

# P C 緊 張 端 の 研 究

山 田 邦 光\*  
千 葉 哲 雄\*\*  
金 成 貞 男\*\*

## 1. 概 説

この試験は、レオバ工法緊張端の補強に関する実験的研究を目的としたもので、供試体の形状は、断面が正方形の柱体で、中心に緊張側定着部シースが入るだけの直径 135 mm の貫通穴があるものを使用した。なお、高さは断面辺長の 3 倍とした。

供試体の種類は、形状により 4 種類、補強鉄筋の量を変化させたものが無筋のものを含めて 4 種類、合計 16 種である。補強鉄筋のピッチは、5, 10, 15 cm であり、各タイプにつき無筋の供試体は 2 体ずつ、補強鉄筋の入っている供試体は 3 体ずつ製作し、供試体の総計は 44 体である。

これらの供試体についてコンクリートの強度、供試体の破壊荷重、局部載荷による支圧強度、供試体の応力度分布、クラック幅などを調べることによって今後の参考にするものである。コンクリートの配合は、日本建築学会の配合方法によった。

## 2. 試 験 方 法

### (1) レオバ工法の概説

レオバ工法は、グラウトにより定着される方式で、ポストテンション方式のプレストレスト コンクリート工法である。また、レオバ工法は端部の構造によって図-1, 2 のように S タイプ, K タイプの二つに大別できる。

レオバ工法によるプレストレスは、S および K タイプともにプレストレス導入後、PC 鋼線と連結されている緊張棒をナットで一時的に仮締めを行ない、ラップ状シースにセメントミルクを注入し、硬化後、緊張棒を取りはずす。

一方、波付定着 (図-3) は、直接はりのコンクリートに埋設しておき、導入後、緊張側に対するアンカーとなる。

### (2) 供試体の断面形状

使用する供試体の形状は、断面が正方形の柱体で、中心に直径 135 mm の貫通穴がある。また、高さは断面辺長の 3 倍である。

#### 1) 供試体の形状による種類

図-1 S-66 緊張端構造図 (コンクリート打設前)

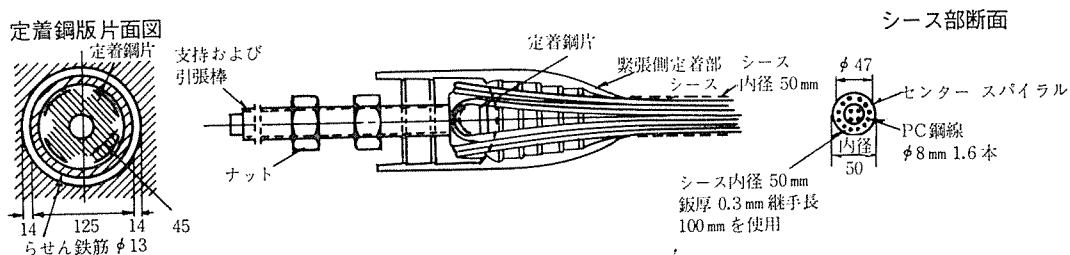
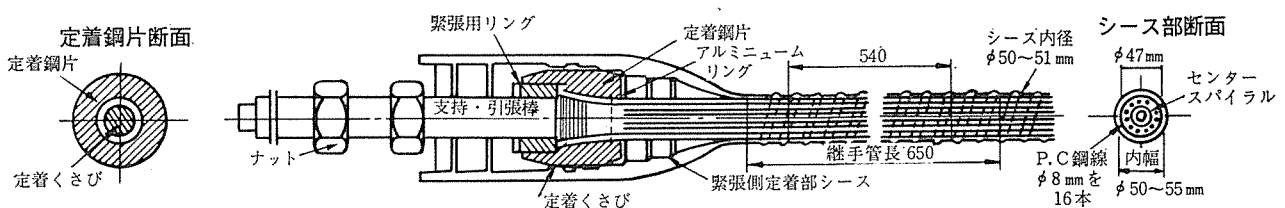


図-2 K-66 緊張端構造図 (コンクリート打設前)



\* 大成建設 (株) 技術研究所 \*\* 日本大学理工学部土木工学科

図-3 定着端構造図

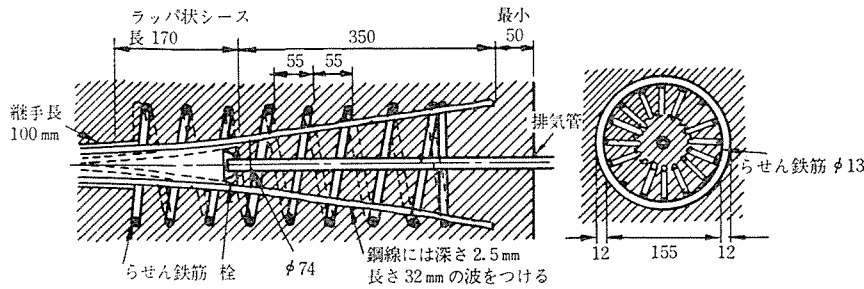


図-5

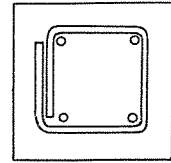


図-4 供試体断面図

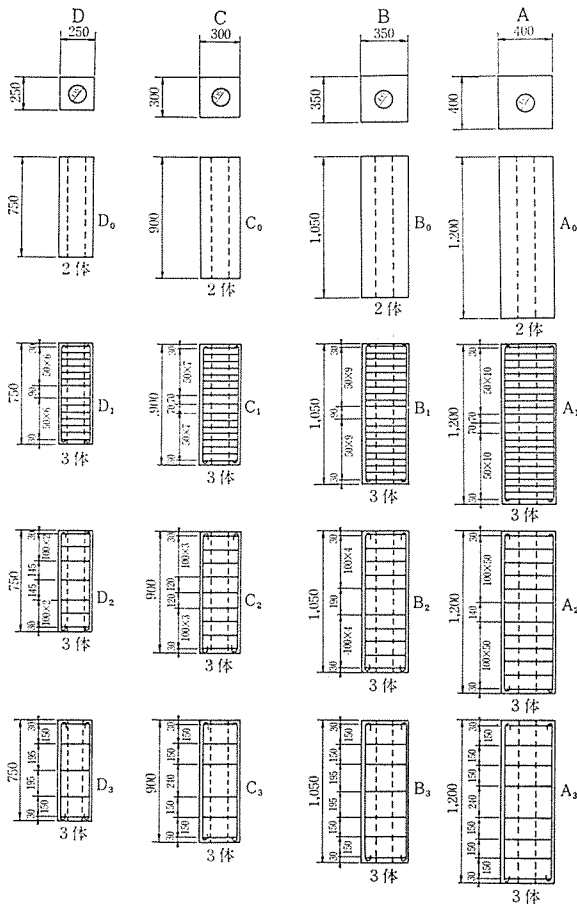
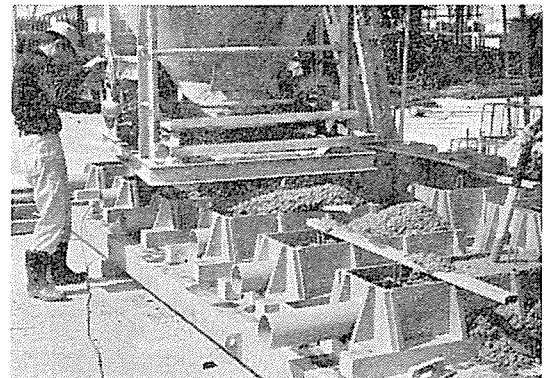


