

論文 X形配筋短スパン梁の強度と靱性に関する実験的研究

石川 裕次*¹・木村 秀樹*²・角 彰*³・松本 竹史*⁴

要旨：シアスパン比が1.0以下のX形配筋短スパン梁の曲げせん断実験を行った結果、以下のことが分かった。①指針式に基づく付着余裕度が1.0前後であっても付着破壊に至らなかった。②曲げ耐力はコンクリート強度が低い場合を除いて既往の計算式によってほぼ推定できる。スラブ付きの場合はスラブ筋を考慮し算定できることが分かった。③塑性部材角の算定において、NewRC式は過小評価を与えた。

キーワード：短スパン梁、X形配筋、付着余裕度

§ 1. 目的

高層集合住宅に鉄筋コンクリート造壁式ラーメン構造を用いる場合、開口部付近にシアスパン比(： M/QD)が1.0以下の短スパン梁が架けられ、大きな変形能力が要求される。このような短スパン梁では、せん断性状に加え付着性状が問題となりX形配筋の適用が考えられるが、シアスパン比が1.0以下のX形配筋短スパン梁に関する既往の研究は少ない。そこで、主に以下の因子について実験研究を行った。①付着強度、②塑性回転角、③設備用開口およびスラブの影響。①、②は、指針式[1]を適用し検討を行った。

§ 2. 実験概要

試験体は、実大の1/2スケールとした高層RC造建物の下層階開口付近の大梁を想定した10体である。試験体は、シアスパン比を0.89、内法スパン80[cm](No.10は $M/QD=1.25$ 、内法スパン112.5[cm])断面を30[cm]×45[cm]とした。試験体諸元および材料特性を表-1に、試験体の形状寸法を図-1に示す。表-1 試験体諸元および材料特性

試験体	No. 1	No. 2	No. 3 *1	No. 4 *2	No. 5 *3	No. 6	No. 7	No. 8	No. 9	No.10
シアスパン比(M/QD)	0.89 (B×D:30×45[cm]/全試験体共通)									1.25
σ_b [kgf/cm ²] E _c [kgf/cm ²]	431 2.57E+5	468 2.71E+5	460 2.76E+5	492 2.70E+5	273 2.09E+5	523 2.65E+5	528 2.65E+5	462 2.68E+5	467 2.62E+5	549 2.46E+5
主筋	平行筋 X筋	2-D16 2-D22	4-D16 3-D22			3-D19 3-D22		4-D16 4-D19	4-D16 4-D19*	
補強筋間隔 #4 pw[%]	2-φ6@90 (0.235)				2-φ6@45 (0.469)	2-φ6@25 (0.845)		2-φ6@90 (0.235)		
Pxt δ y/Pt δ y #5	0.68	0.63	0.63	0.63	0.63	0.63	0.67	0.59	0.73	0.73
0.8 τ bu/ τ f #6	1.01	1.10	1.09	1.19	0.91	0.94	0.74	1.10	1.10	2.10
Vu _{s3} /Vbu #7	1.30	1.02	1.03	1.16	1.03	1.06	0.98	1.02	1.06	1.35
*1: 部材端両端に90φの開口を有する(開口補強済, 図-1参照)。*2: スラブ付き(図-1参照)。*3: No.5 / $F_c=240$ [kgf/cm ²] 他の試験体: $F_c=450$ [kgf/cm ²]*4: 高強度せん断補強筋: 2-φ、*5: X筋強度比(=引張側X筋断面積/引張全鉄筋断面積) *6: 付着余裕度(指針式[1]より算定。) τ f: 設計用付着応力度, τ bu: 付着強度 *7: せん断余裕度, Vu: せん断強度 (塑性回転角: $R_p=0.03$ [rad], 指針に $v_p=3.68 \sigma_B^{0.667} / \sigma_B$ を用いて算定) Vbu: 曲げ終局耐力(日本建築センター略算式)										
材料特性	平行筋: D16 / $\sigma_y=3654$ [kgf/cm ²], $E_s=1.96 \times 10^6$ [kgf/cm ²], H. p: 6φ / $\sigma_{wy}, E_s=9729, 2.22 \times 10^6$ [kgf/cm ²] X筋: D19, D19*, D22 / $\sigma_y=3945, 7383, 5336$ [kgf/cm ²], $E_s=1.97, 2.13, 1.94 \times 10^6$ [kgf/cm ²] スラブ筋: D10 / $\sigma_y=3685$ [kgf/cm ²], $E_s=1.89 \times 10^6$ [kgf/cm ²] (H. p: せん断補強筋)									

