

土木研究所資料

大口径P C杭の杭頭結合法に関する研究

昭和61年 1 月

建設省土木研究所
構造橋梁部基礎研究室

Copyright © (1 9 8 5) by P.W.R.I

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P.W.R.I

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、土木研究所長の承認を得ずしてこれを行ってはならない。

大口径P C杭の杭頭結合法に関する研究

基礎研究室 大志万和也
神長 耕二
田口 敬二

要 旨

大口径P C杭の杭頭結合部の300万回の繰返し片振り曲げ試験及び静的破壊曲げ試験を実施した。その結果、300万回の繰返し载荷を受けても、結合部各断面の各構成部材の応力分担性状には変化はなく、また、地震時設計荷重の3倍以上の耐力を有していることがわかり、杭頭結合部を含む構造系全体の安全性が確認された。

キーワード：大口径P C杭，杭頭結合，繰返し片振り曲げ試験，静的破壊曲げ試験

ま え が き

都市部における高速道路やモノレール等の建設では、用地確保が困難なため、また建設費の低廉化を図るため、既存の街路を積極的に活用している。一般的に都市部における基礎工の施工方法としては、周囲への環境対策として、場所打ち杭などの低騒音・低振動の工法を適用する事例が多い。このような場合、施工時の交通処理が円滑に行えるように、作業ヤードなどによる道路占用は最小限のスペースに制限される。また工期的にも短期間で施工可能な工法を選択、採用が要望されている。さらに供用後も道路幅員を出来るだけ狭ばめないように、基礎と躯体の結合部の構造形式を最小限なものにする必要がある。この種の条件を満足するもののひとつとして、比較的作業スペースを小さくとれ、かつ、低騒音・低振動のPCウェル工法が上げられる。

ところで、通常、基礎と躯体の結合部はフーチングを用いて行うが、特別な場合、鋼製橋脚を用いて、基礎本体であるPCウェルと直接結合する方式が考えられる。

しかし、フーチングを省いて、PCウェル基礎と鋼製橋脚とを直接結合した場合、その安全性については実験的に確認されていない。そこで本研究では、昭和66年度の全線開業を目指して、総延17.7 kmの都市モノレールを計画・建設中である千葉都市モノレールをケーススタディとして実験を行った。特に今回のケースでは、活荷重が列車荷重であるために、疲労による影響が問題視されている。

以上のような観点から本研究は、実物に近い模型供試体を製作し、軸力導入試験、300万回の繰り返し片振り曲げ試験を実施し、さらに同一供試体を用いて静的破壊曲げ試験を行い、大口徑PC杭(PCウェル)の杭頭結合方法について、構造系の安全性の確認照査を行ったものである。その結果、300万回の繰り返し履歴を受けても、模型供試体各部の変位、ひずみの性状変化は認められず、設計荷重程度であれば結合部構造系全体の安全性は保証されており、また静的破壊曲げ試験においても、地震時設計荷重の3倍以上の耐力を有していることがわかった。

本報告は、繰り返し片振り曲げ試験及び静的破壊曲げ試験を中心に、試験内容、試験結果についてとりまとめたものである。

なお本研究は、(財)土木研究センターと建設省土木研究所との共同研究として実施したものである。この共同研究においては、土木研究センターに実験計画の立案を分担するとともに、模型供試体の製作と繰り返し片振り曲げ試験とを実施し、さらに、研究成果のとりまとめを行っていた。当所は研究計画および実験計画を立案し、静的破壊曲げ試験を実施するとともにその研究成果のとりまとめを行った。

昭和61年1月

基礎研究室

室長 大志万 和也

前研究員 神長 耕二

(現 関東地方建設局 大宮国道
工事々務所 調査課長)

建設技官 田口 敬二

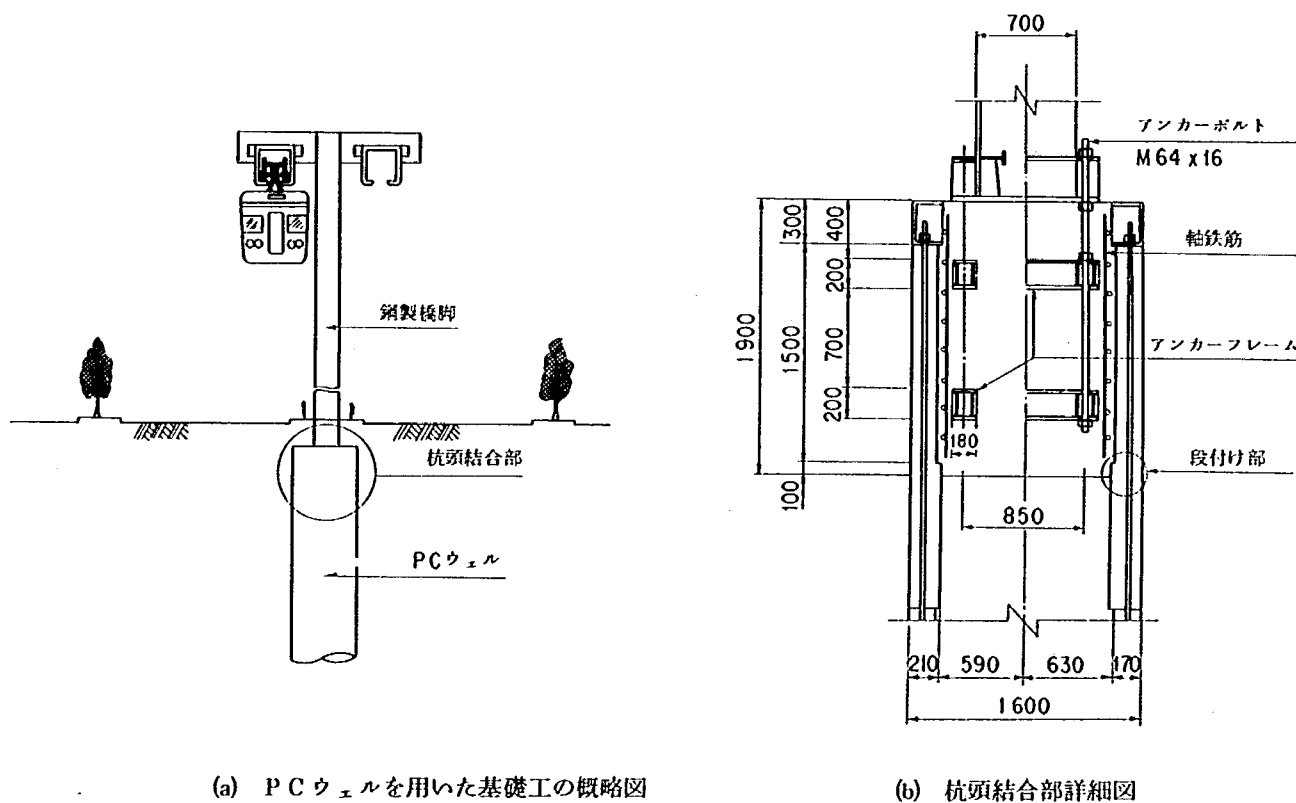
目 次

ま え が き

1	試験の概要	1
1-1	試験目的	2
1-2	試験日時及び試験工程	2
2	模型供試体の断面決定	4
2-1	モデル設計	4
2-2	模型供試体の設計	7
2-3	模型供試体の製作方法	23
2-4	材料試験結果	27
3	試験方法	29
3-1	軸力導入試験	29
3-2	繰り返し片振り曲げ試験	38
3-3	静的破壊曲げ試験	39
3-4	測定項目	40
3-5	測定方式	45
4	試験結果	47
4-1	軸力導入試験	47
4-2	繰り返し片振り曲げ試験	48
4-3	静的破壊曲げ試験	62
5	考 察	112
5-1	軸力導入試験	112
5-2	繰り返し片振り曲げ試験	115
5-3	静的破壊曲げ試験	116
6	結 論	124
	あとがき	125
	参考文献	125

1. 試験の概要

PCウェルは、工場製作された大口径のPC杭（プレキャストコンクリートブロック）である。PCウェル工法は、このPCウェルのブロック円周上に配置されたPC鋼棒を用いて、現場でポストテンション方式にて緊張結合し、ウェル内を掘削して所定の深度まで沈下・圧入する工法である。この工法では、橋脚部分もそのままPCウェルで立ち上げる場合もあるが、千葉都市モノレールの計画では地表面付近でPCウェルを止め、躯体は鋼製橋脚としている。また基礎と躯体の結合部はフーチングを介さず図-1.1(a)に示すように、鋼製橋脚を直接、基礎本体であるPCウェルと結合する方法をとっている。この結合方法では応力伝達を中詰コンクリートとPCウェルの付着に期待している。つまり図-1.1(b)に示すように、まず鋼製橋脚からの荷重は、杭頭内に設置されたアシカーフレームを介し中詰コンクリートに伝わる。次に中詰コンクリートから付着により、側面のPCウェル本体へ伝達されるわけである。また、さらに中詰コンクリート下端のPCウェル本体の突起部分（以下、段付け部と称する。）の支圧についても期待している。



図一 1.1 フーチングを介さない新しい杭頭結合方法

ところで、一般的に橋梁構造物においては死荷重に比較して、活荷重の占める割合が高くなると、部材がもつ静的強度よりも低い応力レベルで部材が疲労破壊することが知られており、このような場合には静的挙動だけでなく、繰り返し荷重による疲労の影響を検討する必要がある。

今回のケースでは、活荷重が列車荷重であるので、その影響は多々あるものと考えられる。特にこのような結合方法の採用は初めてであり、杭頭結部の付着が繰り返し荷重による疲労のために低下することが懸念される。またこの種の結合方法では、最終耐力がどの程度かはっきりしていない。

そこで実物に近い杭頭結部の模型供試体を製作し、一定軸力導入後、300万回の繰り返し片振り曲げ試験及び静的破壊曲げ試験を実施した。

1-1 試験目的

次に示す目的のもとで、試験を行った。

- (1) 一定軸力下で300万回の繰り返し片振り曲げ試験を実施し、杭頭結部の変形特性及び応力状態を調査することにより、繰り返し荷重下での杭頭結部の安全性を照査確認することを目的とした。
- (2) さらに繰り返し荷重の履歴を受けた模型供試体を用いて静的破壊曲げ試験を実施し、破壊過程における杭頭結部の変形特性、応力性状、また最終耐力及び破壊性状を調査することを目的とした。

1-2 試験日時及び試験工程

(1) 模型供試体の製作

PCウェル

昭和59年12月～昭和60年1月

日本ヒューム管(株)熊谷工場

鋼製橋脚アンカーフレーム

昭和59年12月～昭和60年1月

(株)横河橋梁製作所

模型供試体組立

昭和60年1月

(2) 載荷試験

昭和60年2月～3月

建設省土木研究所 構造力学実験施設内

(3) 試験工程

図-1.2に本試験の工程の概略フローチャートを、また表-1.1に工程表を示す。

2. 模型供試体の断面決定

一般的に模型実験から実物の挙動を定量的に把握しようとする場合には、相似則の検討が必要となる。そこで、ここでは実構造物において最も活荷重条件の厳しくなる曲線部（曲線半径 $R=60(m)$ 、スパン $l=30(m)$ 程度）の鋼製橋脚を対象とし、モデル設計を行い、模型供試体の断面諸元を決定した。以下にその内容を示す。

2-1 モデル設計

図-2.1に示す形状でモデル設計を行った。なお荷重条件は表-2.1に示す通りである。

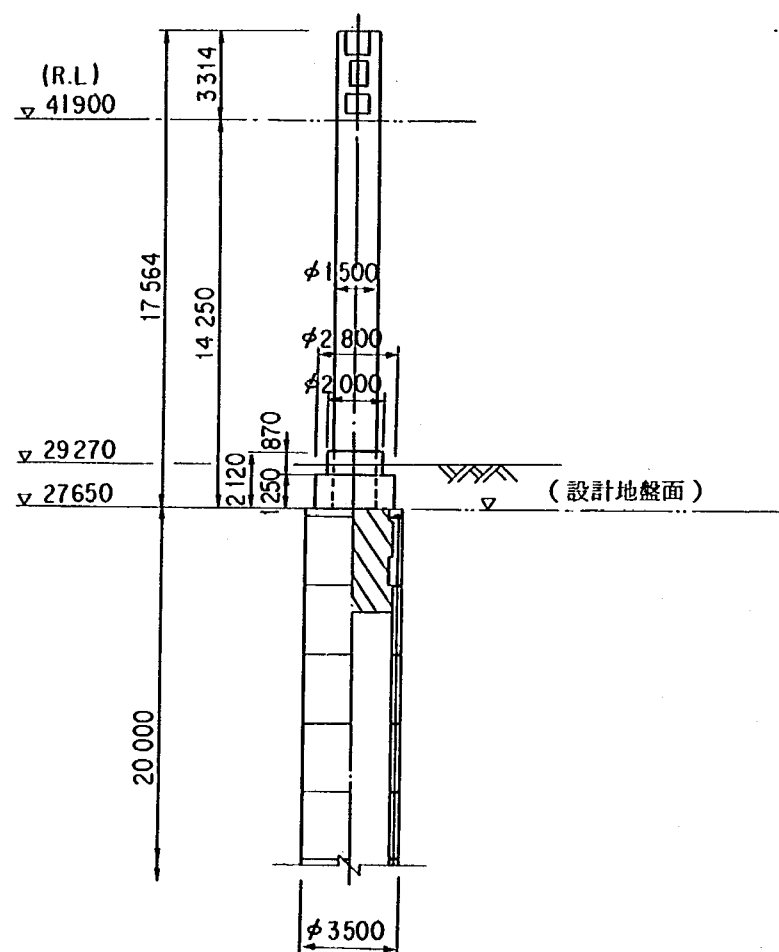


図-2.1 実構造物

2-1-1 基礎の設計

基礎であるPCウエルの断面諸元は次の通りとする。

外 径	: $D = 350 (\text{cm})$
内 径	: $d = 280 (\text{cm})$
壁 厚	: $T = 35 (\text{cm})$
断面積	: $A_c = 34636 (\text{cm}^2)$
断面二次モーメント	: $I_c = 434900000 (\text{cm}^4)$
断面係数	: $Z_c = 2485000 (\text{cm}^3)$
有効プレストレス	: $\sigma_{ce} = 70 (\text{kg/cm}^2)$
弾性係数	: $E_c = 4.0 \times 10^5 (\text{kg/cm}^2)$

表-2.1 荷重条件 (鋼製橋脚下端)

区 分	作 用 力		
	N (t)	S (t)	M (tm)
常 時	304.8	17.7	653.3
風 時	306.6	40.7	1004.2
地 震 時	274.8	70.3	1235.2
疲 労 時	292.9	12.9	489.2

次に横方向地盤反力係数 (K 値) を $0.8 (\text{kg/cm}^3)$ とすると、杭の特性値 β は

$$\begin{aligned}\beta &= \sqrt[4]{\frac{K D}{4 E I}} = \sqrt[4]{\frac{0.8 \times 350}{4 \times 4 \times 10^5 \times 434900000}} \\ &= 0.000796 (\text{cm}^{-1}) \\ &= 0.0796 (\text{m}^{-1})\end{aligned}$$

また基礎の有効根入れ長は $20 (\text{m})$ であり、 $\beta l = 0.0796 \times 20 = 1.59$ となる。

βl は、 $1 < \beta l < 3$ であるので、道路橋示方書¹⁾の規定に従い有限長の杭基礎として設計を行った。なお、杭先端の条件はヒンジと考えた。

2-1-2 断面応力度の計算

(1) 杭体応力度

最大モーメント発生位置における杭体の応力度を次式により算出した。結果を表-2.2に示す。

$$\sigma_c = \frac{N}{A_c} + \sigma_{ce} \pm \frac{M}{Z}$$

(σ'_c)

N : 作用軸力

A_c : 杭のコンクリート断面積

σ_{ce} : 有効プレストレス

M : 作用モーメント

Z : 断面係数

σ_c : 杭体応力度
(σ'_c)

なお、算出にあたっては、常時、風時、地震時及び疲労時の4つの状態を考慮した。

表 2.2 断面応力度 (杭体)

		単位	常 時		風 時		地 震 時		疲 労 時	
			杭 頭	M _m 位置	杭 頭	M _m 位置	杭 頭	M _m 位置	杭 頭	M _m 位置
杭頭作用力	N	t	304.8		306.6		274.8		292.9	
	S	"	17.7		40.7		70.3		12.9	
	M	tm	653.3		1004.2		1235.2		489.2	
M _m 位置	M _m	"	668.8		1052.1		1338.3		500.3	
	L _m	m	1.82		2.48		3.13		1.79	
断面応力度	① N/A _c	kg/cm ²	8.8		8.9		7.9		8.5	
	② M/Z _c	"	26.3	26.9	40.4	42.3	49.7	53.9	19.7	20.1
	③ σ _{ce}	"	70.0							
	①+②+③=σ _c	"	105.1	105.7	119.3	121.2	127.6	131.8	98.2	98.6
	①+②-③=σ _c '	"	52.5	51.9	38.5	36.6	28.2	24.0	58.8	58.4

M_m位置：最大曲げモーメント発生位置

(2) 鋼製橋脚の応力度

鋼製橋脚の断面諸元は次に示す通りである。

外 径	D = 150 (cm)
内 径	d = 140.8 (cm)
肉 厚	t = 4.6 (cm)
断 面 積	A _s = 2101 (cm ²)
断面二次モーメント	I = 5558344 (cm ⁴)
断面係数	Z = 74111 (cm ³)

なお、算出にあたっては4つの状態を考え、次式により算出した。その結果を表2.3に示す。

$$\begin{matrix} \sigma_{sc} \\ (\sigma_{st}) \end{matrix} = \frac{N}{A_s} \pm \frac{M}{Z}$$

N : 作用軸力

A_s : 断 面 積

M : 作用モーメント

Z : 断面係数

σ_{sc} : 断面応力度
(σ_{st})

表－ 2.3 断面応力度（鋼製橋脚）

		単 位	常 時	風 時	地 震 時	疲 勞 時
橋脚 作用 下 端力	N	t	304. 8	306. 6	274. 8	292. 9
	S	"	17. 7	40. 7	70. 3	12. 9
	M	tm	653. 3	1004. 2	1235. 2	489. 2
断面 応 力 度	① N/A_s	kg/cm ²	145. 1	145. 9	130. 8	139. 4
	② M/Z	"	881. 5	1355. 0	1666. 7	660. 1
	①+② = σ_{sc}	"	1026. 6	1500. 9	1797. 5	799. 5
	①-② = σ_{st}	"	-736. 4	-1209. 1	-1535. 9	-520. 7

2－2 模型供試体の設計

模型供試体の断面の決定にあたっては、先に算出した実構造物における断面応力度に、仮定した模型供試体の断面積を乗じて作用荷重を逆算した。つまり、模型供試体においても実構造物における杭頭結合部の断面応力度と同等の応力度が発生するようにした。

2－2－1

まず、PCウェルは試験機の性能、模型供試体の製作組立て過程を考慮して、 $\phi 1600$ (mm)の標準仕様のもを用いた。その断面諸元は次のようになる。

外 径	$D = 160 \text{ (cm)}$
内 径	$d = 126 \text{ (cm)}$
壁 厚	$T = 17 \text{ (cm)}$
断 面 積	$A_c = 7637 \text{ (cm}^2\text{)}$
断面 2 次 モーメント	$I_c = 19797600 \text{ (cm}^4\text{)}$
断面係数	$Z_c = 247470 \text{ (cm}^3\text{)}$
有効プレストレス	$\sigma_{ce} = 70 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$
弾性係数	$E_c = 4.0 \times 10^5 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$

そこで、実構造物と同等の断面応力度が生じる時の軸力及び曲げモーメントを次式により逆算した。

$$N_T = A_c \cdot \sigma_{cN}$$

$$M_T = Z_c (\sigma_c - \sigma_{cN} - \sigma_{ce})$$

$$\sigma_T = Z_c (\sigma_{cN} + \sigma_{ce} - \sigma_c')$$

A_c : 模型杭のコンクリート断面積

Z_c : 模型杭の断面係数

σ_{cN} : 杭体軸方向応力度

σ_{ce} : 有効プレストレス

σ_c : 杭体曲げ応力度
(σ_c')

N_T : 作用軸力

M_T : 作用曲げモーメント

表－2.4 にその結果を示す。

表－2.4 模型供試体断面応力度（杭体）

		単 位	常 時	風 時	地 震 時	疲 労 時
実杭断面応力度	① $\sigma_{cN} (= N/A_c)$	kg/cm ²	8.8	8.9	7.9	8.5
	② $\sigma_{cM} (= M/Z_c)$	"	26.9	42.3	53.9	20.1
	③ σ_{ce}	"	70.0			
	①+②+③= σ_c	"	105.7	121.2	131.8	98.6
	①-②+③= σ'_c	"	51.9	36.6	24.0	58.4
試験杭軸力 (N_T)		t	67.2	68.0	60.3	64.9
試験杭曲げモーメント (M_T)		tm	66.6	104.7	133.4	49.7

2-2-2

次に、鋼製橋脚の断面応力度を先に逆算した軸力 (N_T) 及び曲げモーメント (M_T) から、次式により算出すると表－2.5 のようになる。

$$\sigma_{sc} = \frac{N_T}{A_s} \pm \frac{M_T}{Z}$$

(σ_{st})

A_s : 鋼製橋脚断面積

Z : 鋼製橋脚断面係数

表－2.5 模型供試体断面応力度（鋼製橋脚）

		単 位	常 時	風 時	地 震 時	疲 労 時
作用力	軸 力 (N_T)	t	67.2	68.0	60.3	64.9
	曲げモーメント (M_T)	tm	66.6	104.7	133.4	49.7
断面応力度	① N_T/A_s	kg/cm ²	143.4	145.1	128.7	138.5
	② M_T/Z	"	864.8	1359.6	1732.2	645.4
	①+②= σ_{sc}	"	1008.2	1504.7	1860.9	783.9
	①-②= σ_{st}	"	-721.4	-1214.5	-1603.5	-506.9

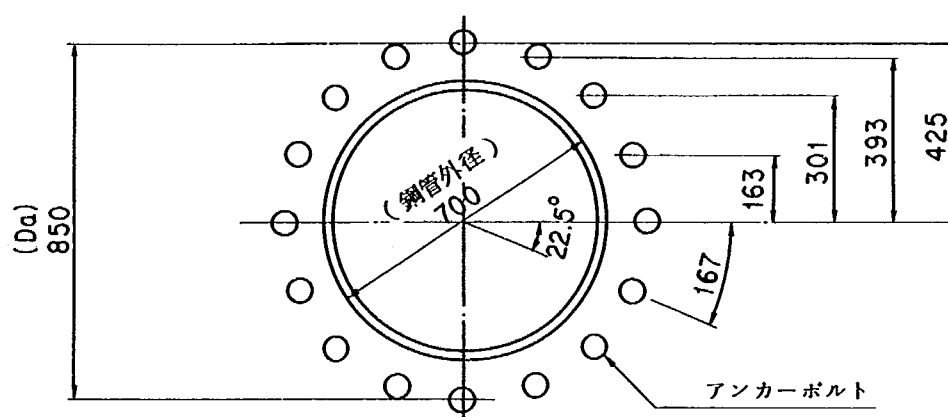
2-2-3 アンカーボルト1本当りの作用力の算出

アンカーボルト1本当りの作用力を算出するために、先に計算した各状態における鋼製橋脚下端の作用力を、常時換算すると表－2.6 のようになる。

次にアンカーボルトの配置を、図－2.2 のように設定する。そして次式を用いて、断面応力度を算出する。

表一 2.6 鋼製橋脚下端の作用力（常時換算）

		単 位	常 時	風 時	地 震 時	疲 労 時
割 増 率		—	1. 0	1. 25	1. 5	1. 0
作用力	N_T	t	67. 2	68. 0	60. 3	64. 9
	M_T	tm	66. 6	104. 7	133. 4	49. 7
常時換算力	N'_T	t	67. 2	54. 4	40. 2	64. 9
	M'_T	tm	66. 6	83. 8	88. 9	49. 7



図一 2.2 アンカーボルトの配置

$$\sigma_{sc} = \frac{N'_T}{\sum A_s} \pm \frac{M'_T}{Z}$$

N'_T : 作用軸力（常時換算）

M'_T : 作用曲げモーメント（常時換算）

A_s : 有効断面積

Z : 断面係数

なお、有効断面積は、アンカーボルトであるために、ネジ部分の谷径と有効径の和を平均して計算した。（ $d_e = 6.0536 (cm)$ ， $A_s = 28.78 (cm^2)$ ）

アンカーボルト 1 本あたり作用力は、次式のように断面応力度に有効断面積を乗じる。

$$P_c = \sigma_{sc} \times A_s$$

(P_t) (σ_{st})

そうすると各状態における常時換算のアンカーボルト 1 本あたり、表一 2.7 のようになる。

表－ 2.7 アンカーボルト 1 本当り作用力（常時換算）

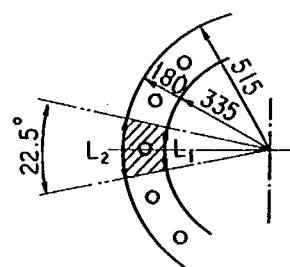
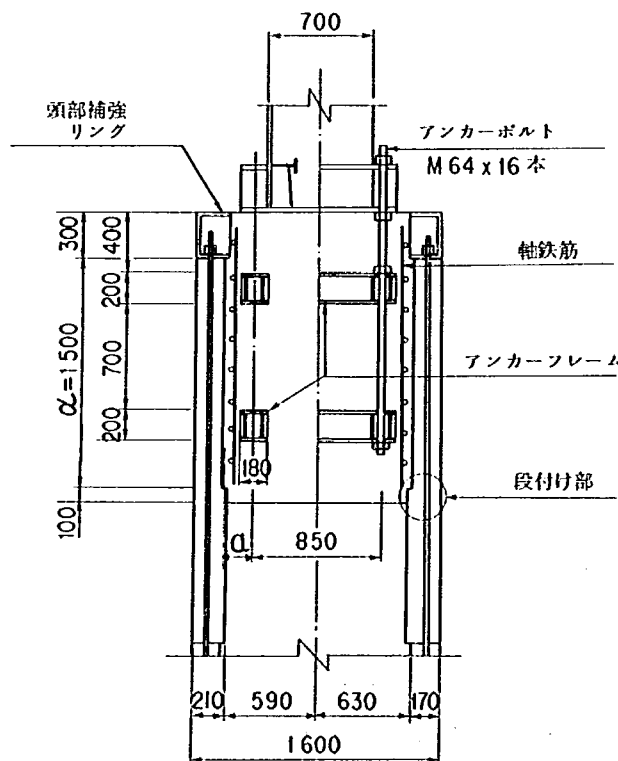
		単 位	常 時	風 時	地 震 時	疲 勞 時
常 アン カー ボ ルト 換 算 度	① $N_T' / \sum A_s$	kg/cm ²	145.9	118.1	87.3	140.9
	② M_T' / Z	"	679.3	854.8	906.8	506.9
	P_c	t/本	23.749	28,000	28,610	18,644
	①+② = σ_{sc}	kg/cm ²	825.2	972.9	994.1	647.8
	P_t	t/本	-15,351	-21,202	-23,585	-10,533
	①-② = σ_{sl}	kg/cm ²	-533.4	-736.7	-819.5	-366.0

2－2－4 中詰コンクリート部の諸断面の決定

(1) アンカーボルトの必要根入れ長の計算

アンカーボルト 1 本あたりの最大引抜力は、表－ 2.7 より $P_{lmax} = 23.585$ (t/本) となる。

次にコンクリートの許容せん断応力度 (τ_a) は道路橋示方書より採用すると、中詰コンクリートの設計基準強度 (σ_k) が 300 (kg/cm²) があるので 4.5 (kg/cm²) となる。



(b) 引抜き力に対する抵抗長

(a) 荷重載荷位置

図－ 2.3 アンカーボルトの必要根入れ長

ここで図－ 2.3 (a) のような荷重位置では、ディープビームであることから許容応力度の割り増しを行うことが可能になる。

せん断スパン

$$a = 185(\text{mm})$$

有効高さ

$$d = 1500(\text{mm})$$

せん断スパン比 (a/d) は $185/1500 = 0.123$ であるので、割り増し係数 (α) は $\alpha = 2$ となる。

$$\tau_{a1}' = \tau_{a1} \cdot \alpha$$

$$\tau_{a1}' = 4.5 \times 2 = 9.0 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$L_1 = 2 \times 33.5 \times \pi \times 22.5 / 360 = 13.2 \text{ (cm)}$$

$$L_2 = 2 \times 51.5 \times \pi \times 22.5 / 360 = 20.2 \text{ (cm)}$$

$$L = L_1 + L_2 = 13.2 + 20.2 = 33.4 \text{ (cm)}$$

引抜力に抵抗する力 R は

$$R = L \times \tau_a$$

$$R = 33.4 \times 9.0 = 300.6 \text{ (kg/cm)} \text{ となる。}$$

従って、必要根入れ長 ℓ は

$$\ell = P_{tmax} / R$$

$$\ell = 23,585 / 300.6 = 78.5 \text{ (cm)} \text{ となる。}$$

安全側を考慮して、 $\ell = 100 \text{ (cm)}$ 以上とする。

(2) アンカーフレームの計算

まず、アンカーフレームの必要幅を次式を用いて算出する。

$$B = P_{max} \times 16 / (\pi \times D_a \times \sigma_{ba})$$

最大荷重は、表-2.7 より $P_{max} = 28.61 \text{ (t/本)}$ となる。また許容支圧応力度については次のように考えた。

$$\sigma_{ba} = (0.25 + 0.05 \frac{A_c}{A_b}) \sigma_{ck}$$

$$A_c / A_b = 2 \text{ とすると}$$

$$\sigma_{ba} = (0.25 + 0.1) \sigma_{ck} = 0.35 \sigma_{ck} = \sigma_{ck} / 3$$

$$\sigma_{ba} = 1/3 \times 300 = 100 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$D_a = 85 \text{ (cm)}$$

$$\therefore B = \frac{28,610 \times 16}{\pi \times 85 \times 100} = 17.2 \text{ (cm)} \text{ となる。}$$

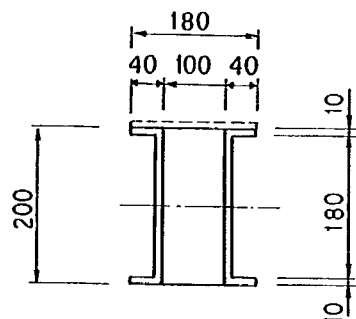


図-2.4 アンカーフレームの断面形状

安全側を考慮して、 $B = 18 \text{ (cm)}$ とする。

次に図-2.4 に示すような断面を仮定し、断面計算を行う。

なお、荷重の載荷方式は、図-2.5 に示すようにアンカーボルト位置を支点とし、等分布荷重が作用する連続梁とする。

断面2次モーメント (I) は

$$I = \frac{bh^3}{12}$$

$$I = \frac{1}{12} (8 \cdot 20^3 - 6 \cdot 18^3) = 2,417.3 \text{ (cm}^4\text{)}$$

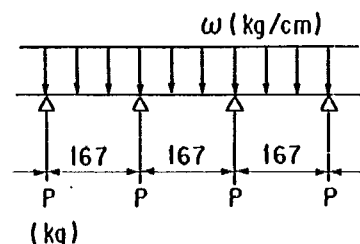


図-2.5 荷重の載荷方法

断面係数 (Z) は

$$Z = I / (h/2)$$

$$Z = 2417.3 / \frac{20}{2} = 241.7 (\text{cm}^3)$$

アンカーボルト 1 本当りの作用力は $P = 28.610(\text{t})$ であるので、1 スパンあたりの等分布荷重 (w) は

$$w = P/\ell = \frac{28.610}{16.7} = 1713 (\text{kg/cm}) \text{ となる。}$$

$$M = \frac{w\ell^2}{10} = \frac{1713 \times 16.7^2}{10} = 47,774 (\text{kg} \cdot \text{cm})$$

$$S = \frac{w\ell}{2} = \frac{1713 \times 16.7}{2} = 14,304 (\text{kg})$$

$$\therefore \sigma_s = \frac{M}{Z} = \frac{47,774}{241.7} = 197.7 (\text{kg/cm}^2) < \sigma_{sa} = 1,400 (\text{kg/cm}^2)$$

$$\tau_s = \frac{S}{A_s} = \frac{14,304}{2 \times 1.0 \times 18.0} = 393.3 (\text{kg/cm}^2) < \tau_{sa} = 800 (\text{kg/cm}^2)$$

2-2-5 杭頭結合部応力度の照査

杭頭結合部の応力度の照査にあたっては、文献²⁾の杭とフーチングの結合法を参考にした。

段付け部と中詰コンクリートの支圧応力度は、段付け部が鋼管杭の杭体内面のずれ止めと対応するものであるから、次式を用いて算出した。

$$\sigma_{cs} = \frac{P - S - S'}{\alpha \cdot n_1 \cdot \pi (D' - t) \ell} \leq \sigma_{ca}$$

ここで

σ_{ca} : コンクリートの許容支圧応力度

σ_{cs} : 段付け部の垂直支圧応力度

P : 軸方向押込み力 (kg)

S : 杭外周とフーチングコンクリートの間で負担できるせん断力

S' : 杭頭肉厚部分とフーチングコンクリートの間で負担できる支圧力

D' : 杭の内径 (cm)

t : ずれ止めの厚さ (cm)

n_1 : 杭体内面のずれ止めの段数

α : 中詰コンクリートの支圧応力の補正係数 (= 6)

$$\sigma_{ca} = (0.25 + 0.05 \frac{A_c}{A_b}) \sigma_{ck}$$

$$A_c/A_b = 1 \text{ とすると}$$

$$\sigma_{ca} = 0.36 \sigma_{ck} = 0.3 \times 300 = 90 (\text{kg/cm}^2)$$

$$S = S' = 0 \text{ であるので}$$

$$\sigma_{cs} = \frac{28.61 (\text{t/本}) \times 16 (\text{本})}{6 \times 1 \times \pi (126 - 4) 4} = 0.04976 (\text{t/cm}^2)$$

$$\approx 49.8 (\text{kg/cm}^2)$$

$$\therefore \sigma_{cs} \leq \sigma_{ca}$$

中詰コンクリートのアンカーフレームとPCウェルとの間には、軸方向鉄筋を(以下、軸鉄筋と称する。)挿入する。これはPCウェルと中詰コンクリートとの付着応力が、中詰コンクリート全長に渡って作用するように、配筋するものである。

鉄筋量の算出にあたっては、次のように付着応力による許容荷重を仮定し、アンカーボルト1本当たりについて行った。

中詰コンクリートとPCウェルの間の付着応力は清水中において下限値を与える15 (kg/cm)として、これの1/3を許容付着応力度とした。(文献³⁾参照)

$$R_{fa} = \Sigma (\pi \cdot d_i \cdot \ell_i) \cdot \tau_{oa} \cdot 1/16$$

R_{fa} : 付着応力による許容荷重

d_i : PCウェル内径

ℓ_i : 中詰コンクリート打設高

τ_{oa} : 許容付着応力度

$$d_1 = 126 (\text{cm}) \quad \ell_1 = 150 (\text{cm})$$

$$d_2 = 118 (\text{cm}) \quad \ell_2 = 10 (\text{cm}) \cdots \text{無視する。}$$

$$R_{fa} = \pi \cdot 126 \cdot 150 \cdot 5 \cdot 1/16$$

$$= 18,555 (\text{kg/本})$$

次に、引張側のアンカーボルトの引抜力により図-2.6のようなせん断破壊面が生じると仮定する。この場合のPCウェルの抵抗域をアンカーボルトの根入れ長の1/2程度と考え、アンカーボルト1本当たりについて、必要鉄筋量の計算を行う。

$$n = \frac{1}{2} \cdot R_{fa} \cdot \frac{1}{A_s \cdot \sigma_{sa}}$$

R_{fa} : P C ウェルと中詰コンクリートの付着応力による許容荷重

A_s : 鉄筋断面積

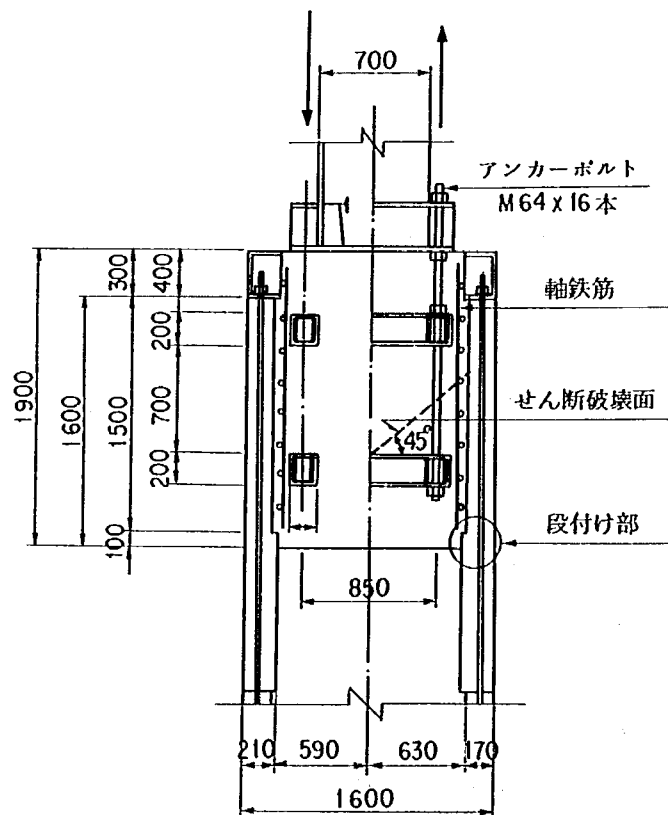
σ_{sa} : 鉄筋の許容応力度 ($=1600 \text{ kg/cm}^2$)

ここで、D 22 の鉄筋を使用すると $A_s = 3,871 (\text{cm}^2)$ となる。

$$n = \frac{1}{2} \times 18,555 \times \frac{1}{3,871 \times 1600} = 1.5 (\text{本})$$

中詰コンクリート中の鉄筋量としては

$1.5(\text{本}) \times 16 = 24 (\text{本})$ となる。



図－ 2.6 せん断破壊面の仮定

このようにして決定した模型供試体の諸元・断面性能を表－ 2.8 に、また模型供試体の一般図を図－ 2.7 に示す。

なお、参考のため、模型供試体と実構造物との断面諸元比較一覧表を表－ 2.9 に示す。

P C ウェル供試体の構造寸法図を図－ 2.8 ～ 2.1 1 に、また鋼製橋脚及びアンカーフレームの構造寸法図を図－ 2.1 2 ～ 2.1 3 に示す。

表－ 2. 8 模型供試体の諸元及び断面性能

(a) P C ウェル ($\sigma_{ck} = 500 \text{ kg/cm}^2$) 長さ $L = 5.00 \text{ (m)}$

外 径 D (mm)	壁 厚 T (mm)	断面積 A (cm^2)	断面二次モーメント I (cm^4)	断 面 係 数 Z (cm^3)	P C 鋼 棒 径 × 本 数	有効プレストレス σ_{ce} (kg/cm^2)	地震時許容曲げ モーメント M_a ※ (tm)	破壊曲げモーメント ※ M_u (tm)
1,600	170	7,637	19,797,600	247,470	$\phi 23 \times 18$ 本	70.0	318.0	590.1

(b) 鋼製橋脚 (SM50A)

長さ $L = 3.00 \text{ (m)}$

外 径 d (mm)	肉 厚 t_s (mm)	断面積 A_s (cm^2)	断面二次モーメント I (cm^4)	断 面 係 数 Z (cm^3)	地震時許容曲げ モーメント M_a ※ (tm)	破壊曲げモーメント ※ M_u (tm)
700	22	468.6	269,543	7,701	208.8	316.6

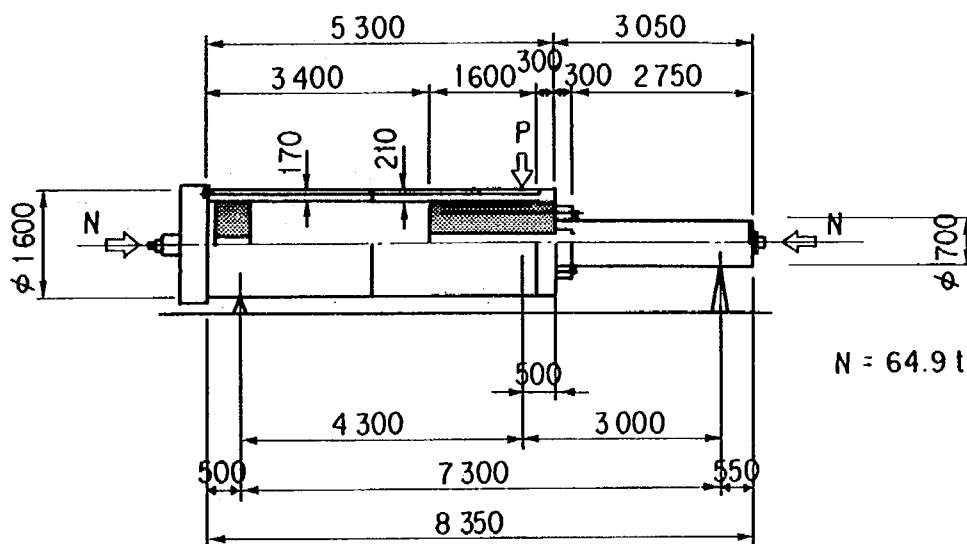
注) ※軸力 64.9(t) 載荷時の値

(c) アンカーボルト

M64×16本 (SS41)

(d) 中詰コンクリート

$\sigma_{ck} = 300 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$

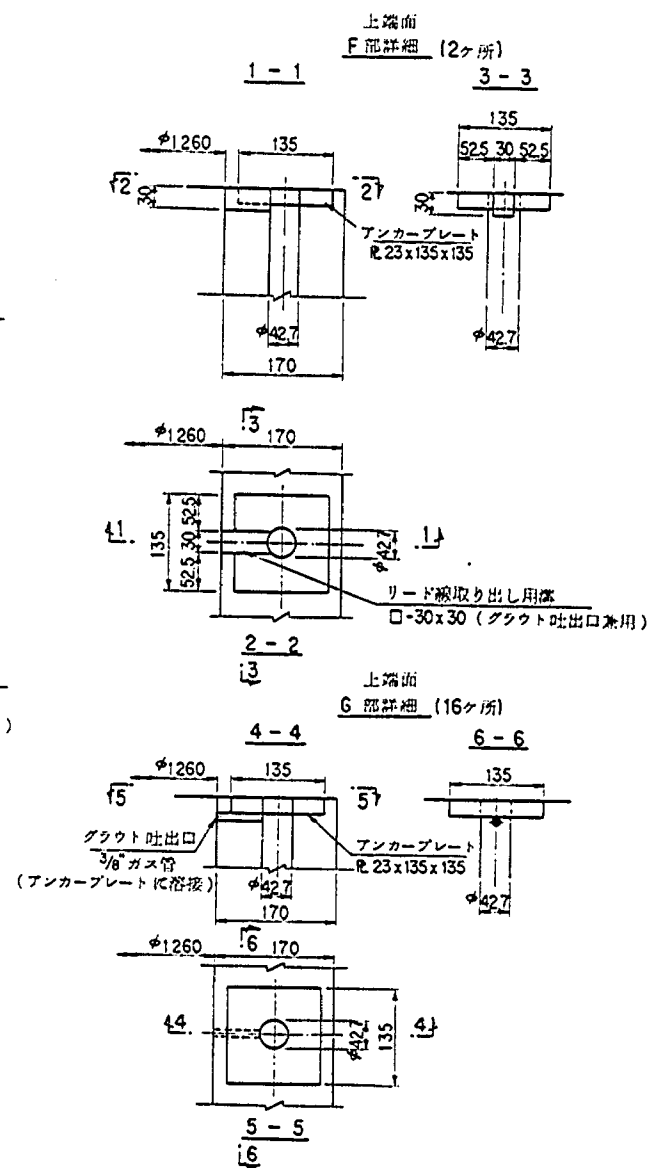
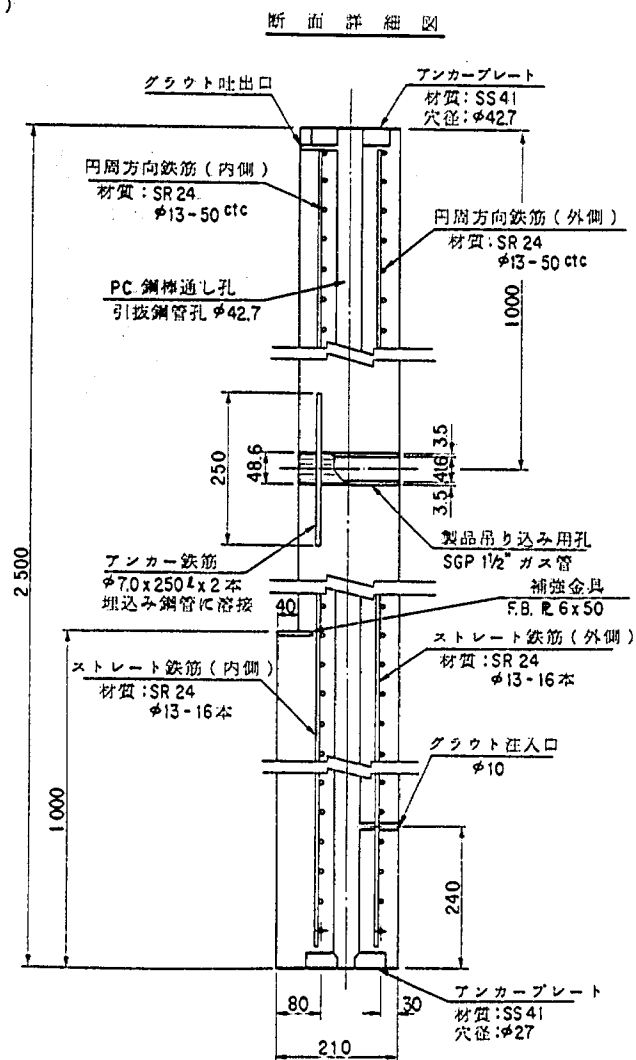
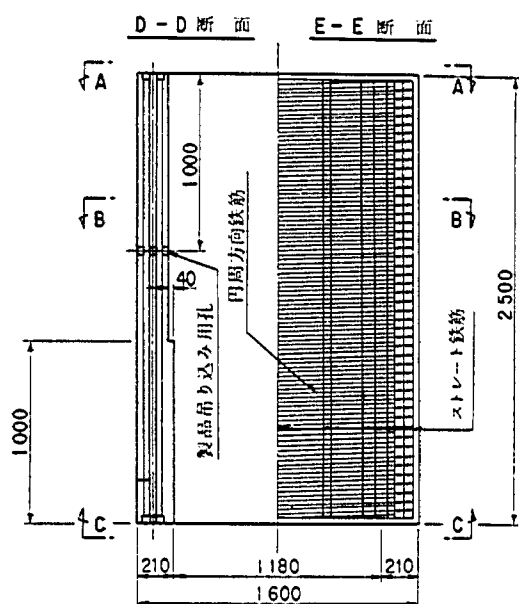
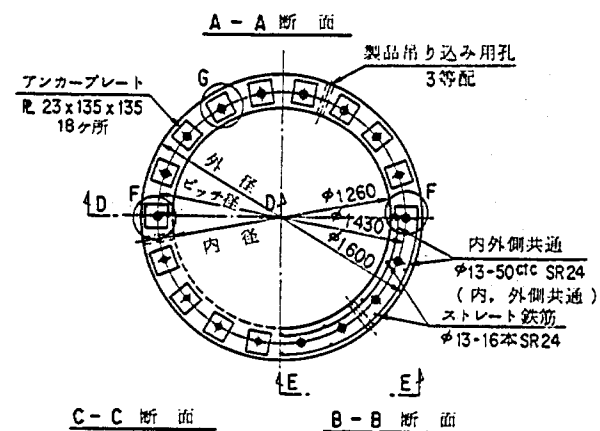


図－ 2. 7 模型供試体一般図

表-2.9 模型供試体の断面諸元比較一覧表

実機造行					機型供試体										
PCウェル仕様					$D=3,500(\text{mm}), t=350(\text{mm}), \sigma_{cs}=70(\text{kg/cm}^2)$					$D=1,600(\text{mm}), t=170(\text{mm}), \sigma_{cs}=70(\text{kg/cm}^2)$					
断面諸元					$A=34,636(\text{cm}^2), I=4.349 \times 10^8(\text{cm}^4), Z=2.485 \times 10^6(\text{cm}^3)$					$A=7,637(\text{cm}^2), I=1.97976 \times 10^8(\text{cm}^4), Z=2.4747 \times 10^6(\text{cm}^3)$					
					$\sigma_{ct}=500(\text{kg/cm}^2), F_c=1 \times 10^8(\text{kg/cm}^2)$					同左					
鋼製橋脚仕様					$D=1,500(\text{mm}), t=46(\text{mm})$					$D=700(\text{mm}), t=22(\text{mm})$					
断面諸元					$A=2101(\text{cm}^2), I=5.5583 \times 10^6(\text{cm}^4), Z=7.1111(\text{cm}^3)$					$A=468.6(\text{cm}^2), I=2.69543 \times 10^6(\text{cm}^4), Z=7.701(\text{cm}^3)$					
荷重条件					常時	風時	地震時	疲労時	常時	風時	地震時	疲労時	疲労試験時		
					(1.0)	(1.25)	(1.5)	(1.0)	(1.0)	(1.25)	(1.5)	(1.0)	(最小)	(最大)	
橋脚部 $N(t)$					304.8	306.6	274.8	292.9	67.2	68.0	60.3	64.9	64.9		
((内)試験荷重) $S(=)$					17.7	40.7	70.3	12.9	(34.5)	(60.3)	(79.8)	(23.0)	(0)	(34.0)	
									26.2	41.4	52.9	19.4	5.9	25.9	
$M(\text{tm})$					653.3	1004.2	1235.2	489.2	66.6	104.7	133.4	49.7	15.9	66.0	
PCウェル $M(=)$					668.8	1052.1	1338.3	500.3	66.6	104.7	133.4	49.7	18.2	78.3	
断面応力度	PCウェル $\sigma_c(\text{kg/cm}^2)$				105.7	121.2	131.8	98.6	同左				85.9	110.1	
	" $\sigma_c(=)$				51.9	36.6	24.0	58.4	同左				71.1	46.9	
	鋼製橋脚 $\sigma_c(=)$				1026.6	1500.9	1797.5	799.5	1008.2	1504.7	1860.9	783.9	345.0	995.8	
	" $\sigma_c(=)$				-736.4	-1209.1	-1535.9	-520.7	-721.4	-1214.5	-1603.5	-506.9	-68.0	-718.8	
															疲労試験時 (最大) (ウェル部) $\phi 57.5 \text{mm}$
アンカーボルト仕様					SS41, $M:115 \times 16 \text{本}=1510(\text{cm})$					SS41, $M:64 \times 16 \text{本}=460.48(\text{cm})$					
圧縮力 $P_c(t/\text{本})$					104.9	151.1	179.4	82.6	23.8	35.0	42.9	18.7	8.7	23.4	
圧縮力応力度 $\sigma_{cc}(\text{kg/cm}^2)$					1107.8	1595.7	1894.6	872.3	825.2	1216.1	1491.2	647.8	303.1	814.1	
引張力 $P_t(t/\text{本})$					-66.8	-112.8	-145.1	-46.0	-15.4	-26.5	-35.4	-10.6	-0.2	-15.3	
引張力応力度 $\sigma_{tt}(\text{kg/cm}^2)$					-705.5	-1191.3	-1532.4	-485.8	-533.4	-920.9	-1229.3	-366.0	-7.9	-532.3	
アンカーリング仕様					幅365×高350×32t×10t, $D_p=1,900(\text{mm})$					幅180×高200×22t×10t, $D_p=850(\text{mm})$					
支圧応力度 (kg/cm^2)					78.1	112.5	133.6	61.5	79.2	116.5	142.8	62.2	29.0	77.9	
PCウェル頭部															
支圧部 A_c					$d=2,800(\text{mm}), t_c=75(\text{mm}), A_c=401(\text{cm}^2)$					$d=1,260(\text{mm}), t_c=40(\text{mm}), A_c=95.8(\text{cm}^2)$					
付着部 A_{fc}					$\phi 2,800-2,100(\text{mm}), \phi 2,650-1,300(\text{mm}), A_{fc}=18310(\text{cm}^2)$					$\phi 1,260-1,500(\text{mm}), \phi 1,180-300(\text{mm}), A_{fc}=4,406(\text{cm}^2)$					
$P_{cc}=A_c \cdot \sigma_{cc} + A_{fc} \cdot f_c (\frac{\%}{d})$					151.7	189.6	227.6	(90%) 136.5	36.4	45.5	54.6	(90%) 32.8	(90%) 32.8		
$A_c \cdot \sigma_{cc} / P_{cc} (\%)$					39.7%					39.5%					
P_{cc} / P_c					1.45	1.25	1.27	1.65	1.53	1.30	1.27	1.75	3.77	1.40	
P_{cc} / P_t					2.27	1.68	1.57	2.97	2.36	1.72	1.54	3.09	164.0	2.14	
$A_c \cdot \sigma_{cc} / P_c (\%)$					57.3	49.8	50.3	65.5	60.4	51.3	50.3	69.2	165.2	61.4	
$P_c / A_c (\text{kg/cm}^2)$					262	377	417	306	248	365	448	195	91	244	
$P_t / A_c (=)$					167	281	362	115	161	277	370	111	2	160	
$A_c \cdot \sigma_{cc} / P_t (\%)$					90.0	66.7	62.2	117.7	93.3	67.8	60.9	122.0	7185.0	93.9	
$f=(P_c-A_c \cdot \sigma_{cc})/A_{fc} (\frac{\%}{d})$					2.44	4.15	4.87	1.55	2.14	3.87	4.84	1.31	-	2.05	
(δ_{max} : 橋脚付根部)															
試験抗たわみ量 (mm)										1.85	2.89	3.68	1.38	0.45	1.83
橋脚付根部折れ角 (rad)															28714×10 ⁻⁴
剛度比															
PCウェル $E_c I_c (\text{kg}\cdot\text{cm}^2)$					$\alpha_e=1.7396 \times 10^{14}$					$\alpha_t=7.9190 \times 10^{12}$ ($\alpha_e/\alpha_t=21.967$)					
鋼製橋脚 $E_s I_s (=)$					$\beta_e=1.1672 \times 10^{13}$					$\beta_t=5.6604 \times 10^{11}$ ($\beta_e/\beta_t=20.620$)					
α/β					11.904					13.990					

φ1600 PC ウェル製品図 S = 1/20, 1/6
(上端ロット)



圖一 2.8 模型供試体用上端部

φ1600 PC ウェル製品図 S = 1/20, 1/6
(標準ロット)

