

国鉄仙台新幹線工事局	正	斎藤啓一
”	正	鶴田博昭
東北大学	正	尾坂芳夫

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、RC部材と構造物の塑性ヒンジ領域での回転限界および曲げびびわれ発生と軸方向主鉄筋降伏に伴う曲げ剛性低下等について明らかにしておかねばならない。

本実験は、このような観点から複鉄筋断面の鉄筋コンクリート矩形梁でコンクリート圧縮強度、軸方向主鉄筋量、横方向拘束筋量、さらにひびわれ間隔と変動要因とし、これらが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し、合理的で簡便な限界状態設計法の確立のための基礎資料を得ることを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（柱令約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。

(2) 供試体

供試体は複鉄筋断面とした。A, B シリーズはひびわれ間隔が $M - \rho$ 関係に及ぼす影響を調べるために梁下面にノッチを設けてコントロールしたものである。C, D シリーズはコンクリート圧縮強度、横方向拘束筋量、軸方向主鉄筋量を変動要因とする供試体である。配筋の様子を図-1、供試体諸元を表-2に示す。

(3) 載荷および測定方法

載荷はたわみ利御とし、二点対称載荷によつ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、A、Bシリーズでは梁側面にセン断区間で36cm、曲げ区間で18cm間隔、C、Dシリーズでは載荷点と梁中央に測点を設け、電気式変位計によつて行なつた。曲率は、たわみ量から差分を用いて求めた。

表—2 供試体諸元及試驗結果

代表 番号	主鉄筋 P (%)	圧縮主鉄筋 P (%)	P/P	横方向拘束筋			ジョイント 圧縮強度 (kg/cm ²)	ひびわれ 制御方式	実効抵抗係数 α (t/cm)		曲率 $\times 10^{-2}$ (1/cm)		荷性 f_u/f_y	剛性低下 の割合 E/E_0
				圧縮鉄筋 P ₁ (%)	SP-7系 P ₂ (%)	P ₁ ・P ₂ (%)			降伏時	終局時	降伏時 f_y	終局時 f_u		
A-1	1.6/3	0.552	0.342	0.720	0.319	1.039	343	$\sigma_{max} = 15.0$ cm	12.73	13.57	0.874	3.699	4.2	2.041
A-2	"	"	"	"	"	"	340	$\sigma_{min} = 7.5$ cm	13.47	14.32	1.040	5.547	5.3	1.456
A-3	"	"	"	"	"	"	326	無制御	13.27	14.01	1.019	3.065	3.0	2.777
B-1	1.6/3	1.075	0.666	1.390	0.326	1.711	308	$\sigma_{max} = 15.0$ cm	13.20	*16.34	*9.823	19.823	21.7	1.149
B-2	"	"	"	"	"	"	297	$\sigma_{min} = 7.5$ cm	13.06	*14.89	*9.969	*2.992	13.4	1.129
B-3	"	"	"	"	"	"	296	無制御	13.35	*15.3	*9.985	*4.256	14.4	1.141
C-1	1.042	1.042	1.000	1.839		1.839	206		2.32	*3.22	*53.960	46.4	0.854	
C-2	"	"	"		1.767	3.606	206		2.34	*3.26	*56.576	50.8	1.318	
C-3	"	"	"			1.839	297		2.36	*2.80	*59.893	50.0	1.194	
C-4	"	"	"		1.767	3.606	297		2.36	*3.08	*42.286	23.1	1.378	
D-1	1.522	1.042	0.682			1.839	187		3.25	3.47	2.800	45.856	16.4	0.440
D-2	2.928	"	0.356			1.839	177		4.97		1.592		1.0	
D-3	1.522	0.682	0.448	4.689	6.528	187			3.55	3.87	2.070	67.010	32.4	0.611

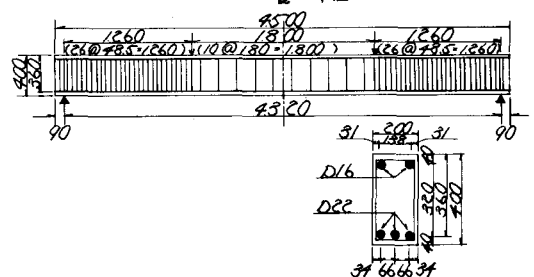
※終局まで測定出来なかったため、最終測定値を終局とした。

表一/ 配合表

粗骨材最大 寸法 (mm)	砂子 寸法 (cm)	重量 (%)	W/ C (%)	S/ Q (%)	单 位 量 (kg/m ³)			
					W	C	G	S
20	10	1.5	55	40	188	342	1184	702
20	10	1.5	49	40	188	384	1157	687