- *1 (株)竹中工務店技術研究所 研究員、工修(正会員)
- *2 (株)竹中工務店技術研究所 研究員、工博(正会員)
- *3 (株)竹中工務店大阪本店設計部 課長、工博(正会員)
- *4 (株)竹中工務店大阪本店設計部 研究員、工修(正会員)

試験体の主な変数は以下の様に設定した。[形状寸法]
 ①開口の有無(No.2/3)②スラブの有無(No.2/4)③シア
 パン比(No.9/No.10)[部材性能]④コンクリート強度(No.2/5)⑤付
 着余裕度(No.2/5/7)、⑥X形筋の割合(No.2/8)⑦X形筋強
 度(No.2/8, 9)。また、各試験体の付着強度は指針式(文献
 [1])、せん断強度は指針式のコンクリート有効強度にCEB式を
 用いて算定している。

荷重方法は、建研式加力により逆対称モーメント繰り
 返し荷重を行った。荷重方法および荷重履歴は文献[2]
 に従った。但し本実験では、部材角 $1/20$ [rad]のサイクル
 においても繰り返し荷重を行った。

§ 3. 実験結果

荷重-変形関係および破壊状況

各試験体の荷重-変形関係および破壊状況の例を図-
 2に示す。図中には、曲げ耐力を日本建築センター略算式か
 ら、降伏点変位を菅野式から、曲げ降伏後のせん断強度
 を前述のCEB式(有孔梁およびスラブの影響は考慮して
 いない。)から求めた計算値を併記した(表-2参照)。通常
 の梁部材とは異なり、部材角 $1/33$ [rad]時には、ほぼ全て
 のひび割れが発生し、部材端圧縮ゾーン及びスパン中央
 において面外方向への膨張が認められた(最終的にコアコンクリートが破壊した部分と対応する)。
 この時点で有孔梁のNo.3は部材端開口部上の圧縮ゾーンにおいてカバー部の剥落が見られ、耐力低
 下に対応した。また、本試験体では大変形時にカバー部がコア部と割裂し剥落するという特徴が見
 られた。これは、変形の増大と共にトラス作用によって平行筋から伝達される圧縮力の増加により
 主筋位置でコア部とカバー部が割裂かれるためと考えられる。最終破壊状況は以下に分類される。
 ①部材端コア・コンクリートの損傷によりX形筋が座屈する(X筋の座屈によって補強筋が円形に
 変形し隅筋である平行筋が内側に座屈する。[No.2, 3, 4])。②部材端において主筋が局部変形する(①
 に比べ補強筋量の多い試験体[No.5, 6, 9, 10])。③スパン中央のX筋の座屈[No.7, 8]。また、曲げ耐力が
 計算値の9割程であったNo.5は付着割裂ひび割れは見られず、破壊状況は上述②と同様であった。

§ 4 実験結果の検討

4. 1 諸発生荷重

諸発生荷重の実験値と計算値の一覧を表-2に示す。計算値は文献[3]に基づき算定した。せん断
 ひび割れ強度の計算値は過大評価となり文献[2]と同様な傾向を示した。X筋の材軸方向成分を考
 慮した曲げ耐力の計算値は、コンクリート強度の低いNo.5を除き、計算値にほぼ一致した(4. 2節参
 照)。スラブ付きのNo.4はスラブ筋を考慮した曲げ解析値に一致した。降伏点変位は、歪測定から求
 めた値(引張側の平行筋、X筋が全て降伏歪みに達した時点以降を降伏点としている)に加え文献[3]の
 方法による値を併記した。前述の方法では、全試験体とも実験値/計算値は1.0を上回っている。主
 筋に高強度鉄筋を使用している試験体ほど実験値が計算値に比べ大きい結果となった。