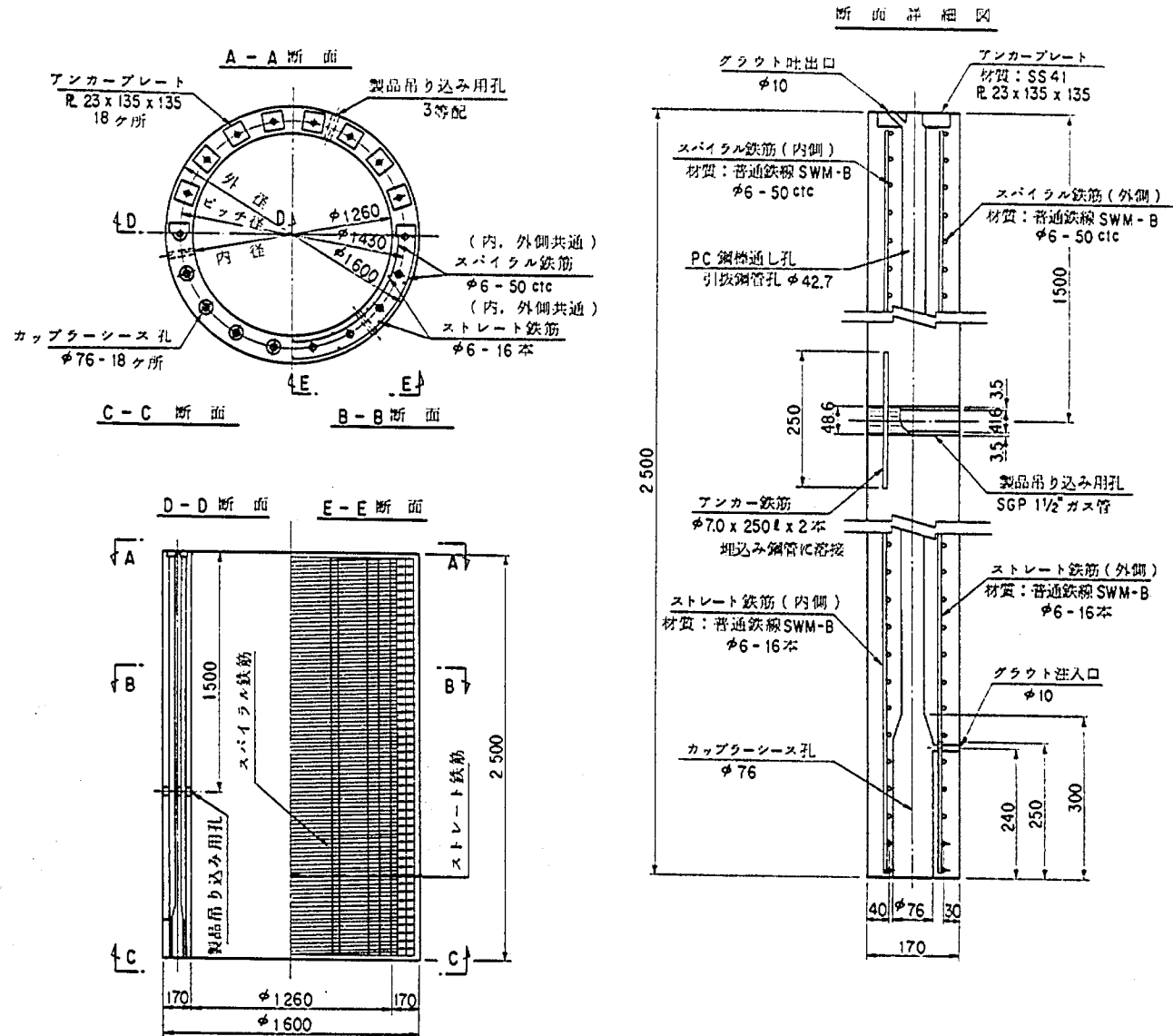


図-2.9 模型供試体用標準部

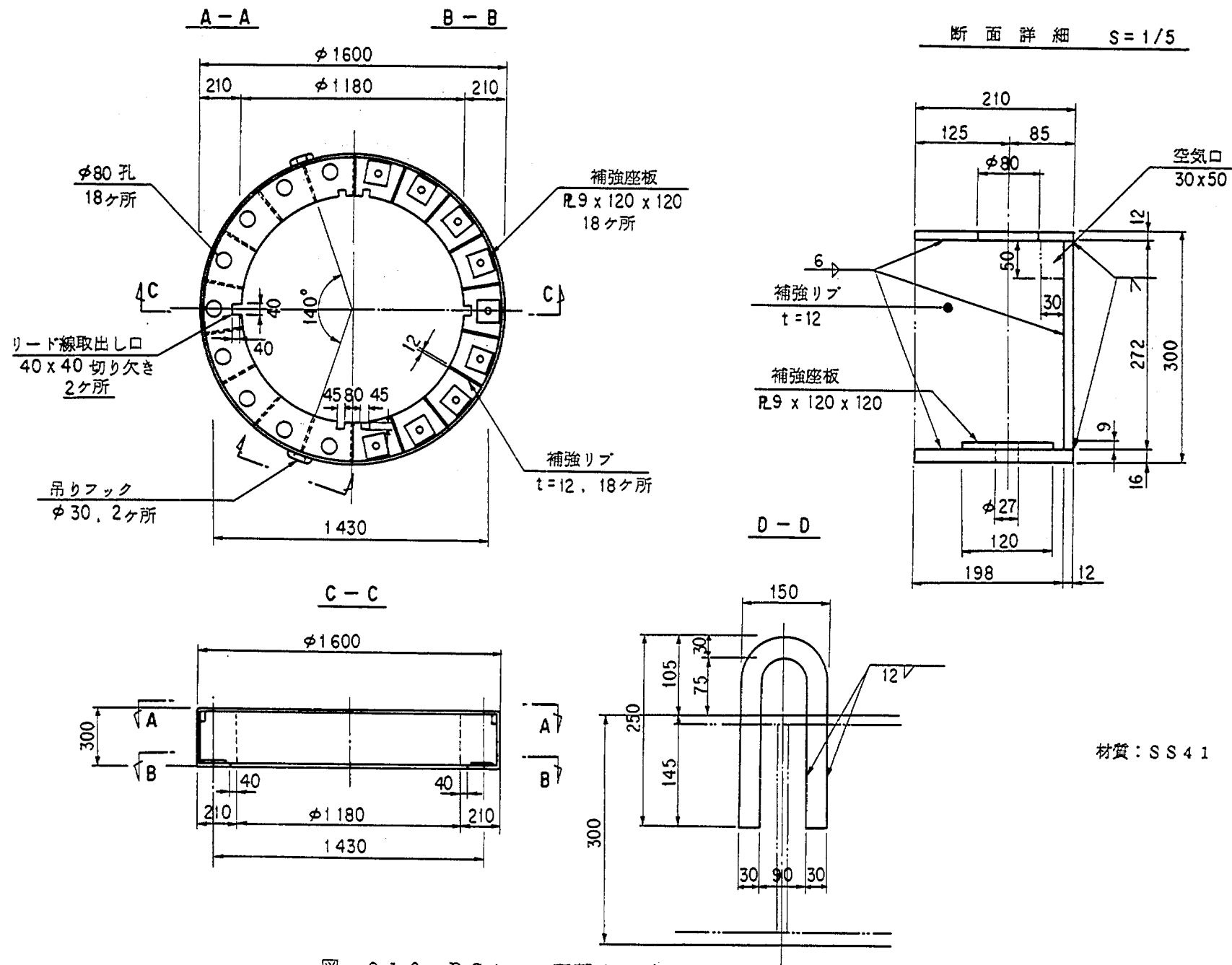
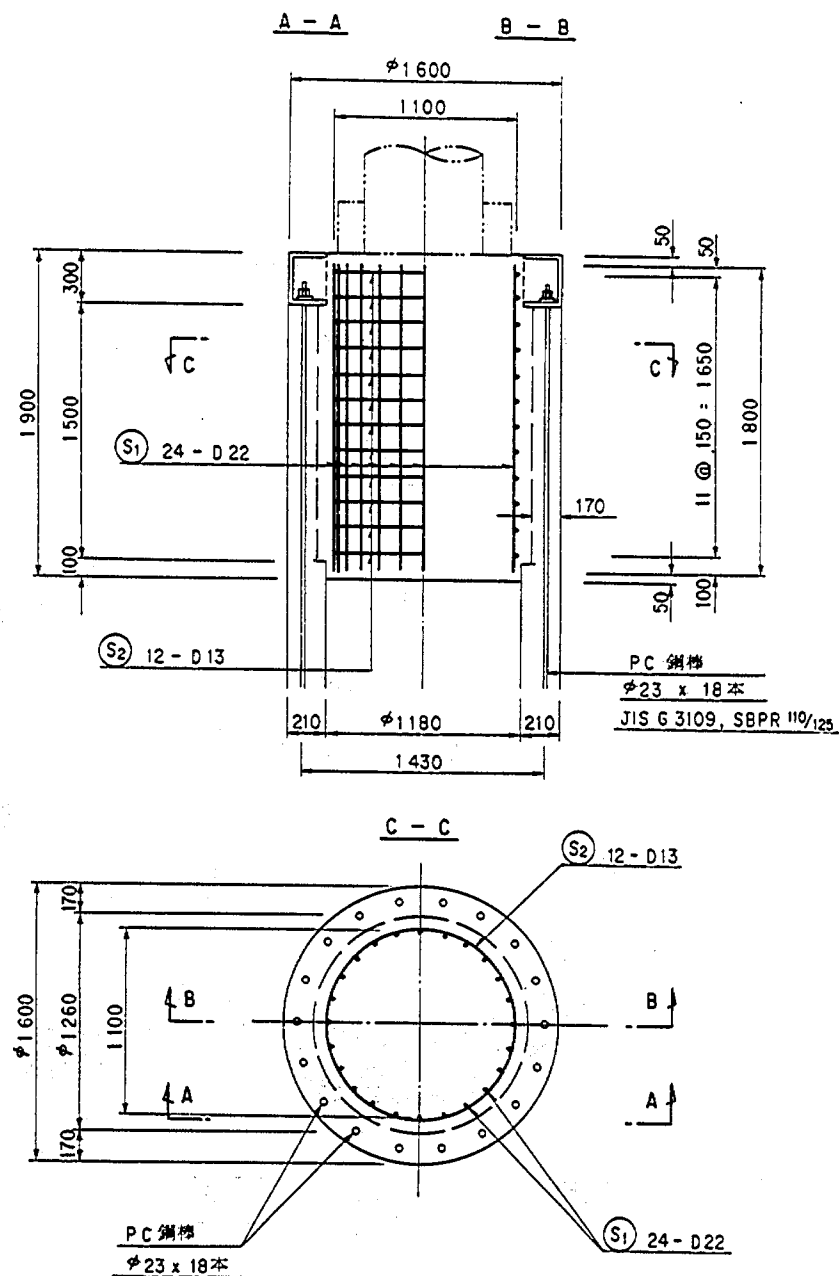


図-2.10 PCウェル頭部リング構造図



鉄筋表

記号	径	長さ (mm)	本数 (本)	単位重量 (kg/m)	1本当り重量 (kg)	重量 (kg)
S-1	D 22	1800	24	3.04	5.472	131.3
S-2	D 13	3960	12	0.995	3.940	47.3
合計						178.6

S1 24 - D 22 x 1800

S2 12 - D 13 x 3960

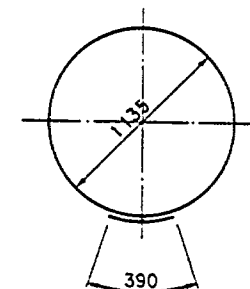
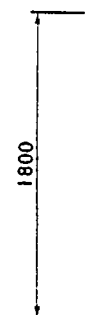


図-2.11 PCウェル頭部配筋図

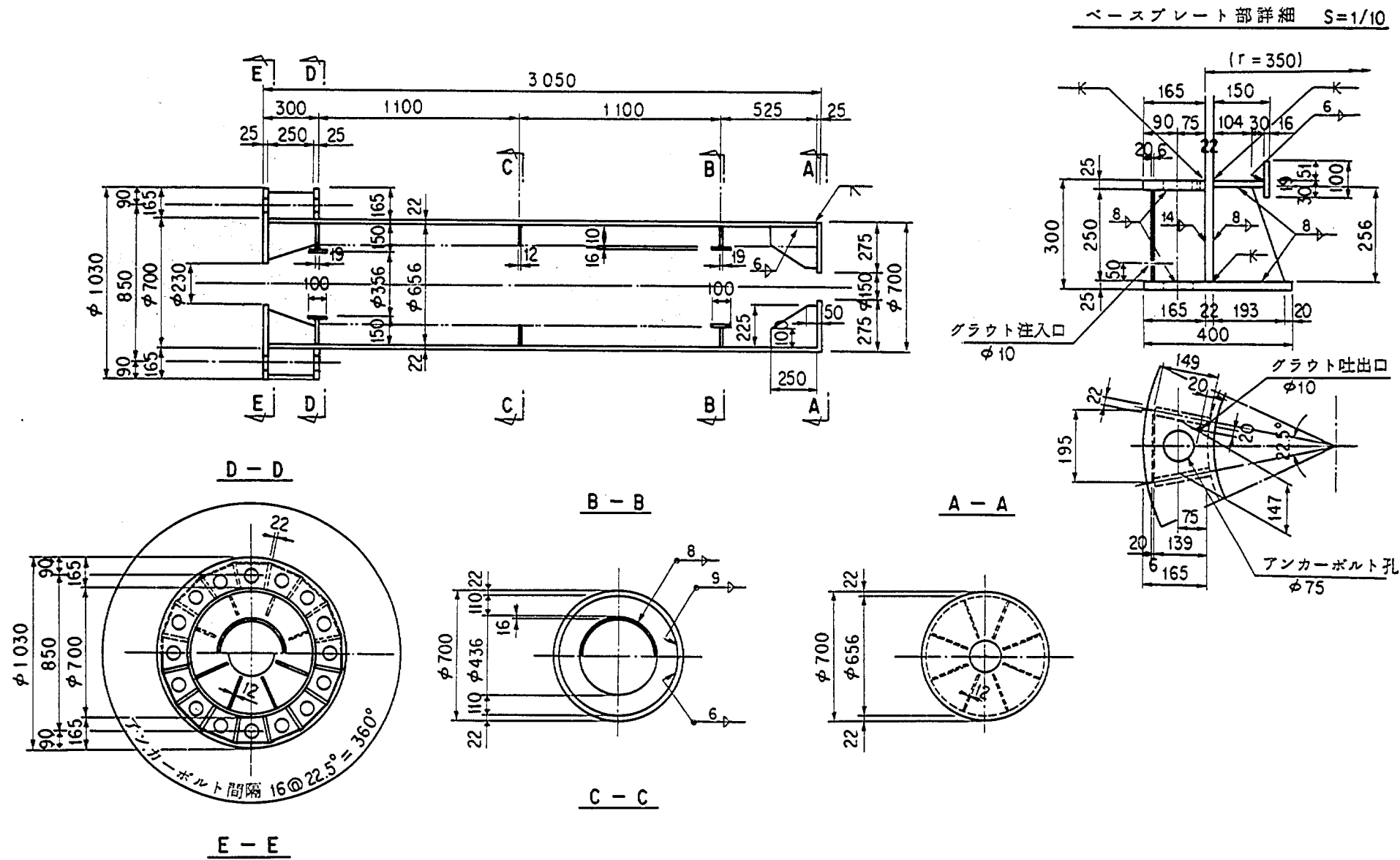


図 - 2.1 2 鋼製橋脚構造図

図-2.13 アンカーフレーム構造図

2-3 模型供試体の製作方法

模型供試体の製作方法は次に示す通りである。

上段の特殊ブロック（段付け部を有するブロック）に頭部を保護，補強するためのリングをセット後，プレストレスを導入する。さらに軸鉄筋，アンカーフレーム挿入後，中詰コンクリートを打設する。養生後，鋼製橋脚をアンカーフレームからでているアンカーボルトに締結する。また下段ロッドを連結し，プレストレスを導入すると模型供試体が完成する。写真-2.1～2.5に中詰コンクリート打設状況をまた，図-2.14に製作要領を示す。



写真-2.1 中詰コンクリート打設前

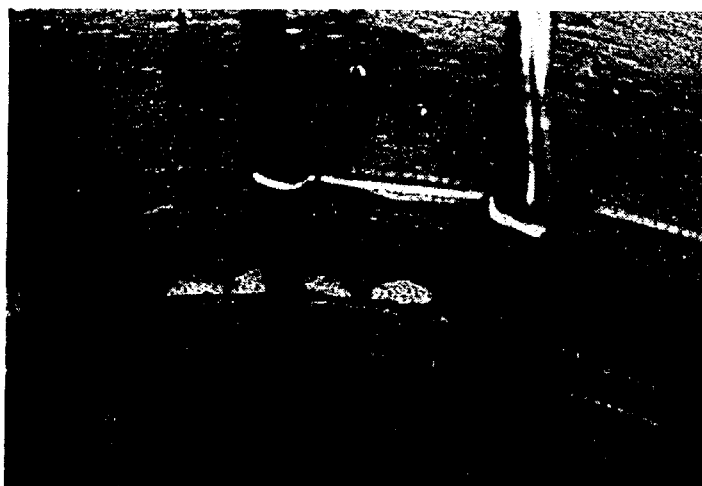
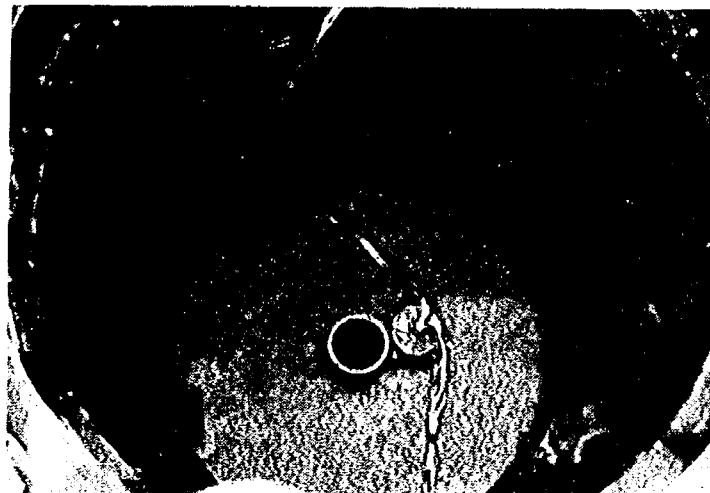


写真-2.2 モールドゲージの設置状況



写真－ 2.3 アンカーボルトのゲージ貼付状況

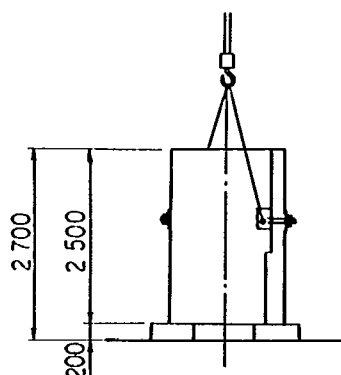


写真－ 2.4 アンカーフレーム設置状況

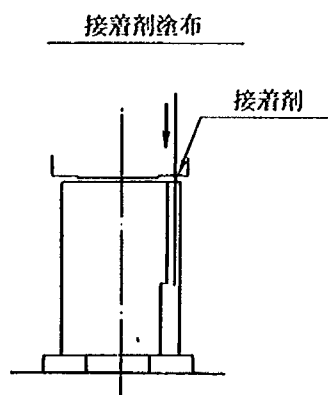


写真－ 2.5 中詰コンクリート打設

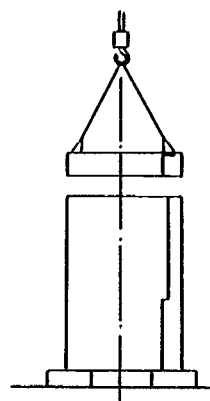
① PCウェル設置



② PC鋼棒配置

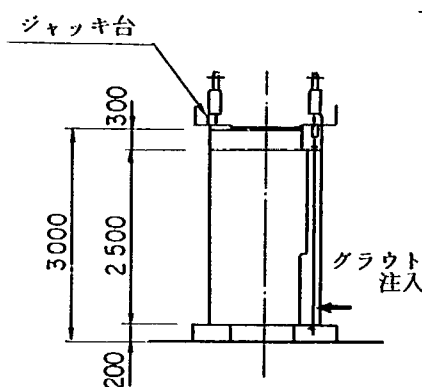


③ 頭部補強リング設置



④ PC 鋼棒緊張

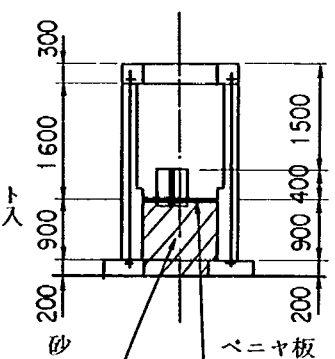
グラウト注入



⑤ 中詰砂充填

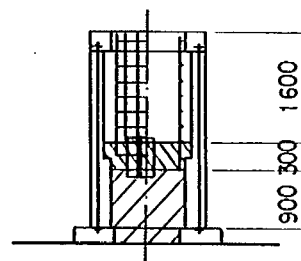
ベニヤ板設置

パイプ(80^A, $l=500$) 設置



⑥ 鉄筋配置

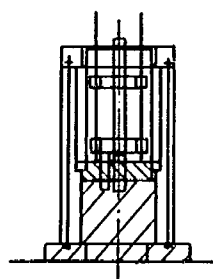
コンクリート打設 ($h=300$)



⑦ アンカーフレーム設置

パイプ(80^A, $l=1600$) 接続, 吊りフック設置 (D32)

コンクリート打設 ($h=1600$)



(アンカーフレームの
グラウトは設置前に注
入, 養生しておく。)

⑧ 接着剤塗布

鋼製橋脚連結

グラウト注入 (ベースプレート部)

軸力導入用PC 鋼棒設置 $\phi 36, l=6m$

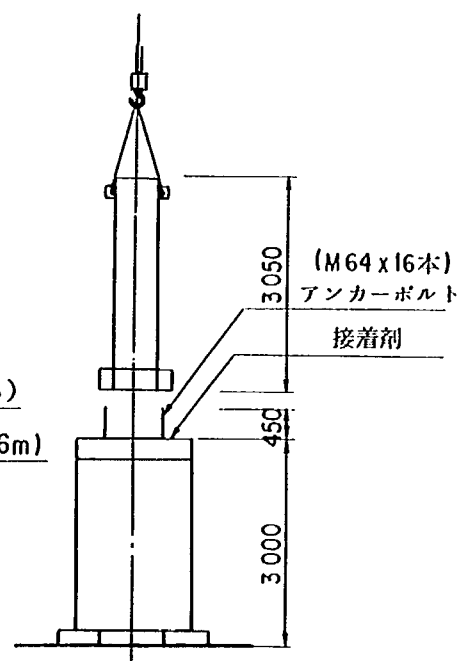
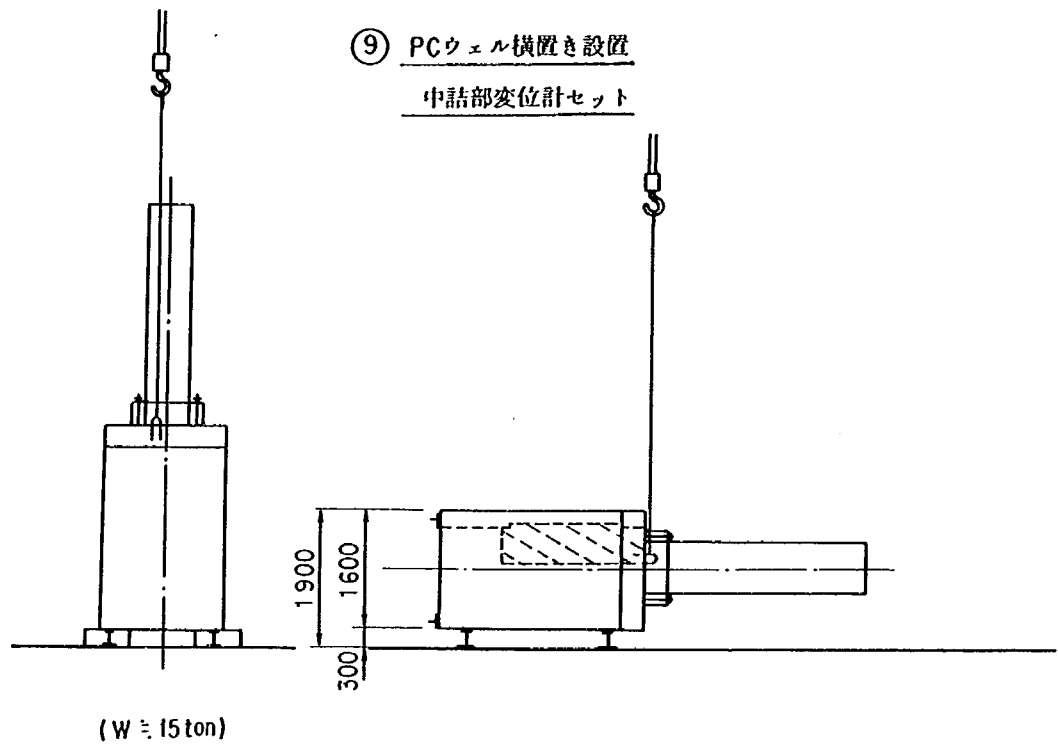
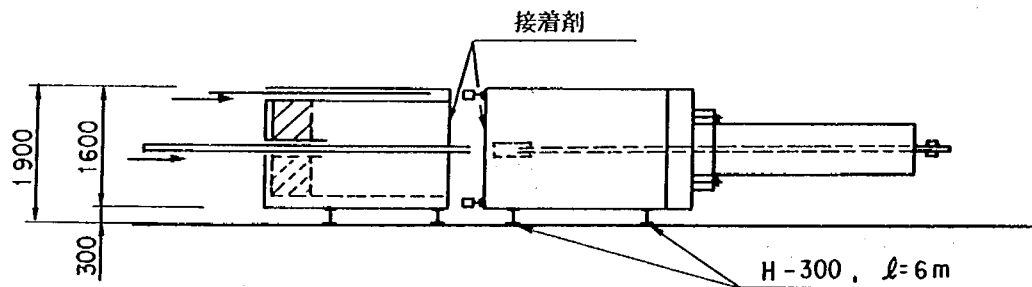


図-2.14 模型供試体の組み立て (その1)



- ⑩ 第2ロット横置き 軸力導入用PC鋼棒(φ36, ℓ = 4.5m)連結配置
PC鋼棒配置, 接着剤塗布



- ⑪ PC ウェル接続
PC 鋼棒緊張
グラウト注入

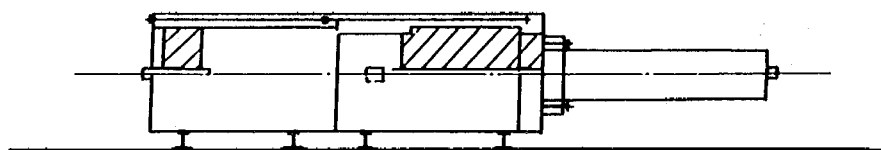


図-2.14 模型供試体の組み立て(その2)

2-4 材料試験結果

PCウェル模型供試体のコンクリート配合，強度試験結果は表-2.10，2.11に示す通りである。同様に中詰コンクリートについての結果を表-2.12，2.13に示す。

表-2.10 コンクリート示方配合表（PCウェル本体コンクリート）

粗骨材の 最大寸法 (mm)	スランプの 範 囲 (cm)	水セメント 比 (%)	細骨材 率 (%)	単 位 重 量 (kg/m ³)					設 計 配 合 強 度 (kg/cm ²)
				水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G	混和材	
25	3~6	30.6	38	141	460	697	1,147	4.6	500

表-2.11 コンクリート強度試験結果（PCウェル本体コンクリート）

区 分	材 令					
	脱 型 時	7 日	28 日		*)	**)
圧 縮	399	443	561	532	555.1	561.5
	389	363	538	507	568.3	561.6
	399	392	540	530	543.7	566.7
平 均	396	399	546	523	555.7	563.3
引 張	—	—	—	—	32.01	28.71
	—	—	—	—	36.88	39.82
	—	—	—	—	34.32	37.82
平 均	—	—	—	—	34.40	35.45
ヤング率					3.41×10	
養生条件	水 中			室 内 放 置 (製品同一)		

*) 繰り返し片振り曲げ試験前

**) 静的破壊曲げ試験前

$\sigma_{ck} = 500 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$

表一 2.1 2 コンクリート示方配合表 (P C ウェル中詰コンクリート)

粗骨材の 最大寸法 (mm)	スランブの 範 囲 (cm)	水セメント 比 (%)	細骨材 率 (%)	単 位 重 量 (kg/m ³)					設 計 配 合 強 度 (kg/cm ²)
				水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G	混和材	
25	12 ~ 18	52.5	44.5	179	341	782	974	3.79	300

表一 2.1 3 コンクリート強度試験結果 (P C ウェル中詰コンクリート)

区 分	材 令			
	7 日	2 8 日	*)	**)
圧 縮	280	344	331. 2	360. 9
	251	350	319. 6	359. 1
	282	354	335. 1	350. 6
平 均	271	349	328. 6	356. 9
引 張	—	—	24. 21	22. 44
	—	—	21. 61	21. 01
	—	—	22. 32	24. 61
平 均	—	—	22. 71	22. 69
ヤング 率			2.19×10	2.16×10
養生条件	水 中		室 内 放 置 (製品同一)	

*) 繰り返し片振り曲げ試験前 **) 静的破壊曲げ試験前 $\sigma_{ck} = 300(\text{kg/cm}^2)$

3. 試 験 方 法

試験は土木研究所構造力学実験施設内で行い、繰返し片振り曲げ試験については構造物繰返し載荷装置を、また静的破壊曲げ試験については大型載荷試験装置を、それぞれ用いた。それぞれの仕様を表一 3.1，表一 3.2 または図一 3.1～3.4 に示す。

試験順序は、疲労検討時の軸力導入後、繰返し片振り曲げ試験を行い、その後その模型供試体を用いて静的破壊曲げ試験を実施した。以下にその内容を示す。

表一 3.1 構造物繰返し載荷装置の仕様

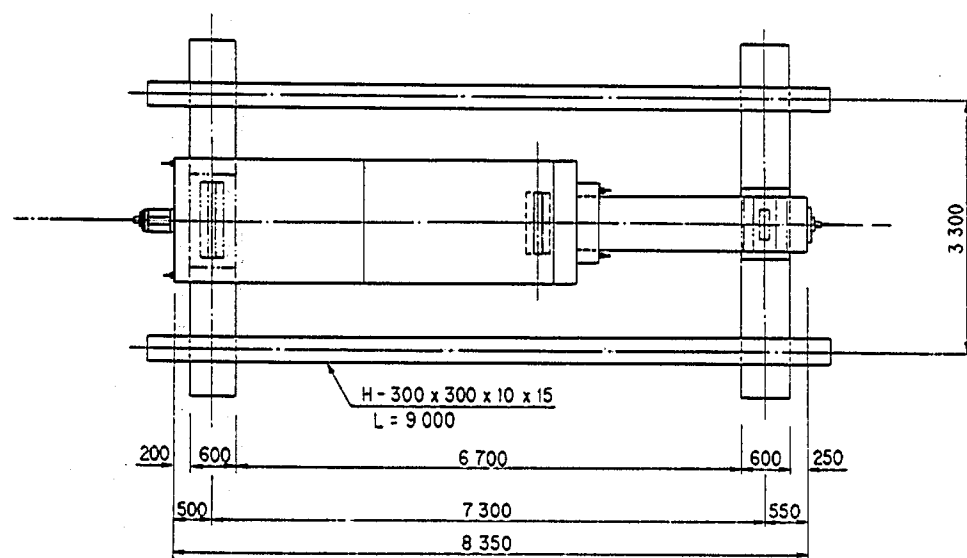
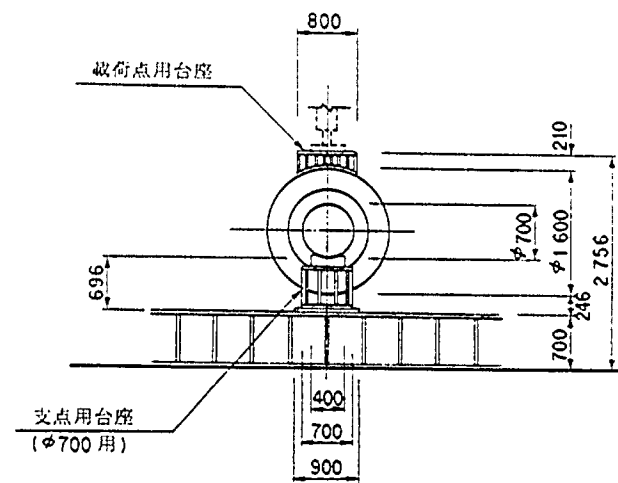
形 式	電気油圧方式	
荷 重	静的：± 7.5 ton	動的：± 5.0 ton
ス ト ロ ー ク	± 150 mm	
繰 返 し 速 度	0～10 Hz	
制 御 方 式	荷重・変位	
波 形	正弦波・三角波・矩形波・ランダム波・ランプ波	

表一 3.2 大型載荷試験装置の仕様

形 式	油圧ポンプ方式
荷 重	静的：250 ton (2基)
ス ト ロ ー ク	400 mm
制 御 方 式	荷 重
供 試 体 寸 法	長さ20 m×幅6 m×高さ3 m (最大)

3-1 軸力導入試験

繰返し片振り曲げ試験に先立ち、疲労検討時の上部工反力及び活荷重相当分の軸力64.9(t)を導入した。導入方法は、模型供試体中心部に設置したφ36(mm)のP C 鋼棒を手動ポンプにより、センターホール型油圧ジャッキで緊張しながら所定の値まで導入した。荷重の検出はP C 鋼棒に貼付したひずみゲージにより行った。なお、載荷パターンは30.0(t), 64.9(t) の2段階とし、3-4に示す項目について測定を行った。



圖—3.1 試驗裝置一般圖

図一 3.2 構造物繰り返し載荷装置

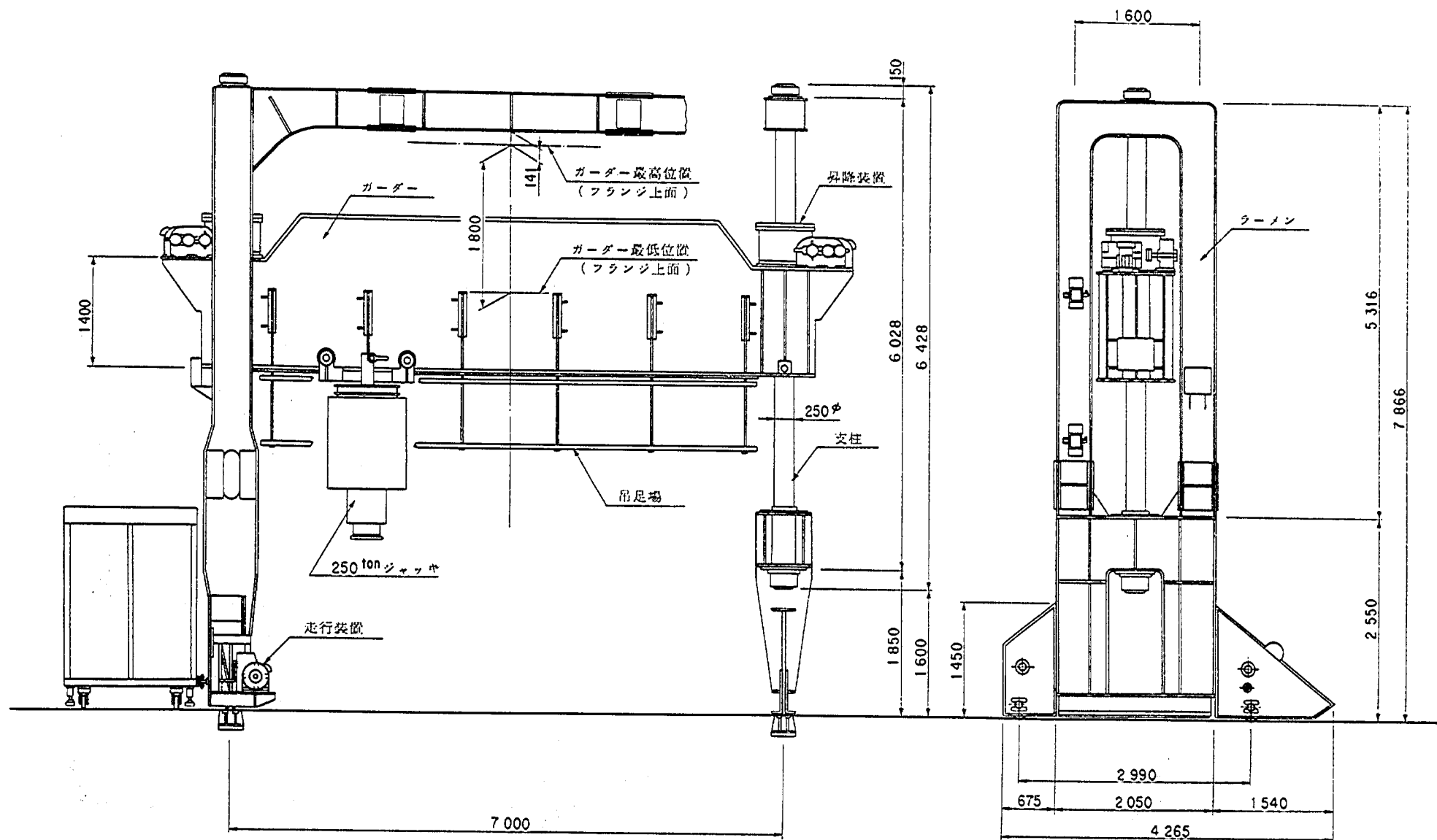
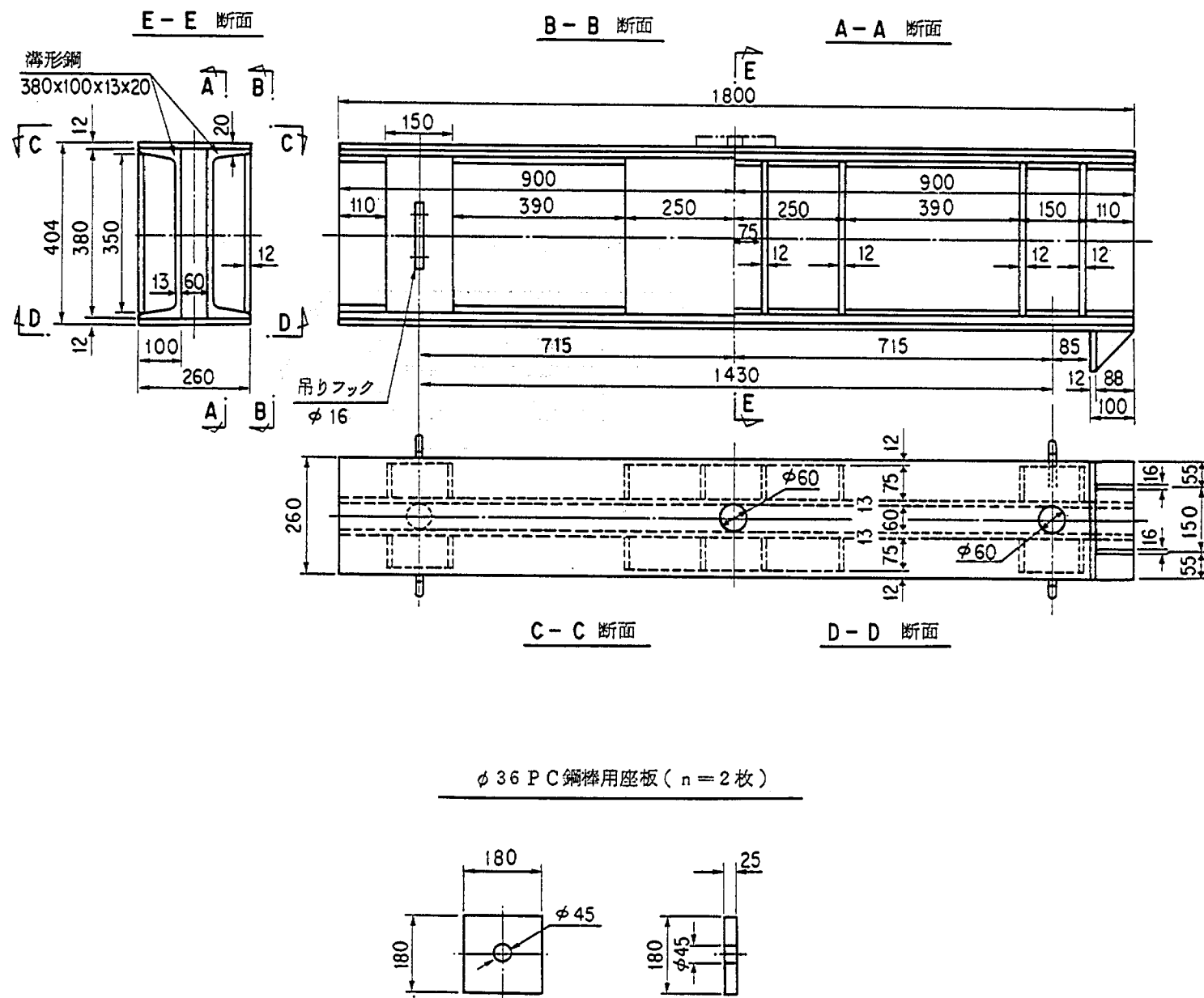


図 - 3.3 大型載荷試験装置



圖一 3.4 (a)軸力導入用台座構造圖

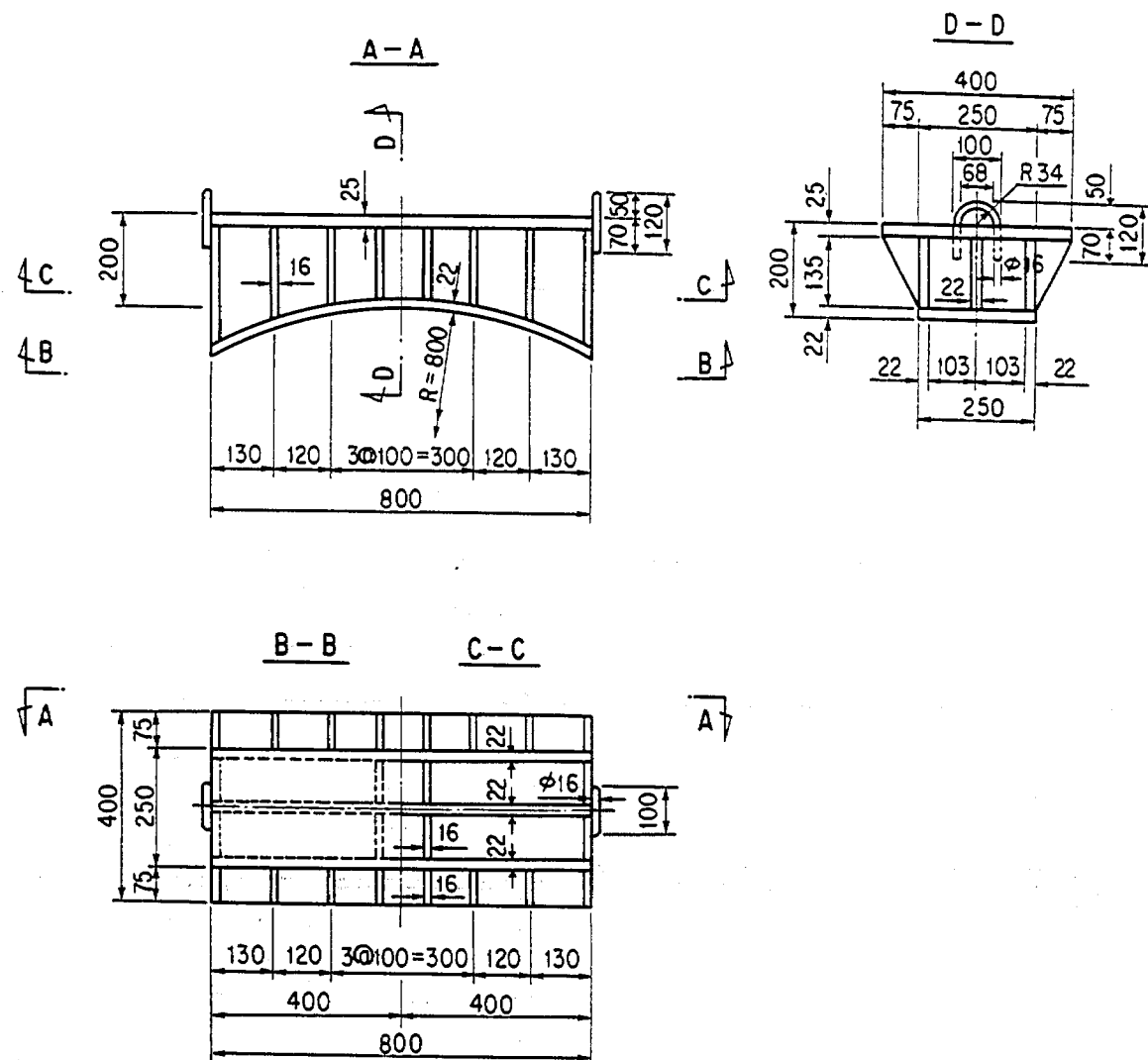


图 - 3. 4 (b) 载荷点用台座

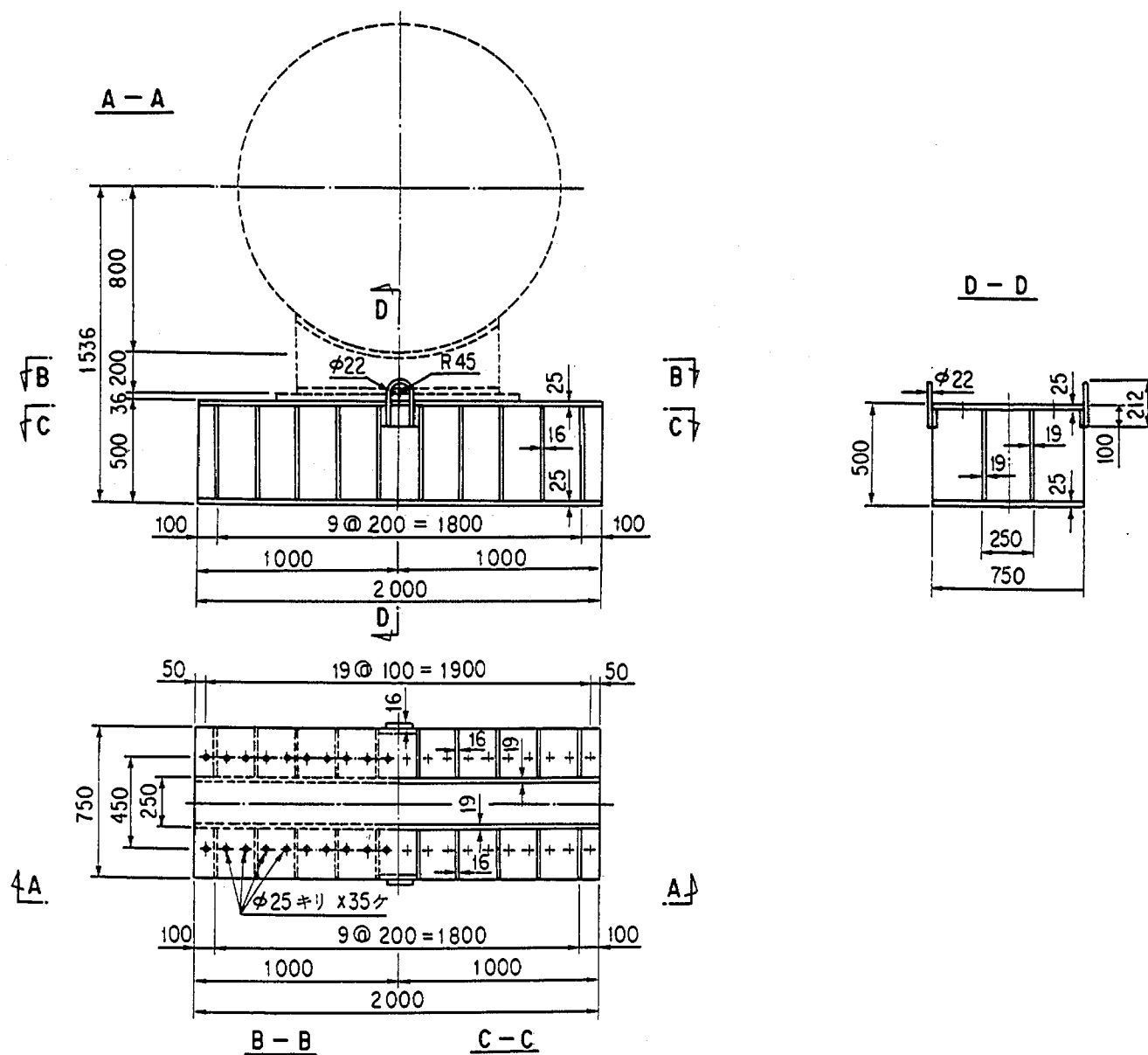
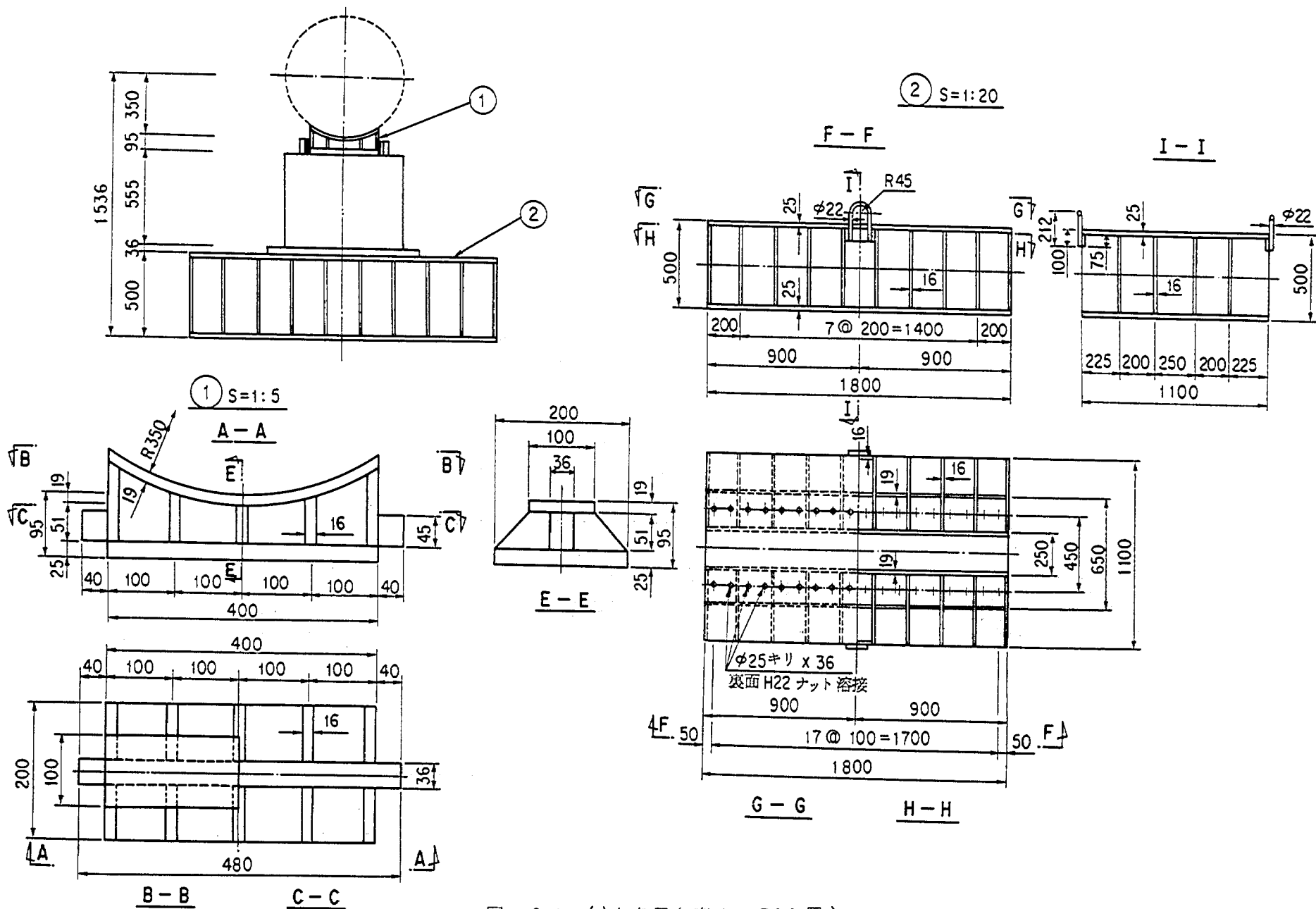
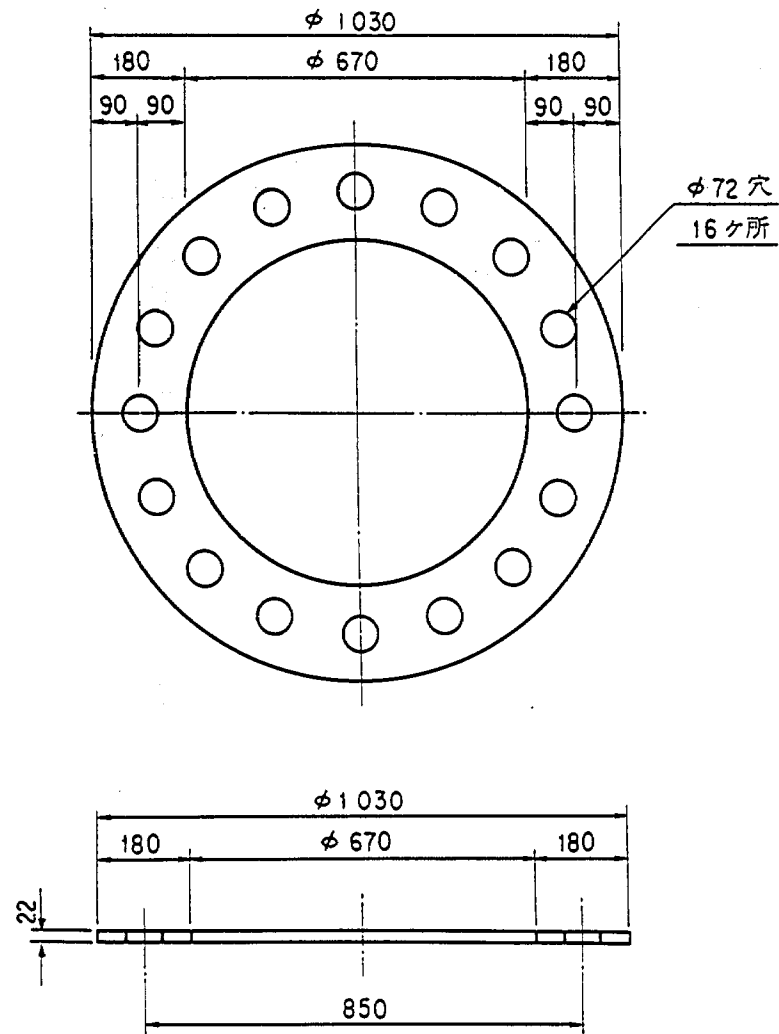


図-3.4 (c)支点用台座 (φ1600用)

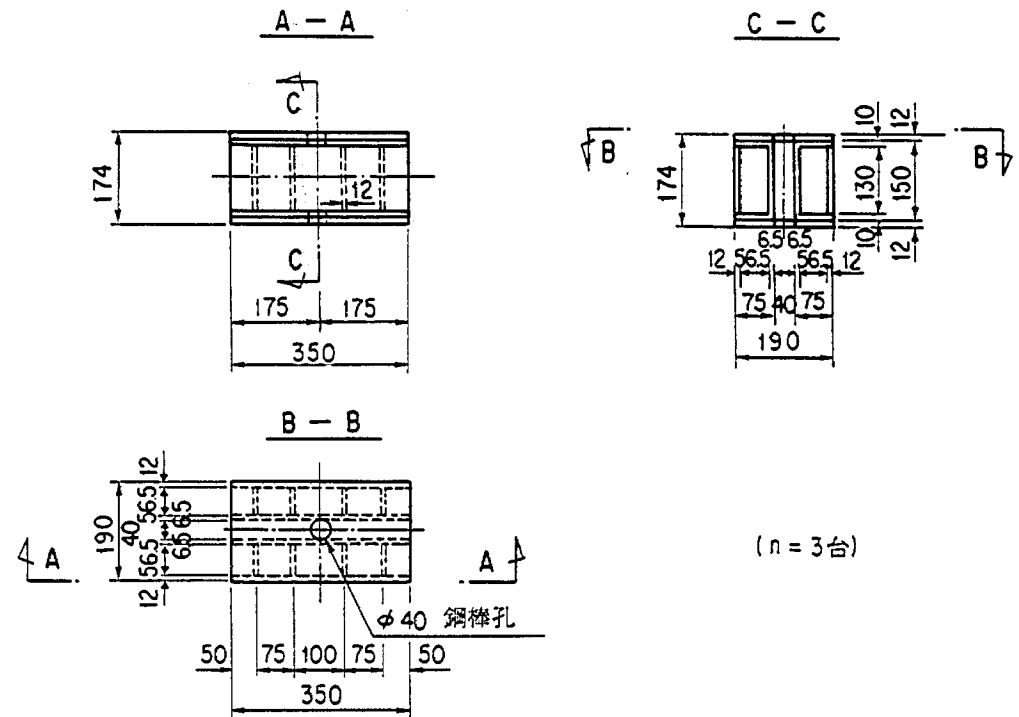


図一 3.4 (d) 支点用台座 ($\phi 700$ 用)

