

土木研究所資料

第1677号

S R C 構造調査報告書

昭和56年3月

建設省土木研究所
地質化学部コンクリート研究室

Copyright © 55年度 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 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、複写は土木研究所長の承認を得ずしてこれを行なってはならない。

は じ め に

鉄骨鉄筋コンクリート (Steel Mixed with Reinforced Concrete. または Steel Framed Reinforced Concrete. 以下では SRC と称す) は、鉄骨のまわりに鉄筋を配してコンクリートを打ち込んだものであり鉄骨と鉄筋の両方を補強材に用いたコンクリートとも言えるものである。

SRC 構造は強度、耐震性等の点で鉄筋コンクリート (以下 RC と称す) 構造よりも優れているといわれ建築関係では 6 階以上の中層ビルに RC に変わって専ら用いられているものである。

一方、土木の分野における SRC の設計・施工の実施例は比較的少ないが、次のような理由で SRC 構造に関する関心が高まっている。

(1) 海狭横断橋や大規模な重要構造物の建設計画が行われるようになり、特に高耐力で耐震性の高く、かつ防錆の必要のない構造が必要になってきている。

(2) 市街地における高架、立体交差などの工事では占有面積の関係から高耐力で断面の小さい橋脚類が必要になってきている。

(3) 高さの大きい橋脚類で施工性と精度を上げるために鉄骨を組み上げ、コンクリートに埋込むケースが多くなってきている。

SRC の設計方法は建築関係では使用歴史も長く、設計基準類も完備されているが、土木構造物の場合には土木学会コンクリート標準示方書等でも規準作成には至っておらず、責任技術者の判断にまかされている。

このような理由により建設省においても所轄管内で用いるための SRC 用の設計指針を作る必要が生じたため、土木研究所コンクリート研究室では昭和 47 年度より SRC 構造に関する調査を開始し、昭和 50 年 2 月には暫定的な SRC の設計指針 (案) をとりまとめた。これらの作業に当っては建築関係の資料や考え方を参考としたが、土木と建築では設計上の考え方、荷重や材料の品質の条件等必ずしも一致していない点多いので、そのまゝ引用しにくい部分もあり、新たに実験的検討を行なう必要性が生じてきた。かくして、一連の SRC 構造の力学的特性に関する基礎的な実験を行なってきたのであるが、昭和 55 年度には終了したので、本報告書をもって、それらの結果をとりまとめて報告するものである。

昭和 56 年 3 月

土木研究所地質化学部

コンクリート研究室室長 小 林 茂 敏

研究員 古 賀 康 之

森 浜 和 正

高 橋 正 志

要 旨

鉄骨鉄筋コンクリート構造用の設計指針を作成するための基礎データを得るために行った一連の部材実験の結果を述べるものである。内容は、

- (1) はりの曲げ載荷実験
- (2) 柱の偏心載荷実験
- (3) SRC 柱脚部定着に関する部材実験
- (4) SRC 柱の基礎への埋込み深さに関する実験
- (5) SRC 部材接合部の載荷実験

で構成されている。これらの一連の実験を通して、鉄骨鉄筋コンクリートの終局強度は鉄骨を鉄筋と考えて鉄筋コンクリートと同様に計算した結果とよく合うことを示している。

目 次

は じ め に

要 旨

1. SRC 構造の設計法の現状と所轄管内の使用例	1
1.1 SRC 構造の設計方法	1
1.2 SRC 設計指針（案）と所轄管内 SRC 使用例	1
2. はりの曲げ載荷実験	4
2.1 実験目的	4
2.2 使用材料	4
2.3 試験体	5
2.4 載荷および測定方法	5
2.5 実験結果と考察	6
3. 柱の偏心軸力載荷実験	17
3.1 実験目的	17
3.2 試験体	17
3.3 実験方法	19
3.4 測定方法	20
3.5 実験結果と考察	20
4. SRC 柱脚部定着に関する部材実験	23
4.1 実験目的	23
4.2 試験体	24
4.3 載荷および測定方法	26
4.4 実験結果と考察	27
5. SRC 柱の基礎への埋込み深さに関する実験	34
5.1 実験目的	34
5.2 試験体	34
5.3 使用材料	35
5.4 載荷および測定方法	36
5.5 実験結果	36
5.6 考察	38
6. SRC 部材接合部の載荷実験	40
6.1 実験目的	40
6.2 試験体	40

6.3	使用材料	43
6.4	載荷および測定方法	43
6.5	実験結果と考察	44
お わ り に		50
参 考 文 献		50

1. SRC構造の設計法の現状と所轄管内の使用例

1.1 SRC構造の設計方法

現在のSRC構造の設計方法は、大別して2通りある。

(1) 累加強度方式：この方式は、部材の強度（許容断面力）は、SRC構造をRC部分と鉄骨部分に分け、各々について求めた強度の和であるとするものである。すなわち、 $M \leq M_1 + M_2$ とする方式で、この方法は建築の分野で実験的に合理性を確かめられ、建築学会SRC基準²⁾に用いられている計算方法である。

(2) 鉄筋コンクリート方式：この方法は、鉄骨を鉄筋の一部と考えて通常の鉄筋コンクリートに用いられている方法と同じ方法で、SRC構造の強度を算定するものである。（以下では、RC方式と称す。）

これら2通りの設計方法の主な利点と欠点について累加強度方式の側から述べると次のようになる。

累加強度方式の利点

- ① RCと鉄骨の耐荷力の分担を明確に設定でき、鉄骨部の計算が簡単である。
- ② 鉄骨はコンクリートの許容応力度に制約を受けないので、RC方式よりも鉄骨の強度を有効に使用できる。

累加強度方式の欠点

- ① 鉄骨部分とRC部分とでそれぞれ独立した設計を行うことの理論上の合理性が得られず、SRC構造としての変形等のチェックもできない。
- ② ひびわれ幅のチェック等を行うための作用応力度はRC方式によって別途計算しなければならない。
- ③ 鉄骨がコンクリート断面に対し点対称でない場合不合理性が著しくなる。

以上述べたように、累加強度方式には利点と欠点があるが、各機関^{2),3)}で出されている設計基準、設計指針等で採用されているSRC部材の基本的な設計方法について列記すれば表-1に示す通りとなる。

1.2 SRC設計指針（案）と所轄管内のSRC使用例

建設省としてのSRC設計指針は現在まだ正式なものではなく、土木学会コンクリート標準示方書でもSRC構造の設計に関しては、責任技術者の指示によることになっているので、現在のところ担当事務所の判断で設計を行っているのが現状である。土木研究所で、昭和49年度に暫定案として作成したSRC設計指針（案）は次のような内容のものである。

1.2.1 土木研究所SRC設計指針（案）要旨

(1) 材 料

コンクリートの設計基準強度： $\sigma_{ck} = 210 \text{ kg/cm}^2$

鉄筋：SD 30

鉄骨：SS 41, SM 50

を標準とし、許容応力度はコンクリート標準示方書⁴⁾、道路橋下部構造設計指針等⁵⁾に従う。

(2) 設計の基本

弾性論および鉄筋コンクリートの設計方法を基本とする。鉄骨は鉄筋の一部とみなして鉄筋コンクリート

表-1 部材の算定基準とコンクリートの許容圧縮応力度

	日本建築学会基準	首都高速道路公団指針	本 四 公 団	国 鉄	土木研究所(案)(S.49)
はり部材の モーメントの計算	$M \leq_s M +_r M$ $_s M =_s Z \cdot _s f_b$ $_r M = C \cdot b \cdot _r d^2$	$M \leq M_r + M_s$	$M \leq M_r + M_s$	$M \leq M_r + M_s$	鉄筋コンクリート式又は $M \leq M_r + M_s$
柱部材 曲げと軸力を同時に 受ける場合の軸力お よびモーメントの計 算	$N \leq_r N_0$ または $M \geq_s M_0$ のとき $N =_r N$ $M \leq_s M_0 +_r M$ $N >_r N_0$ または $M <_s M_0$ $N \leq_r N_0 +_s N$ $M =_s M$	$N \leq N_{rc}$ または $M \geq M_{s0}$ $N = N_r$ $M \leq M_{s0} + M_r$ $N >_r N_0$ または $M <_s M_0$ $N \leq_r N_0 +_s N$ $M =_s M$	$N \leq N_{rc}$ $M \geq M_{s0}$ $N = N_r$ $M \leq M_{s0} + M_r$ $N \geq_r N_0$ または $M <_s M_0$ $N \leq_r N_0 +_s N$ $M =_s M$	$N \leq N_r$ または $M \geq M_{s0}$ $N = N_r$ $M \leq M_{s0} + M_r$ $N > N_{r0}$ または $M < M_{s0}$ $N \leq N_{r0} + N_s$ $M = M_{sa}$	鉄筋コンクリート式又は 同左
せん断力	長期荷重時 $Q \leq Q_A$ 短期荷重時 $_s Q_b \leq_s Q_A$ $_r Q_b \leq_r Q_{As}$ $Q_A = (1 + \beta)_r Q_{As}$ 格子形 $\beta = 0$		$S_s = \tau_{sa} \cdot Z_w \cdot t_w$ $S_{ra} = \frac{A_v \cdot \sigma_{sa} \cdot z}{s}$	$S_s = \frac{Z_s}{Z_s + a_r \cdot Z_r} S \leq S_{sa}$ $S_r = \frac{a_r \cdot Z_r}{Z_s + a_r \cdot Z_r} S \leq S_r$ $S \leq S_s + S_r$	$S \leq S_s + S_r$
コンクリートの 許容圧縮応力度	$(\sigma_c (1 - 15 p_c)) \cdot \sigma_{ck} / 3$ kg/cm^2	$\sigma_{ca} = \sigma_{ck} / 3 \leq 100 \text{ kg/cm}^2$	$\sigma_{ca} \leq \sigma_{ck} / 3$	$\sigma_{ca} \leq \sigma_{ck} / 3$	$\sigma_{ca} = \sigma_{ck} / 3$ $\sigma_{ca} = (1 - 15 p_s) \cdot \sigma_{ck} / 3$

と同様に設計する（RC方式）か、あるいは鉄骨部分と鉄筋コンクリート部分を独立に断面力を求めて累加する（累加方式）かによる。これらの方法は条件により使い分ける。

(3) 部材許容断面力の計算

曲げおよび軸力：地震のような従荷重を荷重に組合わせる時は累加強度方式で許容断面力を求める。

主荷重のみの作用時はRC方式により、応力度をチェックする。

非対称断面は常にRC方式による。

せん断力：累加強度方式による。

ねじり：RC方式による。

付着・定着：付着応力度の計算方法はRC方式による。

接合部：鉄骨は鉄骨、鉄筋コンクリートは鉄筋コンクリートに力を伝達すると仮定して設計をする。

(4) 構造細目その他

ひびわれに対する配慮：ひびわれが有害な場合には鋼材の許容応力度を $1,600 \text{ kg/cm}^2$ 以下、鉄骨量に応じて、 $1,400 \text{ kg/cm}^2$ まで下げる。

かぶり・あき：鉄骨のかぶりは10 cm以上とする。

鉄骨のあきは4 cm以上とする。

その他は鉄筋コンクリート標準示方書および道路橋下部構造設計指針に準ずる。

1.2.2 所轄管内の使用例

昭和48年度及び54年度における、各地方建設局管内の工事々務所でのSRCの使用例は次のようなものであった。

構 造 物 名	担 当 事 務 所
昭和48年度	
妙 高 大 橋 橋 脚	高田工事々務所
古城橋上部（プレビーム）	〃
14号二俣地区ラーメン橋脚	首都国道工事々務所
宿 院 高 架 橋	浪速国道工事々務所
新田橋上部（プレビーム）	北九州国道工事々務所
黒 原 3 号 橋 々 脚	八代工事々務所
梶 原 6 号 橋 々 脚	〃
昭和54年度	
根 之 谷 橋 々 脚	三次工事々務所
柿 瀬 橋 々 脚	耶馬溪ダム工事々務所

これらは実施されたもののうちの限られた例であると思われるが、SRC構造は特に設計上の制約がなければRC構造よりも割高であるということもあって、使用例がそれほど多くないことも事実である。SRC構造の採用されているのは、背の非常に高い橋脚等で型枠の配置に精度を上げたり、仮設関係を楽にしたい場合、都市等で橋脚や桁の断面の大きさに制約のある場合等である。

2. はりの曲げ載荷実験

2.1 実験目的

SRC 部材の設計方法には、累加強度方式と、鉄骨を鉄筋の一部とした鉄筋コンクリート方式がある。建築関係では、累加強度方式によっているが、計算結果を比較した例⁶⁾では両者が同じような値を示すのは条件がかなり限られた範囲にある場合であり、比較的強度の小さいコンクリートと強い鋼材を組合わせると、場合によっては累加強度方式の方がRC方式の結果よりも50%も大きい値を示すこともあるようである。累加強度方式は、建築の分野で理論的にも検証され、合理性は実験的に確められた方法であるので、建築関係でもあまり用いられないことがないような使い方、例えば鉄骨重心と鉄筋重心が一致しない場合の耐荷力およびひびわれ等について実験的に確認すると同時に疲労強度についてもあわせて調査することを目的として実験を試みた。

2.2 使用材料

コンクリートに用いた材料および配合は次のようなものである。セメントは早強ポルトランドセメント、骨材は、細骨材、粗骨材とも相模川産を用いた。配合は表-2に示す。鋼材は丸鋼（SR 24、降伏点 3,390 kg/cm²）およびH形鋼（SS 41、降伏点 3,500 kg/cm²）で、使用量は鉄筋比2.27%、鉄骨比2.24%、合計4.51%とした。

表-2 コンクリートの配合

粗骨材の 最大寸法 (mm)	スランプ (cm)	空気量 (%)	W/C (%)	s/a (%)	各材料の単位量 (kg/m ³)			
					W	C	S	G
20	8 ± 1.5	3 ± 1	55	47	160	290	880	1008

2.3 試験体

試験体の構造寸法を図-1に示す。試験体は SRC, RC および SC 構造を用いた。

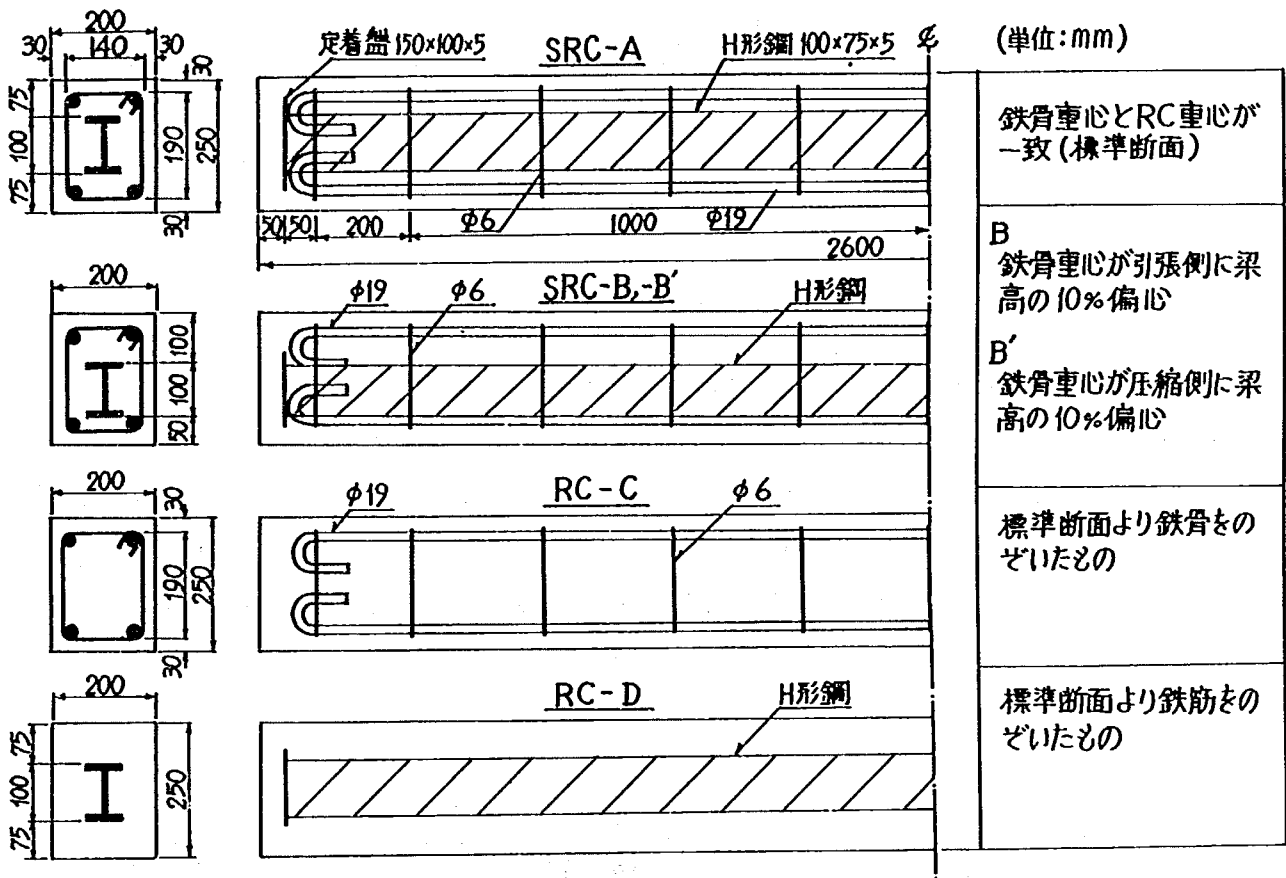


図-1 試験体の構造寸法図

試験体の種類は、図-1に示すような5種類の梁で、それぞれについて、曲げ載荷実験を実施した。

各試験体のタイプは次のような特徴を有している。

Aタイプ：鉄骨重心と鉄筋重心が一致

Bタイプ：鉄骨重心が引張側に梁高の10%偏心

B'タイプ：鉄骨重心が圧縮側に梁高の10%偏心

Cタイプ：鉄筋のみ使用

Dタイプ：鉄骨のみで断面重心位置に配置

これらの試験体は各タイプとも6体製作し、次の5種類の載荷を行った。

①静的載荷、②繰返し載荷(降伏後は変位制御)

③～⑤破壊荷重の90%、85%、75%の疲労載荷とした。

各試験体と載荷条件の組合せを表-3に示した。

表-3 載荷条件と組合せ

タイプ 荷重	A	B	B'	C	D
単調載荷	A-4	B-3	B'-7	C-4	D-6
繰返し載荷	A-6	B-5	B'-8	C-5	D-5
90% 疲労	A-5	B-6	B'-9 B'-11	C-1	D-4
85% 疲労	A-3	B-2	B'-12	C-3	D-1
75% 疲労	A-2	B-1	B'-10	C-6	D-2

2.4 載荷および測定方法

載荷試験は、土木研究所所有の200t 万能試験機により単調載荷と繰返し載荷を行い、疲労試験は、パル

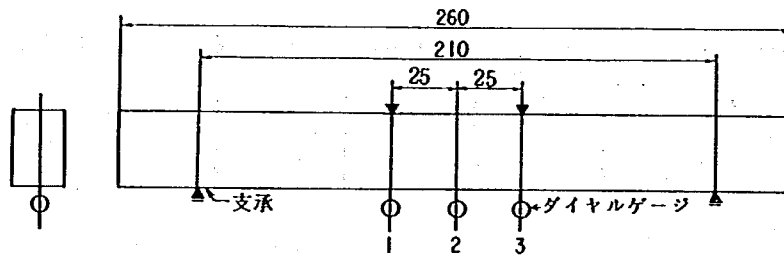
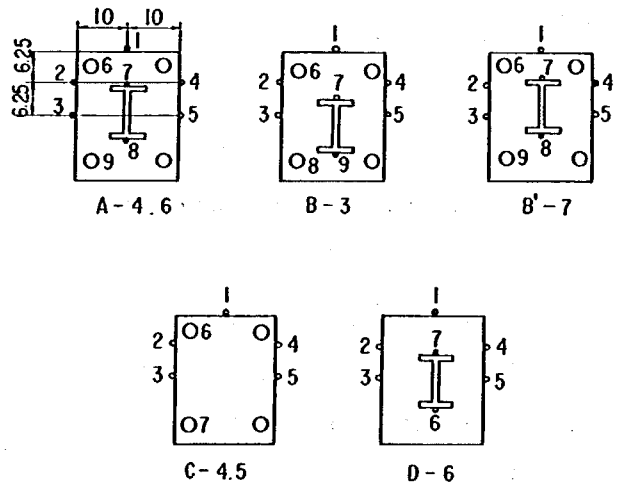