写真-1



写真-2



A : 400 mm × 400 mm    C : 300 mm × 300 mm  
B : 350 mm × 350 mm    D : 250 mm × 250 mm

2) 補強鉄筋の量による種類

0 : 無筋            2 : 10 cm ピッチ  
1 : 5 cm ピッチ    3 : 15 cm ピッチ

それぞれの個数は図-4のとおりで、製作された供試体数は 44 体である。

補強筋は、SD-35、φ13 を用い、かぶり 3 cm とし 図-5、写真-1 のように加工した。

軸方向筋は 図-5 のように 4 本配置し、SR-24 φ9 を使用し、またコンクリートの打込みは、写真-2 のように横打ちとした。

(3) レオバ工法供試体のコンクリート

配合は日本建築学会の配合方法によりつぎのとおりで

ある。

$$\text{○水セメント比 } x = \frac{61}{F/K + 0.31} = \frac{61}{300/370 + 0.31} = 53\%$$

(ただし配合設計は、 $F=300 \text{ kg/cm}^2$ 、 $K=370 \text{ kg/cm}^2$ )

$F$  : コンクリート強度

$K$  : 普通ポルトランドセメント強度

注 : セメント使用量を少なくし、圧縮強度を通常のプレストレスト コンクリート用のコンクリート強度より低くしたことは、試験工程の都合上、数多くの供試体を、今回考えている試験時圧縮強度としての目標値  $300 \text{ kg/cm}^2$  でテストすることが困難であったため、材令 40 日以上経過した時点をおらって材令による試験工程の拘束をさけたものである。

○スランプ 10 cm    ○砂 2.5 mm    ○砂利 25 mm  
以上の条件より A.S.S.5 の標準調査表を用いて配合

報 告

を決定した。

○配 合

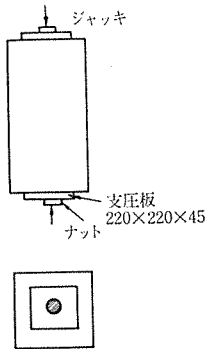
セメント	有効水	砂	砂 利
315 kg	167 kg	795	1088

○吸水試験

	砂	砂 利
吸水率	1.2%	0.63%

(4) 載 荷 方 法

載荷方法は、日大津田沼建築構造実験室の 500t アムスラー（島津製作所製）を使用し載荷した。また、支圧板と供試体との間にゴム板（220×220×3）を實際施工する場合と同様に用いて荷重の分布を良くした。



なお、緊張中はこの支圧板にジャッキが直接のることになっているが、緊張終了後にはナットで定着されることになる。荷重条件としてはこの状態の方が悪いので、本試験では、緊張直後の状態を再現する意味で、ナットに直接写真-3のごとく荷重を与えた。

供試体の断面寸法は4種類で、支圧板は220×220×45の一定した断面寸法であり、したがって、おのおの供試

写真-3

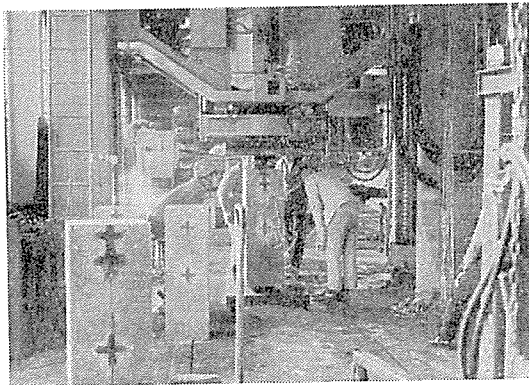


写真-4

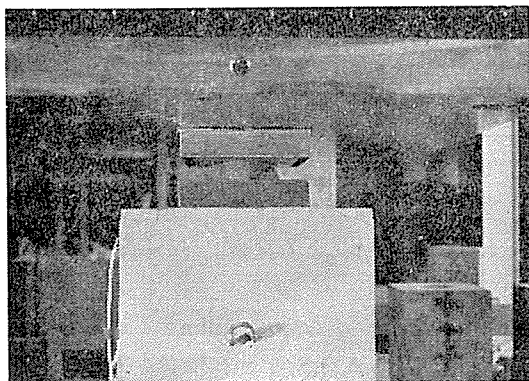
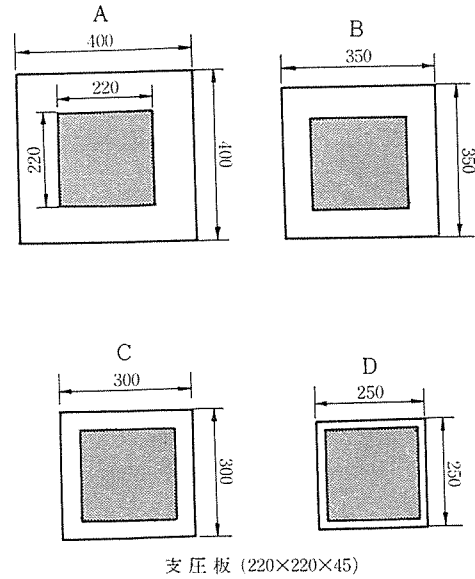


図-6

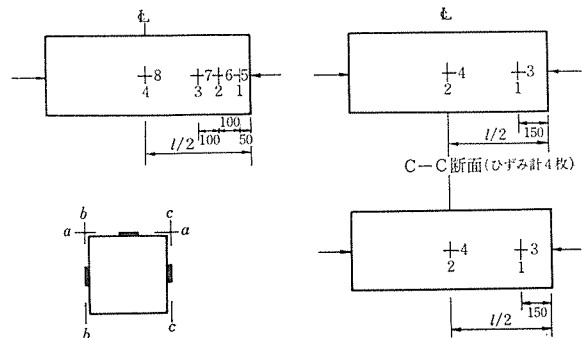


体の断面と支圧板との比較を 図-6、写真-4 に示した。

(5) ひずみ度測定用供試体に対する載荷重

- 1) 供試体 D : 250×250
  - 第1サイクル 0t → 40t → 0t
  - 第2 " 0t → 87.3t \*1 → 0t
  - 第3 " 0t → 87.3t → 97.7t \*2 → 0t
- 2) 供試体 C : 300×300
  - 第1サイクル 0t → 50t → 0t
  - 第2 " 0t → 87.3t → 0t
  - 第3 " 0t → 87.3t → 97.7t → 0t
- 3) 供試体 B : 350×350
  - 第1サイクル 0 → 60 → 0
  - 第2 " 0 → 87.3 → 97.7 → 0
  - 第3 " 0 → 87.3 → 97.7 → 109.2 → 0
- 4) 供試体 A : 400×400
  - 第1サイクル 0 → 70 → 0
  - 第2 " 0 → 87.3 → 0
  - 第3 " 0 → 97.7 → 146.7 → 0

