

深層混合固結体の補強工法の開発 (その1)

——鉄筋により補強した固結体の曲げ耐力——

西林清茂 松尾龍之
細谷芳巳 梅津喜美夫

Study on Reinforcement of Soil Cement Column (Part 1)

——Bending Capacity of Reinforced Beam with Steel Bar——

Kiyoshige Nishibayashi Tatsuyuki Matsuo
Yoshimi Hosoya Kimio Umetsu

Abstract

Bending tests of beams were carried out using reinforced soil cement beams with various strengths of treated soil and volumes of steel bars for the purpose of examining the bending capacities of soil cement columns reinforced with steel bars, and application of the calculation technique for reinforced concrete (RC) to calculate the capacities of reinforced soil cement beams was tried. As a result, it was confirmed that the capacity of a beam is increased by reinforcement with steel bars, and notwithstanding the quite low strength of treated soil ($q_u \approx 5 \sim 25 \text{ kgf/m}^2$) compared with the strength of concrete, the capacity was roughly grasped with the calculation technique for RC. However, the condition of cracking and the form of breaking are very different from those of RC. It is necessary to pay attention to these properties if the calculation technique of RC is to be applied to calculation of the capacity of a reinforced soil cement beam.

概 要

鉄筋により補強した混合固結体の曲げ耐力を調べるために、固結土の強度・鉄筋量を変化要因とした補強固結体を用いて梁の曲げ載荷試験を実施し、鉄筋コンクリート計算手法の適用を試みた。その結果、固結体の曲げ耐力は、鉄筋補強することによって増大することが確認され、また固結土の強度が $q_u \approx 5 \sim 25 \text{ kgf/cm}^2$ とコンクリートに比べて、極めて低いにも拘らず、鉄筋コンクリートの計算手法を用いて概略把握できることがわかった。しかしながら、ひび割れ状況や破壊形態などに鉄筋コンクリートと大きく相違する点も認められた。鉄筋コンクリートの計算手法を適用するには、このような補強固結体の特性に十分留意する必要がある。

1. まえがき

軟弱地盤にセメントミルクを注入・攪拌して造成される深層混合固結体は、従来の地盤改良には見られないほどの高強度を有することから、現在、すべり防止・支持力増加・沈下防止、さらには土留め・変形遮断といった広範囲な用途に利用されている。

しかしながら、造成された混合固結体は強度のレベルは異なるが、コンクリートと同様に、圧縮抵抗に比べて曲げ引張り抵抗は極めて小さい。このような深層混合固

結体が土留め壁などに用いられる時、混合固結体は、土留め壁としては小さい抵抗モーメントしか発揮できない。そこで、この混合固結体の曲げ抵抗を改善するために、H鋼や異形鉄筋などの引張材を挿入することが考えられる。

ここでは、この引張補強材として異形鉄筋を用い、鉄筋コンクリート (Reinforced Concrete 以下 RC と略す) 計算手法に基づいて、固結体の強度・鉄筋量などを変化要因とした梁供試体を作製し、これらの曲げ載荷試験を実施することにより、鉄筋による補強効果について検討

供試体種別	(注) 記号	供試体断面				備考			
		b × d	一軸圧縮強度	鉄筋量 A_s (A_s/bd)	釣合鉄筋量 A_{sb} (A_{sb}/bd)				
Ⓐ	5 0.8	14 × 10	5.3	0.146 (D3 2本) (1.04×10^{-3})	0.183 cm^2 (1.31×10^{-3})	小型梁			
Ⓑ	14 0.6	7 × 10	14.4	0.235 (3.36×10^{-3})	0.394 (5.63×10^{-3})				
Ⓒ	24 0.6						0.218 (D3 3本) (3.11×10^{-3})	0.55	
Ⓓ	24 1.1						0.437 (D3 6本) (6.24×10^{-3})		1.11
Ⓔ	24 1.8						0.728 (D3 10本) (0.0104)		
Ⓕ	208 0.9	5 × 8	208.0	0.596 (D6 2本) (0.0149)	0.688 (0.0172)	(RC例)			
Ⓖ	24 0.8	15 × 15	23.9	0.7133 (D10 1本) (3.17×10^{-3})	0.862 (3.83×10^{-3})	中型梁			
Ⓗ	25 0.9	25 × 25	25.3	2.14 (D10 3本) (3.42×10^{-3})	2.42 (3.88×10^{-3})	0.88			
Ⓘ	25 0.8			1.986 (D16 1本) (3.18×10^{-3})	2.52 (4.03×10^{-3})		0.79		