圖一/ 供試體配筋例

(A シリーズ)
単位: mm



3 実験結果および考察

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ほぼ一様であり、引張主鉄筋降伏以前、および、降伏後の剛性を求めるにあたっては曲げ区間での平均値を用いた。

(1) モーメント-曲率の関係に及ぼす諸要因について

M- φ 関係を、Mを無次元化して表わした一例を図-3である。それをもとに、剛性低下の状況を示したものが表-2および図-4である。これらの結果から、

(a)コンクリート圧縮強度の影響は認められない。(図-5)

(b)横方向拘束筋量の剛性低下に及ぼす影響は、ほとんど認められなかった。

(c)引張主鉄筋比の影響については、鉄筋比が小さいほど、剛性低下の割合が大きい。また、つり合い鉄筋比では、降伏荷重に達すると急激に耐力の減少がはじまる。(図-7)

(d)ひびわれ発生間隔の顕著な影響は認められない。初期剛性EIの値はばらつきが大きい。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。また、降伏後の剛性低下は98%程度であった。(図-8)

(2) 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-2に示す。これらの結果から、

(a)横方向拘束筋量の影響については、横方向拘束筋量(圧縮主鉄筋+曲げ区間内スタープ)が多いほど靱性の改善に役立つ。(図-6)

(b)引張主鉄筋比の影響については、鉄筋比が小さいほど靱性は大きい。

(c)ひびわれ発生間隔の影響については、ひびわれ発生間隔が小さいほど靱性はわずかに大きいようである。

図-2 曲率分布の例(供試体A-1)

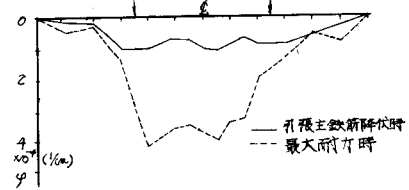


図-3 M- φ 関係の一例

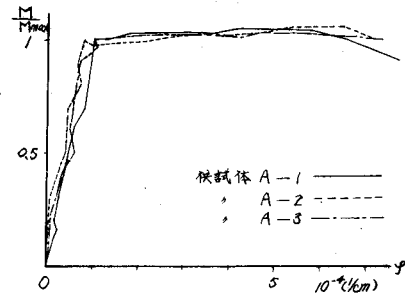


図-4 EI₁, EI₂, EI₃

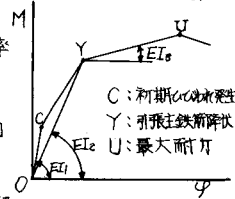


図-8 M- φ のモデル化

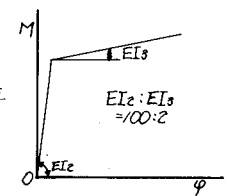


図-5

M_{max}- φ 曲線に及ぼすコンクリート強度の影響

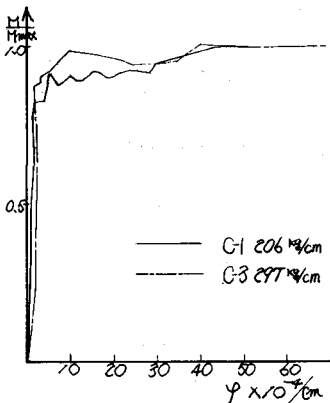


図-6

荷重Rの関数に及ぼす横方向拘束筋の影響

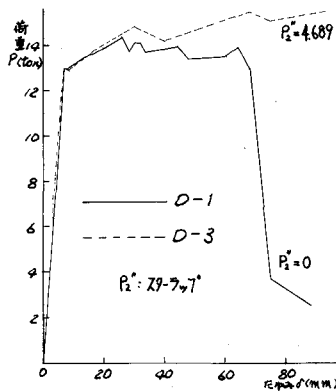


図-7

M_{max}- φ 曲線に及ぼす引張主鉄筋比の影響