図-7



\*1 PC指針 63 条 0.7  $\sigma_{pu}$

\*2 PC指針 63 条 0.9  $\sigma_{py}$

写真-5 a 面

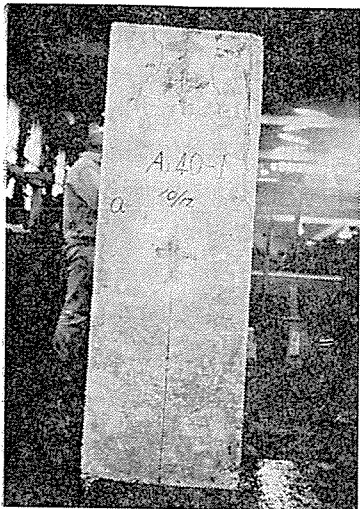


写真-6 b 面

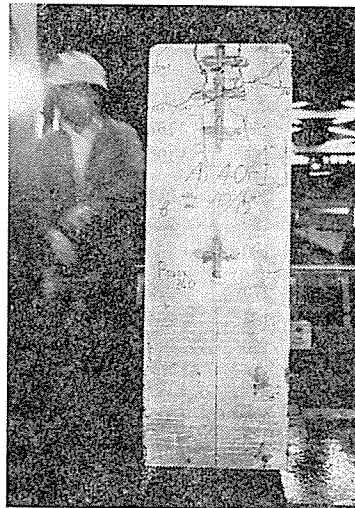


写真-7 c 面

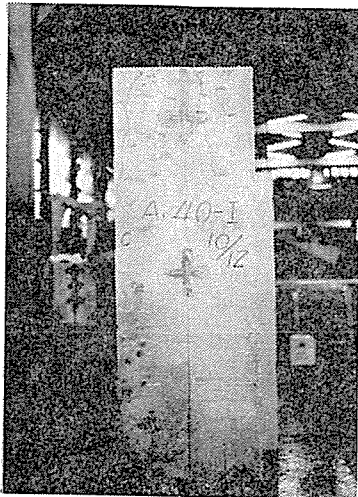


写真-8 d 面

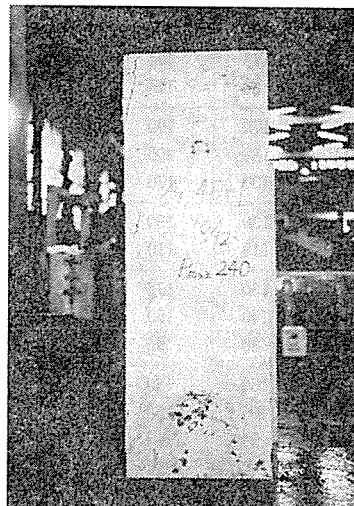
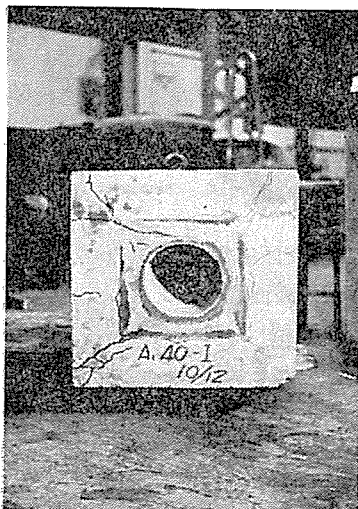


写真-9 支圧端面



(6) ひずみ度測定

ひずみ度測定はおのおのの種類に対して1ブロックのみ測定を行った。したがって、ひずみ度測定用供試体は16体である(その他の供試体は、クラック荷重および破壊荷重の測定に使用した)。

ひずみ度の測定は、10tピッチで行ない、ひずみ計の貼付位置は図-7のごとくである(写真-5~9参照)。

図-7のようにひずみ計は、合計16枚貼付した。

3. 試験結果

(1) コンクリートの強度

コンクリート強度試験用テストピースの採取は、標準養生28日、試験日圧縮、試験日割裂、28日現場養生(ひずみ計を貼布したもの)とし、1バッチにつき、以上の4ケースおのおの3体ずつ合計12体、これを5バッチ打設したので総計60体採取するはずであったが、不良品があったりしたので、実際には、標準養生28日テストピース15本、試験日圧縮テストピース13本、試験日割裂テストピース11本、ひずみ計を貼布したもの10体、計49体を採取し、これらについて圧縮試験、割裂試験、ひずみ計測定を行なった。

表-1  $\sigma_{28}$  の水中標準養生の圧縮強度

テストピース	打設月日	圧縮強度
No. 1	10月12日	306 kg/m <sup>2</sup>
No. 2	"	256 "
No. 3	"	296 "
No. 4	10月17日	235 "
No. 5	"	306 "
No. 6	"	238 "
No. 7	10月20日	283 "
No. 8	"	263 "
No. 9	"	312 "
No. 10	10月25日	334 "
No. 11	"	331 "
No. 12	"	286 "
No. 13	11月3日	270 "
No. 14	"	258 "
No. 15	"	244 "
平均		281 kg/m <sup>2</sup>

(なお、試験日圧縮、試験日割裂、現場養生テストピースの試験結果については表-2参照)

(2) 供試体の破壊荷重

製作した供試体は総計44体あり、そのおのおのの破壊荷重を表-2に示した。

クラック荷重としては、供試体44個に対して全部、直接肉眼で観測し、これを表に示した。また、44個中、16個の供試体には、ひずみ計を貼布しておいたので、ひずみ度の変化をも測定した。表-2には供試体の破壊、クラック荷重の他に供試体とコンクリート強度との関連を知るために、テストピースの圧縮強度、割裂引張、弾性係数をも示した。

供試体の材令と、試験日圧縮したテストピースとの材令に多少のずれがあるが、この程度の材令の違いでは強度に対して影響しないと思われるので、ここでは無視した。表-2に示したクラック荷重、破壊荷重をもとにして、図-8,9にグラフ化した。