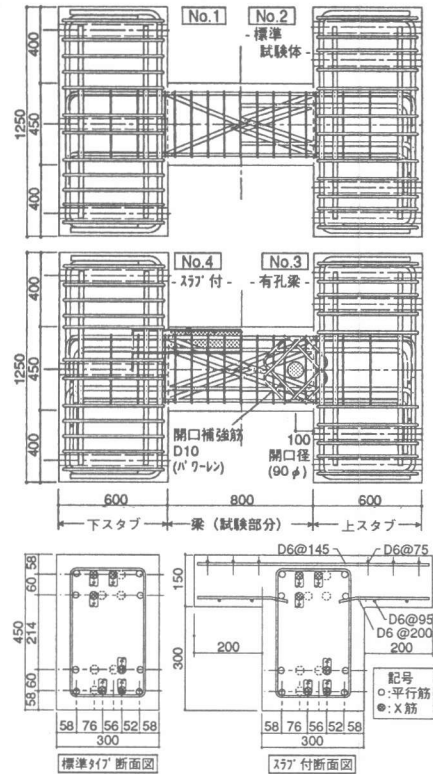


図-1 試験体図

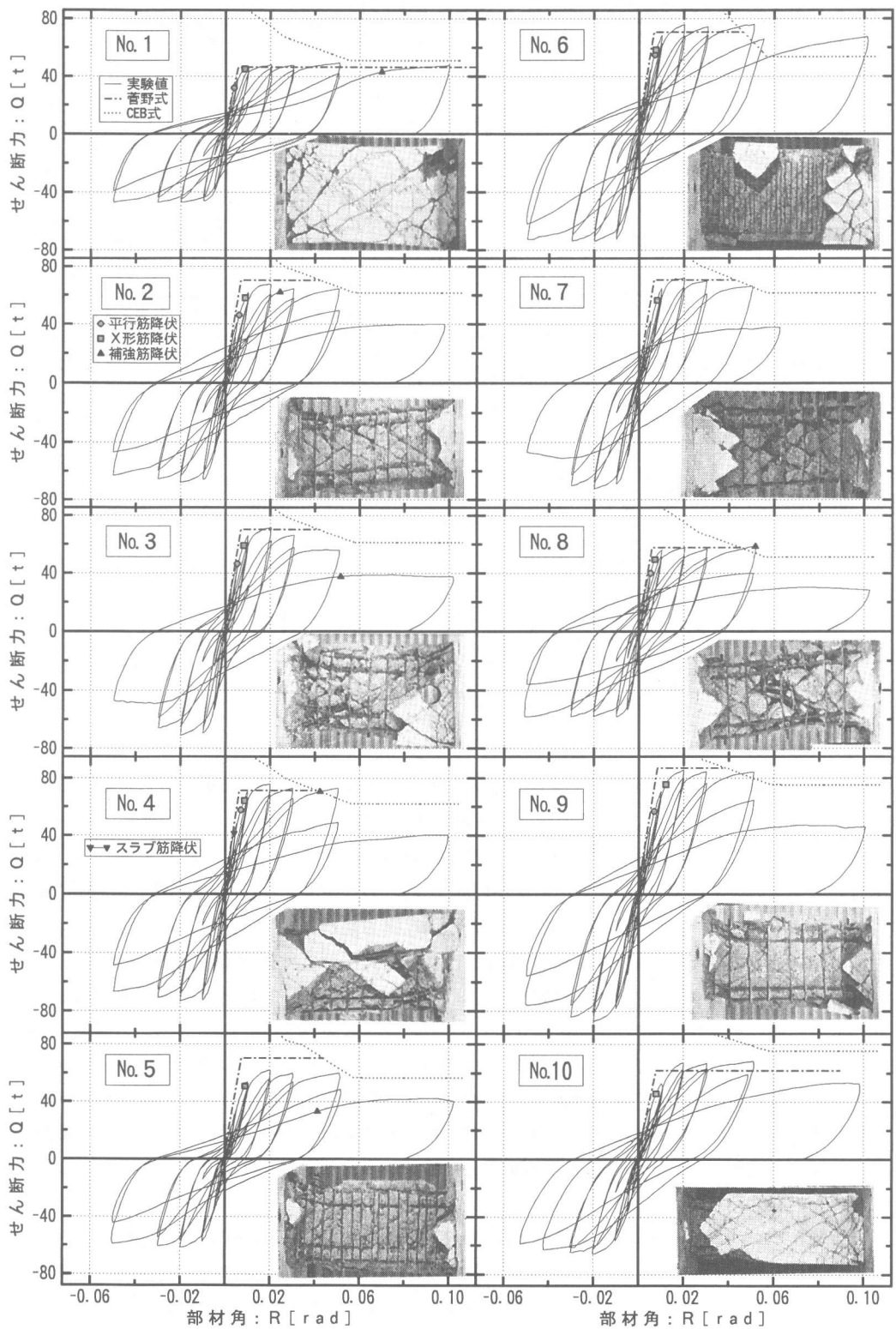


図-2 せん断力-全体変形関係

表-2 諸発生荷重(上段:実験値,中段:計算値,下段括弧内:実験値/計算値を示す。)

試験体	No. 1	No. 2	No. 3	No. 4	No. 5	No. 6	No. 7	No. 8	No. 9	No.10	
せん断ひび割れ強度: Q_{sc} [t] *1	17.1	20.1	18.1	15.9	20.0	17.3	16.0	20.1	25.0	17.0	
	21.6 (0.79)	21.0 (0.96)	20.9 (0.86)	21.6 (0.74)	22.7 (0.88)	22.8 (0.75)	22.8 (0.70)	20.4 (0.99)	20.6 (1.21)	18.8 (0.90)	
曲げ耐力: V_{bu} [t] *2	48.2	67.6	71.8	75.9	62.2	75.8	72.1	57.6	85.8	62.4	
	46.4 (1.04)	69.7 (0.97)	70.3 (1.02)	71.5 (1.06)	69.7 (0.89)	70.7 (1.07)	70.7 (1.02)	57.7 (1.00)	87.3 (0.98)	62.1 (1.00)	
降伏点変位: $R \cdot 10^{-3}$ [rad]	*3	8.58	8.74	8.10	8.50	9.02	7.61	10.09	7.15	12.13	12.04
	*4	5.74	6.91	6.88	6.30	7.27	6.81	6.81	5.91	8.48	8.05
		(1.50)	(1.26)	(1.12)	(1.35)	(1.24)	(1.12)	(1.48)	(1.21)	(1.43)	(1.50)
	*5	6.19	9.81	9.43	9.29	10.66	10.11	10.10	8.08	11.33	12.84
	(1.08)	(0.89)	(0.86)	(0.91)	(0.75)	(0.75)	(1.00)	(0.88)	(1.07)	(0.94)	

表記 *1:(荒川式) $Q_{sc} = \{(0.085K_c(500 + \sigma_B)) / (M/Qd + 1.7)\} b_j$, *2: V_{bu} : 曲げ終局耐力(日本建築センター略算式)
 *3: 実験値/引張側1,2段筋の全数が降伏歪みに達した時点, *4: 計算値/菅野式より算定。 *5: 実験値/文献[4]に基づき包絡線荷重を基準化した降伏点変位 (※曲げひび割れ荷重は測定が不十分のため割愛した。)