(注) 記号は、(一軸圧縮強度) = (A_s/A_{sb}) を表わす。

表一 供試体の種類

した。また、合わせて RC における曲げ耐力計算手法の適用性について検討した。

2. 試験方法

2.1. 試験条件

実験に用いた供試体は、表一 および図一 に示すように、固結土の強度・鉄筋の種類・鉄筋量・供試体寸法の異なる計 9 種類である。

このうち、Ⓐ～Ⓔの小型梁は、固結土の強度の相違・鉄筋量の相違・RC 梁との比較を意図したものである。なお、この小型梁には供試体の形状を考慮して、小径異形鉄筋の D3, D6 を用いている。

一方、中型・大型梁は、普通径である D10, D16 の異形鉄筋で補強している。供試体は、各種類 2 体ずつとしたが、大型梁については、鉄筋量を等しくして周長を変えた D10-3 本のもの(Ⓗ)と D16-1 本のもの(Ⓘ)をそれぞれ 1 体ずつとした。

固結土は、埼玉県戸田産の試料を調整した粘性土(砂: 36.5%, シルト: 45.5%, 粘土: 18.0%, 初期含水比: $w_0=80\%$) に所定量のセメントを添加混合したもので、4 週経過時における一軸圧縮強度は $q_u \approx 5 \sim 25 \text{ kgf/cm}^2$ である。また、RC 梁に用いたモルタルは、利根川産川砂 ($G_s=2.798$, 均等係数: $U_c=2.9$, 10% 粒径: 0.21 mm) に所定量の水・セメントを加えて作製したもので、4 週圧縮強度 σ_{cf} は 208 kgf/cm^2 である。表一は、これらの試験に用いた固結体の一軸圧縮強度 $q_u \cdot \sigma_{cf}$ 、破壊ひずみ ϵ_f および変形係数 E_{50} をまとめたものである。

また、使用した鉄筋は先に示したように 4 種類の異形鉄筋 (D3, 6, 10, 16) である。表一にこれらの引張試験結果を示す。なお、

供試体種別	一軸圧縮強度 $q_u \cdot \sigma_{cf}$	破壊ひずみ $\epsilon_f \cdot \epsilon_{cf}$	変形係数 E_{50}, E_{c50}
Ⓐ	5.3 kgf/cm^2	1.22 %	1,445 kgf/cm^2
Ⓑ	14.4	0.65	4,521
ⒸⒹⒺ	24.2	0.64	7,665
Ⓕ	208.0	0.22	2.28×10^5
Ⓖ	23.9	0.63	6,667
ⒽⒾ	25.3	0.60	7,870