ベースプレート受リング構造図 S=1/10



P C 鋼棒 (φ23) 緊張用ジャッキ台 S=1/10



(n = 3台)

図-3.4 (e) 鋼製橋脚ベースプレート受けリング及び P C 鋼棒 (φ23) 緊張用ジャッキ台構造図

3-2 繰返し片振り曲げ試験

3-2-1 繰返し回数，載荷速度

繰返し回数については1日当りの運行回数を算出して，それに耐用年数を乗じて次のように求めた。

$$1 \text{ 日当り運行回数} \times 1 \text{ 年当り運行日数} \times \text{耐用年数}$$

$$167 (\text{回/日}) \times 365 (\text{日/年}) \times 50 (\text{年}) = 3,047,750 (\text{回})$$

以上より概ね 3×10^6 (回) の列車運行回数を想定して，繰返し回数とした。また，載荷速度については，載荷装置の特性値及び実験工程を考慮して 2.0 (Hz) とした。

3-2-2 載荷方法，載荷荷重

載荷方法については，片持ち梁方式にて鋼製橋脚の頭部に荷重を交番載荷させた場合の方が，実際の状態に即している。しかし，この場合載荷装置の都合上，模型供試体が小さくなりすぎ，そのため実体に即した模型を製作するのが困難であり，また実際と小規模模型の挙動も異なる可能性があるものと考えられる。そこで模型供試体を水平に設置後，支点間距離 7.30(m) で，両端を単純支持した。載荷は一点載荷方式で片振り載荷とした。鋼製橋脚側の支点部には支持台上にローラーを設け，模型供試体の水平移動に対処できる構造とした。また，支点用台座と模型供試体本体の間にゴムを敷き，試験時の抵抗を軽減すべく考慮した。

実橋においては鉛直荷重として作用する自重が本試験では，模型供試体へ曲げモーメントとして作用するが，ここでは疲労検討時の荷重を曲げモーメント振幅量と考え，自重モーメントの影響を無視した。つまり，載荷荷重の上限値は模型供試体の断面諸元の決定にあたり算出した値 34 (t) であり，下限値については 1 (t) とした。

3-2-3 測定方法

図-3.5(a)に示す回数毎に繰返し載荷試験を中断し， $P_{max}=34$ (t) まで静的に載荷して測定を行った。載荷パターンは図-3.5(b)の通りである。なお測定項目は3-4に示す通りである。

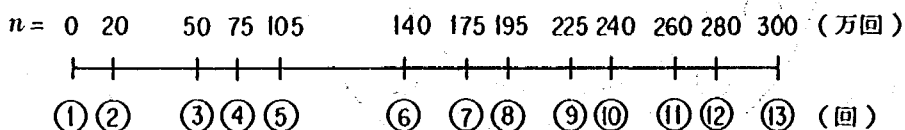


図-3.5(a) 測定回数

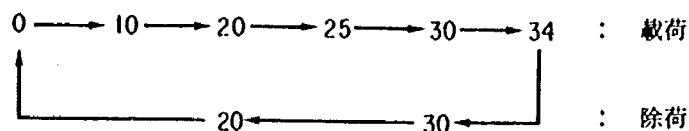


図-3.5(b) 静的載荷による測定時の荷重段階 (単位: t)

3-3 静的破壊曲げ試験

3-3-1 載荷方法, 載荷荷重

300万回の繰り返し片振り曲げ試験終了後, 静的破壊曲げ試験を行った。本試験における載荷方法は, 繰り返し片振り曲げ試験と同一とした。破壊荷重については, 土木学基準⁴⁾をもとに破壊曲げモーメントから計算した。また, 鋼製橋脚, アンカーボルトについては降伏強度を規格値とした場合と材料試験値とした場合の両者について計算した。(詳細は5-3-1を参照) その結果, 250(t)を計画最大荷重とした。

3-3-2 測定方法

載荷は杭頭結合部において地震時設計荷重に対応する曲げモーメント $M_E = 133.4$ (tm) を与える荷重 $P_E = 80$ (t) を目標として7回静的に行い, 以降は供試体が破壊に至るまで荷重を増加させていった。測定は図-3.6に示す載荷パターンで行った。測定項目は次項に示す通りである。

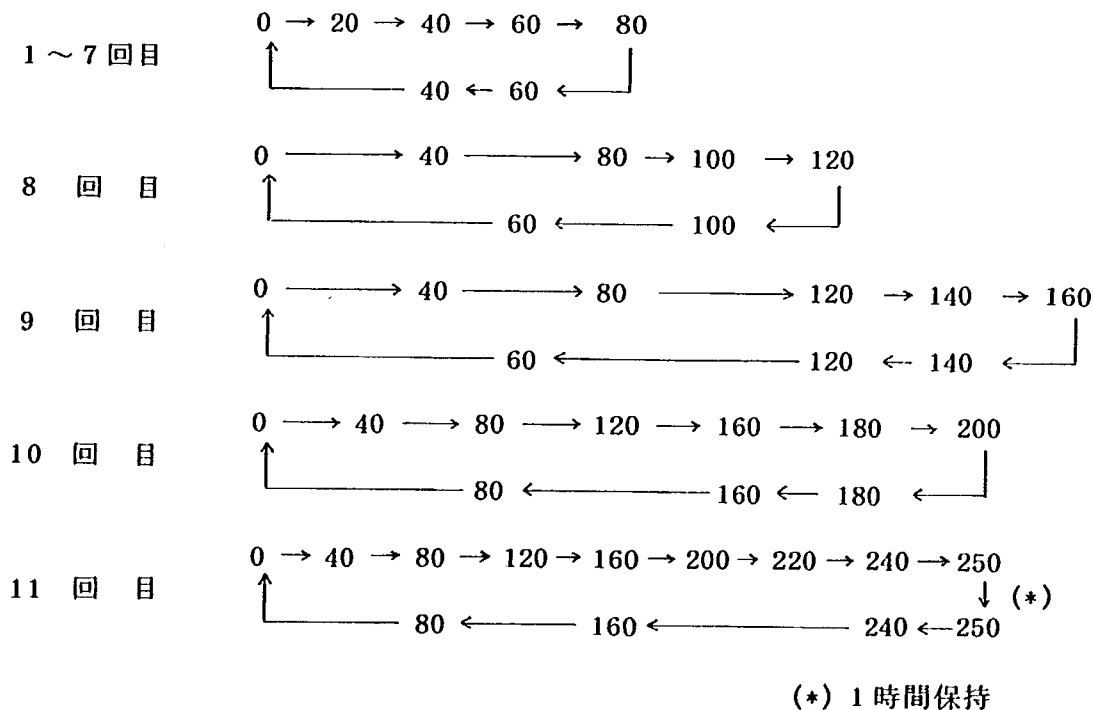


図-3.6 載荷パターン

3-4 測定項目

静的載荷試験時には、模型供試体各部の変位、ひずみ及びクラックを測定観察した。

鉛直変位量の測定は鋼製橋脚部 2 点、P C ウェル部 5 点及び支点沈下補正用 2 点、計 9 点にて行った。

また P C ウェル本体と中詰コンクリート、アンカーフレーム部と中詰コンクリートの軸方向の相対変位を各 2 点、計 4 点にて測定した。

ひずみの測定についてはひずみゲージを使用して、以下に示す箇所で行った。

- | | | |
|------------------|-----------------|-----------|
| i) 鋼製橋脚 | ・外周面 | (軸方向・周方向) |
| ii) P C ウェル本体 | ・外周面 | (軸方向・周方向) |
| | ・P C 鋼棒 | (軸方向) |
| | ・P C ウェル、スパイラル筋 | (周方向) |
| iii) 中詰コンクリート | ・軸鉄筋 | (軸方向) |
| | ・アンカーボルト | (軸方向) |
| | ・段付け部 | (支圧応力) |
| iv) 軸力導入用 P C 鋼棒 | | (軸方向) |

P C ウェル本体の外周面についてはコンクリートゲージを、中詰コンクリートの段付け部についてはモールドゲージにより支圧によるひずみを測定した。

図-3.7 には、変位計の測定位置及びひずみゲージの貼付位置を示す。コンクリート面のひび割れ等の変状観測は目視により行った。なお、試験風景を写真-3.1 ~ 3.10 に示す。

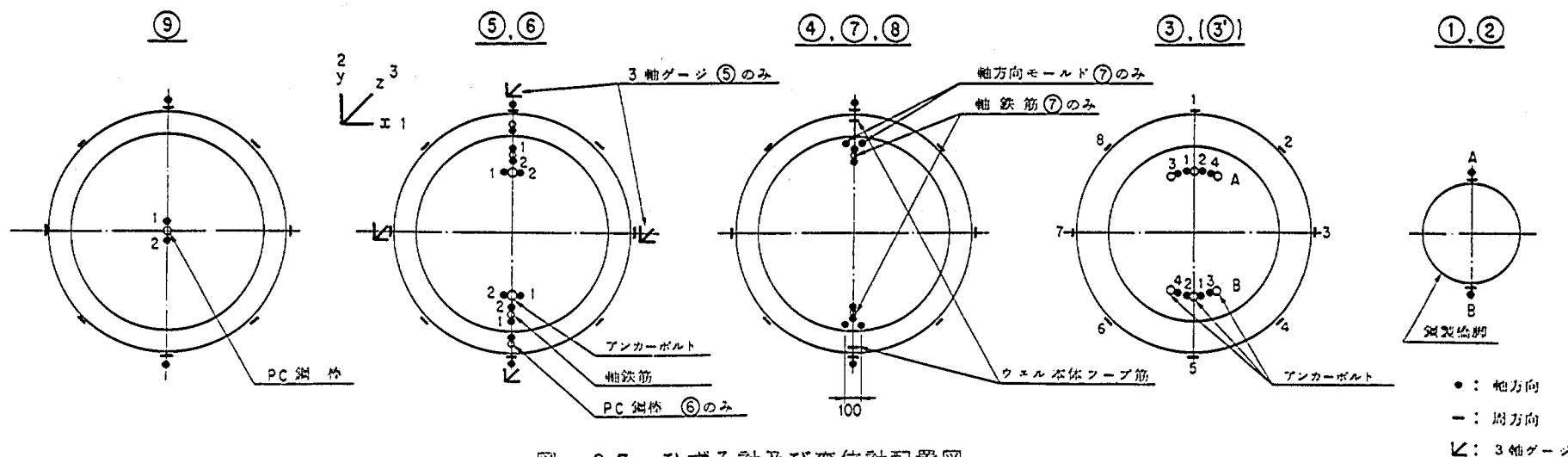
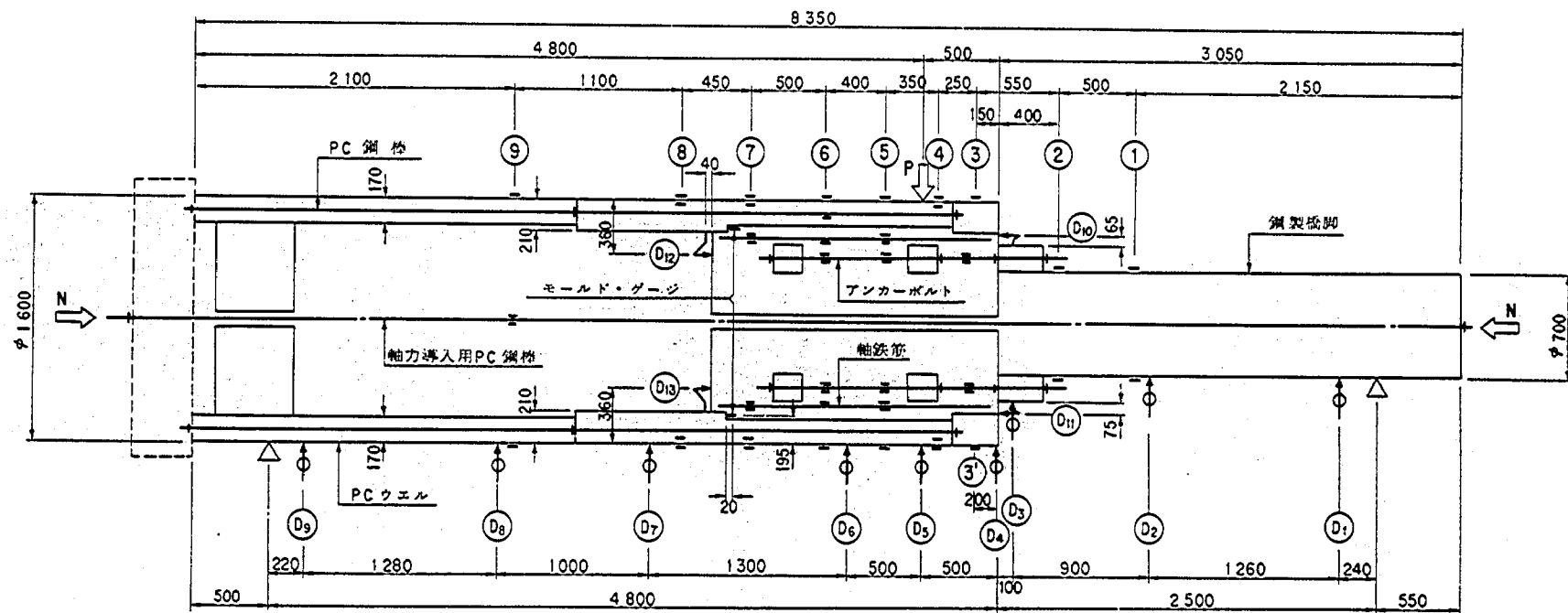
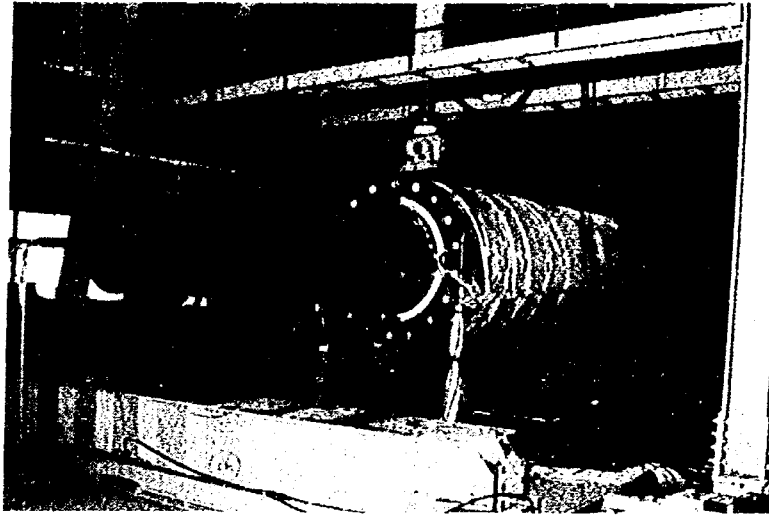
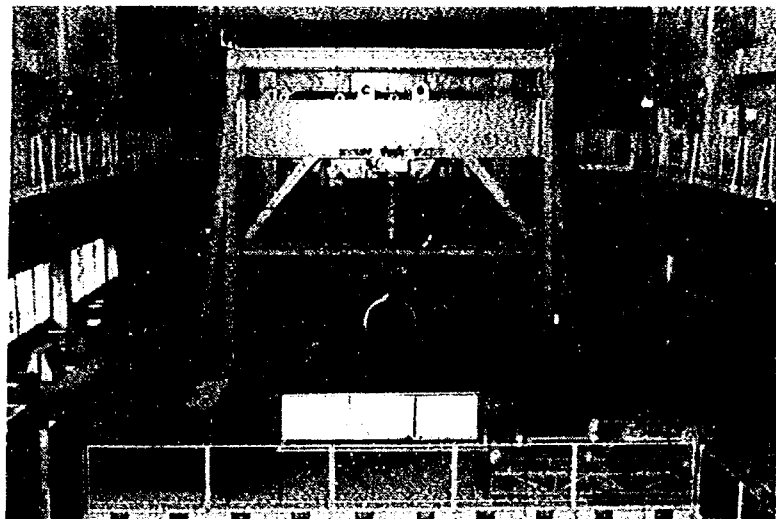


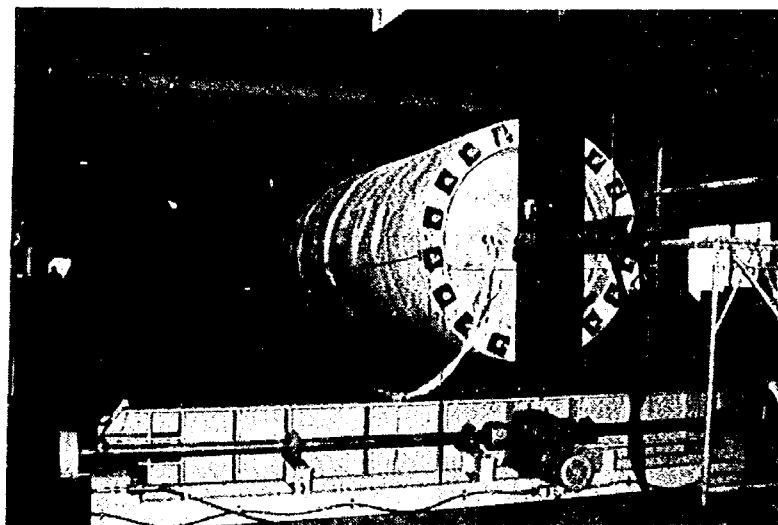
図-3.7 ひずみ計及び変位計配置図



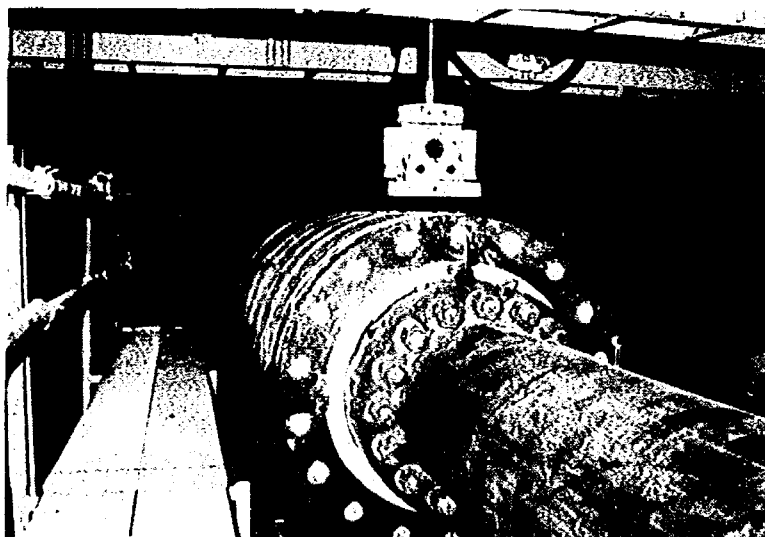
写真－ 3. 1 試験風景



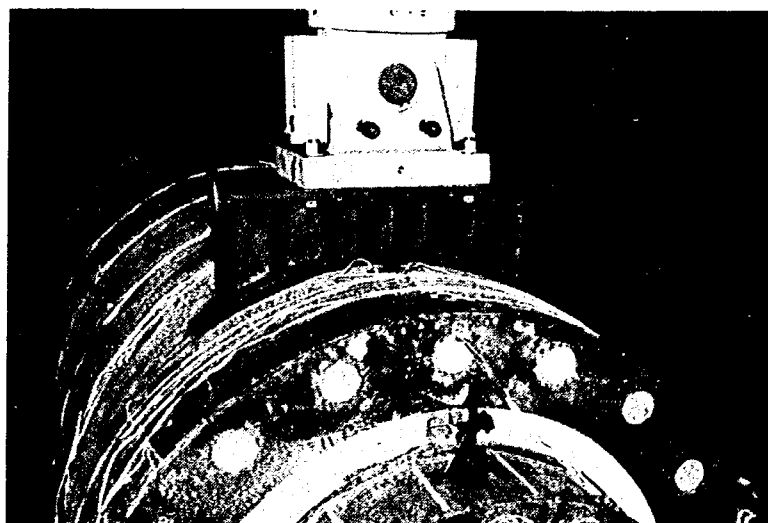
写真－ 3. 2 構造物繰り返し载荷装置



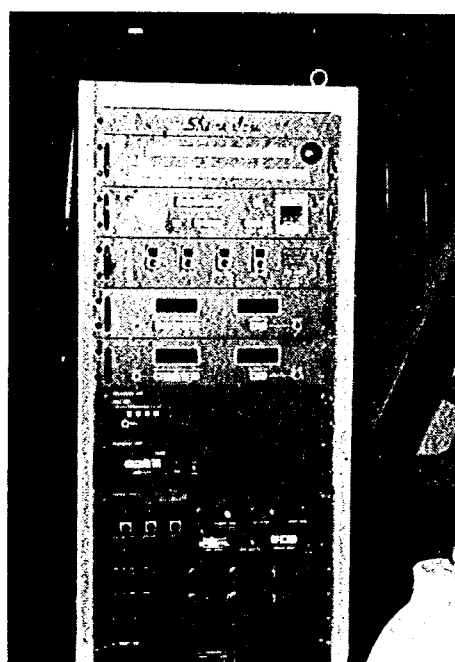
写真－ 3. 3 軸力導入用油圧ジャッキ



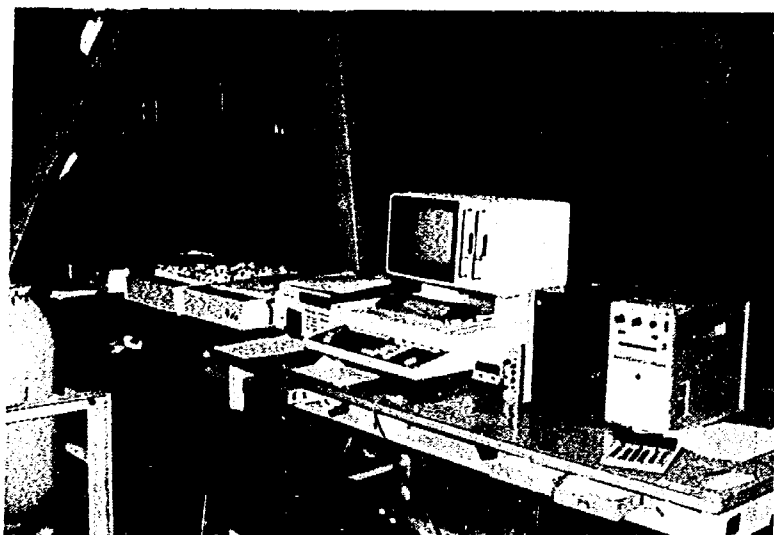
写真— 3. 4 鋼製橋脚結合部



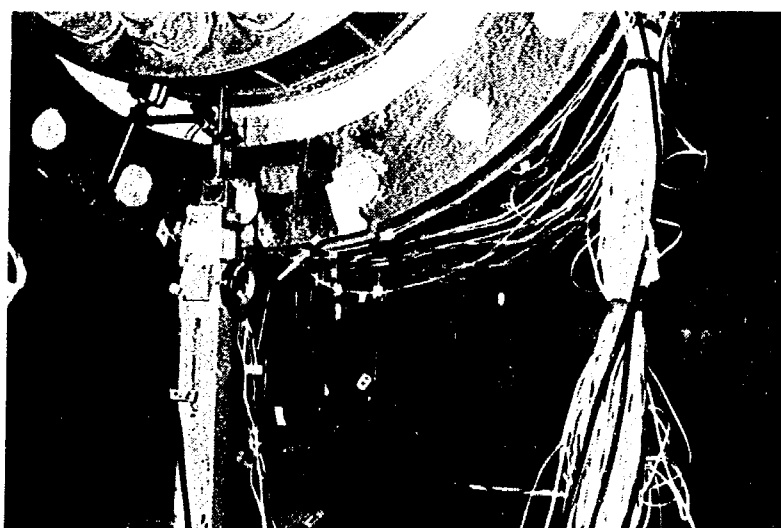
写真— 3. 5 載荷治具



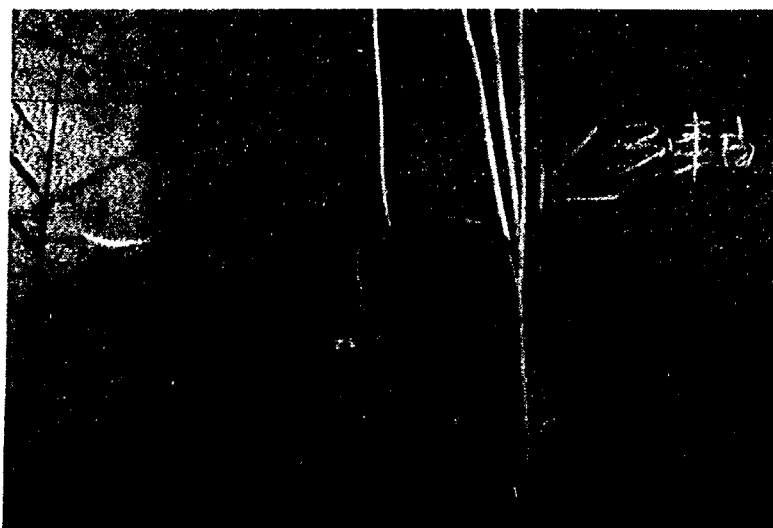
写真— 3. 6 制御盤



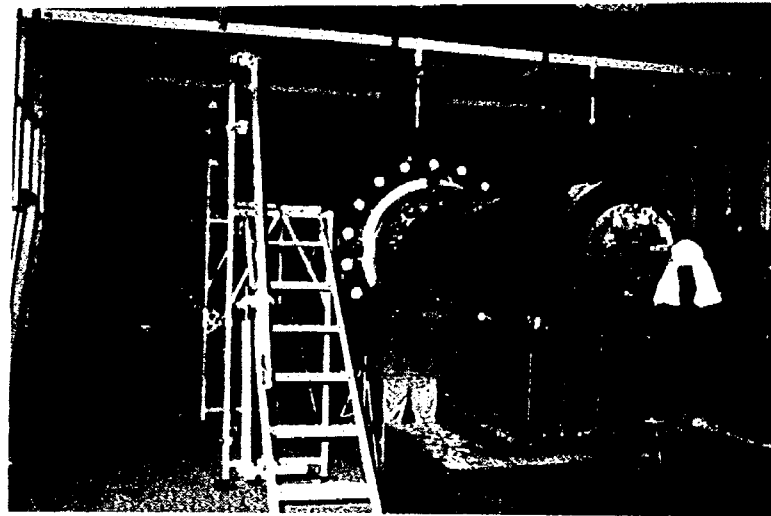
写真－ 3. 7 計測機器



写真－ 3. 8 変位計セット状況



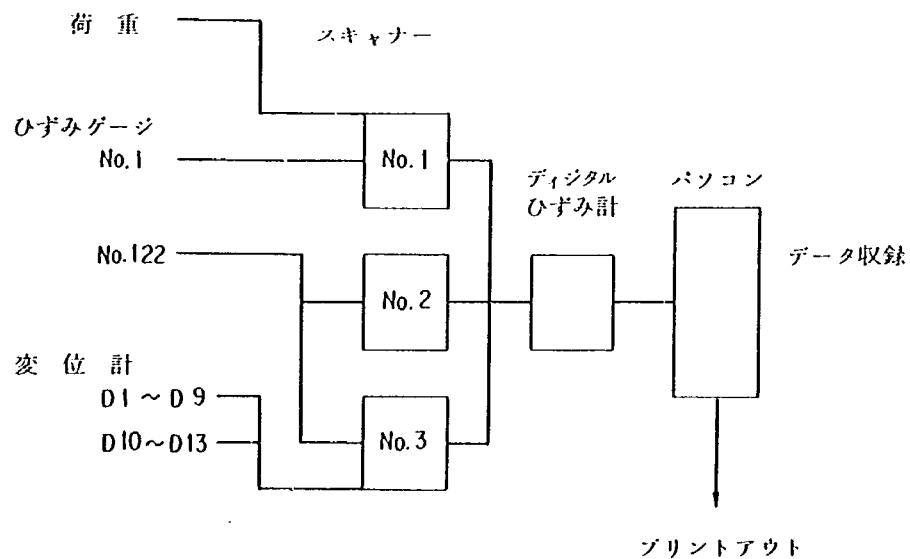
写真－ 3. 9 PCウェルコンクリート表面（ 3 軸ひずみゲージ ）



写真－ 3.1 0 大型載荷試験装置

3－5 測定方式

測定は図－ 3.8 に示す測定系統により行った。なお，表－ 3.3 に測定器材の仕様を示す。
また，ひずみ計，変位計の数量を表－ 3.4，表－ 3.5 に示す。



図－ 3.8 測定系統図

表－ 3. 3 測定器材仕様

(a) ひずみゲージ

形 式	ゲージ抵抗 (Ω)	ゲージ率	ゲージ長 (mm)	使用数	摘 要
KC-TO-A1-11	120	2.10	68	54	単軸コンクリート用
KFC-5-C1	120	2.10	5	44	単軸鋼用
KFC-5-D16	120	2.10	5	4	2軸鋼用
SKF-2633	120	2.10	30	4	3軸ゲージ
PMS-30	120	2.10	30	4	モールドゲージ

(b) 変位計

形 式	精 度	ストローク	使用数	摘 要	その他
摺動型	1/100mm	50mm	9ケ	鉛直用	
差動トランス型	1/2000mm	10mm	2ケ	軸方向用	D10, D11
カンチレバー型	1/1000mm	2mm	2ケ	軸方向用	D12, D13

(c) 測定器

型 式	種 別	使用数
UCAM-5B	デジタルひずみ測定器	1台
USB-50A	同上用スキャナー	3台(50点/1台)
if800-30	パソコン	1台

表－ 3. 4 ひずみゲージ数量

(単位:箇所)

	断 面	外 面 ひ ず み 計		埋 込 み ひ ず み 計		摘 要
		軸 方 向	軸 方 向	軸 方 向	周 方 向	
橋脚部	①	2	2			
	②	2	2			
P C ウ ェ ル 部	③			6 (8枚)		
	③		8			
	④	2	8		2	
	⑤	4		4 (8枚)		
		3 軸× 4 (12枚)				
	⑥	2	8	6 (8枚)		
	⑦	2	8	2 (4枚) 2 (4枚)※	2	※) モールドゲージ
	⑧	2	8		2	
	⑨	2	8	1 (2枚)		
小 計		1 4	5 6	2 1 (3 4枚)	6	※※) 3 軸含む
		7 0 (8 2枚)※※		2 7 (4 0枚)		
合 計		9 7 (1 2 2枚)				

表－ 3. 5 変位計数量

方 向	位 置	数 量	摘 要
鉛直方向	D1～D9	9	精度1/100mm
軸方向	D10～D11	2	精度1/2000mm
	D12～D13	2	精度1/1000mm
合 計		13	

4. 試験結果

4-1に軸力導入試験の結果、4-2に繰り返し片振り曲げ試験の結果、4-3に静的破壊曲げ試験の結果をそれぞれ示す。

4-1 軸力導入試験

繰り返し片振り曲げ試験にさきだち、軸力 $N = 64.9(t)$ の導入試験を行った。軸力は $30(t)$ 、 $64.9(t)$ の2段階に分けて導入した。

軸力導入時の軸方向のひずみ分布を図-4.1、図-4.2に示す。なお、図中のひずみは導入された軸力の作用のみによるものであり、模型供試体自重によるひずみは含んでいない。

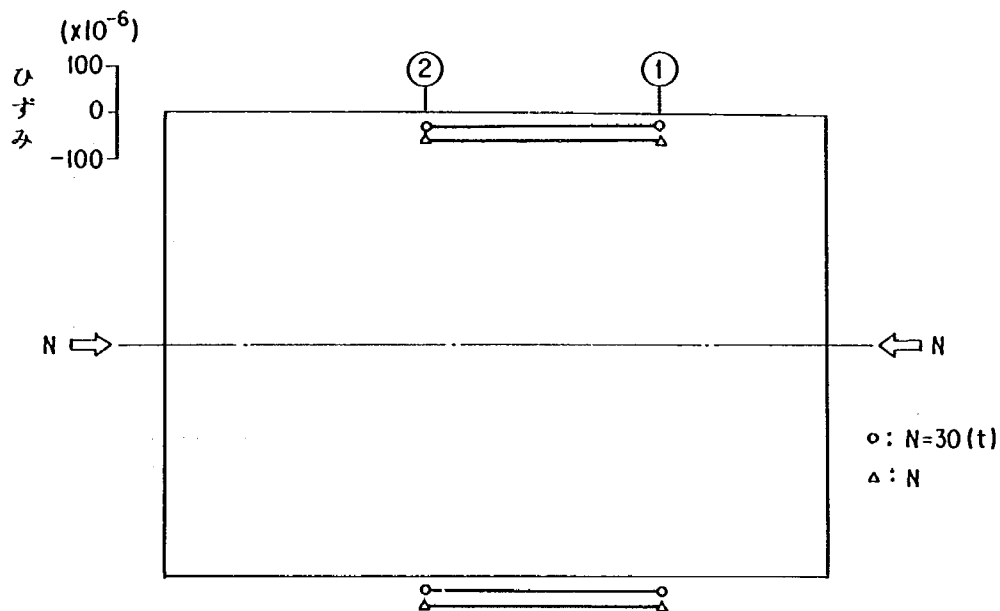


図-4.1 軸方向ひずみ分布 (鋼製橋脚部)

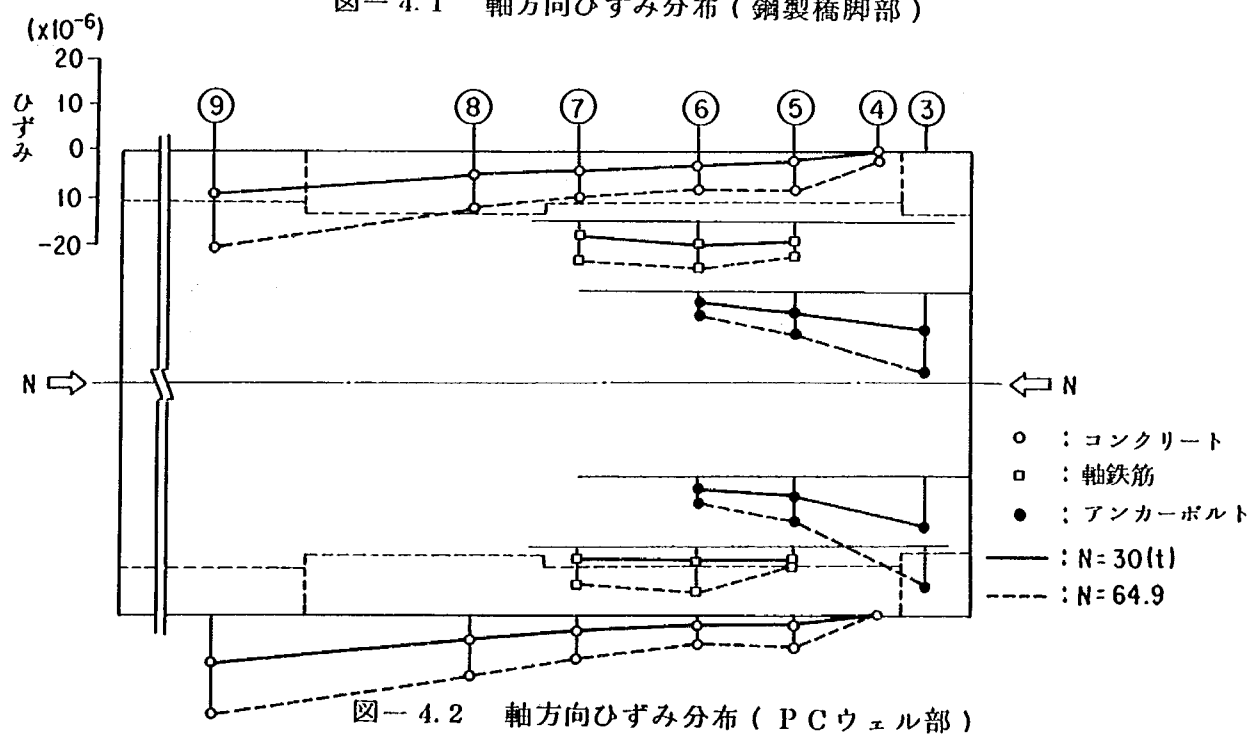


図-4.2 軸方向ひずみ分布 (PCウエル部)

4-2 繰返し片振り曲げ試験

先に導入した一定軸力の下での繰返し片振り曲げ試験 ($n = 300$ 万回) の結果を, 以下に示す。測定は 3-2-3 に示した測定回数毎に繰返し載荷を中断し, $P=34(t)$ まで静的に載荷して行ったものである。

なお, 軸力導入後にイニシャライズを行っているので, 以下の結果は変位, ひずみともに全て曲げ載荷により生ずる値のみを示していることに注意する必要がある。

4-2-1 繰返し回数にともなう変位の変化図

図-4.3には, 繰返し回数にともない変位変化が一番大きくなると考えられる載荷点近傍 (D3, D4, D5) の鉛直変位の経時変化図を, 示したものである。

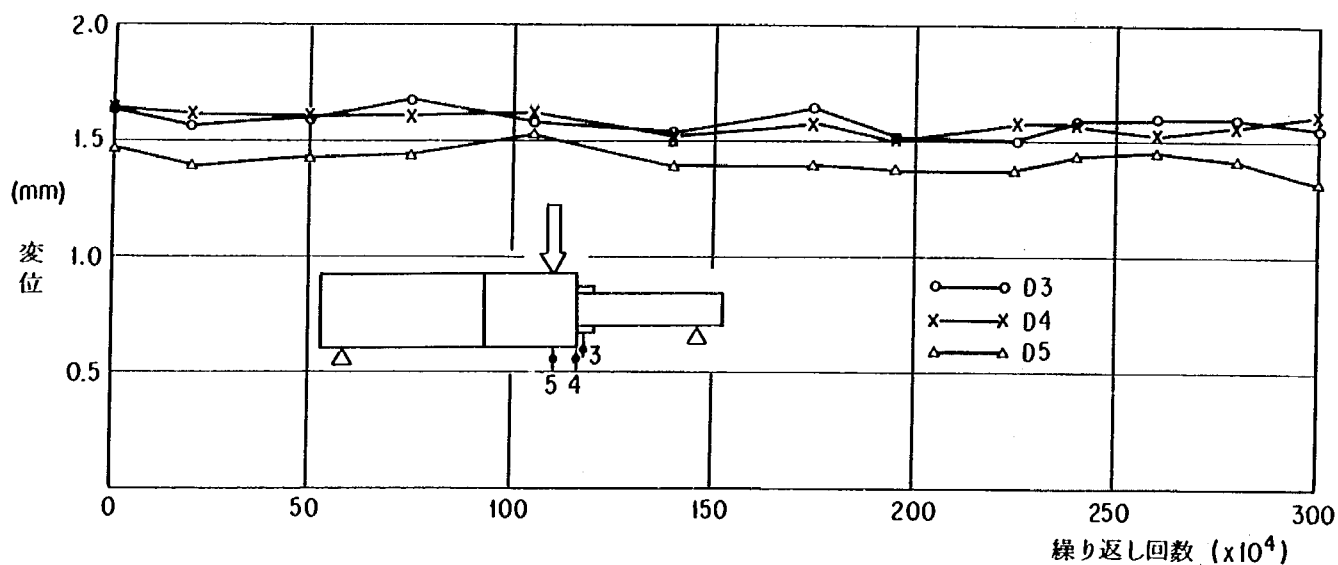


図-4.3 たわみ変化 ($P = 34 t$)

また, $P=34(t)$ に対する鉛直方向の変位分布を, 繰返し回数約 100 万回毎に整理して図-4.4 に示す。なお, 同図は両支点部近傍の D1, D9 の変位を結ぶ直線を基線として補正して描いている。

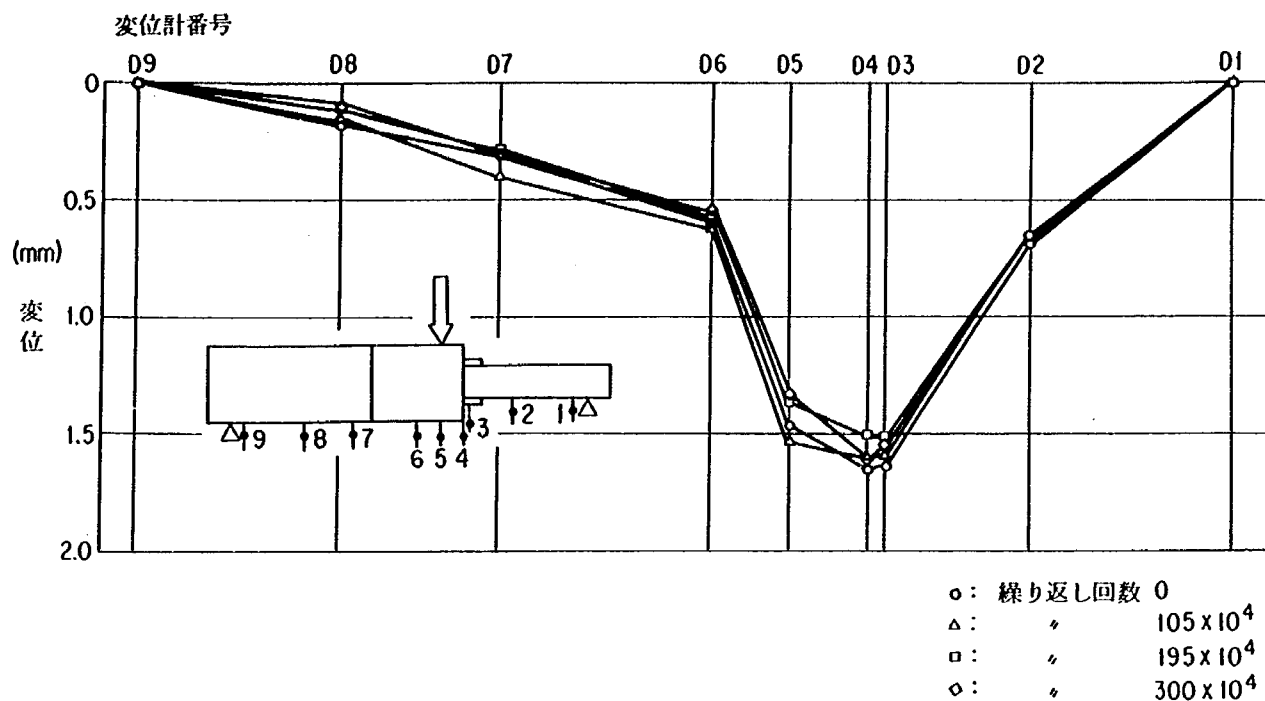


図-4.4 たわみ分布 ($P = 34 \text{ t}$)

4-2-2 繰り返し回数にともなうひずみの変化図

繰り返し回数にともなうひずみの経時変化を、断面番号 (1~9) の順に図-4.5 ~ 4.23 に示す。

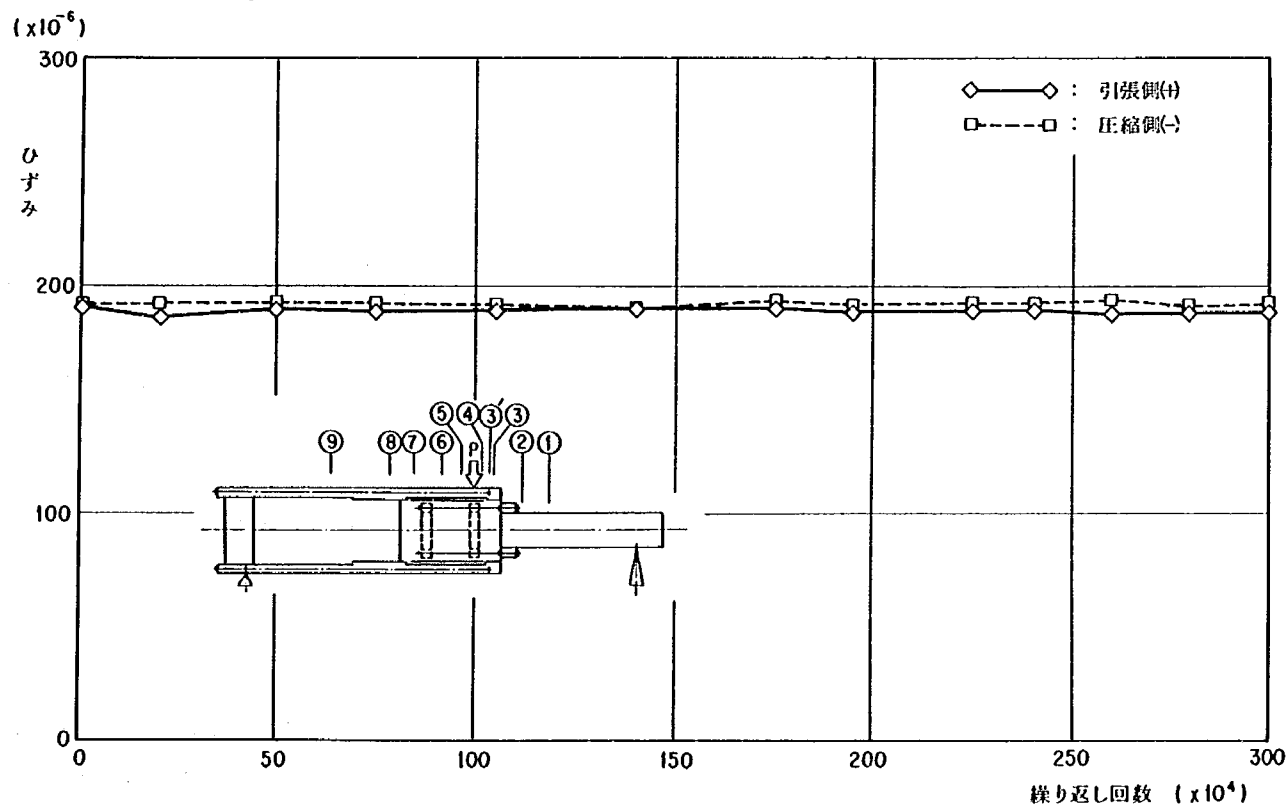


図-4.5 ひずみ変化 ($P = 34 \text{ t}$) (鋼製橋脚1断面：軸方向)

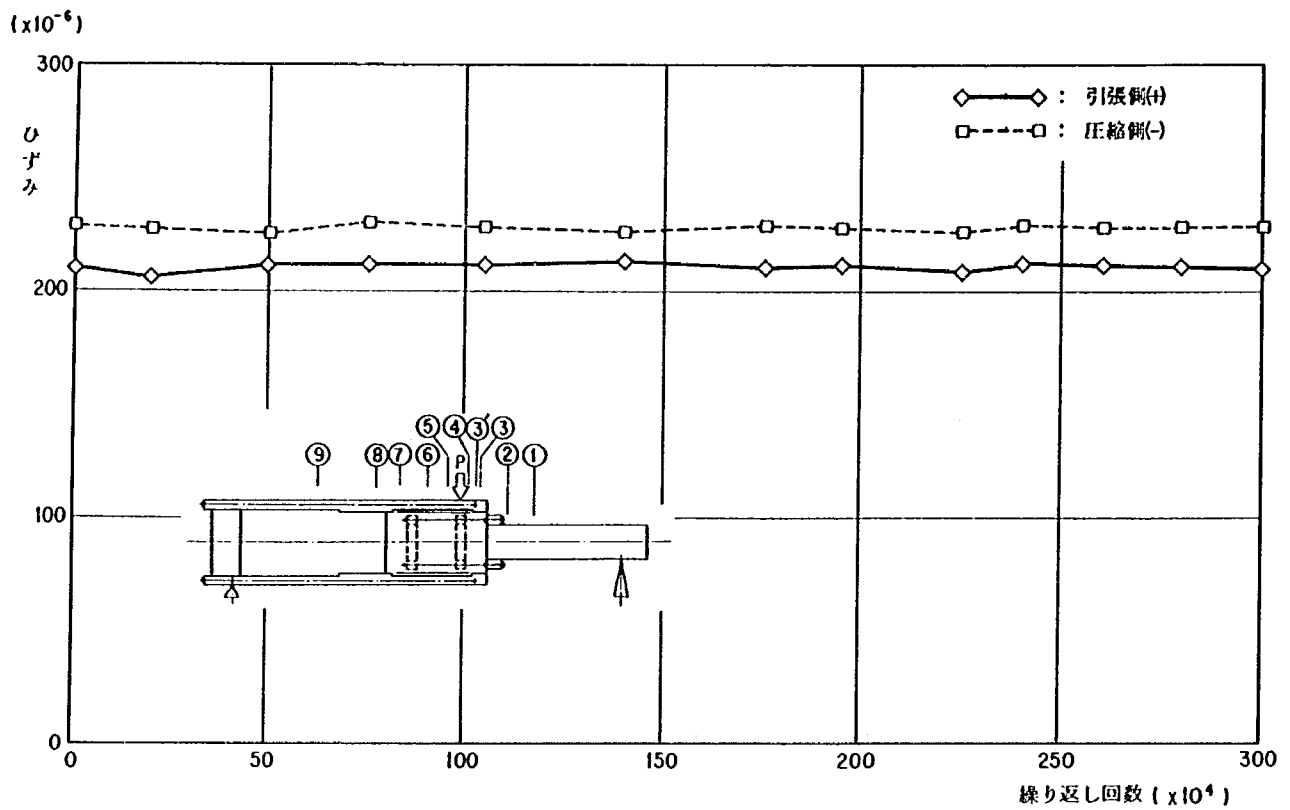


図-4.6 ひずみ変化 (P=34t) (鋼製橋脚2断面：軸方向)

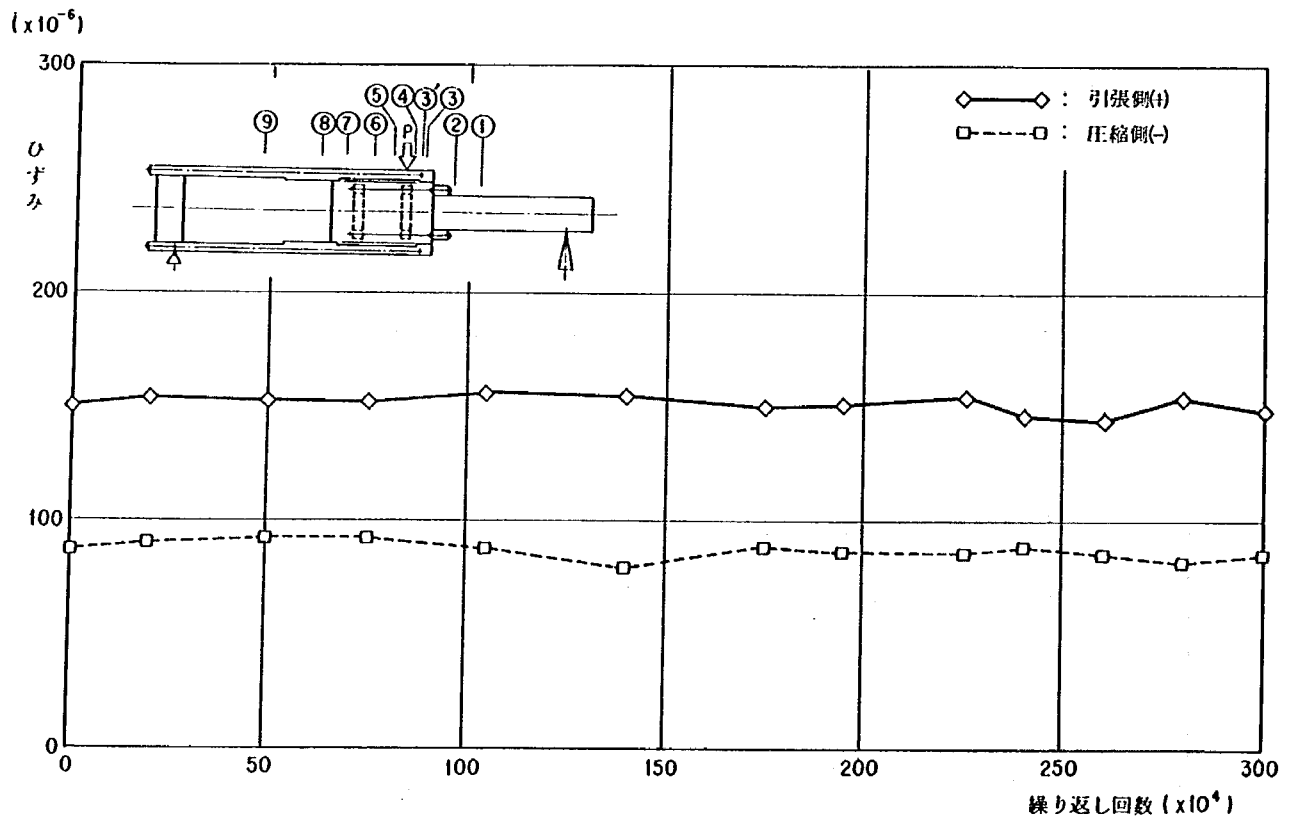


図-4.7 ひずみ変化 (P=34t) (アンカーボルト3'断面：中央部)

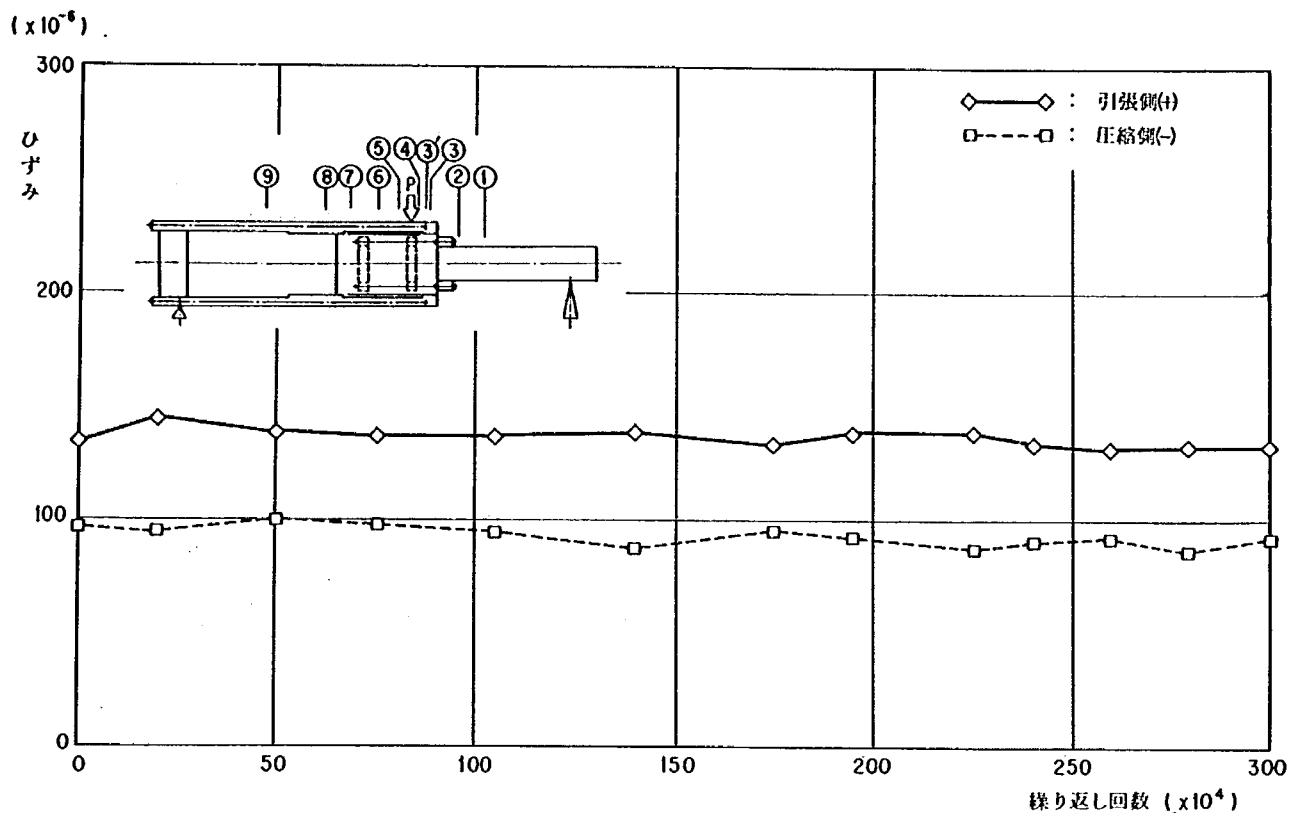


図-4.8 ひずみ変化 ($P=34t$) (アンカーボルト 3'断面：右側)