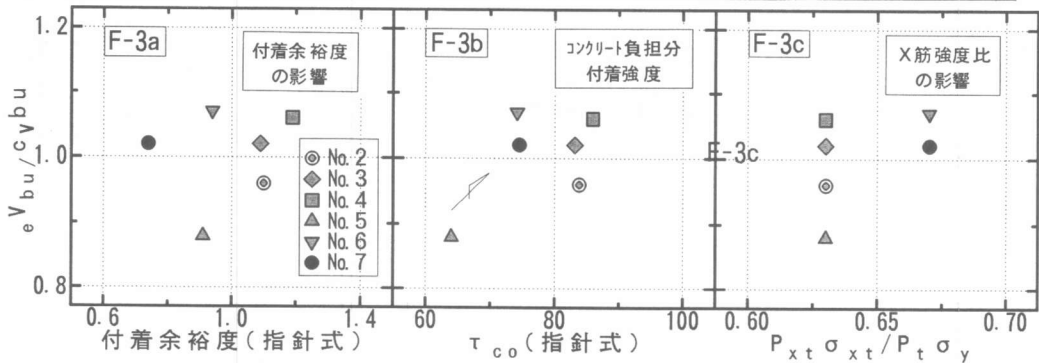


図-3 曲げ耐力に対する影響因子

4.2 曲げ耐力

曲げ耐力の実験値/計算値について検討するために、計算上(表-2参照)曲げ耐力がほぼ等しいNo.2~7について付着余裕度、コンクリート負担による付着強度(指針式)、X形筋強度比($P_{xt} \sigma_{xt} / P_t \sigma_y$)と曲げ耐力の実験値/計算値(以下、曲げ耐力比)の関係について図-3に示す。

①付着余裕度(図-3 F-3a参照)付着余裕度が1.0を下回るのはNo.5, 6, 7試験体であるが普通強度(表-1参照)コンクリートを使用したNo.5試験体のみが曲げ耐力比が1.0以下となっており、付着余裕度と曲げ耐力比との相関は見られない。 ②コンクリート負担分の付着強度(図-3 F-3b参照) No.5以外の試験体はコンクリート強度が460~528[kgf/cm²]であるためにコンクリート負担分がNo.5に比し大きく曲げ耐力比がほぼ1.0前後に分布している。一方、No.5試験体はコンクリート負担分も小さく曲げ耐力比が1.0を下回り、コンクリート負担分の付着強度と曲げ耐力比との相関が見られた。 ③X形筋強度比($P_{xt} \sigma_{xt} / P_t \sigma_y$)(図-3 F-3c参照)X形配筋梁の曲げ耐力はX形筋の水平方向成分を曲げ耐力に寄与するものとして算定するが、本試験体においてはX形筋強度比と曲げ耐力比には相関が見られないことからX形筋の水平方向成分から曲げ耐力を算定することについては問題が無いと考えられる。

以上のような検討の結果、コンクリート負担分による付着強度が曲げ耐力比に影響を与える因子として挙げられるが、コンクリート強度のみ異なるNo.2とNo.5の主筋分布には違いが見られずコンクリート強度が異なる場合の短スパンX形配筋梁の曲げ耐力に与える因子について今後検討が必要であると考えられる。

表-3 塑性部材角(Rp)の実験結果一覧(上段:実験値,括弧内:実験値/計算値を示す。)

試験体	No.1	No.2	No.3*1	No.4	No.5	No.6	No.7	No.8	No.9	No.10
実験値:Rp[rad]	0.0914	0.0420	0.0225	0.0420	0.0427	0.0937	0.0405	0.0435	0.0390	0.0782
CEB式:cRp[rad] (Rp/cRp)	0.100 (0.91)	0.035 (1.20)	0.028 (0.80)	0.034 (1.24)	0.037 (1.15)	0.039 (2.40)	0.036 (1.12)	0.039 (1.12)	0.030 (1.30)	0.100 (0.78)
NewRC式:nRp (Rp/nRp)	0.047 (1.94)	0.027 (1.56)	0.017 (1.32)	0.027 (1.56)	0.022 (1.94)	0.040 (2.34)	0.029 (1.37)	0.031 (1.40)	0.022 (1.77)	0.100 (0.78)

表記
 ・実験値:Rp[rad]/全主筋降伏点(表-2 *4)から最大耐力×0.8まで低下した時点(繰返し時を含む)の塑性回転角
 ・CEB式:cRp[rad]/指針式[1]のコンクリート有効圧縮強度に $v=3.68\sigma_b^{0.667}/\sigma_b$ を適用し算定。
 ・NewRC式:nRp /文献[4]に基づいて算定(高強度せん断補強筋の有効強度に制限が設けられている。)
 *1:指針式のアーチ機構における成の長さを: $D'=D-\phi$ とした(ϕ :部材端開口径)。