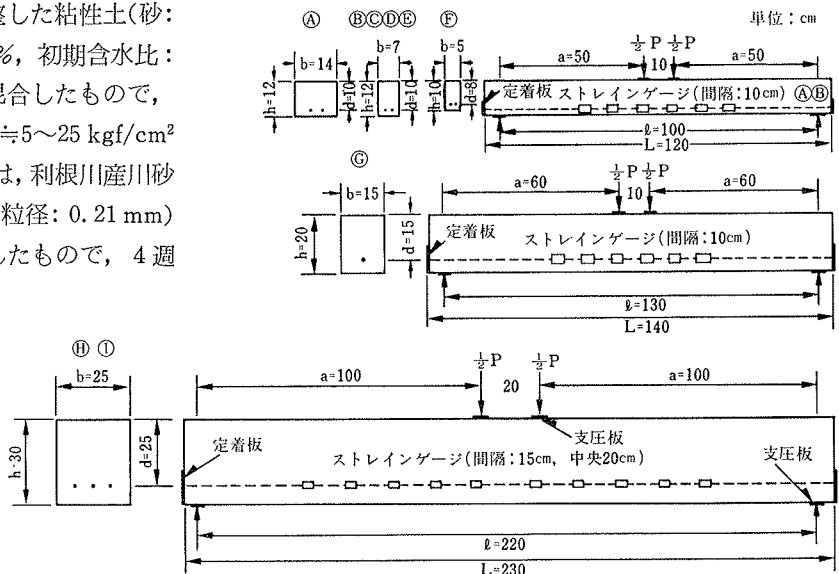
表二 固結体の種類と強度・変形特性

呼名	公称径	公称断面積 A_s	降伏強度 σ_{sy}	ヤング係数 E_s
D3	0.304 cm	0.0728 cm^2	2,720 kgf/cm^2	$2.00 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$
D6	0.616	0.2981	4,910	2.08×10^6
D10	0.953	0.7133	3,740	1.93×10^6
D16	1.59	1.986	3,840	1.87×10^6

表三 鉄筋の種類と強度・変形特性

D3 については、明確に降伏点があらわれなかったため残留ひずみ 0.2% に対する応力を降伏強度としている。これらの鉄筋には、載荷中、鉄筋の引き抜けが生じないよう図一 に示すように端部に定着板(鉄板)を取り付けてある。

供試体の断面寸法 ($b \times d$) および鉄筋量 A_s は、上記の固結体強度および鉄筋降伏強度をもとに RC 計算手法により求められる釣合い鉄筋量 A_{sb} 以下 ($A_s/A_{sb} < 1$) となるよう表一 に示すように試設計した。しかし、小型梁の $q_u \approx 24 \text{ kgf/cm}^2$ のものについては、 A_s の影響をみるために $A_s/A_{sb} < 1$ (Ⓒ) の他に、 $A_s \approx A_{sb}$ (Ⓓ), $A_s/A_{sb} > 1$ (Ⓔ) も加えている。また、供試体長さについては、曲げ破壊が卓越するよう図一 のようにせん断スパン長 a を $a \approx 5d \sim 6d$ と十分長くしている。なお、小型梁のⒶ



図一 供試体の種類と鉄筋の配置

⑩および中型・大型梁には、図-1のように、鉄筋ひずみを測定するために鉄筋にストレインゲージを貼付した。

2.2. 試験方法

実験は、2点荷重の曲げ試験とし、荷重重と梁中央のたわみ量を測定した。また、ゲージを取り付けたものでは、荷重中の鉄筋ひずみも測定した。なお、供試体と各支点の間には、鉄板(幅×厚さ 30×2 mm: 小型・中型梁, 40×5 mm: 大型梁)を敷いて支圧による局所的な変形の増大を防いだ。

3. RC の終局抵抗モーメント計算方法

ACI 規準では、曲げを受ける RC 梁について、圧縮側のコンクリート縁ひずみが仮定した縁ひずみ ϵ_{cu} に達した時、同時に引張鉄筋が降伏するような鉄筋量(釣合い鉄筋量: A_{sb})に対し、応力分布を図-2に示すような諸係数を用いて長方形ブロックに置き換えている¹⁾。終局抵抗モーメント M_u の計算は、このストレスブロックをもとに次のように行なっている。(以後このストレスブロックを用いた計算を RC 計算と呼ぶ)

(i) A_s が A_{sb} より少ない場合 ($A_s/A_{sb} < 1$):

$$M_u = A_s \cdot \sigma_{sy} (d - 0.425x), x = \frac{A_s}{A_{sb}} \cdot x_b \dots\dots(1)$$

