

鋼板接着によるコンクリート部材の 補強設計法に関する研究

佐野 正¹・三浦 尚²

¹正会員 博士(工学) ショーボンド建設株式会社 補修工学研究所 (〒305 茨城県つくば市桜1-17)
(元東北大学大学院博士課程後期課程)

²正会員 工博 東北大学 土木工学科 教授 (〒980 宮城県仙台市青葉区荒巻字青葉)

本研究は、鋼板接着によるコンクリート部材の補強に際し、補強効果を十分に発揮するために重要な鋼板の接着長を、合理的に定める方法を提案することを目的として行ったものである。まず、両引き試験および線形有限要素法(FEM)を用いた接着部の応力解析により、鋼板のはく離現象を明らかにした。同様の解析をはり部材の鋼板接着部にも適用して検討を行い、鋼板定着長および鋼板はく離荷重の算定式を提案した。ついで、提案した算定式により補強設計したRCはり供試体を用いて曲げ載荷実験を実施し、はく離荷重の算定式の妥当性を検証した。

以上の検討結果に基づき、鋼板接着によるコンクリート部材の補強設計に関する提案を行った。

Key Words : steel-plate-bonding, strengthening design, plate anchoring length

1. はじめに

近年、老朽化あるいは設計時に考慮した荷重を上回る過載荷のために、ひび割れが発生したり耐荷力不足となったコンクリート構造物が増えつつある。さらに、平成5年11月、道路構造令第35条「設計自動車荷重の改正」に伴い、従来、道路橋の等級によりTL-20tfおよびTL-14tfと区分されていた設計荷重が一律25tfに引き上げられ、補強を必要とするコンクリート構造物が今後増えることが予想される。これらのコンクリート構造物を補強するにあたり、現在、広く用いられている方法に鋼板接着工法がある。鋼板接着工法は、既設RC構造物の表面にエポキシ樹脂を用いて鋼板を接着し、部材断面内の鉄筋量の不足を外部から補おうとする工法である。鋼板の接着後はRC部材と鋼板とが一体となって外力に抵抗する合成構造として機能する。

本工法の特徴として、施工が簡便であること、構造物の使用中でも施工が可能であること、既設構造物の断面寸法を大きく変えることなく補強効果が得られること等が挙げられる。なかでも、構造物の使用下で施工が可能なのは、道路構造物の補強時に車両の走行を妨げない利点がある。また、断面寸法の変化が少ないことは、補強に伴う死荷重の増加を最小限にとどめられるという点で有利である。

わが国では、1960年代の後半にフランスから鋼板接着補強に関する技術が導入されたが、当時、問題化しつつあった道路橋RC床版の補強対策として本工法の特徴が注目されることとなり、以来、主にRC床版の補強工法として実験研究が活発となった^{2)~4)}。

しかしながら、基本的な構造系であるはりやけたを補強対象とした体系的な研究は少なく、補強効果や終局に至るまでの破壊現象等については、不明な点が残されている。特に、本工法の補強効果が鋼板の接着長により左右されるという指摘が研究の初期の段階からあるにもかかわらず¹⁾、鋼板接着長の決定に関する研究はほとんど行われていない。

このような現状にある鋼板接着工法について、筆者らはこれまでに、鋼板接着により補強されたRCはり供試体を用いて、曲げに対する補強効果や破壊現象を実験的に確認した⁵⁾。また、実験中に観察された鋼板とコンクリートとはく離現象を検討するために、RC部材の引張部をモデル化したRC両引き供試体に長さや幅の異なる鋼板を接着し、両引き試験を実施してきた⁶⁾。

本研究は、両引き試験および線形有限要素法(FEM)を用いた接着部の応力解析により鋼板のはく離現象を明らかにするとともに、はり部材の鋼板接着部にも同様の解析を適用して検討を行い、鋼板

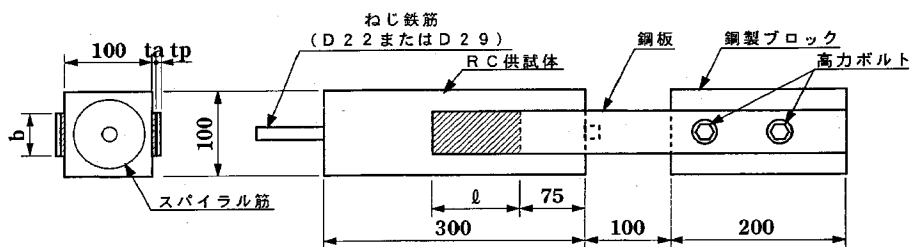


図-1 鋼板の接着形状 (単位 mm)

表-1 両引き供試体実験要因 (単位 mm)

供試体 No.	鋼板(SS400) tp	b	樹脂 ta	f_c (N/mm ²)	E_c ($\times 10^4$ N/mm ²)	ポアソン比
1	4.5	50	100	22.2	2.22	0.19
2		100		および	および	および
3		50	150	32.5	2.50	0.18
4		100				

注) f_c 、 E_c :コンクリートの圧縮強度および弾性係数 (材齢 14 日)

表-2 エポキシ樹脂の物性 (材齢 7 日)

圧縮強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	引張せん断 強度 (N/mm ²)	弾性係数 (N/mm ²)	ポアソン比
71.5	53.0	12.6	2260	0.38

表-3 使用鋼材の物性

鋼材	降伏点 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	弾性係数 ($\times 10^4$ N/mm ²)
ねじ鉄筋 D22	405	595	1.93
ねじ鉄筋 D29	406	574	1.94
鋼板 t=4.5mm	347	443	1.88

注) ねじ鉄筋、鋼板の材質はそれぞれ SD345、SS400 である。

の接着長を合理的に定める方法を提案したものである。

2. 鋼板のはく離現象

(1) 両引き供試体を用いた鋼板のはく離実験

a) 実験概要

実験に使用した供試体の形状寸法を図-1に示す。鋼板を接着する RC 両引き供試体は、断面 10cm \times 10cm、長さ 30cm である。鉄筋にはねじ鉄筋 D22 および D29 を使用した。また、鋼板のはく離前にコンクリートが破壊するのを防ぐため、外径 8cm、ピッチ 4cm のスパイラル筋 (丸鋼 ϕ 6mm) でほぼ全長にわたって補強した。鋼板は RC 供試体の両側面に接着し、端部を高力ボルトで鋼製ブロックに固定した。この際、鋼製ブロック側には鋼板とコンクリートと

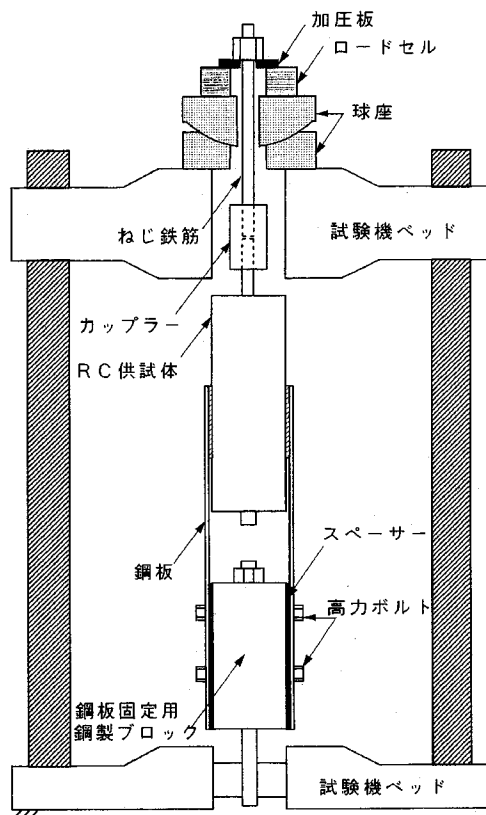


図-2 載荷方法

を接着させない区間を 7.5cm 設けた。実験要因を表-1に示す。鋼板厚は 4.5mm、樹脂厚は 5mm で一定とし、鋼板の幅および接着長、コンクリートの強度を変化させた。鋼板厚 4.5mm は、現在、RC 床版の補強で一般的に採用されている厚さである。樹脂厚については、コンクリート面の不陸等を考慮して経験的に 5mm 程度としていることが多い。また、樹脂厚が 5mm ~ 10mm の範囲では、はく離荷重等に影響を及ぼさないことから⁹⁾ 今回の実験では 5mm で一定とした。実験に使用したエポキシ樹脂および鋼材の物性を表-2 および表-3 に示す。実験は各タイプとも 2 体を一組として行い、図-2 に示すような方法で供試体に引張力を作用させた。測定項目は鋼板のはく離荷重、鋼板表面のひずみである。