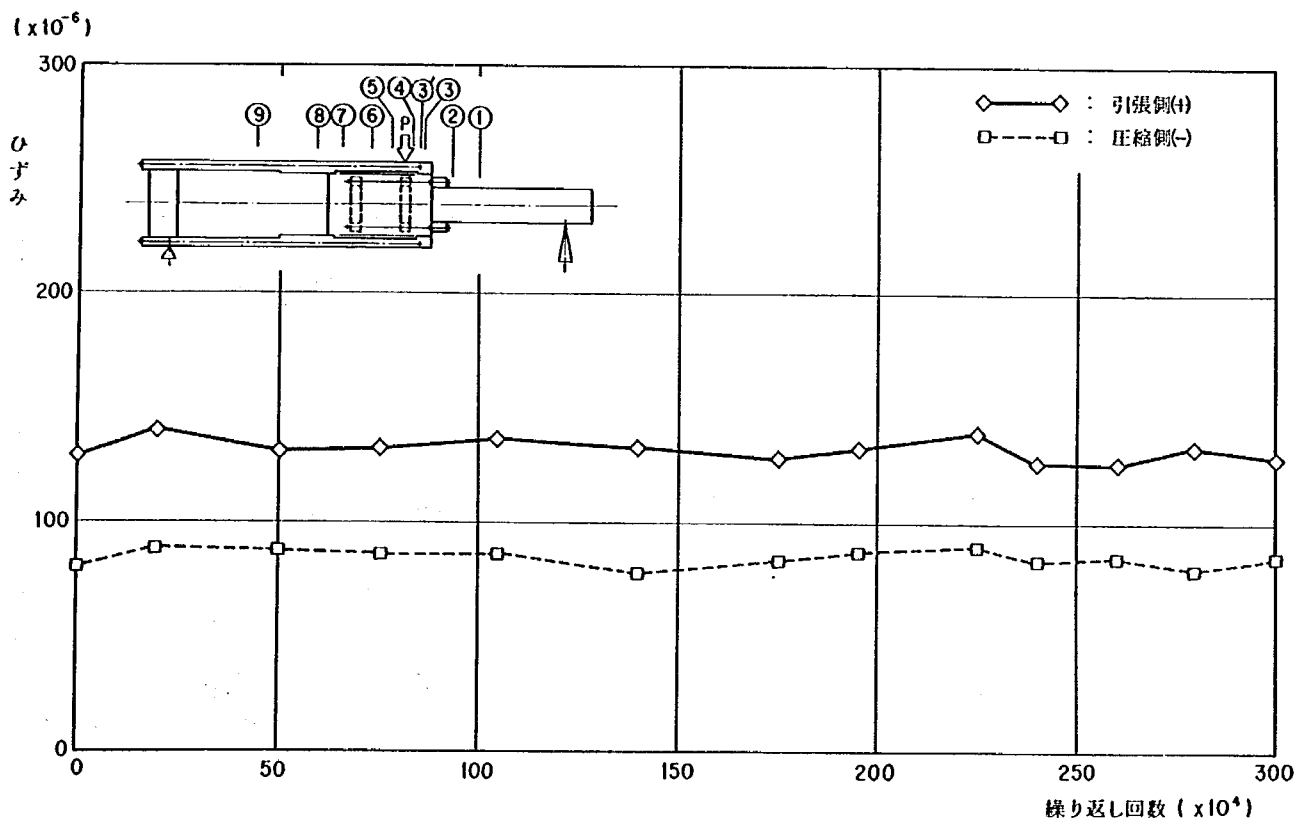


図-4.9 ひずみ変化 ($P=34t$) (アンカーボルト 3'断面：左側)

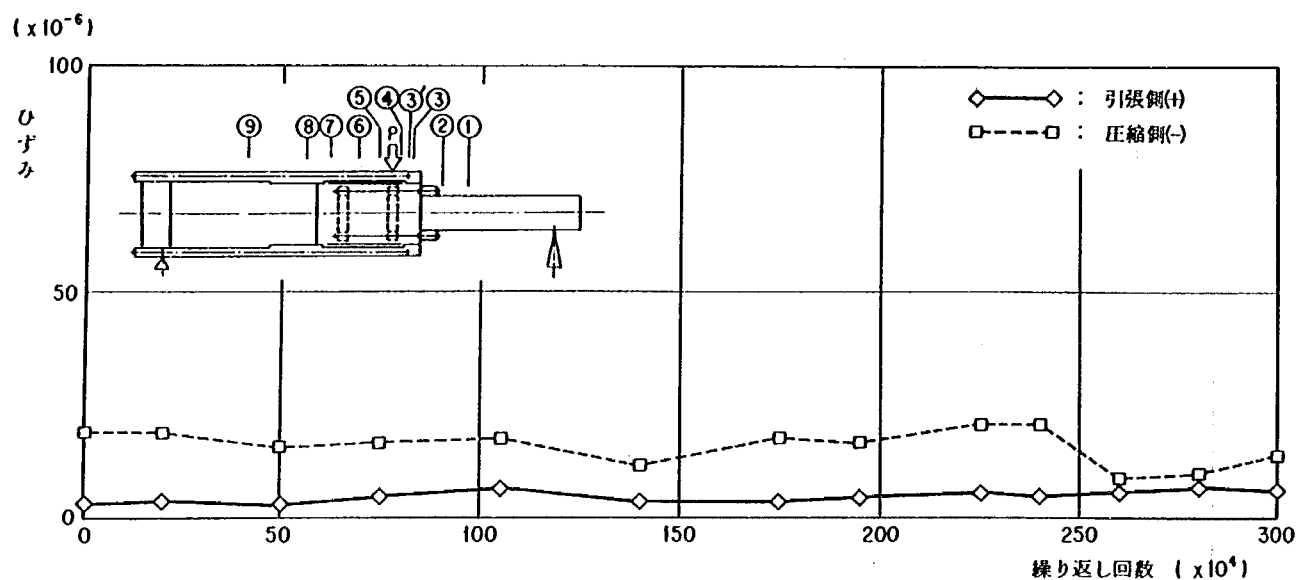


図-4.10 ひずみ変化 ($P=34t$) (コンクリート4断面:軸方向)

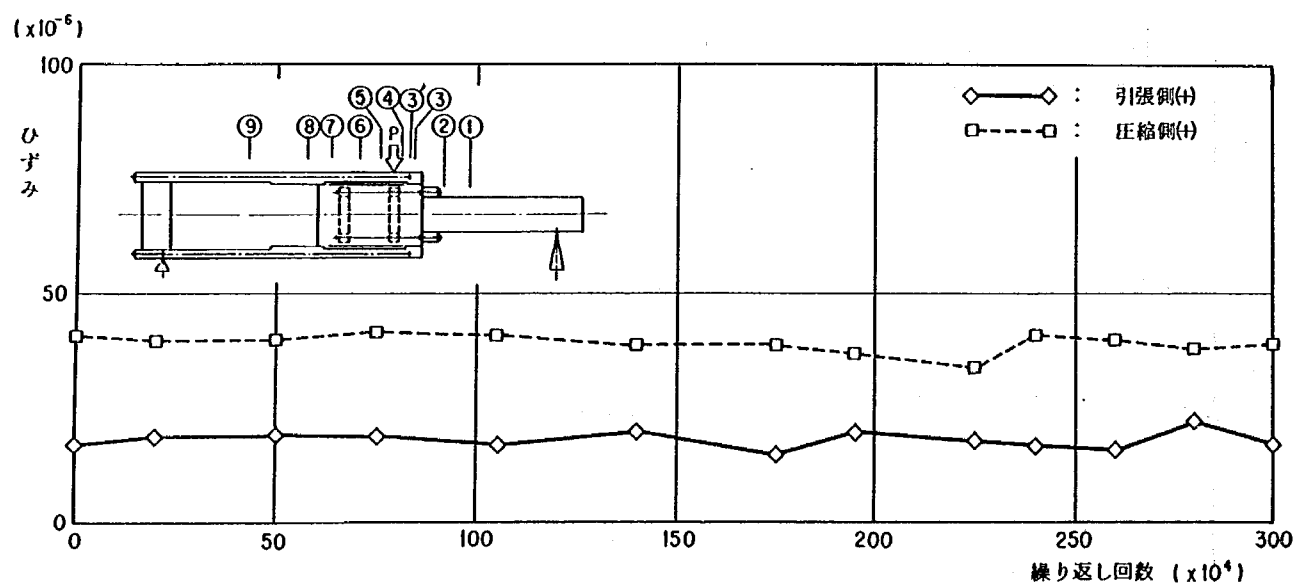


図-4.11 ひずみ変化 ($P=34t$) (コンクリート5断面:軸方向)

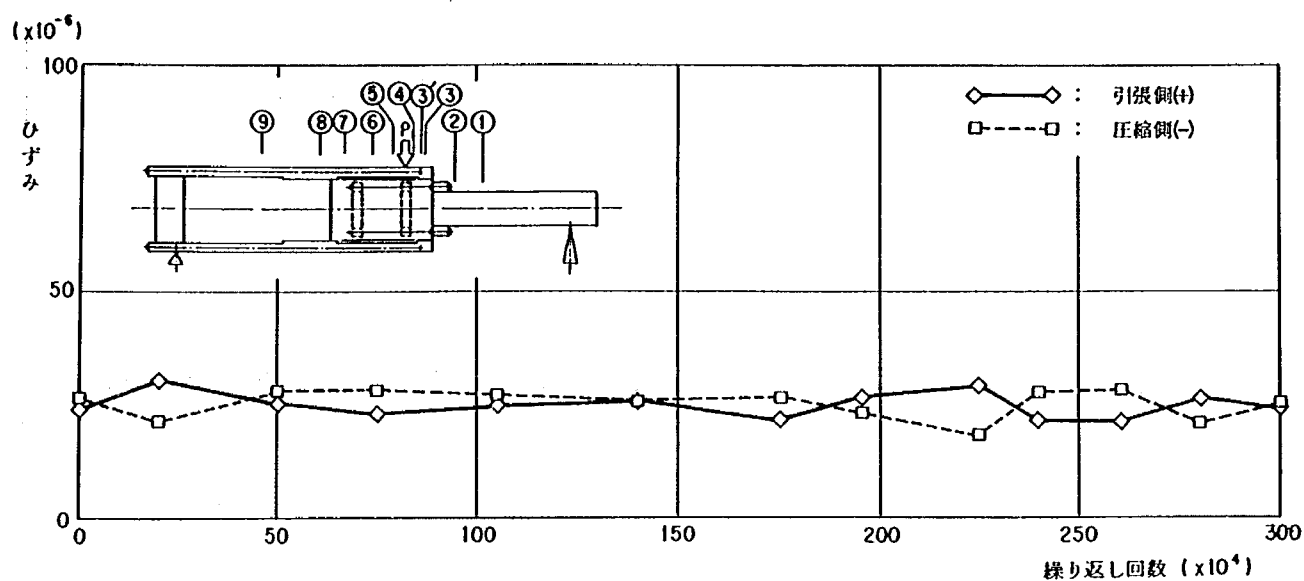


図-4.12 ひずみ変化 ($P=34t$) (アンカーボルト5断面：軸方向)

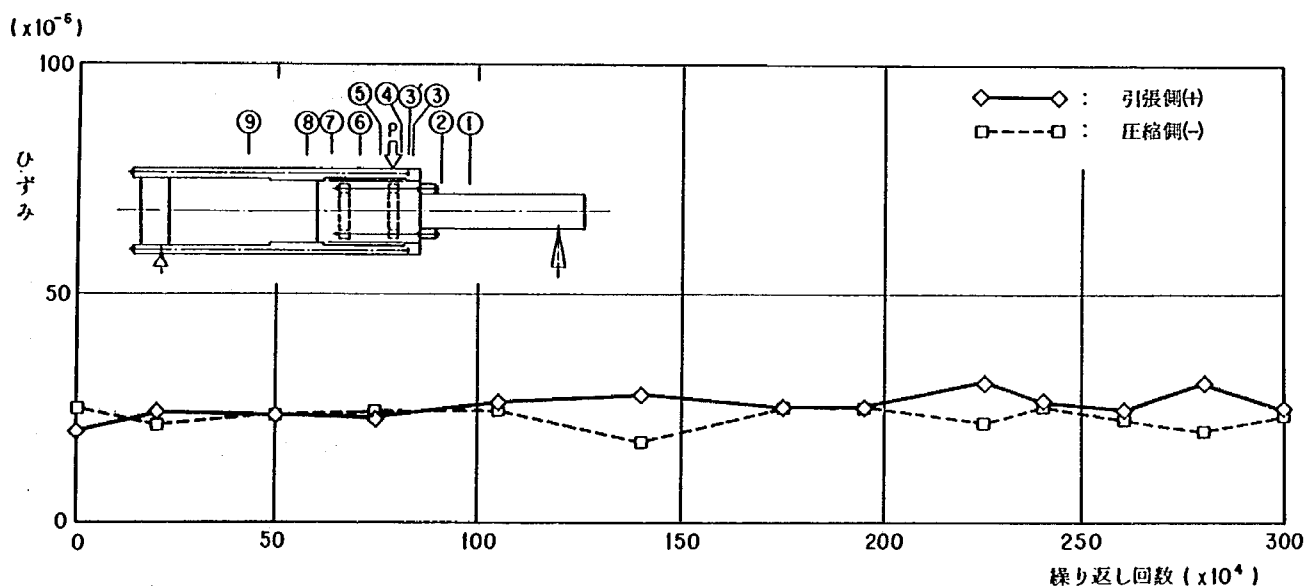


図-4.13 ひずみ変化 ($P=34t$) (軸鉄筋5断面：軸方向)

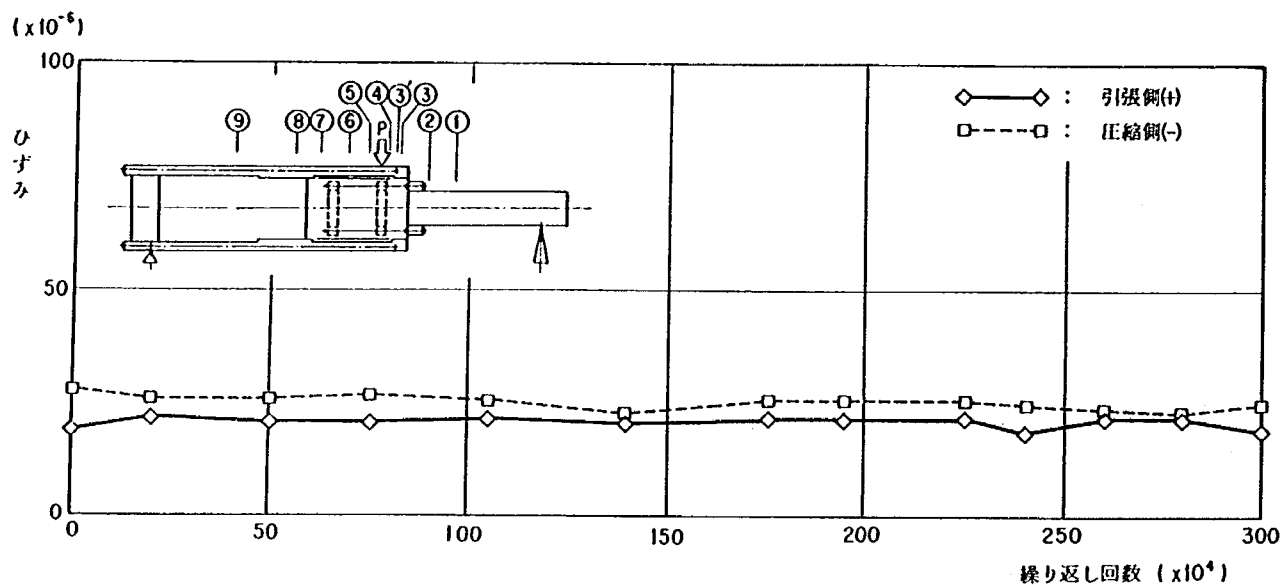


図-4.14 ひずみ変化 ($P=34t$) (コンクリート6断面：軸方向)

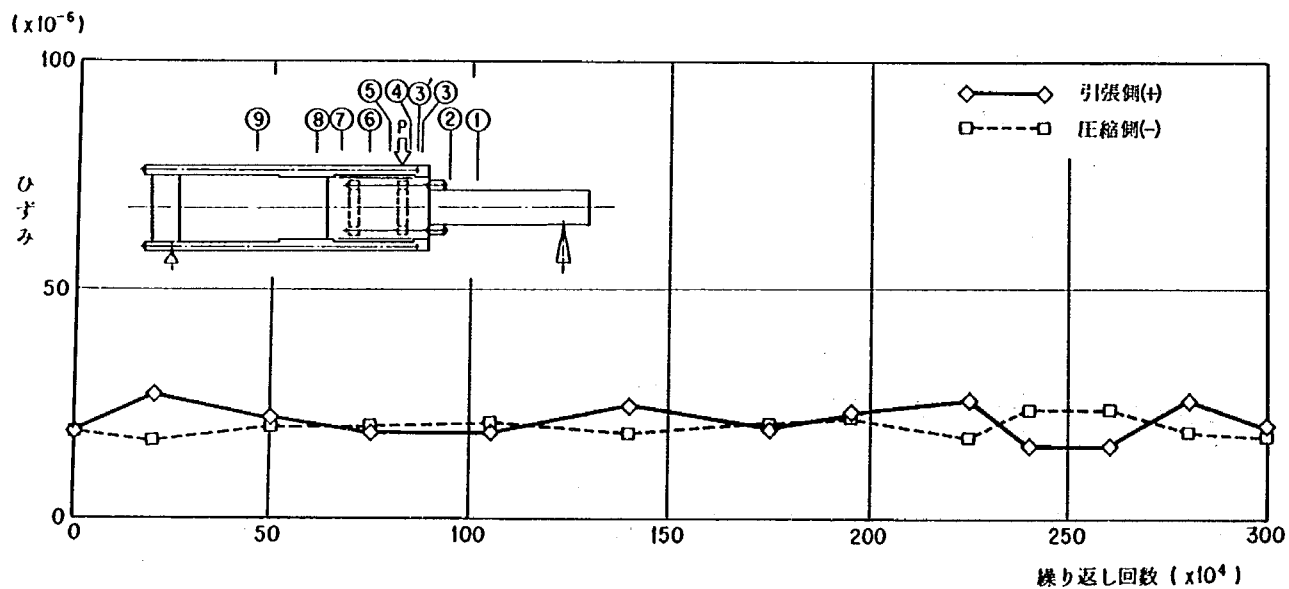


図-4.15 ひずみ変化 ($P=34t$) (PC鋼棒6断面：軸方向)

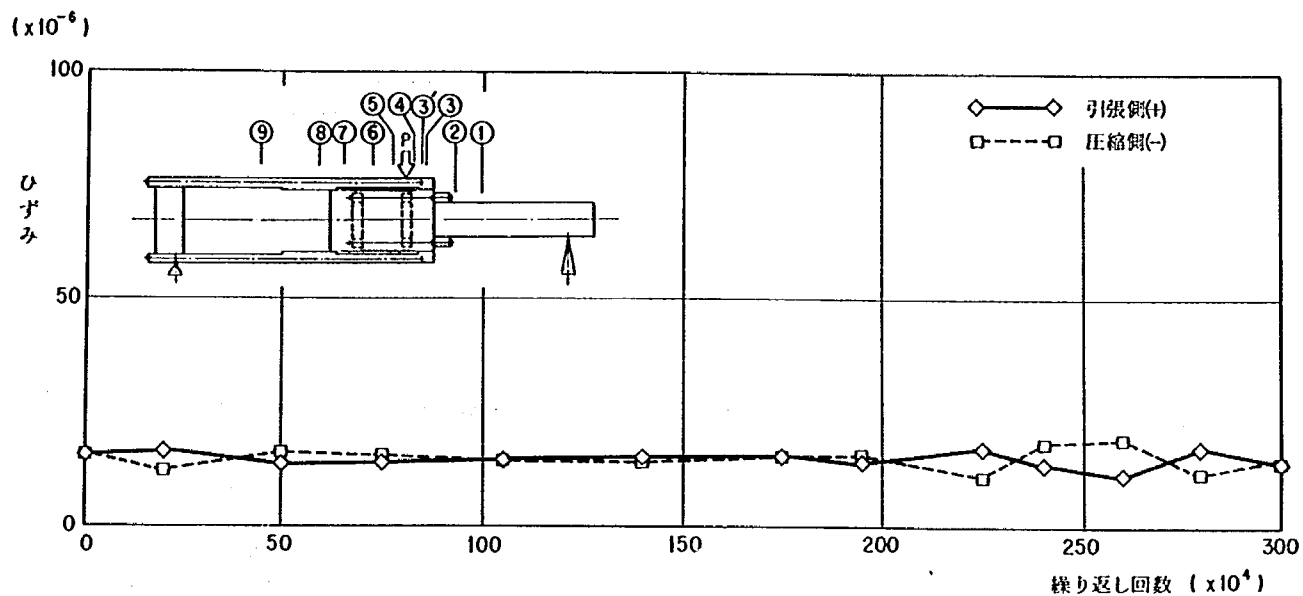


図-4.16 ひずみ変化 ($P=34t$) (アンカーボルト6断面：軸方向)

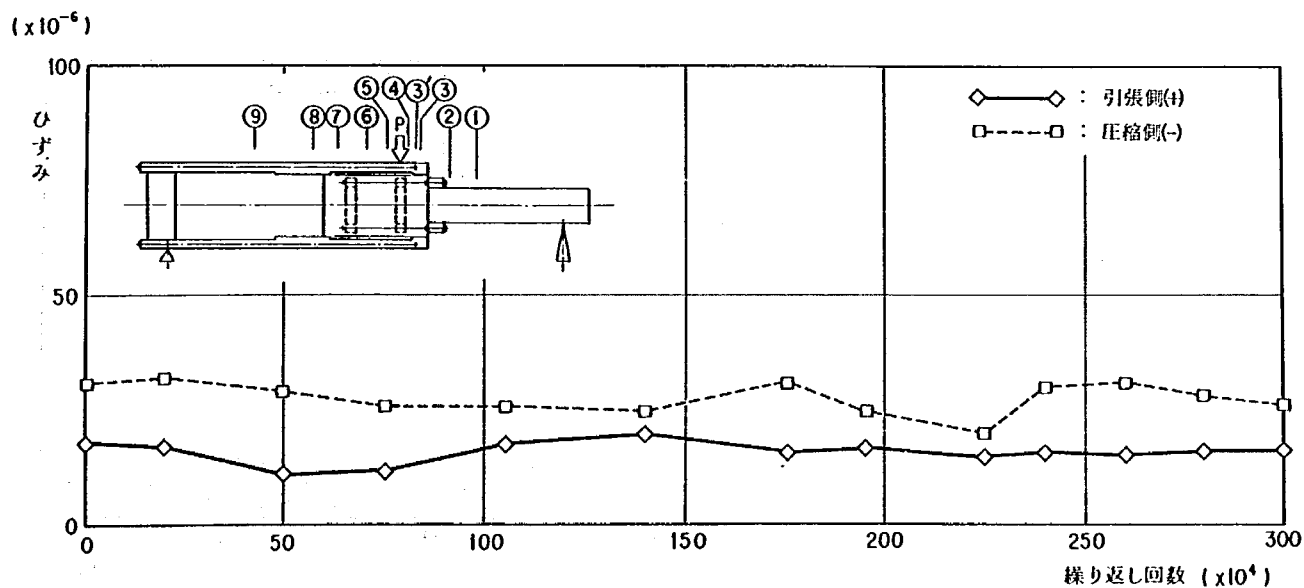


図-4.17 ひずみ変化 ($P=34t$) (軸鉄筋6断面：軸方向)

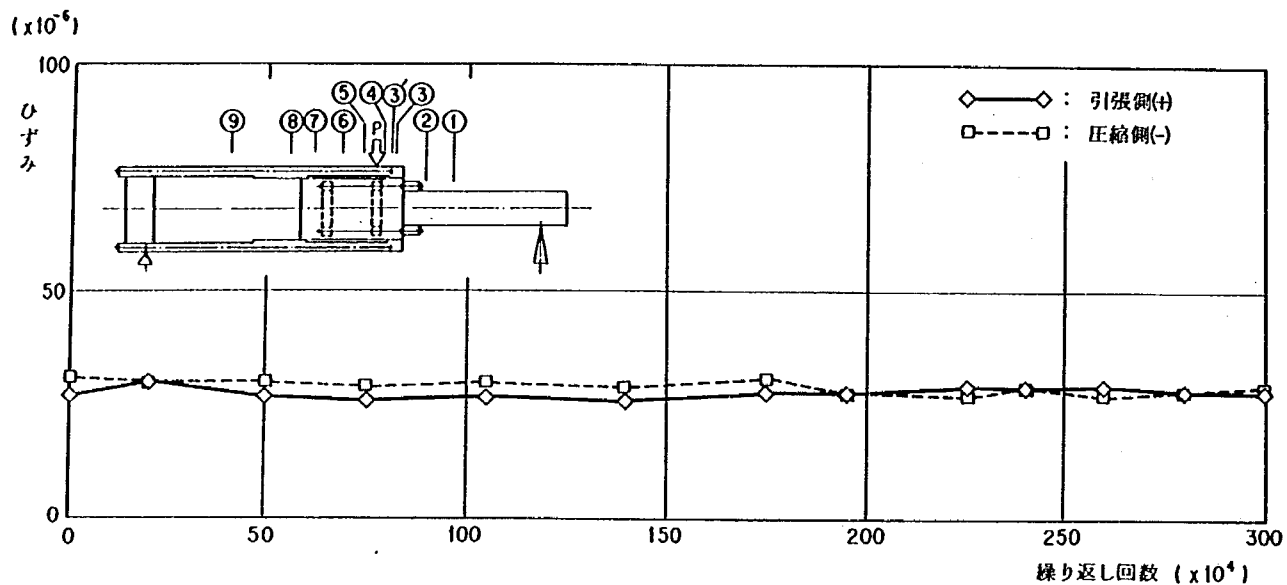


図-4.18 ひずみ変化 (P=34t) (コンクリート7断面:軸方向)

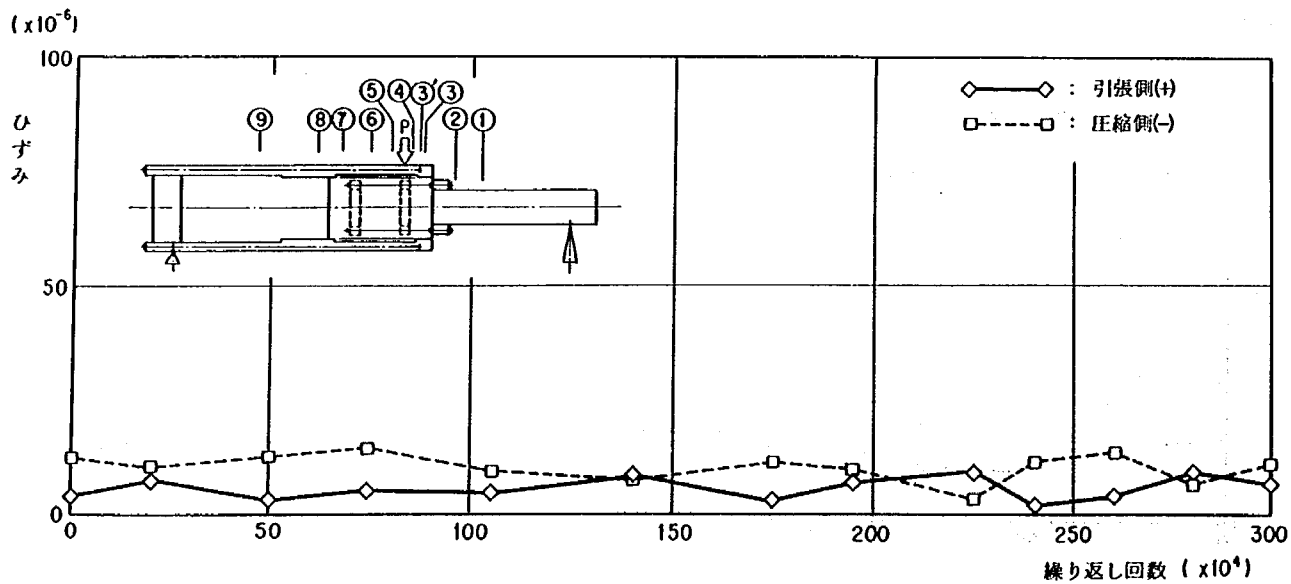


図-4.19 ひずみ変化 (P=34t) (コンクリート7断面:軸方向)

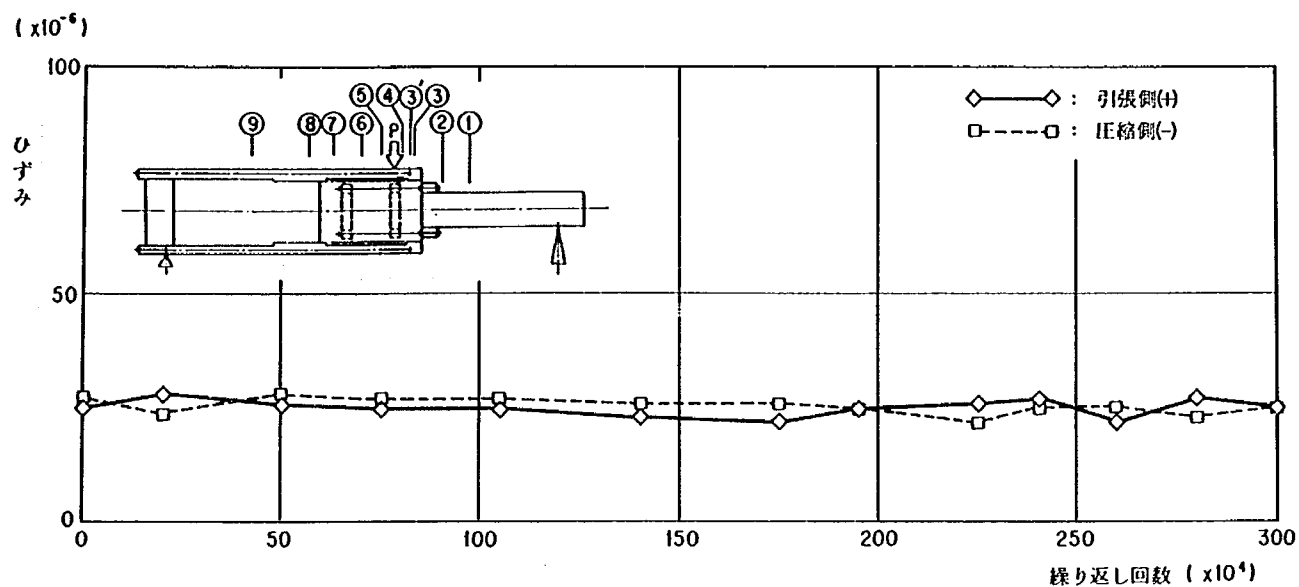


図-4.20 ひずみ変化 ($P=34\text{ t}$) (コンクリート8断面:軸方向)

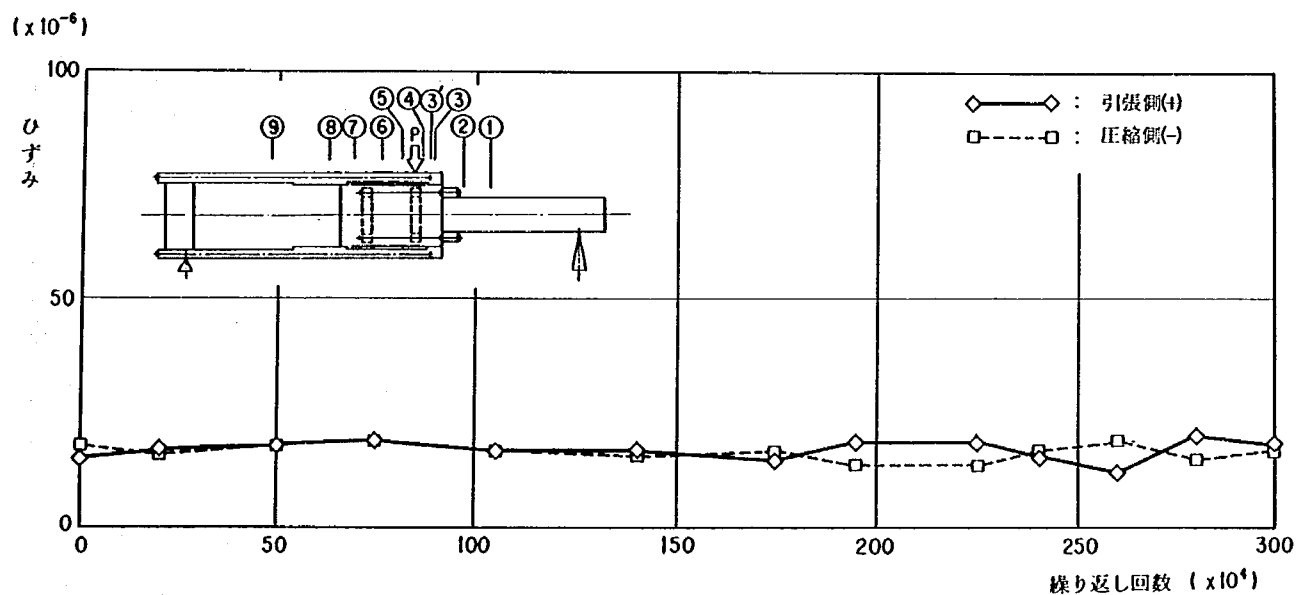
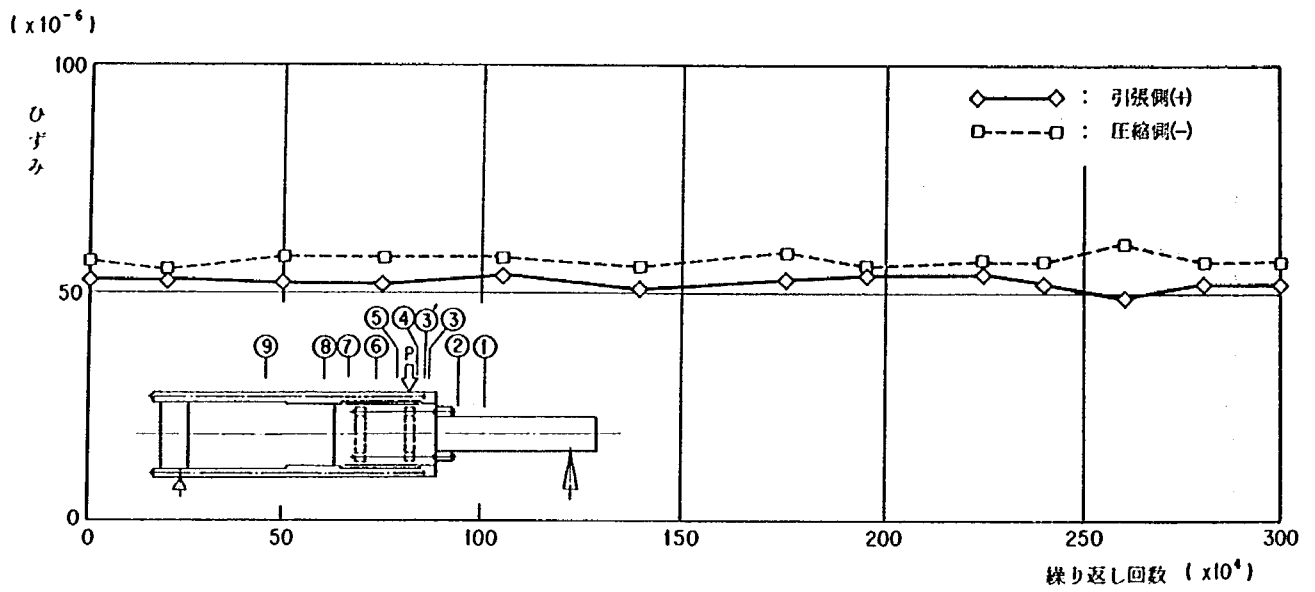
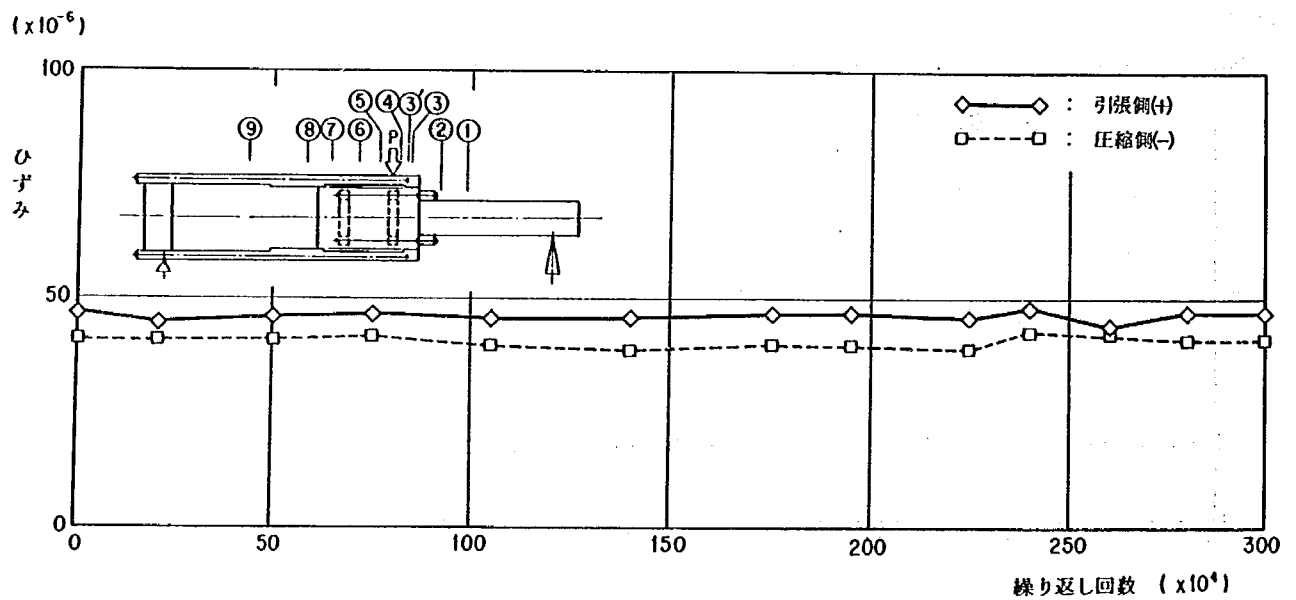


図-4.21 ひずみ変化 ($P=34\text{ t}$) (コンクリート9断面:軸方向)



図－4.2.2 ひずみ変化 (P=34t) (鋼製橋脚1断面：円周方向)



図－4.2.3 ひずみ変化 (P=34t) (鋼製橋脚2断面：円周方向)

4-2-3 荷重 - ひずみ図

荷重 - ひずみ関係図を代表点について次のように示す。

(a) アンカーボルト (3'断面) 図- 4.2 4

(b) PCウェル表面 (軸方向, 7断面) 図- 4.2 5

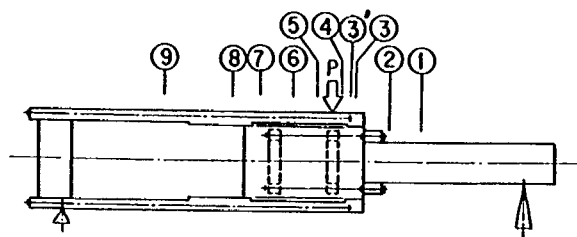
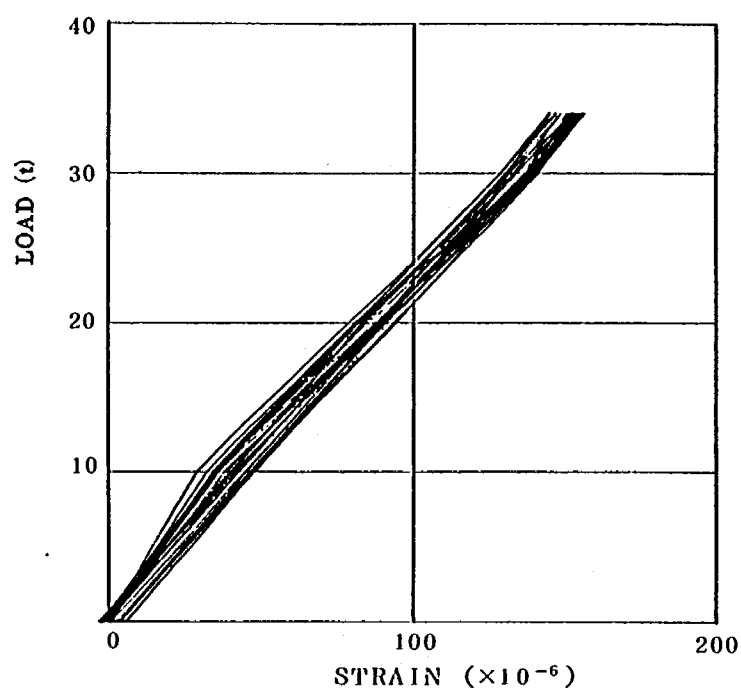


図- 4.2 4 荷重-ひずみ曲線 (アンカーボルト3'断面: 軸方向)

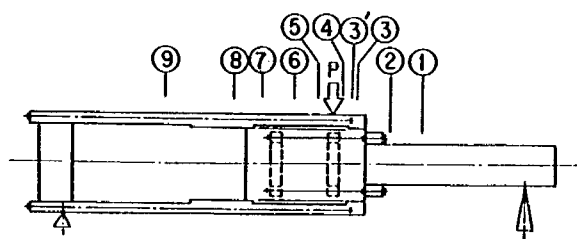
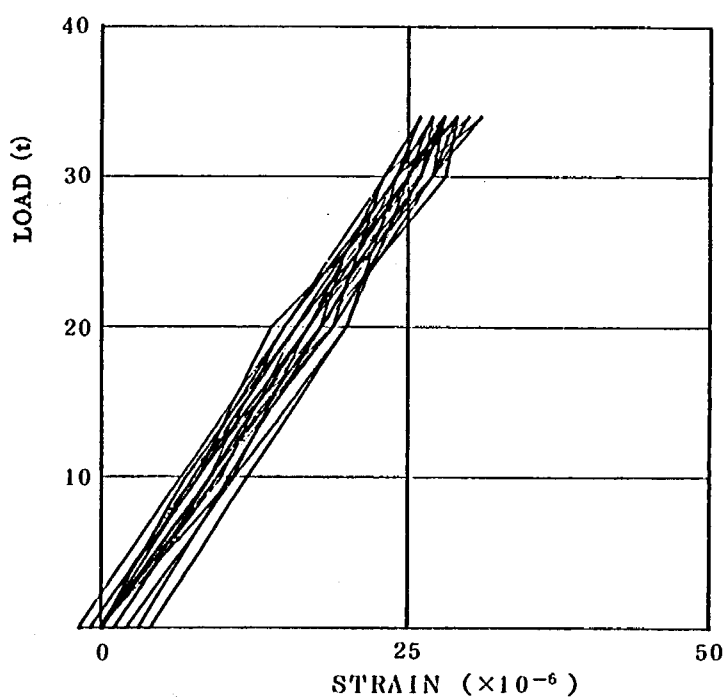


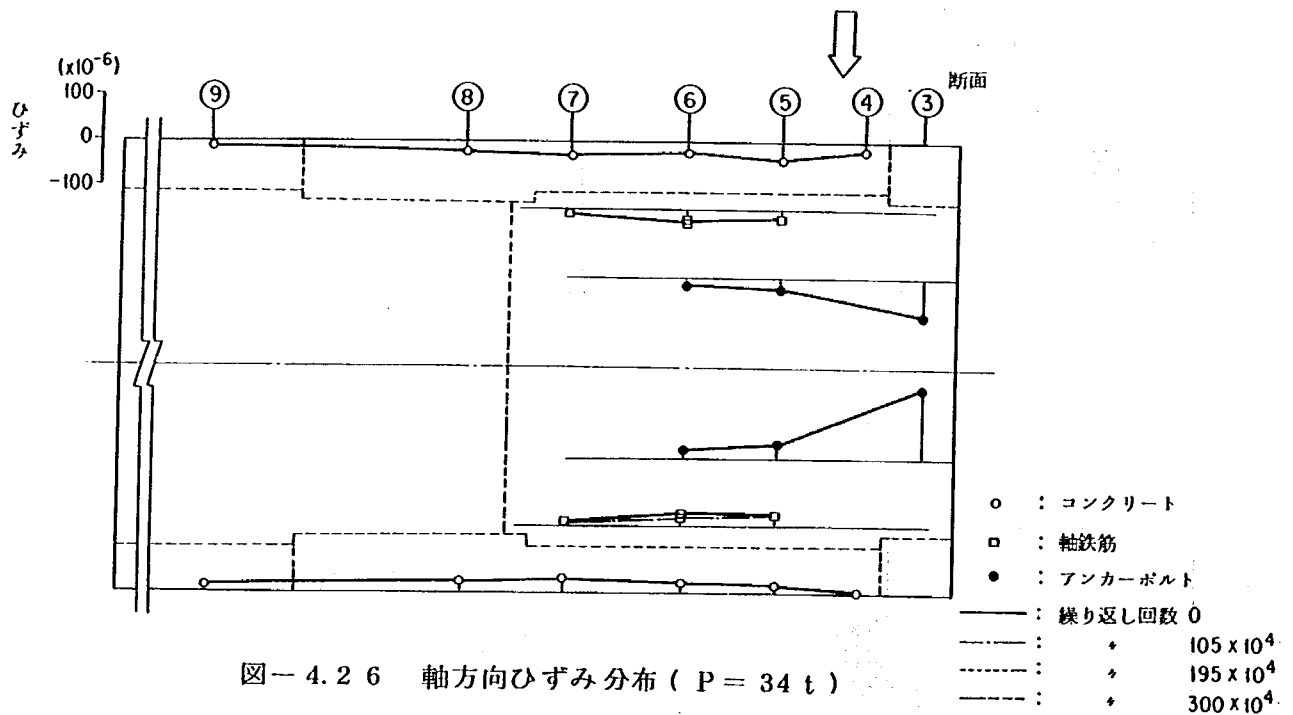
図- 4.2 5 荷重-ひずみ曲線 (軸鉄筋7断面: 軸方向)

これらの図は、図－3.5 (b)の荷重段階にしたがって図－3.5 (a)の測定回数毎に静的載荷を行った際の荷重－ひずみ関係をまとめて図示したものである。

4－2－4 ひずみ分布図

繰り返し回数約100万回毎に整理したひずみ分布図を、次のように示す。

- (a) 軸方向ひずみ分布の総括図……………図－4.2 6
- (b) 断面内ひずみ分布図……………図－4.2 7
- (c) 周方向ひずみ分布図（頭部補強リング）………図－4.2 8



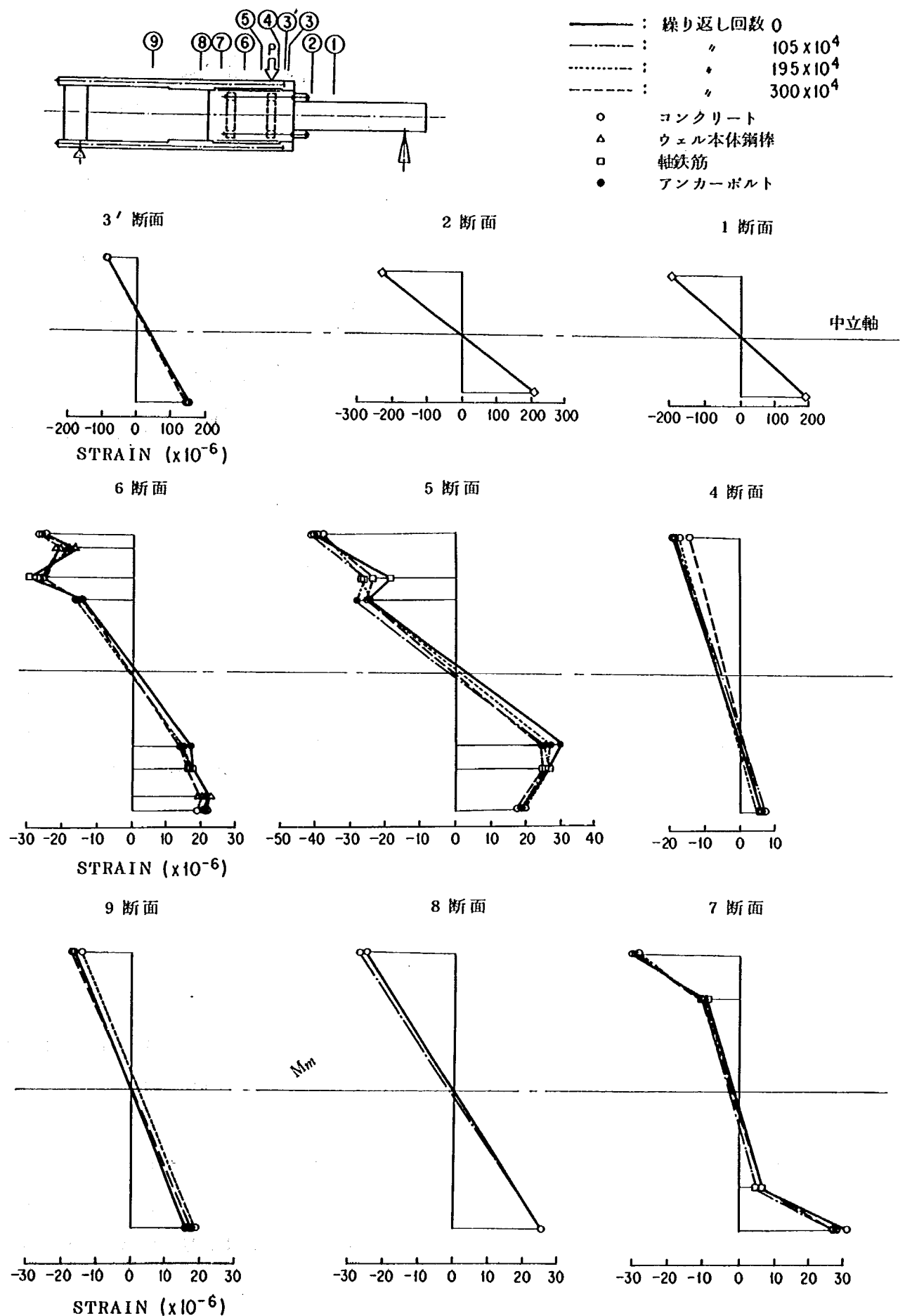
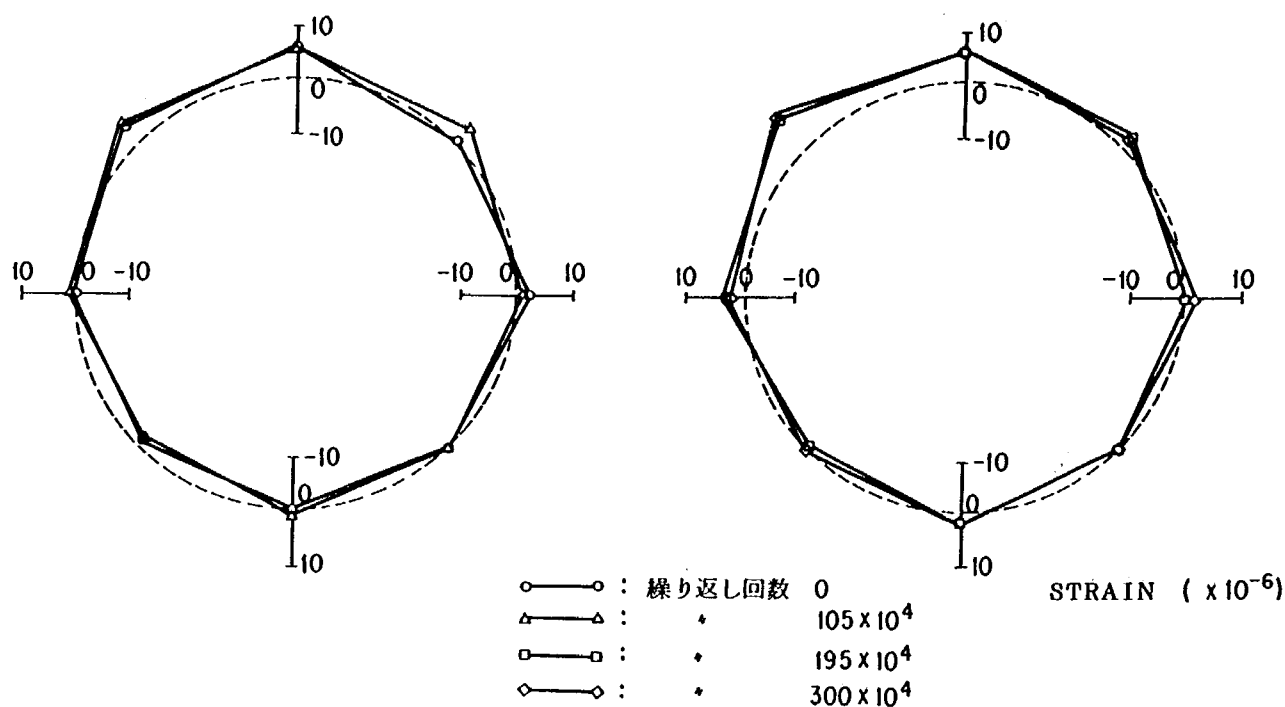


図- 4.27 断面ひずみ分布 ($P = 34 \text{ t}$)



図—4.28 円周方向ひずみ分布（頭部補強リング 3断面）

4—3 静的破壊曲げ試験

地震時荷重に相当する荷重 $P_E = 80(t)$ まで静的に7回載荷・除荷を繰り返した後、順次120, 160, 200(t)まで載荷・除荷を行った。その間外観上の変状は、特別現れなかった。引き続き最大荷重250(t)まで荷重を漸増していき、250tの載荷状態を1時間保持した後、除荷して試験を終了した。

4—3—1 荷重 — 変位曲線

荷重 — 変位曲線を次のように示す。

(a) 荷重 — 鉛直変位曲線……図—4.29

(b) 荷重 — 水平変位曲線……図—4.30

(b)においてD10, D11はアンカーフレーム部と中詰コンクリートの、またD12, D13はPCウェル本体と中詰コンクリートの間の相対変位を表し、その符号はいずれも中詰コンクリートが変位計の方に移動する場合を(+)としている。

また各荷重段階に対する鉛直方向変位分布を、図—4.31に示す。なお、同図は両支点部近傍のD1, D9の変位を結ぶ直線を、基線として補正して描いている。 $P = 80(t)$ については第1サイクルと第7サイクルの、また $P = 250(t)$ については1時間保持した後の変位分布も示している。

