報告 鉄筋の付着損失がRC部材の曲げ耐荷性状に及ぼす影響

村山 八洲雄^{*1}·金 相昊^{*2}·武田 絵里^{*3}·西村 伸一^{*4}

要旨:鉄筋とコンクリート間の著しい付着損失を想定し,部分的にアンボンド化した鉄筋コンクリート部材 の曲げ加力実験を行った。アンボンド長と鉄筋比をパラメータとした合計12体の試験体を用い,2点載荷に よりスパン中央部での曲げ破壊に着目して行った。実験の結果,破壊モードはいずれも引張り鉄筋の降伏が 先行する破壊であった。曲げ耐力はアンボンド化により低下したが,健全試験体の90%を下回ることはなか った。また,アンボンド長が大きいと部材の弾性剛性は小さく,アンボンド化により終局変位は健全試験体 に比べて小さくなることが分かった。

キーワード:アンボンド,付着,鉄筋コンクリート,曲げ耐力,弾性割線剛性,終局変位

1. はじめに

鉄筋コンクリート部材の鉄筋が腐 食すると,鉄筋の見かけ上の降伏点が 低下するのみならず,鉄筋とコンクリ ート間の付着力が著しく低下するこ とが知られている¹⁾。腐食が進行して 被りコンクリートが剥落すると,付着 力は殆ど期待できない状態となる。

鉄筋コンクリート部材(以下, RC 部材と呼ぶ。)のせん断耐力に対する この付着損失の影響を調べた研究は 行われているが,曲げ耐力に関するも のは少ない。

森田ら²⁾は,鉄筋の断面減少と付着 損失を同時に考慮した模擬腐食鉄筋 によるRC部材の実験と解析を行い,

曲げ耐力低下とひびわれ性状について検討している。海 外では Eyre $G^{3)}$ が弾性解析により部分アンボンドRC 部材の曲げ耐力を求めており,健全部材に対して耐力が 50%に低下するようなケースも示している。Cairns $G^{4)}$ および Raoof $G^{5)}$ は,鉄筋を露出させたRC部材の曲げ 耐力の実験を行い,それぞれ 50%および 70%に低下す るようなケースの結果も得ている。

しかし,曲げ耐力に対するコンクリート中の鉄筋の付 着損失の影響という点では必ずしも明確になっておら ず,また鉄筋を露出させたものにおいては異なる破壊モ ードの混在などのため,検討の余地が残されている。

本報告はそのうち,コンクリート中にある鉄筋の付着 損失が曲げ耐荷性状に及ぼす影響に着目したものであ り,スパン中央部での曲げ破壊に着目した実験結果につ いて述べる。



図-1 試験体諸元

2. 実 験

2.1 試験体寸法と試験体の種類

実験では、引張り鉄筋の付着力が部分的に喪失した状態を想定し、部分アンボンド RC はり試験体を用いた。 スパン中央部での曲げ破壊に着目していることから、支 点付近の部材上縁引張り(下縁圧縮)破壊や鉄筋の定着 破壊および部材のせん断破壊が生じないように、試験体 の配筋で配慮した。

試験体諸元を図-1に示す。試験体の外形寸法は幅 115mm,高さ120mm,長さ1800mmである。引張り鉄筋比 が大きいときに付着損失の影響が大きいとの考えもあ る³⁾ことから,鉄筋比は大きめの範囲とし,1.2%,1.9% および2.5%の3種類とした。付着損失長の影響を調べる ため,アンボンド長を 600mm,900mm,1200mm の3種類

*1 岡山大学大学院 環境学研究科社会基盤環境学専攻 教授 工博 (正会員)