表-4 両引き供試体実験結果一覧

供試体 No.	鋼板幅 (mm)	接着長 (mm)	f_c' (N/mm ²)	はく離荷重 (kN)	はく離強度 (N/mm ²)	
1	①	50	22.2	23	2.3	
	②			31	3.1	
2	①	100		45	2.2	
	②			50	2.5	
3	①	50		46	3.1	
	②			47	3.1	
4	①	100		67	2.2	
	②			70	2.4	
1	①	50		32.5	-	-
	②				34	3.5
2	①	100	51		2.5	
	②		42		2.1	
3	①	50	60		4.0	
	②		51		3.4	
4	①	100	76		2.5	
	②		66		2.2	

注) はく離強度とは、はく離荷重を鋼板の接着面積で除した値である。

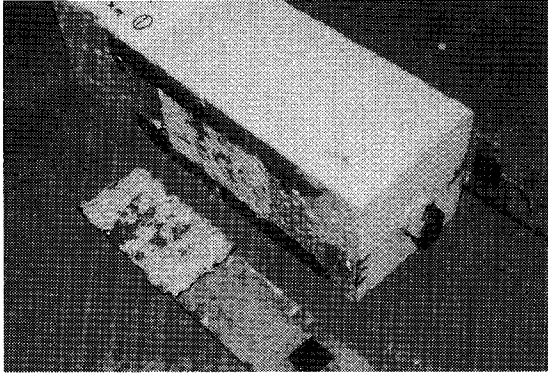


写真-1 鋼板のはく離状況 (鋼板幅5cm, 接着長10cmの場合)

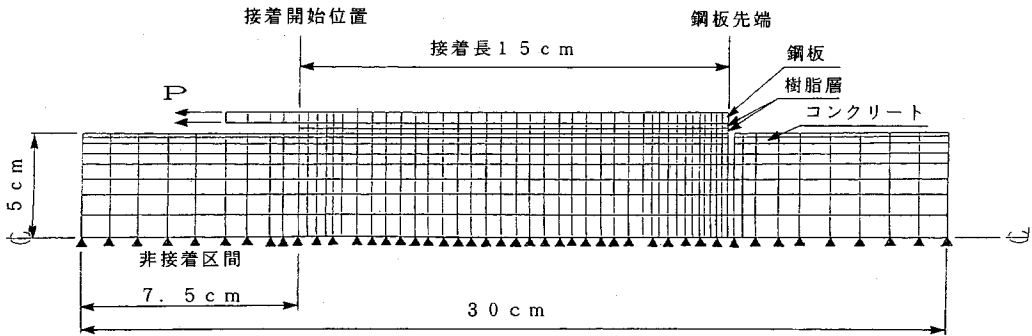


図-3 解析モデル (接着長15cm)

b) 実験結果および考察

供試体はすべて鋼板のはく離により破壊した。はく離は衝撃音を伴って一瞬にして発生し、はく離時点で鋼板は降伏に達していなかった。鋼板のはく離形態としては、樹脂とコンクリートとの接着面でコンクリートがほぼ全面にわたって破壊する形態が多数を占めた。鋼板のはく離状況を写真-1に示す。

このようなはく離形態はRCはり供試体を用いた曲げ載荷実験において、鋼板端部で観察されたはく離形態と一致するものであった⁹⁾。表-4に実験結果を示す。表中のはく離強度とは、はく離荷重を鋼板の接着面積で除した値であり、はく離時に接着面内に作用した平均せん断応力度を意味する。はく離荷重をみると、同一の鋼板幅の場合、接着長が10cmから1.5倍の15cmに増加すると、これにほぼ比例してはく離荷重も増加した。しかしながら、鋼板幅を5cmから2倍の10cmとしても、はく離荷重はこれに比例して増加しなかった。コンクリート強度の影響については、強度が増すとはく離荷重は高くなる傾向にあるが、必ずしも強度の上昇に比例するものではないことが認められた。しかしながら、これらの実験結果のみからでは鋼板のはく離現象を説明する

には至らなかった。そこで、線形FEMを用いて鋼板接着部の応力解析を行い、はく離現象を検討することとした。

(2) 線形FEMによる接着部の応力解析

a) 解析モデル

線形FEM解析に用いた2次元モデルを図-3に示す。応力解析の範囲は鋼板を接着したRC両引き供試体の鉄筋位置を中心とした上下対称の上半分である。上より鋼板、樹脂層およびコンクリートの3層から成り立つ。また、鋼板のはく離に先だて鋼板先端のコンクリート部に応力集中等に起因すると考えられるひび割れが発生することが実験中に確認されていることから、これを考慮して幅2mm、深さ10mmの不連続部を設けた。この幅2mmは要素の最小幅であり、深さ10mmは供試体表面からスパイラル筋までの距離に相当する。Pは引張力であり、前述した両引き供試体の載荷実験から得られた鋼板のはく離荷重を、節点荷重に置き換えて作用させた。要素の最小寸法は2mm×2mmとし、解析には汎用線形FEMプログラムMSC-pal 2を使用した。

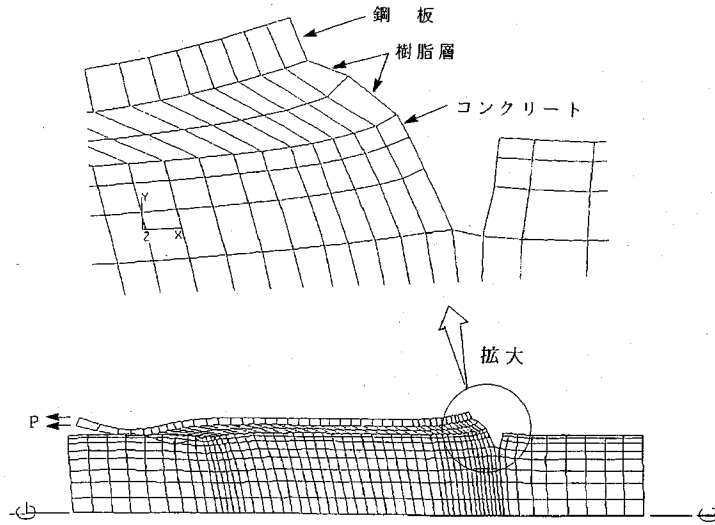


図-5 鋼板接着部の変形（接着長15cm）

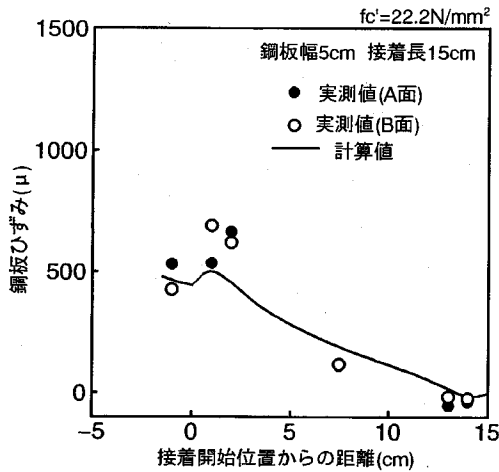


図-4 鋼板ひずみの分布
(鋼板応力度 $104\text{N}/\text{mm}^2$)

b) モデルの適用性

解析モデルの適用性を検討するため、鋼板表面に発生する供試体軸方向のひずみを計算し実測値と比較した。計算に使用したコンクリート、エポキシ樹脂および鋼板の物性値は表-1、表-2および表-3に示した値である。比較を図-4に示す。実測値は鋼板幅が5cm、接着長が15cm、コンクリートの圧縮強度が $22.2\text{N}/\text{mm}^2$ の場合の結果である。鋼板応力度 $104\text{N}/\text{mm}^2$ は、はく離直前に測定された鋼板の最大応力度である。また、RC供試体の両側面に鋼板を接着していることから、これをA面、B面と表示した。図より、計算結果は実測値の分布傾向を比較的良く表していることがわかる。これまでに行った樹脂層のせん断変形を考慮した接着部の応力解析⁹⁾では、同様の比較を行うと、鋼板の端部付近で実測値

