

ひびわれ制御を施したRC矩形梁のモーメント-曲率の関係について

東北大学 正 尾坂芳夫
東北大学 学 高橋直正
○東北大学 学 藤内 昭

1. まえがき

鉄筋コンクリート構造物の限界状態設計法の確立のためには、部材の回転限界およびひび割れ進展に伴う曲げ剛性低下について明らかにしておく必要はない。このため、コンクリート圧縮強度、主鉄筋比、供試体寸法等、様々の変動要因について部材断面のモーメントと曲率の関係が実験的に数多く求められてきている。

本実験は、複鉄筋断面の鉄筋コンクリート矩形梁に最大ひび割れ間隔、最小ひび割れ間隔でひび割れ制御を施し、M- θ 関係、靱性、剛性低下におよぼす影響を実験的に明らかにすることと目的としたものである。

2. 実験概要

(1) コンクリートおよび鉄筋

実験に使用したコンクリートの配合を表-1に示す。
載荷実験時(材令約2週間)のコンクリート圧縮強度は、表-2に記してある。軸方向主鉄筋は、D16・D22ともSD35を使用した。

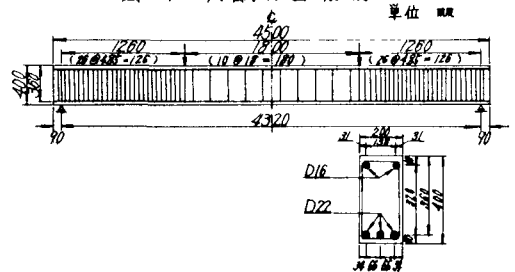
表-1 配合表

粗骨材最大寸法 (mm)	SLUMP (mm)	air (%)	W/C (%)	S/a (%)	単位量 (kg/m ³)			
					W	C	G	S
20	10	1.5	49	40	188	384	1073	710

(2) 供試体

供試体は複鉄筋断面、断面寸法は20×40cm、有効高さは36cm、スパンは432cmとした。曲げ区間には、それぞれ最大ひび割れ間隔 $l_{max}=15$ cm、最小ひび割れ間隔 $l_{min}=7.5$ cmの間隔に高さ1.5cmのノッチを施してひび割れ制御を行った。なお、ひび割れの定常状態に達した後の最大ひび割れ間隔 l_{max} の算定式としては、 $l_{max}=5.4t$ 、ただし $e_s/t > 2.5$ の場合は、 $l_{max}=3.72t(1+0.18e_s/t)$ を参考にした。ここで、 t =かぶり e_s =主鉄筋配間隔である。なお、A-3、B-3の供試体には、ノッチを設けなかった。配筋の様子を図-1、供試体諸元を表-2に示す。

図-1 供試体配筋例 (A-3ノッチ)



(3) 載荷および測定方法

載荷は、二点対称載荷によって梁に集中荷重をかける。支点条件は、両端ともローラー支承である。

たわみ量の測定は、梁側面にセン断区間で36cm曲げ区間で18cm間隔に測点を設け、電気式変位計によって行う。曲率は、たわみ量から差分を用いて求める。

表-2 供試体諸元

供試体番号	引張主鉄筋		圧縮主鉄筋		p/p	横方向拘束筋				計算抵抗モーメント M_R (kN·m)	計算耐力 R_c (kN)	実験抵抗モーメント M_e (kN·m)	実験耐力 R_e (kN)	ひび割れ制御方式	コンクリート圧縮強度 f_{ck} (N/mm ²)
	使用鉄筋	P(%)	使用鉄筋	P(%)		圧縮鉄筋	スタープ	スタープ	P(%)						
A-1	3D22	1.613	2D16	0.552	0.342	2D16	0.720	0.5-180mm	0.319	1.039	13.34	21.18	21.53	$l_{max}=15.0$ cm	343
A-2	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	14.32	22.73	$l_{min}=7.5$ cm	340
A-3	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	14.00	22.23	無制御	326
B-1	3D22	1.613	2D22	1.075	0.666	2D22	1.390	0.5-180mm	0.321	1.711	13.39	21.25	25.94	$l_{max}=15.0$ cm	308
B-2	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	15.67	24.88	$l_{min}=7.5$ cm	297
B-3	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	15.82	25.11	無制御	296

3. 実験結果および考察

各供試体ともひび割れ発生位置は、ノッチを取り付けたところとほぼ一致し、ひび割れ制御を行っていない供試体A-3、B-3のひび割れ発生状況から判断して、最大ひび割れ間隔 $l_{max}=15\text{ cm}$ 、最小ひび割れ間隔 $l_{min}=7.5\text{ cm}$ はほぼ妥当なものと判断された。