(ii) A_s が A_{sb} より多い場合 ($A_s/A_{sb} > 1$):

$$M_u = 0.723 \sigma_{cf} \cdot x \cdot b (d - 0.425x),$$

(1) 曲げを受ける RC 梁

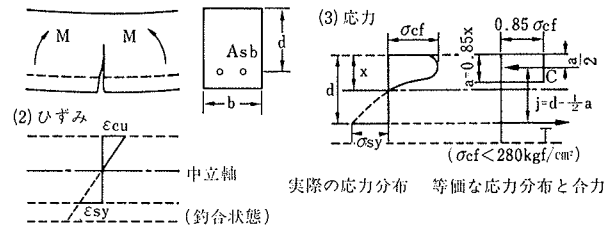


図-2 ACI 規準のストレスブロック¹⁾

$$x = \frac{-\epsilon_{cu} E_s A_s + \sqrt{(\epsilon_{cu} E_s A_s)^2 + 2.892 \sigma_{cf} \epsilon_{cu} E_s A_s b d}}{1.446 \sigma_{cf}} \dots\dots(2)$$

ただし,

$$A_{sb} = 0.723 \left(\frac{\sigma_{cf}}{\sigma_{sy}} \right) x_b \cdot b, x_b = \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \left(\frac{\sigma_{sy}}{E_s} \right)} \cdot d$$

ここに、 x : A_s の大小によって補正される中立軸の位置, x_b : 釣合い状態の中立軸位置, σ_{cf} : コンクリートの圧縮強度, ϵ_{cu} : 終局時のコンクリート縁ひずみ(通常 $\epsilon_{cu} = 0.003$, 破壊ひずみ ϵ_f の約1.5倍: $\epsilon_{cu} \doteq 1.5 \epsilon_f$ に相当), σ_{sy} : 鉄筋の降伏強度, E_s : 鉄筋のヤング係数。

4. 試験結果と考察

混合固結土の強度変形特性は、コンクリートに比べると表-2から、一軸圧縮強度がコンクリートの約3~12%, 破壊ひずみが約3~6倍, また変形係数が約1~4%と著しく異なるため、RCの計算手法がそのまま流用できるか、現時点では不明である。そこで、RC計算手法の適用性を調べるために、前述の算定式(1), (2)に、固結土の強度変形特性(表-2)および鉄筋の強度変形特性(表-3)を代入し、補強固結体の M_u を計算した。表-4は、試験結果とこの計算結果の一覧である。

4.1. 鉄筋による固結体の補強効果

4.1.1. 固結体強度の影響 図-3は、 A_s/A_{sb} が0.6~0.8のものについて、一軸圧縮強度が $q_u \doteq 5 \text{ kgf/cm}^2$ (A), 14 kgf/cm^2 (B), 24 kgf/cm^2 (C)の小型梁の荷重 P とたわみ量 δ の関係を示したものである。

この図によると、一軸圧縮強度が $q_u \doteq 5 \text{ kgf/cm}^2$ 程度でも、初期ひび割れ発生後も荷重は増加し、鉄筋による補強効果が大きくあらわれているのがわかる。また、当然のことながら q_u が大きくなれば、耐荷重 P_u や初期ひび割れ荷重 P_c も大きな値を示している。