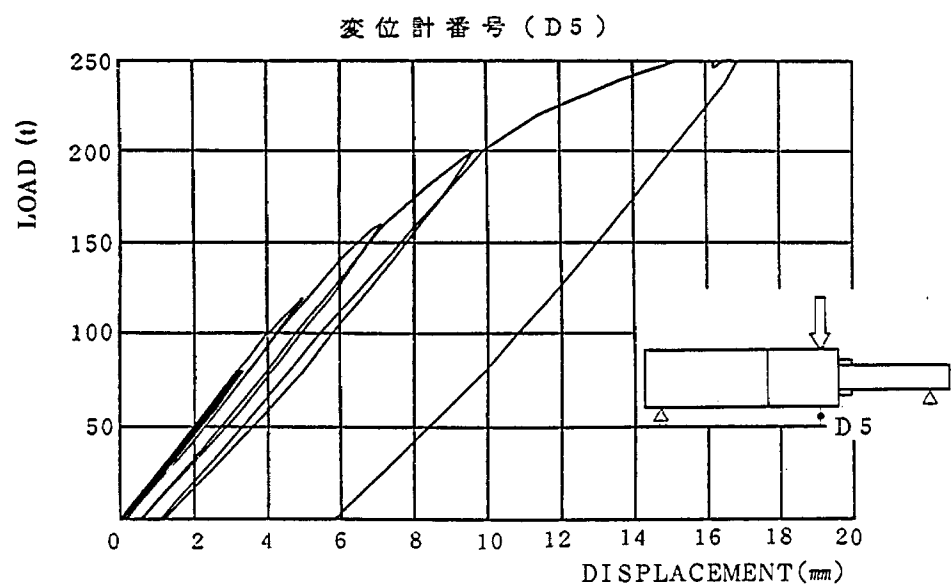
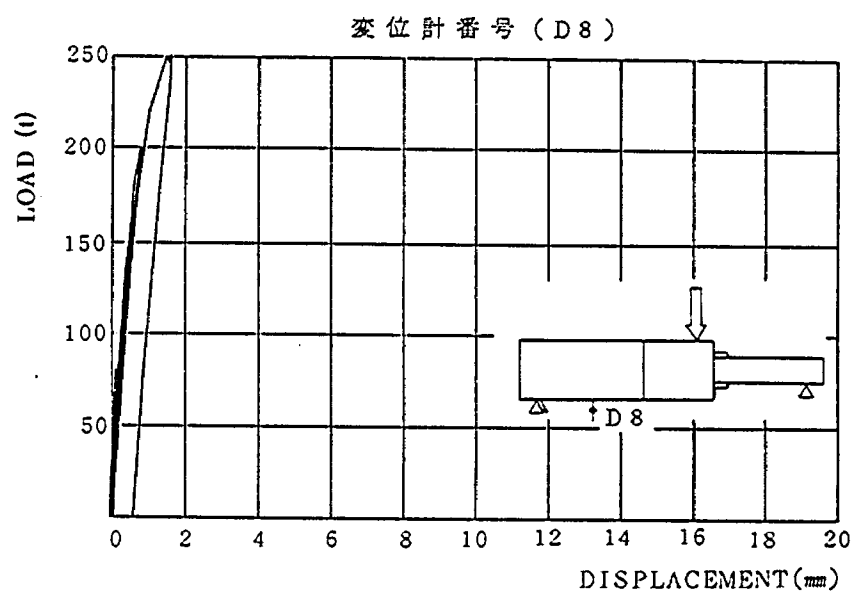
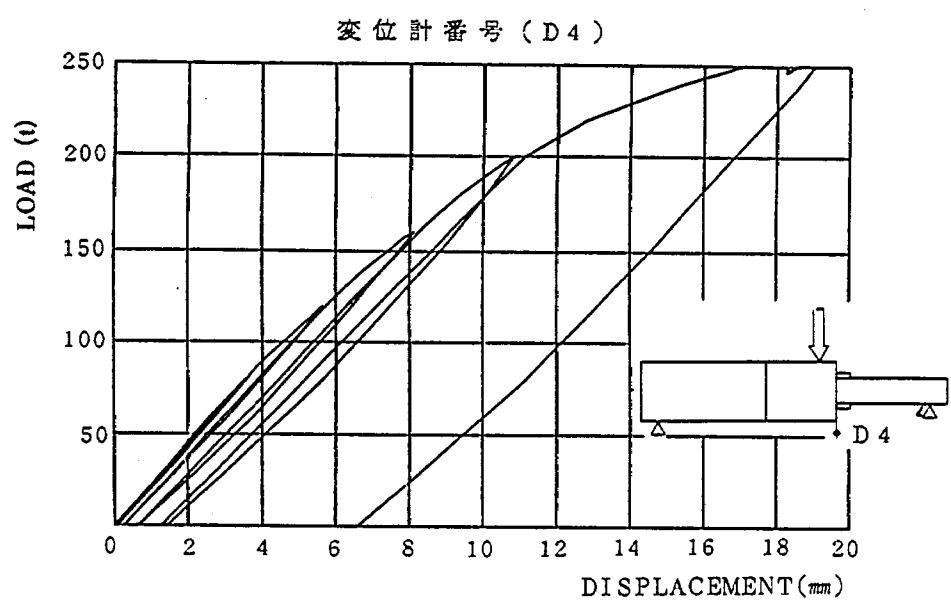
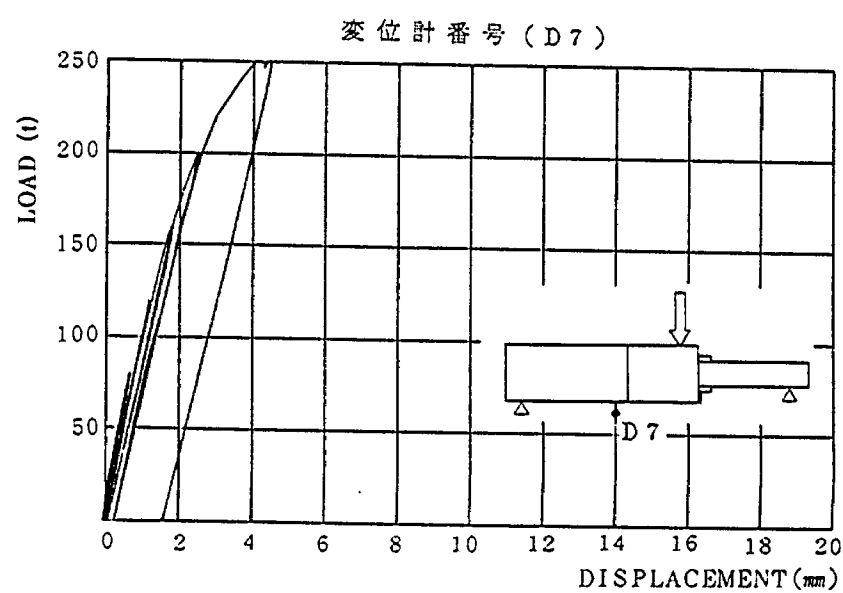
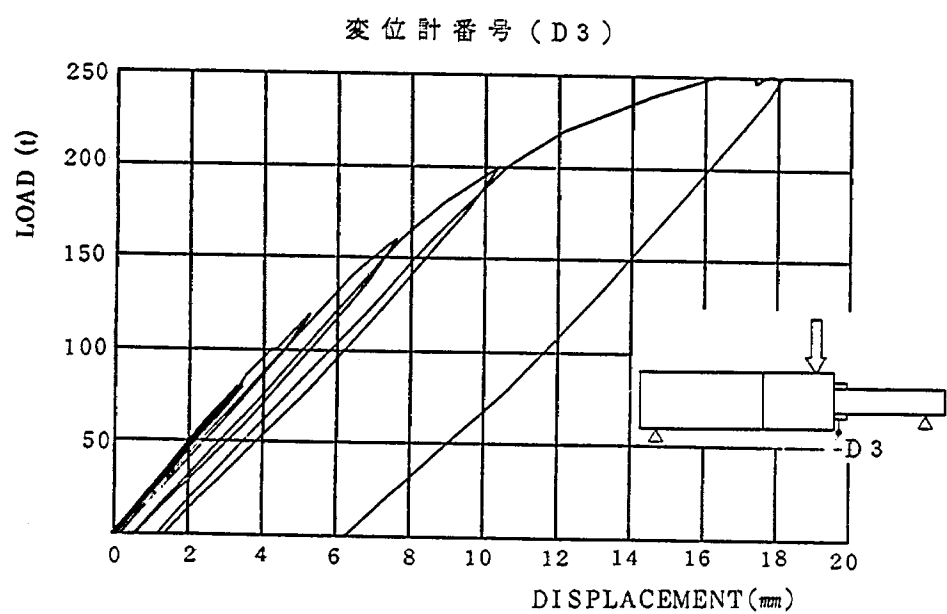
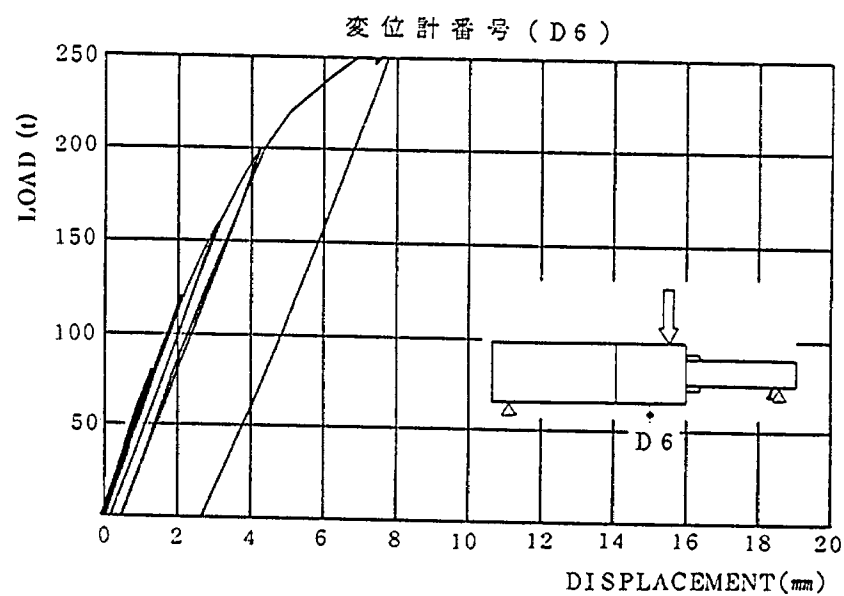
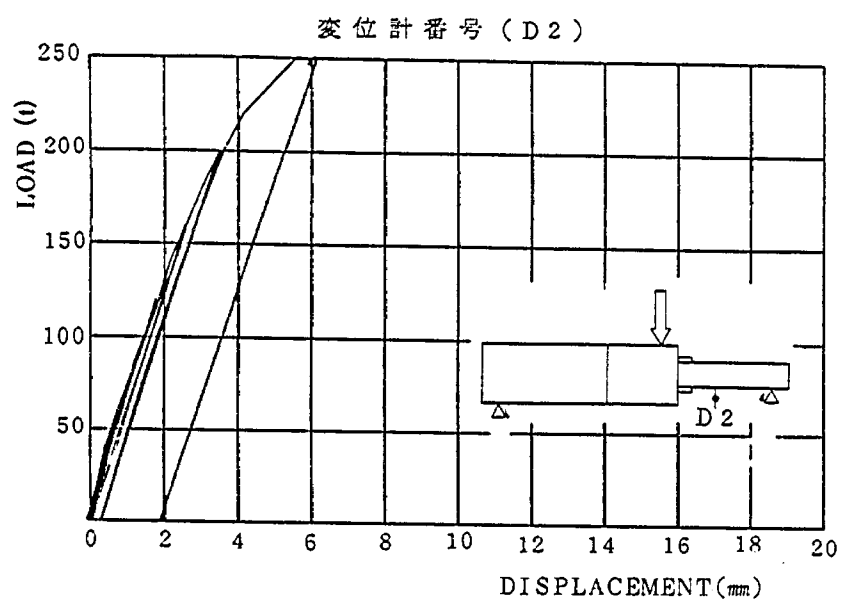
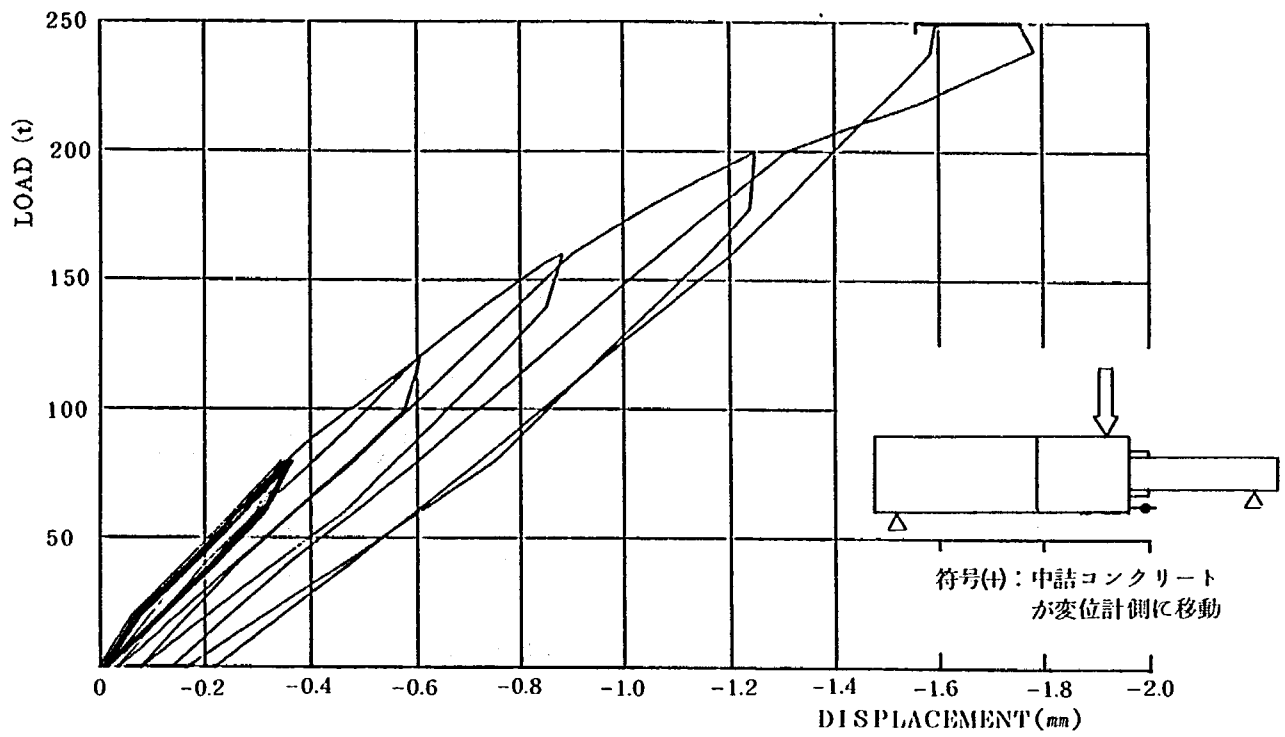


図 4.29 荷重 - 鉛直変位曲線

変位計番号 (D11)



変位計番号 (D10)

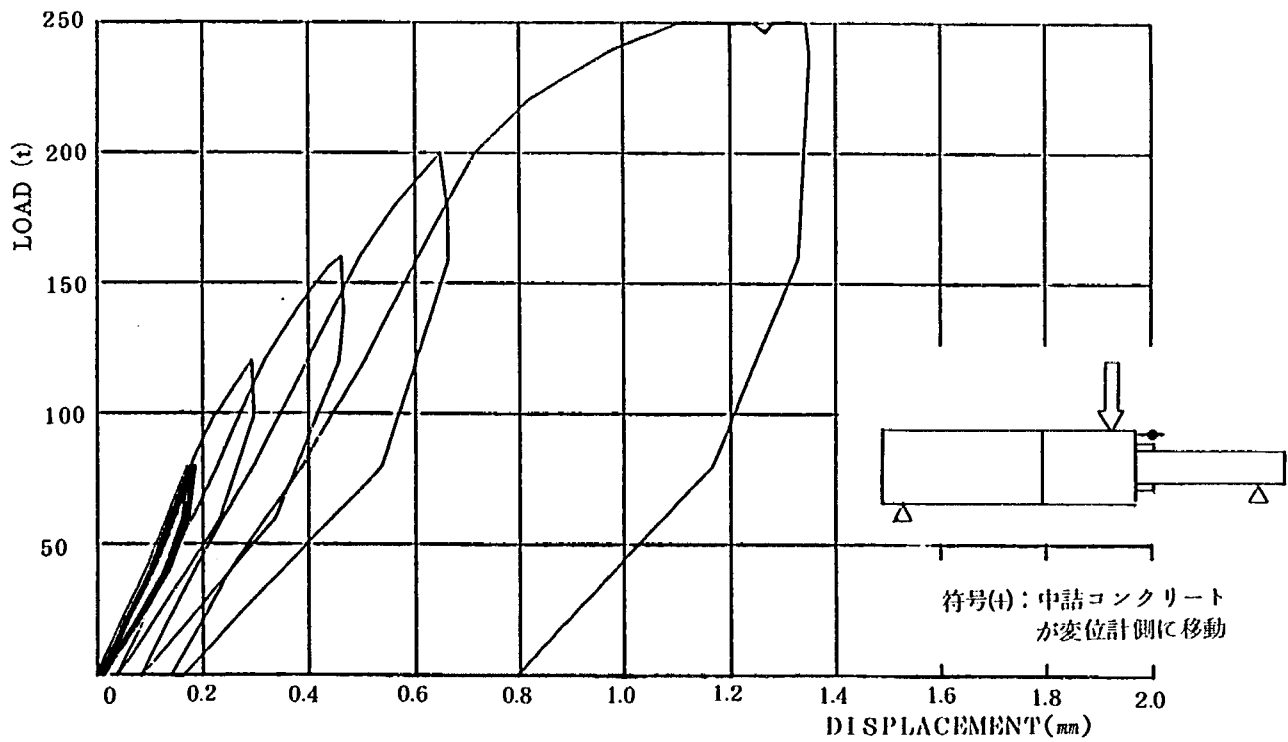


図 4.3 0 (a) 荷重 - 水平変位曲線

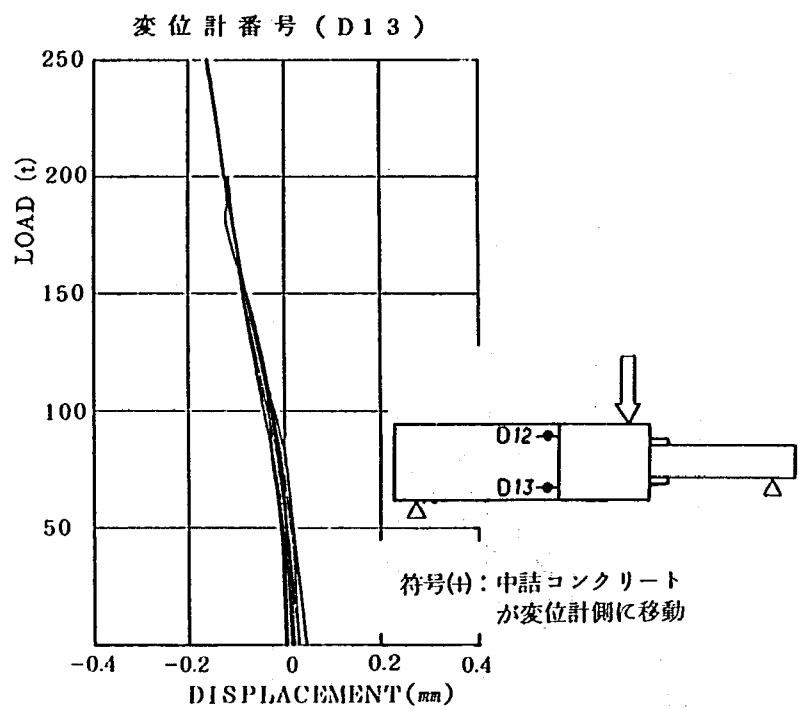
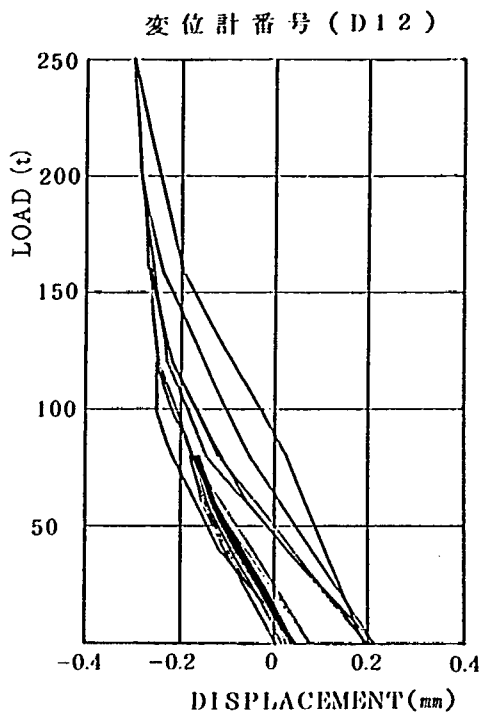
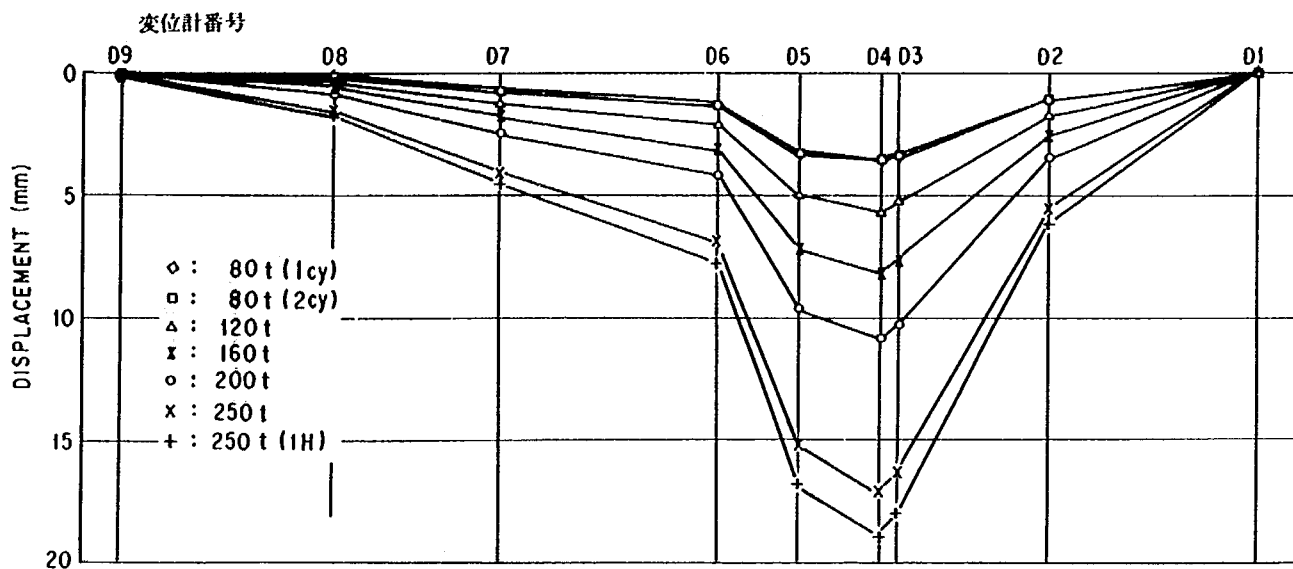


図 4.3 0 (b) 荷重 - 水平変位曲線



図一 4.3 1 鉛直変位分布図 (各サイクルピーク値)

4-3-2 荷重 - ひずみ曲線 (軸方向)

軸方向の荷重 - ひずみ曲線を次のように示す。

- (a) 鋼製橋脚 図一 4.3 2
- (b) コンクリート表面 図一 4.3 3
- (c) アンカーボルト 図一 4.3 4 ~ 4.3 5
- (d) 軸鉄筋 図一 4.3 6
- (e) モールドゲージ 図一 4.3 7

符号はすべて引張を (+) としている。

4-3-3 荷重 - ひずみ曲線 (円周方向)

円周方向の荷重 - ひずみ曲線を次のように示す。

- (a) 鋼製橋脚 図一 4.3 8
- (b) コンクリート表面 図一 4.3 9 ~ 4.4 5
- (c) ウェル本体フープ筋 図一 4.4 6

なお、図一 4.3 9 は PC ウェルの頭部補強リングに対するものである。

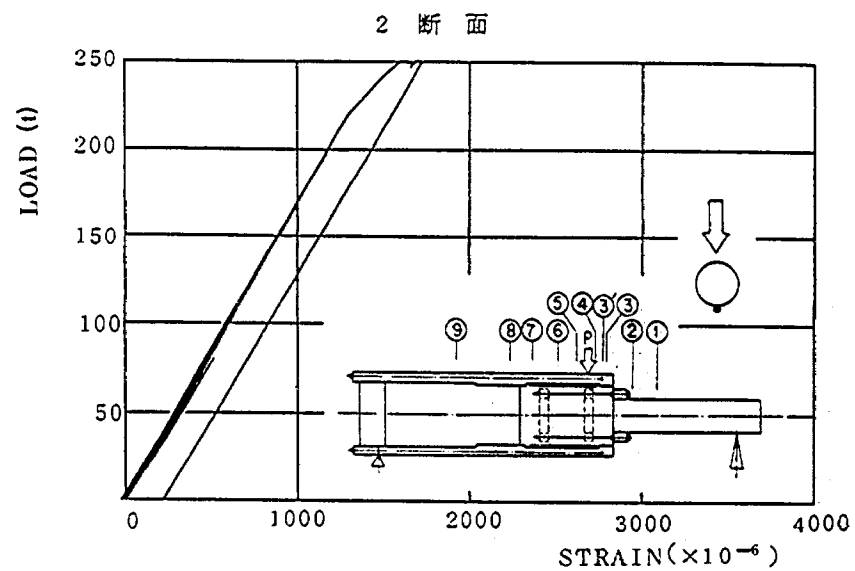
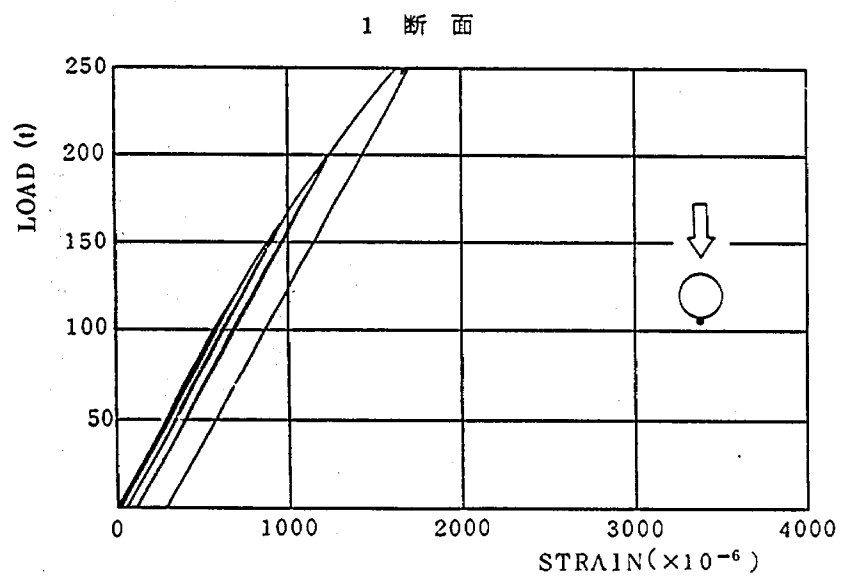
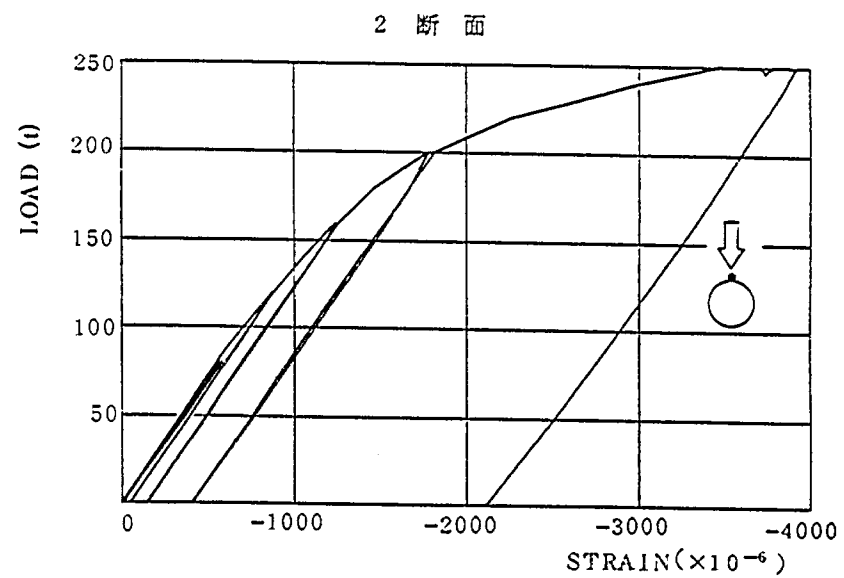
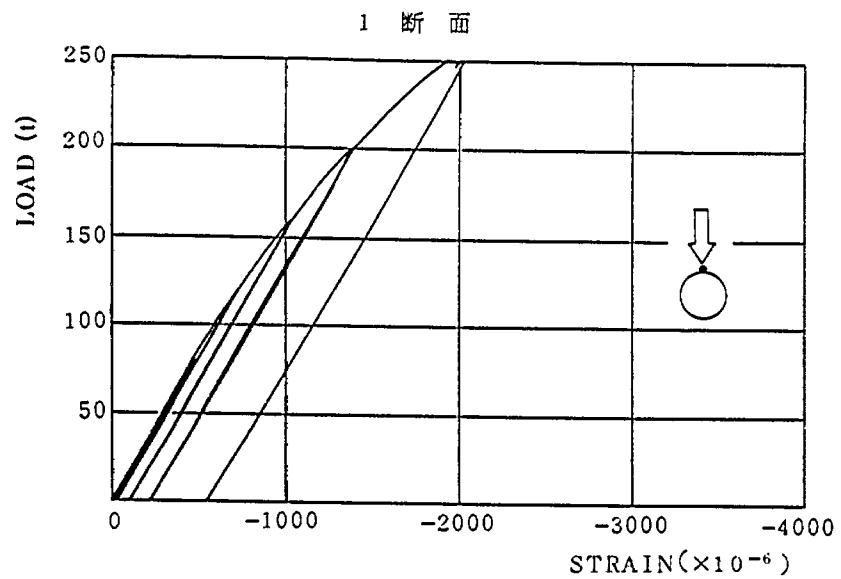


図-4.3 2 荷重-ひずみ曲線 (鋼製橋脚：軸方向)

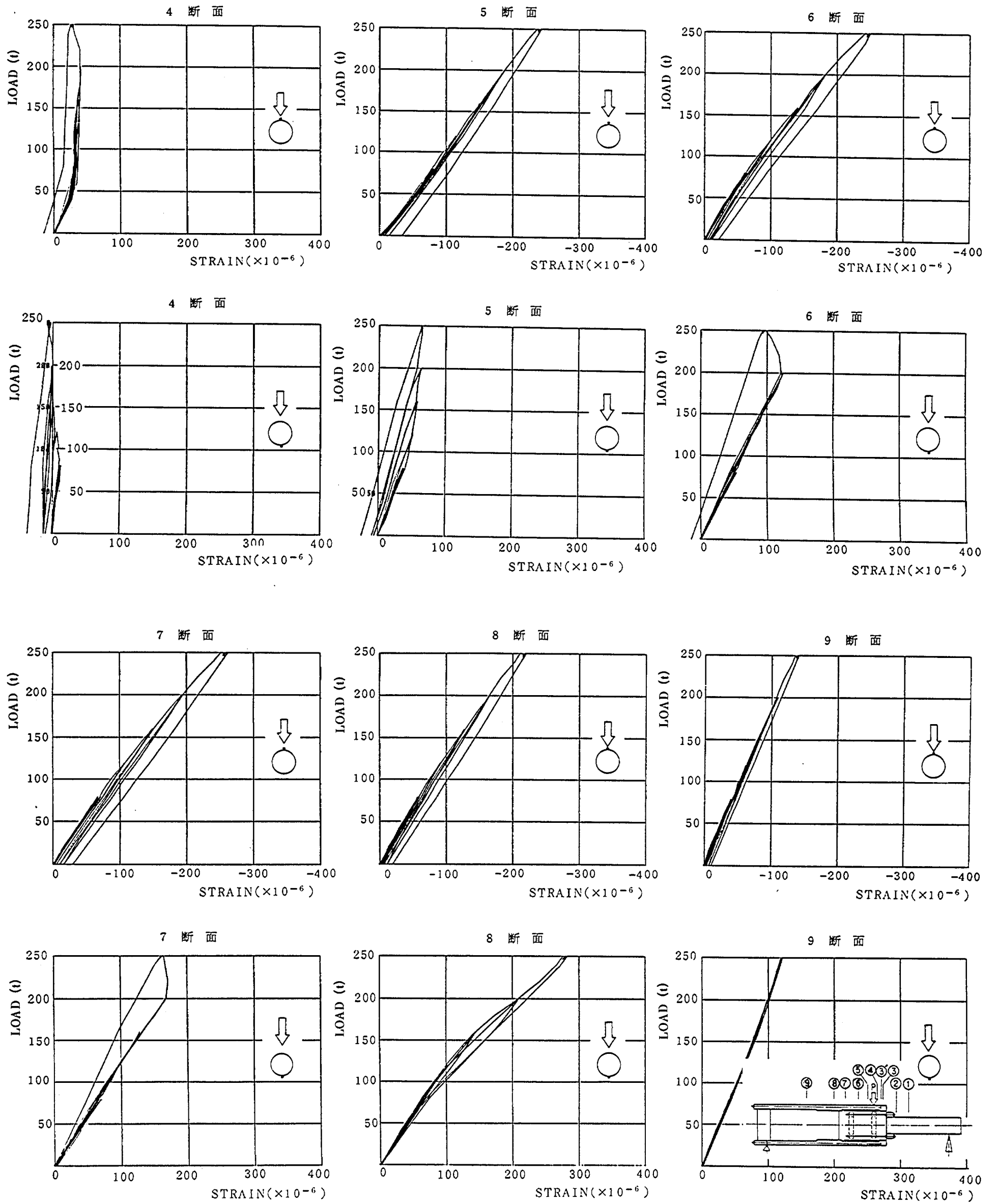


図-4.3.3 荷重-ひずみ曲線(コンクリート表面:軸方向)

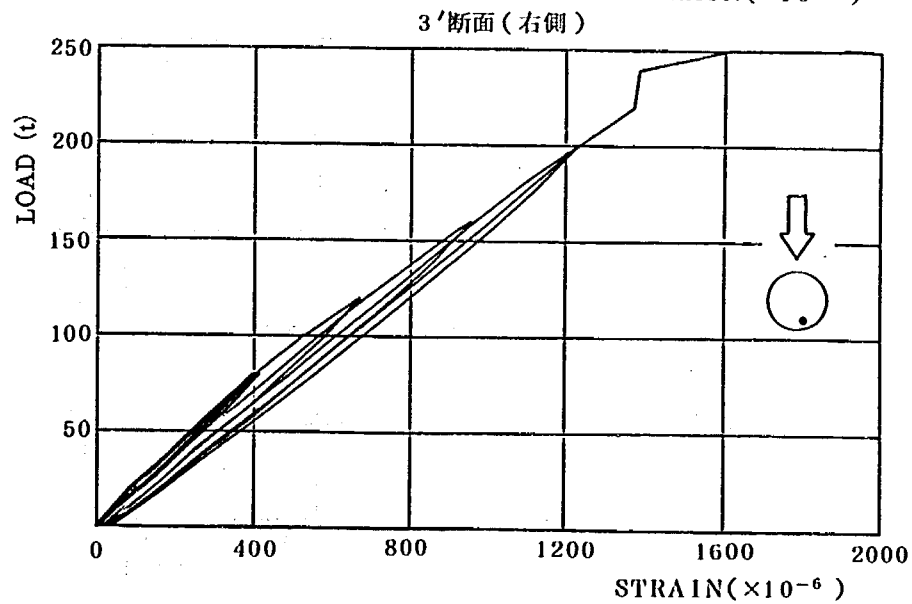
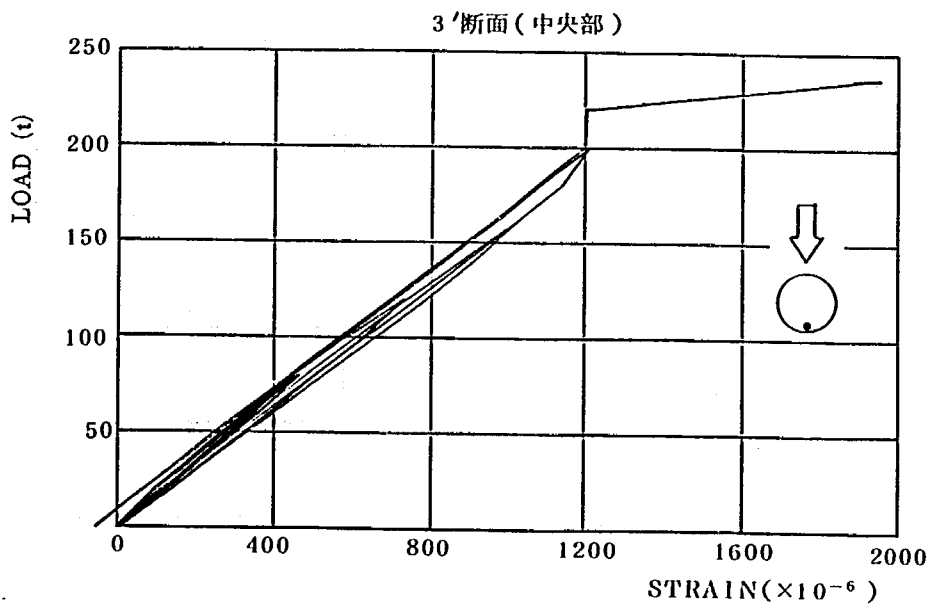
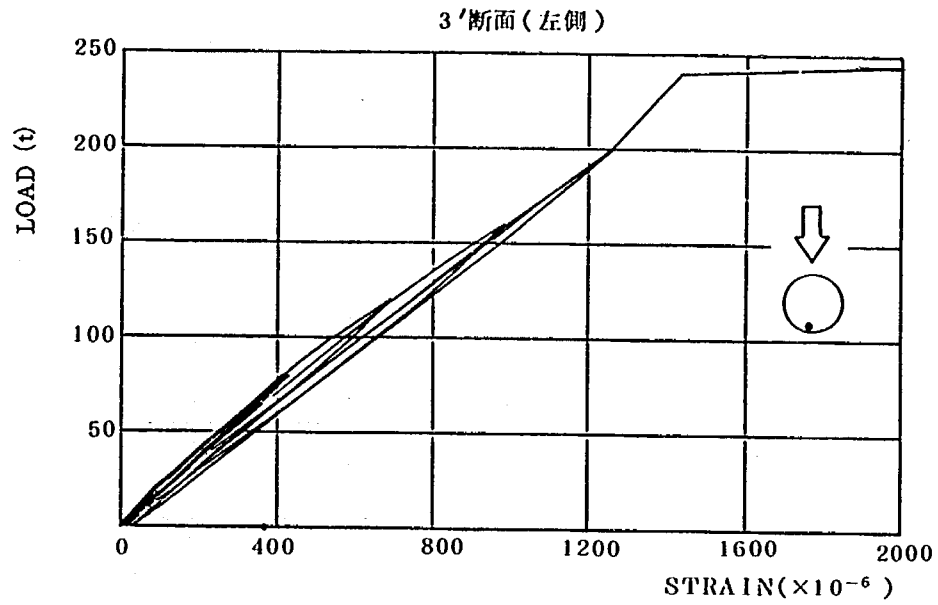


図-4.34(a) 荷重-ひずみ曲線 (アンカーボルト-その1)

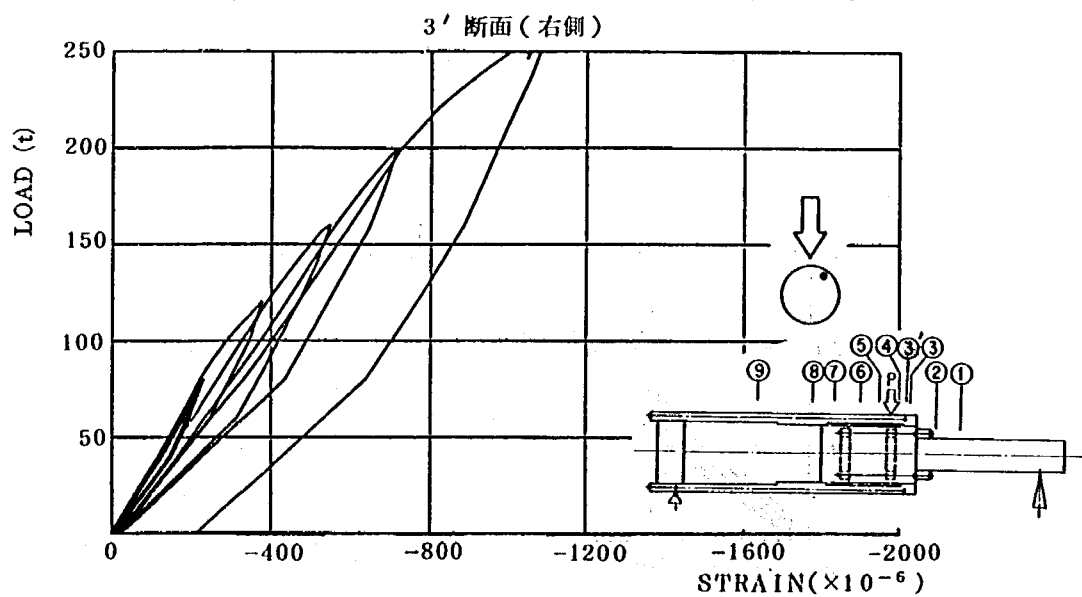
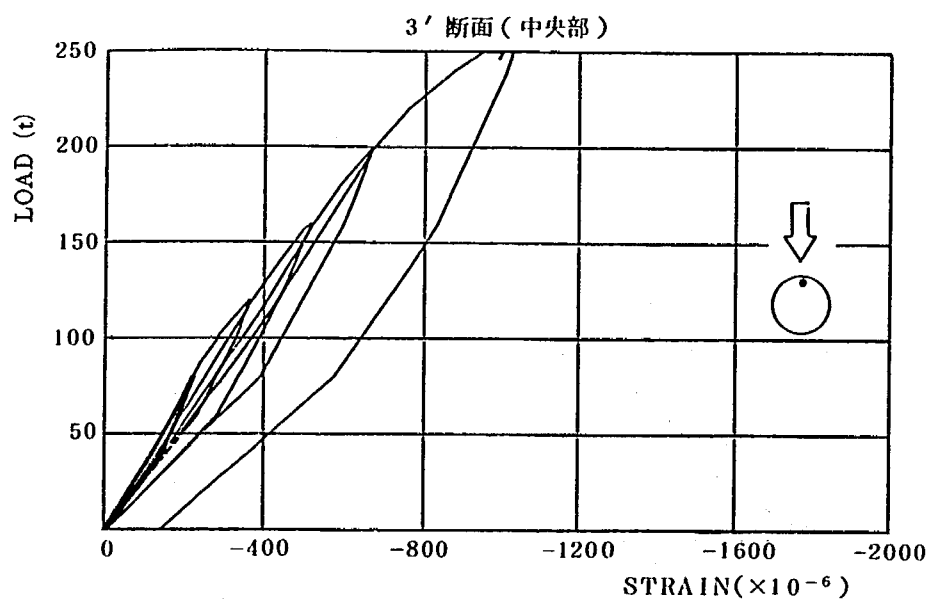
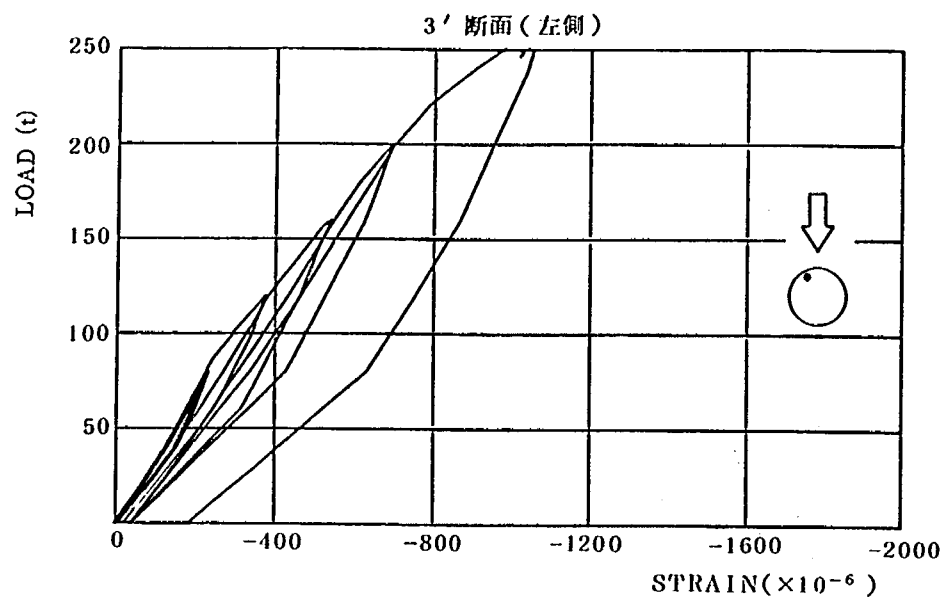


図-4.34(b) 荷重-ひずみ曲線 (アンカーボルト-その2)

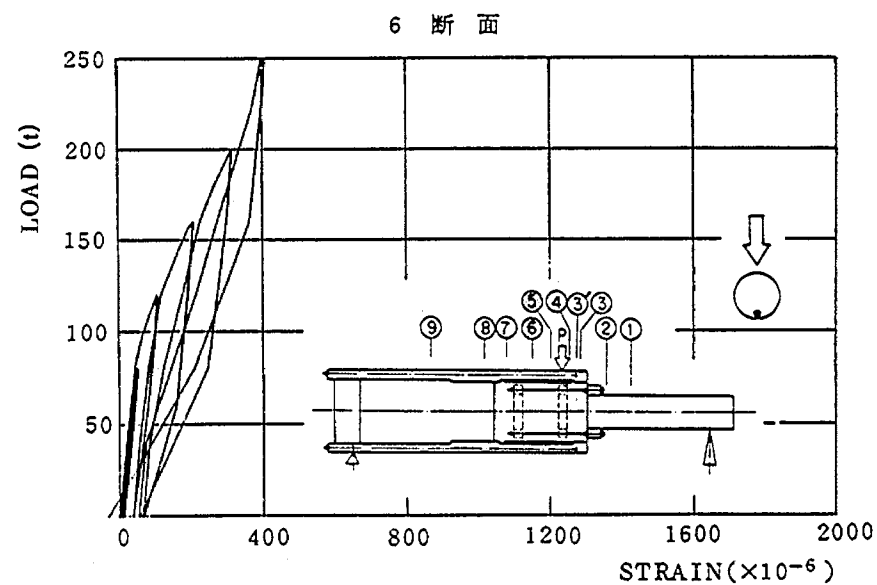
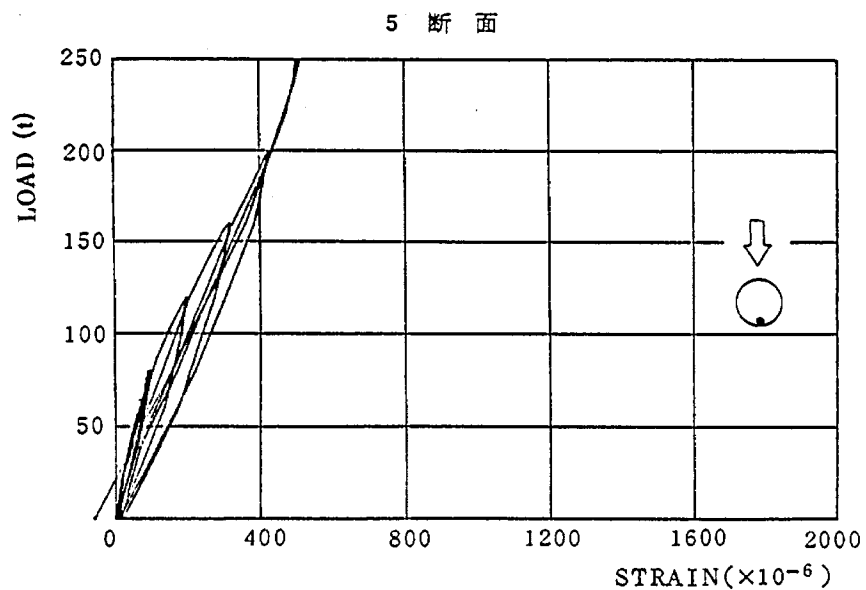
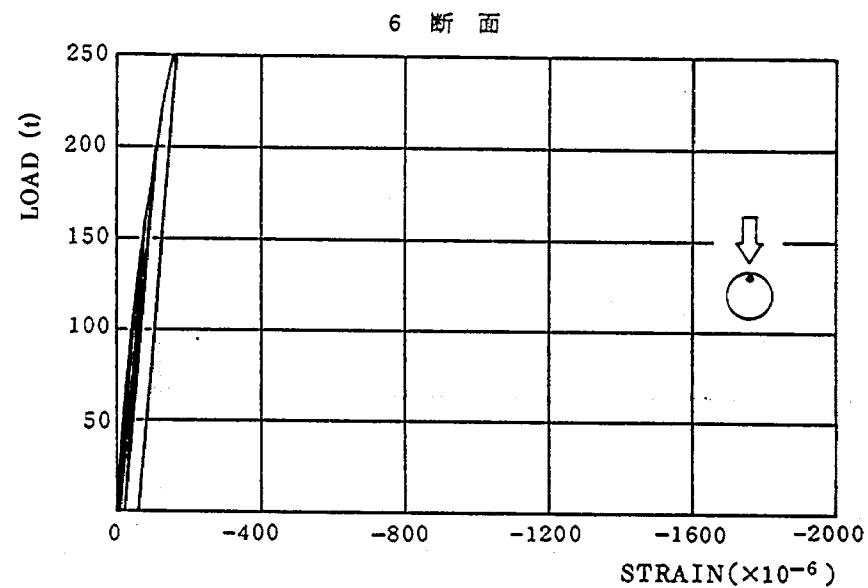
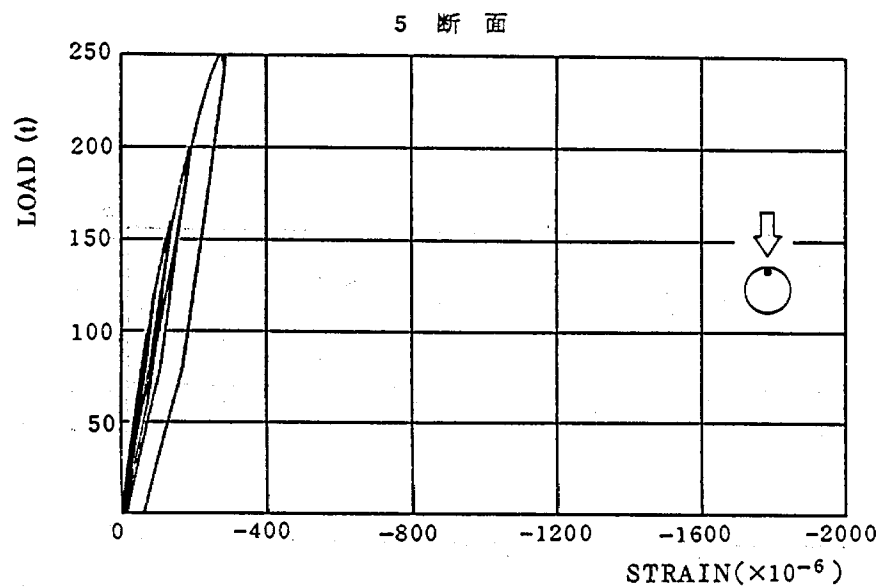


図-4.3.5 荷重-ひずみ曲線 (アンカーボルト-その2)

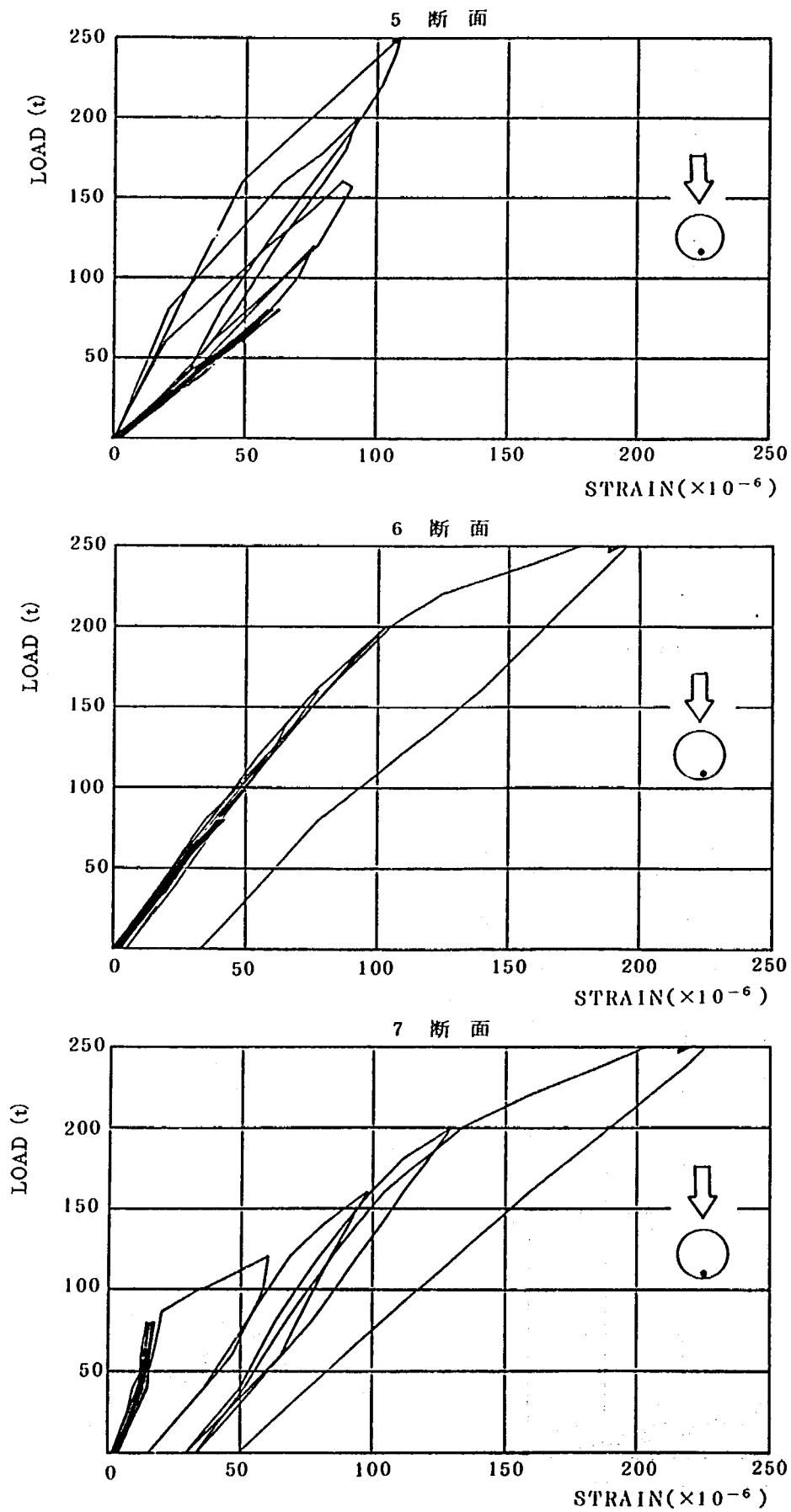


図-4.3 6(a) 荷重-ひずみ曲線(軸鉄筋)