図-2 載荷条件

セータタイプの50t 疲労試験機を用いて、図-2 に示す方法で載荷を実施した。

載荷条件：①単調載荷は，SRC，RC 梁は引張側鉄筋の応力度で，SC 梁は引張側フランジの応力度でそれぞれ，700 kg/cm²，1400 kg/cm²，2100 kg/cm²となる時点で各々1回繰返し，その後は，破壊まで載荷を行った。②繰返し載荷は，引張側鋼材が降伏するまで，鋼材の応力度(350 kg/cm²)ピッチで各々1回繰返し，降伏後は，変位量で制御しながら繰返し荷重を加え最大荷重の一割減となるまで載荷した。③疲労載荷は，単調載荷の最大荷重値を基準として，その90，85，75%とで行った。

ひずみ測定は，コンクリートおよび鋼材ともワイヤーストレンゲージにより測定した。測定位置を図-3 に示す。ひびわれ幅測定は，引張側鋼材の応力度が700，1400，2100 kg/cm²の時点で検長内のひびわれ幅を測定した。繰返し載荷および疲労載荷では，2回目以後の測定は鋼材の応力度が1400 kg/cm²に相当する変位量（残留変位量を除いた）について測定した。



ストレンゲージ取付位置

図-3 測定方法

2.5 実験結果と考察

2.5.1 静的強度と変形特性

静的載荷によって得られた最大荷重と計算値および比較値を表-4 に示す。各計算式の考え方は以下に述べるようなものである。

表-4 最大荷重と計算値の比較

試験体 \ 破壊荷重 (t)	実 測 値	弾性計算 $n = 10(1)$	累加強度式 (2)	終局強度式 (3) (矩形分布 腹板無視)	終局強度式 (4) (台形分布 腹板考慮)	実測値 (1)	実測値 (2)	実測値 (3)	実測値 (4)
A	20.75	14.30	14.35	16.19	19.23	1.45	1.46	1.28	1.08
B	24.50	16.90	14.35	17.80	22.48	1.45	1.71	1.37	1.09
B'	17.42	11.14	14.35	14.44	16.36	1.53	1.21	1.21	1.06
C	10.40	8.72	8.72	10.04	9.35	1.19	1.19	1.03	1.11
D	11.86	9.16	5.63	8.95	10.59	1.29	2.10	1.32	1.12

弾性計算：RCの弾性計算に用いられる一般仮定に基づいて計算し，H形鋼の腹板を考慮し厳密に計算を行っている。

累加強度方式：弾性計算によりRC部分の強度とH形鋼の強度とを別々に計算し，加え合せる。

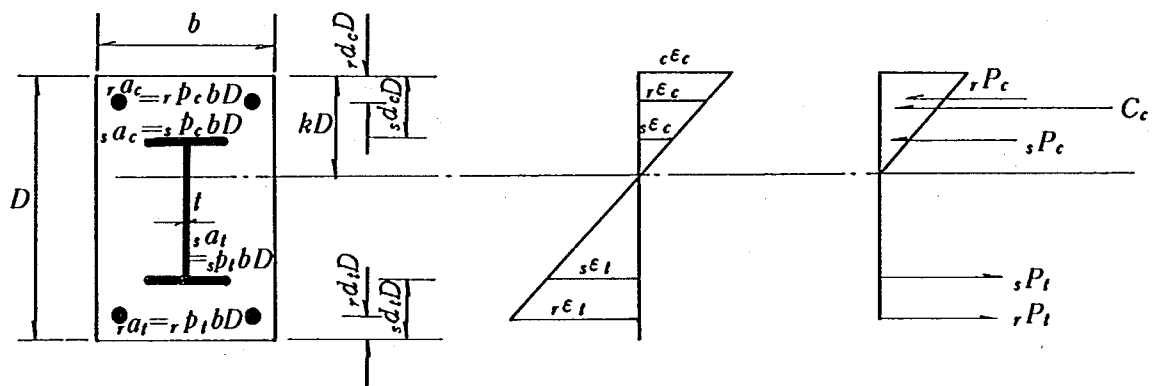
終局強度方式（コンクリートの応力度を矩形分布，腹板無視）：コンクリートの応力度は圧縮強度 σ_c の85%で矩形分布をしているものとし，最大ひずみは0.3%，H型鋼は腹板を無視し，フランジは鉄筋とみなした。

終局強度方式（コンクリートの応力度を台形分布，腹板考慮）：コンクリートの応力度は，ひずみが0.2%までは直線変化，0.2%から0.3%までは一定（ σ_c ），鋼板は完全弾塑性体とし，腹板も考慮した。

なお，材料の強度は，弾性計算の場合も安全率を見込まないで実験値を用いた。

弾性計算式および終局強度方式⁷⁾のそれぞれ腹板を考慮した計算式を以下に示す。

(1) 弾性計算式



断面のひずみおよび応力度図

平衡方程式

$$C_c + s P_c + r P_c - s P_t - r P_t = 0 \quad \text{..... (1)}$$

$$C_c = 1/2 \sigma \cdot k \cdot b \cdot D \quad \text{..... (2)}$$

$$s P_c = \sigma \frac{k - s d_c}{k} \cdot s a_c \cdot n + 1/2 \cdot \frac{(k - s d_c)^2}{k} \cdot \sigma \cdot t \cdot n \cdot D \quad \text{..... (3)}$$

$$r P_c = \sigma \frac{k - r d_c}{k} \cdot r a_c \cdot n \quad \text{..... (4)}$$

$$sP_t = \sigma \frac{1-k-sd_t}{k} \cdot s a_t \cdot n + 1/2 \cdot \frac{(1-k-sd_t)^2}{k} \cdot \sigma \cdot t \cdot n \cdot D \quad (5)$$

$$rP_t = \sigma \frac{1-k-rd_t}{k} \cdot r a_t \cdot n \quad (6)$$

(1)式に(2), (3), (4), (5), (6)式を代入

$$A = \{r p_c + r p_t + s p_c + s p_t + (1-sd_c-sd_t) t/b\} \cdot n \quad (7)$$

$$B = [2\{s d_c \cdot s p_c + r d_c \cdot r p_c - s d_t \cdot s p_t - r d_t \cdot r p_t + s p_t + r p_t\} + \{(1-sd_t)^2 - sd_c^2\} \cdot t/b] \cdot n \quad (8)$$

$$k^2 + 2(A)k - B = 0 \quad (9)$$

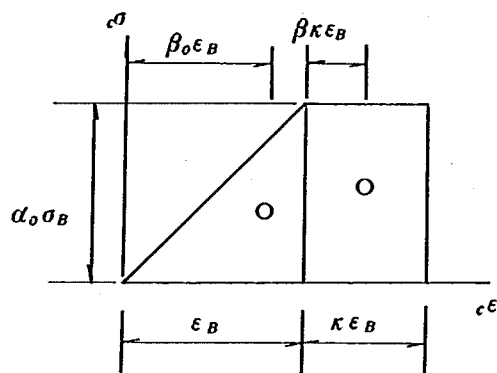
$$k = -A + \sqrt{A^2 + B} \quad (10)$$

$$M = \sigma \frac{n}{k} b D^2 \left\{ \frac{k^3}{3n} + (k-sd_c)^2 s p_c + \frac{t}{3b} (k-sd_c)^3 + (k-rd_c)^2 r p_c + (1-k-sd_t)^2 s p_t + \frac{t}{3b} (1-k-sd_t)^3 + (1-k-rd_t)^2 r p_t \right\} \quad (11)$$

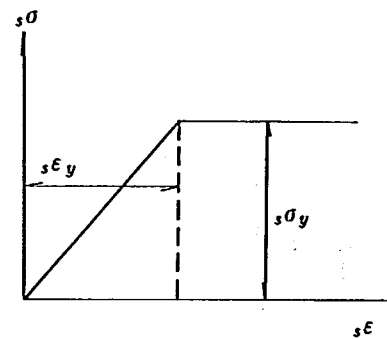
ただし、 σ は σ_{ca} , $\frac{r \sigma_a \cdot k}{n(k-rd_c)}$, $\frac{s \sigma_a \cdot k}{n(k-sd_c)}$, $\frac{s \sigma_a \cdot k}{n(1-k-sd_t)}$, $\frac{r \sigma_a \cdot k}{n(1-k-rd_t)}$ のうち最小のものを

とる。

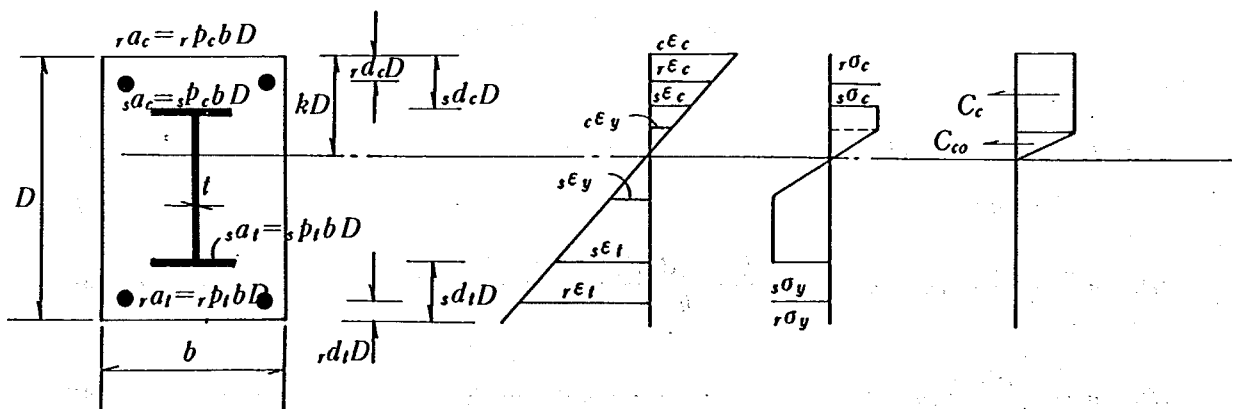
(2) 弾塑性計算式



コンクリートの応力ひずみ曲線



鋼材の応力ひずみ曲線



断面のひずみおよび応力度図

圧縮側でコンクリートだけ、引張側では鉄筋、鉄骨の一部が降伏しているという条件の場合
平衡方程式

$$C_c + C_{co} + \frac{\epsilon \epsilon_c (k - r d_c)}{k} \cdot E_s r a_c + \frac{\epsilon \epsilon_c (k - s d_c)}{k} \cdot E_s s a_c + \frac{1}{2} \cdot \frac{\epsilon \epsilon_c (k - s d_c)^2}{k} \cdot t \cdot E_s \cdot D$$

$$- s a_y s a_t - \frac{s \sigma_y}{2} \cdot k \cdot \frac{s \sigma_y}{\epsilon \epsilon_c \cdot E_s} \cdot D \cdot t - (1 - s d_t - k - k \frac{s \sigma_y}{\epsilon \epsilon_c E_s}) t \cdot D \cdot s a_y - r a_y r a_t = 0 \quad (1)$$

コンクリートの圧縮合力を cC とすると

$$cC = C_{co} + C_c = \varphi_1 k \alpha_0 \sigma_B \cdot b D \quad (2)$$

$$\text{ただし } \varphi_1 = \frac{1 + \kappa \alpha'}{1 + \kappa}$$

中立軸の位置

$$k = \frac{-B + \sqrt{B^2 + AC}}{A} \quad (3)$$

ただし

$$A = 2 \varphi_1 \alpha_0 \sigma_B + \frac{t}{b} \left(\epsilon \epsilon_c \cdot E_s + 2 \cdot s a_y + \frac{s \sigma_y^2}{\epsilon \epsilon_c \cdot E_s} \right)$$

$$B = \epsilon \epsilon_c \cdot E_s \left(r p_c - s p_c - \frac{t}{b} s d_c \right) - (1 - s d_t) \frac{t}{b} s a_y - s p_t \cdot s a_y - r p_t \cdot r a_y$$

$$C = 2 \epsilon \epsilon_c \cdot E_s (r d_c \cdot r p_c + s d_c \cdot s p_c - s d_c^2 \frac{t}{2b})$$

$$M = M_c + M_s + M_r \quad (4)$$

ここに $M_c = \varphi_3 k^2 b D^2 \cdot \alpha_0 \cdot \sigma_B$

$$M_s = \left[E_s \cdot \epsilon \epsilon_c \cdot s p_c \frac{(k - s d_c)^2}{k} + \frac{1}{3} \cdot E_s \cdot \epsilon \epsilon_c \cdot \frac{t}{b} \cdot \frac{(k - s d_c)^3}{k} + s a_y \cdot s p_t (1 - k - s d_t) \right.$$

$$\left. + \frac{1}{3} \cdot \frac{s \sigma_y^3}{(\epsilon \epsilon_c \cdot E_s)^2} \cdot k^2 \frac{t}{b} + \frac{1}{2} \left\{ (1 - s d_t - k)^2 - \left(k \frac{s \sigma_y}{\epsilon \epsilon_c \cdot E_s} \right)^2 \right\} \frac{t}{b} s a_y \right] b D^2$$

$$M_r = \left\{ E_s \cdot \epsilon \epsilon_c \cdot r p_c \cdot \frac{(k - r d_c)^2}{k} + r a_y \cdot r p_t (1 - k - r d_t) \right\} b D^2$$

コンクリート応力度分布を台形と仮定し、弾性限界におけるひずみ度を計算式中の図に示すように仮定すると

$$\varphi_3 = \frac{\beta_0 + \kappa \alpha' (1 + \beta \kappa)}{(1 + \kappa \alpha')^2} \quad (5)$$

ただし、上式は $\bar{r} = \frac{\epsilon \epsilon_c}{\epsilon \epsilon_c - s \epsilon_y} s d_c$, $\bar{\delta} = \frac{\epsilon \epsilon_c}{\epsilon \epsilon_c + s \epsilon_y} (1 - s d_t)$ としたとき、 $0 < \bar{r} < \bar{\delta}$, $\bar{r} > \bar{\delta} > 0$, $\bar{r} < 0 < \bar{\delta}$

のそれにおいて、 $0 < k < \bar{\delta}$ の条件が満足されていなければならない。

以上の式を用いて各試験体の荷重とコンクリート圧縮縁ひずみの関係を求め、図-4に示した。点線はヤング係

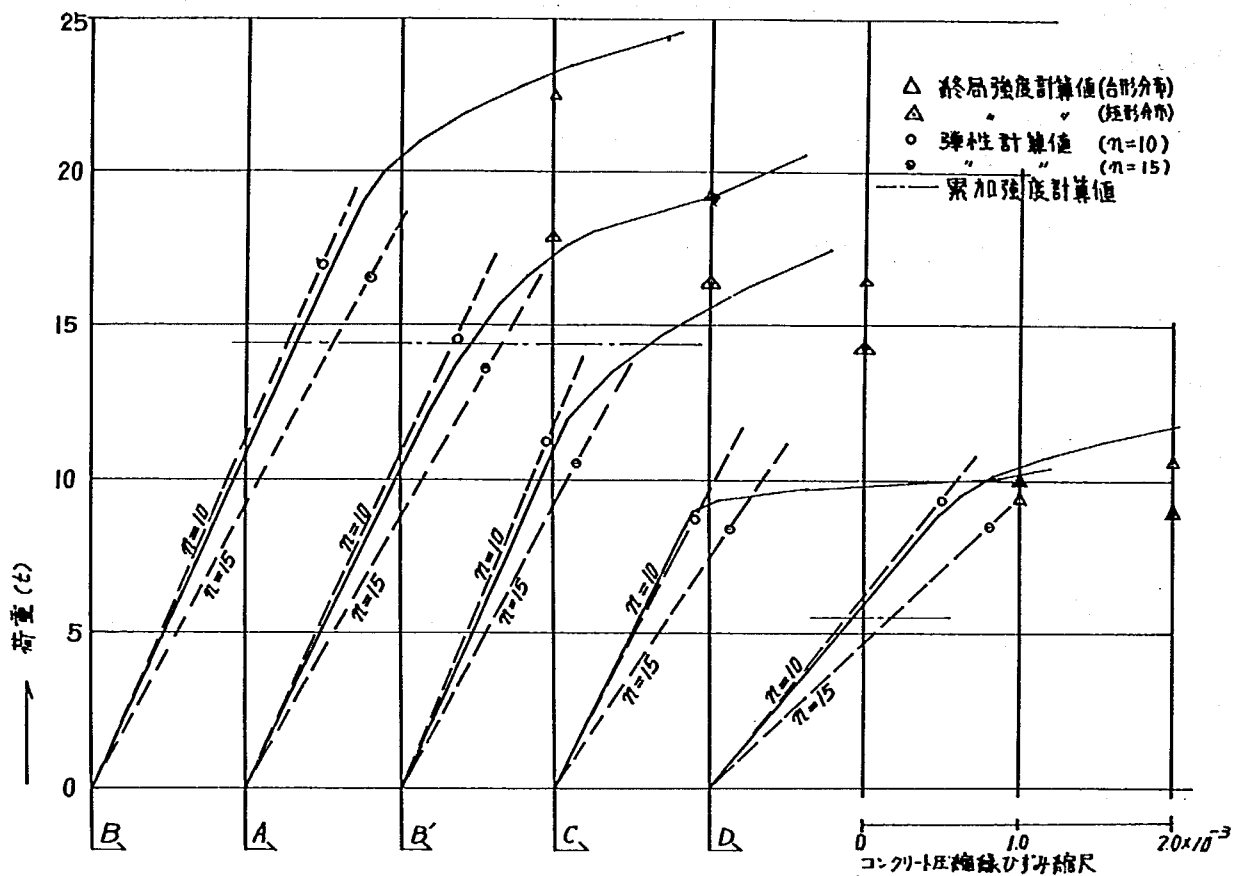


図-4 荷重～コンクリート圧縮縁歪

数比 ($E_s/E_c = 10, 15$) とした場合の弾性計算値である。

これらの結果から次のことがいえる。

- (1) SRC は鉄筋またはフランジが降伏後も、RC に比べて強度の増加が大きい。フランジ降伏後も、腹板がまだ降伏しないで強度を有しているためと思われる。
- (2) 弾性計算は、破壊荷重に対してはかなり安全側の値となるが、ヤング係数比を10とすれば、部材の降伏荷重、その時点までの変形等をかなり正確に計算できる。
- (3) 腹板を考慮した終局強度方式による計算が、どのタイプの実験結果ともよく一致する。
- (4) 累加強度方式による計算値は鉄骨が偏心すると誤差が大きくなる。また、部材の変形は求められない。
- (5) 鉄骨コンクリートの強度および変形は、RCとしての計算によく一致する。

2.5.2. 繰返し荷重による強度、変形特性

荷重の載荷、除荷を繰返ししながら荷重を加えていった時の繰返し載荷と単調載荷の実験値の最大ひびわれ幅と最大荷重を表-5に示す。

この表から最大荷重はわずかではあるが単調に載荷した場合に比べて低下することがわかる。図-5は繰返し荷重を加えていったときの荷重～たわみ曲線の処女曲線をプロットしたものである。比較し易いように縦軸は各試験体の弾性計算による強度を1として示した。SRC構造はRC構造に比べて粘り強く、そのために耐震性が良好であると一般に言われているが、図-5を見る限り、SRC構造でも圧縮縁コンクリートのひずみが0.3%を越えるとコンクリートが圧壊をしはじめ強度が低下してしまう。この点においてはSRC