- *2 京都大学大学院工学研究科 修士課程
- *3 岡山県美作県民局 技師

*4 岡山大学大学院 環境学研究科社会基盤環境学専攻 准教授 農博

表-1 試験体の種類

No.	ρ	l_u/d	f_c'	$\rho f_y / f_c'$	P_y	P_{ult}	P_{cal}	mod e	$\sum W_c$	\mathcal{E}_{sw}	\mathcal{E}_{scal}
B12	1.2	0	30.6	0.15	17.1	18.9	17.1	鉄筋降伏			15700
U12-6d		6	34.5	0.13	17.3	18.4	17.3	鉄筋降伏	5.0	8300	18200
U12-9d		9	34.3	0.13	15.8	17.4	17.2	鉄筋降伏	3.2	3600	18100
U12-12d		12	32.3	0.14	16.4	17.3	17.2	鉄筋降伏	4.3	3600	16800
B19	1.9	0	35.7	0.19	26.0	27.8	25.0	鉄筋降伏	_	—	11500
U19-6d		6	36.2	0.19	25.1	25.5	25.1	鉄筋降伏	4.9	8200	11700
U19-9d		9	36.0	0.19	24.4	25.5	25.1	鉄筋降伏	2.5	2800	11600
U19-12d		12	36.0	0.19	25.0	25.3	25.1	鉄筋降伏	2.9	2400	11600
B 25	2.5	0	34.8	0.26	32.9	34.7	32.1	鉄筋降伏	_	—	7400
U25-6d		6	35.5	0.25	31.7	33.7	32.2	鉄筋降伏	欠測	欠測	7700
U25-9d		9	35.0	0.26	30.9	33.5	32.1	鉄筋降伏	2.1	2300	7500
U25-12d		12	35.0	0.26	30.4	33.1	32.1	鉄筋降伏	2.8	2300	7500
備考	ρ:鉄筋比(%), lu/d:アンボンド長・有効高さ比, fc':実験時コンクリート強度(N/mm ²), ρfy/fc':										
	鉄筋係数, P _y :降伏荷重(kN), P _{ult} :最大荷重(kN), P _{cal} :付着の健全な場合の曲げ耐力計算値(kN),mode:										
	破壊モード, Σw_c :最大荷重時のアンボンド範囲の鉄筋位置ひびわれ幅合計(mm), ϵ_{sw} :ひびわれ										
	幅から求めた最大荷重時の鉄筋の平均ひずみ量(×10 ⁻⁶), ε _{scal} :平面保持の仮定で求めた終局時鉄筋										
	ひずみ量(×10 ⁻⁶)										

(それぞれ有効高さの 6, 9, 12 倍, スパン長の 0.45, 0.68, 0.91 倍)とした。比較のための付着の健全な試験体(以下, 健全試験体と呼ぶ。)も含めて, 合計 12 体の試験体を用いた。

試験体の種類を表-1に示す。試験体番号を表す記号 の意味は次のとおりである。最初のアルファベットは付 着の有無(B:付着が健全,U:アンボンド)を,次の 数値は鉄筋比の大きさ(鉄筋比の 1000 倍で表示)を, ハイフンのあとの数値はアンボンド長(部材断面有効高 さに対する比として)を,最後の"d"は有効高さを表 している。

2.2 材料, 配筋, 養生

引張り鉄筋には明確な降伏棚を有する D10 鉄筋(降伏 点 363N/mm²,引張り強さ 503 N/mm²)を使用した。鉄筋 のアンボンド化は,鉄筋にグリスを塗布したのち 0HP フ ィルムで包み,更にその上をビニルテープで被覆する方 法によった。定着部補強とせん断補強には D4 鉄筋(降 伏点 347N/mm²)を,また,支点付近上縁側補強には引張 り鉄筋と同数の D6 鉄筋(降伏棚なし,引張り強さ 540 N/mm²)を配置した。

コンクリートには、充填性を考慮して最大骨材寸法 15mm のレディミクストコンクリート(18-15-10 N。本 報告では配合表をもとに Gmax15 と記述。)を使用した。 試験体は同一バッチのコンクリートを用いて打設した。 打設後、木製型枠のまま湿布養生して材齢7日で脱型し たのちビニルシートでラップし,材齢 28 日にラップを 除去しその後実験日まで室内気乾養生とした。圧縮試験 用テストピースの養生も試験体と同様とした。実験は材 齢 29 日~材齢 51 日で行った。

2.3 加力方法と測定

加力は、スパン中央部にフレームを介して間隔 200mm の2点載荷(図-1)により行った。載荷部と支点部に は、それぞれ直径 30mm と直径 50mmの鋼棒および幅 50mm, 厚さ20mmの支圧板(鋼板)を使用し、加力点と支点で 部材の回転と水平変位を拘束しないよう(加力点:テフ ロン、支点:ローラー)配慮した。能力 100kN のアクチ ュエータを用いて変位制御方式で加力した。