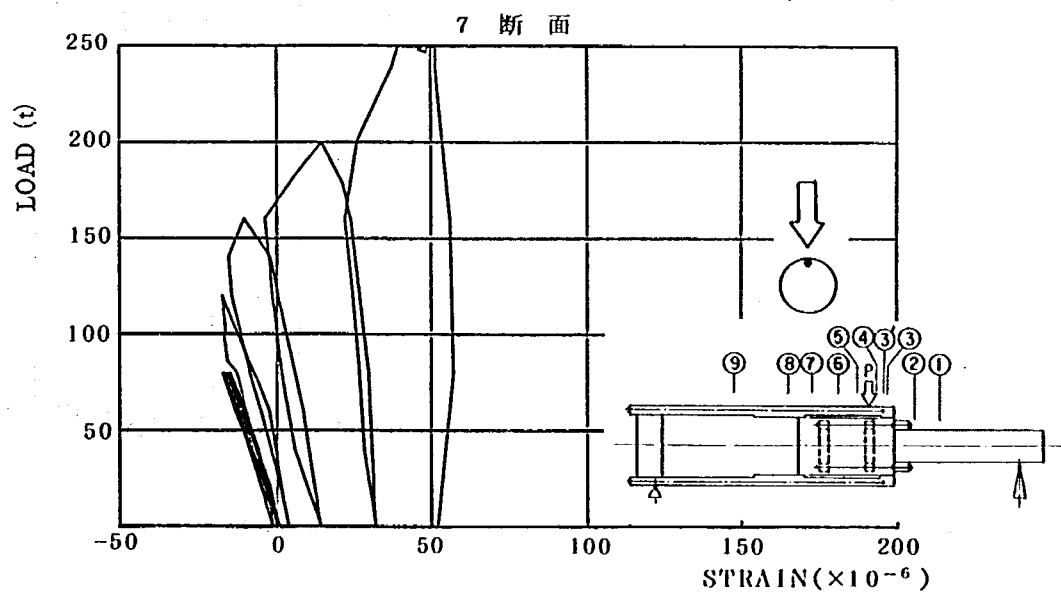
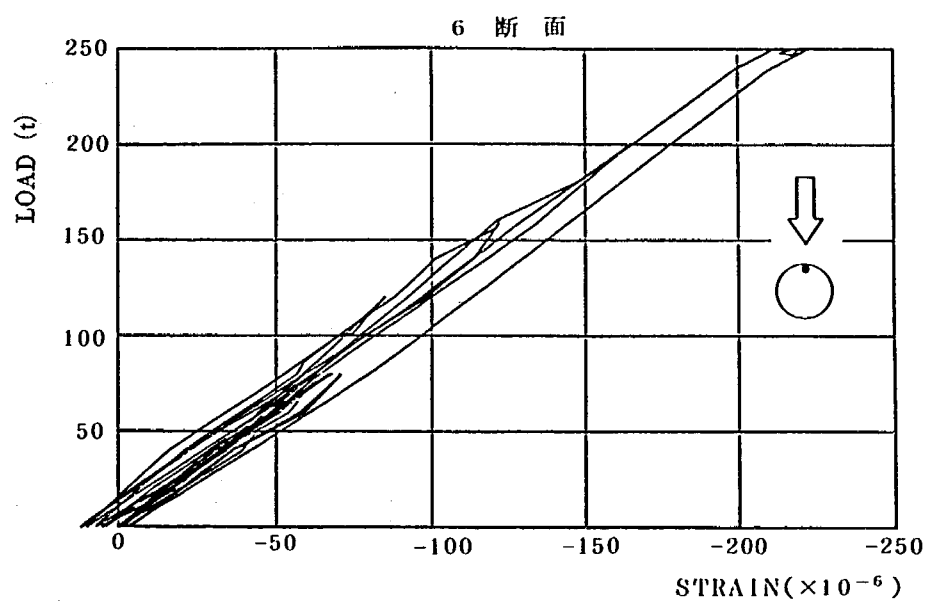
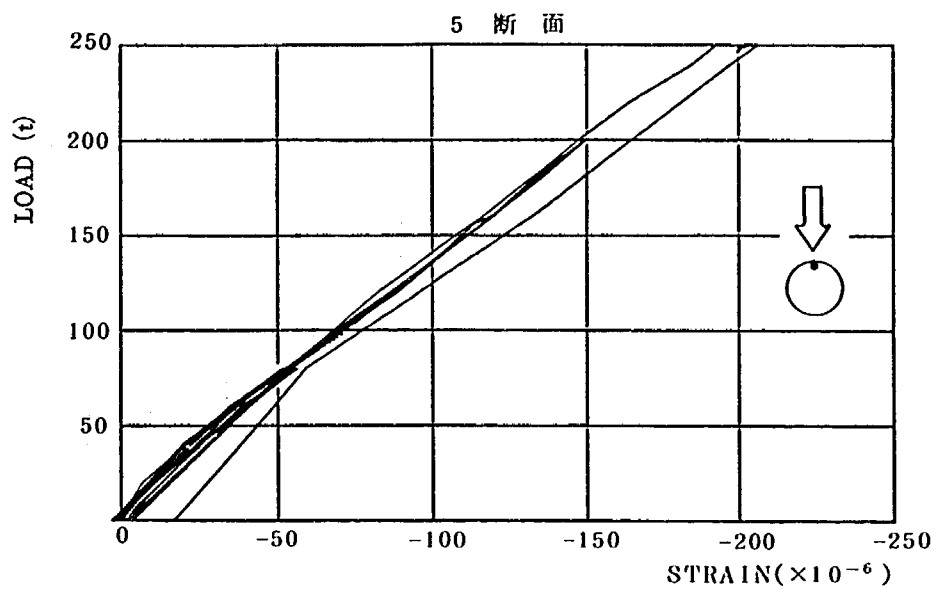


図-4.3 6 (b) 荷重-ひずみ曲線 (軸鉄筋)

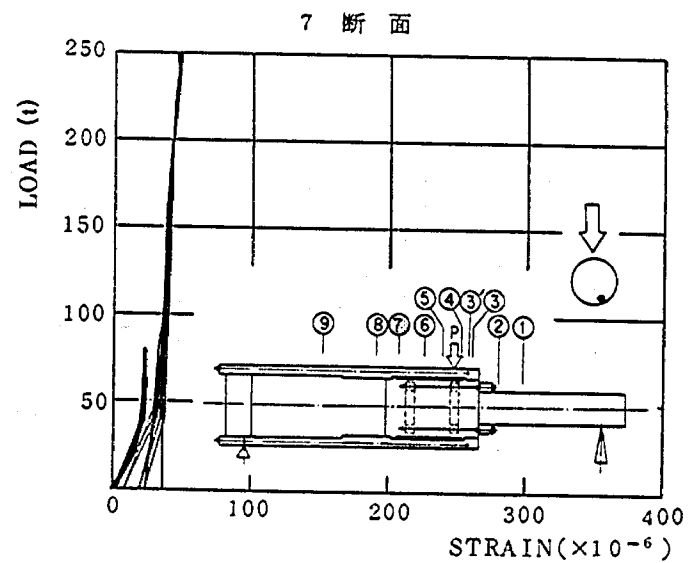
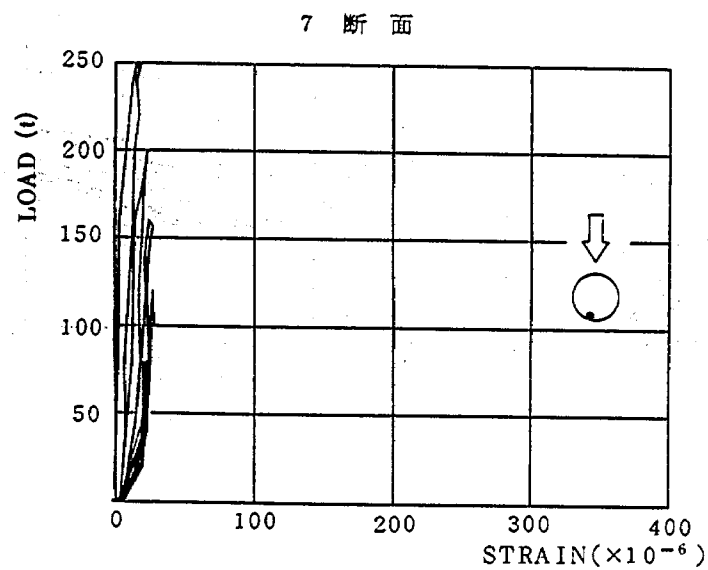
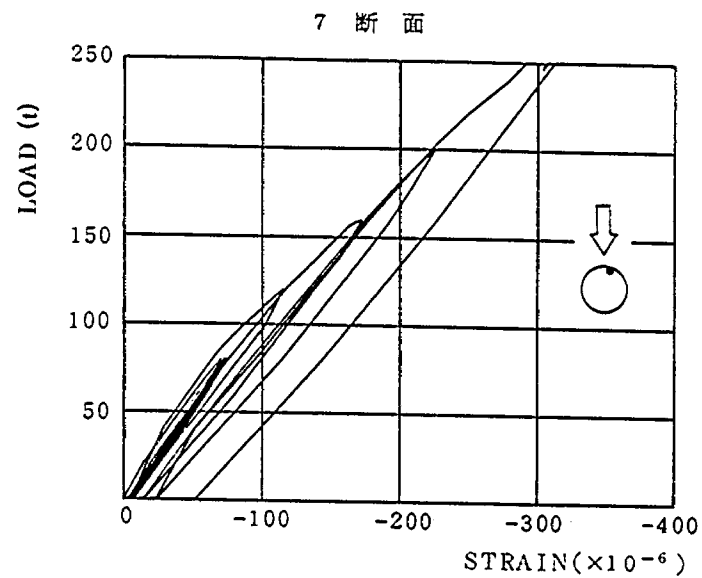
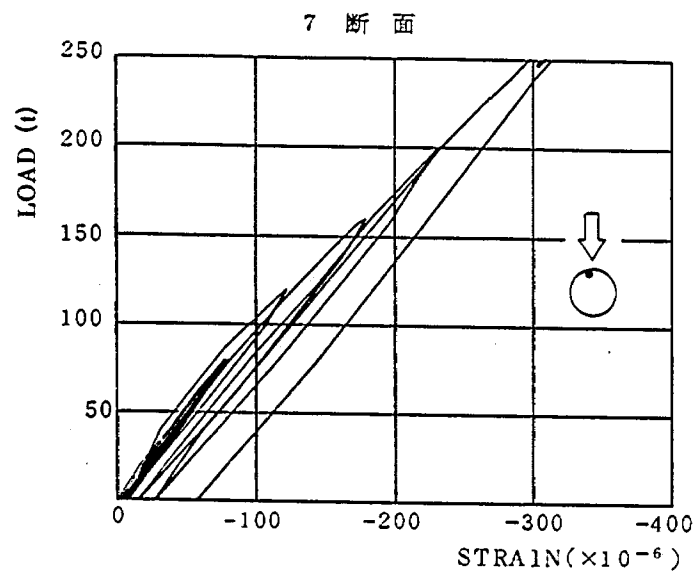


図-4.37 荷重-ひずみ曲線 (モールドゲージ)

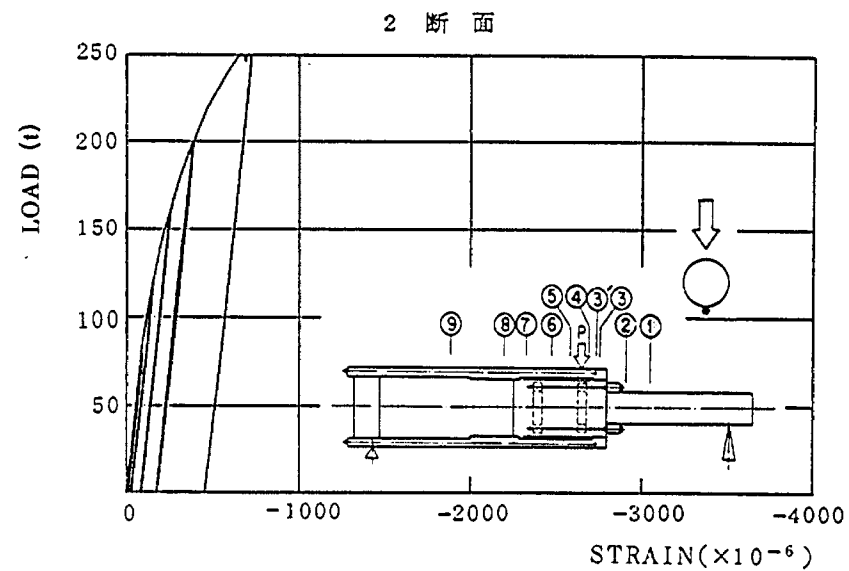
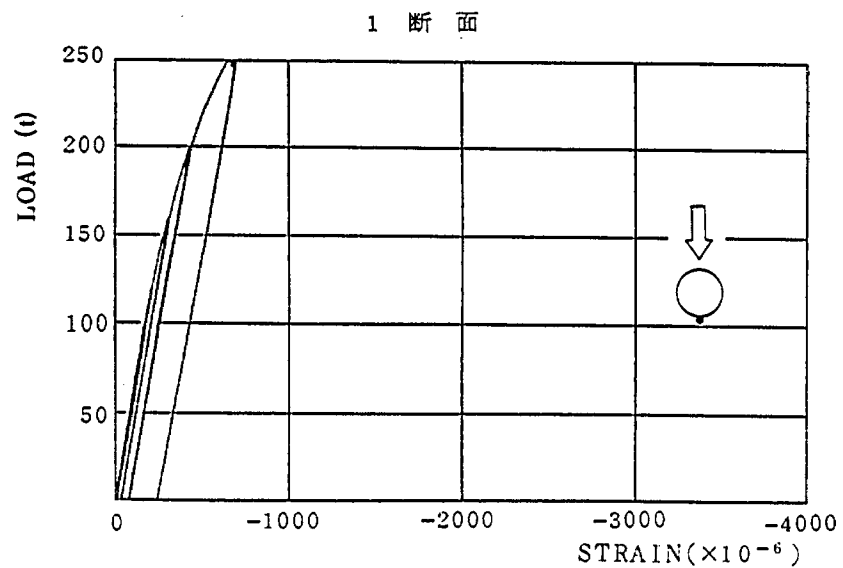
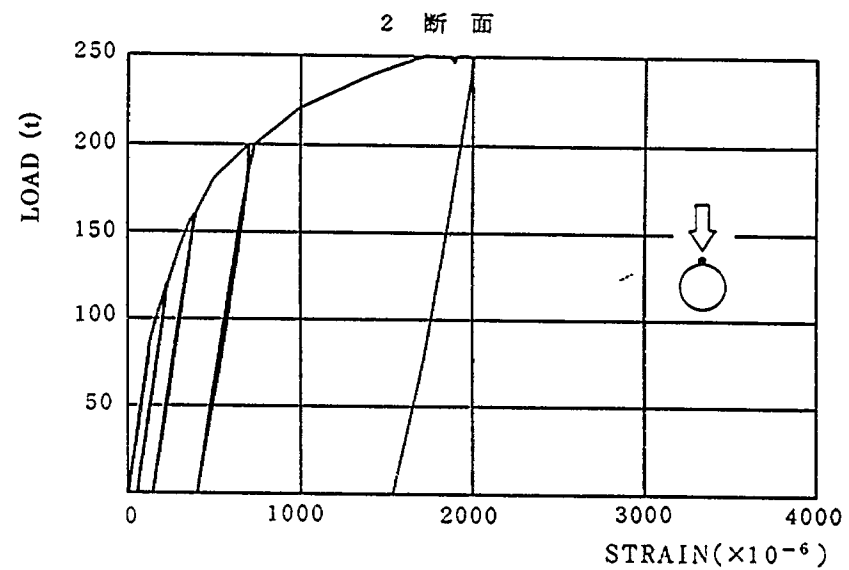
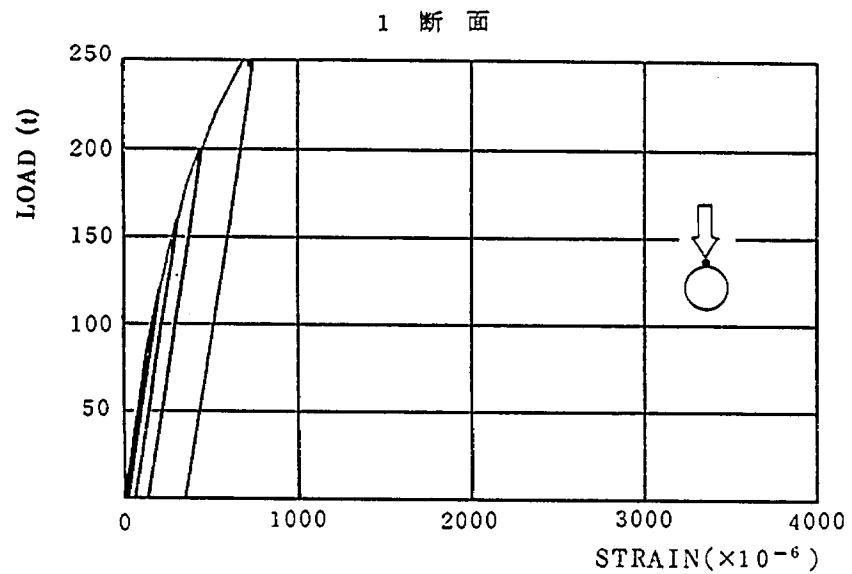


図-4.38 荷重-ひずみ曲線(鋼製橋脚:円周方向)

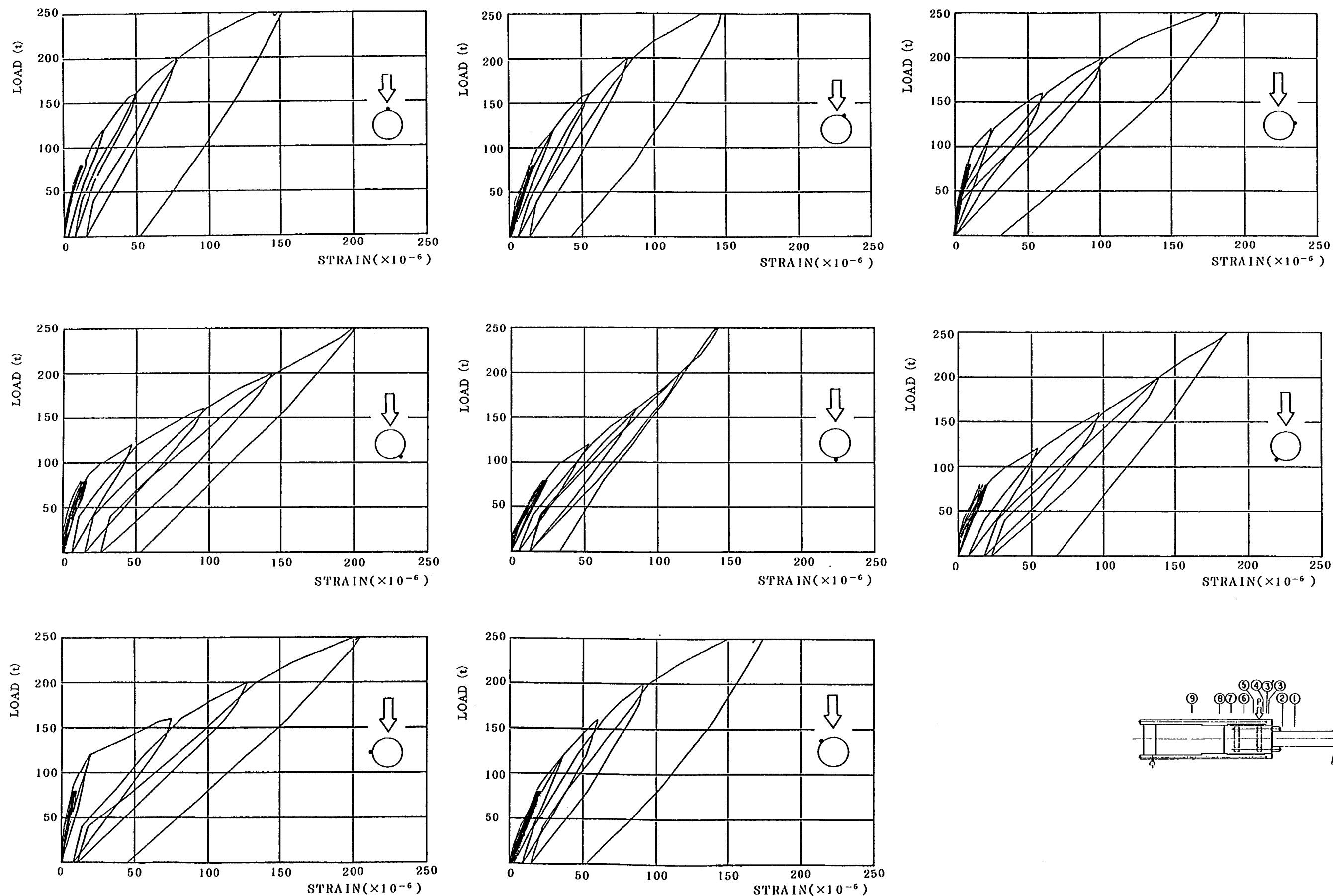


図-4.39 荷重-ひずみ曲線 (頭部補強リング 3断面：円周方向)

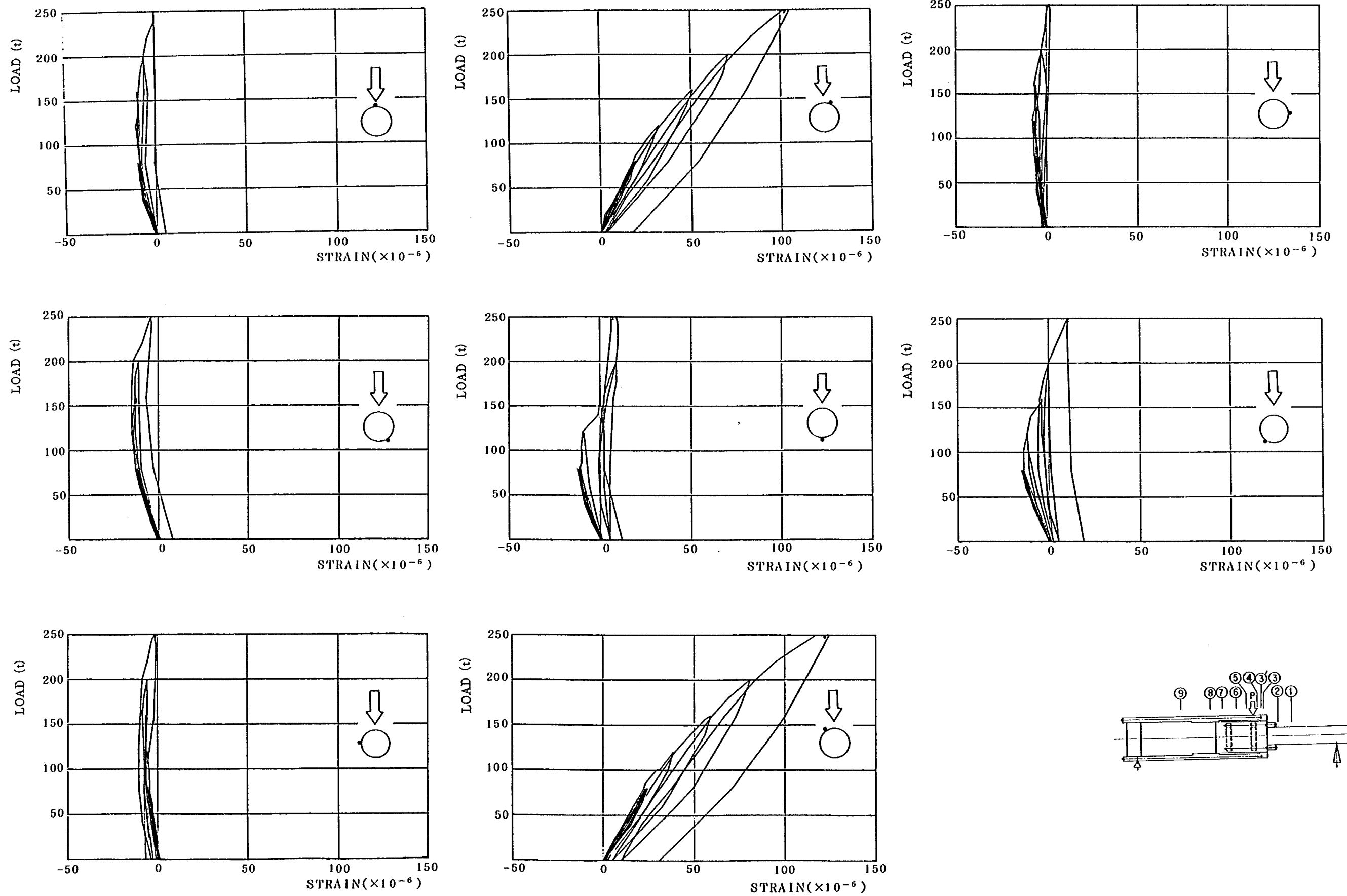


図-4.40 荷重-ひずみ曲線 (コンクリート表面 4断面：円周方向)

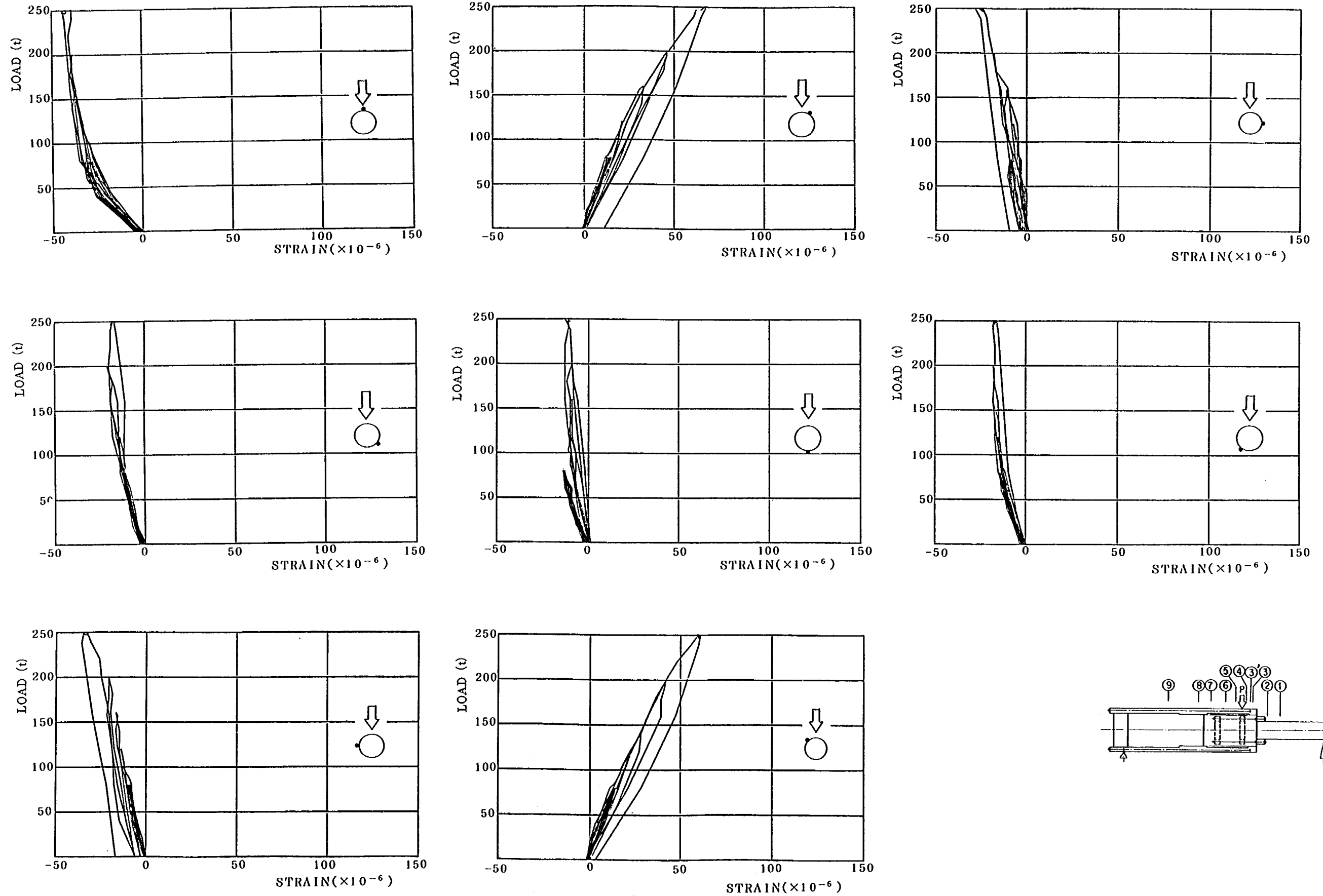


図-4.41 荷重-ひずみ曲線 (コンクリート表面 5断面：円周方向)

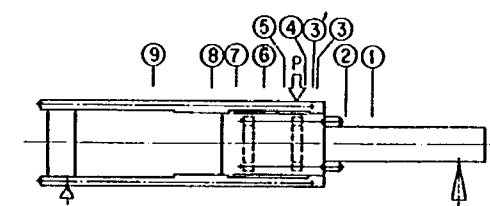
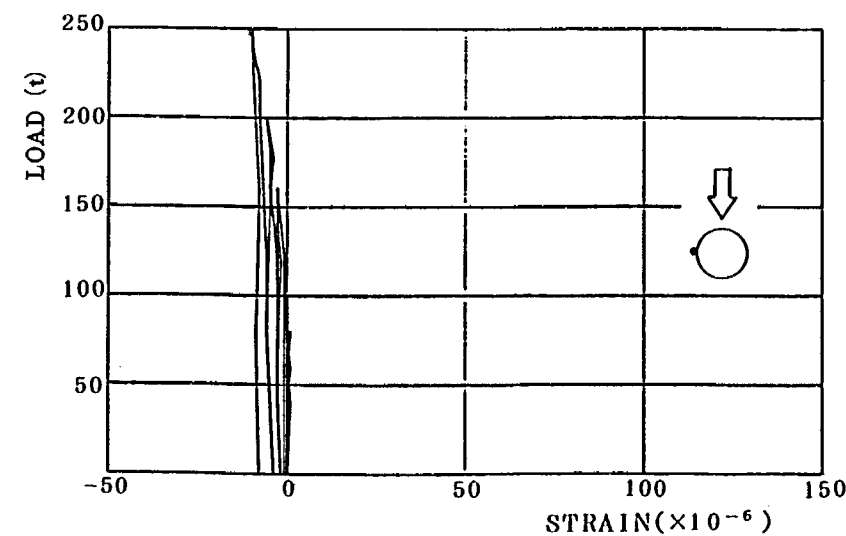
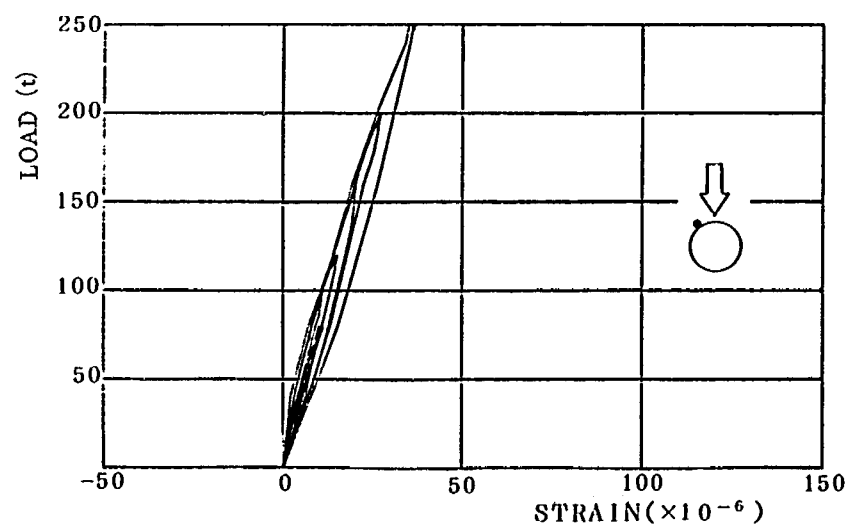
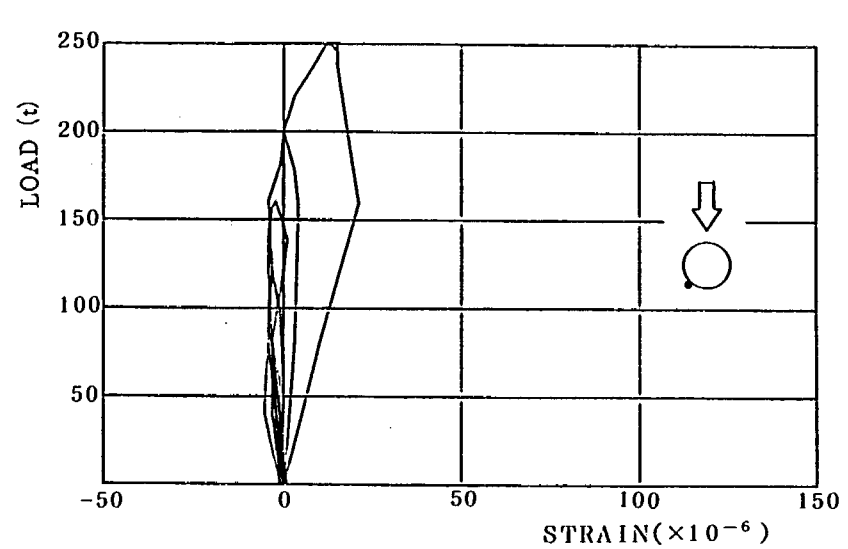
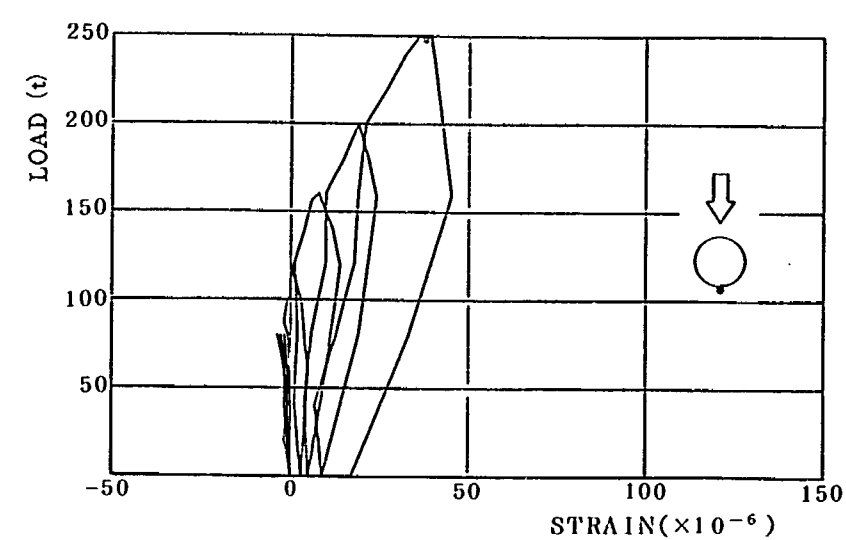
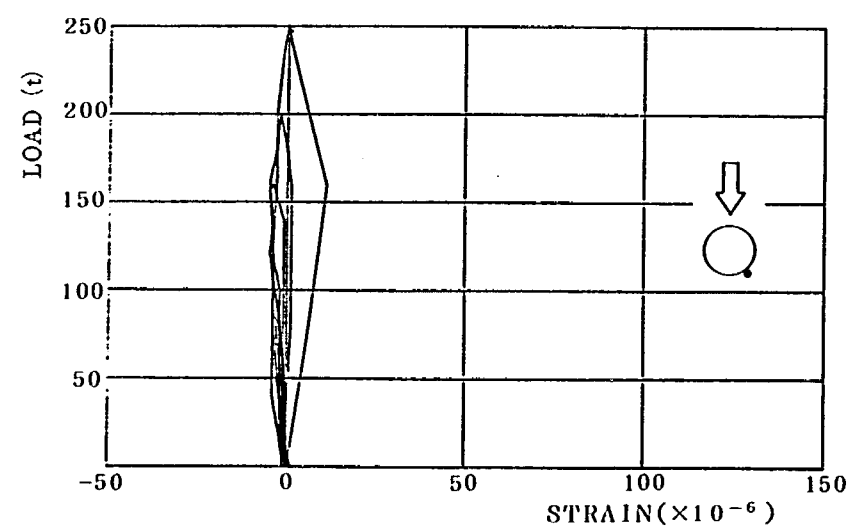
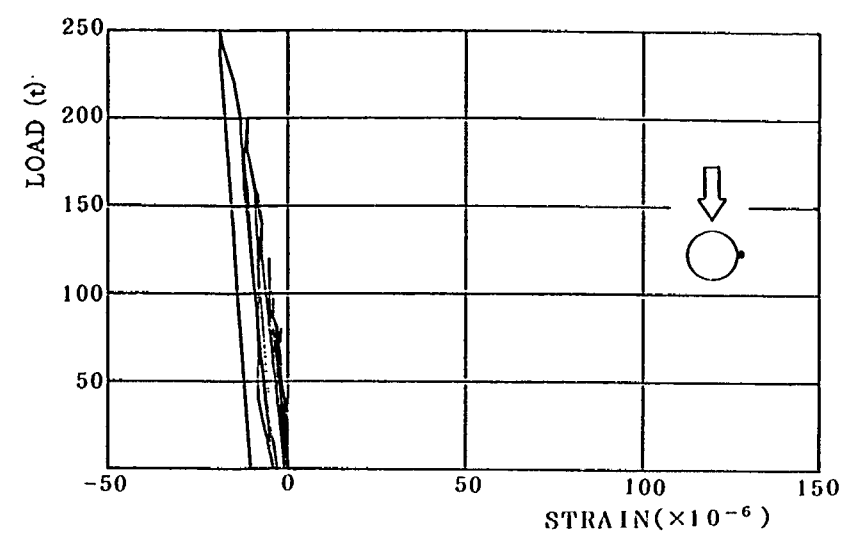
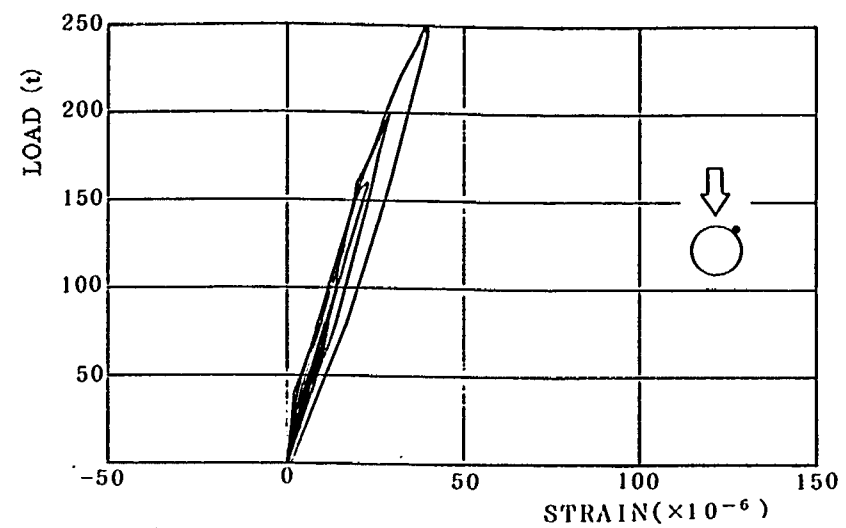
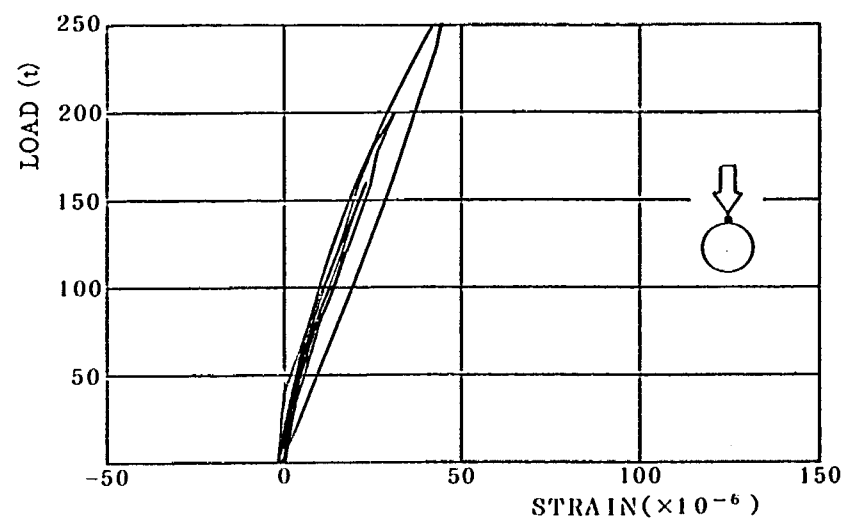


図-4.4 2 荷重-ひずみ曲線 (コンクリート表面 6断面：円周方向)

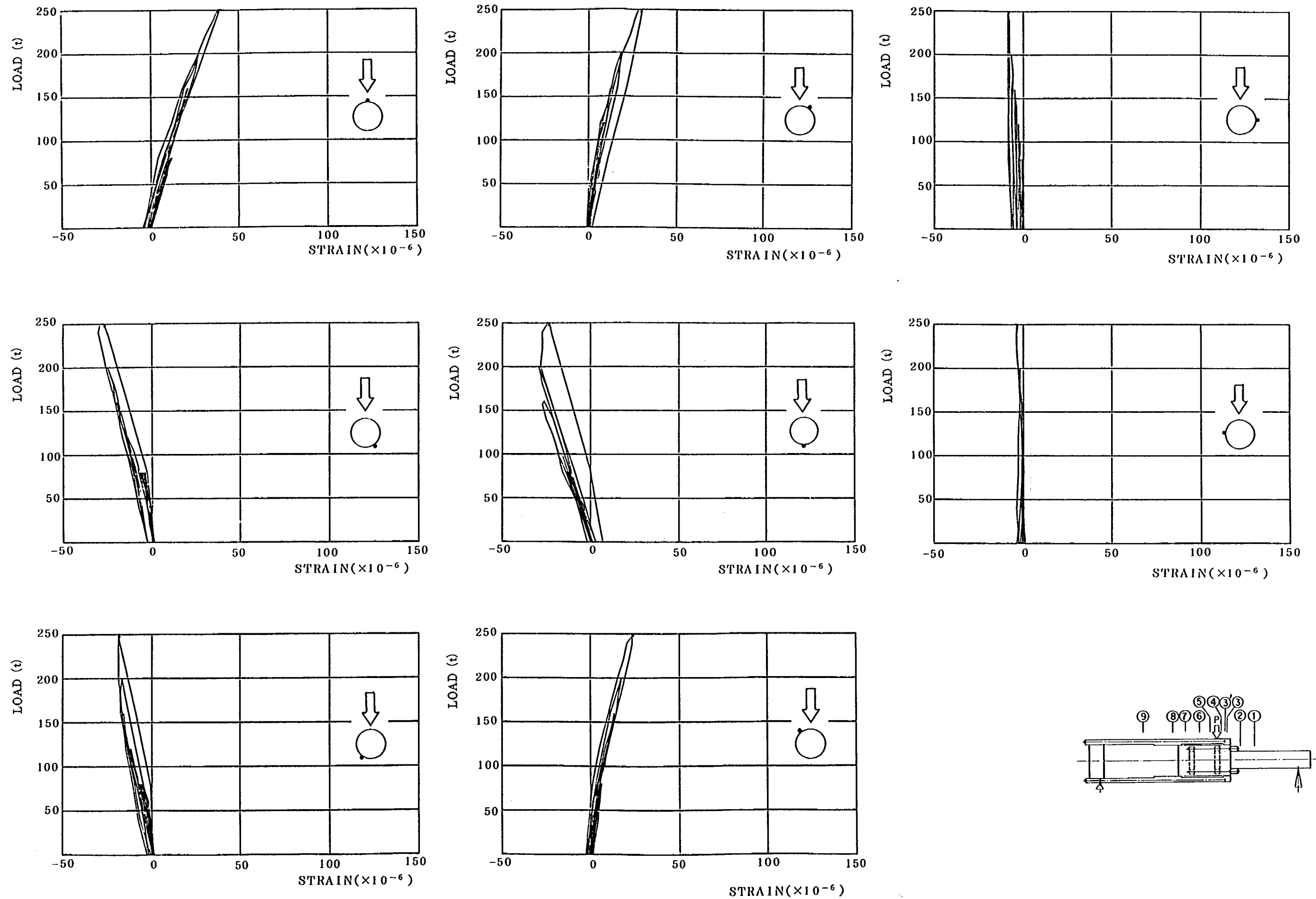


図-4.4 3 荷重-ひずみ曲線 (コンクリート表面 7 断面：円周方向)

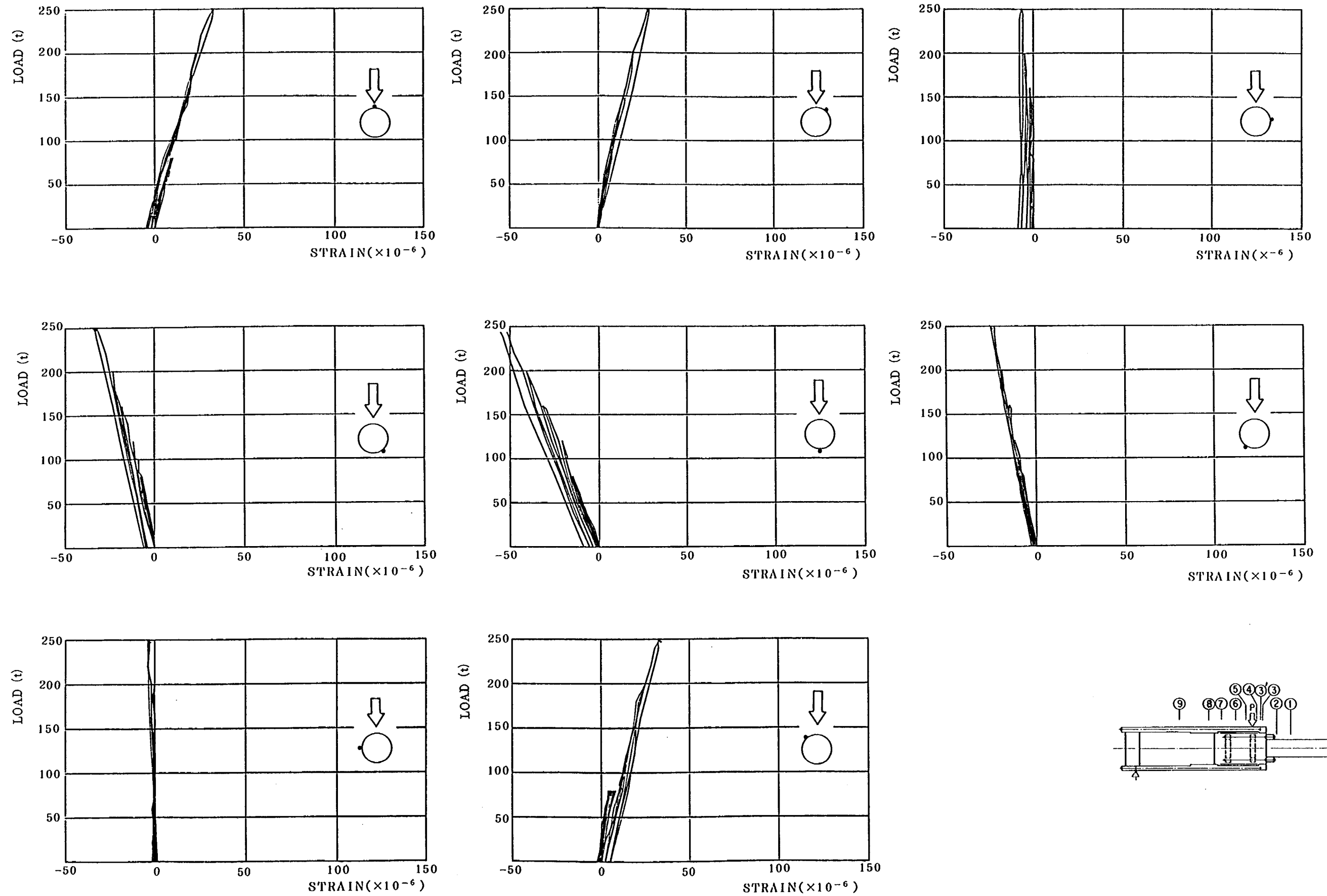


図-4.4.4 荷重-ひずみ曲線 (コンクリート表面 8断面：円周方向)

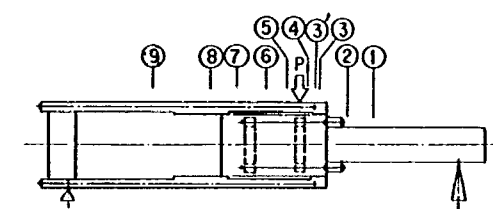
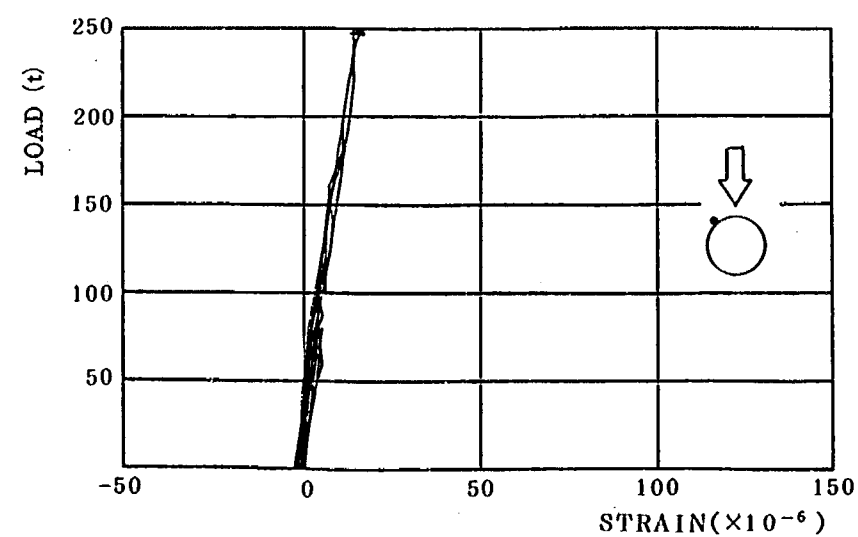
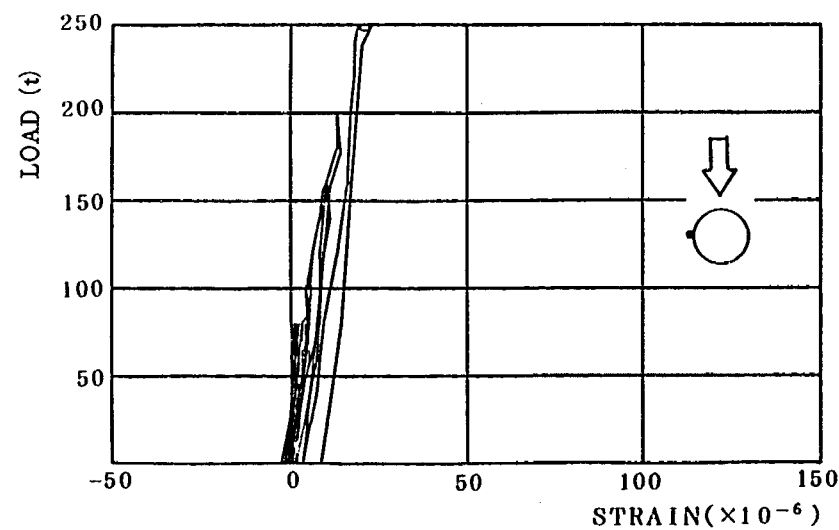
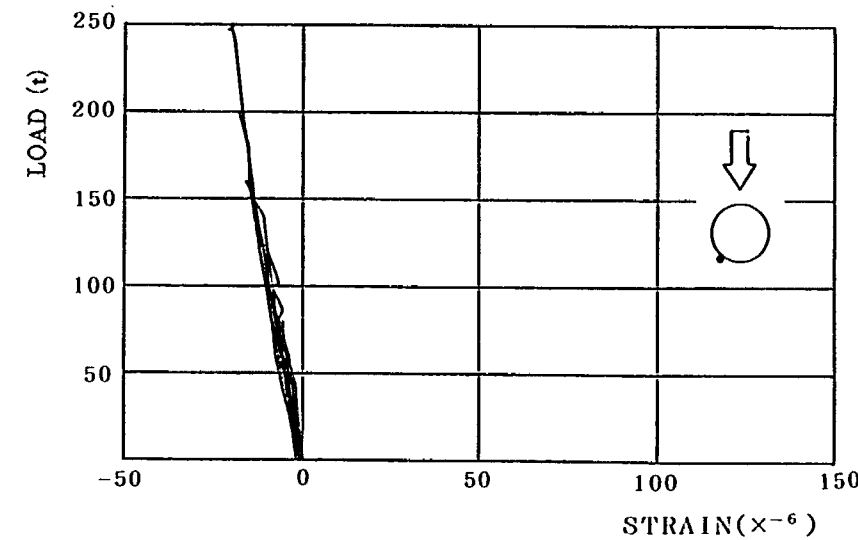
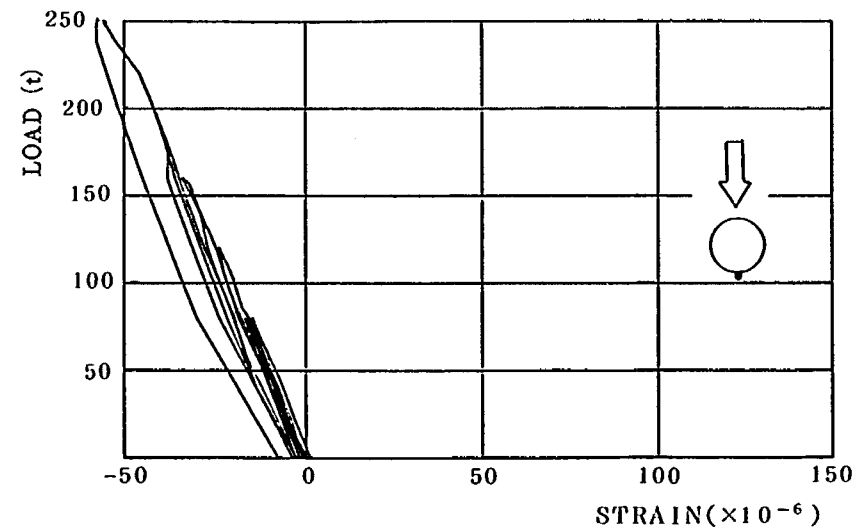
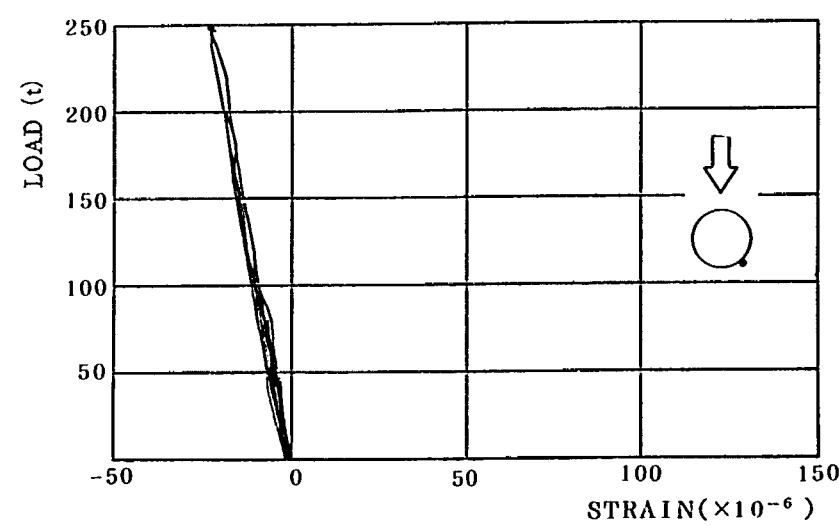
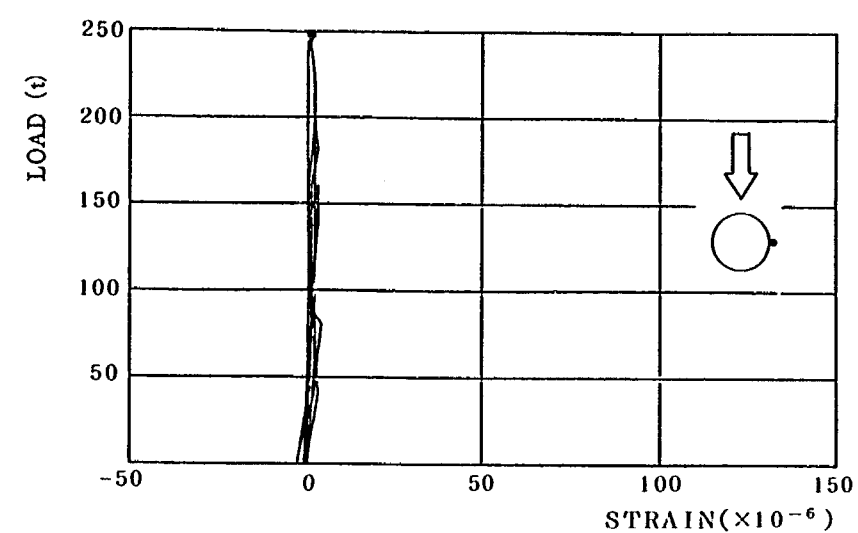
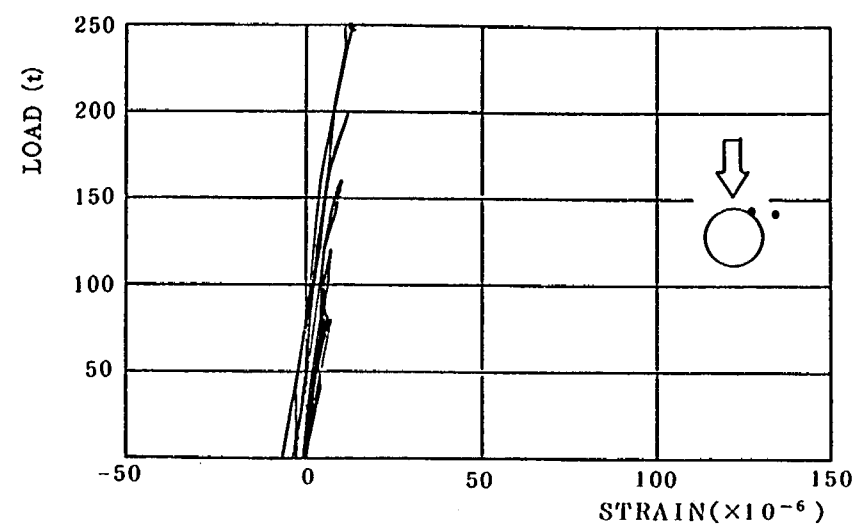
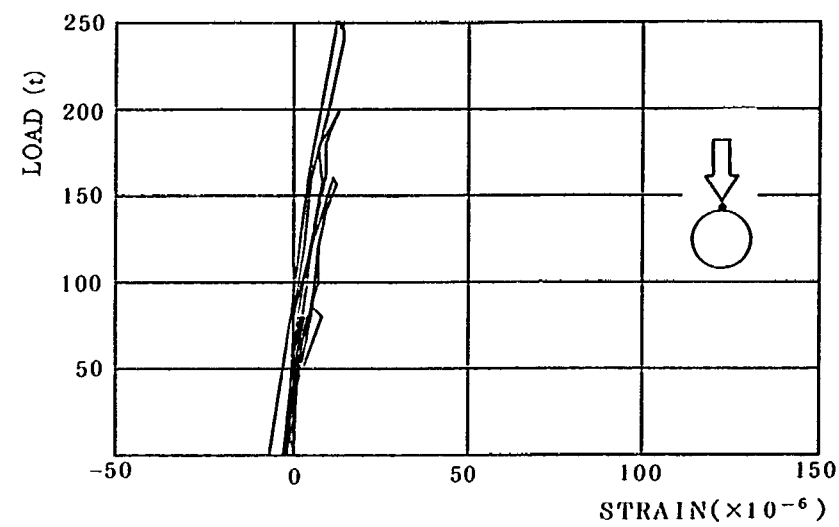