表-5 梁の最大ひびわれ幅と最大荷重値

供試体名	載荷方法	σ_{ck} (kg/cm ²)	最大荷重 (ton)	繰返し回数	最大ひびわれ幅(mm)		最大ひびわれ 間隔 (cm)
					$\sigma_s=1400\text{ kg/cm}^2$	$\sigma_s=2100\text{ kg/cm}^2$	
A-4	単調増加	380	20.75		0.055	0.10	13.8
A-6	繰返し	407	20.60		0.100	0.15	14.5
A-1	繰返し		19.25		0.200	0.40	15.0
A-5	90%疲労	391	18.0	600	0.075	0.125	15.5
A-2	75%疲労	407	15.0	286,300	0.15	0.30	14.0
A-3	85%疲労		17.6 (1.8)	80,000			
A平均					0.115	0.215	14.56
B-3	単調増加	389	24.50		0.125	0.20	16.5
B-5	繰返し	393	21.7		0.15	0.25	20.0
B-6	90%疲労	395	20.0	910	0.075	0.15	12.0
B-1	75%疲労	377	17.30	238,000	0.10	0.175	14.0
B-2	85%疲労		19.6 (2.0)	150,000			
B-4	93%疲労		21.5 (2.2)	48			
B平均					0.113	0.194	15.63
B'-7	単調増加	352	17.42		0.05	0.10	25.0
B'-8	繰返し	355	17.06		0.05	0.10	16.0
B'-9	90%疲労	351	15.00	157,200	0.05	0.10	13.0
B'-11	90%疲労	348	15.00	147,500	0.10	0.20	15.0
B'-10	75%疲労	339	13.00	288,000	0.075	0.15	14.0
B'-12	85%疲労		14.70 (1.50)	99,000			
B'平均					0.065	0.132	16.00
C-4	単調増加	340	10.40		0.10	0.20	15.0
C-5	繰返し	337	10.50		0.10	0.15	15.5
C-1	90%疲労	383	9.00	8,580	0.10	0.15	15.0
C-6	75%疲労	351	7.50	395,300	0.10	0.15	13.0
C-2	95%疲労		9.90 (1.00)	2			
C-3	85%疲労		8.90 (1.00)	126,400			
C平均					0.100	0.163	14.63
D-6	単調増加	330	11.86		0.25	0.40	31.0
D-5	繰返し	365	11.4		0.45	0.75	34.5
D-4	90%疲労	367	10.4	139,056	0.40	0.55	38.0
D-2	75%疲労		8.5	515,000	0.30	0.35	25.5
D-1	85%疲労		9.9 (1.0)	346,000			
D-3	95%疲労		21.50 (2.20)	237,800			
D平均					0.350	0.513	32.25

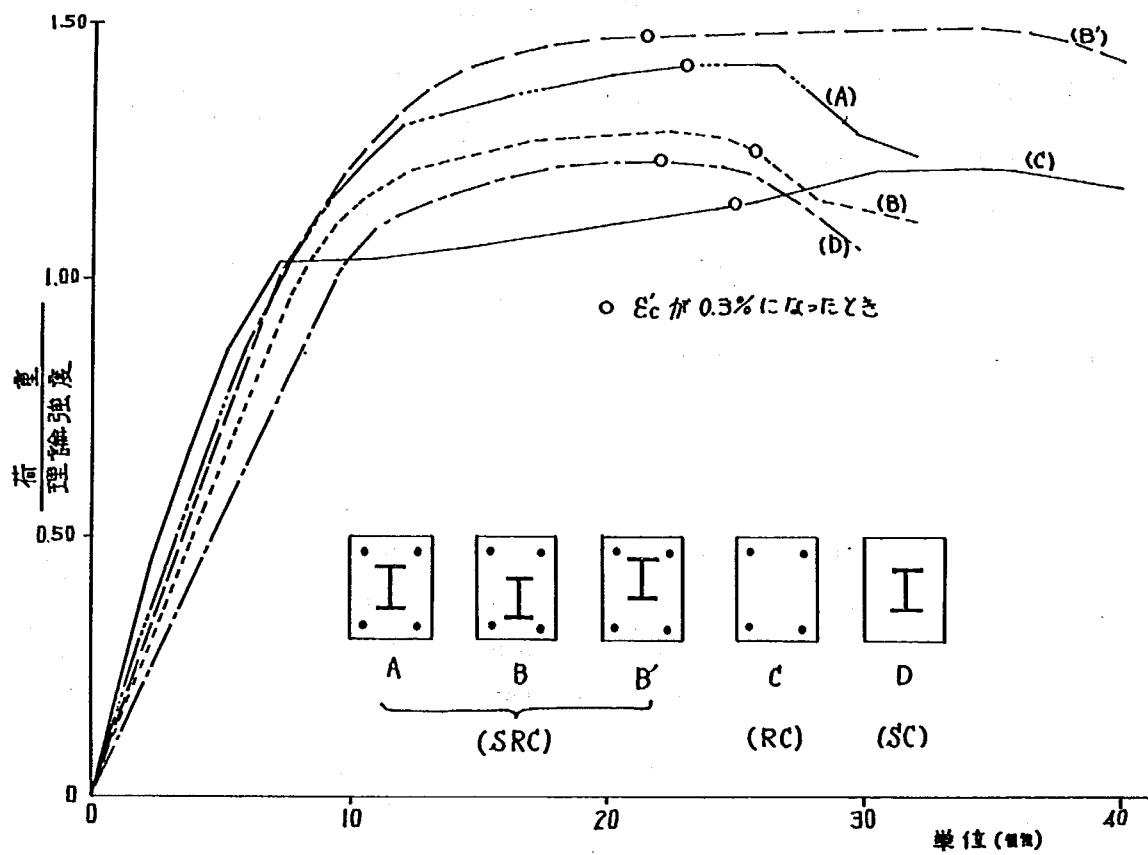


図-5 繰り返し荷重～たわみ包絡線

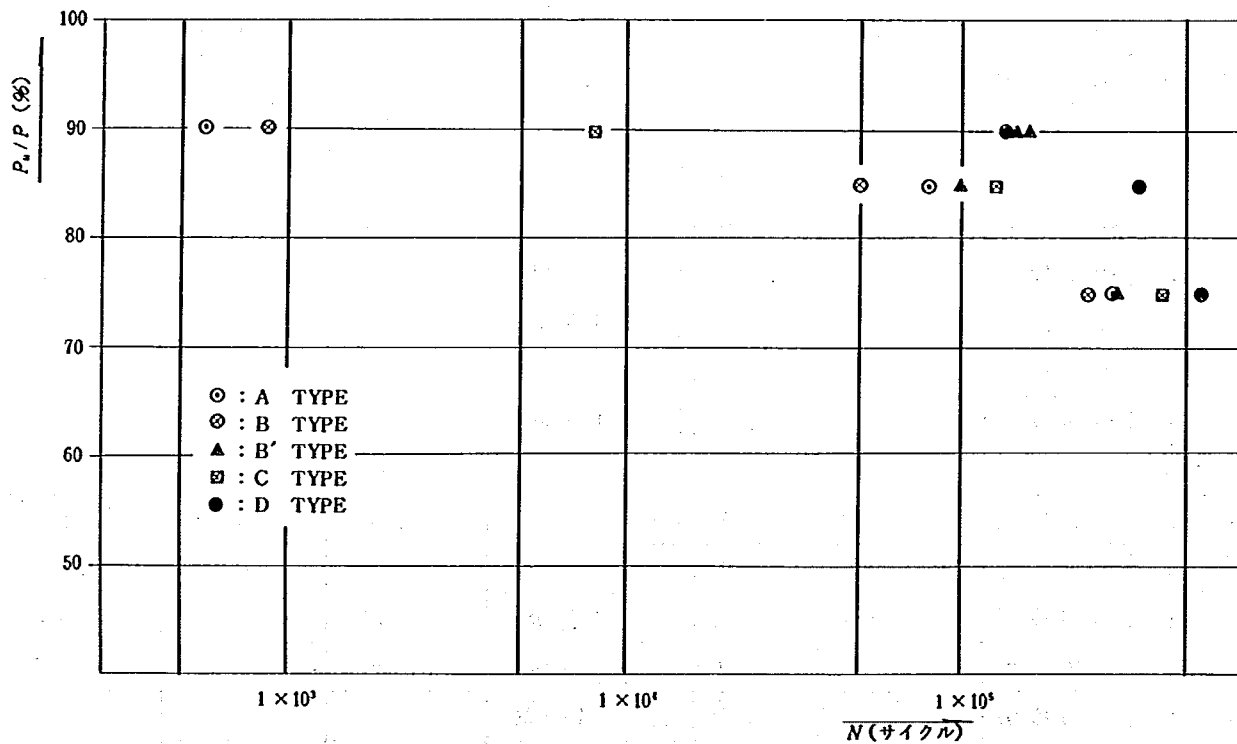


図-6 $P_u/P - N$ 曲線

といっても RC 構造と何ら変わるところはない。図-6 は、破壊荷重に比較的近い大きな荷重を繰返し載荷したときにどの程度の繰返しに耐えるものかを調べたものである。破壊荷重の90%では1000回以下のかかなり少ない繰返しで破壊してしまうこともあるが破壊荷重の75%ではどのようなタイプも20万回以上の繰返しに耐えた。

表-6 最大ひびわれ間隔と幅

2.5.3 ひびわれ特性

表-6 は各タイプの試験体に第1回目の載荷で生じた最大ひびわれ間隔と、最大ひびわれ幅(4または5試験体の平均値)を記入したものである。

ひびわれの計算値はACIのひびわれ規制式の基ともなった Gergely-Lutz の式によるものである。計算式は次のようなものである。

供試体	最大ひびわれ間隔 (cm)	最大ひびわれ幅 (mm)		計 算 値 (mm)	
		$\sigma_s=1400$	$\sigma_s=2100$	$\sigma_s=2100$	
A	14.56	0.115	0.215	0.184	(0.295)
B	15.63	0.113	0.194	0.171	(0.273)
B'	16.00	0.065	0.132	0.190	(0.304)
C	14.63	0.100	0.163	0.184	(0.295)
D	32.25	0.350	0.513	0.369	(0.590)

注) σ_s は鉄筋または鉄骨の最大引張応力度 (kg/cm²)

鉄筋レベルの最大ひびわれ幅 w_s は

$$w_s = 0.091 \frac{\sqrt[3]{t_s A}}{1 + t_s/h} \cdot (\sigma_s - 5) \quad (in) \quad \dots\dots\dots (1)$$

底面での最大ひびわれ幅 w_b は

$$w_b = 0.091 \sqrt[3]{t_b A} \cdot R(\sigma_s - 5) \quad (in) \quad \dots\dots\dots (2)$$

ここに A : 引張有効断面積 (in²) (= 引張部面積 / 鉄筋本数)

t_s : 側面のかぶり厚さ (in)

t_b : 底面でのかぶり厚さ (in)

σ_s : 鉄筋応力度 (psi)

h : 全高さ (in)

kd : 中立軸高さ (in)

$$R = h_2/h_1 = (h - kd) / (1 - k)d$$

この式はひびわれ幅の計算に関して提案されている多くの式が鉄筋径をパラメーターとしているのに対して、鉄筋径そのものはそれほど重要でないとして式中に含まれないため、SRC 断面でも計算できるので試みに用いたものである。なお、Gergely-Lutz の式は異形鉄筋を用いた実験値から得られたものである。このことを考慮して、丸鋼を用いた実験値に対応させるために、仮りに1.6倍とした値が括弧の中の数値である。

図-7(1)~(5)は破壊荷重の75%の荷重を繰返ししたときの繰返し数と最大ひびわれ幅の変化を各タイプ毎に図化したものである。また、鉄筋の応力度で2100 kg/cm²の時の各タイプの最も大きいひびわれ幅2本の平均値の変化を各サイクル毎にプロットしたものが図-8である。

これらの結果から次のようなことがいえる。

- (1) SRC におけるひびわれ幅は、RC に比べて顕著な違いはない。

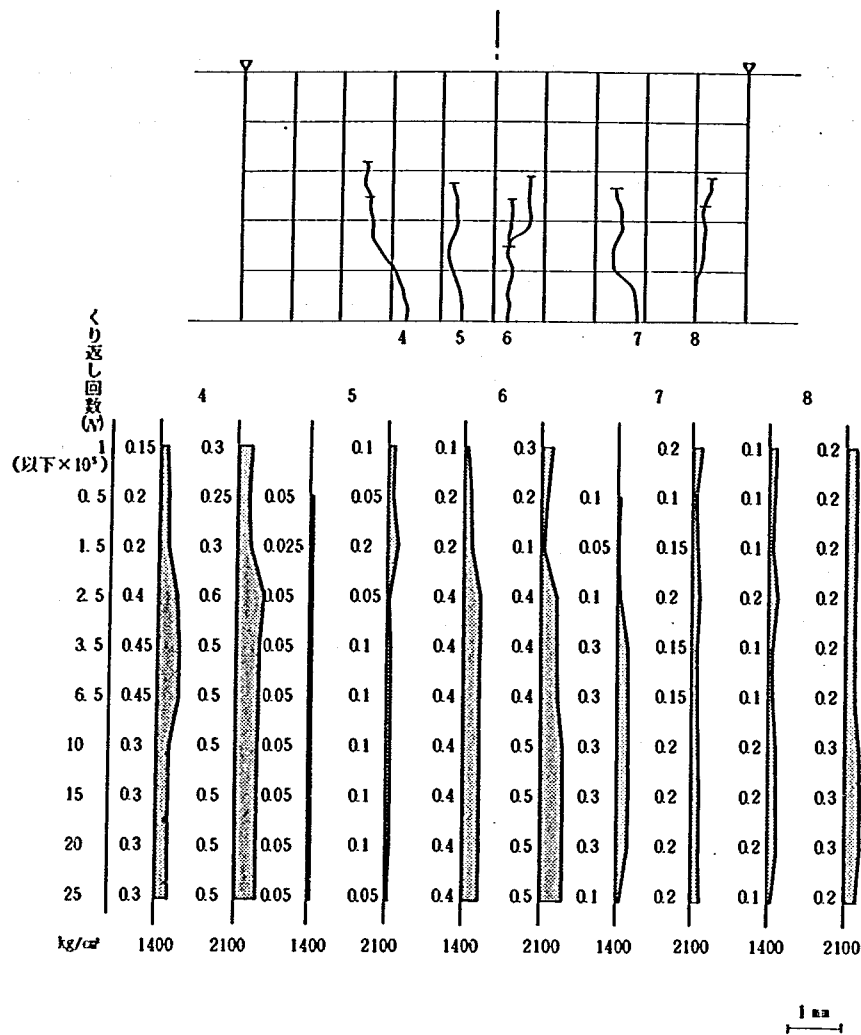


図-7(1)
各繰返し時のひびわれ幅
(Aタイプ)

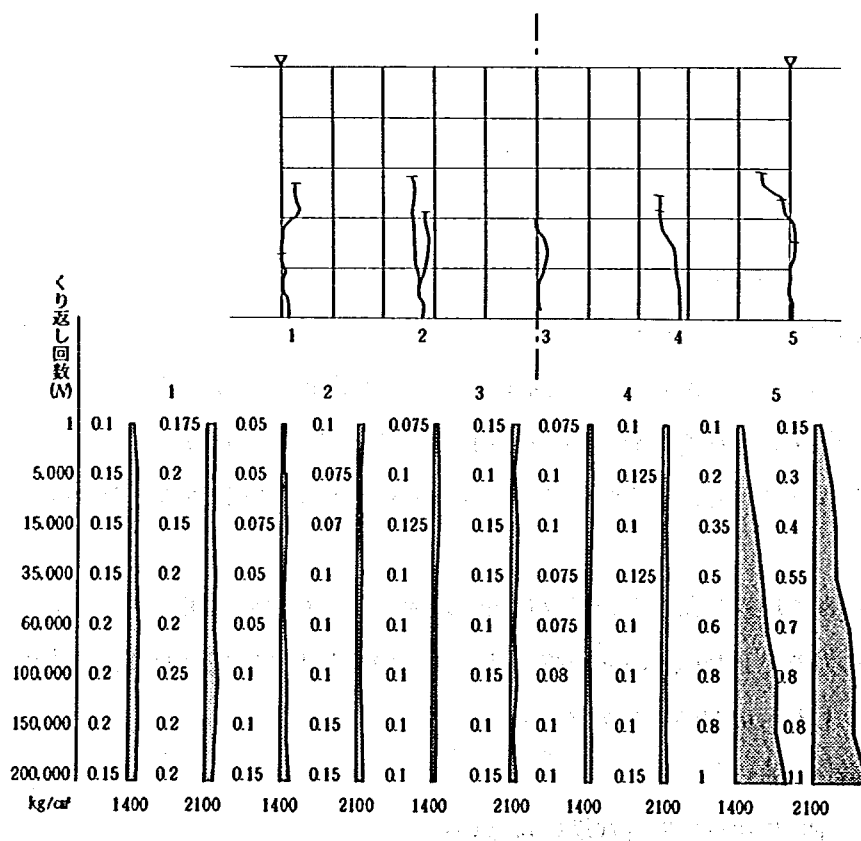


図-7(2)
各繰返し時のひびわれ幅
(Bタイプ)

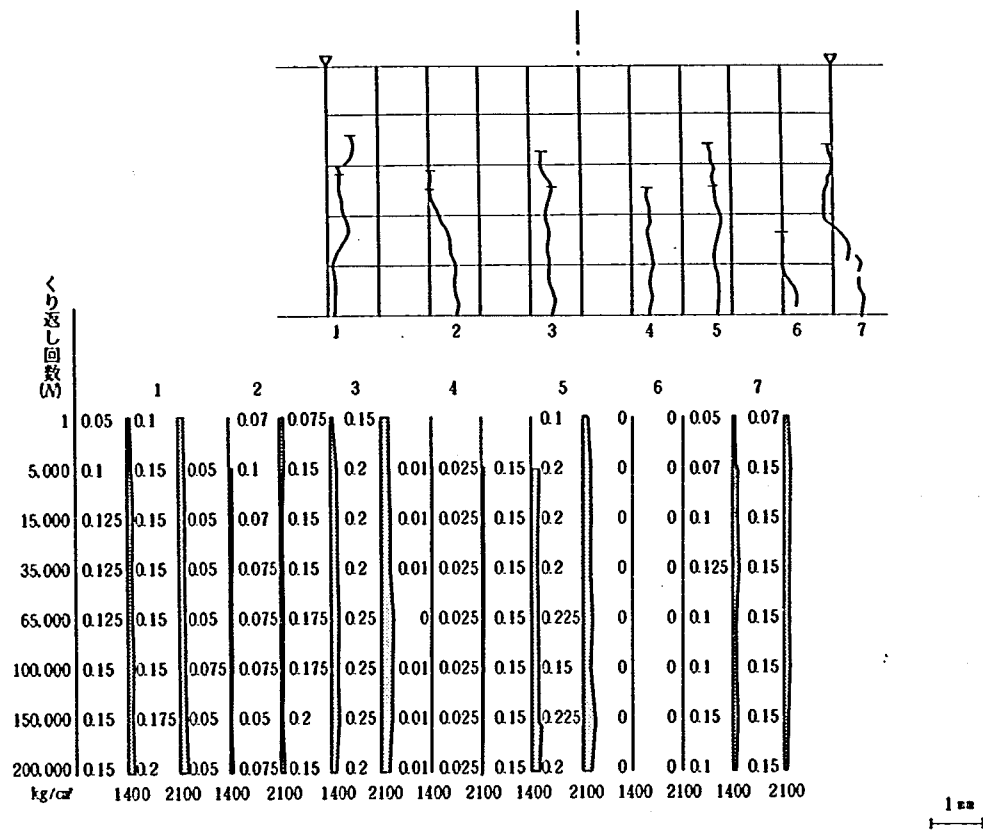


図-7(3)
各繰返し時のひびわれ幅
(Cタイプ)

