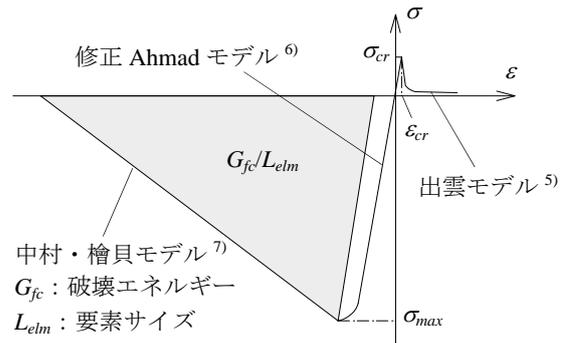


図-7 コンクリートの主応力度-等価一軸ひずみ度関係

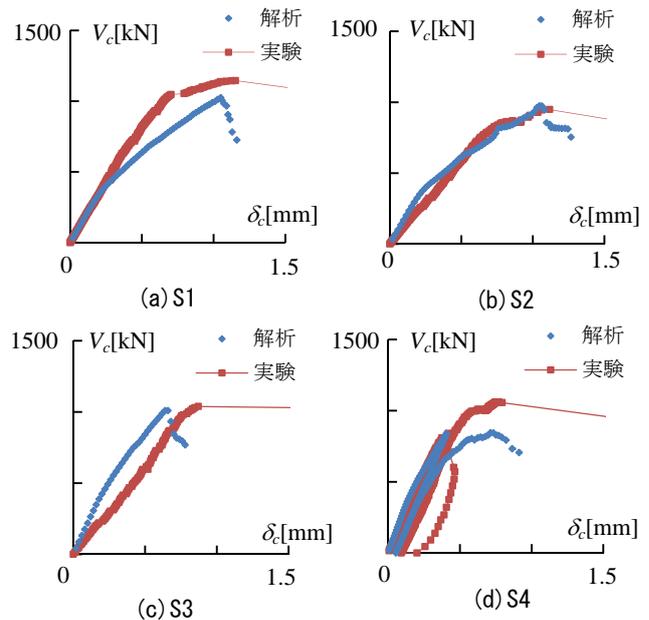


図-8 荷重-変形関係

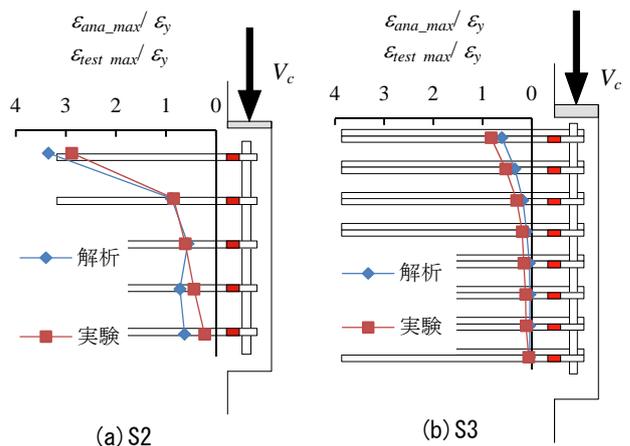


図-9 最大耐力時のコッター筋のひずみ度分布 (解析値)

も両者は良好な対応を示し, ひずみ度分布は実験と同様の形状であることがわかる。また, 解析ではコッター筋の本数が増えるほど小さいひずみ度で最大耐力に至った。一方, コンクリートの主応力度はコッター筋の本数が多い試験体の方が大きい値を示していた。したがって, コッター筋が抵抗力を発揮する以前にコンクリートにも損傷が及んだものと考えられる。

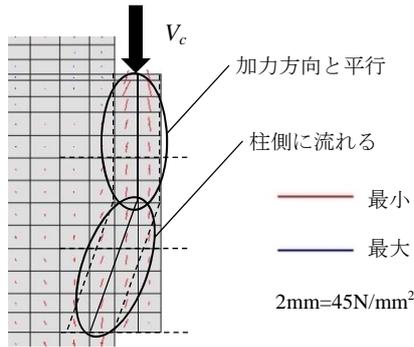


図-10 最大耐力時のコンクリートの主応力度分布 (S1)

(3) コッターの主応力度分布

最大耐力時のコッターのコンクリートの主応力度分布を図-10に示す。荷重点付近のコッターのコンクリートの圧縮主応力度は加力方向と平行に作用し、荷重点から離れた位置のコッターのコンクリートの圧縮主応力度は柱側に流れていることが分かる。なお、主応力度分布図は S1 試験体について示しているが、他の試験体においても同様の主応力度分布が得られている。