図-4.45 荷重-ひずみ曲線 (コンクリート表面 9断面:円周方向)

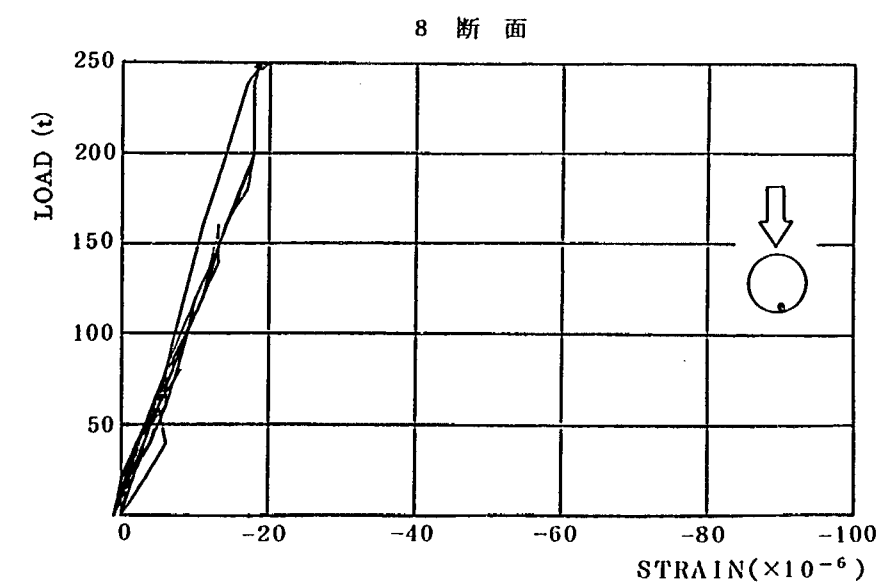
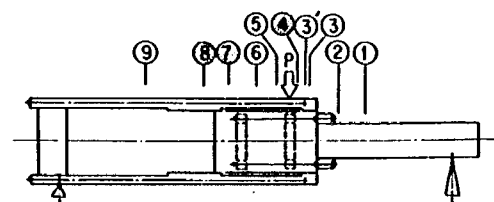
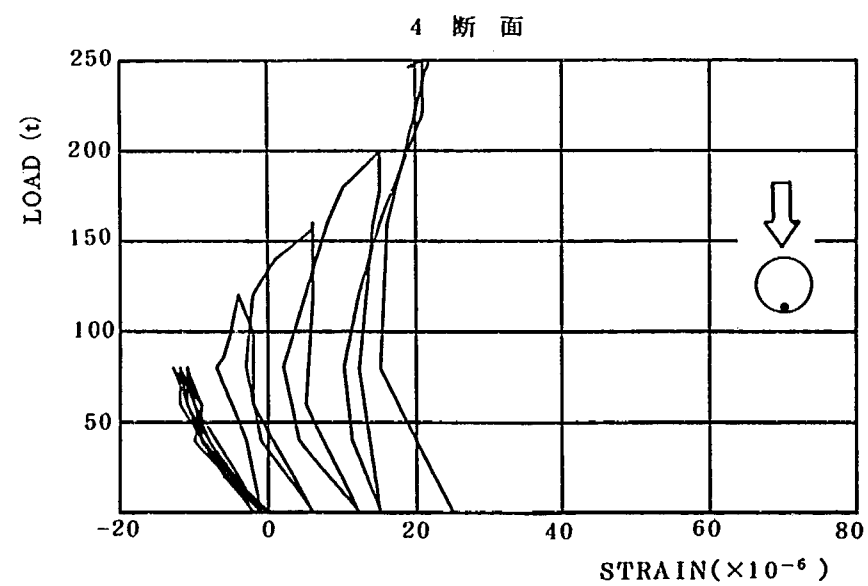
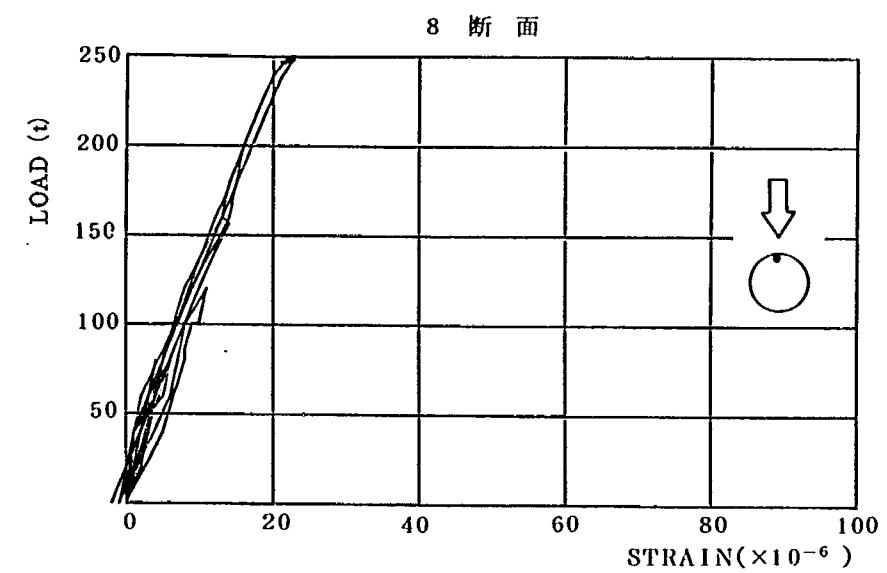
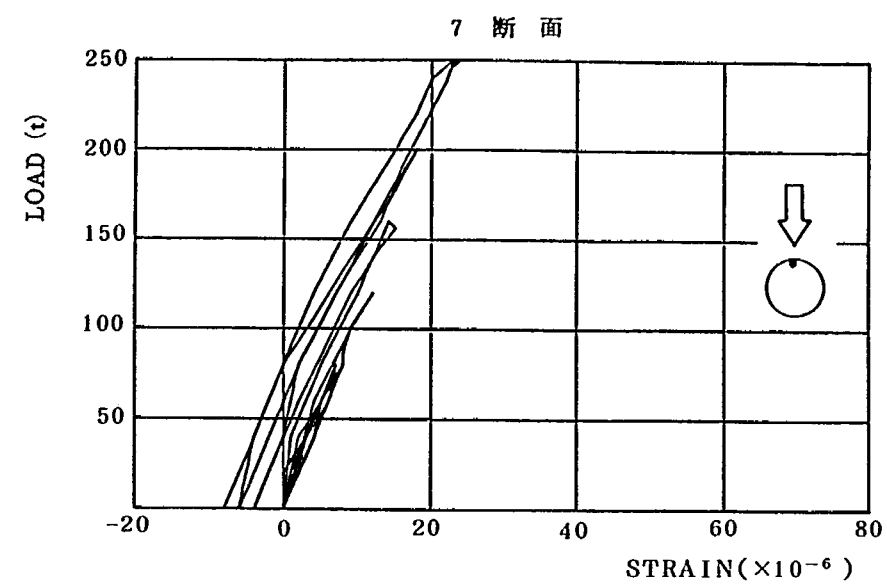
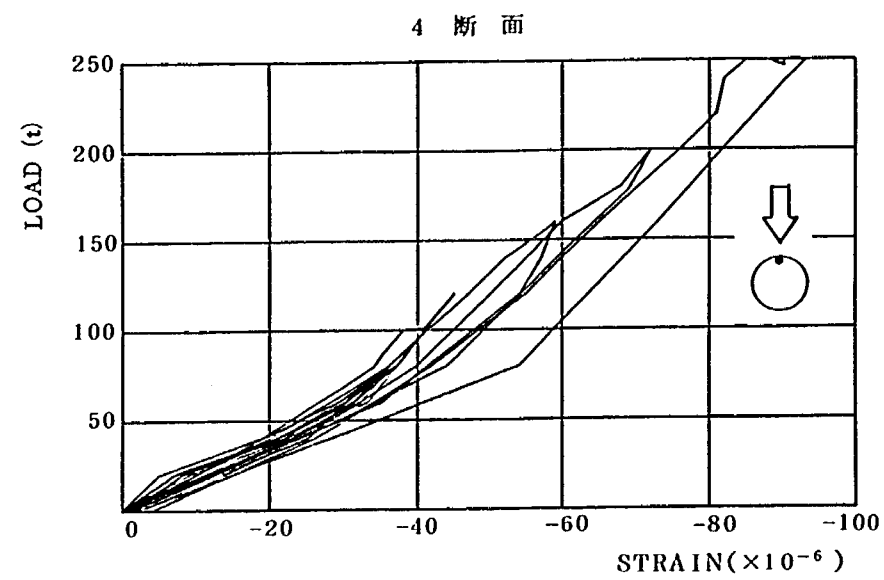


図-4.4 6 荷重-ひずみ曲線 (ウェル本体フープ筋)

4-3-4 ひずみ分布図

各荷重段階 ($P=80, 160, 200, 220, 240, 250(t)$) に対する軸方向のひずみ分布図を次のように示す。

(a) 軸方向ひずみ分布図 (鋼製橋脚) 図-4.47

(b) " (PC ウェル部) 図-4.48

(c) " (コンクリート表面) 図-4.49

(d) " (アンカーボルト) 図-4.50

(e) " (軸鉄筋) 図-4.51

(b)は(c), (d), (e)を総括して表したものである。

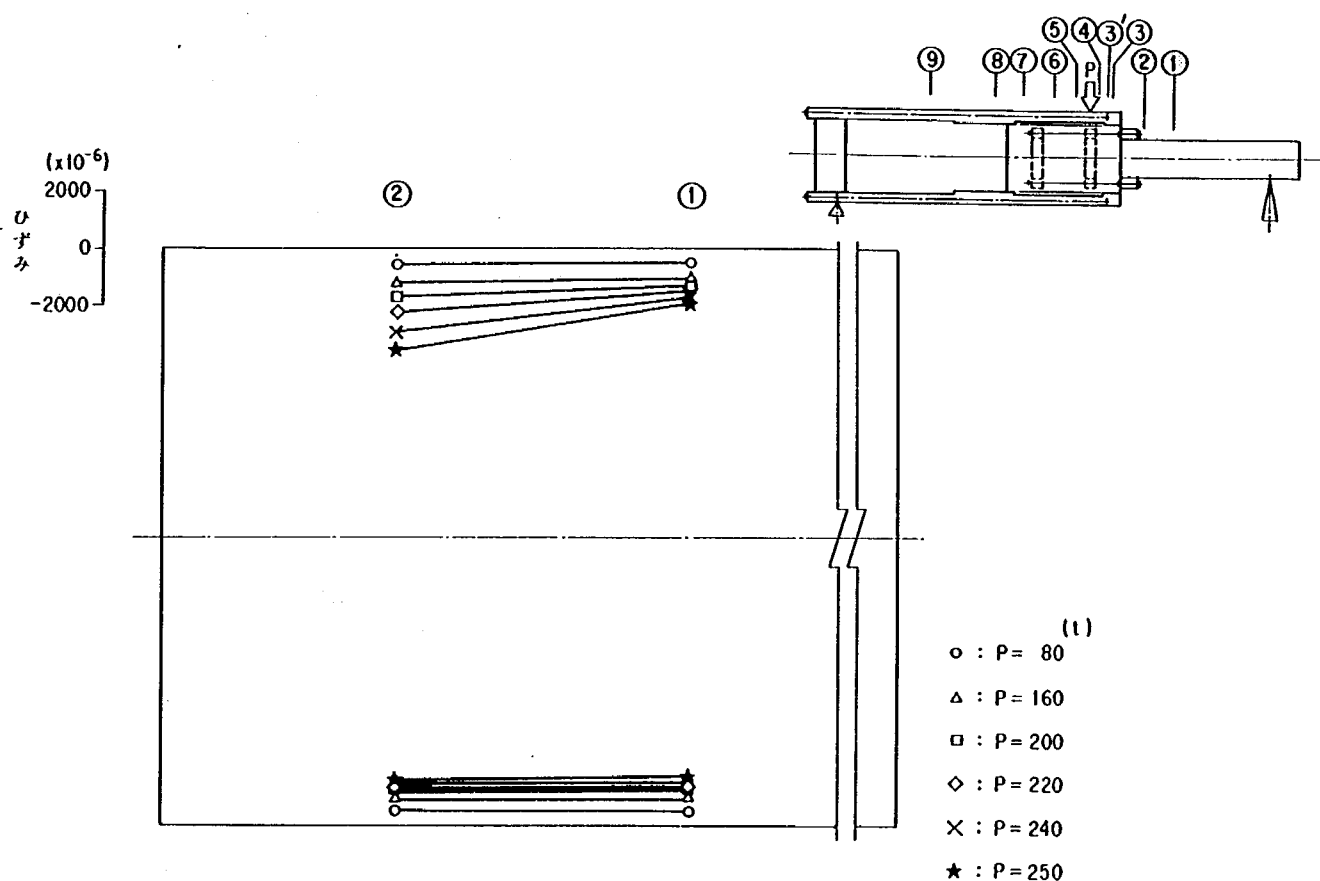
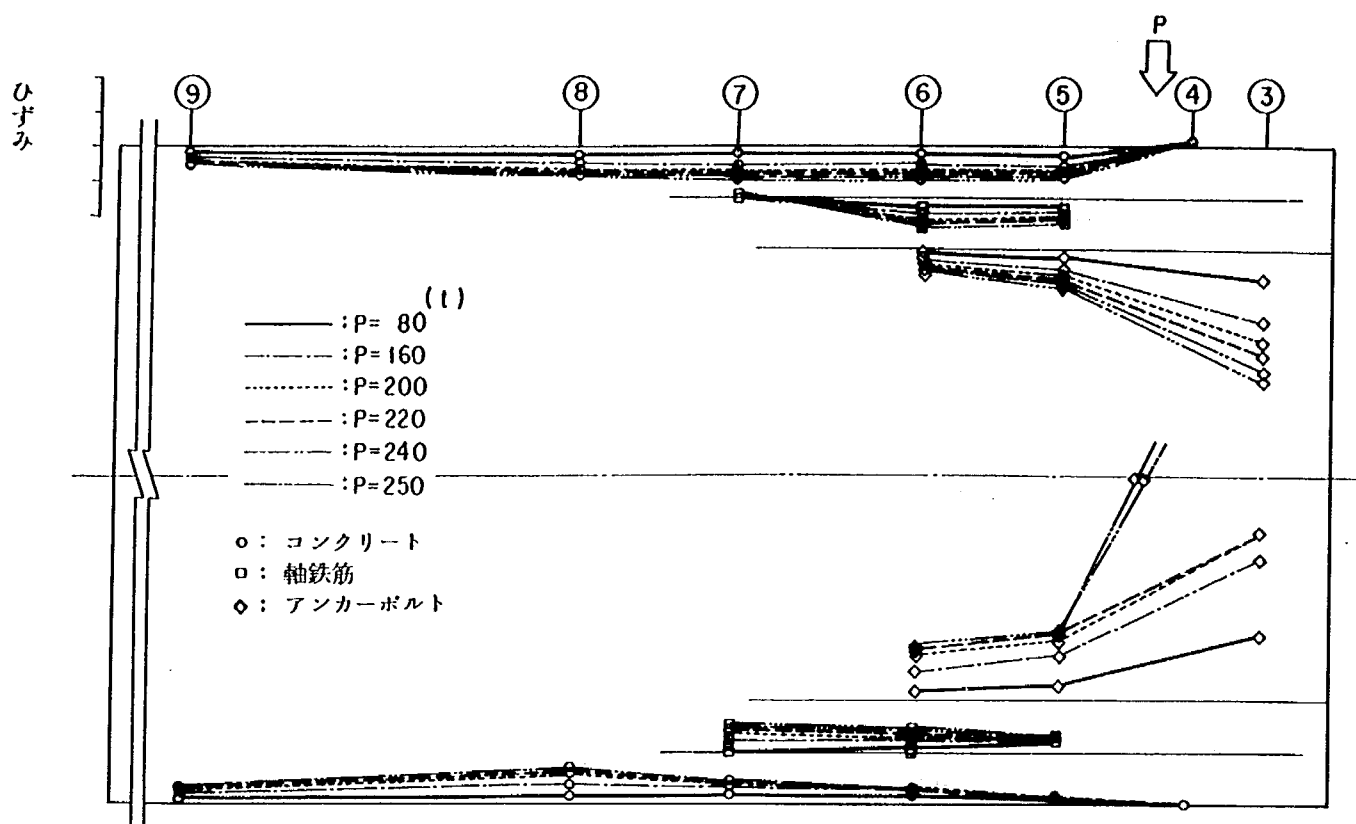
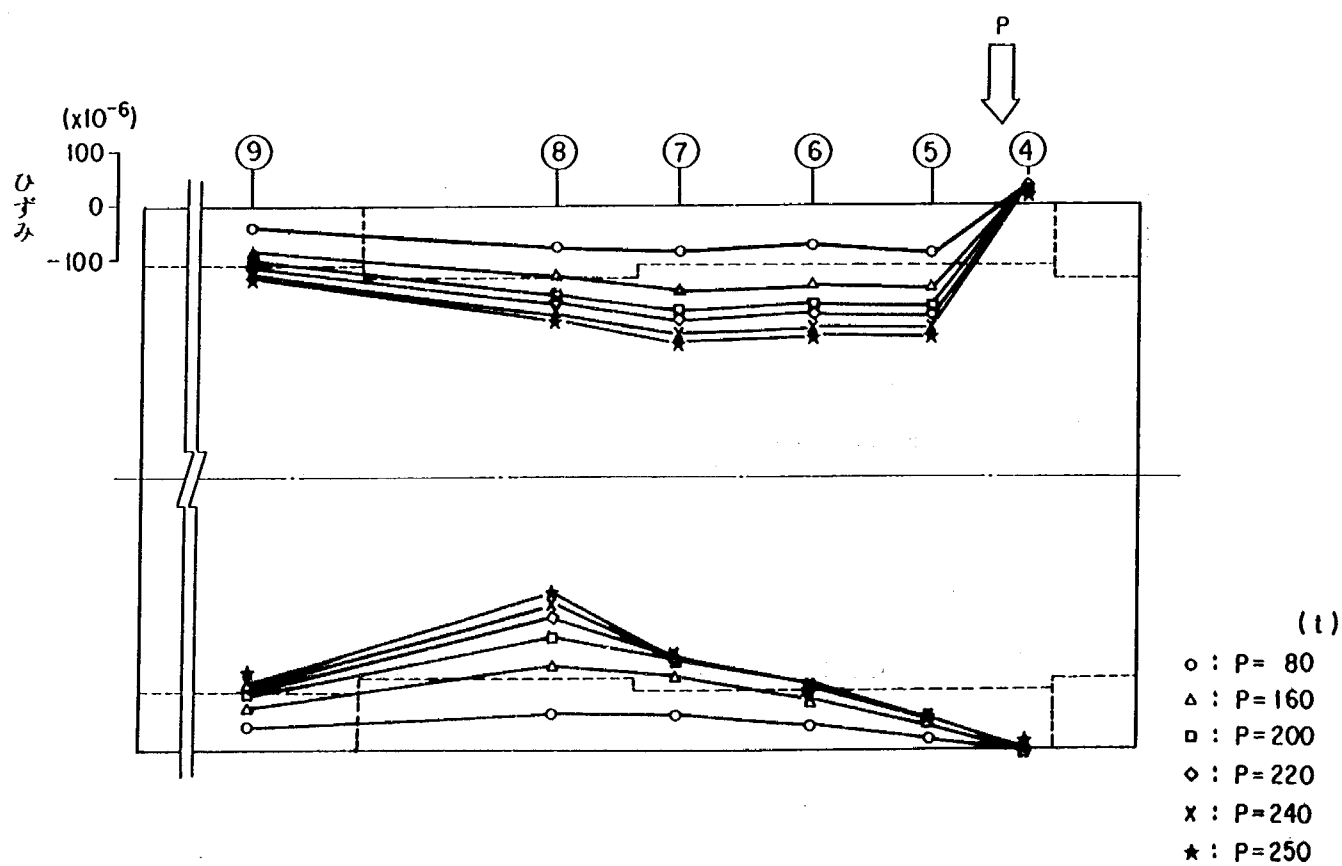


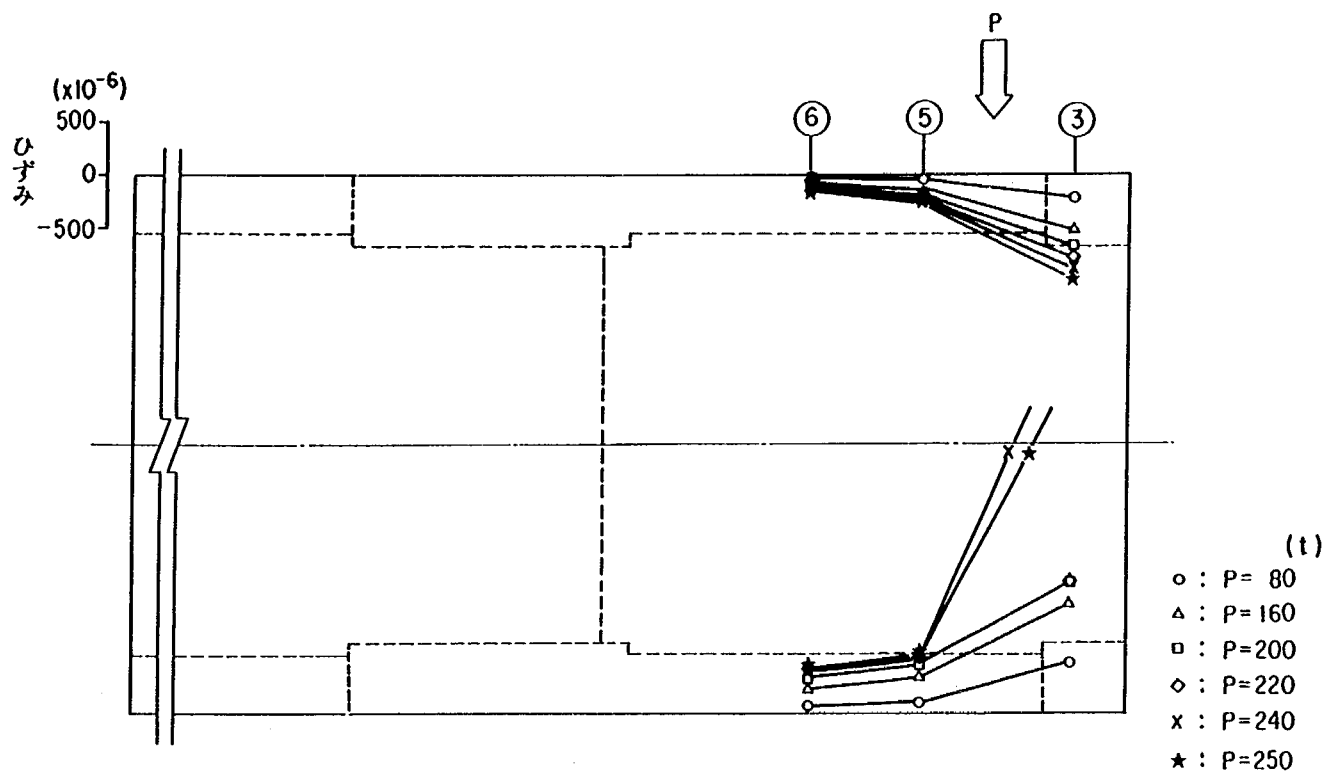
図-4.47 軸方向ひずみ分布図 (鋼製橋脚)



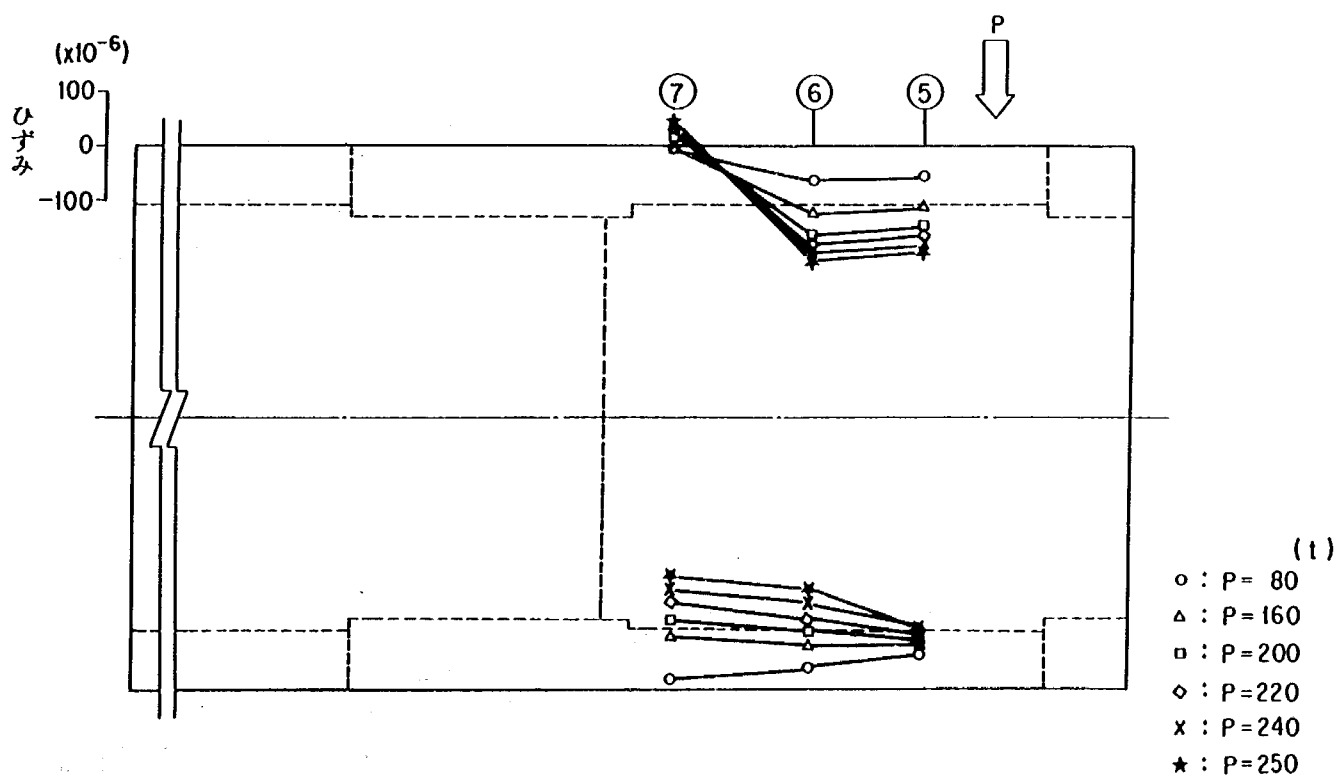
図一 4.4 8 軸方向ひずみ分布図 (P C ウェル部)



図一 4.4 9 軸方向ひずみ分布図 (コンクリート表面)



図－ 4.5 0 軸方向ひずみ分布図（アンカーボルト）



図－ 4.5 1 軸方向ひずみ分布図（軸鉄筋）

また、断面内の軸方向のひずみ分布図を次のように示す。

(f) 断面内ひずみ分布図 (鋼製橋脚) 図-4.5 2

(g) " (PCウェル部) 図-4.5 3

(h) 断面内応力分布図 図-4.5 4

(h)は参考のために、ひずみ分布に基づいて断面内の応力分布を断面 5, 6, 7 について示したものである。弾性係数は $E_c = 3.4 \times 10^5 (kg/cm^2)$ (材料試験より), $E_s = 2.1 \times 10^6 (kg/cm^2)$ を用いている。

最後に円周方向ひずみ分布図を次のように示す。

(i) 円周方向ひずみ分布図 図-4.5 5

なお、 $P = 80(t)$ については第1サイクルにおける値を用いている。

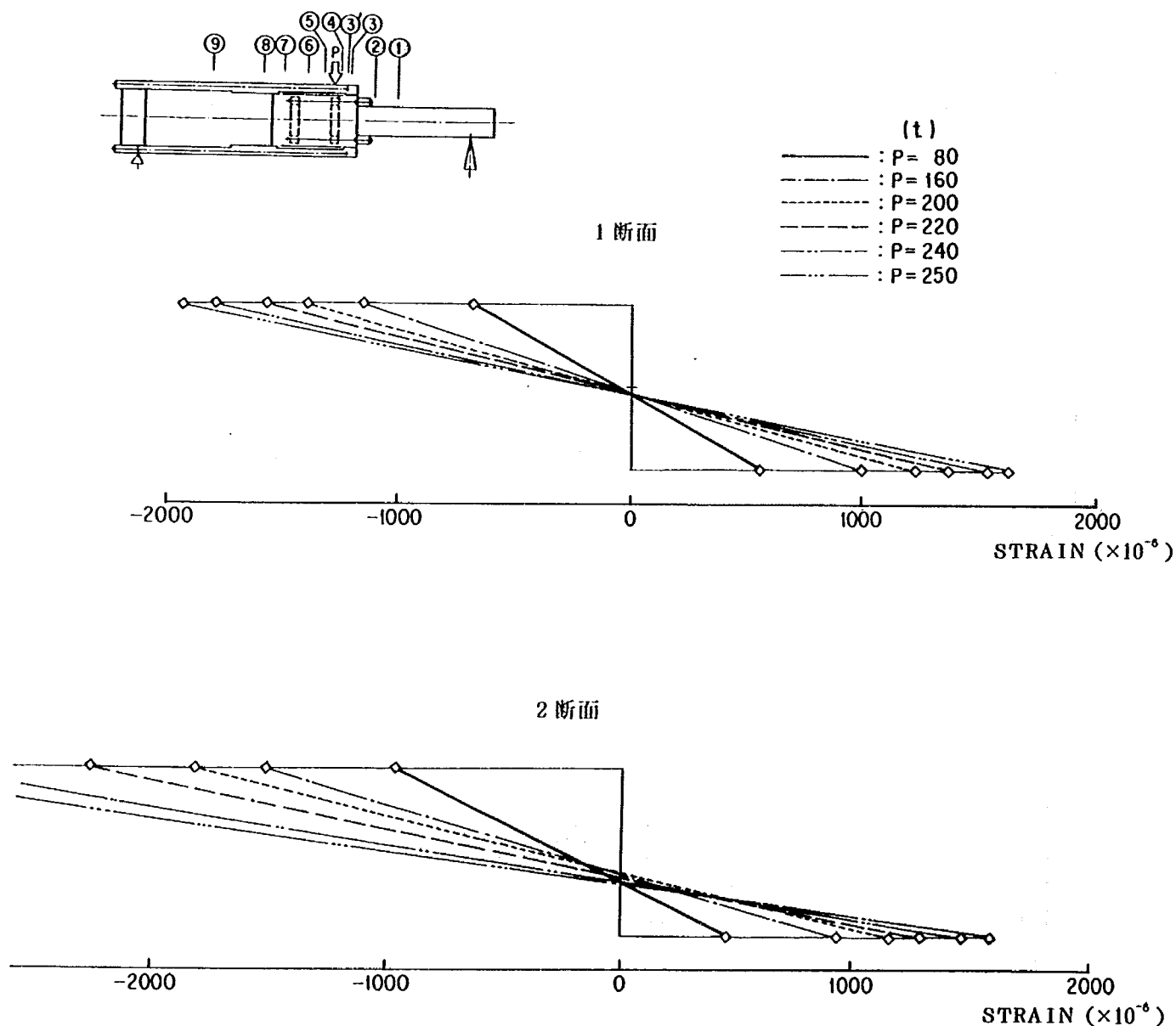


図-4.5 2 断面内ひずみ分布図 (鋼製橋脚：軸方向)

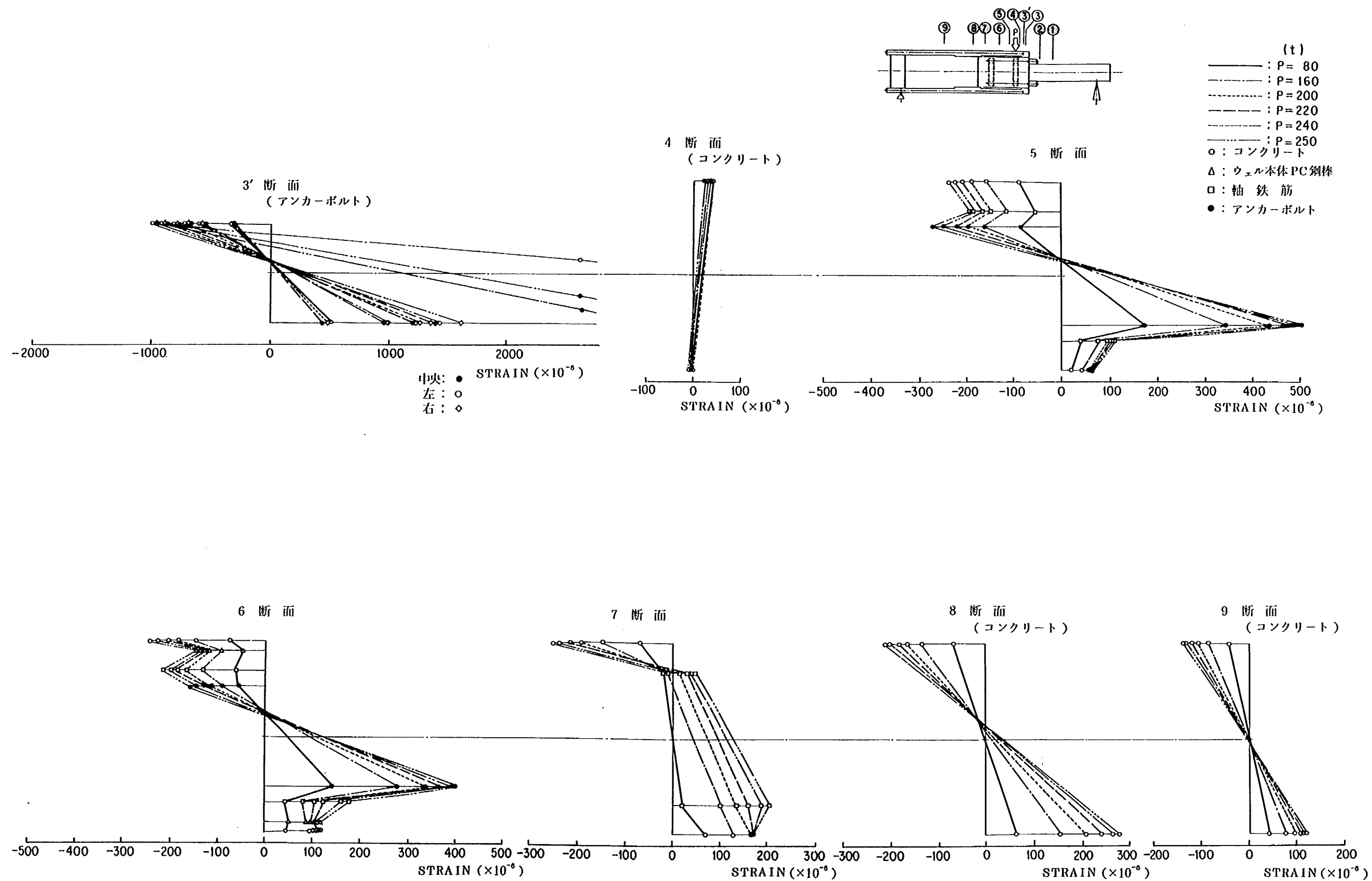
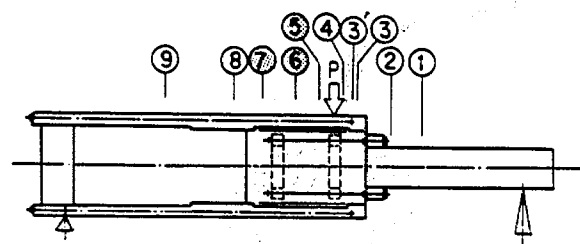


図-4.5.3 断面内ひずみ分布図 (PCウェル部:軸方向)



- (t)
- : コンクリート
 - △ : ウェル本体PC鋼棒
 - : 軸鉄筋
 - ◇ : アンカーボルト
- : P = 80
 - - : P = 160
 ··· : P = 200
 - · - : P = 220
 - - - : P = 240
 - · · : P = 250

5 断面

6 断面

7 断面

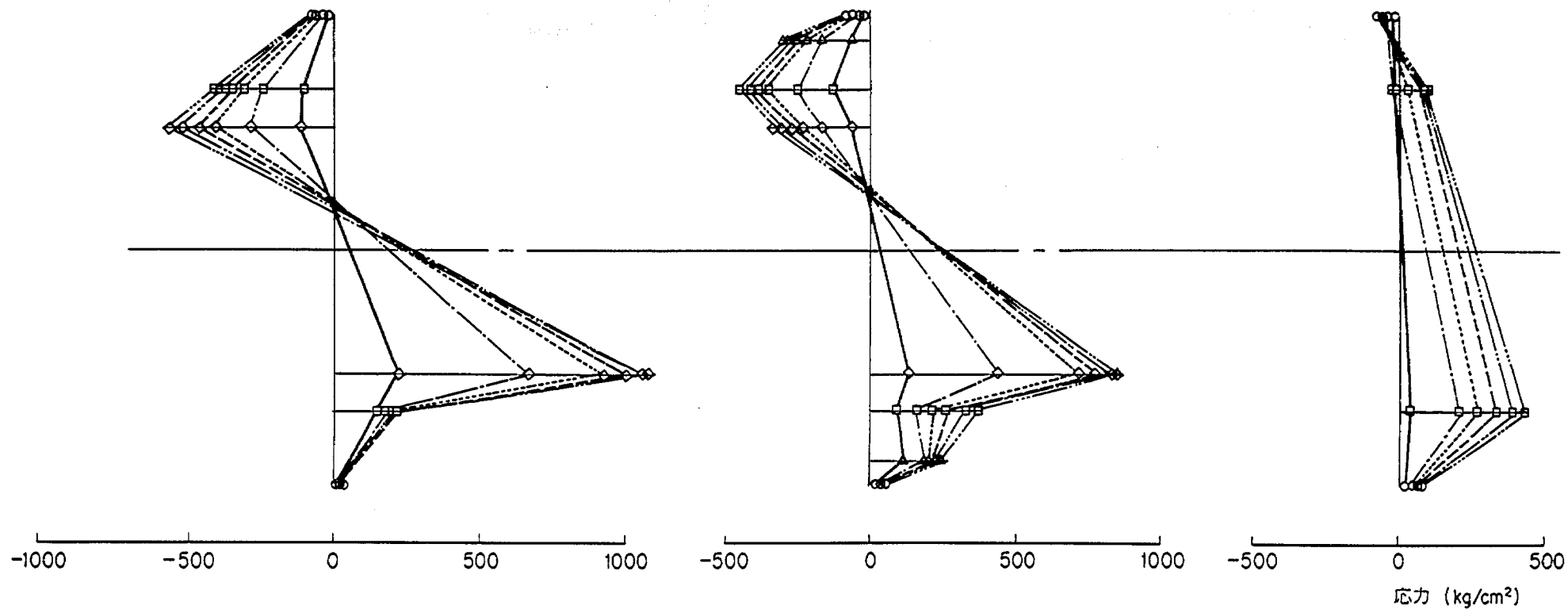


図-4.5.4 断面内応力分布図

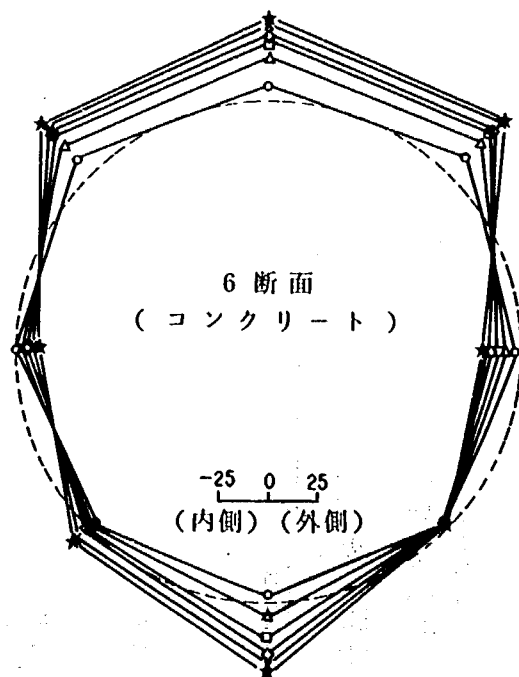
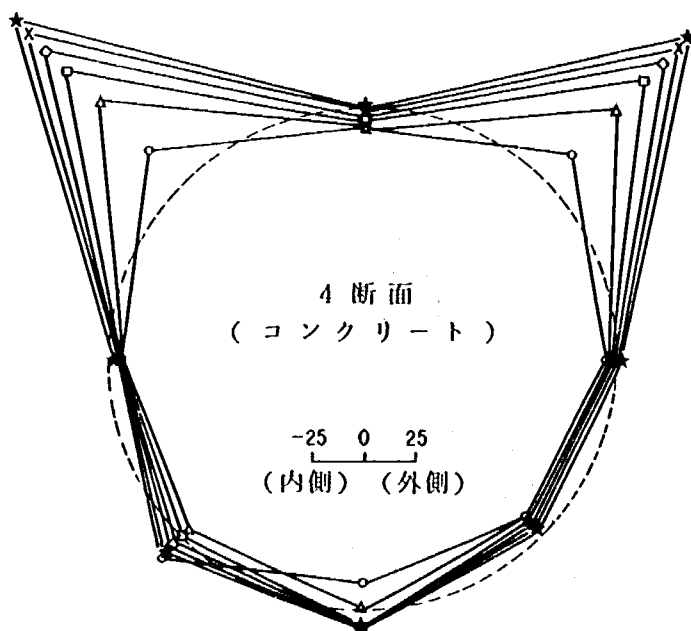
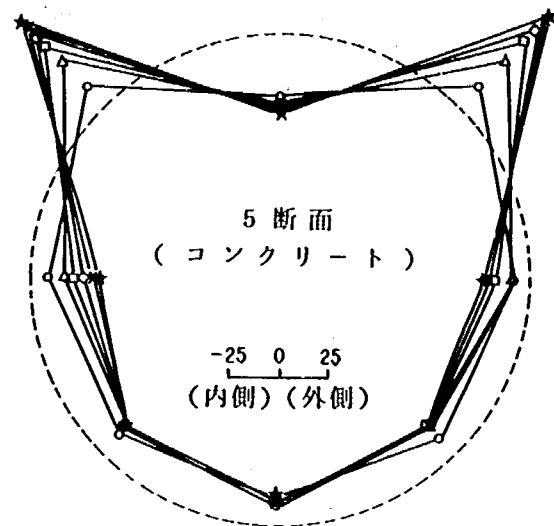
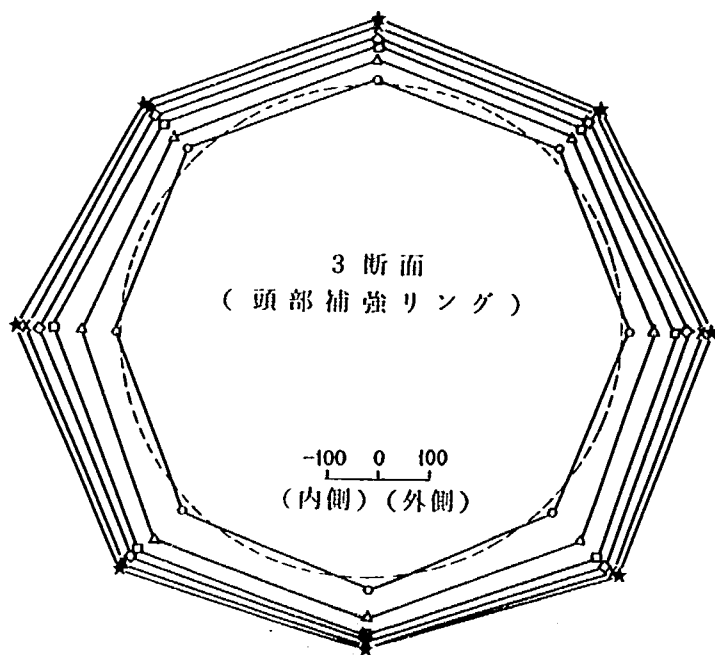
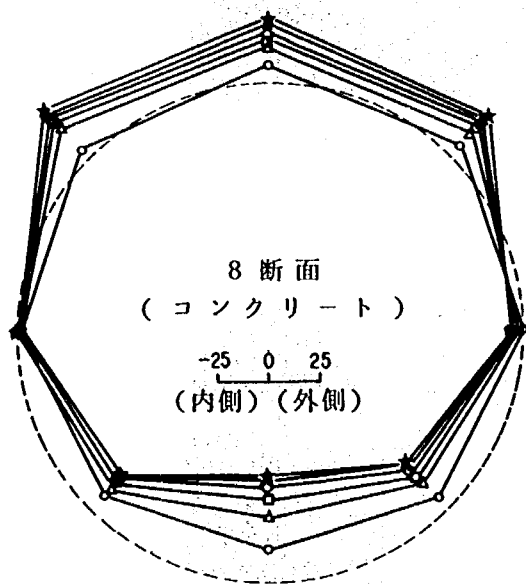
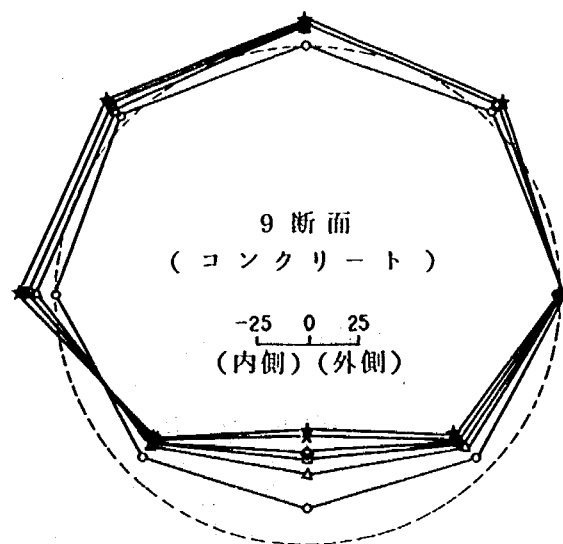
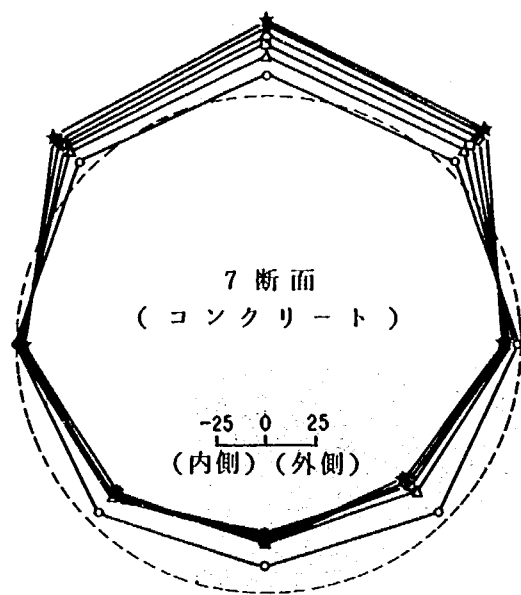


図-4.55(a) ひずみ分布図 (円周方向)



- (t)
- — ○ : P = 80
 - △ — △ : P = 160
 - — □ : P = 200
 - ◇ — ◇ : P = 220
 - x — x : P = 240
 - ★ — ★ : P = 250

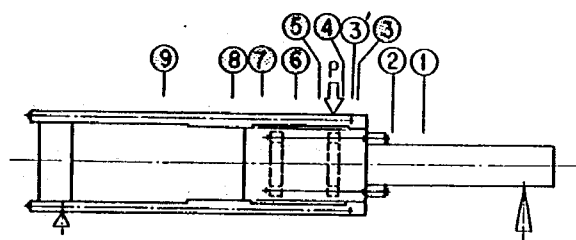


図-4.5 5(b) ひずみ分布図 (円周方向)

4-3-5 変状調査結果

静的破壊曲げ試験では、 $P=250(t)$ の段階でPCウェルコンクリートの引張側表面にクラックの発生が認められた。また、PCウェル頭部補強リングと鋼製橋脚ベースプレートとの間の引張側の中詰コンクリート表面にも、クラックがみられた。

写真-4.1～4.5には試験終了時の状況を示す。

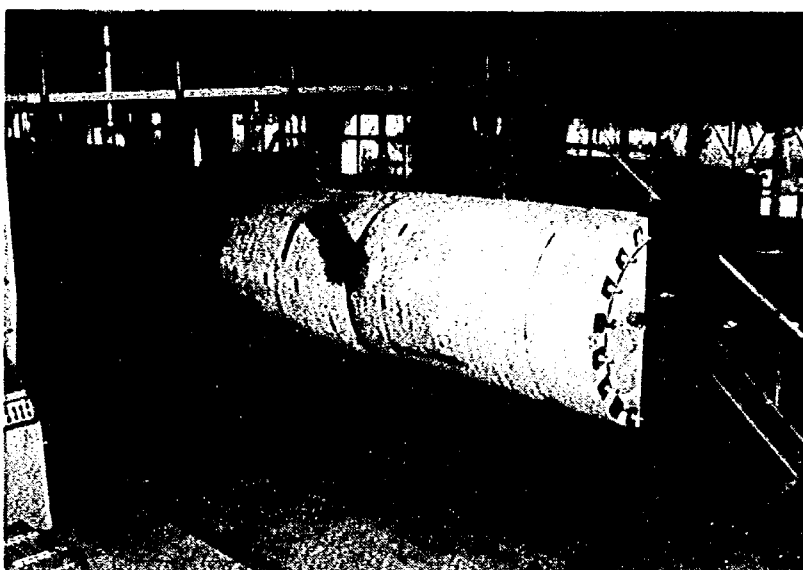


写真-4.1 静的破壊曲げ試験終了時の状況

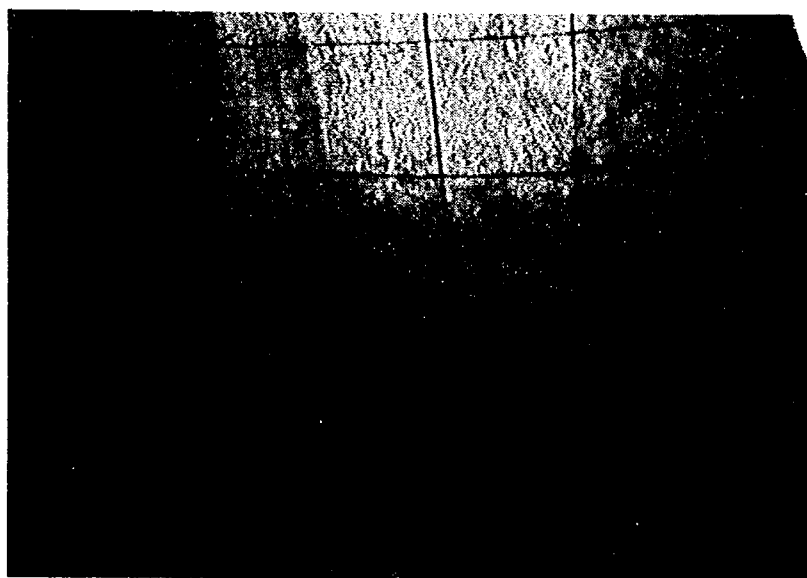
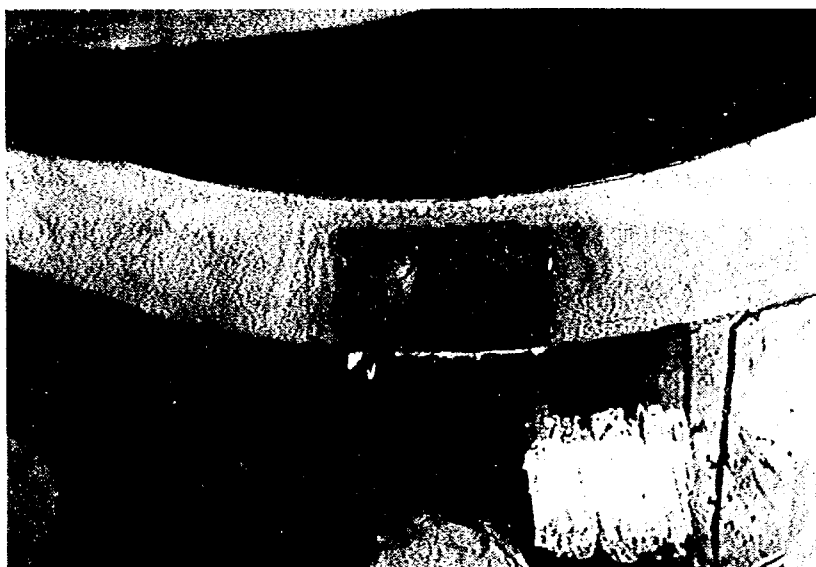