実験では荷重,変位,鉄筋ひずみ,コンクリートひず み,ひびわれ分布,ひびわれ幅を測定した。

荷重はアクチュエータに組み込まれたせん断ひずみ 測定型ロードセルで,変位はひずみゲージ式変位計で測 定した。

鉄筋ひずみは、ゲージ長 5mm の一般応力測定用の箔ゲ ージを各試験体の鉄筋1本に限定して3箇所(図-1参 照, S1, S2, S3)貼り付けて測定した。実験時の部材変形 に伴うゲージの損傷を防止するためにゲージを鉄筋の 側面に貼付し、相対して2枚とした。そのため、鉄筋曲 げ加工との関係から縦リブの一部を長さ15 mm 前後切除 した。その影響を調べるため実験後、実験で使用した鉄 筋と同じ工場で製造された同じ呼び径(D10)の鉄筋を 使い,大ひずみ測定用箔ゲージ(ゲージ長5mm)と棒鋼 用伸び計(ゲージ長50mm,ひずみゲージ位置を避けて 配置)を用いて引張り試験を行った。その結果によれば, ゲージ貼り付け部(縦リブ切除部)は一般部に比べて2% 程度低い荷重で降伏し,この部分がすぐにひずみ硬化点 (ひずみ量約3%)に達したあと荷重が増加して鉄筋の

他の部分が降伏するという状況であった。

コンクリートのひずみの測定は、ゲージ長 30 mm の箔 ゲージを用い、アンボンド区間の鉄筋位置に沿って貼り 付け、部材軸方向ひずみを測定した。ひびわれ幅は、ク ラックスケールを用いて測定した。

実験結果と考察

表-1に、降伏荷重、最大荷重および破壊モードを示 す。降伏荷重は、鉄筋の同一断面の2点のひずみ測定値 の平均値が荷重の増加なく急増したときの値である。表 には付着が健全の場合の曲げ耐力の計算値も併記した。 計算には平面保持を仮定し、コンクリートおよび鉄筋の 応力ひずみ関係にはコンクリート標準示方書⁶⁾に示され るものを用いた。ただし、材料係数および最大応力比の 値k₃はいずれも1,終局ひずみは3,500×10⁻⁶とした。

荷重とスパン中央部鉛直変位の関係を図-2に、代表 的なひびわれ分布を図-3に示す。

(1) 弾性割線剛性

図-2の荷重-変位関係に示されるように,部材降伏前の部材剛性は,いずれの鉄筋比においてもアンボンド 長が大きいほど小さくなっていることが分かる。各鉄筋 比毎に部材降伏前の共通の荷重値を設定(1.2%,1.9%, 2.5%に対してそれぞれ16.5kN,24.5 kN,32.5kN)し, その割線剛性とアンボンド長との関係を整理して図-4 に示す。アンボンド長がスパン長の91%(12d)と大き いと,剛性は健全試験体のおよそ1/2まで低下している。 これは,付着が健全なときはコンクリートと鉄筋が一体 になって変形するが,アンボンド化すると協同作用がな くなってテンションスティフニングが喪失するためで ある。

(2) 破壊モード

どのアンボンド試験体でも,最大荷重に至る前に部材 中央の鉄筋ひずみゲージ(図-1のS1)がひずみ量2,000 ~2,100×10⁻⁶以降,図-5に示すように急激なひずみ増 加を示した。このことから,アンボンド試験体において も破壊モードは健全試験体と同様,鉄筋降伏先行の曲げ 破壊モードと考えられる。ただし,せん断スパンにある ゲージ(S2)はひずみ量が約2,100×10⁻⁶まで増加した ものの最大荷重に達しても降伏を示さないものが多か った。

アンボンド区間に発生した鉄筋位置のひびわれ幅(水



(1) 鉄筋比 1.2%の場合





平方向測定値)の合計値を荷重ステップ毎に測定し(図 -6),これをもとに最大荷重時のアンボンド区間の鉄筋 の平均ひずみ量を推定した。その結果を表-1に示した。 これによると平均ひずみ量(以下, ϵ_{sw} と呼ぶ。)は2,300 ×10⁻⁶~8,300×10⁻⁶の範囲にあり,計算上の鉄筋降伏 ひずみ量(以下, ϵ_{veal} と呼ぶ。)1,815×10⁻⁶を超えてい



図-3 ひびわれ分布

(破線は鉄筋位置を示す)