表-2

供 試 体	打 設 月 日	テ ス ト 月 日	材 令	テ ス ト ビ ー ス (φ150×300)			供 試 体		
				圧 縮 (kg/cm <sup>2</sup> )	引 張 (kg/cm <sup>2</sup> )	弾 性 係 数 (kg/cm <sup>2</sup> )	ク ラ ッ ク 荷 重 (t)	破 壊 荷 重 (t)	破 壊 重 (t)
A <sub>0</sub>	1	10/25	12/4	40	248	30	3.49×10 <sup>5</sup>	150	157
	2		12/9	45	265	31		185	190
A <sub>1</sub>	1	10/12	12/1	50	242	24	3.00×10 <sup>5</sup>	200	240
	2	10/17	12/5	49	295	27	3.11×10 <sup>5</sup>	180	220
	3	10/20	12/6	47	214	7	3.05×10 <sup>5</sup>	180	188
A <sub>2</sub>	1	10/12	12/1	50	242	24	3.00×10 <sup>5</sup>	170	220
	2	10/17	12/5	49	295	27	3.11×10 <sup>5</sup>	185	205
	3	10/20	12/7	48	214	7	3.05×10 <sup>5</sup>	180	195
A <sub>3</sub>	1	10/12	12/2	51	242	24	3.00×10 <sup>5</sup>	200	229
	2	10/17	12/5	49	295	27	3.11×10 <sup>5</sup>	170	215
	3	10/20	12/7	48	214	7	3.05×10 <sup>5</sup>	170	191
B <sub>0</sub>	1	10/25	12/4	40	248	30	3.49×10 <sup>5</sup>	100	100
	2		12/9	45	265	31		140	145
B <sub>1</sub>	1	10/12	12/2	51	242	24	3.00×10 <sup>5</sup>	120	209
	2	10/17	12/5	49	295	27	3.11×10 <sup>5</sup>	170	194
	3	10/20	12/8	49	214	7	3.05×10 <sup>5</sup>	100	115
B <sub>2</sub>	1	10/12	12/1	50	242	24	3.00×10 <sup>5</sup>	188	188
	2	10/17	12/5	49	295	27	3.11×10 <sup>5</sup>	170	194
	3	10/20	12/8	49	214	7	3.05×10 <sup>5</sup>	130	148
B <sub>3</sub>	1	10/12	12/1	50	242	24	3.00×10 <sup>5</sup>	170	190
	2	10/17	12/5	49	295	27	3.11×10 <sup>5</sup>	180	205
	3	10/20	12/8	49	214	7	3.05×10 <sup>5</sup>	130	170
C <sub>0</sub>	1	10/25	12/4	40	248	30	3.49×10 <sup>5</sup>	130	130
	2		12/9	45	265	31		110	110
C <sub>1</sub>	1	10/12	12/2	51	242	24	3.00×10 <sup>5</sup>	130	178
	2	10/17	12/5	49	295	27	3.11×10 <sup>5</sup>	140	180
	3	11/ 3	12/7	34	268	23	2.93×10 <sup>5</sup>	80	95
C <sub>2</sub>	1	10/12	12/2	51	242	24	3.00×10 <sup>5</sup>	160	180
	2	10/17	12/5	49	295	27	3.11×10 <sup>5</sup>	100	133
	3	10/20	12/7	47	214	7	3.05×10 <sup>5</sup>	90	115
C <sub>3</sub>	1	10/12	12/1	50	242	24	3.00×10 <sup>5</sup>	140	147
	2	10/17	12/5	49	295	27	3.11×10 <sup>5</sup>	150	165
	3	10/20	12/7	47	214	7	3.05×10 <sup>5</sup>	110	120
D <sub>0</sub>	1	10/25	12/4	40	248	30	3.49×10 <sup>5</sup>	80	87
	2		12/9	45	265	31		110	110
D <sub>1</sub>	1	10/12	12/2	51	242	24	3.00×10 <sup>5</sup>	120	120
	2	10/17	12/6	49	295	27	3.11×10 <sup>5</sup>	60	75
	3	11/ 3	12/8	35	252	25	2.93×10 <sup>5</sup>	不 良	不 良
D <sub>2</sub>	1	10/12	12/2	51	242	24	3.00×10 <sup>5</sup>	70	110
	2	10/17	12/6	49	295	27	3.11×10 <sup>5</sup>	80	110
	3	11/ 3	12/8	35	252	25	2.93×10 <sup>5</sup>	90	103
D <sub>3</sub>	1	10/12	12/2	51	242	24	3.00×10 <sup>5</sup>	135	140
	2	10/17	12/6	49	295	27	3.11×10 <sup>5</sup>	60	80
	3	11/ 3	12/7	34	214	23	2.93×10 <sup>5</sup>	93	93

図-8 の実線、図-9 は、いずれも供試体の平均破壊荷重をグラフ化したものである。横軸に、図-8 では鉄筋ピッチ、図-9 では、供試体の断面寸法をとったものである。また、図-8 で、破線によってグラフ化されているのは、平均肉眼クラック荷重である。

図-8 から破壊荷重、肉眼クラック荷重とも断面寸法

の大きい供試体ほど高い値を示していることが分る。

このレオバ工法においては、ケーブルの公称破壊荷重が 124.6 t であるから、この工法に使用する供試体は破壊荷重が 124.6 t 以上に達しうる断面寸法をもったものでなければならない。

ここで 図-8 をみると断面寸法 C-300×300-で鉄筋を配置した供試体であればケーブルの公称破断荷重以上の値を期待できる。しかしクラック荷重を問題にすると断面寸法 C でも安全とはいえない。

したがって、クラックの発生を防ぐためには断面寸法 B のものでなければならない。

つぎに 図-9 からは、無筋の供試体の破壊荷重が他の供試体にくらべ著しく低いことがわかる。鉄筋ピッチの種類による破壊荷重の差異は、このグラフからは得られなかった。

これについては 3.(5) で後述することにする。

### (3) 局部載荷による支圧応力度

このレオバ工法はポストテンションング工法であるから、そのため特殊な定着装置、支圧板などが用いられる。

この試験では、試験方法のところで述べたように支圧板は断面積  $A_1=20 \times 22 = 440 \text{ cm}^2$  のものを使用した。

この支圧板と供試体の断面積との比をもって許容支圧応力度が決定されている。

例えば土木学会 PC 設計施工指針 60 条には

$$\sigma_{ca}'' = \sigma_{ca} \sqrt[3]{\frac{A_c}{A_1}} \dots\dots\dots(1)$$

$\sigma_{ca}''$  : 許容支圧応力度

$A_c$  : 供試体断面積

$A_1$  : 支圧面積

と規定されている。

また土木学会コンクリート標準示方書 170 条では

$$\sigma_{ca}'' = \left(0.25 + 0.05 \frac{A_c}{A_1}\right) \sigma_{ck} \dots\dots\dots(2)$$