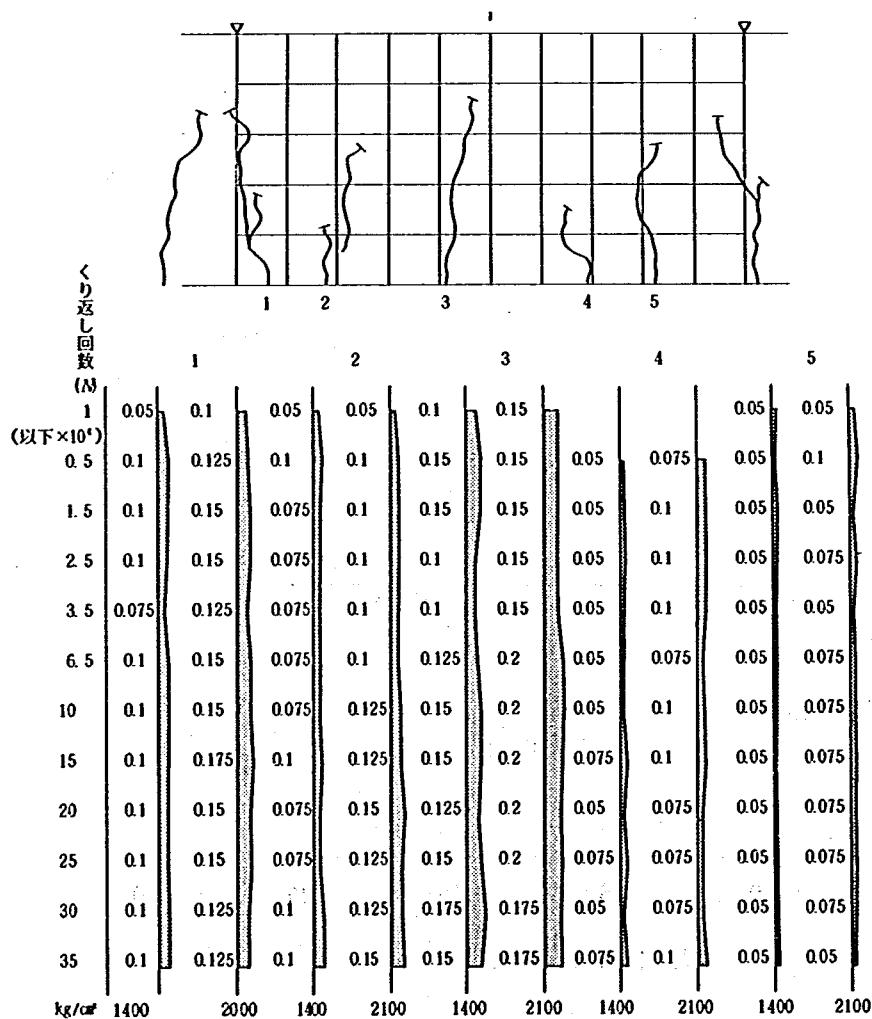


図-7(4)
各繰返し時のひびわれ幅
(Dタイプ)

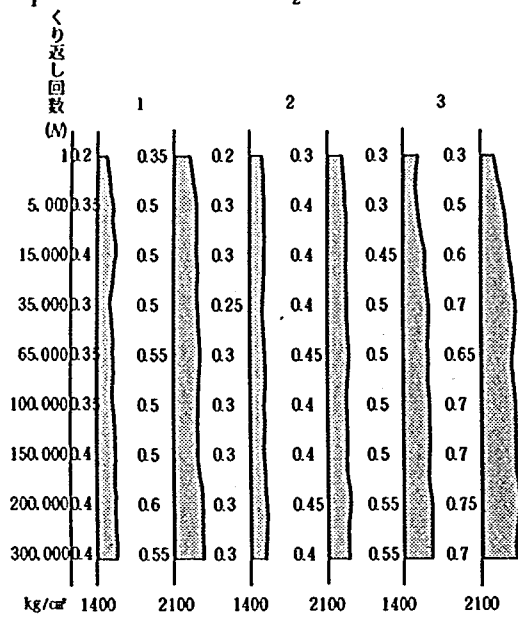
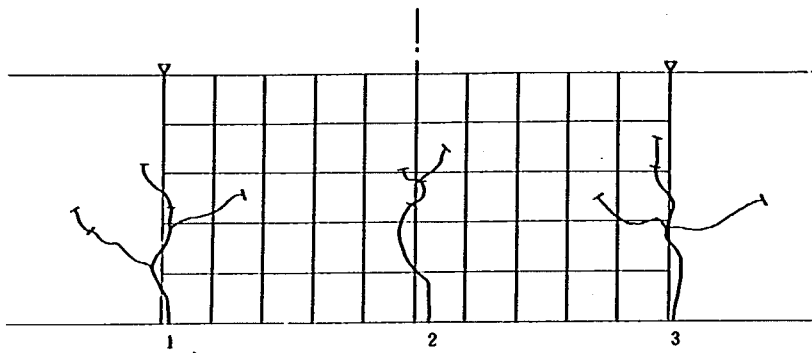


図-7(5)

各繰返し時のひびわれ幅
(Eタイプ)

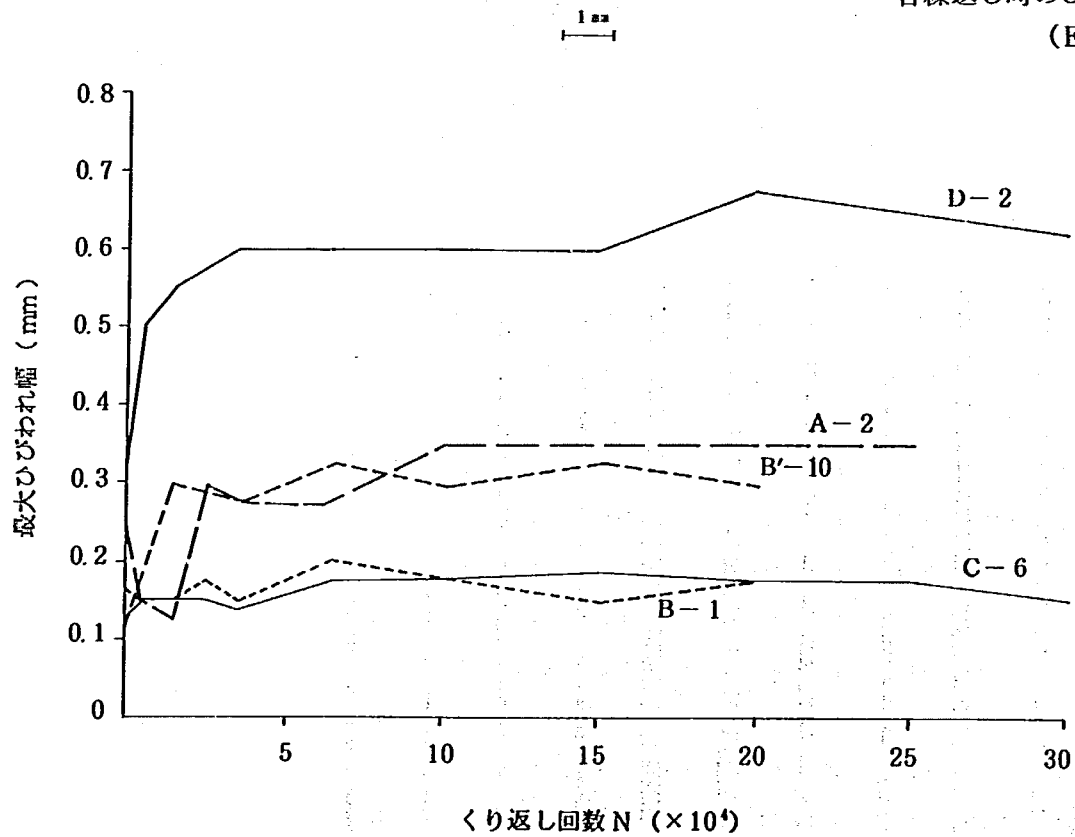


図-8 繰返し回数と最大ひびわれ幅

(2) 鉄骨だけを用いる場合には、ひびわれ間隔、ひびわれ幅とも顕著に大きくなる。原因は鉄骨の付着強度その他の問題もあろうが、鉄骨だけを用いたものはかぶりが大きくなっていることも大きな要因であると思われる。

(3) ひびわれ幅は引張り側鋼材の応力度にほぼ比例して大きくなる。

(4) 鋼材の応力度が降伏応力度以下であれば、ひびわれ幅は荷重の繰返しによって一定値に達した後ほとんど変化をしない。

これらの結果から SRC 部材のひびわれに対する規制は鉄筋量を極端に減らさないことを条件に、RCの場合と同様に鋼材の許容応力度を規制するという方法によることでよいのではないと思われる。

鉄骨コンクリート(SC)は強度的には、今回の実験の範囲では特に問題点は見当らなかったが、ひびわれ幅が非常に大きいことから、耐久性を要求される構造物には用いるべきではないと思われる。

3. 柱の偏心軸力載荷実験

3.1 実験目的

現在 SRC 柱に用いられている設計方法にも、梁の場合と同様に累加強度方式と RC 方式の 2 通りがある。また、強度を累加する方法も単に両者の強度を合わせるのではなく次のような複雑な方法をとっている。

(1) 軸力に比べて曲げモーメントが卓越している場合、軸力は RC 部分のみで分担し、曲げモーメントは鉄骨と RC の部分の両方で分担する。このような場合は次式となる。

$$N \leq N_0 \text{ または } M \geq M_0, \quad N = N, \quad M \leq M_0 + M$$

(2) 曲げモーメントに比べて軸力が卓越している場合、軸力は鉄骨部分と RC 部分で分担し、曲げモーメントは鉄骨部分のみ分担する。このような場合は次式による。

$$N > N_0 \text{ または } M < M_0, \quad N \leq N + N, \quad M = M$$

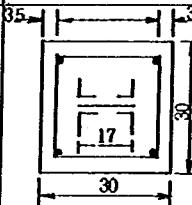
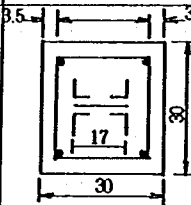
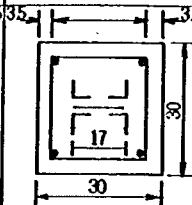
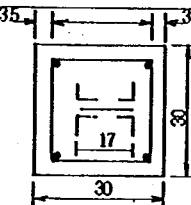
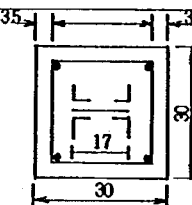
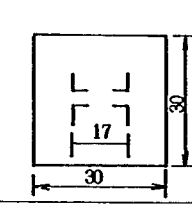
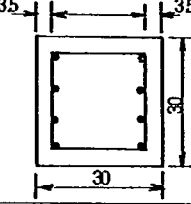
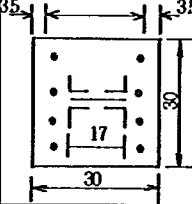
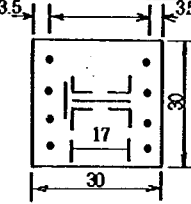
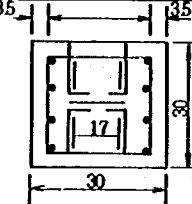
RC 方式で設計をすることができれば、現在の計算方法に手を加えることもなく、また、別に鉄骨の計算をする手間も省けるという利点がある。そのためには SRC 柱が実際に RC 柱と同様な強度特性を有しているかどうかを確かめてみる必要がまず第 1 にある。次に鋼材の使用量があまり少ない場合、あえて鉄骨を用いる意味はないが、逆に、鋼材があまり多くなるとコンクリートの充てん性が悪くなって、コンクリートの強度が信頼出来なくなる。また、コンクリートと一体性が保てるかどうか疑問がある。よって、鉄骨と鉄筋の比は、ほぼ一定としても全断面に有する鋼材比が多くなった場合に従来の考え方をそのまま適用しうるかどうかなを確かめる必要がある。以上のことから実験を実施した。

3.2 試験体

試験体の諸元および種類を表-7 に、試験体構造寸法の代表的なものを図-9 に示す。

各試験体のシリーズは次のような特徴を有している。

表-7 試験体の種類と諸元

試験体名		A 柱	B 柱	C 柱	D 柱	E 柱
断面形状 (cm)						
鋼材の性質	鉄骨	SS 41	SS 41	SS 41	SS 41	SS 41
	鉄筋	SR 24	SR 24	SR 24	SR 24	SD 30
鋼材比 (%)		5.6	5.6	5.6	5.6	5.6
※鋼材強度 (kg/cm ²)		2,950	2,950	2,970	2,970	3,190
コンクリート強度 (kg/cm ²)		400	330	317	360	360
帯鉄筋間隔 (cm)		30	30	30	15	30
試験体名		F 柱	G 柱	H 柱	I 柱	J 柱
断面形状 (cm)						
鋼材の性質	鉄骨	SS 41	—	SS 41	SS 41	SS 41
	鉄筋	—	SR 24	SD 30	SD 30	SD 30
鋼材比 (%)		5.1	5.5	5.5	11.2	15.8
※鋼材強度 (kg/cm ²)		3,470	2,810	3,190	3,190	3,190
コンクリート強度 (kg/cm ²)		317	376	360	360	360
帯鉄筋間隔 (cm)		—	30	30	30	30

※鋼材強度は、鉄筋と鉄骨の断面に占める比で加重平均値とした。

シリーズ1は、4本のSRC柱に4種類の偏心量 ($1/6D$, $1/3D$, $1/2D$, D (D は柱幅))の鉛直荷重を載荷し、曲げと軸力を受ける場合の強度特性を調べたもので、コンクリート強度を変化させたA柱 (4本) 及びB柱 (4本) を用いた。

シリーズ2は、試験体C～Gについて、2種類の偏心量 ($1/6D$, D)の載荷をし、以下に述べる要因がひびわれおよび強度に与える影響を調査したものである。すなわち、CおよびDは帯鉄筋間隔を変えた場合、Eは鉄筋に異形鉄筋を使用した場合、Fは鉄骨コンクリートとした場合、Gは鉄筋コンクリートとした場合である。

シリーズ3は、試験体H～Jを用いて2種類の偏心量 $1/6D$, D の載荷をし、柱断面に占める鋼材比が変わった場合のひびわれ特性および強度特性を調査したものである。

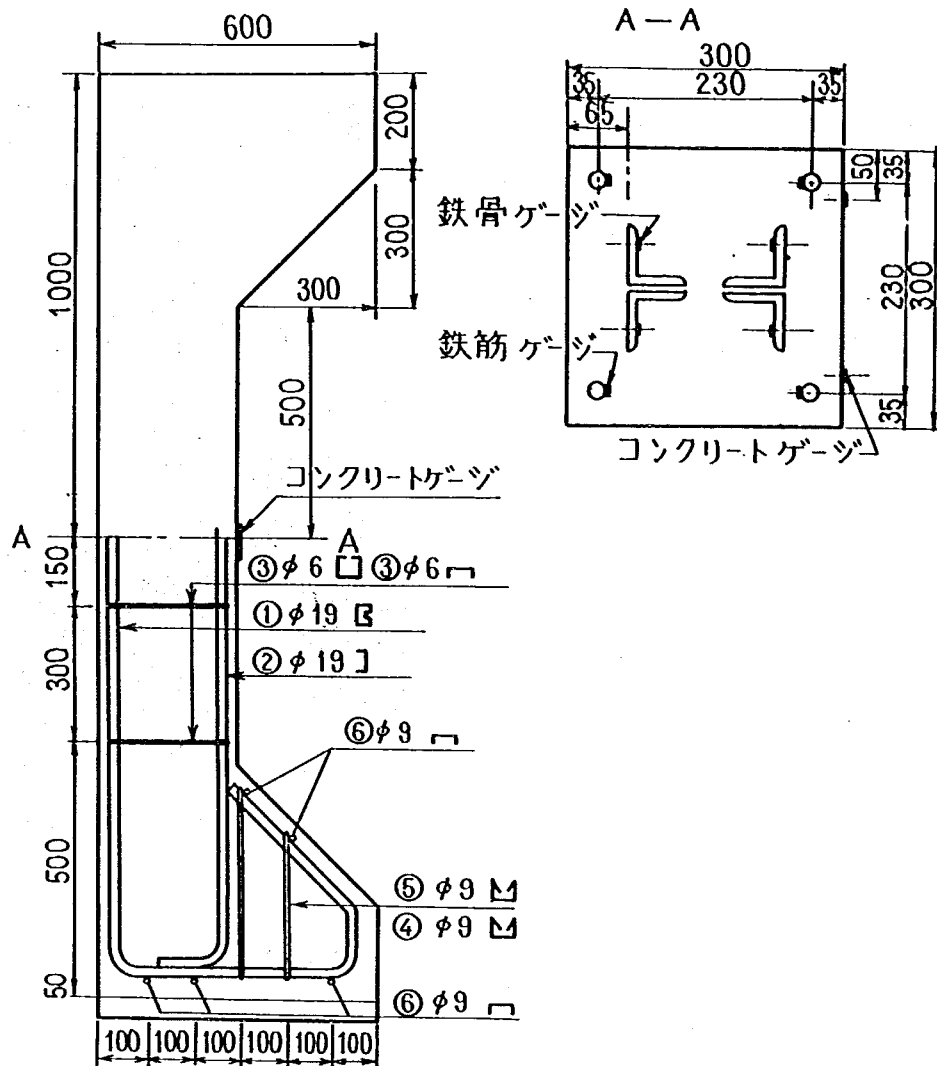


図-9 試験体の構造寸法

3.3 実験方法

各シリーズは、1000 t アムスラー型圧縮試験機を用いて、図-10に示すような方法で載荷した。各シリーズの載荷パターンは、以下に述べるようなものとした。

シリーズ1は、予想破壊荷重の1/3で一度除荷し、その後、破壊まで単調に荷重を増加した。

シリーズ2, 3は、鉄筋の応力度 (SR, SD) とともにそれぞれ許容応力度、地震時を考慮した場合の応力度 (許容応力度 $\times 1.5$) および鉄筋の降伏時または、圧縮側コンクリートのひずみが 3000μ に達した時にそれぞれ荷重を一度除荷し、その後、破壊まで単調に載荷した。

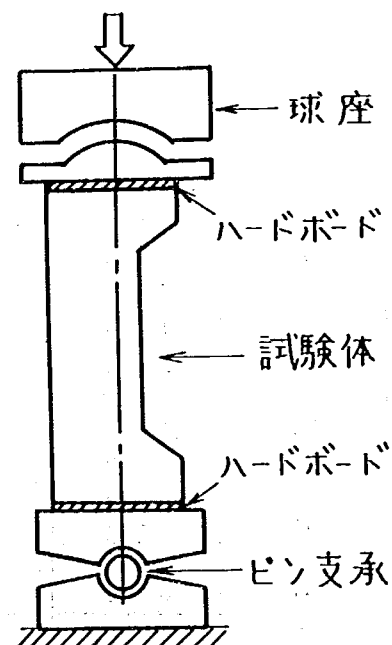


図-10 載荷方法

3.4 測定方法

各シリーズの測定は、写真1に示す方法で各荷重段階で、柱中央部のひずみをワイヤーストレンゲージにより、柱の回転角をダイヤルゲージにより検長50cmの範囲で測定した。ひびわれ間隔はシリーズ2で、検長内に発生したひびわれについて測定した。

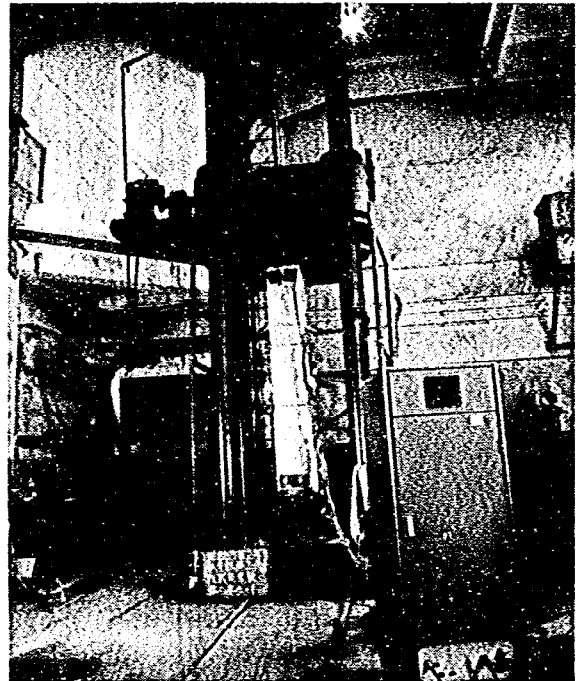


写真1 測定方法

3.5 実験結果と考察

3.5.1 柱の強度について

シリーズ1, 2および3によって得られた最大荷重(実測値)とそれぞれの計算によって得られた値との比を表-8に、また、シリーズ1における試験体の実測値を計算によって得られた $M \sim N$ 線図上にプロットしたものを図-11に示す。