4. 耐力評価

4.1 耐力評価式の構築

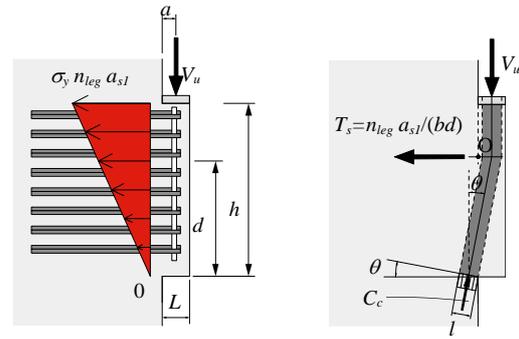
前章では実験と解析により、コッター筋のひずみ度分布とコッターのコンクリートの主応力度分布を示し、コッターのせん断抵抗機構を明らかにした。本章ではそれらのせん断抵抗機構から、コッターの耐力評価として Russo らによって提案されたモデル¹³⁾に修正を加え、耐力評価式の妥当性を検証する。

RC コッターの形状を模式的に図-11(a)に示す。コッター筋はコッターせい： h に一様に配筋されて、柱に定着されている。このようなコッターのせん断耐力を評価するために図-11(b)に示す Strut-and-Tie Model を用いる。

RC ディープビーム部材における Strut-and-Tie System はコンクリートの圧縮 Strut と主筋の引張 Tie によるものであり、その他の鉄筋には影響を受けないものと仮定している¹⁴⁾。一方、Russo らはコッターのせん断耐力評価式として2項からなる式を提案した。第1項は1組目のコッター筋を考慮した Strut-and-Tie System、第2項は2組目以降のコッター筋を考慮した Strut-and-Tie System である。Russo らの手法では圧縮 Strut の寄与分をダブルカウントしている。そのため本論文では、第2項は削除するとともに、精度を向上させるための第1項の調整係数 0.8 を削除する。すなわち、コッターのせん断耐力評価式： V_u を式(1)のように表す。

$$V_u = \sigma_d b l \cos \theta \quad (1)$$

ここで、 σ_d ：式(2)で表される Strut の有効圧縮強度、 h ：コッター全せい、 b ：コッターの幅、 θ ：Strut の角度であ



(a) コッター筋の合力 (b) Strut-and-Tie Model

図-11 コッターの耐荷機構

る。これら全ての変数は、文献 13)で提案された以下の式により評価する。

$$\sigma_d = \begin{cases} \frac{0.9\sigma_B}{\sqrt{1+400\frac{\sigma_T}{E_c}}} & \text{for } \sigma_B < 42 \text{ [N/mm}^2\text{]} \\ \frac{5.8\sqrt{\sigma_B}}{\sqrt{1+400\frac{\sigma_T}{E_c}}} & \text{for } \sigma_B \geq 42 \text{ [N/mm}^2\text{]} \end{cases} \quad (2)$$

$$l = kd = \left(\sqrt{(n\rho_s)^2 + 2n\rho_s} - n\rho_s \right) \cdot d \quad (3)$$

$$\theta = 2\arctan \left(\frac{-1 + \sqrt{\left(\frac{a}{d}\right)^2 + \left(1 - \frac{k^2}{4}\right)}}{\frac{a}{d} \cdot \frac{k}{2}} \right) \quad (4)$$

なお、 $n=E_s/E_c$ ：コッター筋とコンクリートのヤング係数比、 d ：コッターの有効せい、 ρ_s ：コッター筋によるせん断補強筋比である。

本論文では d と ρ_s を決定する際、コッター筋の応力度分布は荷重端を降伏： σ_y 、反対側端部を 0 とする線形分布の合力を仮定する。図-5、図-9、図-10 に示したひずみ度分布や主応力度分布からも、この応力度分布は合理的であると言える。仮定したコッターの応力度分布から、Tie の有効せい： d とコッター筋によるせん断補強筋比： ρ_s は式(5)、(6)によって表せる。

$$d = (2/3)h \quad (5)$$

$$\rho_s = 0.5n_{leg}a_{sl}/(bd) \quad (6)$$

ここで、 n_{leg} ：コッター筋の組数、 a_{sl} ：コッター筋 1 組の断面積とする。

4.2 実験値と耐力評価式の比較

実験値： $V_{u, test}$ と耐力評価式(式(1))による計算値： $V_{u, cal}$ の比較を図-12に示す。計算値は定着長が小さい C4 及びコッター筋量を 2 倍にし、コッターせいも大きくした C5 を除く試験体において最大耐力を比較的精度よく算出できている。C4 は実験において、1 組目のコッター筋のひずみ度が降伏ひずみ度の 1/2 にも満たなかったため、本評価式は適用できないものと考えられる。C5 は 1 組目のコッター筋は降伏しているが、2 組目以降のコッター筋のひずみ度は小さいため、計算値がやや過大評価になったと考える。したがって本実験に用いた形状