と規定している。

したがって式 (1), (2) から得られる許容支圧応力度

図-8

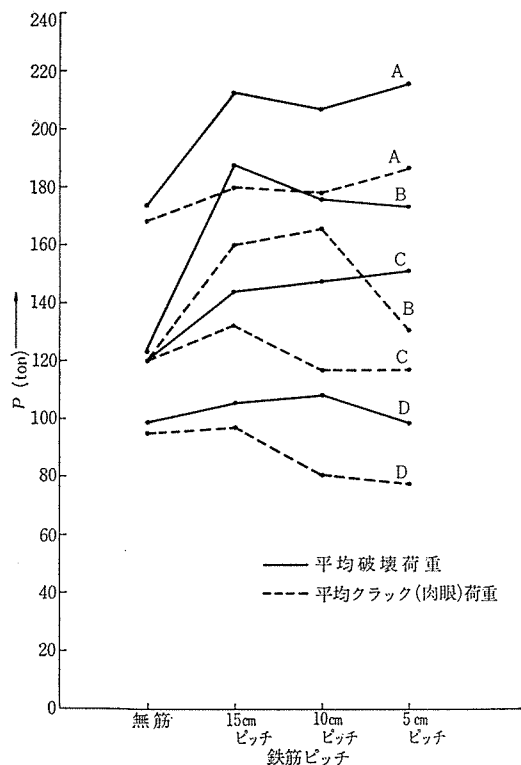
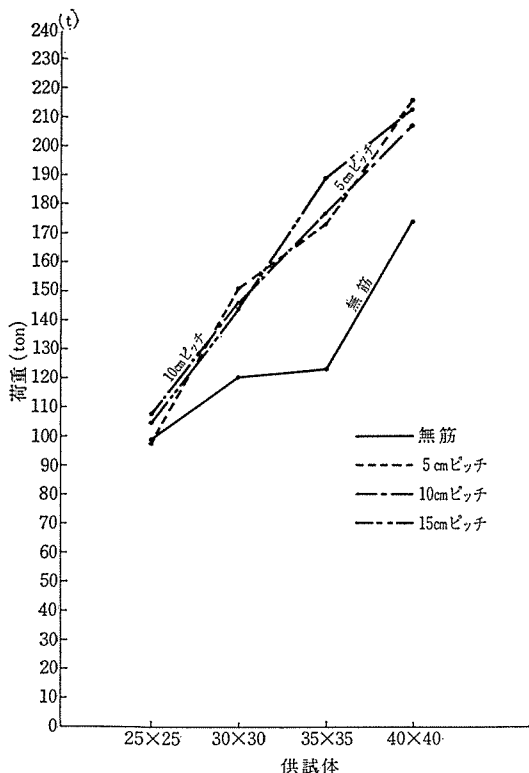


図-9 平均破壊荷重



と試験結果から得られる支圧応力度との関連性を検討すればつぎのとおりである。

a) 試験結果 表-3 は破壊荷重を支圧板断面積で割った支圧応力度を表わしている。

表-3

	無筋	5 cm ピッチ	10 cm ピッチ	15 cm ピッチ
A	394	491	470	482
B	278	393	402	428
C	272	343	324	327
D	224	199	245	238

(単位: kg/cm<sup>2</sup>)

表-3 から 10 cm ピッチの供試体を取りだし、支圧応力度  $\sigma_c''$  と面積比  $A_c/A_1$  との実験式を求めてみた。

供試体断面積

$$A = 40 \times 40 - 143 = 1457 \text{ cm}^2$$

$$B = 35 \times 35 - 143 = 1082 \text{ cm}^2$$

$$C = 30 \times 30 - 143 = 757 \text{ cm}^2$$

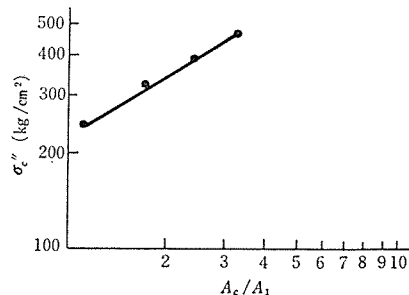
$$D = 25 \times 25 - 143 = 482 \text{ cm}^2$$

貫通穴断面積

$$= \frac{\pi d^2}{4} = \frac{3.14 \times 13.5^2}{4} = 143 \text{ cm}^2 \quad d = 13.5 \text{ cm}$$

	$\sigma_c''$	$A_c/A_1$
A	470	3.31
B	402	2.46
C	324	1.72
D	245	1.10

図-10



上の値を両対数に 図-10 のごとくプロットすると直線が得られるから

$$\sigma_c'' = a(A_c/A_1)^n$$

となる。

両辺の対数をとると

$$\log \sigma_c'' = \log a + n \log(A_c/A_1) \dots\dots\dots(3)$$

	$\sigma_c''$	$\log \sigma_c''$	$A_c/A_1$	$\log A_c/A_1$	
A	470	2.672	3.31	0.520	— I
B	402	2.604	2.46	0.391	— II
C	324	2.511	1.72	0.236	— III
D	245	2.389	1.10	0.041	— IV