表-8 実測値と計算値の比較

試験体	偏心率	① 実測値	許容応力度法		終局強度法	
		(t)	①/RC	①/累加	①/RC	①/累加
A	1:10	320	0.939	1.252	1.053	1.009
	1:6	260	0.962	1.249	1.031	0.970
	3:6	140	1.249	1.494	1.031	0.822
	6:6	67	1.163	1.609	1.057	1.383
B	1:10	277	0.976	1.232	1.010	0.974
	1:6	242	1.076	1.321	1.055	1.003
	3:6	126	1.355	1.513	1.005	1.105
	6:6	60	1.258	1.448	1.002	1.376
C	1:6	235	1.124	1.266	1.054	0.997
	6:6	60	1.062	1.558	0.979	1.442
D	1:6	238	1.136	1.178	0.987	0.929
	6:6	62	1.027	1.600	0.981	1.474
E	1:6	251	1.116	1.239	1.018	0.971
	6:6	71	1.083	1.634	1.070	1.494
F	1:6	269	1.401	—	1.007	—
	6:6	74	0.970	—	0.945	—
G	1:6	265	1.052	—	1.097	—
	6:6	69	1.426	—	0.921	—
H	6:6	58	1.467	1.343	0.942	—
I	6:6	101	1.345	1.466	0.932	—
J	6:6	110	1.113	1.423	0.784	—

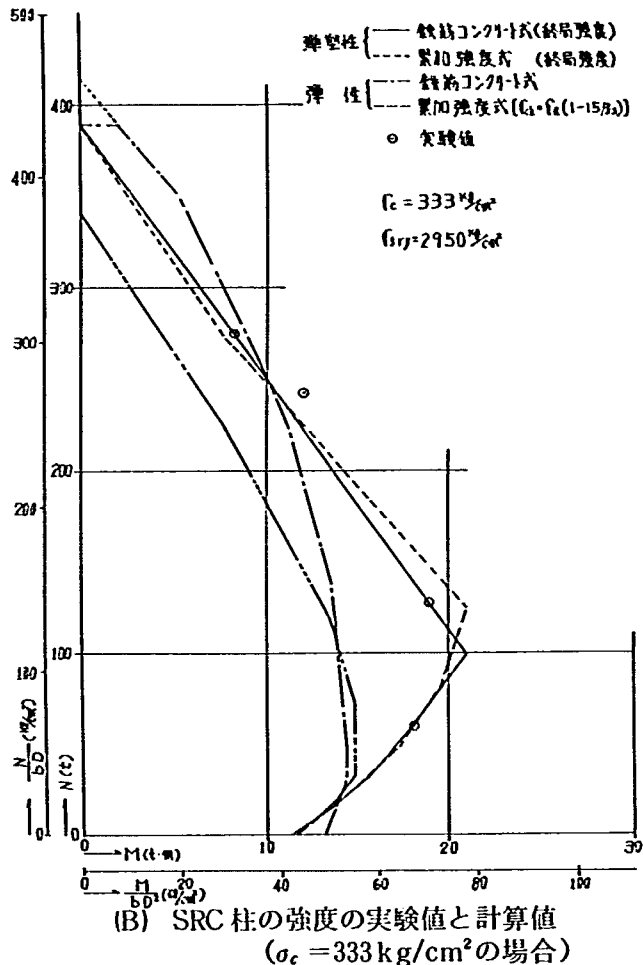
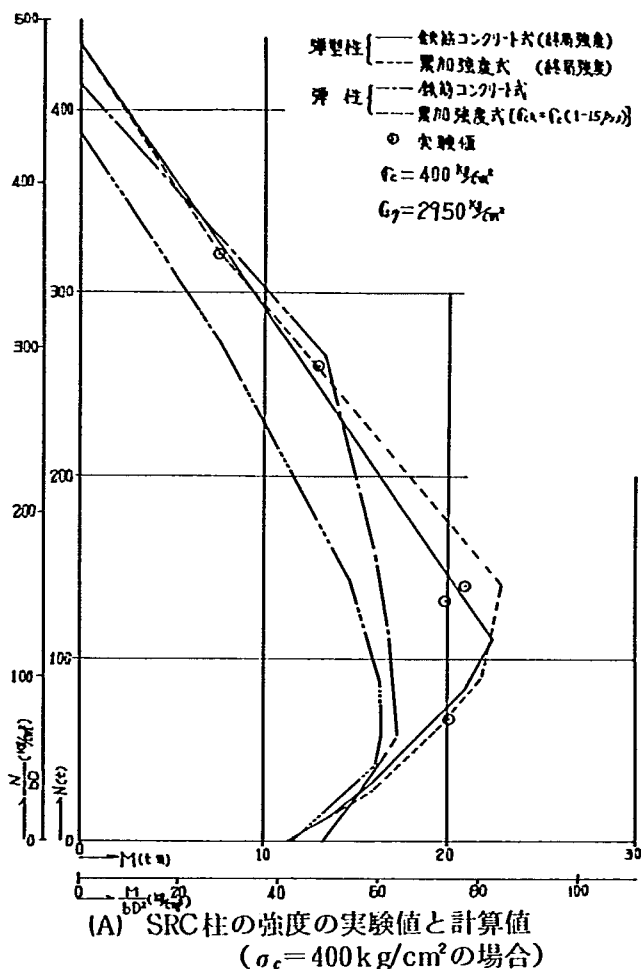


図-11 $M \sim N$ 曲線図

各計算に用いた仮定を以下に述べる。

- ① 許容応力度方式
- (A) 鉄筋コンクリート式 ($n = 15$)
 - (B) 累加強度式: コンクリート強度は $\sigma_{ck} = \sigma_c (1 - 15 p_{ss})$
ただし, p_{ss} は圧縮側鋼材比
- ② 終局強度方式
- (C) 鉄筋コンクリート式: 応力分布は矩形とし, コンクリートの最大応力度は圧縮強度の85%, 最大ひずみは 0.3% と仮定
 - (D) 累加強度式: RC 部分は(C)と同じ式に従い, 鉄骨部分は鉄骨の終局強度を求め, それぞれを累加

なお, シリーズ1の $M-N$ 曲線の内, 累加強度方式は現行の方法では, 偏心载荷による強度の予想を図式的にしかできないので表中の累加強度の値は, 常に鉄骨の強度と RC の強度を加えたものとした。

図-11の累加強度の計算値は, RC, 鉄骨のそれぞれの $M-N$ 曲線のうち, RC の $M-N$ 曲線をモーメントの方向に鉄骨の最大モーメントに等しいだけ平行移動し, 鉄骨の $M-N$ 曲線を軸力の方向に RC の最大軸力方向強度だけ平行移動して求めたものである。

図-11によれば, 許容応力度方式は軸力の大きいところで RC 方式と累加強度方式との結果の差が大きい。

累加強度方式はコンクリート強度が $(1 - 15 p_{ss})$ で低減されているために, この例ではコンクリート強度が70%以下になってしまうためにこのような結果が生じるものである。

一方、終局強度方式では、両者による結果にはほとんど差がない。同じ RC 方式による場合でも許容応力度法と終局強度法とでは、後者がコンクリート強度を85%しか見込んでいないので、軸力の卓越する部分で許容応力度方式の方が大きな値を示すようになる。

ただし、土木学会 RC 示方書では、軸力に対する強度の限界を終局強度法による別の計算で図-11中に水平の線で示したような値で制限しているので、実際にはそれほど不合理はない。一方、実験値は、シリーズ 1, 2 の場合の鋼材比では、RC 方式によって計算した終局強度に非常によく一致している。つまり、SRC 柱の強度特性は、この実験に用いた柱部材の鋼材比（引張側鋼材比＝2.8%）程度であれば RC 柱に非常に近いものであると言える。

シリーズ 3 では、シリーズ 1, 2 とほぼ同様の結果を示した。ただし、引張鋼材量 7.9% では、終局強度計算値に対し 22% の危険側の値を示した。

2.5.2 ひびわれ特性

荷重の偏心率が大きい場合に生ずる曲げ引張りひびわれは、鉄筋の引張り応力度が許容応力度に達するところまでにはすでに出つくしてしまい、その後荷重が大きくなってもひびわれ幅が大きくなるだけであって、ひびわれの本数はほとんど増えなかった。

シリーズ 2 における偏心率 6/6 D の場合の平均ひびわれ間隔の測定結果を表-9 に示す。表中の SRC の平均ひびわれ間隔の計算値は、フランスの RC 基準に示される RC 梁の平均ひびわれ間隔の式と χ のコンクリートの有効面積の実験式、および鉄骨の片面は付着していないという仮定のもとに誘導されたもので以下に示す式により計算したものである。

表-9 平均ひびわれ間隔と計算値

試験体	平均ひびわれ間隔 (cm)		実測値 計算値
	実測値 (cm)	計算値 (RC式)	
C-4	14.0	18.4	0.760
D-4	12.2	18.4	0.663
E-4	12.5	13.2	0.962
F-4	25.5	39.0	0.641
G-4	14.7	16.8	0.875

ひびわれ間隔の推定方法（村田、西野らの式による）

フランスの RC 基準

$$\Delta l_m = 1.8 \Delta l = \frac{45 \phi}{p_e \cdot \tau_{ou}} \sigma_{lu} \xi$$

Δl_m : 平均ひびわれ間隔 (cm)

Δl : 最小ひびわれ間隔 (cm)

p_e : 有効鉄筋比 ($p_e = \frac{A_t}{b \times 4\phi}$)

ϕ : 鉄筋径 (cm)

τ_{ou} : $\frac{15\sigma_{lu}}{10 + p_e} \eta$

η : 平滑面鋼材の場合 1

異形鉄筋の場合 1.6

ξ : 実験係数 1.4

SRC のひびわれ間隔

$$\Delta l_m = 1.8 \Delta l = \frac{12}{\eta} \left(1 + \frac{10}{p_e}\right) \times \frac{\xi}{\frac{4k}{\phi} + \frac{1-k}{t}}$$

k : 全引張り鋼材に対する引張鉄筋の割合

t : 鉄骨フランジ厚さ (cm)

この式から求めた平均ひびわれ幅の結果から次のことがいえる。

異形鉄筋を用いた SRC 柱および RC 柱については、実験と計算がほぼ一致するとみなされる。丸鋼を用いた SRC あるいは鉄骨だけの場合は 30% 以上の差を示す。

実験値はいずれの場合にも計算値より間隔が狭い値を示しているが差の大きいものもあり、なお検討する必要がある。

シリーズ 3 の鋼材量の変化とひびわれ状態を図-12 に示す。

H, I 柱のひびわれ状況からみて、引張鋼材量が 5.6% 程度までは正常な破壊形態を示しているが、引張り鋼材量の 7.9% の J 柱については、割裂ひびわれが引張、圧縮両側に入り、これに対する対策が必要なことを示した。

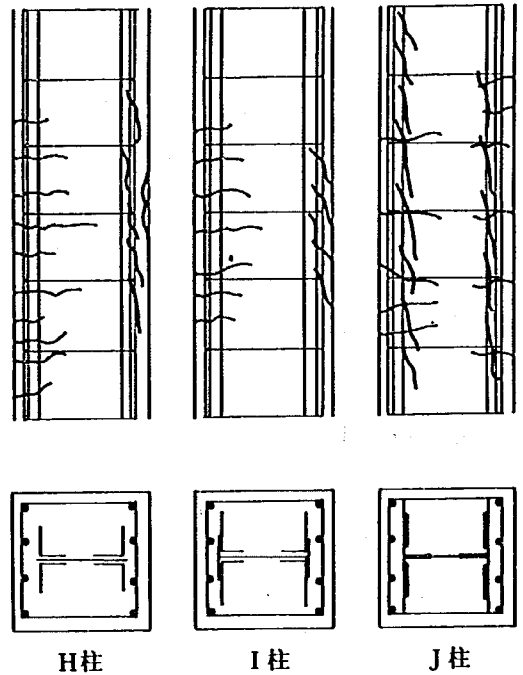


図-12 ひびわれ状況

軸力と曲げを受ける柱の実験結果をまとめると、

(1) 軸力を伴う曲げに対する SRC 構造の破壊強度は RC 構造と考えての終局強度理論による計算値とよく一致する。SRC 柱の場合、慣用の RC 方式(弾性計算による値)は、軸力の小さい領域においてやや安全側の値を与えるが、SRC 柱の設計にこの式を用いることは差支えないと思われる。

(2) 許容応力度方式で計算をするかぎり、RC 方式も累加強度方式も実験値とはかなり差が出る。

(3) ひびわれは、全鋼材量 11.2% までは正常な曲げひびわれであったが、全鋼材量 15.8% にもなると割裂ひびわれが発生する。鋼材の配置および鋼材の両かぶり厚を十分にとり、かつ横方向鉄筋による補強を十分に行うなどの配慮をする必要がある。

4. SRC 柱脚部定着に関する部材実験

4.1 実験目的

土木における SRC 構造の適用対象としては、建設省、日本道路公団における実施例からみても、高橋脚や断面がきわめて制限されるような市街地の高架橋等に使用されることが多い。柱～フーチングのアンカー方法としては、アンカーボルト、アンカーフレームおよび直接フーチングへ鉄骨を定着する方法がある。

柱～フーチングの定着部は、柱の応力をフーチングに伝達する重要な箇所であり、SRC 脚柱アンカー部の設計方法としては、鉄骨と鉄筋コンクリート断面とをあたかも独立した部材であるように考えて設計する累加強度方式と、鉄骨と鉄筋コンクリート断面とが一体として作用すると考えて設計する鉄筋コンクリート方式とが考えられ、建築構造物においては主として前者により設計が行われていて、その経験も豊富であるが、構造形式や荷重状態を異にする土木構造物にこの方法を適用するにあたっては、アンカーボルトの

このようなことから、SRC 柱とフーチングとの定着部の耐荷力及びじん性に、次の事項が及ぼす影響を知ることを目的として本実験を行った。

- (1) 柱の鉄骨および主鉄筋の定着方法
- (2) 柱の帯鉄筋間隔
- (3) フーチング部の配筋方法
- (4) SRC と RC の相違

シリーズ1および2に用いた試験体の標準的構造を図-13に示す。シリーズ1および2では、柱の主鉄筋および鉄骨の定着方法、帯鉄筋間隔およびフーチングの配筋方法を変えた合計22体の試験体を製作し、静的繰返し載荷実験を行った。

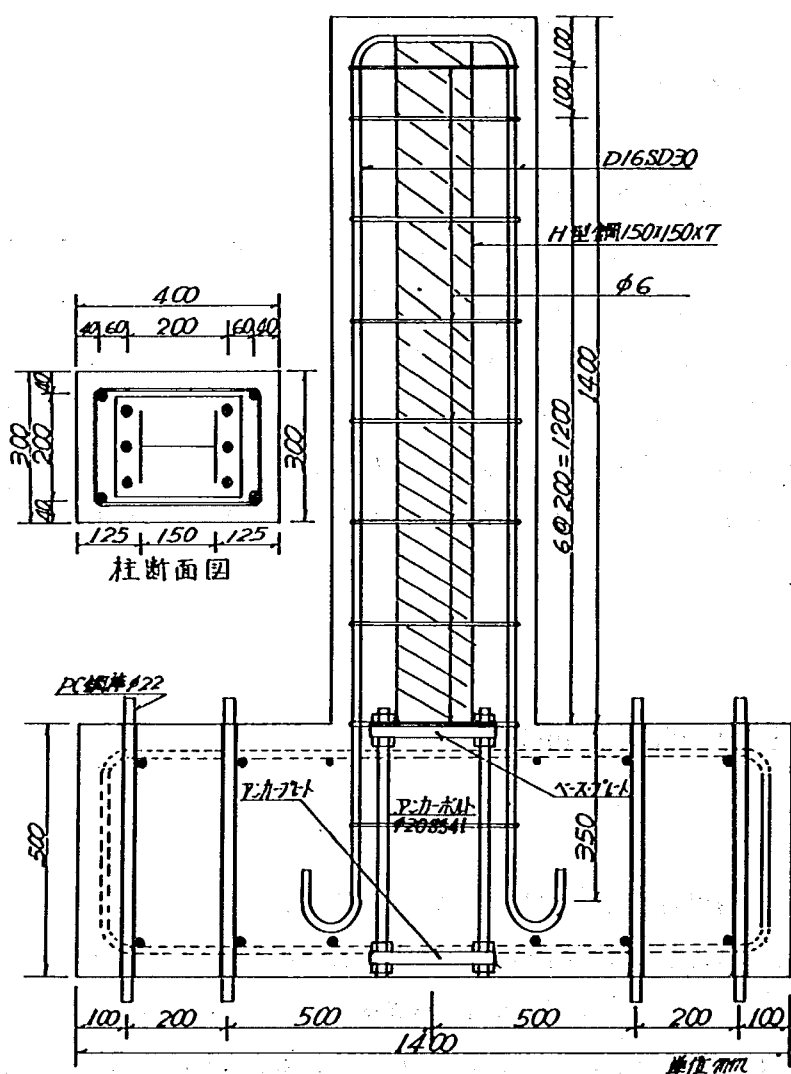


図-13 柱～フーチング試験体構造寸法図

表-10 コンクリートの配合

シリーズ 1

粗骨材の 最大寸法 (mm)	スラップ の 範 囲 (cm)	空気量 の範囲 (%)	水セメ ント比 (%)	細骨材 率 (%)	単 位 量 (kg/m³)					
					水	セメント	細骨材	粗 骨 材		混和剤
								5 ~ 13 (mm)	13 ~ 20 (mm)	
20	8 ± 2	3 ± 1	55	47	159	290	870	405	670	0.725

シリーズ 2

粗骨材の 最大寸法 (mm)	スランプ の 範 囲 (cm)	空気量 の範囲 (%)	水セメ ント比 (%)	細骨材 率 (%)	単 位 量 (kg/m³)				
					水	セメント	細骨材	粗 骨 材 5 ~ 20 (mm)	混和剤
20	8 ± 2	4 ± 1	72	47	173	242	889	1, 002	0. 605

表-11 材料および試験体の諸元

	試験体名	スパン	柱の主鉄筋 径 と 量	柱 の H 型 鋼 の 寸 法 と 量	帯鉄筋 間 隔	アンカーボルト の 径 と 量	H 型 鋼 の 埋込み深さ	フーチング スターラップ 間 隔
シ リ ー ズ 1	Type 1-1	70 ^{cm}	D16 0.66 [%]	150×150×7 ^{mm} 3.3 [%]	20 ^{cm}	φ 25 4.6 [%]	0 ^{cm}	20 ^{cm}
	2-1	"	"	"	"	"	"	10
	2-2	"	"	"	"	"	"	"
	3-1	"	"	"	10	"	"	20
	3-2	"	"	"	"	"	"	"
	6-1	"	"	"	20	"	40	"
	6-2	"	"	"	"	"	"	"
	1-2	130	"	"	"	"	0	"
	4	"	"	"	"	"	"	10
	5-1	"	"	"	"	"	20	20
	5-2	"	"	"	"	"	"	"
	7	"	"	"	10	"	0	10
シ リ ー ズ 2	8	"	"	"	20	PC鋼φ17 2.13	0	20
	9	"	"	"	10	"	0	"
	10	"	"	"	10	"	0	"
	11	"	D22 3.87	—	20	—	—	"
	12	"	"	—	10	—	—	"

シリーズ1および2に用いたコンクリートは設計基準強度 240 kg/cm² で、配合は表-10 のとおりとした。鋼材としては、鉄筋はSD30を、また、鉄骨およびアンカーボルトはSS41材を用いた。シリーズ1および2の材料および諸元は表-11に示すとおりである。

シリーズ1および2のフーチングへの鉄筋および鉄骨の定着の特徴は、次のようである。

Type 1, 2, 3, 7 : 鉄骨はフーチング天端よりベースプレートを通しアンカーボルトおよび、アンカープレートで定着、鉄筋は土木学会基準による定着。

Type 4 : 鉄骨の定着は、Type 1 と同様。鉄筋はフーチング天端より10cmの深さ で水平に曲げて定着。

Type 5 : 鉄骨を柱断面の全高さの1/2の深さだけ埋込み Type 1 と同様。鉄筋の定着は Type 1 と同様。

Type 6 : 鉄骨を柱断面の全高さだけ埋込み、鉄骨とベースプレートで定着。鉄筋の定着は Type 1 と同様。

Type 8～10 : 鉄骨はフーチング天端よりベースプレートを通しアンカーボルトおよびアンカープレートで定着。鉄筋は土木学会基準による定着。

Type 11, 12 : 鉄筋コンクリートとし、SRC とほぼ同一の鋼材比を用いた。定着は土木学会基準とした。

4.3 載荷および測定方法

載荷は、図-14に示すように柱先端部（スパン 130 cm）に静的交番くり返し荷重を加えたもの（Type 1-2, 5-2, 4, 7～12）柱高さの 1/2（スパン 70cm）に加えたもの（Type 1-1, 2-1, 2, 3-1, 6-1, 2）とした。