と大きな誤差を生じた。この理由として、樹脂層およびRC部分とも断面内の応力分布は一樣であると仮定して解析を行ったが、端部付近ではこの仮定が成立していないためと考えられる。これに対し、今回の解析では鋼板の先端付近に負のひずみが発生するという現象も表現されており、解析モデルとして十分に適用可能であることが確認された。

c) 解析結果および考察

図-5に鋼板接着部の変形の様子を示す。これは接着長が15cmの場合の結果である。図より、接着区間のなかほどでは樹脂層はほぼ一樣なせん断変形を生じていること、また、鋼板の先端に近づくにつれて鋼板が上向きに反る変形をしていることがわかる。鋼板の先端付近の変形を拡大してみると、先端付近では鋼板が曲げ変形を生じており、この変形に伴って樹脂層および樹脂層に接するコンクリートの要素が上向きに引張力を受けていることが認められた。そこで、鋼板の曲げ変形に伴い樹脂層に隣接するコンクリート要素に沿って発生するせん断応力度（以下、接着応力度と称する）および接着面に対して垂直方向の応力度について解析結果をもとに検討する。この接着面に対して垂直方向の応力度は、これが引張の場合、コンクリート面から鋼板を引きはがす力になるものと考えられる。

図-6および図-7に鋼板のはく離荷重に相当する引張力を作用させた時の接着応力度 τ の分布を示す。ここでは、コンクリートの圧縮強度が $22.2\text{N}/\text{mm}^2$ で接着長が10cmの場合、同様に $32.5\text{N}/\text{mm}^2$ で15cmの場合について例示している。各図とも実線は鋼板幅が5cm、破線は鋼板幅が10cmの場合の結

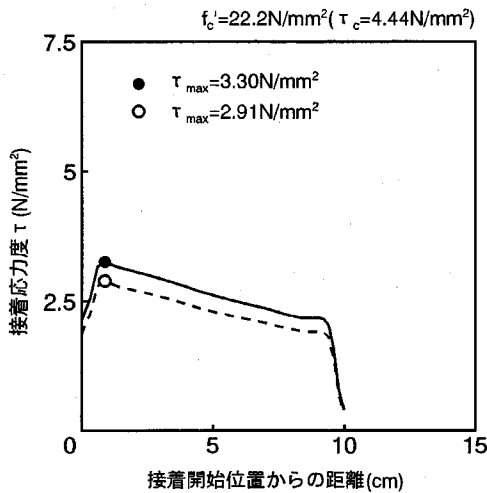


図-6 接着応力度の分布(1)
(接着長10cm)

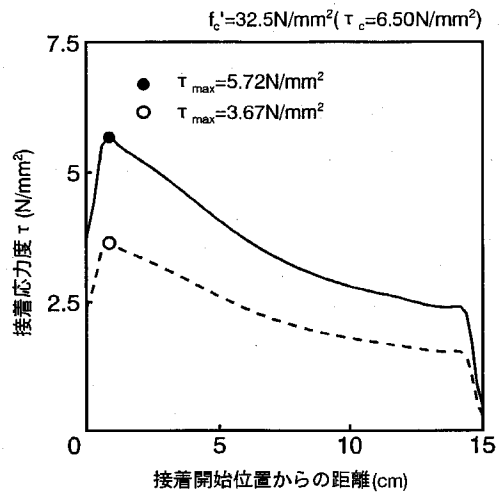


図-7 接着応力度の分布(2)
(接着長15cm)

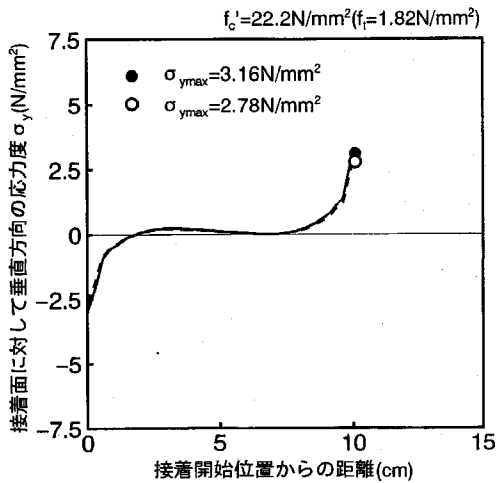


図-8 接着面に対して垂直方向の応力度の分布(1)
(接着長10cm)

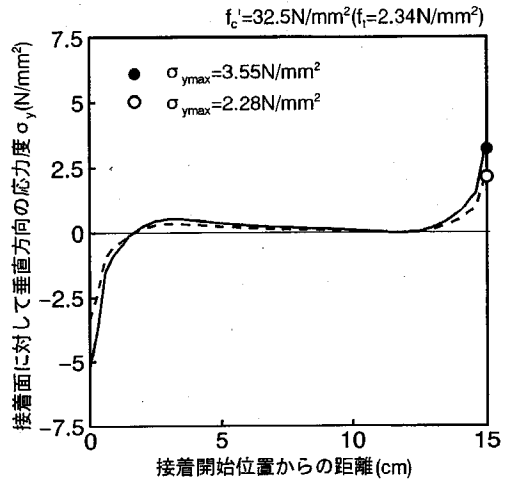


図-9 接着面に対して垂直方向の応力度の分布(2)
(接着長15cm)

果である。鋼板に作用させた引張力は、表-4に示した各供試体のはく離荷重を2体一組(①および②)で平均し、節点荷重に置き換えたものである。図より τ は接着開始位置付近で最大となることがわかる。図中に最大値 τ_{max} を示す。最大値は鋼板の接着長が同一の場合、鋼板幅が細いほど高い値となった。ここで τ_{max} とコンクリートのせん断強度 τ_c との関係を比較する。コンクリートのせん断強度については、砕石コンクリートの場合、圧縮強度の0.2倍程度であることから⁷⁾、 $\tau_c = 0.2 \cdot f'_c$ により推定することとした。コンクリートの圧縮強度に対応するせん断強度を τ_c として併記する。これより、 τ_c は τ_{max} と同程度かこれを上回っていることから、今回の実験に用いた両引き供試体では鋼板のはく離はコンクリートのせん断破壊に起因するものではないと考えられる。

図-8および図-9に鋼板のはく離荷重に相当する引張力を作用させた時の接着面に対して垂直方向の応力度 σ_y の分布を示す。ここでは、コンクリートの圧縮強度が 22.2N/mm^2 で接着長が10cmの場合、同様に 32.5N/mm^2 で15cmの場合について例示している。実線は鋼板幅が5cm、破線は鋼板幅が10cmの場合の結果である。また、応力度の正は引張を、負は圧縮を表す。いずれの鋼板幅および接着長においても σ_y は鋼板先端で最大(引張)となった。最大値 $\sigma_{y_{max}}$ を図中に示す。 $\sigma_{y_{max}}$ は鋼板の接着長が同一の場合、鋼板幅が細いほど高い値を示した。 σ_y の分布をみると、鋼板先端付近に発生している引張応力度は鋼板先端から約3cmの範囲で急激に減少して0となり、接着区間のなかほどではほぼ0のまま推移している。载荷端側である接着開始位置付近には圧縮応力度の発生している領域があるが、これは今回