図-5 荷重-鉄筋ひずみ量関係 (U12-12d 試験体, S1 ゲージ)

る。しかし、ひずみ硬化点ひずみ量 ε_h の一般的な値 1.5 ~3%に比べるとかなり小さい値となっている。このこ とから、最大荷重は鉄筋がその長さ方向に降伏を伝播⁷⁾ させつつある段階で生じたと推定される。アンボンド長 が大きいと最大荷重時の ε_{sv} は小さく、 ε_{yeal} に近い値で あることから、鉄筋の降伏点の大きさ f_y や腐食鉄筋の応 カーひずみ関係の違いによっては、破壊挙動が若干異な ってくることは想定される。

なお、2.3 節で述べた鉄筋の引張り試験結果から、部 材内鉄筋が降伏した場合、ひずみゲージ貼り付け部(断 面欠損部)が局部的に降伏棚で伸びることになるが、縦 リブ切削長が 15mm 前後であるので、ひずみ硬化点ひず み量を大きめの3%とすれば、その伸び量は0.45mm 程度 となる。表-1のひびわれ幅の合計値には、その分が含 まれていると見なされる。また、アンボンド長が大きい ものでは支点付近の部材下縁側コンクリートに部材軸 方向の圧縮ひずみが生じる³⁾。最も顕著となる U25-12d 試験体のひずみ分布は図-7に示すとおりで、アンボン ド区間内の鉄筋位置での圧縮領域は片側約 360mm、圧縮 ひずみ量の平均値は-450×10⁻⁶程度であった。これによ る両支点付近の鉄筋位置でのコンクリート収縮量は



図-4 弾性割線剛性



図-6 荷重-ひびわれ幅合計値関係(U12-12d 試験体)



図-7 鉄筋位置でのコンクリートひずみ分布 (U25-12d 試験体)

0.32 mm となり,アンボンド長が 1200 mm であることから,前述 ϵ_{sw} への影響としての換算値は-270×10⁻⁶程度に相当している。また,アンボンド長 12d の試験体における鉄筋定着部のひずみゲージ (S3)の測定値はいずれ

も小さく,測定誤差の範囲であった。したがってこれら が前述の鉄筋の平均ひずみ量(ε_{sw})に関する議論に大 きな影響を与えるものではないといえる。

健全試験体も含めどの試験体でも、最大荷重を迎える のはスパン中央部の上縁においてコンクリートが圧壊 を始める頃であった。

(3) 耐力

実験結果には材齢によるコンクリート強度の違いの 影響も含まれるので、その影響を除去するために各試験 体の曲げ耐力の計算値(付着が健全と仮定)を求め、実 験値と計算値の比を指標(以降,耐力比と呼ぶ。)にし て、付着損失に伴う曲げ耐力の変化を調べた。

この耐力比とアンボンド長との関係を図-8に示す。 図より鉄筋の付着損失があるものは、健全試験体に比べ て曲げ耐力が低下していることがわかる。しかし、耐力 の低下量は10%程度以下であった。

健全試験体では、図-2の荷重-変位関係の特徴から、 鉄筋は概ねひずみ硬化域に達していると推定される(ち なみに、ひずみゲージの位置がひびわれ位置とは限らな いが、B12、B19、B25 試験体の最大荷重時のひずみ測定 値はそれぞれ2.7%以上、1.2%、2.2%以上であった。)。 そのため、前述の破壊モードと併せ考えると、健全試験 体とアンボンド試験体の曲げ耐力の相違は、主に鉄筋が ひずみ硬化に至ったかそうでないかの違いによると考 えられる。アンボンド試験体がひずみ硬化に達しにくい のは、付着の健全な試験体の場合とは異なり鉄筋コンク リートとしての断面の平面保持の性状が成り立たない³⁾ ためコンクリートの圧縮ひずみの進行が速く、その結果 コンクリートが先に終局に至ることによると考えられ る。

アンボンド RC 部材の耐力低下に対する鉄筋比の影響 については、明確ではなかった(図-9)。

なお、図-2よりひずみ硬化領域に達したと推定されるU12-6d試験体などで ε sw が1%を下回っている理由として、ひびわれ位置での鉄筋の曲がりの影響やわずかな付着力(摩擦力)などが考えられる。