載荷条件の組合せを表-12に示す。載荷は引張鉄筋が降伏に達するまでは、ひずみ制御で行い、その時の変位をじん性1とし、その10倍の変位を生ずる点までの交番繰返し載荷を行った。

変位量の測定は、柱先端部について変位変換器により測定した。また、ひずみの測定は主鉄筋および鉄骨フランジ、アンカーボルト等についてワイヤストレー

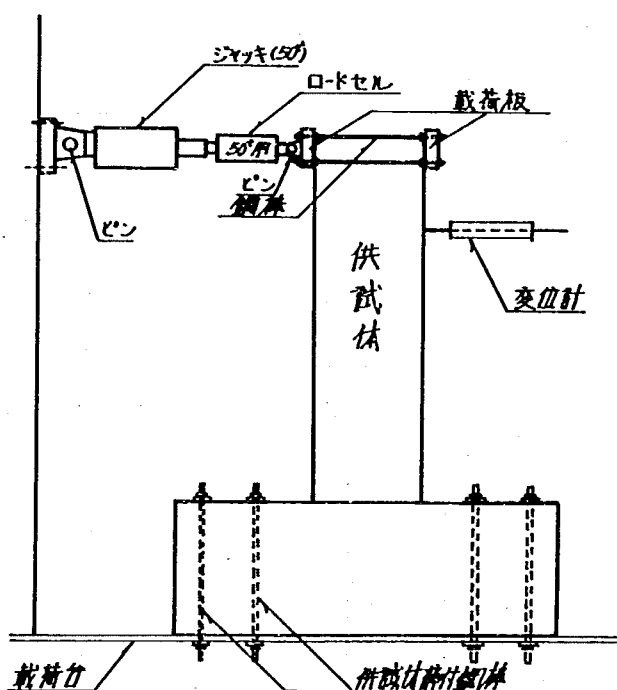


図-14 載荷方法

ンゲージにより行った。ひびわれについては、各サイクルの最大変位時におけるひびわれの発生状況と伸びを目視により観測した。

表-12 載荷条件の組合せ

Type	1-1 1-2	2-1 2-2	3-1 3-2	4	5-1 5-2	6-1 6-2	7	8	9	10	11	12
載 荷												
単 調 載 荷			○				○					
交 番 繰 返 し	○	○ ○	○	○	○	○						
※交番多サイ クル繰返し					○	○		○	○	○	○	○

※同一変位の載荷を5サイクル繰返し

4.4 実験結果と考察

4.4.1 耐力力とじん性特性

各試験体について実測した耐力力およびその計算値を表-13に、荷重～変位履歴曲線の包絡線をシリーズ1は図-15に、シリーズ2は図-16に示す。これから次のようなことがわかった。

表-13 最大荷重と計算値

	試験体名	各材料の降伏荷重(t)			最大荷重 (t)	弾 塑 性 計 算 値 (t)			じん性率 部 材 降 伏
		主鉄筋	鉄 骨	アンカー ボルト		柱部累加式	柱部鉄筋 コンクリート式	定着部鉄筋 コンクリート式	
シリーズ1	Type 1-1	10.40	18.40	16.40	18.80	23.6	26.90	19.40	4.0
	2-1	10.70	18.40	16.40	19.20	〃	〃	〃	5.0
	2-2	10.50	20.50	18.00	20.80	〃	〃	〃	5.2
	3-1	10.20	24.04	※ 24.40	24.40	〃	〃	〃	∞
	3-2	12.30	17.90	16.00	19.60	〃	〃	〃	6.4
	6-1	17.20	20.80	—	27.30	〃	〃	—	4.4
	6-2	11.60	24.00	—	25.20	〃	〃	—	3.4
	1-2	5.70	9.20	9.00	9.60	13.2	15.13	11.50	4.0
	4	6.40	9.70	8.80	9.70	〃	〃	〃	3.4
	5-1	6.80	12.80	※ 15.30	15.30	〃	〃	〃	4.4
	5-2	7.40	13.00	※ 16.20	16.20	〃	〃	〃	4.7
	7	6.10	14.70	14.40	14.70	〃	〃	〃	∞
シリーズ2	8	—	—	—	14.80	〃	〃	—	3.8
	9	—	—	—	15.00	〃	〃	—	4.6
	10	—	—	—	14.40	〃	〃	—	4.3
	11	—	—	—	19.80	—	17.56	—	5.4
	12	—	—	—	20.10	—	〃	—	6.3以上

※アンカーボルトは降伏しなかった。

(1) 主鉄筋および鉄骨のフーチングへの定着方法の違いによる耐力力の相違は、つぎのようである。

鉄骨をフーチング上面よりH/2 およびH (H：鉄骨断面の高さ) 埋込んだもの (Type 5, 6) では、実験値は鉄筋コンクリート方式による弾塑性計算値 (H形鋼ウェブ考慮) にはほぼ一致し、実験値は計算値に対して±10%以内にあり、また、累加強度式による弾塑性計算値よりも10～20%安全側の値を示している。これより、H形鋼をフーチング内にH/2以上埋込み、アンカーボルトで定着すれば柱の耐力力を十分フーチングに伝達できるものとみることができる。フーチング天端上でベースプレートを通し、アンカーボルトで定着したもの (Type 1, 2, 3) は、アンカーボルトとH形鋼の応力度の違いと、ねじ部の断面欠損を設計時に考慮していなかったことが原因して、アンカーボルトが先に降伏し柱の耐力力を十分にフーチングに伝達できずに定着部の破壊が生じた。定着部の耐力力の実験値はおおむね鉄筋コンクリート方式による弾塑性計算値を上まわっているが、定着部の破壊が先行したものとしらないものがあるため、定着部の破壊が先行しないような条件のもとで、個々の細目の特質について検討することが必要である。

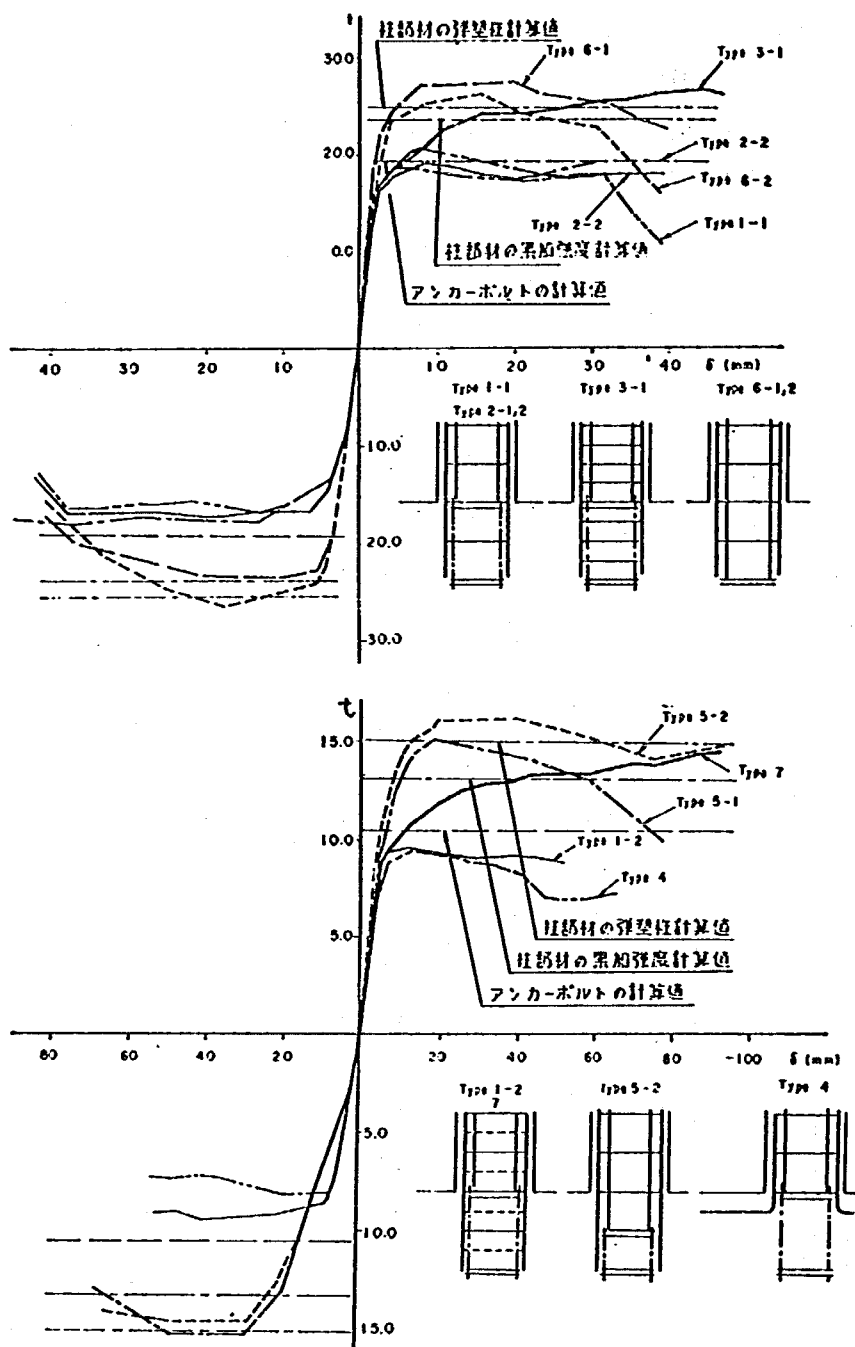


図-15 (シリーズ1) 荷重～変位履歴曲線の包絡線

主鉄筋をフーチング内で水平に折曲げて定着したもの (Type 4) は、耐荷力的には Type 1-2 とほとんど相違がなかったが、定着部の鉄筋の浮上りによるフーチング上面の破壊がいちじるしく、他の試験体とはかなり異なった破壊状況を示した。

(2) 帯鉄筋間隔の違いによる耐荷力の相違は、破壊の性質が曲げであったため、顕著ではなかった。

(3) フーチング鉄筋間隔の違いについては、鉄筋間隔を20cmとした場合 (Type 1) と10cmとした場合 (Type 2) を比較すると、後者がやや大きな耐荷力を示している程度でフーチング鉄筋の増量の効果はあまり大きくない。

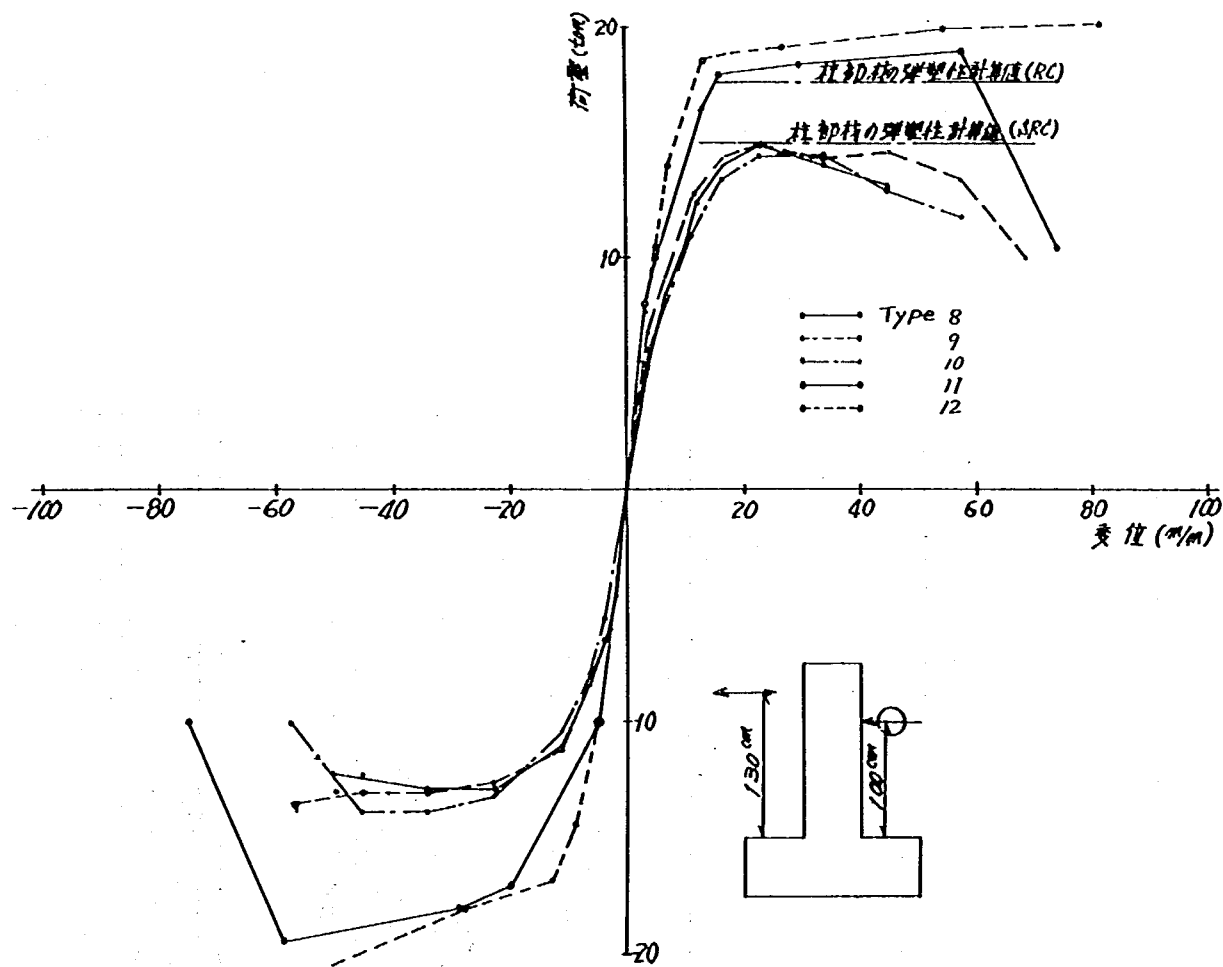


図-16 (シリーズ2) 荷重～変位履歴曲線の包絡線

(4) 部材のじん性率を図-17に示すよう定義し、試験体の載荷点におけるじん性率を求めると表-13のようである。帯鉄筋間隔を柱断面の高さの $H/2$ にしたものは、間隔が H であったもののいずれよりも大きなじん性率を示した。これは密に配置された帯鉄筋が大変形時における鉄筋の座屈防止に寄与したことによるものと思われる。

(5) 鉄筋の降伏時変位 (δ_y) の3倍の変位を1サイクルとして、4～5サイクルの繰返し載荷を行った Type 5-2, 6-1と1サイクル毎に同変位 $3\delta_y$ で5サイクルの繰返し載荷を行った Type 5-1, 6-2とでは、図-15の履歴曲線が示すように、じん性率6～10付近から同じ変位の載荷を5回繰返した際のじん性の低下が著しくなっている。

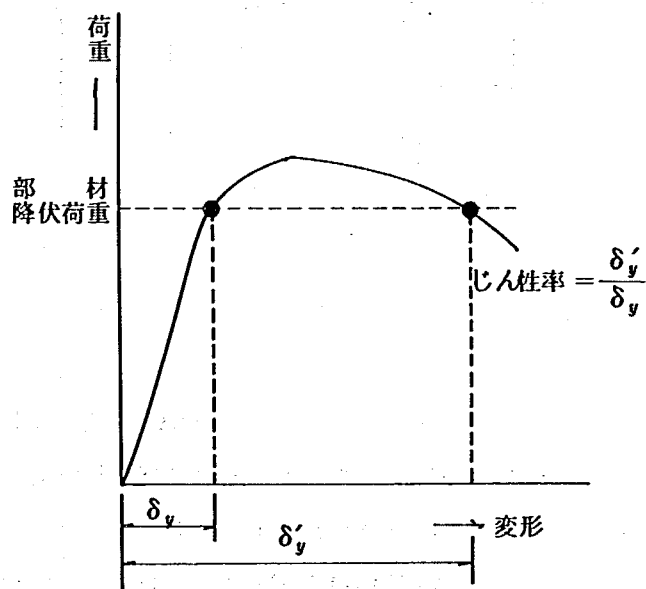


図-17 じん性率の定義

(6) 特に、アンカーボルトで破壊した試験体については、フーチングの鉄筋量を増したもの、および、柱の帯鉄筋間隔を狭くしたものがじん性率が大きく、Type 4 のような鉄筋の定着をしたものが小さい傾向を示

した。

これらのことから、じん性率の高いものを必要とする柱等の構造物に対しては、SRC 構造においても通常の鉄筋は鉛直方向に十分埋込んで定着するほか、柱の帯鉄筋およびフーチング内の横方向鉄筋をある程度密に配置して、定着部拘束度を増すことが必要といえる。

4.4.2 ひびわれ特性

最終破壊後における代表的なひびわれ状況図を図-18に示す。

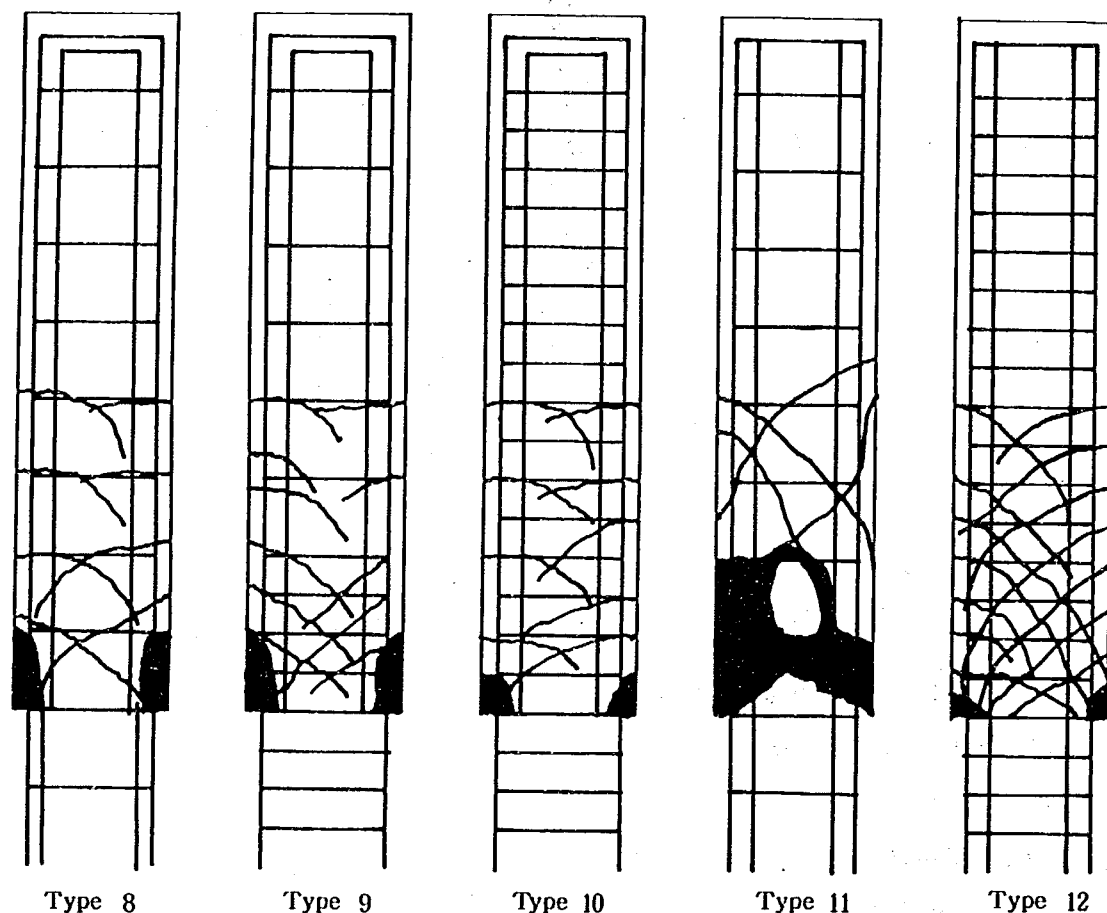


図-18 破壊状況

各 Type は、帯鉄筋間隔を柱断面の $1/2 H$ および $1/4 H$ とした SRC 柱、および鉄筋コンクリート柱である。

これらから、破壊状況の相違は、SRC 各試験体および RC 柱の柱断面高さの $1/4 H$ としたものは、引張側の内側鋼材が降伏するまでは、曲げひびわれであった。しかし、RC 柱の断面高さの $1/2 H$ としたものは、同時点で斜めせん断ひびわれがすでに発生していた。最終破壊は、全試験体とも曲げ破壊であったことは確実であるが、帯鉄筋間隔 $1/2 H$ の RC 柱は、斜めひびわれによるコンクリートのいたみがひどかった。これに対し、充腹形鉄骨を用いた SRC 柱は斜めひびわれによるいたみが少なかった。このことは、鉄骨のウェブがせん断力の一部を負担したことによるものと思われる。