の解析に用いた両引き供試体に特有の現象と考えられる。次に、 $\sigma_{y_{max}}$ とコンクリートの引張強度 f_t との関係について比較する。 f_t はコンクリートの圧縮強度 f_c' を用いて、 $f_t = 0.23 \cdot f_c'^{2/3}$ より算出した。本式は、 $f_t = 0.5 \cdot f_c'^{2/3}$ のSI単位系表示である⁸⁾。これより、鋼板がはく離する時点における $\sigma_{y_{max}}$ は f_t と同程度かこれを上回っていることがわかる。ここで、 $\sigma_{y_{max}}/f_t$ を各供試体で比較すると、鋼板幅が5cmの場合、接着長が10cm、15cmに対してそれぞれ1.8、1.6程度、鋼板幅が供試体幅と等しい10cmの場合、接着長が10cm、15cmに対してそれぞれ1.4、1.1程度であった。これらより、鋼板のはく離は鋼板先端で発生する接着面に対して垂直方向の引張応力度の最大値がコンクリートの引張強度を超えると発生するものと考えられる。そして、この接着面に対して垂直方向の引張応力度の最大値は、同じ位置における主引張応力度とほぼ等しい。この際、 $\sigma_{y_{max}}/f_t$ は鋼板幅が5cmのときの方が大きい値を示すのは、鋼板幅と供試体幅との関係によるものと思われる。すなわち、鋼板幅が5cmの場合、はく離によるコンクリートの破壊は鋼板幅よりも若干広くなることから、はく離に抵抗できる部分が供試体幅で規定されてしまう鋼板幅10cmの場合に比べてはく離荷重が高くなり、それに伴って $\sigma_{y_{max}}$ も大きくなったためと思われる。

3. 鋼板の定着長

(1) はり部材における鋼板接着部の応力解析

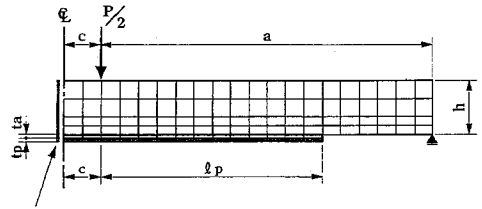
a) 解析モデル

表-5および図-10に解析モデルの形状寸法を示す。モデルは、はり高さおよび鋼板接着長の異なる5タイプとした。せん断スパン長 a とはり高さ h との比 a/h 、せん断スパン長に占める鋼板の接着長の比 ℓ_p/a は表-5に示す通りである。解析範囲はスパン中央を中心とした左右対称の右半分である。鋼板厚は4.5mm、樹脂厚は5.0mmである。解析は鋼板先端にひび割れが発生していない場合と発生している場合の二通りで行った。ひび割れが発生しているモデルについては、鋼板先端のコンクリート部に幅2mm、深さ35mmの不連続部を設けた。この深さは、はり下縁から引張側鉄筋の図心までの距離に等しい。No.1、No.2およびNo.3については、3種類のコンクリートの弾性係数、2.16、2.75および 3.24×10^4 N/mm²で解析を行った。これらの弾性係数は、コンクリート標準示方書設計編に示されている普通コンクリートの圧縮強度180、300および500kgf/cm²に対応する弾性係数である。

No.4およびNo.5は、No.1と同一の鋼板接着長に

表-5 はり解析モデル形状寸法 (単位mm)

モデル No.	h	a	c	ℓ_p	a/h	ℓ_p/a	t_p	t_s
1	150	900	100	540	6	0.6	4.5	5.0
2				720				
3	200	1000	0	800	5	0.8	4.5	5.0
4	150	675		540	4.5			
5		1350		540	9			



スパン中央で水平方向の変位を拘束

図-10 はり解析モデルの形状

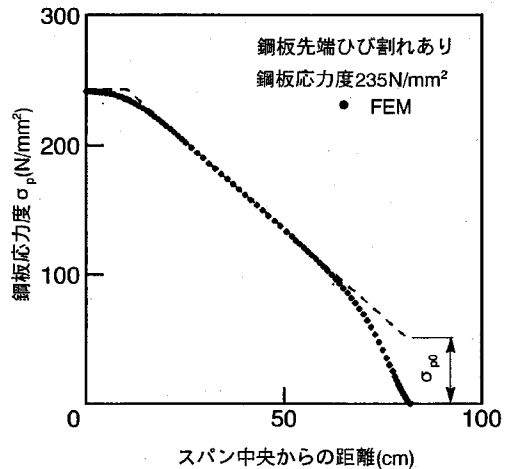


図-11 鋼板応力度の分布

対して、せん断スパン長を675mmおよび1350mmと変化させたモデルである。 ℓ_p/a はそれぞれ0.8および0.4となる。また、No.3については、鋼板厚の影響を検査するために、同様のモデルを用いて鋼板厚を6.0、9.0および12.0mmとした解析も行った。これらの解析においては、コンクリートの弾性係数を 2.75×10^4 N/mm²とした。

荷重は載荷点直下における鋼板の応力度が235 N/mm² (SS400の公称降伏点応力度に相当)となるように作用させた。要素の最小寸法は両引き供試体の解析と同様、2mm×2mmとした。

b) 解析結果および考察

モデルNo.2を例に鋼板先端にひび割れが発生している場合について解析結果を検査する。

図-11に解析によって得られた鋼板応力度の分

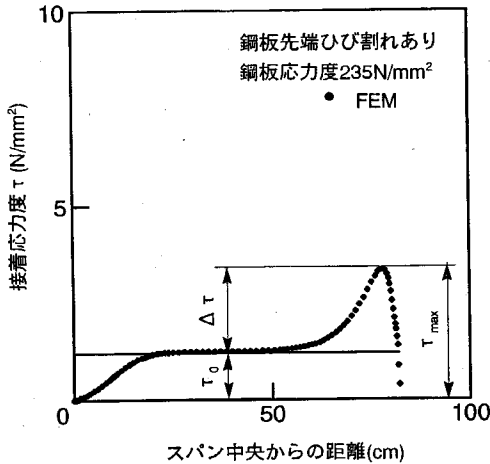


図-12 接着応力度の分布

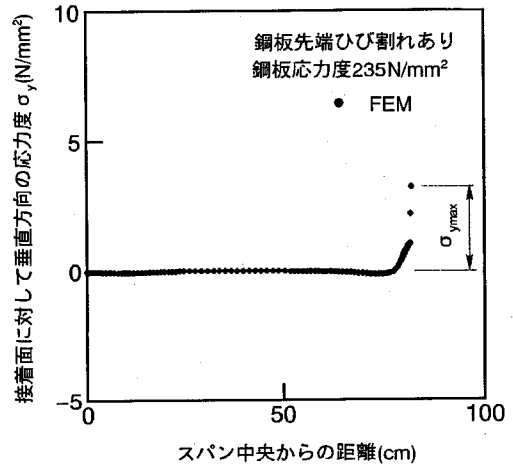


図-13 接着面に対して垂直方向の応力度の分布

布を示す。応力度は鋼板図心での値である。また、図中には、鋼板とコンクリートとが完全合成状態で、支点まで連続して接着されているとした場合の、鋼板応力度の計算値を点線で併記した。これより、FEM解析で得られた鋼板応力度の分布は、接着区間のなかほどでは直線分布であるが、鋼板先端付近では直線分布を示さなくなっており、鋼板とコンクリートとが完全合成状態であるとして計算した応力度との間に差を生じることがわかる。これは、鋼板とコンクリートとの接着部で、両者の間にずれが生じていることによるものと思われ、鋼板先端付近では鋼板とコンクリートとが一体となって挙動していないと考えられる。

図-12に樹脂層に隣接するコンクリート要素に発生する接着応力度の分布を示す。このように、接着応力度は接着区間のなかほどでは一様であるが、鋼板の先端付近で増加して最大値 τ_{max} を示したのち、急激に低下する分布を示した。ここで、一様区間における接着応力度 τ_0 は次式で与えられる。

$$\tau_0 = \frac{P}{2l_0} \cdot \{n_p \cdot t_p \cdot (h_p - x_0)\} \quad (1)$$

ここに、 n_p : 鋼板とコンクリートとの弾性係数比、 t_p : 鋼板厚、 h_p : はり圧縮縁から鋼板図心までの距離、 x_0 および l_0 : 鋼板接着断面における全断面有効での中立軸位置および中立軸に関する断面2次モーメント。

図-13に接着面に対して垂直方向の応力度の分布を示す。接着面に対して垂直方向の応力度は鋼板先端で最大 $\sigma_{y_{max}}$ であり、それは引張の応力度であった。この引張応力度は鋼板先端から遠ざかるにつれて急激に減少して0となった。また、 $\sigma_{y_{max}}$ は同じ位置における主引張応力度とほぼ等しく、両引き供