I + II, III + IV の値を式 (3) に代入すると

$$5.276 = 2 \log a + 0.911 n$$

$$4.900 = 2 \log a + 0.277 n$$

これを解いて

$$n = 0.593$$

$$a=232.0$$

$$\therefore \sigma_c'' = 232.0(A_c/A_1)^{0.593} \dots\dots\dots(4)$$

この式(4)は試験結果から得た実験式である。

b) つぎに土木学会PC設計施工指針 60 条に示された

$$\sigma_{ca}'' = \sigma_{ca} \sqrt[3]{\frac{A_c}{A_1}} \dots\dots\dots(1)$$

から許容支圧応力度を求めた。

各供試体の断面積比は

$$A : \sqrt[3]{\frac{A_c}{A_1}} = \sqrt[3]{\frac{1457}{440}} = 1.49$$

$$B : \sqrt[3]{\frac{A_c}{A_1}} = \sqrt[3]{\frac{1082}{440}} = 1.35$$

$$C : \sqrt[3]{\frac{A_c}{A_1}} = \sqrt[3]{\frac{757}{440}} = 1.20$$

$$D : \sqrt[3]{\frac{A_c}{A_1}} = \sqrt[3]{\frac{482}{440}} = 1.05$$

$\sigma_{ca}$  についてはPC設計施工指針 59 条に表-4 のごと

表-4 与えられている。

	$\sigma_{28}$ (kg/cm <sup>2</sup> )		
	300	400	500
$\sigma_{ca}$	80	110	130

この試験に使用された供試体のコンクリートの28日強度は、281 kg/cm<sup>2</sup> であるから、表-3 の値をも

ととして比例によって  $\sigma_{ca}$  の値を求めると

$$\sigma_{ca} = 74.3 \text{ kg/cm}^2$$

となる。

この値を式(1)に代入すれば

$$\sigma_{ca}'' = 74.3(A_c/A_1)^{0.333} \dots\dots\dots(5)$$

と書きかえられる。

c) 土木学会コンクリート標準示方書 170 条に示された許容応力度の式

$$\sigma_{ca}'' = (0.25 + 0.05 A_c/A_1) \sigma_{ck}$$

は、この試験では以下のように書きかえられる。

$$\sigma_{ck} = 281 \text{ kg/cm}^2 \text{ であるから}$$

$$\sigma_{ca}'' = 281(0.25 + 0.05 A_c/A_1) \dots\dots\dots(6)$$

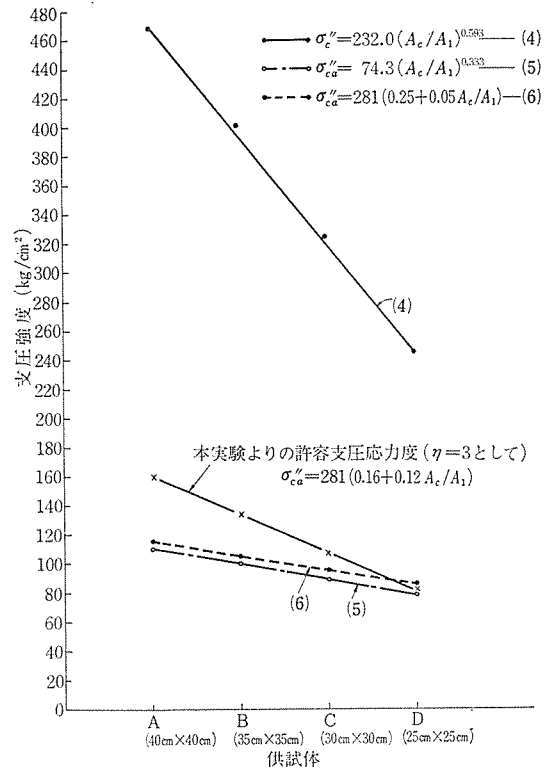
となる。

以上で実験式(4)と、PC設計施工指針、コンクリート示方書に示された許容応力度の式(5),(6)が求まったので、これらの式に  $A_c/A_1$  の値を代入して 図-11 にグラフ化した。

この図で、PC設計施工指針とコンクリート標準示方書で規定された式から求めた許容応力度の値が近似しており、勾配もほぼ平行なのが見える。

この式(5),(6)と実験式(4)とを比較すると、実験式(4)の勾配が急で、断面積比  $A_c/A_1$  に非常に影響されることを示している。したがって、この試験に関しては、支圧断面積  $A_1$  を一定とすれば実験式の方が供試体

図-11



の断面積による影響がより大きいといえる。

これは、断面  $A_c$  と  $A_1$  の図心が一致しており、また相似形であることにも基因しているが、少なくとも今回行ったような条件下では、土木学会コンクリート標準示方書の式(6)の係数 0.05 は、より大きな値を取ることができると考えられる。

(4) 供試体のクラック幅

本試験のために製作した供試体は 44 体であり、そのおのおのについてクラック幅を測定した。

前述のごとく、製作した供試体は断面寸法による種類が4つ、鉄筋のピッチによる種類が無筋をも含めて4つ、総計 16 種からなっている。供試体 44 体のうちには、測定結果にばらつきのあるものや、きれつ発生と同時に圧壊し、他の供試体との比較が難しいもの等があるので、ここでは測定結果が良好であり、信頼しうる供試体を上に述べた 16 種の各種類より 1 体ずつ任意に取り出し、図-12~15 としてグラフ化した。

したがって、この図は、総計 16 体の供試体からなっている。同種の供試体であっても材令は異なっているが、各供試体の材令にあまり差がないのでグラフ化にあたっては考慮しなかった。また、一つの供試体で4面のクラックを読みとることができるが、これについても比較的クラックが、規則的に発達している面を選んだ。

したがって、図-12~15 にグラフ化したクラック発達は、各供試体の任意の一つの面に生じたクラックの

図-12

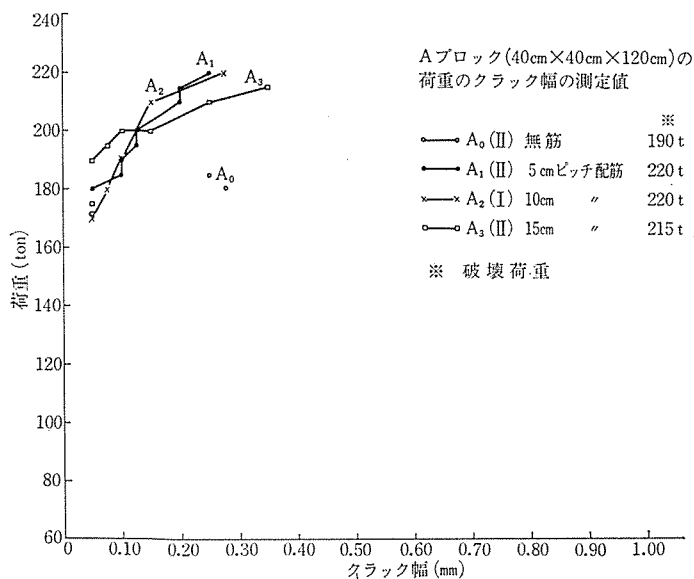


図-13

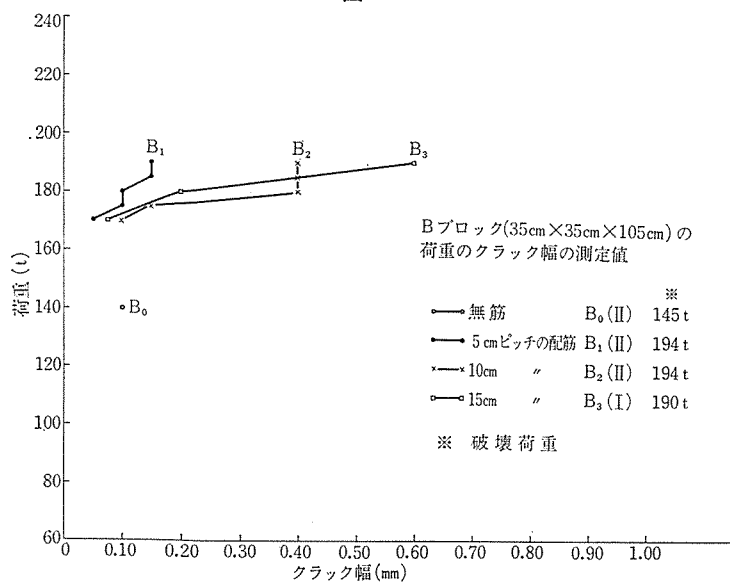
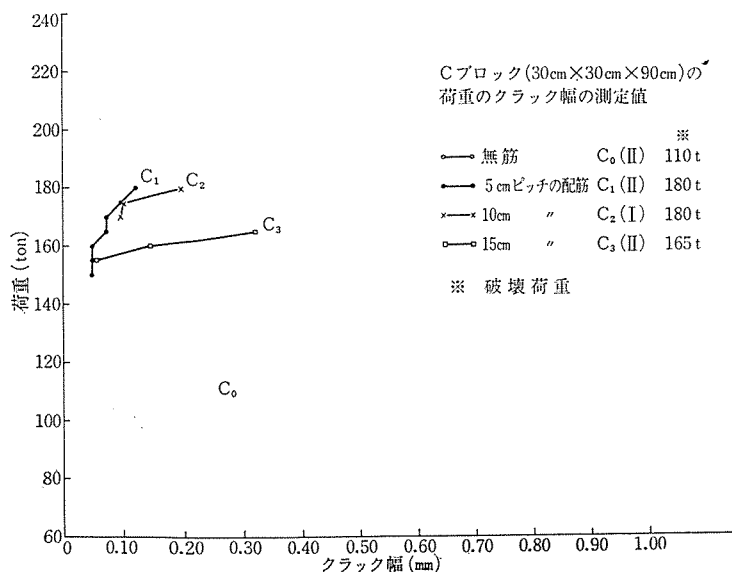