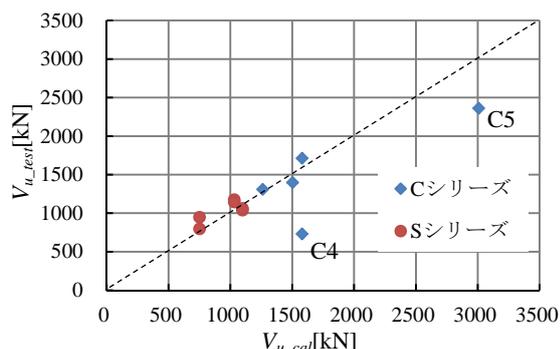


図-12 実験値と評価式の比較

(せい： h に対する高さ： L の比(L/h)が0.15~0.3)のコッターにおいては、定着長を $10d_s$ 以上確保すれば本評価式はコッターの最大耐力の評価に有効である。

5. 結

本研究ではRC骨組に座屈拘束筋違を取り付けるためのコッター接合部に着目し、実験と解析によってせん断抵抗機構を解明するとともに、耐力評価式の修正を行った。以下に得られた結果をまとめる。

- コッター寸法、コンクリート強度、コッター筋の径・定着長・本数、荷重履歴を変化させたコッターの要素実験を行い、コッターのせん断耐力とコッター筋のひずみ度分布を得た。コッター筋のひずみ度分布は荷重端を降伏： ϵ_y 、反対側端部を0とする三角形の線形分布となる。
- 3次元有限要素解析を行い、耐力、剛性ともに実験結果と比較的良好な対応を示した。また、コッター筋のひずみ度分布も実験と同じ傾向であることを確認し、コンクリートの主応力度分布も示した。
- 実験と解析により解明したせん断抵抗機構を、既往のStrut-and-Tie Modelに適用し、耐力評価式を修正した。また、本評価式を用いてコッターの耐力を精度よく評価できることを示した。しかしながら、実構造物においては、より複雑な応力状態となることも考えられる。コッター筋の効果を考慮した本評価式は今回の実験条件下で精度のよいものであるが、実構造物への適用に際しては、今後も検討を重ねてゆきたい。

謝辞

本研究は、科学研究費補助金・基盤研究(A)(課題番号：22246070)、若手研究(A)(課題番号：21686051)、株式会社熊谷組「超高層集合住宅への座屈拘束筋違の適用研究」の一部として協同で実施した成果です。また、研究全般について和田章先生(東京工業大学名誉教授)のご指導を頂いており、本論で示した要素実験については株式会社熊谷組の濱田真氏、前川利雄氏にご協力頂きました。

ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 坂田弘安, 毎田悠承, 曲哲, 吉敷祥一ほか: 鉄筋コンクリート骨組への座屈拘束筋違の活用に関する研究 その1 研究目的, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2 分冊, pp.667-668, 関東, 2011.8
- Qu, Z., Maida, Y., Kishiki, S., Sakata, H., et al.: Hybrid control test of connections for buckling restrained braces in RC continuously braced frames, Proc. 4th Intl. Conf. on Advances in Experimental Structural Engineering, in CD-ROM, Italy, June, 2011
- 毎田悠承, 曲哲ほか: 鉄筋コンクリート骨組への座屈拘束筋違の活用に関する研究 その6 座屈拘束筋違を取り付けた部分架構実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2 分冊, pp.677-678, 関東, 2011.8
- 伊藤忠テクノソリューションズ(株): FINAL/V11 HELP, 2011.7
- 出雲淳一, 島弘, 岡村甫: 面内力を受ける鉄筋コンクリート板要素の解析モデル, コンクリート工学論文, No.87, Vol.9-1, pp.107-120, 1987.9
- 長沼一洋: 三軸圧縮下のコンクリートの応力-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
- Nakamura, H., Higai, T.: Compressive Fracture Energy and Fracture Zone Length of Concrete, Seminar on Post-peak Behavior of RC Structures Subjected to Seismic Loads, JCI-C51E, Vol.2, pp.259-272, Oct. 1999
- 小阪義夫ほか: 各種コンクリートの圧縮靱性の統一評価(その1: 低側圧3軸圧縮実験), 日本建築学会大会学術講演梗概集, A, pp.189-190, 東海, 1985.10
- Al-Mahaidi, et al.: Nonlinear Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Deep Members, Report 79-1, Dep. of Structural Engineering, Cornell Univ., Jan. 1979
- 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報告集, 第421号, pp.39-48, 1991.3
- Elmorsi, M., et al.: Modeling bond-slip deformations in reinforced concrete beam-column joints, Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 27, pp.490-505, 2000
- 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, 1999.8
- Russo G., et al.: Reinforced Concrete Corbels-Shear Strength Model and Design Formula, ACI Structural Journal, Vol.103(1), pp.3-10, Jan.-Feb. 2006
- Cement Association of Canada: Concrete Design Handbook, 1995