試体での解析結果と同様の傾向が認められた。

表-6および表-7に各モデルを用いて行った解析結果の一覧を示す。表-6は鋼板先端にひび割れが発生していない場合、表-7はひび割れが発生している場合の結果である。表中において τ_{max} は接着応力度の最大値を、 $\sigma_{y_{max}}$ は接着面に対して垂直方向の応力度の最大値を示す。 σ_{p0} は、鋼板が完全合成状態で支点まで連続して接着されているとした場合、途中接着された鋼板の先端位置で連続接着された鋼板に発生する応力度である(図-11参照)。 $\Delta\tau$ は接着応力度の最大値 τ_{max} と式(1)から求まる τ_0 との差を示す。

表-6より鋼板先端にひび割れが発生していない場合、 $K_1 = \sigma_{y_{max}} / \tau_{max}$ は解析モデルやコンクリートの弾性係数にかかわらず約1.6となる。 $\Delta\tau$ は σ_{p0} の増減にほぼ比例して変化し、 $\Delta\tau$ に対する σ_{p0} の比 (K_2) は約20である。表-7より鋼板先端にひび割れが発生している場合について同様の比較を行うと、 K_1 は約0.9、 K_2 は約24であり、このような傾向は解析モデルやコンクリートの弾性係数の影響を大きく受けにくいことが確認された。また、鋼板接着長が等しいNo.1、No.4およびNo.5を比較すると、 l_p/a が減少すると τ_{max} あるいは $\sigma_{y_{max}}$ は増大することがわかる。これより、スパンの長いはり部材を補強する場合、スパン中央付近に短い鋼板を接着すると、鋼板長が同一であっても鋼板先端には大きな $\sigma_{y_{max}}$ が発生することとなり、鋼板ははく離し易くなる。従って、 $\sigma_{y_{max}}$ が f_t に対して十分小さくなる位置まで鋼板を延長する必要がある。

表-8および表-9に鋼板厚が異なる場合の解析結果を示す。表-8は鋼板先端にひび割れが発生していない場合、表-9はひび割れが発生している場

表-6 鋼板先端ひび割れなし

モデル No.	τ_{max} (N/mm ²)	σ_{ymax} (N/mm ²)	τ_o (N/mm ²)	σ_{po} (N/mm ²)	$\Delta\tau = \tau_{max} - \tau_o$ (N/mm ²)	$\sigma_{ymax} / \tau_{max}$ = K_1	$\sigma_{po} / \Delta\tau$ = K_2	E_c ($\times 10^4$ N/mm ²)
1	6.39	10.41	1.22	97	5.17	1.63	18.8	2.16
	6.15	10.07		97	4.93	1.64	19.7	2.75
	6.06	9.85		98	4.84	1.63	20.2	3.24
2	3.71	5.97	1.22	48	2.49	1.61	19.3	2.16
	3.62	5.80		49	2.40	1.60	20.4	2.75
	3.59	5.69		49	2.37	1.58	20.7	3.24
3	3.53	5.65	1.13	50	2.40	1.60	20.8	2.16
	3.46	5.51		50	2.33	1.59	21.5	2.75
	3.44	5.43		50	2.31	1.58	21.6	3.24
4	4.21	6.64	1.71	51	2.50	1.58	20.4	2.75
5	8.61	14.13	0.83	149	7.78	1.64	19.2	2.75

平均 $K_1 = 1.61$ $K_2 = 20.2$

表-7 鋼板先端ひび割れあり

モデル No.	τ_{max} (N/mm ²)	σ_{ymax} (N/mm ²)	τ_o (N/mm ²)	σ_{po} (N/mm ²)	$\Delta\tau = \tau_{max} - \tau_o$ (N/mm ²)	$\sigma_{ymax} / \tau_{max}$ = K_1	$\sigma_{po} / \Delta\tau$ = K_2	E_c ($\times 10^4$ N/mm ²)
1	5.43	4.41	1.22	97	4.21	0.81	23.0	2.16
	5.43	4.96		97	4.21	0.91	23.0	2.75
	5.44	5.32		98	4.22	0.98	23.2	3.24
2	3.37	2.87	1.22	48	2.15	0.85	22.3	2.16
	3.37	3.23		49	2.15	0.96	22.8	2.75
	3.38	3.45		49	2.16	1.02	22.7	3.24
3	3.09	2.48	1.13	50	1.96	0.80	25.5	2.16
	3.10	2.81		50	1.97	0.91	25.4	2.75
	3.11	3.03		50	1.98	0.97	25.3	3.24
4	4.00	3.90	1.71	51	2.29	0.98	22.3	2.75
5	7.23	6.35	0.83	149	6.40	0.88	23.3	2.75

平均 $K_1 = 0.92$ $K_2 = 23.5$

表-8 鋼板厚の影響 (鋼板先端ひび割れなし)

鋼板厚 (mm)	τ_{max} (N/mm ²)	σ_{ymax} (N/mm ²)	τ_o (N/mm ²)	σ_{po} (N/mm ²)	$\Delta\tau = \tau_{max} - \tau_o$ (N/mm ²)	$\sigma_{ymax} / \tau_{max}$ = K_1	$\sigma_{po} / \Delta\tau$ = K_2	E_c ($\times 10^4$ N/mm ²)
4.5	3.46	5.51	1.13	50	2.33	1.59	21.5	2.75
6.0	4.47	6.97	1.51	50	2.96	1.56	16.9	
9.0	6.50	9.89	2.27	51	4.23	1.52	12.1	
12.0	8.52	12.87	3.06	51	5.46	1.51	9.3	

表-9 鋼板厚の影響 (鋼板先端ひび割れあり)

鋼板厚 (mm)	τ_{max} (N/mm ²)	σ_{ymax} (N/mm ²)	τ_o (N/mm ²)	σ_{po} (N/mm ²)	$\Delta\tau = \tau_{max} - \tau_o$ (N/mm ²)	$\sigma_{ymax} / \tau_{max}$ = K_1	$\sigma_{po} / \Delta\tau$ = K_2	E_c ($\times 10^4$ N/mm ²)
4.5	3.10	2.81	1.13	50	1.97	0.91	25.4	2.75
6.0	3.96	3.58	1.51	50	2.45	0.90	20.4	
9.0	5.62	4.94	2.27	51	3.35	0.88	15.2	
12.0	7.26	6.19	3.06	51	4.20	0.85	12.1	

合の結果である。これより、 K_1 は鋼板厚にかかわらずほぼ同様の値を示すことがわかる。これに対し、 K_2 は鋼板厚の変化につれて異なった値を示し、鋼板厚が増すと減少する傾向が認められた。また、 τ_{max} あるいは σ_{ymax} は鋼板厚が増すにつれて増加することから、鋼板が厚いほどはく離を生じ易くなると思われ、十分な定着長が必要である。

(2) 鋼板定着長およびはく離荷重の算定式

以上の解析結果に基づき、今回対象とした構造物の範囲では、次式のような関係が得られる。

$$\sigma_{P0} = K_2 \cdot (\tau_{max} - \tau_o) \quad (2)$$

この時 τ_{max} と σ_{ymax} との間には $K_1 = \sigma_{ymax} / \tau_{max}$ の関係がある。また、両引き供試体における鋼板接着部の応力解析の結果、鋼板のはく離は鋼板先端で発生する接着面に対して垂直方向の応力度が、コンクリートの引張強度を上回ると発生すると考えられることから、 σ_{ymax} をコンクリートの引張強度 f_t と置き換えて式(2)を整理すると次式が得られる。

$$\sigma_{P0} = K_2 \cdot \left(\frac{f_t}{K_1} - \tau_o \right) \quad (3)$$

このとき、 σ_{P0} を全断面有効として求めると

$$\sigma_{P0} = \frac{n_p \cdot P}{2 I_0} \cdot (a - l_p) \cdot (h_p - x_0) \quad (4)$$