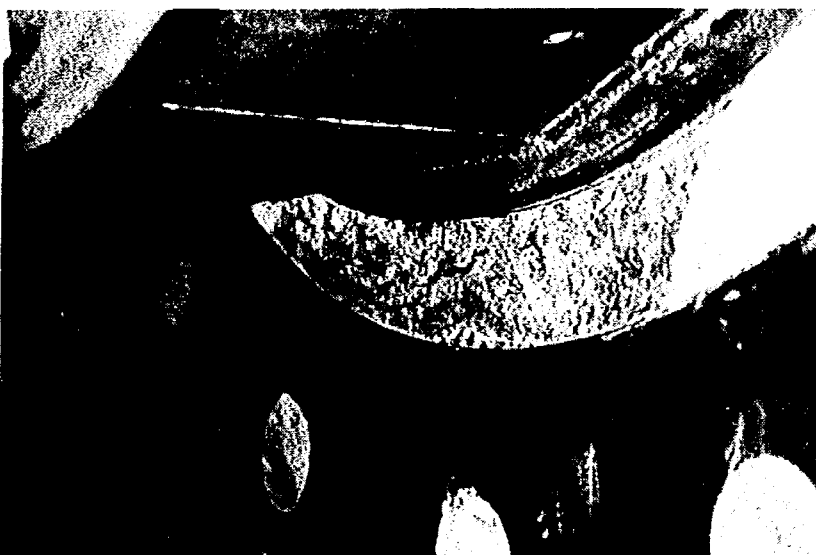
写真-4.2 PCウェル本体のクラック状況(その1)



写真－ 4.3 PC ウェル本体のクラック状況（その 2）



写真－ 4.4 杭頭結合部中詰コンクリートのクラック状況（その 1）



写真－ 4.5 杭頭結合部中詰コンクリートのクラック状況（その 2）

その後さらに、コンクリートコアの採取等を行なった。その結果を表面クラックとともに図－4.56に展開して示す。同図には次の3種類の調査結果が総括して示されている。写真－4.6～4.8にはコンクリートコアの採取の状況を示す。

(a) PCウェルコンクリートの引張側表面のクラック〔コア番号B－2，B－3〕

試験時にみられたPCウェル本体表面のクラックは調査時には閉じており，目視でわずかに確認できる程度であった。また，採取したコアによると，PCウェル本体に連続して中詰コンクリートにも微細なひびわれがみられた。（写真－4.9～4.10）

(b) PCウェル頭部補強リング付近の中詰コンクリート表面のクラック〔コア番号B－1〕

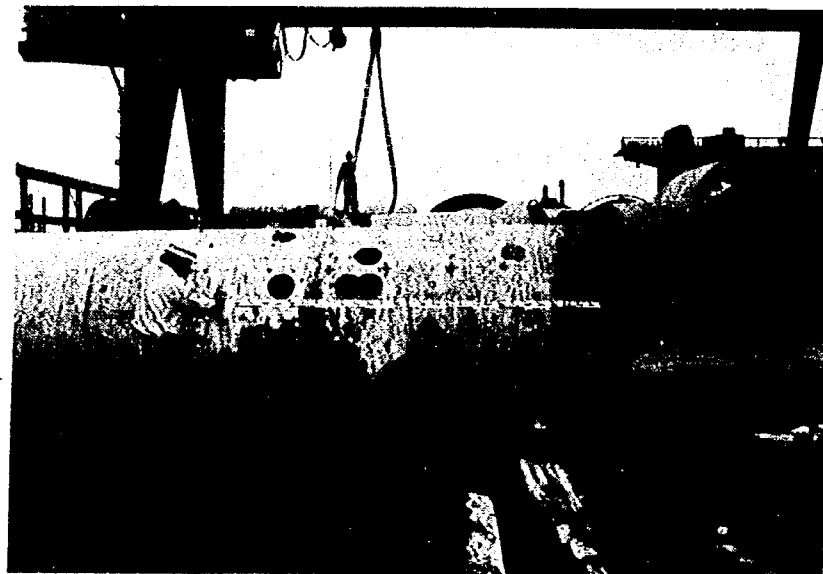
頭部補強リングと鋼製橋脚ベースプレート間の中詰コンクリート表面（引張側）のクラックの状況を図－4.57及び写真－4.11～4.13に示す。クラックはベースプレート端部の表面から始まって内側（アンカーボルト側）の方に斜めに向かう状況を示した。なお，圧縮側には変状はみられなかった。

(c) 圧縮側段付け部コンクリートのクラック〔コア番号A－1，A－3～7〕

圧縮側の段付け部のコアを採取した結果，クラックの発生が認められたので，その近傍のコア採取を追加してクラック発生の範囲を調査した（写真－4.14～4.15）。

図－4.56にはその範囲が示されている。

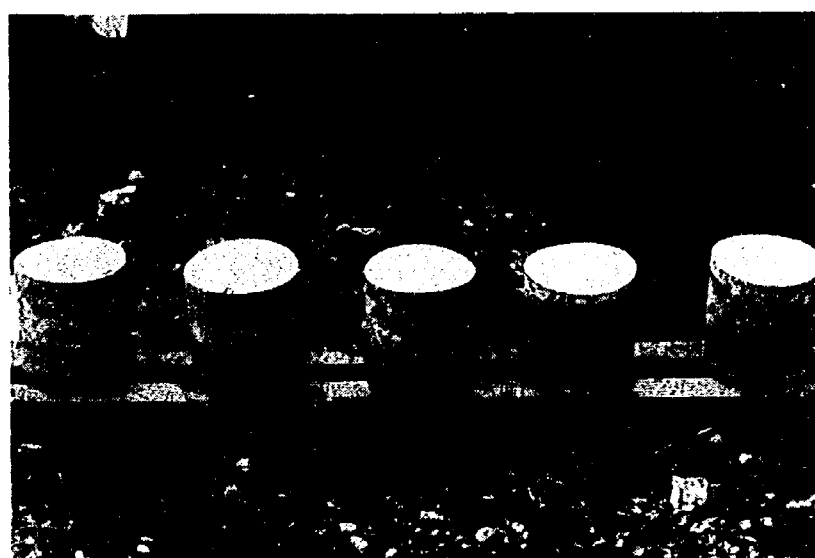
クラックは図－4.58に模式的に示すように段付け部隅角部付近に端を発し，内側プレート鉄筋に沿って進展する状況であった。なお，引張側の段付け部にはクラック発生はみられなかった。



写真－4.6 変状調査状況



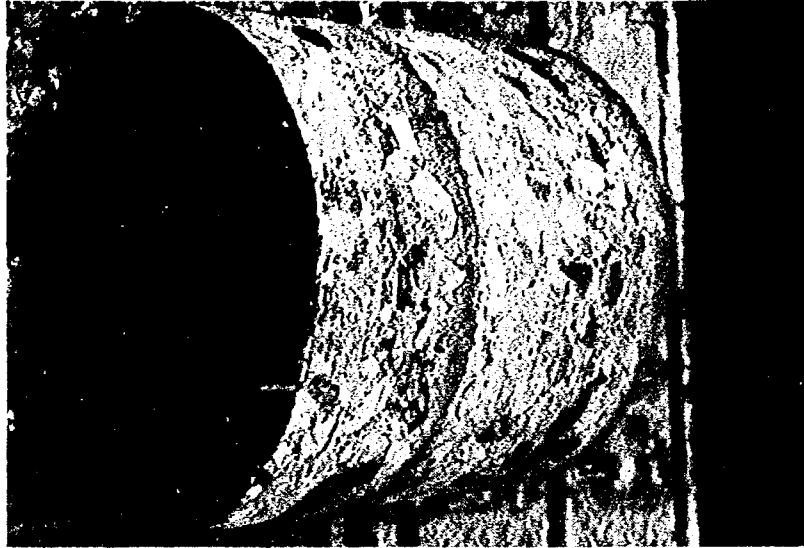
写真－4.7 PCウェル内部の状況



写真－4.8 採取コンクリートコア（段付け部付近）



写真－4.9 PCウェル引張側表面のクラック〔コア番号B－2〕



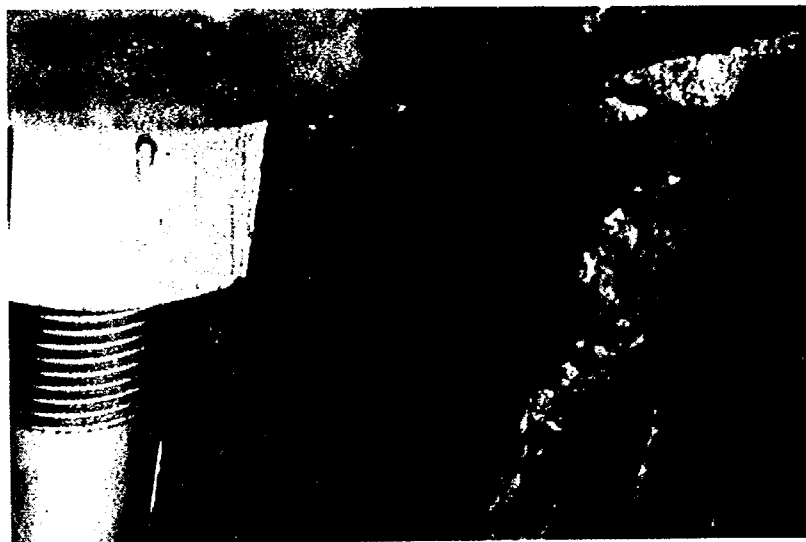
写真－4.10 中詰コンクリートの微細クラック〔コア番号B－2〕



写真－4.11 頭部補強リング付近のハツリ状況（引張側）



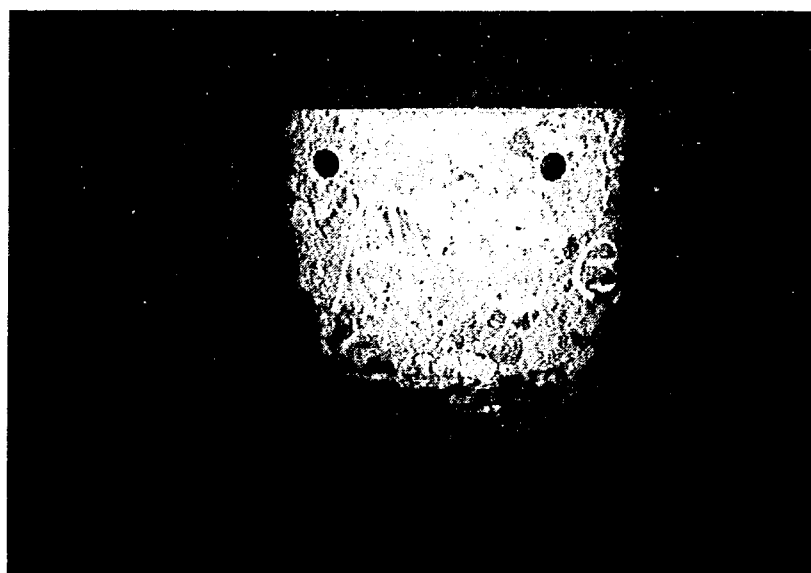
写真－4.12 頭部補強リング付近の中詰部のクラック状況（その1）



写真－4.1 3 頭部補強リング付近の中詰部のクラック状況（その2）

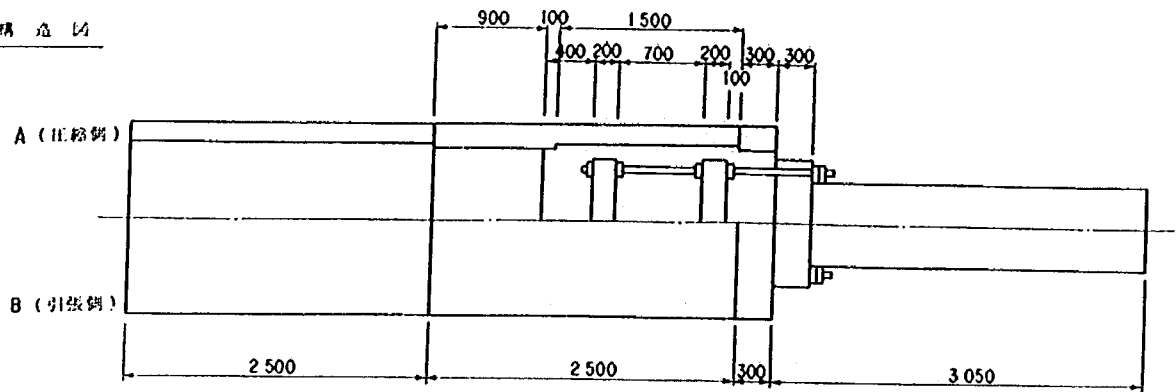


写真－4.1 4 圧縮側段付け部コンクリートのクラック状況

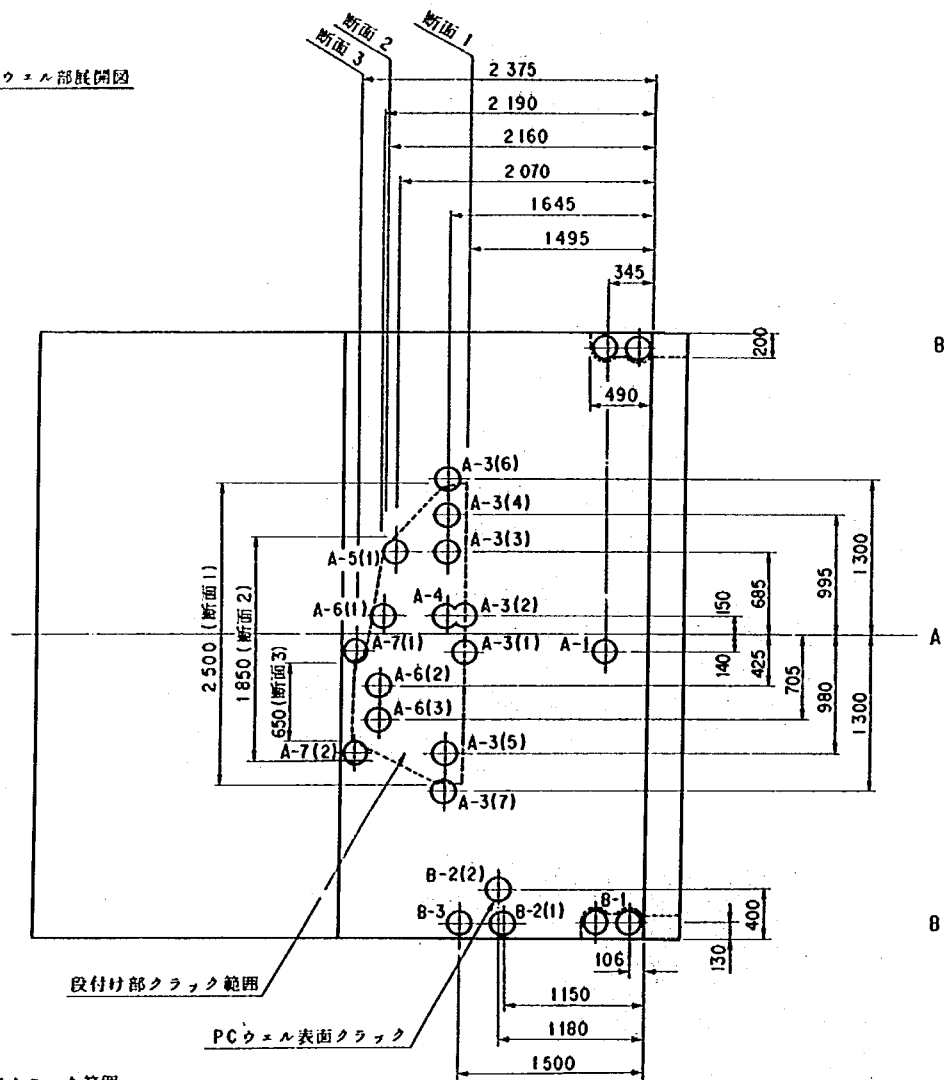


写真－4.1 5 段付け部コンクリートコア〔コア番号A－3(3)〕

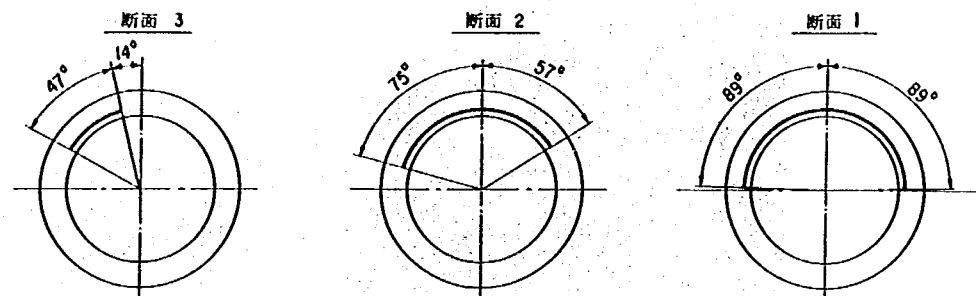
構造図



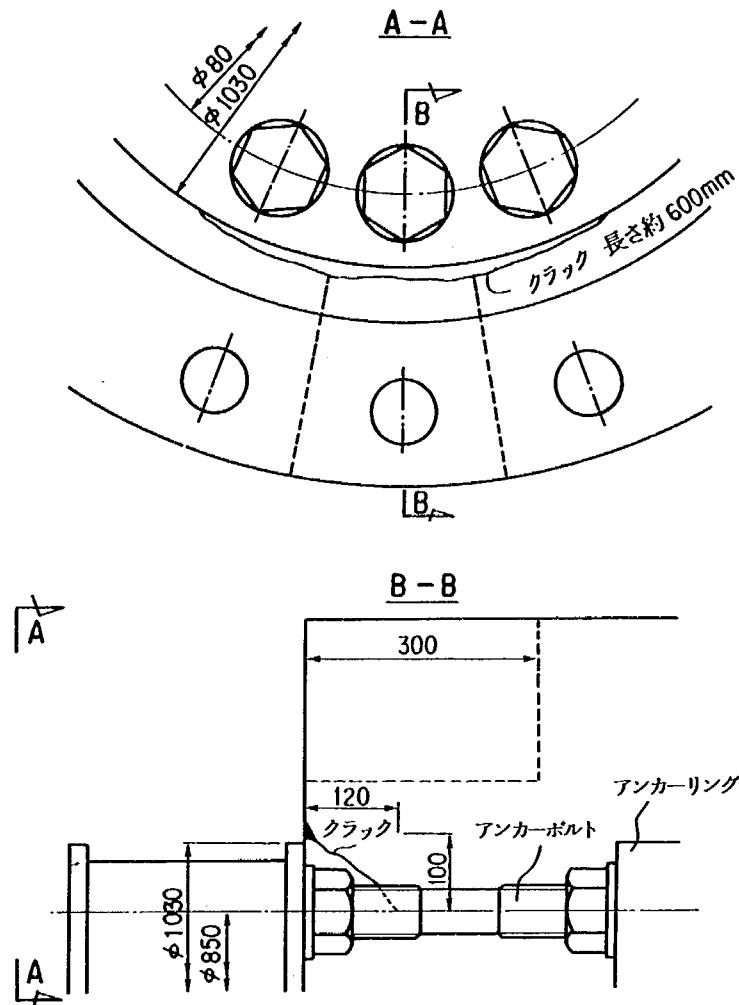
PCウエル部展開図



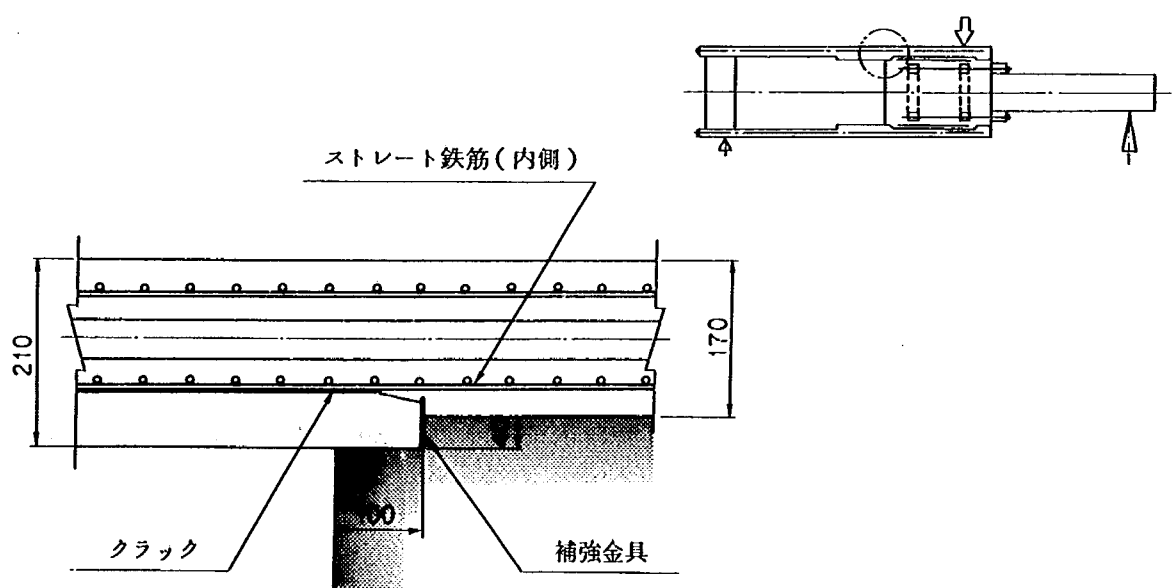
段付け部クラック範囲



図一 4.5 6 変状調査結果



図ー 4.5 7 P Cウェル頭部補強リング付近の中詰
コンクリートのクラック状況



図ー 4.5 8 段付け部クラック状況模式図

5. 考 察

5-1 軸力導入試験

軸力導入試験における軸方向ひずみ分布は、図-4.1～4.2に示す通りであった。

ところで、躯体から基礎への応力伝達は、杭頭結合部の中詰コンクリートとPCウェル本体との付着及び、PCウェル本体の段付け部の支圧にも期待している。そこで、図-5.1に軸力導入試験におけるコンクリート表面の軸方向ひずみ分布及び段付け部に設置したモールドゲージによるひずみの測定値と、簡易計算による $N = 64.9(t)$ の軸力に対するひずみ分布とを比較したものを示す。これらの結果を参照しつつ以下に考察を行う。

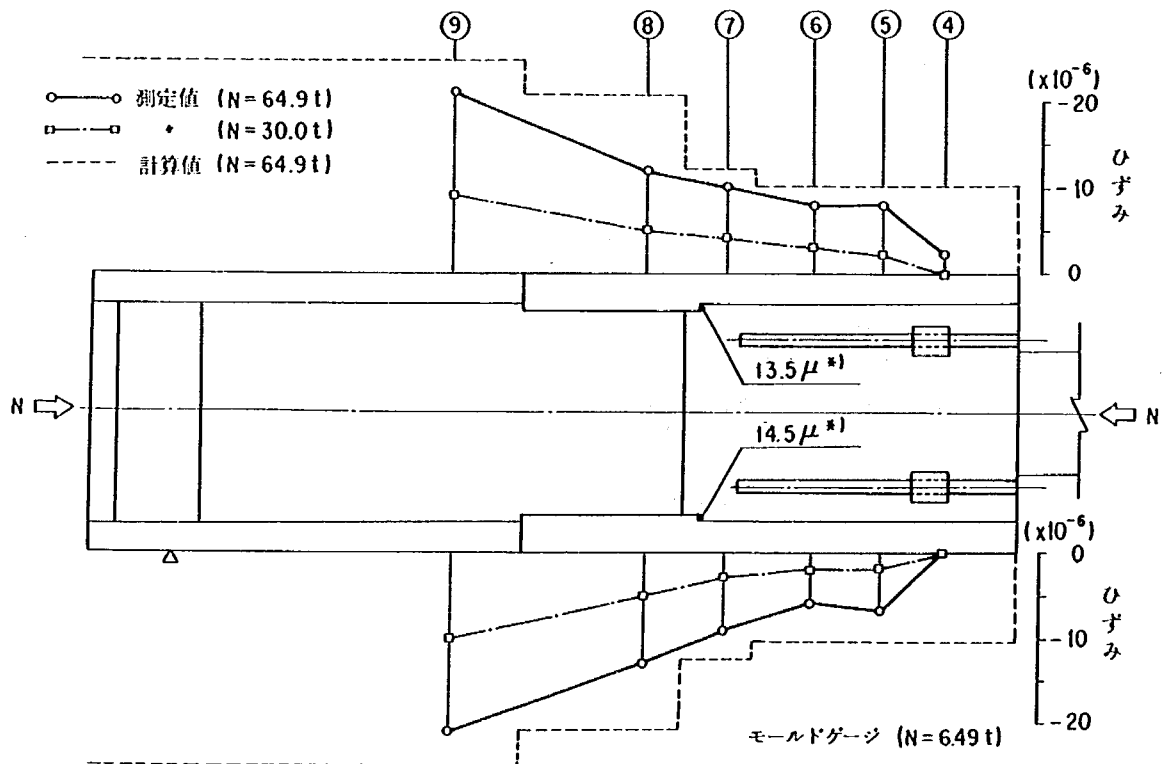


図-5.1 コンクリート表面の軸方向ひずみ（軸力導入試験）

5-1-1 軸方向ひずみの比較

図-5.1に示したひずみの計算値は、次のような棒部材としての計算によるものである。

(a) 弾性係数

PCウェル本体コンクリート

$$E_{c1} = 3.4 \times 10^5 \text{ (kg/cm}^2\text{)} \quad (\text{材料試験より})$$

中詰コンクリート

$$E_{c2} = 2.2 \times 10^5 \text{ (kg/cm}^2\text{)} \quad (\text{材料試験より})$$

アンカーボルト

$$E_s = 2.1 \times 10^6 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

(b) 断面積

PCウェル本体

$$A_{c1} = 7,637 \text{ (cm}^2\text{)} \quad (t=170 \text{ mm})$$

$$A_{c1} = 9,170 \text{ (cm}^2\text{)} \quad (t=210 \text{ mm})$$

中詰コンクリート

$$A_{c2} = 12,469 \text{ (cm}^2\text{)}$$

アンカーボルト

$$A_s = 28.78 \times 16 = 460.5 \text{ (cm}^2\text{)}$$

(c) 換算断面積

中詰部

$$A_e = A_{c1} + A_{c2} \cdot E_{c2} / E_{c1} + A_s \cdot E_s / E_{c1}$$

$$= 7,637 + 8,068 + 2,844$$

$$= 18,549 \text{ (cm}^2\text{)} \quad (\text{アンカーボルト有})$$

$$A_e = 15,705 \text{ (cm}^2\text{)} \quad (\text{アンカーボルト無})$$

PCウェル部

$$A_e = A_{c1} = 9,170 \text{ (cm}^2\text{)} \quad (t=210 \text{ mm})$$

$$= A_{c1} = 7,637 \text{ (cm}^2\text{)} \quad (t=170 \text{ mm})$$

(d) ひずみ

$$\epsilon = N / (E_{c1} \cdot A_e)$$

$$N = 64.9 \text{ (t)}$$

中詰部

$$\epsilon = 10.3 \times 10^{-6} \quad (\text{アンカーボルト有})$$

$$\epsilon = 12.2 \times 10^{-6} \quad (\text{アンカーボルト無})$$

PCウェル部

$$\epsilon = 20.8 \times 10^{-6} \quad (t=210 \text{ mm})$$

$$\epsilon = 25.0 \times 10^{-6} \quad (t=170 \text{ mm})$$

こうして得られた軸方向ひずみの計算値を測定値と比較して表-5.1に示す。同表における計算値は、コンクリートの弾性係数として材料試験による $E_c = 3.4 \times 10^5 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$

表一 5.1 軸力導入試験における軸方向ひずみの比較 (N=64.9 t)

位 置		測定値	計 算 値	
			$E_{c1} = 3.4 \times 10^5$	$E_{c1} = 4.0 \times 10^5$
中 詰 部	アンカーボルト有	0~ 8	1.0×10^{-6}	9×10^{-6}
	アンカーボルト無	9~10	1.2	1.0
PCウェル部	t = 210 mm	12~13	2.1	1.8
	t = 170 mm	21	2.5	2.1

を基本としたが、軸力導入時のひずみレベルが低いので、実際の弾性係数はより大きいと考えられる。そこで、 $E_c = 4.0 \times 10^5$ (kg/cm²) を用いた結果も合わせて示した。この表から、 $E_c = 4.0 \times 10^5$ (kg/cm²) を用いた計算値は測定値と概ね対応していることがわかる (図一 5.1 も参照)。

5-1-2 軸方向力の分担について

図一 4.2, 図一 5.1 においてコンクリート表面の軸方向ひずみ分布に着目すると、中詰部の杭頭付近では零であり、そこから徐々に増加している。この過程は鋼製橋脚からアンカーボルトに伝達された軸応力が、中詰部を介してPCウェル本体へと移行していくことに対応するものであり、図一 5.1 から計算面からも立証されたといえる。実際、コンクリート表面のひずみの増加にともない、アンカーボルトのひずみが減少していく様子が図一 4.2 に示されている。このことは、この軸力レベルではPCウェル本体と中詰コンクリート間の付着が、保持されていることを表わすものである。

一方、アンカーボルトの軸応力の一部は、ウェル本体の段付け部 (t=170 mm と 210 mm の境界) に対する支圧応力によっても分担されると考えられる。そこで、段付け部に設置したモールドゲージによるひずみの測定値から、段付け部によって分担される軸力を試算してみた。

モールドゲージの平均ひずみ (導入軸力 $N = 64.9$ t)

$$\epsilon = (1.4 + 1.3 + 1.5 + 1.4) \times 10^{-6} / 4 = 1.4 \times 10^{-6}$$

中詰部の弾性係数 : $E = 2.2 \times 10^5$ (kg/cm²)

段付け部の支圧面積 : $A = \pi (12.6 - 4) \times 4 = 1.533$ (cm²)

支 圧 応 力 : $\sigma = E \cdot \epsilon = 3.1$ (kg/cm²)

支圧による合力 : $R_c = \sigma A = 4.752$ (kg) ≈ 4.8 (t)

こうして得られた支圧部の合力 $R_c = 4.8$ (t) は、導入軸力 $N = 64.9$ (t) に対して 7.4% のわずかな分担力に過ぎない。このことは段付け部の支圧応力度が 3.1 (kg/cm²) であることに

対して、その付近のコンクリート表面ひずみ $9 \sim 13 \times 10^{-6}$ に弾性係数を乗じて応力度に換算すると $3 \sim 4.5$ (kg/cm^2) であるのに比べて、特別高い値を示していないことによっても裏付けられる。

段付け部付近のモールドゲージのひずみ値を用いたここでの考察から、定量的な評価を導くことは必ずしも容易ではないが、いずれにしても設計軸力相当の軸力に対しては段付け部の支圧によるよりも、ウェル本体と中詰コンクリートの付着による荷重伝達が主体となっているといえる。

5-2 繰返し片振り曲げ試験

5-2-1 繰返し載荷の影響について

今回の試験は、実構造物（PCウェル外径 $\phi 3500$ ）において疲労照査時に生ずる杭頭結合部の設計断面応力度と同等の応力度振幅を、模型供試体（PCウェル外径 $\phi 1600$ ）に与えるべく繰返し回数300万回、載荷速度 20Hz にて繰返し載荷を行ったものである。これに対応する載荷重は $P = 34\text{t}$ である。

繰返し回数300万回にわたる変位の経時変化図（図-4.3～4.4）によると、繰返し載荷にともなう変位量の経時変化は明瞭には認められない。同様に杭頭結合部のアンカーボルト、軸鉄筋を含めて、ひずみの経時変化図（図-4.5～4.23）を参照しても、全繰返し回数にわたってほぼフラットな性状を示している。

また図-4.24～4.25は図-3.5の各測定回数毎の荷重—ひずみ関係をアンカーボルト、コンクリート表面について図示したものであるが、ほぼ線型関係を示しており、この関係は300万回の繰返し載荷によってもほとんど変化していないことがわかる。なお、除荷時においてかならずしも原点に戻っていないが、これはひずみレベルが非常に小さく計測上の誤差が現われたものと考えられる。

これらのことから、300万回繰返し載荷によって少なくとも疲労荷重レベル程度の荷重作用に対しては、材料自体の劣化ならびに杭頭結合部の構造系の性状に大きな変化をもたらすようなことはないといえる。

5-2-2 断面内ひずみ分布（軸方向）

図-4.27はPCウェルコンクリート表面、アンカーボルト、軸鉄筋等の軸方向ひずみの測定値を用いて、各断面におけるひずみ分布を示したものである。また、図-4.26はPCウェル部のひずみの軸方向分布を一括して図示している。なおこれらの図には、繰返し回数100万回の結果を同時に示している。

図-4.27においては、各断面における100万回毎のひずみ分布を比較するといずれも大差ないことがわかる。このことは300万回繰返し載荷の過程で、断面内の構成部

材（PCウェル本体，アンカーボルト，中詰部軸鉄筋等）の応力分担状況がほとんど変化しないことを示している。

ところで図—4.26を参照すると，杭頭結合部における応力の伝達状況が概略，把握できる。

まず3'断面（アンカーボルト頭部付近）のひずみ分布をみると，中立軸が圧縮側に移行し，引張側アンカーボルトのひずみが大きくなっている。従って杭頭結合部において鋼製橋脚との接合部の近傍では，引張側アンカーボルトがより大きな応力を分担しているといえる。

次に中詰部中央付近の5，6断面のひずみ分布によれば，5断面の引張側においてコンクリート表面のひずみが内部のアンカーボルトのひずみよりも小さくなっているが，6断面においては逆にコンクリート表面のひずみの方が大きくなっている。したがって，この間でアンカーボルトからPCウェル本体への応力移行がほぼ完結したものと考えられる。

すなわち，杭頭部の鋼製橋脚からの曲げ応力はまず，主として3'断面のアンカーボルトに伝えられる。このアンカーボルトの軸応力は5，6断面に至るにつれて速やかに減少し，これに対応して中詰部軸鉄筋及びコンクリート表面の応力が増大している。このことは，鋼製橋脚基部から伝達されたアンカーボルトの応力が，中詰コンクリートとPCウェル本体間の付着を介して，PCウェル本体のコンクリートに伝達されていく応力移行の状況を説明するものである。

5—3 静的破壊曲げ試験

試験結果に基づいて以下に考察を行う。

5—3—1 耐力について

模型供試体のひびわれ(C)，降伏(Y)，破壊(U)に対する荷重Pの計算値及び計算に用いた諸定数を表—5.2に示す。計算断面位置は図—5.2に示す通りである。表—5.2の各状態に対する荷重Pは，対応する曲げモーメントから自重の影響を無視して得られた載荷重としての正味の値である。

次にその計算仮定を示す。

(1) PCウェル本体

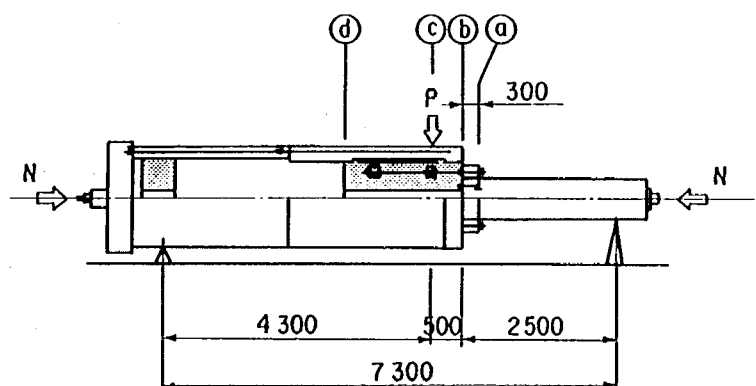
PCウェル本体に関しては，中詰部と一般部の境界断面(d)及び載荷点断面(c)について計算した（中詰コンクリート無視）。ひびわれ荷重 P_c の計算においては，コンクリートの曲げ引張強度 $\sigma_{bt} = 60(\text{kg/cm}^2)$ とした。また，破壊荷重 P_u は土木学会規準⁴⁾に基づく破壊曲げモーメントから計算した。

表一 5.2 ひびわれ，降伏，破壊に対応する荷重 P：計算値

区 分		鋼製橋脚	P C ウェル		アンカーボルト
位 置		(a)	(d)	(c)	(b)
ひびわれ	Mc (tm)		342.7	342.7	—
	Pc (t)		272.5	183.6	—
降 伏	My (tm)	235.7	—	—	231.0 *)
		297.3			309.0 **)
	Py (t)	171.2	—	—	146.1
		218.7			199.0
破 壊	Mu (tm)	322.9	590.1	590.1	261.5
		403.9			351.5
	Pu (t)	238.4	480.1	323.6	166.8
		300.9			227.9
備 考			中詰コンクリート無視		

*) 上段：鋼材降伏強度 規格値

**) 下段：鋼材降伏強度 試験値



図一 5.2 計算断面位置

(2) 鋼製橋脚

鋼製橋脚については，鋼材の降伏強度 σ_{sy} を規格値とした場合と材料試験値とした場合について，それぞれ計算した。破壊荷重は全塑性モーメント M_u に対応する荷重とした。

(3) アンカーボルト

アンカーボルトについても同様に規格値，試験値の 2 つの降伏強度を用いて計算した。計算はベースプレート外径（ $\phi 1030$ ）を直径とする R C 円形断面として行なった。

材料特性値

P C ウェル本体

$$\sigma_{ck} = 500 \text{ (kg/cm}^2\text{)}, \quad E_c = 4.0 \times 10^5 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{bt} = 60.0 \text{ (")}$$

中詰コンクリート

$$\sigma_{ck} = 300 \text{ (kg/cm}^2\text{)}, \quad E_c = 3.0 \times 10^5 \text{ (")}$$

鋼製橋脚

$$\text{SM50A}, \quad \sigma_{sy} = 3,200 \text{ (") (規格値)}$$

$$= 4,000 \text{ (") (試験値)}$$

アンカーボルト

$$\text{SS41}, \quad \sigma_{sy} = 2,200 \text{ (") (規格値)}$$

$$= 3,000 \text{ (") (試験値)}$$

軸力

$$N = 64.9 \text{ (t)}$$

有効プレストレス

$$\sigma_{ce} = 70.0 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

表—5.2によれば、P C ウェルコンクリートのひびわれは計算上は $P \approx 180 \text{ (t)}$ で発生し、次いで $P \approx 200 \text{ (t)}$ でアンカーボルトが、また $P \approx 200 \text{ (t)}$ で鋼製橋脚がそれぞれ降伏し、最終的に $P \approx 230 \text{ (t)}$ でアンカーボルト部が破壊に至ることになる。ただし、鋼材の降伏点強度 σ_{sy} として材料試験による値を用いた場合である。

一方、今回の試験結果では $P = 200 \sim 250 \text{ (t)}$ の荷重増加の段階では P C ウェル表面のひびわれ発生は明瞭には認められず、最大荷重 250 (t) に至って見い出された程度であった。アンカーボルトの降伏については図—4.34にみられるように、3'断面において引張側アンカーボルトが $P = 230 \sim 240 \text{ (t)}$ で降伏した。また最大試験荷重 $P = 250 \text{ (t)}$ に対しても模型供試体は破壊に至らなかった。鋼製橋脚については図—4.32にみられるように、2断面の圧縮側が $P = 200 \text{ (t)}$ 付近で降伏し、計算値の 220 (t) を若干下回ったが、これは導入軸力及び偏心の影響によるものと思われる。

こうして、コンクリートのひびわれ荷重 (P_c)、アンカーボルトの降伏荷重 (P_y)、破壊荷重 (P_u)とも試験値が計算値を若干上回る結果となった。コンクリートの P_c の計算においては中詰コンクリートを無視しており、またアンカーボルトの P_y , P_u の計算においては逆に、P C ウェル本体コンクリートの寄与を無視している。従って今回の試験の結果は、実際にはこの程度の荷重レベルにおいても P C ウェル本体と中詰部とが幾分かの一体性を保ちつつ、荷重に抵抗していることを示すものと考えられる。

5—3—2 軸方向ひずみ分布の比較

P C ウェル表面の軸方向ひずみの分布性状を調べるため、曲げと軸力を受ける梁部材

としての計算及びFEM解析を行ない、これらによる計算値を実測値と比較した。

図-5.3は、図-4.9から $P=80, 160, 250(t)$ の場合を抽出した実測値を計算値と比較したものである。ここでの計算値は中詰部コンクリート、鋼材（アンカーボルト等）を考慮した有効断面を用い、全断面有効の曲げと軸力を受ける梁部材とした計算か

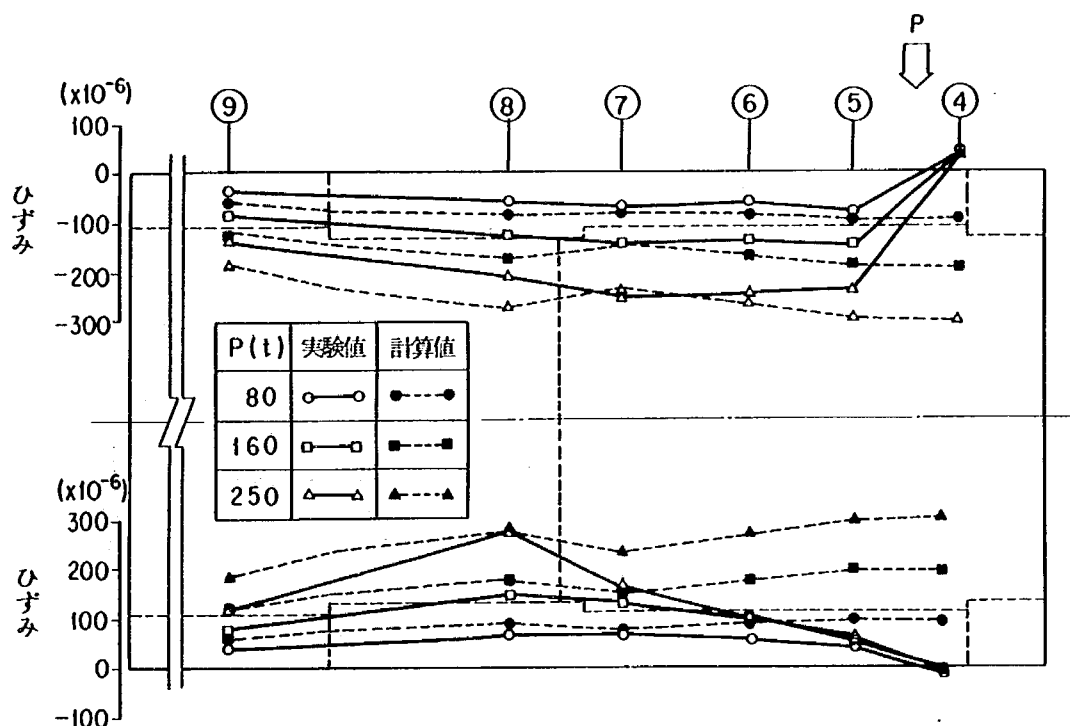


図-5.3 コンクリート表面の軸方向ひずみの比較

ら得られたものである。計算に用いた諸定数を表-5.3に示す。なお、同図のひずみ値は荷重 P により生ずるひずみのみを表しており、軸力、プレストレス、自重等の影響は含んでいない。

図-5.3を参照すると、圧縮側については荷重点近傍の4断面を除いて計算値と実測値は比較的よい一致をみせており、また荷重 P の増加に応じてひずみ値もほぼ線型的に

表-5.3 軸方向ひずみの計算に用いた定数（全断面有効）

断 面	$A_e (m^2)$	$I_e (m^4)$	$Z_e (m^3)$
4 ~ 7	1.9531	0.3351	0.4188
8	0.9547	0.2381	0.2976
9	0.8013	0.2095	0.2619

弾性係数 $E_c = 3.4 \times 10^5 (kg/cm^2)$ (PCウェル本体, 材料試験より)

$E_c' = 2.2 \times 10^5 (kg/cm^2)$ (中詰コンクリート, ")

$E_s = 2.1 \times 10^6 (kg/cm^2)$ (鋼材)

軸力 $N = 64.9 t$

次にPCウェル頭部付近は荷重載荷及び断面急変の影響を受けるので、その状況を把握するために地震時設計荷重 $P_E=80(t)$ に対してFEM解析による計算を行ない、実測値と比較してみた。図-5.4に結果を示す。

まず、圧縮側については前述したように、計算値と実測値の対応性は良好である。引張側についても7～9断面においては両者はよく対応しているが、4～6断面においては実測値は計算値を若干下回る傾向にある。従ってPCウェル頭部付近では、鋼製橋脚からの曲げ引張応力は主としてアンカーボルトによりまず分担され、この力は中詰コンクリートとPCウェル本体との付着を通じて、次第にPCウェル本体コンクリートへ移行していくものと判断される。

- 120 -

7断面のひずみは $P=200(t)$ 以上の荷重増加に対してほとんど変化しない。このことは $P=250(t)$ 時に見い出された6～7断面間のクラック発生および引張側アンカーボルトの降伏等により、中詰部内の応力分担状態に変化があったためと思われる。しかしながら、少なくとも設計荷重（地震時荷重） $P_E=80(t)$ の2倍以上の荷重作用である $P=200(t)$ 程度までは、初期の応力分担性状を保持したと考えられるので、設計上の問題はないといえる。

5-3-3 PCウェル段付け部

載荷試験終了後に模型供試体からコンクリートコアを採取した結果、PCウェルの圧縮側段付け部においてクラックの発生が見い出された。ここではこれについて検討を行う。

段付け部に設置したモールドゲージの荷重ひずみ図（図-4.37）において、圧縮側の2つのモールドゲージについてみるかぎりでは、クラック発生に因るとみられる急激な変化は現われていないようである。

試みに段付け部モールドゲージのひずみとこれに近い7断面のコンクリート表面の軸圧縮ひずみを各荷重に対して比較すると、表-5.4のようである（図-4.33、4.37も参照）。すなわち、 $P=120(t)$ 程度までは両者の間にほとんど差はないが、それ以上の荷重ではモールドゲージひずみの方が次第に大きくなっている。最終的に $P=250(t)$ に対しては、それぞれ $\epsilon \approx 300, 250 \times 10^{-6}$ であり、段付け部支圧応力は

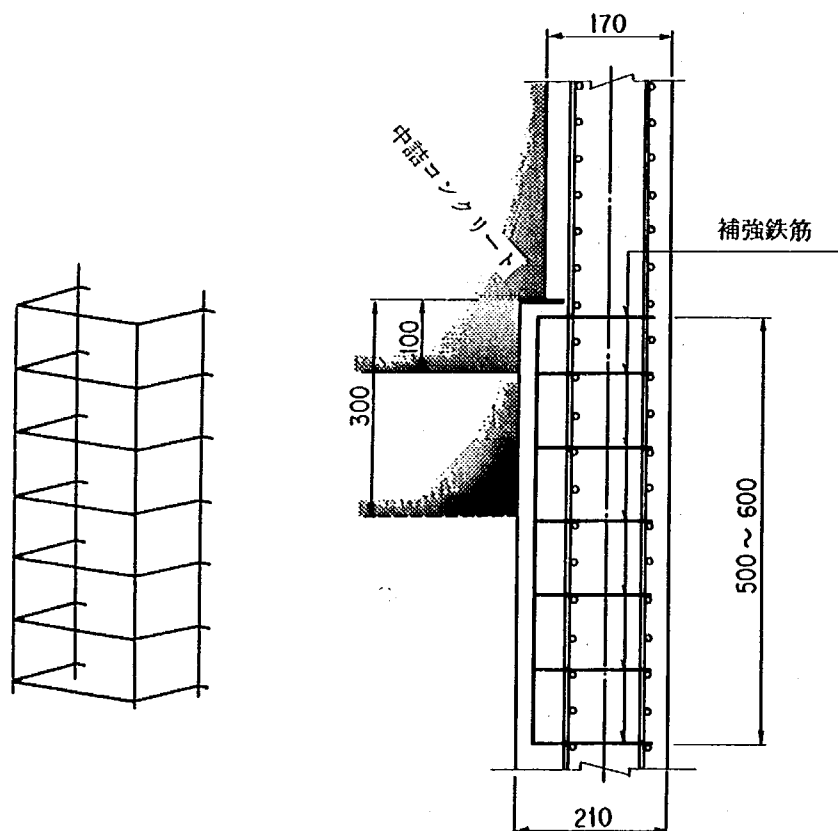
$$\sigma = E \cdot \epsilon = 2.2 \times 10^5 \times 300 \times 10^{-6} = 66 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

程度と推定される。

表-5.4 段付け部モールドゲージのひずみとコンクリート表面圧縮ひずみの比較

荷 重 $P(t)$	モールドゲージ (平均値)	コンクリート表面 (7断面)
80	73×10^{-6}	71×10^{-6}
120	119	107
160	176	149
200	228	193
250	295	251

以上の比較により，段付け部において支圧応力の著しい集中が生じることはないといえるが，載荷の比較的初期の段階ではほぼ一致していた両者のひずみが， $P=120(t)$ 以上になると次第に異なってくることから，この荷重レベルから段付け部の性状に変化が現れた可能性も考えられる。地震時設計荷重は $P_E=80(t)$ であるので，設計上は一応問題ないといえるが，段付け部には特に補強鋼材を配置しておらず，また実際の現地での作業では工場内のような作業環境にないため，中詰コンクリートとPCウェル本体との付着が低下することが考えられ，このことにより段付け部へ応力集中する可能性もあるため，図－5.5のような鉄筋による補強を施す必要があるものと考えられる。またPCウェル本体の工場製作時においても段付け部については，レイタンス等を生じないように入念な管理を行うことが必要である。



図－5.5 段付け部の補強例

5-3-4 円周方向応力と頭部補強リング

図-4.5.5の円周方向のひずみ分布図によると、3断面の頭部補強リングにおいては全周にわたりほぼ一様な引張応力が発生している。地震時荷重 $P_E=80(t)$ 、最大荷重 $P_{max}=250(t)$ に対するひずみの最大値は、それぞれ $\epsilon=22, 200 \times 10^{-6}$ である。したがって発生応力は次のようになる。

$$P=80(t)$$

$$\sigma_s = 2.1 \times 10^6 \times 22 \times 10^{-6} = 46 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$\sigma_c = 3.4 \times 10^5 \times 22 \times 10^{-6} = 7.5 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$P=250(t)$$

$$\sigma_s = 2.1 \times 10^6 \times 200 \times 10^{-6} = 420 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$\sigma_c = 3.4 \times 10^5 \times 200 \times 10^{-6} = 68 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

ここに、 σ_s は補強リングの円周方向の応力、 σ_c は頭部近傍のPCウェル表面で予想される円周方向の応力である。

なお、図-4.5.5の4～5断面の円周方向のひずみ分布は他の断面と異なる様相をみせているが、これはこれらの断面が載荷点近傍にあり、その影響を直接に受けたものである。

以上から、今回の単純支持一点載荷方式によるPCウェル頭部での円周方向応力については、特に問題はないといえる。しかしながら、実構造物での荷重作用は橋脚頂部の水平力による片持梁型の載荷となり、本試験の載荷方式とは必ずしも同一の応力状態とはならないことから、補強リングによるPCウェル頭部の補強は、やはり有効と考えられる。

5-3-5 頭部補強リング周辺の中詰部のクラック

4-2-5で述べたように、試験終了時に頭部補強リングと鋼製橋脚ベースプレート間の中詰コンクリート部（引張側）にクラックがみられたが、このクラックは設計荷重の3倍近い荷重による引張側アンカーボルトの降伏に関連して生じたものと考えられ、設計上は一応問題ないといえよう。

6. 結 論

本研究は、大口径 P C 杭の杭頭結合部の載荷試験を行ったものである。杭頭結合方式としては、基礎本体である大口径 P C 杭と鋼製橋脚とを、杭頭部の中詰コンクリート中のアンカーフレームにセットされたアンカーボルトにより直接結合する方法である。

この結合方法を採用した模型供試体を製作し、軸力導入試験、300 万回の繰返し片振り曲げ試験及び静的破壊曲げ試験を実施した。

その結果を総合的に判断すると、次のように結論付けられる。

- (1) 繰返し片振り曲げ試験に先立って行われた軸力導入試験から、設計軸力に相当する程度の軸方向押し込み力に対しては、主として中詰コンクリートと P C ウェル本体との間の付着により荷重が伝達される傾向がみられ、P C ウェル段付け部の支圧力による寄与はそれほど大きくはなかった。今回の導入軸力は、P C ウェル標準部に対して $10 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$ 以下程度の軸圧縮応力レベルであり、この程度の軸方向押し込み力に対しては、中詰部と P C ウェル本体との付着は良好に保持されているといえる。
- (2) 繰返し片振り曲げ試験は、疲労照査時に相当する応力度振幅を模型供試体に 300 万回与えて行ったものである。繰返し回数 300 万回にわたる変位及び P C ウェルコンクリート、杭頭結合部のアンカーボルト、軸鉄筋等のひずみの経時変化を整理した結果、いずれも繰返し載荷による性状の変化はみられず、当該荷重作用に対する杭頭結合部構造系の安全性が示された。
- (3) 地震時設計荷重 $P_E = 80 \text{ (t)}$ の 3 倍以上に相当する 250 (t) の荷重に対しても、杭頭結合部を含む構造系全体としては顕著な損傷はみられず、破壊には至らなかった。数少ない試験例から一般的な結論を導くことは難しいが、本模型供試体が既に 300 万回の繰返し載荷履歴を受けていることも合わせて考慮すると、本方式における杭頭結合部は設計上十分な耐力を有していると判断される。
- (4) 曲げ載荷による軸方向のひずみ分布を整理した結果、鋼製橋脚からの曲げ応力が杭頭部アンカーボルトにまず伝達され、次いで中詰コンクリートと P C ウェル本体間の付着を介して P C ウェルコンクリートに速やかに移行していく状況が確認された。この伝達状況は 300 万回繰返し載荷を経た後もほとんど変化しなかった。

あ と が き

今回の試験結果では、繰り返し荷重による杭頭結合部への疲労の影響はなく、また耐力的にも地震時設計荷重の3倍余りの耐力を有していることがわかった。ただ、PCウエルのひびわれ荷重、アンカーボルトの降伏、破壊荷重は、いずれも試験値が計算値を上回る結果となった。これは計算において無視したPCウエル本体と中詰コンクリートとの合成効果が、設計荷重以上の荷重に対しても、ある程度保持されていることによるものと考えられる。この効果を安全性を損なうことなく設計上考慮することができるかは、今後の課題である。

また、静的破壊曲げ試験において、圧縮縁側のPCウエル段付け部に内側ストレート鉄筋に沿うクラックが見い出されたが、このクラックは繰り返し載荷試験時には生じなかったと思われる。概ね今回の設計荷重以上の載荷により発達したものと判断される。しかしながら、現場施工時には今回のように工場内で製作した状況とは異なるので、安全を考えて十分な対応をしておく必要がある。従って、当該箇所については構造上の弱点とならないように、製作時に入念な管理を行なうとともに、鉄筋による補強を施すことが望まれる。

なお、本研究は(財)土木研究センターとの共同研究の成果をまとめたものであり、本研究に計画、実験、解析と終始、御助言、御協力いただいた柳田力常務理事をはじめ同センターの方々、また、PCウエルの技術的内容について御助言を承った(株)日本ヒューム管の各位に感謝の意を表します。

＜ 参 考 文 献 ＞

- 1) 日本道路協会 ; 道路橋示方書Ⅳ下部構造編, 昭和55年5月
- 2) " ; 杭基礎設計便覧, 昭和61年1月
- 3) 浅間達雄, 足立義雄 ; くい頭部とフーチングの結合部の設計, 道路1972-7, P. 76 ~ P. 84, 日本道路協会
- 4) 土木学会 ; 遠心力大径PC杭設計施工指針(案), 昭和47年5月

大口径P C 杭の杭頭結合法に
関する研究

ISSN0386-5878
土木研究所資料2278号
昭和61年1月(1986)
大志万和也 神長 耕二
田口 敬二

要 旨 大口径P C 杭の杭頭結合部の300万回の繰り返し片振り曲げ試験及び静的破壊曲げ試験を実施した。その結果、300万回の繰り返し載荷を受けても、結合部各断面の各構成部材の応力分担性状には変化はなく、また、地震時設計荷重の3倍以上の耐力を有していることがわかり、杭頭結合部を含む構造系全体の安全性が確認された。

キーワード：大口径P C 杭，杭頭結合，繰り返し片振り曲げ試験，静的破壊曲げ試験

郵便はがき

305-□□

40円切手
をはいて
下さい。

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地

建設省土木研究所

基礎研究室 御中

No. 13

No. 13

配布先氏名

配布先住所



土木研究所資料第2278号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