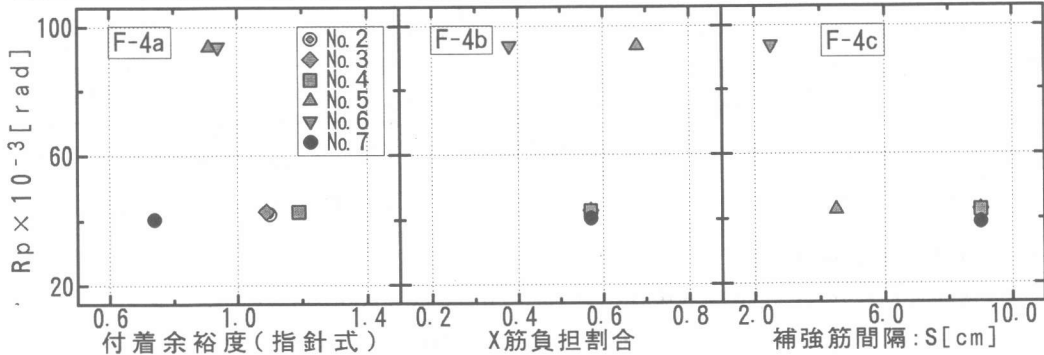


図-4 塑性回転角-付着余裕度、X筋負担割合、補強筋間隔関係

4.3 塑性部材角

表-3にCEB式およびNewRC式(文献[3])を用いて算定した塑性部材角(以下、Rp)の一覧を示す(実験値は文献[2]参照)。①実験値/CEB式ではNo.1, 6, 10を除き、概ね実験値/計算値(以下、実/計)は1.12~1.30の値を示した。No.1, 10試験体は計算上曲げ降伏後のせん断強度が曲げ耐力以下にならないことからRpを0.100[rad]としたために実/計が1.0以下となったと考えられる。No.6試験体は補強筋間隔が25[mm]と小さく補強筋量の制限を受け計算上のRpが小さく評価されたために実/計が過大になったと考えられる。②実験値/NewRC式で

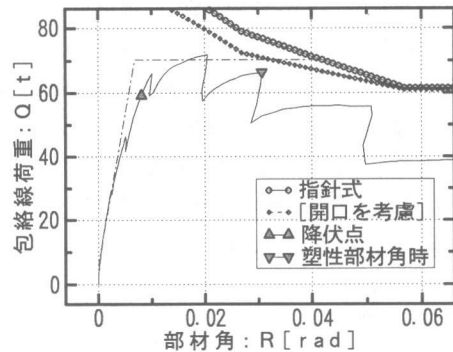


図-5 塑性部材角の比較

は補強筋有効強度がコンクリート有効強度の関数で与えられていることから①に対し計算上の塑性部材角は小さく算定された。本実験では§3.に示したように多くの試験体がX形筋および平行筋が座屈し破壊に至ったことから計算上曲げ耐力が等しいNo.2~7試験体について塑性回転角と付着余裕度、X筋負担分(CEB式で塑性回転角に達した時点のせん断耐力に対するX形筋のせん断力負担分)、補強筋間隔との関係を図-4に示す。①付着余裕度(図-4 F-4a参照)とRpとの相関は見られなかった。②X筋負担割合(図-4 F-4b参照)コンクリート強度、補強筋間隔が同一のNo.2, 3, 4, 6ではX筋の負担割合が大きい試験体ほどRpが小さい傾向にある。No.5はコンクリート強度が異なるが補強筋間隔が他の試験体に比べ小さくX筋の座屈が防止されRpが大きくなったと考えられる。③補強筋間隔(図-4 F-4c)と塑性部材角には相関が見られ補強筋間隔が小さい試験体ほど塑性回転角が大きい。以上のように短スパンX形配筋梁における塑性変形が増大することによるコンクリート有効強度の低下によって生じるX筋座屈という破壊モードに対し今後、検討を要すると考えられる。