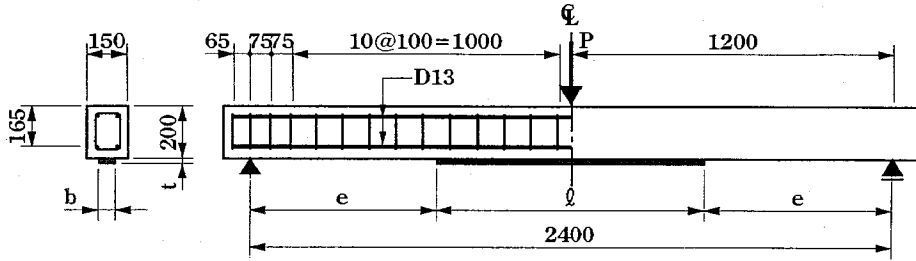


図-14 はり供試体の形状寸法 (単位 mm)

表-10 はり供試体実験要因 (単位 mm)

供試体 No.	e	鋼板 (SS400)		アンカーの有無	f _c ' (N/mm ²)	E _c (N/mm ² × 10 ⁴)
		ℓ	b			
1	380	1640	75	アンカーなし	40.4	2.78
2				アンカー併用 埋込み長 4cm		
3				アンカー併用 埋込み長 11cm		
4	90	2220		アンカーなし	40.4	2.78
5	280	1840	150	アンカーなし	40.0	2.85
6				アンカー併用 埋込み長 4cm		
7				アンカー併用 埋込み長 11cm		
8	60	2280		アンカーなし	40.0	2.85

注) f_c' および E_c はコンクリートの圧縮強度および弾性係数(材齢 14 日).
スターラップには D10(SD295) を 10cm ピッチで配置した.

σ_{P0} を引張側無視として求めると

$$\sigma_{P0} = \frac{n_p \cdot P}{2I} \cdot (a - \ell_p) \cdot (h_p - x) \quad (5)$$

ここに, a: せん断スパン長, x および I: 鋼板接着断面における引張側無視での中立軸位置および中立軸に関する断面 2 次モーメント.

また, スパン中央で, 鋼板応力度が降伏点 σ_{Py} に達する荷重 P は引張側無視の x および I を用いて次式で与えられる.

$$P = \frac{2 \cdot \sigma_{Py} \cdot I}{n_p \cdot a \cdot (h_p - x)} \quad (6)$$

これらより, スパン中央で鋼板応力度が降伏点 σ_{Py} に達した時点で, 鋼板がはく離すると予想される接着長 ℓ_p の算定式として, 式 (7) が得られる. 本式は, σ_{P0} を全断面有効で算出した場合の結果である.

$$\ell_p = a \cdot \left\{ 1 - \left(\frac{h_p - x}{h_p - x_0} \right) \cdot \left(\frac{K_2}{K_1} \right) \cdot \left(\frac{I_0}{I} \right) \cdot \left(\frac{f_t}{\sigma_{Py}} \right) \right\} + K_2 \cdot t_p \quad (7)$$

このとき, 式 (3) に式 (1) および式 (4), あるいは式 (1) および式 (5) を代入して P について整理すると, σ_{P0} を全断面有効あるいは引張側無視で求めた場合の, 与えられた ℓ_p に対する鋼板のはく離荷重の算定式が, 以下の 2 式のように得られる.

σ_{P0} を全断面有効で求めた場合

$$P = \frac{2 \cdot K_2 \cdot f_t \cdot I_0}{K_1 \cdot n_p \cdot (h_p - x_0) \cdot (a - \ell_p + K_2 \cdot t_p)} \quad (8)$$

σ_{P0} を引張側無視で求めた場合

$$P = \frac{2 \cdot K_2 \cdot f_t \cdot I_0 \cdot I}{K_1 \cdot n_p \cdot \{ I_0 \cdot (a - \ell_p) \cdot (h_p - x) + K_2 \cdot I \cdot t_p \cdot (h_p - x_0) \}} \quad (9)$$

なお, 以上の各式において, 鋼板先端の断面に作用する曲げモーメントがコンクリートのひび割れ発生モーメントを下回っている場合には表-6 あるいは表-8 の K₁, K₂ を, ひび割れ発生モーメントを上回っている場合には表-7 あるいは表-9 の K₁, K₂ を用いるものとする.

(3) はり供試体による確認実験

a) 実験概要

鋼板を接着する RC はり供試体の形状寸法を図-14 に示す. はり供試体の断面は 20 × 15cm, スパン長は 240cm である. はり供試体の実験要因を表-10 に示す. No.1~No.4 は幅 7.5cm の鋼板を, No.5~No.8 は幅 15cm の鋼板を接着した供試体である. ℓ = 164cm および ℓ = 184cm は鋼板応力度が降伏点に達した時点で, 鋼板がはく離すると予想される接着長であり, 式 (7) により算出した. No.2 および No.6 は, 同様の接着長に対して, はく離を防止する

表-12 使用鋼材の物性

鋼材	降伏点 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	弾性係数 (×10 ⁹ N/mm ²)
鉄筋 D13	372	536	1.85
鋼板 b=75mm	334	456	1.94
鋼板 b=150mm	318	443	1.90

注) 鉄筋、鋼板の材質はそれぞれSD295、SS400である。

表-11 エポキシ樹脂の物性 (材齢7日)

圧縮強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	引張せん断 強度 (N/mm ²)	弾性係数 (N/mm ²)	ポアソン比
72.2	47.3	16.8	2060	0.37

表-13 はり供試体載荷実験結果一覧

供試体 No.		P ₀ (kN)	最大荷重 ①(kN)	圧壊荷重 ②(kN)	P ₀ ③ (kN)	P ₀ ④ (kN)	P ₀ ⑤ (kN)	比		鋼板の最大 ひずみ (μ)	破壊形態	アンカー の有無
								①/③	①/④			
1	b = 7.5cm ℓ = 164cm	①	32.8	44.5	58.3	28.3	58.9 (24.1)	0.76	1.57	1262	はく離	なし
		②	35.6	45.3				28.3	0.78	1.60		
2	b = 7.5cm ℓ = 164cm	①	34.3	54.5	58.3	28.3	58.9 (24.1)	0.93	1.93	1530	はく離 ボルトの抜け	4cm
		②	34.3	53.0				25.9	0.91	1.87		
3	b = 7.5cm ℓ = 164cm	①	21.6	48.1	42.2	23.3	58.0 (23.9)	1.14	2.04	1482	はく離 ボルト部でずれ	11cm
		②	22.5	52.0				35.3	1.23	2.23		
4	b = 7.5cm ℓ = 222cm	①	-	64.5	75.7	45.2	58.9 (24.1)	-	-	降伏	コンクリート 圧壊	なし
		②	-	64.3				64.3	-	-		
5	b = 15cm ℓ = 184cm	①	34.3	60.0	92.5	58.9	87.6 (24.1)	0.65	1.02	1118	はく離	なし
		②	31.9	62.8				28.0	0.68	1.07		
6	b = 15cm ℓ = 184cm	①	34.3	68.4	92.5	58.9	87.6 (24.1)	0.74	1.16	1352	はく離 ボルトの抜け	4cm
		②	32.9	64.6				27.4	0.70	1.10		
7	b = 15cm ℓ = 184cm	①	34.3	74.5	68.7	48.5	85.4 (23.9)	1.08	1.53	2582	はく離 ボルト部でずれ	11cm
		②	34.3	75.5				37.0	1.10	1.56		
8	b = 15cm ℓ = 228cm	①	84.3	90.2	114.4	87.2	87.6 (24.1)	0.79	1.03	降伏	コンクリート 圧壊	なし
		②	78.9	91.5				91.5	0.80	1.05		

注) P₀: 鋼板先端のひび割れ発生荷重 P₀③: はく離荷重の計算値 P₀④: 圧壊荷重の計算値

目的で鋼板端部にアンカーを併用した供試体である。アンカーにはM10、埋込み長4cmの金属拡張アンカーを使用し、鋼板端部から5cmの位置で鋼板幅の中心に1ヶ所設けた。No.3およびNo.7は、同様のアンカーを埋込み長11cmとして用いた供試体である。このうち、M10の金属拡張アンカーを4cmの深さで設置する用い方は、現在、鋼板接着の実施工で一般的に採用されている方法である。また、11cmははり下縁から引張側鉄筋の図心までの距離(3.5cm)の約3倍である。No.4およびNo.8は補強RCはり供試体のコンクリート圧壊時に、鋼板先端がひび割れ発生モーメントとなる位置まで鋼板を延長して接着した供試体である。鋼板長をℓ = 222cmおよびℓ = 228cmとすることで、鋼板のはく離を生じない十分な定着長が確保されるものと考えた。実験に使用したエポキシ樹脂および鋼材の物性を表-11および表-12に示す。載荷はスパン中央での1点集中載荷とした。

b) 結果および考察

載荷実験の結果一覧を表-13に示す。表中において破壊形態がはく離の場合、最大荷重ははく離荷重に等しい。また、鋼板接着幅が15cmの場合を例に、No.5~No.8の各供試体について、荷重とスパン中央