供試体	記号	耐 荷 重					終局抵抗モーメント			鉄筋(終局)		
		ひび割れ Pe	たわみ δc	終 局 Pu	たわみ δu	実 測 Mu	計 算 Mu	Mu/Mcal	ひずみ εs	応力 σs	ひずみ εs	応力 σs
④-1	5-0.8	30	0.8	117	22.5	3,350	2,727	1.27	0.62	2,820		
④-2		31	0.8	112	26.4	3,225		1.22	0.76	2,890		
⑥-1	14-0.6	67	1.4	139	19.0	3,690	3,059	1.18	1.08	3,010		
⑥-2		54	1.0	129	15.6	3,440		1.13	0.59	2,810		
⑧-1	24-0.6	77	0.8	208	14.9	5,412	4,719	1.15	—	—		
⑧-2		—	—	—	—	—		—	—	—	—	
⑩-1	24-1.1	112	1.2	294	10.0	7,577	6,761	1.12	—	—		
⑩-2		110	1.0	299	9.2	7,707		1.14	—	—		
⑪-1	24-1.8	138	1.2	282	3.8	7,280	6,876	1.06	—	—		
⑪-2		120	1.2	278	4.2	7,180		1.04	—	—		
⑫-1	208-0.9	180	0.7	717	7.3	18,081	18,593	0.97	—	—		
⑫-2		225	0.6	762	8.1	19,206		1.03	—	—		
⑬-1	24-0.8	360	1.7	695	9.0	21,940	28,402	0.77	0.12	2,400		
⑬-2		308	0.9	776	10.2	24,370		0.86	0.14	2,800		
⑭	25-0.9	673	1.1	2,207	12.3	117,937	139,463	0.85	0.13	2,500		
⑮	25-0.8	515	0.9	1,903	9.9	102,737	138,816	0.74	0.11	1,990		

(注) C-2 供試体は養生中にクラックが生じたため実施せず。なお、実測値 M_u は供試体の自重 ($\gamma = 1.67 \text{ g/cm}^3$) を考慮している。

表-4 試験結果および計算結果一覧

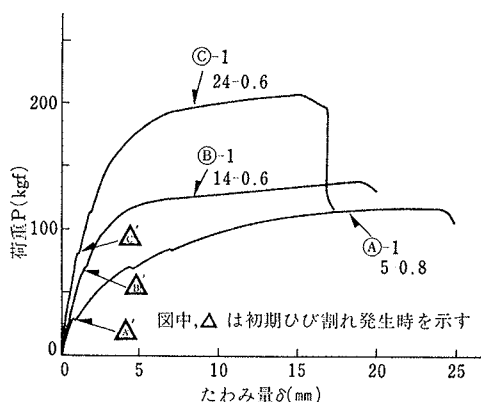


図-3 P- δ 関係 (q_u の影響)

4.1.2. 鉄筋量の影響 図-4は、鉄筋量 A_s を変えた小型梁 (C, D, E) の荷重 P とたわみ量 δ の関係を示したものである。

この図から、補強体の耐荷重は A_s が大きくなると増大する (C→D) が、 A_s が釣合い鉄筋量 A_{sb} より大きくなっても耐荷重は増大しない (D→E)。また、 $A_s < A_{sb}$ になると延性的な挙動をしており、 A_s が増大すると剛性が高まっている。このような形状は、RC の場合にも見られる同様な傾向である。

また、初期ひび割れ荷重 P_c は、鉄筋の増大に伴って大きくなっている。一方、表-4の大型梁の P_c を見ると、 A_s が同じでも D10-3本配置した⑥は $P_c=673$ kgf、D16-1本配置した①は $P_c=515$ kgf と⑥の方が3割ほど高くなっている。このことから、鉄筋本数を増やして周長を大きくすることは、ひび割れ発生の防止につながると思われる。

4.1.3. ひび割れ状況 図-5は、各種の供試体について終局時のひび割れ状況を示したものである。図中のひび割れに示した数字はひび割れ発生した順序を示す。

この図に示すように、補強混合固結体のひび割れはまず荷重点付近の下部に1~2本発生し、その後、このひび割れの両側に1~2本発生する。そして、このひび割れは荷重の進行に伴って次第に荷重点に向かっていく。また、初期ひび割れが発生したあと、荷重点の間の圧縮領域には縦じわが荷重の増加に伴って無数にあらわれるのが観察された。一方、RC 梁の場合 (E) には、多数の小さなひび割れが供試体の下部に広範囲にわたって発生し、また混合固結体のような圧縮領域における明瞭な縦じわは観察されず、両者に大きな相違が認められた。