4.4.3 エネルギー吸収能力

シリーズ 2 で行った、鉄筋降伏時の変位量を $1\delta y$ とし $3\delta y$ 、 $6\delta y$ と変位量を増大させ各々の δy で 5 サ

イクルの交番繰返しを行った試験体について、SRC および RC 柱のねばり強さを比較するエネルギー吸収能力 h_{eq} について検討したものを図-19に示す。このエネルギー吸収能力は、 δ_y 時の第2回目の繰返しヒステリシスを用いたものである。シリーズ2の各ヒステリシスを図-20(1)~(5)に示す。

図-19から SRC が RC に比して、エネルギー吸収能力が大きく、RC 柱よりもねばり強いことがわかった。

最終的に Type 11 の h_{eq} が低下したのはコンクリートがはくりしたためにエネルギーを吸収するものが少なくなったためと考えられる。

鉄骨に H 形鋼を用いた SRC の場合、ヒステリシスカブはばう錐形を示し、鋼材のヒステリシスに近いものとなった。一方、RC は典型的な逆 S 形のヒステリシスカブとなった。

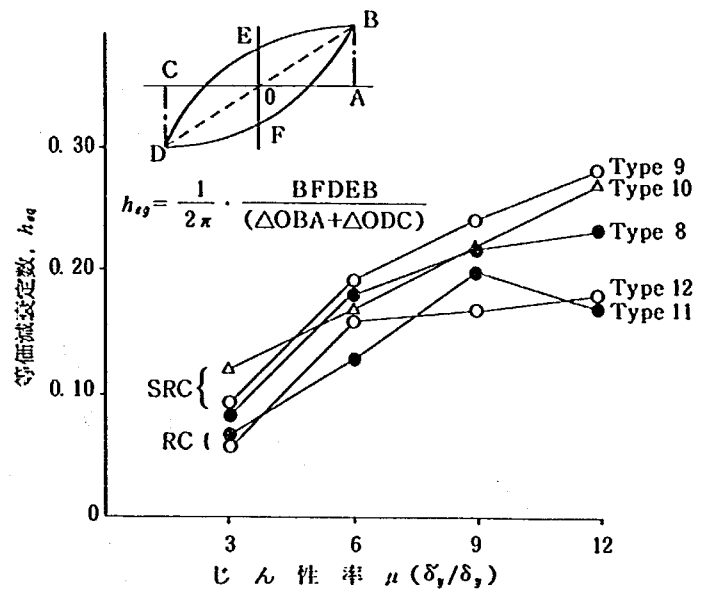


図-19 エネルギー吸収能力

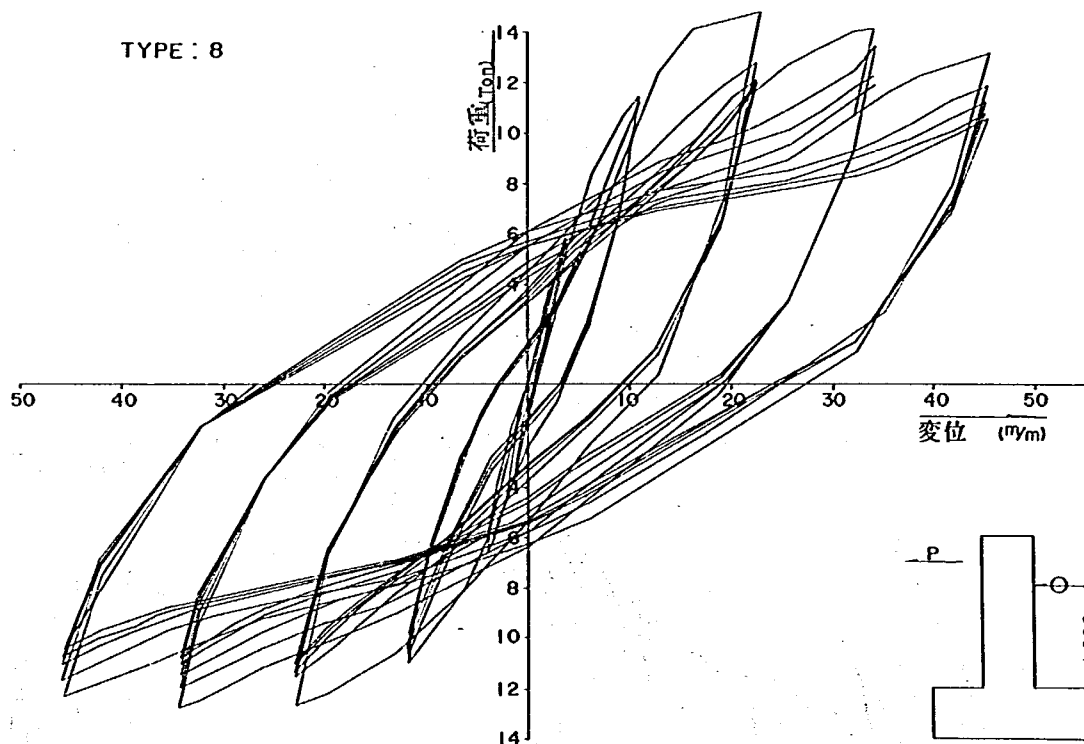


図-20(1) 荷重-変位曲線

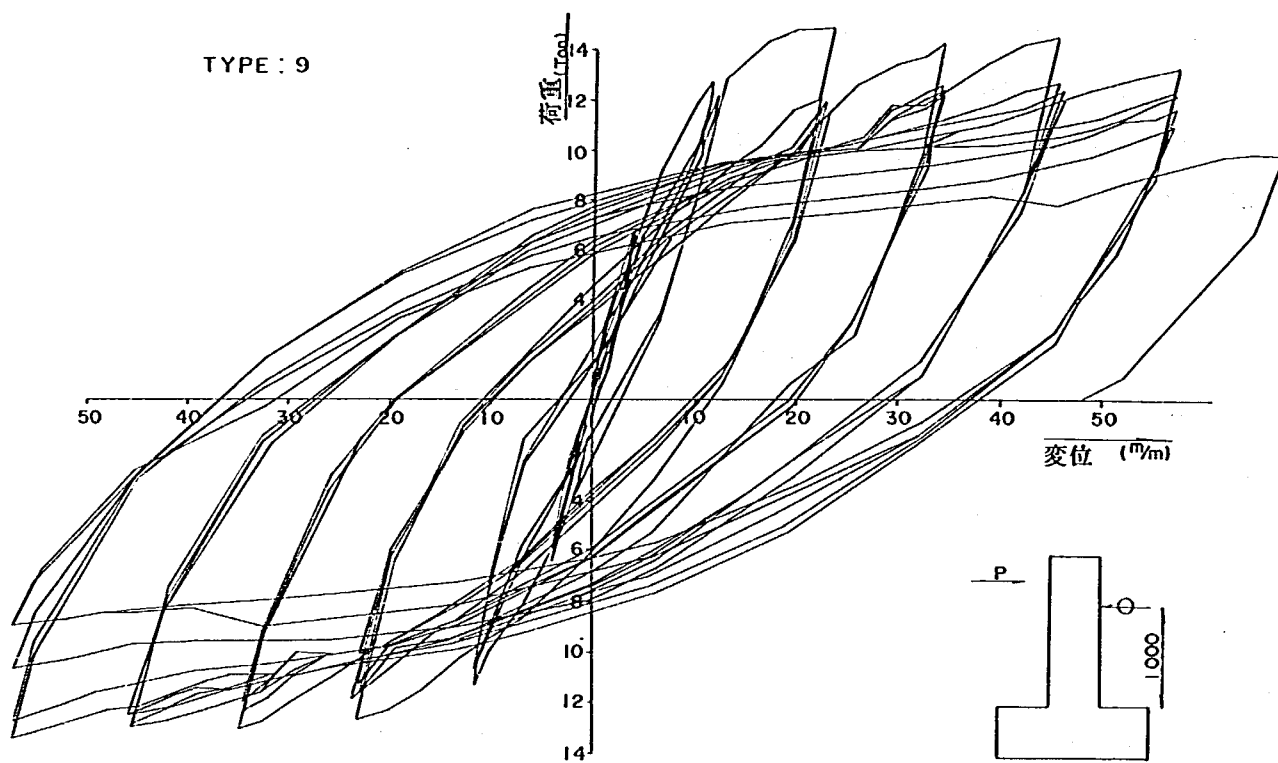


図-20(2) 荷重—変位曲線

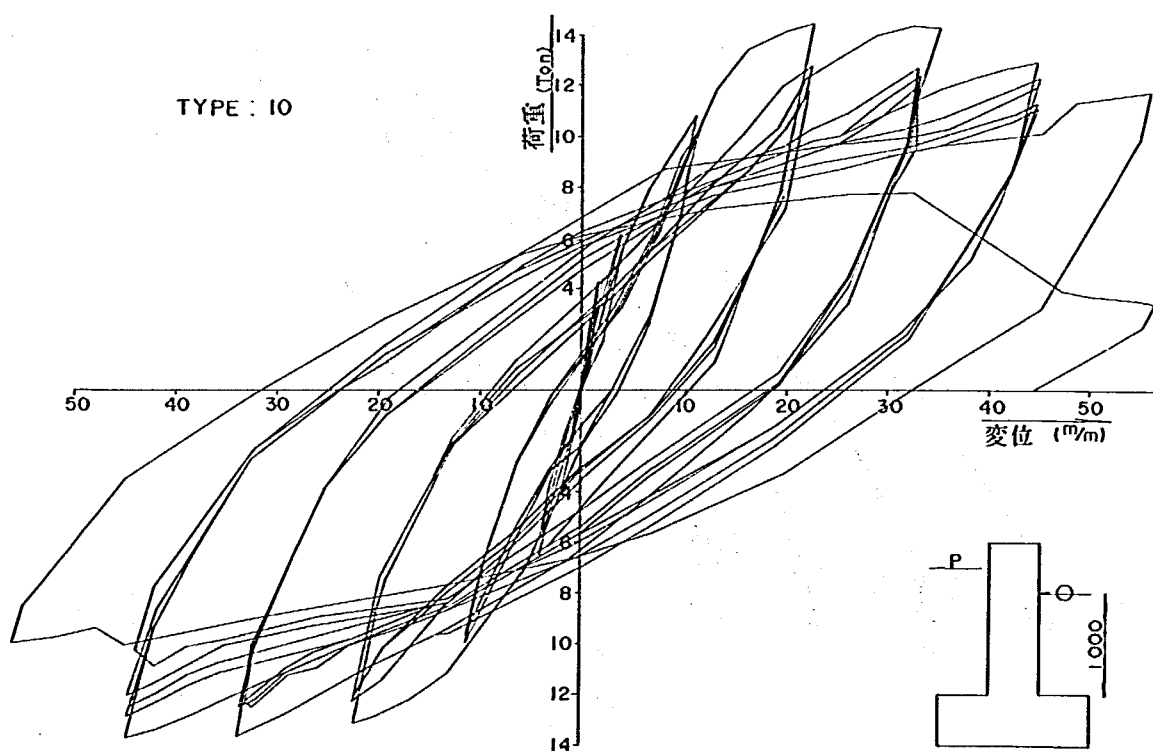


図-20(3) 荷重—変位曲線

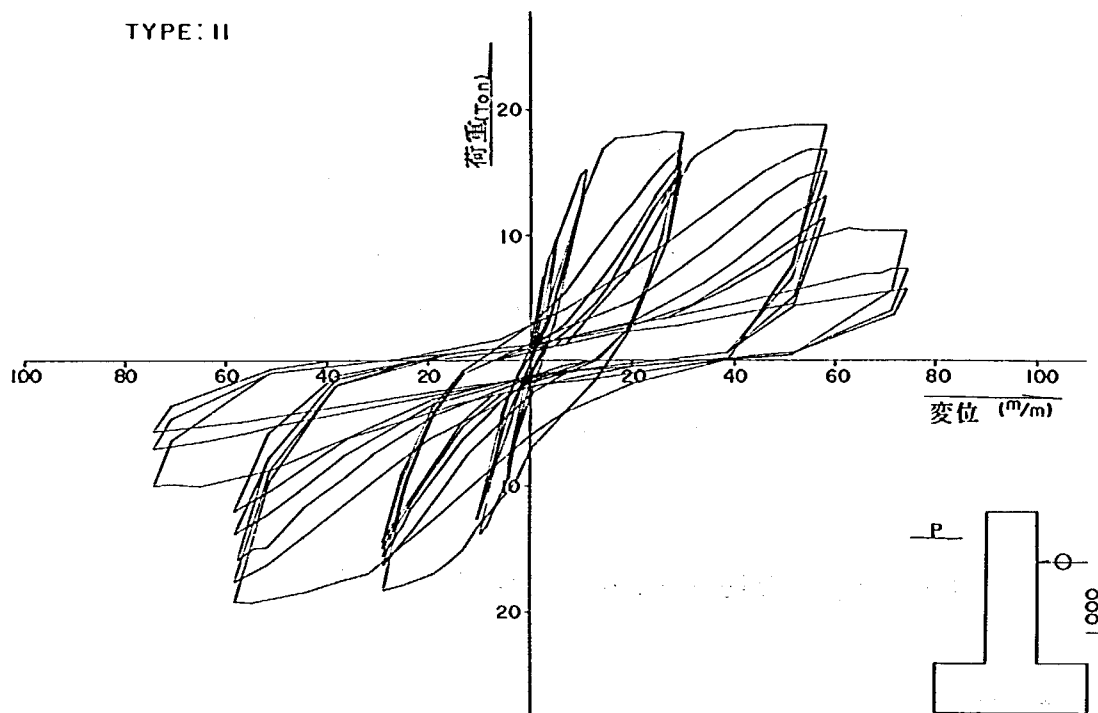


図-20(4) 荷重-変位曲線

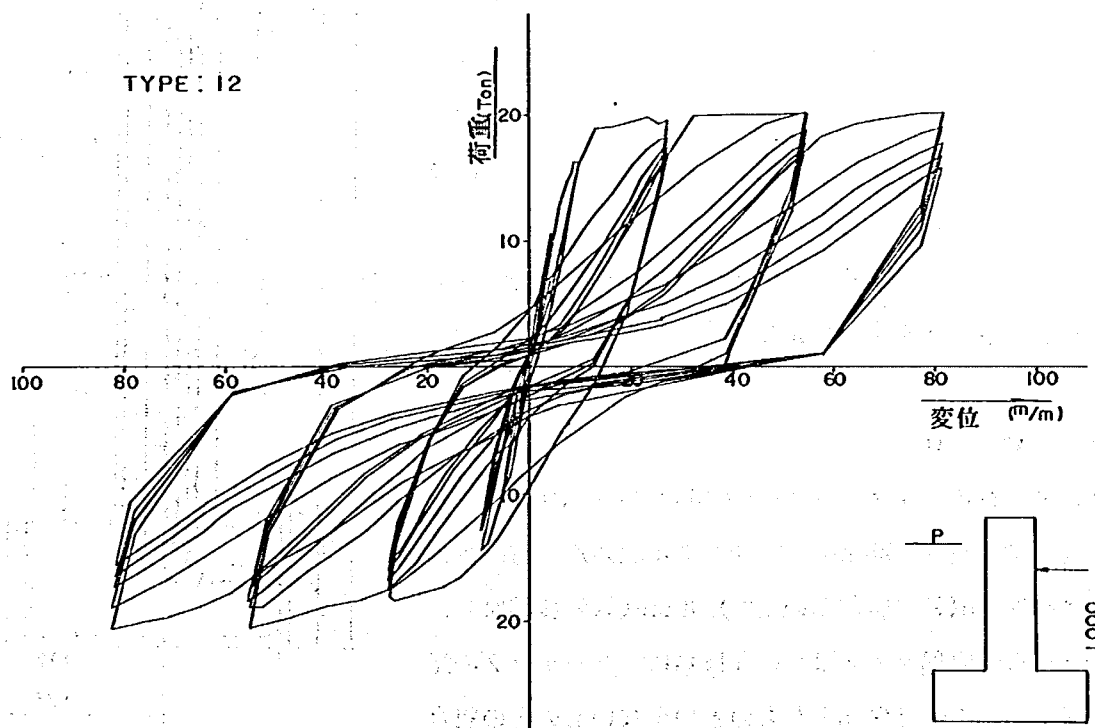


図-20(5) 荷重-変位曲線

柱～フーチングの実験結果をまとめると次のようであった。

(1) ベースプレートをつけた鉄骨をその断面高さの $1/2$ 以上フーチング中に埋込み、アンカーボルトを用いて定着すれば柱の耐荷力を十分フーチングに伝達できる。

(2) 鉄筋の定着は、ベースプレートの存在等により折曲げることがされない場合でも、フーチング中にできるだけ深く差込んで定着することが肝要であり、フーチング上面ちかくで折曲げて定着することは、フーチングの破壊につながるのでは好ましくない。

(3) 今回の試験体に用いた程度の鋼材比では、SRC 柱の破壊荷重は弾塑性計算値とよく一致する。

(4) 定着部付近において帯鉄筋間隔を密にすることは地震時など大変形に対する定着部のじん性を高めるうに効果がある。

(5) 充腹形鋼材を用いた SRC は RC に比してねばり強い。

5. SRC 柱の基礎への埋込み深さに関する実験

5.1 実験目的

SRC 構造物を用いる場合に設計施工の厄介な部分のひとつは、橋脚の鉄骨をフーチングに定着させることである。現在、この方法にはアンカーボルトを介してフーチングに定着する方法が最も一般に用いられているが、他に、橋脚の鉄骨を直接フーチングへ埋込む方法もある。

アンカーボルトを使用して定着する場合には鉄筋がアンカーボルトの外側に配置されるために柱の付け根を太くしなければならない等の問題を生ずることが多い。一方鉄骨を直接フーチングへ埋込む方法は柱をスレンダーなものにするのに適した方法であるが、その埋込み深さについては、「橋脚部短辺方向の鉄骨部の腹材高さ以上または短辺方向高さ以上かつ、フーチング厚さ以下」と規定された例もあるが、設計理論などもまだ明確にはなっていないとはいえない。

以上のことから、SRC 柱をフーチングの中へ種々の深さで埋込んだ場合の性状等を実験により確かめた。

5.2 試験体

試験体は図-21に示すような断面 60×60 × 高さ 300 cm の柱を幅 80 × 高さ 80 × 長さ 250 cm のフーチングに埋込んだもので、埋込み深さを 20 cm (鉄骨腹部厚の $1/2$)、40 cm (鉄骨腹部厚)、および 60 cm (鉄骨腹部厚の $3/2$) の 3 種類に、フーチングの配筋にスターラップを 0.16% 加えたものと加えないものとの組合せで表-14に示すような諸元で 5 体の試験体を製作した。