(1) ひび割れ制御と曲率分布

引張主鉄筋降伏時、最大耐力時の梁の軸方向に対する曲率分布の一例を図-2に示す。これより、曲げ区間における各荷重時の曲率分布は一樣であり、引張主鉄筋降伏以前、および、降伏以後の剛性を求めるにあたり、曲げ区間での平均値を用いることとした。

(2) ひび割れ制御とモーメント-曲率の関係

各ひび割れ制御に対するM- φ 関係と、Mを無次元化して表わした一例を図-3である。それととも、初期ひび割れ発生時(図-4・C点)までの剛性を EI_1 、引張主鉄筋降伏時(図-4・Y点)までの剛性を EI_2 、その後最大耐力時(図-4・U点)までの剛性を EI_3 として、剛性低下の状態を示したものが表-3である。これらの結果からは、M- φ 関係に対して当初予期されたようなひび割れ間隔による影響は認められなかった。

初期ひび割れ発生以前の初期剛性 EI_1 の値は、ばらつきが大きくて、實際上平均値を求めることはできなかった。よって、M- φ 関係のモデル化に際しては、引張主鉄筋降伏までの梁の剛性は一定であるとした。すなわち、降伏後の剛性低下は98%程度であった(図-5参照)

(3) ひび割れ制御と靱性について

引張主鉄筋降伏時の曲率 φ_y 、最大耐力時の曲率 φ_u として、曲率から求めた靱性の値を表-4に示す。表より、ひび割れ間隔が小さいほど靱性は大きくなることかわかる。これは、ひび割れ間隔が小さ

ければ、ひび割れは分散され、同一曲率に対する個々のひび割れの伸び量は小さく、その分、中立軸の位置が低くなる。このことより、

最小ひび割れ間隔での供試体の中立軸は、最大ひび割れ間隔のそれよりも遅れて上昇する。よって、最大耐力に致すまでの曲率増加の割合 φ_u/φ_y は、実験結果のようになるのではないかと考えられる。

4. あとがき

本実験では、ひび割れ制御の違いによるM- φ 関係の差異は認められなかった。なお、M- φ 関係をbi-linearでモデル化する場合、断面降伏後の剛性は、初期剛性の2%程度に比べればよいと思われる。

図-2 曲率分布の例(供試体A-1)

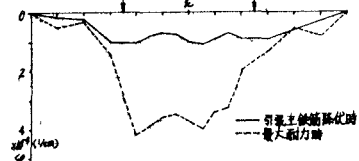


図-3 M- φ 関係の一例

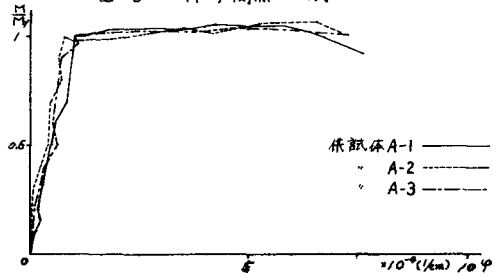


表-3 剛性低下の状態

※()内の数字は EI_2 に対する割合を示す

供試体	剛性	$EI_1 (\times 10^9 \text{ kg-cm}^2)$	$EI_2 (\times 10^9 \text{ kg-cm}^2)$	$EI_3 (\times 10^9 \text{ kg-cm}^2)$
A-1		max = 608.36 min = 9.82	15.33 (1)	0.295 (0.019)
A-2		max = 12.66 min = 2.96	13.58 (1)	0.263 (0.019)
A-3		max = 168.08 min = 7.00	14.06 (1)	0.471 (0.034)
B-1		max = 66.98 min = 8.10	14.89 (1)	0.298 (0.020)
B-2		max = 242.50 min = 7.62	14.03 (1)	0.213 (0.015)
B-3		max = 33.37 min = 14.47	12.71 (1)	0.244 (0.019)

図-4 EI_1, EI_2, EI_3

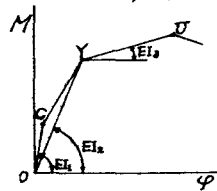


図-5 M- φ のモデル化

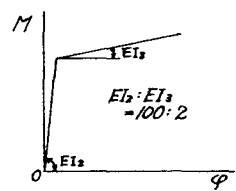


表-4 靱性(%)

※測点①~⑨は曲げ区間の測点

供試体	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	平均値
A-1	4.07	5.24	5.45	4.67	3.61	3.73	3.78	5.11	2.19	4.21
A-2	4.29	6.99	5.43	6.16	1.92	6.83	11.46	3.23	3.93	5.58
A-3	1.63	2.65	5.55	3.42	2.33	3.51	5.76	2.38	1.20	3.16