(4) 部材の軟化と終局変位

いずれの試験体も荷重-変位関係における部材の軟 化は、コンクリートが圧壊を始めた頃から明確となった。 鉄筋比が 1.2%と 1.9%の場合には、健全試験体に比べて アンボンド試験体では小さい変位量で軟化を示した(図 -2)。降伏荷重(鉄筋ゲージが降伏を示した荷重)まで 荷重が低下したときの変位(これを、終局変位と呼ぶも のとする。)は図-10に示すようにアンボンド試験体では 健全試験体に比べ総じて小さくなった。この理由として は、アンボンド試験体ではスパン中央部にひびわれが集 中し、コンクリートにおいては部材変位の殆どをスパン



図-8 曲げ耐力とアンボンド長の関係



図-9 曲げ耐力と鉄筋比の関係



図-10 終局変位量とアンボンド長の関係

中央部の塑性化だけで受け持つためと推定される。

鉄筋比が2.5%の場合は,健全試験体との相違は明確で はなかったが,その理由としてより釣り合い鉄筋比に近 いため健全試験体でも圧壊が起こりやすいことが関係 していると思われる。

(5) ひびわれ

鉄筋比 1.2%と 2.5%の場合のひびわれ分布は図-3 に示 したとおりである。アンボンド試験体では健全試験体に 比べてひびわれが集中し,特に鉄筋比の小さい方で顕著 であった。

支点付近の部材上縁のひびわれは目視観測の範囲で 認められなかった。

4. 結 論

降伏点 363N/mm²の鉄筋を用い,鉄筋比 1.2%, 1.9%, 2.5% で,アンボンド長をスパン長の 0.45 倍,0.68 倍,0.91 倍に変化させた鉄筋コンクリート部材の,スパン中央部 での破壊に着目した曲げ加力実験を行った。その結果, 得られた結論は次のとおりである。

(1) アンボンド部材においても,破壊モードは鉄筋降 伏先行型であった。

(2) アンボンド部材の曲げ耐力は,付着の健全な部材 に比べて小さくなった。しかし,健全な部材の90%を下 回ることはなかった。曲げ耐力低下に対する鉄筋比の影 響は明確ではなかった。耐力低下の原因は,部材断面の 平面保持が成り立たないため,鉄筋がひずみ硬化域に達 しないためと考えられる。

(3) アンボンド部材の割線弾性剛性は付着が健全な ものに比べて小さくなり,健全な場合の1/2程度に低下 する場合がある。

(4) アンボンド部材の軟化は、付着が健全なものに比べて小さい変位で生じる場合が多い。最大荷重到達後、荷重が降伏荷重まで低下するときの変位量は、付着が健全なものに比べて小さくなる場合が多い。

本報告の実験は,ウエスコ学術振興財団の助成金によ り行いました。実験を行うにあたり岡山大学・阪田憲次 教授にお世話になりました。記して感謝の意を表します。

参考文献

- Al-Sulaimani, M.Kaleemullah, I.A.Basunbul, and Rasheeduzzafar: Influence of Corrosion and Cracking on Bond Behavior and Strength of Reinforced Concrete Members, ACI Structural Journal, pp.220-231, March-April 1990
- 2) 森田祐介・森川英典・礒谷哲也・小林秀恵:模擬腐 食鉄筋を用いた RC はりの曲げ破壊性状と性能低下の 評価,土木学会第 57 回年次学術講演会, V-561 pp.1121-1122, 2002.9
- J.R.Eyre and M.-A.Nokhasteh: Strength assessment of corrosion damaged reinforced concrete slabs and beams. Pro. Instn Civ. Engrs Structs & Bldgs, pp.197-203, 1992
- J.Cairns and Z.Zhao: Behaviour of concrete beams with exposed reinforcement. Pro. Instn Civ. Engrs Structs & Bldgs, pp.141-154, 1993
- M.Raoof and Z.Lin: Structural characterisitics of RC beams with exposed main steel, Proc.Instn Civ. Engrs Structs & Bldgs, 122, pp.35-51, Feb., 1997
- 6) 土木学会 2002 年制定コンクリート標準示方書
- 7) 小柳・六郷・岩瀬:コンクリート中の鉄筋の応カー ひずみ関係と曲げを受けるRCはりの終局挙動,土 木学会論文集 第384号/V-7, pp.83-92, 1987年

謝辞