図-14



発達である。なお、参考として破壊荷重も示した。

この図からわかるように、無筋の供試体は断面寸法に関係なく一様にクラック発生と同時に圧壊している。

しかし、鉄筋を配置した供試体はクラックが生じてすぐ圧壊するのではなく、クラック幅が破壊荷重近くまで発達して破壊する。

このことから、鉄筋を配置することは、クラック発達に対して大きな拘束力をもたらすということである。

各ブロックにおいて鉄筋のピッチによる各曲線を比較するとピッチが小さい供試体ほど曲線の勾配が急である。

ということは、鉄筋量の多い供試体ほどクラック幅の発達は緩慢であり、クラック発達に対して拘束力がある。

このクラック発達を拘束するには鉄筋のピッチをせばめればより効果のあることがわかる。

#### (5) 供試体の応力度分布

図-17~20 は、供試体の第2サイクルでの緊張力 87.3 t を導入したときに測定されたブロック b-b 断面(図-7 参照)の表面ひずみ度にコンクリートの導入時の弾性係数  $E_c = 3.10 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$  を乗じて応力度を求め、それを図化して示したものである。

b-b 断面のゲージ貼布状態は 図-16 のごとくである。

注: 図-16 のように、ストレインゲージ 1~4 は、荷重直角に、5~8 は、荷重方向に貼り付けた。ブロック寸法は、おのおの供試体により異なるが、ブロック寸法端面からのゲージの位置は、1~3, 5~7 はどの供試体も同じ位置であり、4, 8 ゲージはブロック中央とした。結果が良好である供試体、A<sub>0</sub>, B<sub>1</sub>, C<sub>2</sub>, D<sub>3</sub> の b-b 断面における測定結果を示せば、つぎのとおりである。

供試体、A<sub>1,2,3</sub>, B<sub>0,2,3</sub>, C<sub>0,1,3</sub>, D<sub>0,1,2</sub> の測定結果もほぼ同様な応力分布であった。

この 図-17~20 のグラフから、引張応力、圧縮応力に関して4種のブロックが同じ結果を示した。すなわち、ブロック端面より 15 cm のところの荷重直角のストレインゲージが最大引張応力度を示し、ブロック中央ではその影響はほとんどない。また、圧縮応力において、ブロック端面より 25 cm 入ったところで最大圧