端部に開口を設けたNo.3試験体は、開口の有無のみが異なるNo.2に比し最大耐力以後、徐々に耐力低下し塑性回転角もNo.2に比し小さい(図-1, 表-3参照)。部材端に開口を有するX形短スパン梁(No.3)では最大耐力以後、開口上部の圧縮側コンクリートの破壊が顕著なることから、部材端開口部分をアーチ機構の断面積から減じた部分でせん断力を伝達していると考えられることから、指針式におけるアーチ機構の断面積の算定において梁成を(梁成-開口径)とし算定した結果を表-3、図-5に示す。図-5に示したように開口部周辺での局所的な破壊を防止した場合に開口による断面欠損を考慮することによって端部に開口を有する短スパンX形配筋梁の塑性部材角を指針式を用いてほぼ推定できると考えられる。

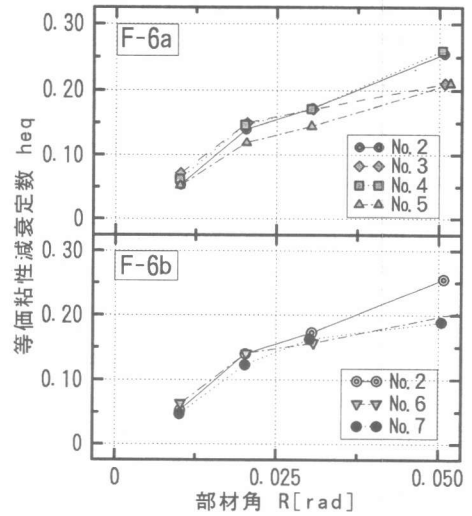


図-6 部材角-等価粘性減衰定数関係

4. 4 等価粘性減衰定数

主筋配筋が同様であり、標準試験体のNo.2に対し有孔梁(No.3)、スラブ付き(No.4)、コンクリート強度(No.5)を変数とする試験体における等価粘性減衰定数の比較および曲げ耐力が同等で付着余裕度が異なるNo.2, 6, 7の比較を図-6に示す。図-6は、各サイクルの2回目の繰り返し時の部材角-等価粘性減衰定数(以下、等価粘性)関係を示している。

[F-6a]開口を有するNo.3は部材角 $1/20$ [rad]時に圧縮域が開口によって制限され圧縮側コンクリートの損傷により等価粘性が減少していると考えられる。スラブ付きのNo.4はNo.2と同様な推移を示した。また、コンクリート強度が小さいNo.5試験体はNo.2に比し各サイクル時に1割ほど小さい等価粘性を示した。[F-6b]より最大耐力までは、No.2, 6, 7とも同様な推移を示したが、最大耐力以後の繰り返しにおいて付着余裕度が1.0を下回るNo.6, 7はNo.2に比し等価粘性が低下し付着余裕度が復元力特性の形状に影響を与えることが分かった。

§ 5. 結論

コンクリート強度が $273, 430 \sim 528$ [kgf/cm²]である端部に開口を有する梁及びスラブ付きの試験体を含めた短スパンX形配筋梁(M/QD=0.89)の9体の試験体において以下のようなことが分かった。

- I. 指針式の付着余裕度が0.8程度でも付着破壊に至らなかった。
- II. 付着強度のコンクリート負担分が小さい場合に曲げ耐力が計算値を下回る場合があるが、他の試験体については既往の計算方法によって曲げ耐力を評価出来る。
- III. 曲げ降伏後のせん断性状の指標である塑性部材角はCEB式によってほぼ推定できる。
- IV. 塑性変形の増大と共にX筋の座屈によって破壊する。今後、塑性部材角とこの破壊モードとの関係について検討する必要があると考えられる。

【参考文献】

- [1] 鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説、日本建築学会、1991。
- [2] 石川 裕次、木村 秀樹、長嶋 俊雄、菅野 俊介、短スパン梁の強度と靱性に関する実験的研究、コンクリート工学年次論文報告集 Vol. 16-2、pp. 341~346、1994. 6
- [3] 鉄筋コンクリート造建物の超軽量・超高層化技術の開発 平成4年度構造性能分科会報告書(財) 国土開発技術研究センター、ppIII 1~31、1993