での変位との関係を図-15に示す。荷重と変位との関係については、鋼板接着幅が7.5cmの場合にもほぼ同様の傾向が得られた。

アンカーを併用していない供試体では、鋼板端部で樹脂層とコンクリートとの接着面にはく離が生じた。鋼板端部でははく離状況を写真-2に示す。はく離は最大荷重に達した直後に発生し、荷重は急激に低下した。載荷を継続するとはく離は載荷点付近まで進行し、コンクリートの圧壊により終局に至った。埋込み長が4cmのアンカーを併用した供試体の場合、アンカーを併用していない供試体の鋼板はく離荷重と同等の荷重でアンカー位置より若干内側にはく離が発生した。しかし、荷重は低下せず、アンカーを併用していない供試体のはく離荷重に対して10~20%程度高い荷重に達した時点で鋼板先端のひび割れが発達し、アンカーがかぶりコンクリートごと抜け出した。アンカーの抜け出しに伴って荷重は低下し、コンクリートが圧壊して終局に至った。これらの供試体の場合、鋼板のはく離後に測定されたコンクリートの圧壊荷重は同程度(図-15のNo.5およびNo.6)であり、また、この荷重は無補強RCはりでの圧壊荷重の計算値に近い値であった。計算値を表-13④の()内に示す。

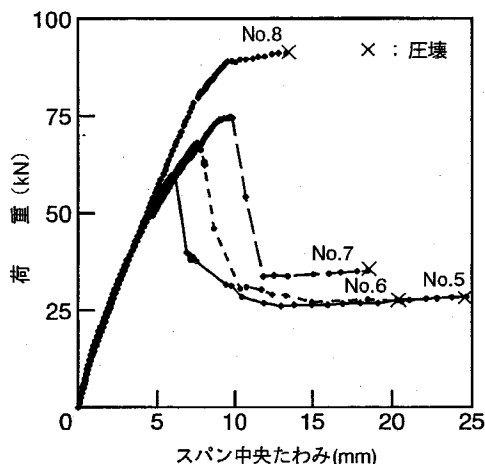


図-15 荷重-スパン中央たわみ関係
(鋼板幅 15cm)

アンカーの埋込み長が11cmの供試体の場合、埋込み長が4cmの供試体と同様、アンカー位置より幾分内側で鋼板のはく離が発生し、荷重は急激に低下した。埋込み長が4cmの供試体でみられたようなアンカーの抜け出しは発生しなかったが、アンカーから鋼板先端までの区間で、鋼板と樹脂層との接着面にずれが生じ、これに伴ってコンクリートが圧壊して終局に至った。圧壊荷重は、アンカーを併用していない場合の約1.3倍であった。実験終了後、鋼板を引きはがしてアンカーボルトを観察したが、ボルトはスパンの内側に向かって若干曲げ変形を生じていた。これより、鋼板の端部でずれが発生したのは、鋼板に設けたアンカー孔(直径20mm)にボルトが接触して水平力に抵抗していたものと考えられる。

ここで、アンカーの有無と鋼板に発生する最大ひずみとの関係を表-13によって比較すると、アンカーを併用していないNo.1およびNo.5では、鋼板の降伏前にはく離が発生した。一方、アンカーを併用したNo.2、No.3およびNo.7では、はく離時に鋼板はほぼ降伏に達していたものと考えられ、アンカーを設けたことによる効果が認められた。

ただし、鋼板幅15cmに対して埋込み長4cmのアンカーを併用したNo.6では、鋼板の降伏前にアンカーの抜け出しが生じ、十分な効果が得られなかった。

鋼板接着長の長いNo.4の場合、通常の曲げ破壊の過程を経て終局に達した。コンクリートの圧壊時においても鋼板先端にひび割れの発生は認められず、鋼板のはく離も生じなかった。No.8は、鋼板の降伏とほぼ同時に片側の鋼板先端にひび割れが発生し、続いてコンクリートが圧壊するという曲げ破壊の形態を示したが、圧壊の直後に、ひび割れが発生しなかったもう一方の鋼板端部ではく離を生じた。なお、

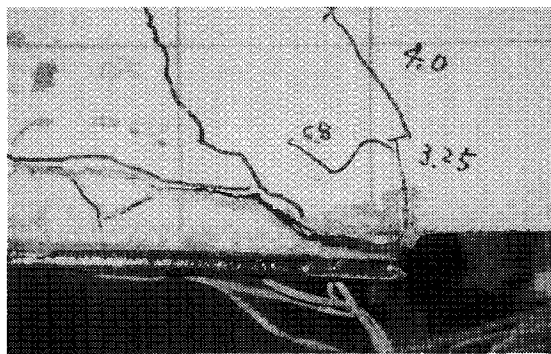


写真-2 鋼板のはく離状況(供試体No.5の場合)

No.4およびNo.8のように曲げ破壊を生じる場合の圧壊荷重は、コンクリート道路橋設計便覧に示されている、コンクリート部材の破壊抵抗曲げモーメントの算出方法⁹⁾に基づいて提案した曲げ耐荷力算定法¹⁰⁾を用いて比較的精度良く推定できる(表-13の④)。

次に、はく離荷重の実測値と計算値とを比較する。式(8)により求めた計算値を③に、式(9)により求めた計算値を③'に示す。それぞれについて実測値と計算値との比を示した。基準となるアンカーを併用していないNo.1、No.5およびNo.8の各供試体で比を比較すると、 σ_{p0} を全断面有効で求めた場合(式(8)を使用した場合)、比は0.65~0.8であった。これに対し、 σ_{p0} を引張側無視で求めた結果(式(9)を使用した場合)で比較すると、接着幅が7.5cmの場合には約1.6、接着幅が供試体幅と等しい15cmの場合には約1.0であった。この比は、接着長を15cmとした両引き供試体において、鋼板の接着幅が供試体幅の1/2である5cm、あるいは供試体幅と等しい10cmとした場合に、鋼板がはく離する時点で、鋼板先端に発生した接着面に対して垂直方向の応力度の最大値 $\sigma_{y_{max}}$ とコンクリートの引張強度 f_t との比 $\sigma_{y_{max}}/f_t$ にほぼ等しかった。

このように、 σ_{p0} を引張側無視で求めた場合、はり供試体における鋼板のはく離現象と両引き供試体における鋼板のはく離現象との間には同様の傾向が認められたことから、この比を補正係数として乗じた f_t を用いることで、式(9)により鋼板のはく離荷重を算出できるものと考えられる。ただし、実際に構造物を補強する場合には、鋼板の接着幅が広くなることから、コンクリート幅と鋼板幅とが等しい場合の比1.0を用いるのが適当と思われる。