図-15

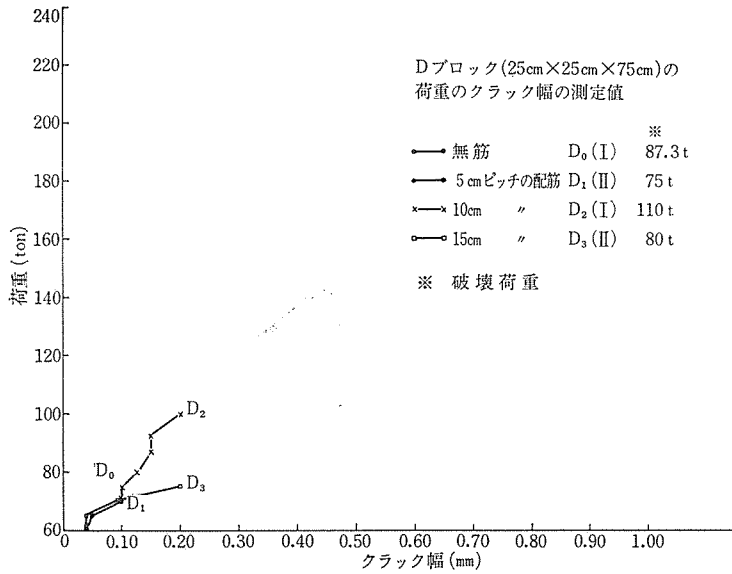


図-18

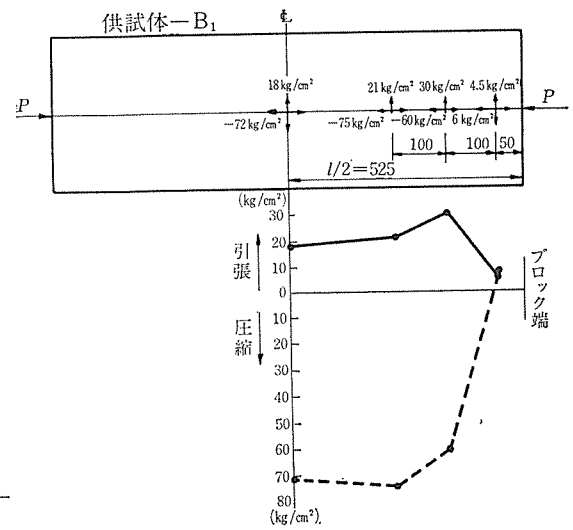


図-16

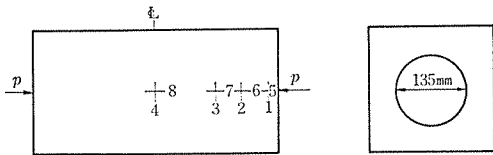


図-17 緊張力 87.3 t を導入したときの応力分布図

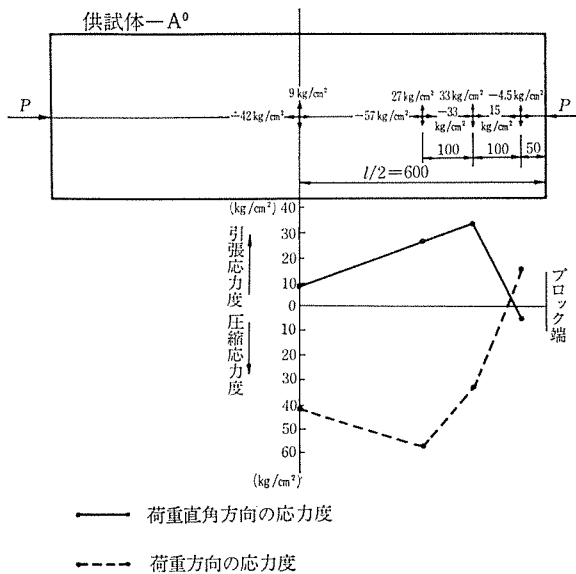
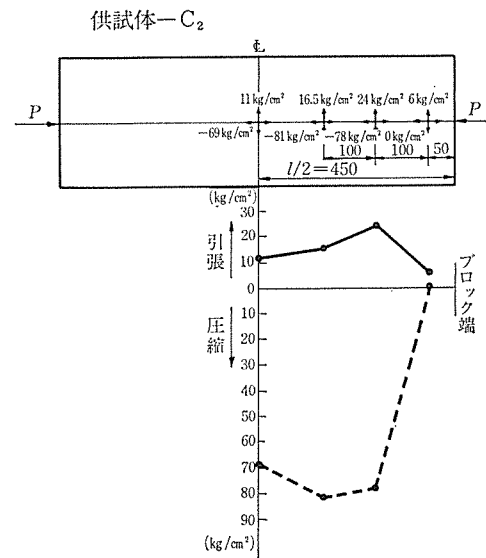


図-19



かるように、断面寸法の小さいDブロックでは、ブロック端面から 5 cm のところでは、圧縮応力を示し、Cブロックでは、圧縮、引張、どちらともつかず、断面寸法の大きい A, B ブロックでは、はっきりと、引張応力を示した。

#### 4. む す び

##### (1) 定着端断面寸法について

断面寸法および鉄筋のピッチを各種変化させて行なった試験の結果、断面寸法：C(300×300 mm) 以上が導入力 87.3 t に対して必要と考えられ、また、グラウト注入しないで、支圧板でナットを用いてケーブルを定着する場合には、PCケーブルの公称破断荷重 124.6 t に十分耐えるために断面寸法：B(350×350 mm) が必要で

縮応力を示した。

ここでブロック端面より 5 cm のところの各供試体の応力度をわかりやすいようにグラフ化してみた。図-22 がそれであり、荷重方向の応力度を表わしたものであるが、断面寸法と支圧板の関係よりつぎのことがいえる。

図-21 は、断面寸法と支圧板の関係を表わしたものであるが、ハッチの部分は、荷重分布を 45 度とした場合に、引張応力を呈するところである。この図からもわ

図-20

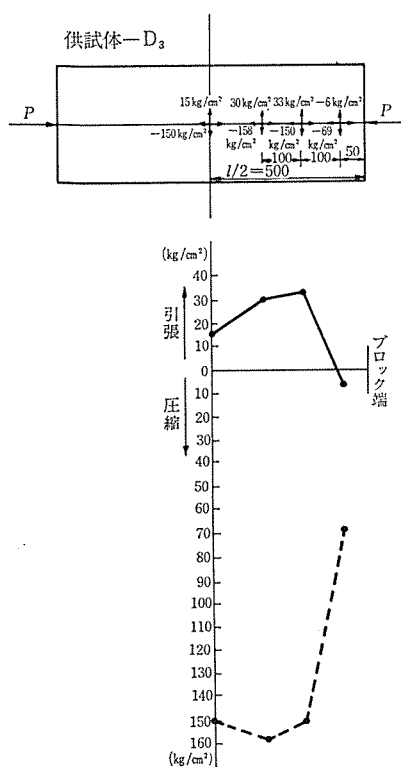


図-21

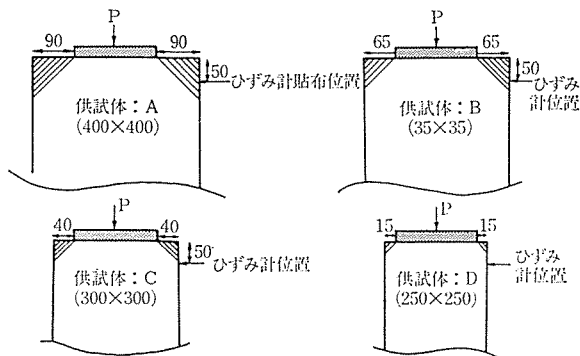
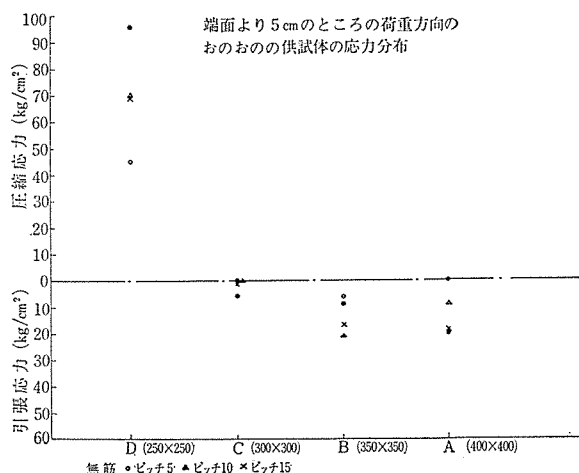


図-22



ある。

(2) 補強鉄筋の配置について

鉄筋のピッチに関して、ここでは 5 cm, 10 cm, 15 cm ピッチの 3 種類について試験を行なったが、鉄筋ピッチの変化による差異は、この試験では、はっきりと認めることができなかった。

ただ、鉄筋量を増せばクラックの発達を拘束することができるという結果を得たとどまった。

鉄筋配置の位置に関しては、この試験では供試体の緊張端から約 15 cm のところで最も大きな引張応力度を生じているところから、この部分に最も注意して配筋する必要がある。

(3) 支圧許容応力度について

なお、支圧許容応力度の割増しに関しては、本実験結果よりその断面形状にもよるが、コンクリート面の全断面と支圧板とが正方形で中空断面の場合、許容支圧応力度  $\sigma_{ca}$  として、 $\sigma_{ca} \leq \sigma_{ck}(0.16 + 0.12 A_c/A_1)$  を得た。これは学会示方書と比較して、コンクリート面の全断面が大きくなるに従って、より大きくなる傾向にある。

1969.2.5・受付

お 知 ら せ

当協会の住所が、住居表示の実施により、昭和 44 年 4 月 1 日より下記のとおり変更となりますので、お知らせいたします。今後協会への連絡は新表示により御願ひ致します。

旧住所 東京都中央区銀座東 2 丁目 1 番地  
 新表示 東京都中央区銀座 2 丁目 12 番 4 号  
 (郵便番号 104)  
 電 話 (541) 3 5 9 5  
 (従来通り)