4.2. RC 手法による計算値 (M_{cal}) と実測値 (M_u) の比較

図-6は、RC 計算による終局抵抗モーメント (M_{cal}) と実測の終局抵抗モーメント (M_u) を比較したものである。

この図によると、補強混合固結体の終局抵抗モーメン

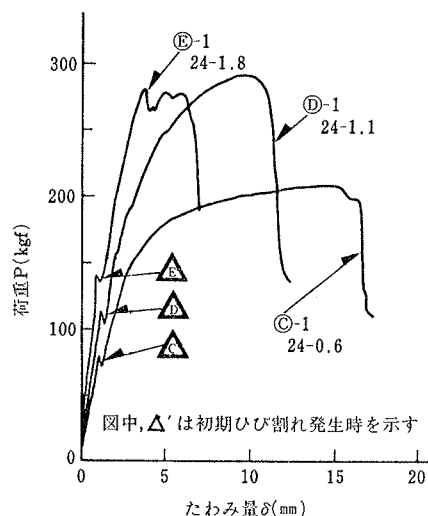


図-4 P- δ 関係 (A_s の影響)

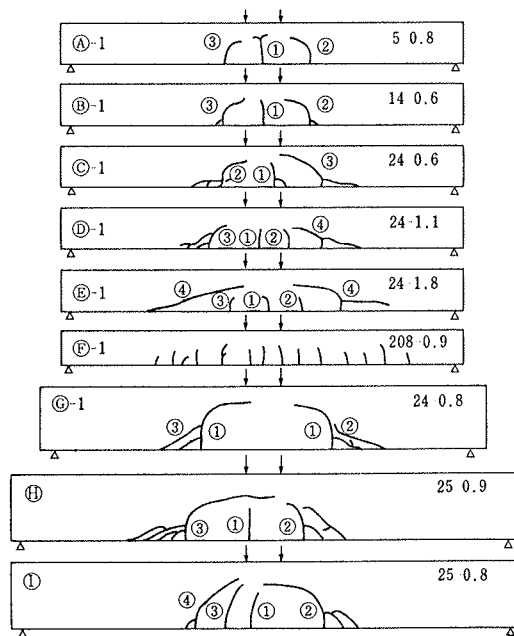


図-5 ひび割れ状況

トは、固結強度・鉄筋量・供試体寸法が変化しても RC の計算により概略把握できることがわかる。しかしながら、RC 梁の場合 (E) は、実測値と計算値はほぼ一致しているが、補強固結体においては A~D の小型梁では計算値より大きく、C~D の中型・大型梁では計算値より小さくなっており、全体的に実測値と計算値は ±10~30% の相違がある。

このような相違は、次のような鉄筋の応力状態にも見られる。すなわち、小型梁では表-4に示すように発生ひずみが $\epsilon_s \approx 0.59 \sim 1.08\%$ と大きく、鉄筋の引張試験から対応する応力を求めると $\sigma_s \approx 2,800 \sim 3,000$ kgf/cm² と耐力計算に用いた降伏強度 ($\sigma_y \approx 2,700$ kgf/cm²) 以上

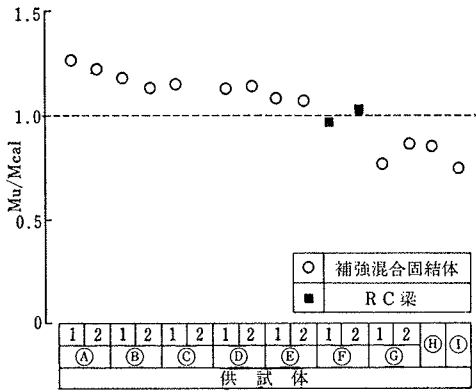


図-6 計算値 (M_{cal}) と実測値 (M_u) の比較

の応力が生じている。一方、中型・大型梁の場合には、発生ひずみは $\epsilon_s \approx 0.11 \sim 0.14\%$ と小さく、対応する応力も $\sigma_s = 2,000 \sim 2,800 \text{ kgf/cm}^2$ と降伏強度 ($\sigma_y \approx 3,700 \sim 3,800 \text{ kgf/cm}^2$) 以下の応力となっている。従って、補強体の耐力は固結体の圧壊によって決っており、RC の計算による鉄筋降伏の破壊形態と大きく相違している。