4. 補強設計法に関する提案

これまでの検討結果に基づき、鋼板接着によるコン

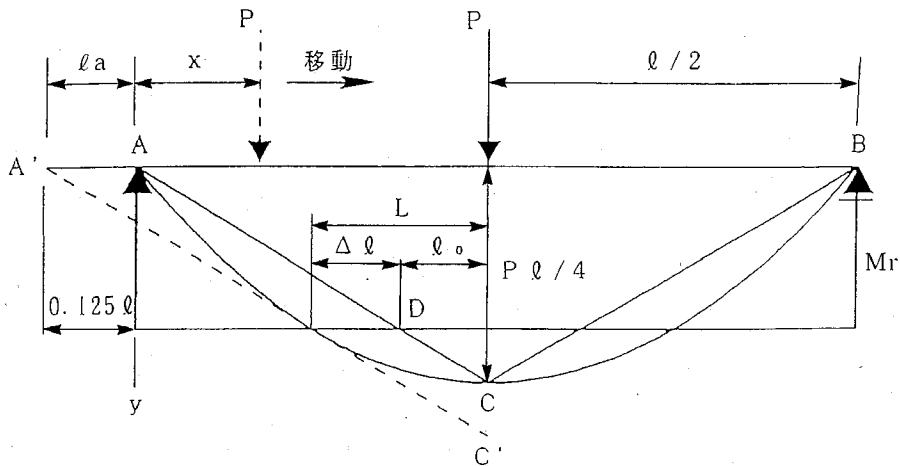


図-16 鋼板接着長の考え方

クリート部材の補強設計に関して以下の提案を行う。

(1) 鋼板接着長の算定法

a) 図-16において、単純ばり上の中央に所定の外力Pが作用した場合、ACBのような三角形分布を示す曲げモーメントに対し、断面内の鋼材量が不足している範囲(M_r を超過する範囲)が l' として与えられる。ここで、 l' と式(7)より求まる定着長 l_p とを比較し、大きい方を l とする。なぜなら、式(7)はACBのような三角形分布の曲げモーメントに対して鋼板の定着長を与えているからである。このとき、式(7)中のコンクリートの引張強度には、前述の $f_t = 0.23 \cdot f_c'^{2/3}$ より求まる f_t をコンクリートの材料安全係数1.3で除した値を用いるものとする。図-16では、 l' が l_0 よりも大きい場合について例示している。なお、床版のように疲労の影響がある部材に式(7)を適用する場合には、疲労を考慮したコンクリートの引張強度を用いるものとする。

b) ところで、単純ばり上をPが移動する場合を考えると、最大曲げモーメントは図の2次曲線ACBのような分布となる。従って、D点より支点寄りでは Δl の範囲で補強不足となる領域が発生するため、 Δl だけ補強範囲を割り増す必要がある。しかし、 Δl の大きさはスパン位置により変化し、これをそのつど考慮するのは実用的ではない。

そこで、曲線ACBに接し、直線ACに平行な直線A'C'がx軸と交わる点A'を求め、AA'間の距離 l_a を Δl として付加する。このとき、 l_a は直線A'C'の式より、スパン長 l を用いて $l_a = 0.125 l$ と与えられる。

従って、補強上必要な鋼板接着長は、

$$L = l_0 + \Delta l = l_0 + 0.125 l \quad (10)$$

ただし、 l_0 は l' と l_p のうちいずれか大きい値を用いる。

c) 補強上必要な鋼板接着長Lにモーメントシフトを考慮して断面の有効高さdを加えた長さを設計上の鋼板接着長 l_d とする。

以上より、設計上の鋼板接着長 l_d は次式で与えられる。

$$l_d = L + d \quad (11)$$

d) 引き続き、鋼板の先端位置で以下の2点について検討を行う。

I) 鋼板の先端位置におけるコンクリート部材断面のせん断耐力は、所定の外力に対して十分に安全である。

II) 鋼板の先端位置において、部材断面内の既設鉄筋は、所定の外力が作用した時に降伏しない。

もし、I)が満足されない場合には端部をハンチまで延長するか、別途補強方法を検討する。II)が満足されない場合には既設鉄筋が降伏に対して安全となる断面まで鋼板を延長して接着する。

なお、等分布荷重が作用する場合については、曲げモーメント分布が2次曲線となることから、同様に鋼板の接着長を算定することができる。

(2) 機械的定着の併用

アンカーの埋込み長が4cmの供試体の場合、アンカーを併用していない供試体に比べて、はく離荷重は10~20%程度向上したが、最終的にはアンカーボルトがかぶりコンクリートごと抜け出して破壊した。これに対し、埋込み長が11cmの供試体では、はく離時にアンカーから鋼板先端までの区間でずれを生じたものの、アンカーを併用していない供試体でのコンクリート圧壊荷重の1.3倍程度の荷重を維持

したまま終局に至った。また、はく離時において、鋼板はほぼ降伏点応力度に達していた。これより、鋼板端部に埋込み長の深いアンカーを設けることは、アンカーボルトが抜け出すといった致命的な破壊を防ぐとともに、鋼板の強度を十分に発揮させるうえで効果的であると言える。ただし、ずれを防止し、アンカーの効果を上向きさせるためには、アンカー孔とボルトとの間に隙間が生じないようにする工夫が必要であり、これについては今後検討を行いたい。

5. 結論

今回行った鋼板接着部に対する線形FEM解析および実験的検討の結果、以下の結論が得られた。

(1) 両引き供試体に対する2次元モデルを用いた線形FEM解析の結果、鋼板先端付近には接着面に対して垂直方向の引張応力度が存在し、その値は鋼板先端で最大となることが確認された。鋼板はく離時における最大値は鋼板幅や接着長にかかわらずコンクリートの引張強度と同程度かこれを上回っていることから、今回の実験に用いた両引き供試体の鋼板はく離は、鋼板先端に発生する接着面に対して垂直方向の引張応力度の最大値が、コンクリートの引張強度を超えたことにより発生したものと考えられる。ただし、コンクリートの引張強度は $f_t = 0.23 \cdot f_c'^{2/3}$ により算出した。

(2) 同様の解析をより部材の鋼板接着部にも適用して検討を行った結果、鋼板定着長の算定式として式(7)を提案した。

(3) 解析的検討および実験による確認に基づいて、鋼板接着によるコンクリート部材の補強設計に関して提案を行った。これにより、鋼板接着長の合理的な算定が可能になったものとする。

参考文献

- 1) 太田 実, 相沢 勇, 百田国広, 中村登喜雄: 鋼板接着による鉄筋コンクリート床版補強に関する実験, 建設省土木研究所, 土木研究所資料, 第681号, 1971年4月.
- 2) 石谷藤次郎, 松貝 勇, 細田和夫: 鉄筋コンクリート床版の補強方法に関する試験-鋼板接着工法の検討-, 日本道路公団試験所報告(昭和49年度), pp.150-156, 1975年12月.
- 3) 飯岡 豊, 松貝 勇: 鉄筋コンクリート床版の補強方法に関する試験-鋼板接着工法の検討(その2)-, 日本道路公団試験所報告(昭和50年度), pp.142-154, 1976年11月.
- 4) 飯岡 豊, 松貝 勇, 細田和夫: 鉄筋コンクリート床版の補強方法に関する試験-鋼板接着工法の検討(その3)-, 日本道路公団試験所報告(昭和51年度), pp.143-151, 1977年12月.
- 5) 佐野 正, 三浦 尚, 小俣富士夫: 鋼板接着により補強された鉄筋コンクリート梁の曲げ性状, 構造工学論文集, Vol.39A, pp.1361-1370, 1993.3.
- 6) 佐野 正, 三浦 尚, 小俣富士夫: RC部材引張縁に接着された鋼板のはく離現象に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.16, No.1, pp.1019-1024, 1994.
- 7) 岡田 清, 六車 熙: コンクリート工学ハンドブック, 朝倉書店, pp.403-407, 1981.
- 8) 土木学会: コンクリート標準示方書[平成3年版]設計編, pp.18.
- 9) (社)日本道路協会: コンクリート道路橋設計便覧, pp.93-99, 1994年2月.
- 10) 佐野 正, 三浦 尚, 小俣富士夫: 鋼板接着により補強されたRCおよびPCはりの曲げ耐力算定法, 土木学会第49回年次学術講演会, pp.664-665, 1994年9月.
(1995. 12. 5受付)

A STUDY ON A DESIGN METHOD FOR STRENGTHENING CONCRETE

MEMBERS BY STEEL - PLATE - BONDING

Masashi SANO and Takashi MIURA

The plate separating phenomenon has been clarified through both - end pull tests and stress analysis of the bonded - part by the linear Finite Element Method(FEM). As a results of same analysis on the steel plate - bonded part of beam members, a formula for calculating the plate anchoring length and plate separating load is proposed. The propriety of the formula for calculating the separating load has been verified through flexural loading tests on RC beam specimens strengthened on the basis of the proposed calculation formula. Based on the results of study, proposals are made on the strengthening design of concrete members by steel - plate - bonding.