また、実測値 M_u と計算値 M_{cal} の相違は、次のような梁断面の計算値にも見られる。すなわち、図-7は、断面の圧縮合力 C と引張合力 T の腕の長さ（偶力間距離：図-2(3)の j ）について、RC の計算から求めたもの (j_{cal}) と実測の T および M_u から求めたもの (j) を比較した図である。この図から、実測値より求めた j は計算値 j_{cal} より1割から4割ほど大きくなっており、補強混合固結体の圧縮合力の作用点はRCの計算による位置よりも圧縮側にあることがわかる。また、このことから、補強固結体の中立軸位置もRCの場合より圧縮側にあることがうかがえる。この中立軸を実際に測定するのは難しいが、ひび割れ深さをその目安にすることは可能であろう。そこで、図-8は、RCの計算により求めた中立軸位置 x_{cal} とひび割れ深さの位置 x を比較したものである。この図によると、RC梁(⑩)のひび割れ深さの位置は計算値とほぼ同じような値になっているが、補強固結体の場合には計算値の約5~7割の範囲に分布しており、中立軸がRCの場合より圧縮側にあることがうかがえる。このように、補強混合固結体の場合にはRCの場合と異なる偶力間距離や中立軸をもつと考えられるが、この偶力間距離や中立軸は、3章で述べたようにストレスブロックの形状にかかわっている。従って、今回はこのストレスブロックにRCで常用されているACI規準のものを用いたが、補強混合固結体の場合には、混合固結土の特性を考慮したストレスブロックを用いることも必

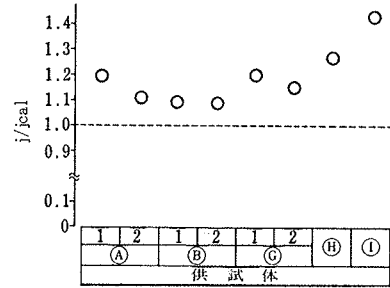


図-7 計算による偶力間距離 (j_{cal}) と実験値 (j) の比較

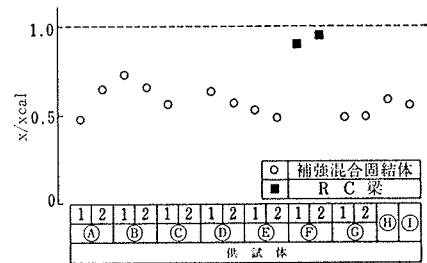


図-8 中立軸の計算値 (x_{cal}) とひび割れ深さ (x) の比較

要と考えられる。

以上のように、補強混合固結体の曲げ耐力はRCの計算により概略把握できるものの、破壊形態や梁断面の合力の腕の長さなどにRCの場合と相違する点が認められる。従って、補強混合固結体の曲げ耐力にRCの計算手法を適用するには、このような相違点に十分留意する必要があると考えられる。

5. あとがき

混合固結土の強度・鉄筋量・鉄筋の種類および供試体寸法を種々変えた補強混合固結体の曲げ載荷試験の結果、鉄筋により補強した混合固結土は、圧縮強度が $q_u \approx 5 \text{ kgf/cm}^2$ 程度でも大きな補強効果を示し、その耐力はRC手法により概略把握できることがわかった。しかしながら、ひび割れ状況や破壊形態などにRCと相違する点も認められた。従って、RCの計算手法を適用するには、このような相違点に十分留意する必要があると考えられる。今後は、このような特性を持つ補強混合固結体の曲げ耐力や破壊挙動について、さらに詳細に調べていきたい。

参考文献

- 1) 小阪, 森田: 鉄筋コンクリート構造, 丸善(株), (1975), p. 127