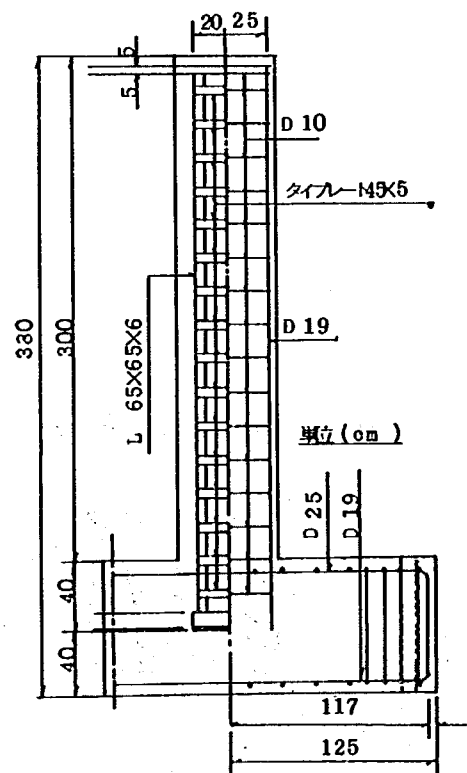


図-21 試験体の構造図

表-14 試験体の諸元

試験体	部材名	せん断 支間比	帯鋼材比 (%)	主鋼材比 (%)	埋込み深さ (cm)
Na 1	柱 フーチング	4.1 1.17	0.31 0.0	0.9 0.36	20
Na 2	柱 フーチング	4.1 1.17	0.31 0.16	0.9 0.36	
Na 3	柱 フーチング	4.1 1.17	0.31 0.0	0.9 0.36	40
Na 4	柱 フーチング	4.1 1.17	0.31 0.16	0.9 0.36	
Na 5	柱 フーチング	4.1 1.17	0.31 0.0	0.9 0.36	60

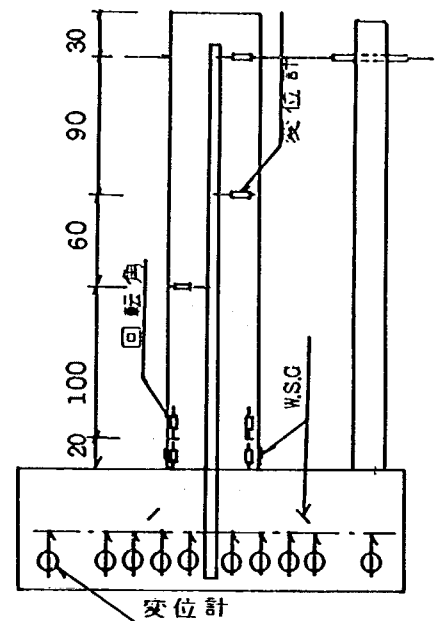


表-15 鋼材の機械的性質

鋼材の種類	使用部材	使用材料	引張強さ (kg/mm ²)	降伏点 (kg/mm ²)	伸び (%)
鉄筋	柱部材	主鉄筋D19	57.0	37.6	27
		フーチング筋D10	54.7	38.6	26
	フーチング	主鉄筋D25	58.0	37.0	25
		D19	57.0	37.6	27
		スターラップD13	53.7	37.1	27
鉄骨	柱部材	L 65×65×6	51.4	37.0	26
		タイプレート 45×5	50.0	36.0	36
		ベースプレート厚25	45.0	30.0	30

表-16 コンクリートの配合

強度 (kg/cm ²)	G _{max} (mm)	Slu (mm)	W/C (%)	s/a (%)	W (kg)	C (kg)	S (kg)	G (kg)	使用試験体
240	25	12	65	48	185	285	905	985	柱部
240	25	8	75	52	180	240	963	910	フーチング

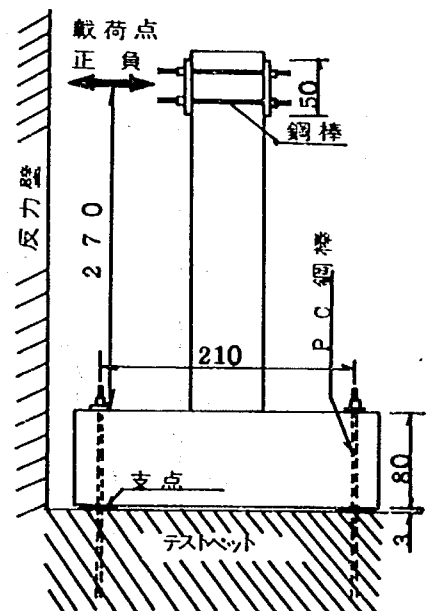


図-22 載荷方法および測定方法

5.3 使用材料

使用した鋼材の機械的性質を表-15に示す。

セメント：早強ポルトランドセメント

骨材：鬼怒川産砂および砂利，比重は2.54および2.60

配合：表-16に示すようなもの。但し，実際に得られた強度は柱 = 288 kg/cm²，フーチング = 200 kg/cm²であった。

5.4 載荷および測定方法

載荷および測定の方法の概要を図-22に示す。載荷はフーチングにひびわれが発生するか、または柱の鉄筋が降伏するまでは、荷重制御により荷重を反復漸増し、その後は変位制御により、ひびわれ時または柱鉄筋降伏時変位を10%づつ反復漸増した。載荷速度は1サイクル/分とし、各サイクル毎にひびわれの進行状況、荷重、変位、各種のひずみの測定を行った。なお、変位の測定は摺動方式の変位計、ひずみはワイヤストレーンゲージを、ひびわれは目視によって観測した。

5.5 実験結果

5.5.1 埋込み深さと耐力

表-17に実験値と計算値の比較を示す。

柱の先端の荷重および変位（各サイクルの最大荷重と変位の包絡線）を、図-23に示す。

太い実線は、コンクリート及び鋼材を実測の圧縮強度および鋼材の降伏強度を有する完全弾塑性体（弾性域における $E_s/E_c = 10.0$ ）と考え、かつ定着部鋼材の伸び出しをも考慮した弾塑性計算により求めた柱だけが降伏する場合の荷重～変位曲線である。No.5の荷重～変位の測定値は計算値とよく一致しているが、他はいずれもそれよりも小さい荷重で耐力が下がっている。すなわちNo.5以外はフーチングでの破壊を生じた。以下にフーチングで破壊の生じた場合の状況を述べる。

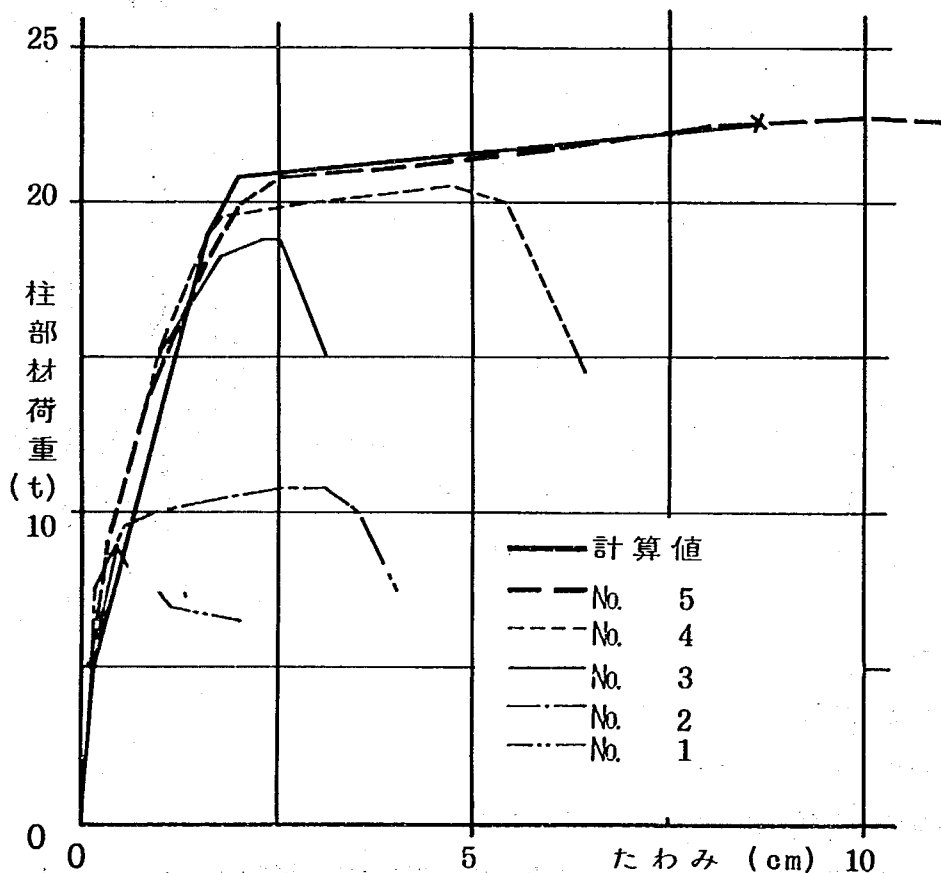


図-23 荷重～変位包絡線

表-17 実験値と計算値の比較

試験体名	P_c (t)	P_{ry} (t)	P_{sy} (t)	P_u (t)	$\frac{P_c}{\text{計}}$	$\frac{P_{ry}}{\text{計}}$	$\frac{P_{sy}}{\text{計}}$	$\frac{P_u}{\text{計}}$
Na 1	5.0	—	—	—	1.03	—	—	—
Na 2	4.75	—	—	—	0.98	—	—	—
Na 3	5.25	18.0	—	—	1.08	0.94	—	—
Na 4	5.0	17.75	19.5	20.5	1.03	0.93	0.94	0.91
Na 5	5.25	18.0	19.9	22.8	1.08	0.95	0.95	1.01

5.5.2 フーチングにおける破壊の進行状況

どの試験体も荷重の増加につれてフーチング側面にひびわれが生じたが、埋込み条件によってひびわれの状況が大きく異なった。埋込み深さ20cmのケースNa1の場合には荷重8.2tのときに図-24(1)に示すように柱鋼材の先端にAで示されるような船底形のひびわれが発生した。その後、荷重の方向を逆にした（負方向載荷）場合には、引張り側になった鋼材の底部に同様なひびわれが発生した。次に荷重を正方向載荷に移し、荷重を少し上昇させるとAのひびわれはフーチングの上表面にまで達し、大きく開いて柱の耐力が急激に低下した。すなわち引張り鋼材下端に生じた船底形の付着ひびわれによって破壊した。

フーチングにスターラップの入ったNa2試験体は、ひびわれ位置もNa1とほぼ同じであるが、ひびわれがNa1のように急激には開かず、破壊するまでの変形が大きくなった。埋込み深さが40cmの試験体Na3の場合には、図-24(2)に示すようなひびわれが発生した。荷重が14.6tのとき、深さが20cmのタイプレートからひびわれが発生し、その後、ひき続いて柱の引張り鋼材先端にBのような船底形の付着ひびわれが生じた。次に正荷重を加えた時には、柱のフレーム内にひびわれCが生じたが、これはその後、荷重が増してもあまり変化はしなかった。その後、負の荷重でC、Dのようなひびわれも出てきたが、最終的には、ひびわれBおよびB'が荷重をくり返すうちに次第に幅と長さを増し、これがフーチング上面まで達して破壊した。

埋込み深さが60cmのNa5の場合には、荷重が18.0tになって柱部材の引張り鉄筋が降伏するまで、フー

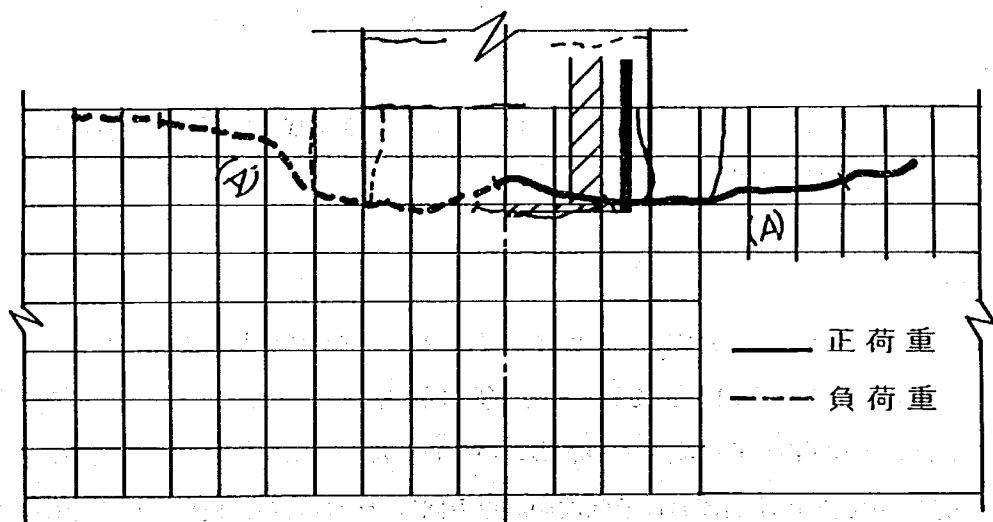


図-24(1) フーチング側面のひびわれ図（埋込み深さ20cm）

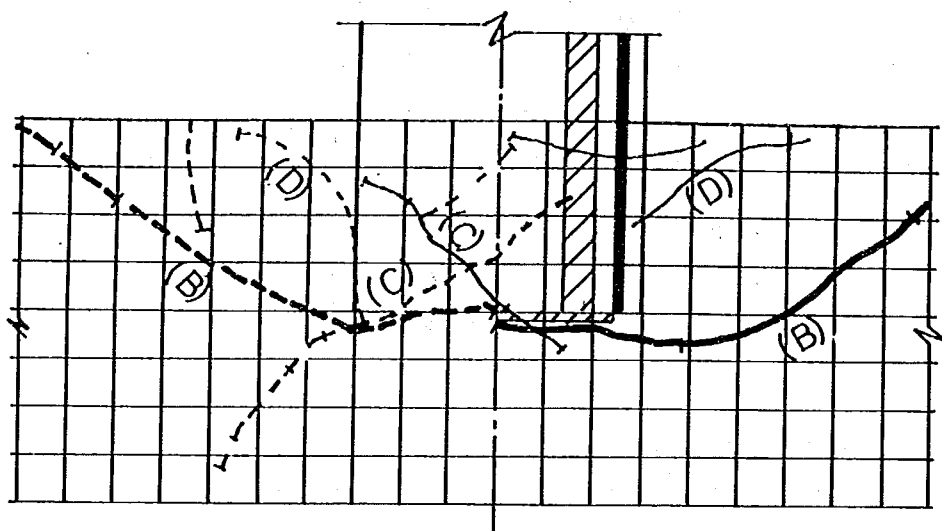


図-24(2) フーチング側面のひびわれ図（埋込み深さ40 cm）

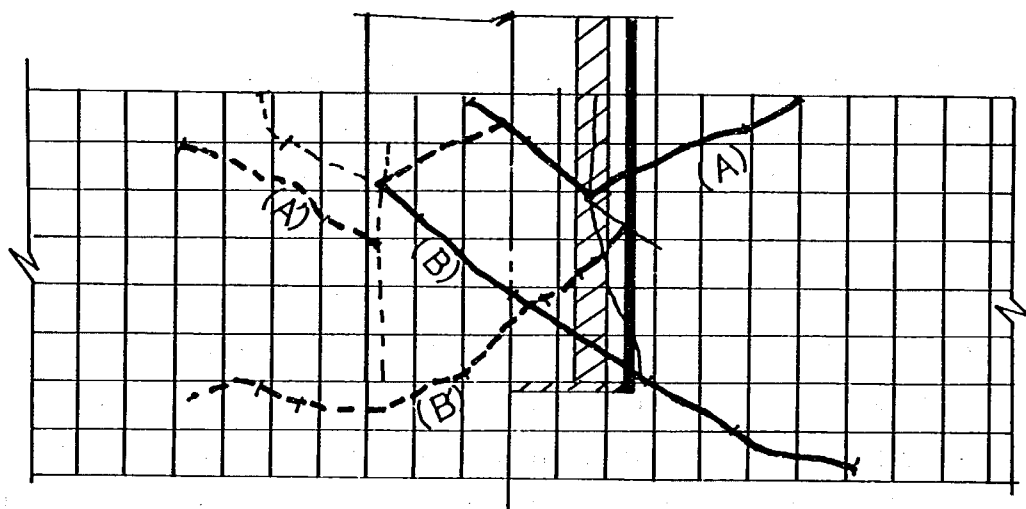


図-24(3) フーチング側面のひびわれ図（埋込み深さ60 cm）

チングにはひびわれはまったく発生しなかったが、鉄筋が降伏すると図-24(3)におけるA（負荷重ではA'）のようなひびわれがフーチングの中で最も上にある鉄骨のタイプレート位置から発生した。続いて荷重が20t程度になって鉄骨も降伏すると、Aのひびわれは幅が急に大きくなったがそれと同時にフーチングの中にひびわれB（負荷重ではB'）が発生した。

5.6 考 察

今回、3種類の埋込み深さを変えた実験の範囲におけるフーチングに生じたひびわれはいくつかのパターンに分類できると考えられる。No.1（No.2）、No.3（No.4）等のフーチングに発生し、最終的には破壊の原因となった引張側鋼材の底部から発生する船底形のひびわれは、引張側鋼材の定着破壊と考えられる。この破壊が生ずるのは、船底形の断面における強度の鉛直方向成分の合力が、鋼材の引張力に達した時であるから、破壊断面の形状と強度がわかれば、破壊強度の計算が出来ると考えられる。しかしながら破壊断面の

形状を求める適当な方法が現在の所見当らない。そこでパンチング
シェアによって図-25に示すような面が抜け出ると仮定すればせん
断強度を τ_u として

$$h = T / (\tau_u \times 2/2 \times (b_c + b_h)) \dots\dots\dots (1)$$

となる。

但し、 T ：引張側鋼材に生じる引張力 (kg)

τ_u ：せん断強度 (kg/cm²)

b_c ：柱幅 (cm)

b_h ：フーチング幅 (cm)

h ：埋込み深さ (cm)

また、鉄筋コンクリートと同様に考えて柱の有効高さ、応力中心間距
離を各々 d , j とすれば、柱の曲げ耐力 M は(2)式で表わせる。

$$M = j \times d \times T \dots\dots\dots (2)$$

せん断強度として仮に、 $0.93\sqrt{\sigma_c}$, ($= 3.5\sqrt{f'_c}$ psi ACI式) を用い、 σ_c を試験体のフーチングのコン
クリート強度 (200 kg/cm²) とすれば $\tau_u = 13.1$ kg/cm² となる。これと(1), (2)式から、この試験体の埋
込み深さと最大水平荷重との関係とを求めると、図-26の実線のようにになる。なお、図中にプロットしてある
馬丸は5つの試験体の正負それぞれの荷重時における船底形のひびわれが発生した時の荷重であるがいずれ
も計算値より大きい。

これは破壊の仮定や、せん断強度の仮定にまだ問
題があるからであろうが、この考え方は今回の実験
値に対しては安全側であるといえよう。

次に、Na 3 (Na 4), Na 5 の試験体に生じた柱の
フレーム内のひびわれは、フレーム接合部のせん断
によるものと思われる。これと同じような問題は柱
と梁の接合部のパネル等で取扱われている。フーチ
ングを梁と考えれば、柱の鋼材の引張力 T , フーチ
ング反力によるせん断力 V とすれば、接合部におけ
る公称せん断応力度 τ は次式で表わせる。

$$\tau = (T - V) / \phi A_{cv} \dots\dots\dots (3)$$

但し、 ϕ ：係数0.85, A_{cv} ：せん断応力度を伝達
する有効面積。 A_{cv} は本来はフーチング有効高さ
×スターラップで囲まれたフーチングの幅であるが
これを埋込み深さ (h) ×フーチング幅 (b_c) とすれ
ば、

$$h = (T - V) / (\phi b_c \tau_u) \dots\dots\dots (4)$$

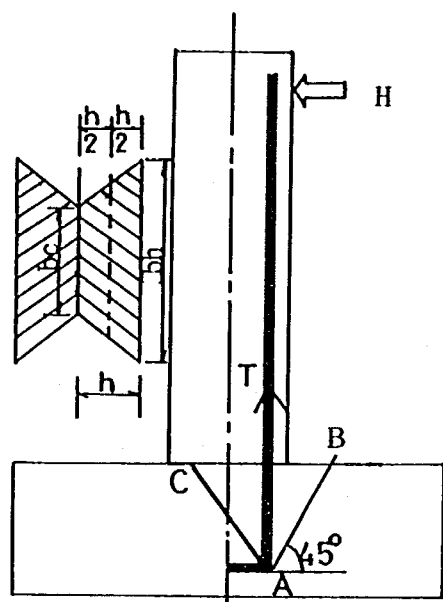


図-25 抜け出し面の仮定

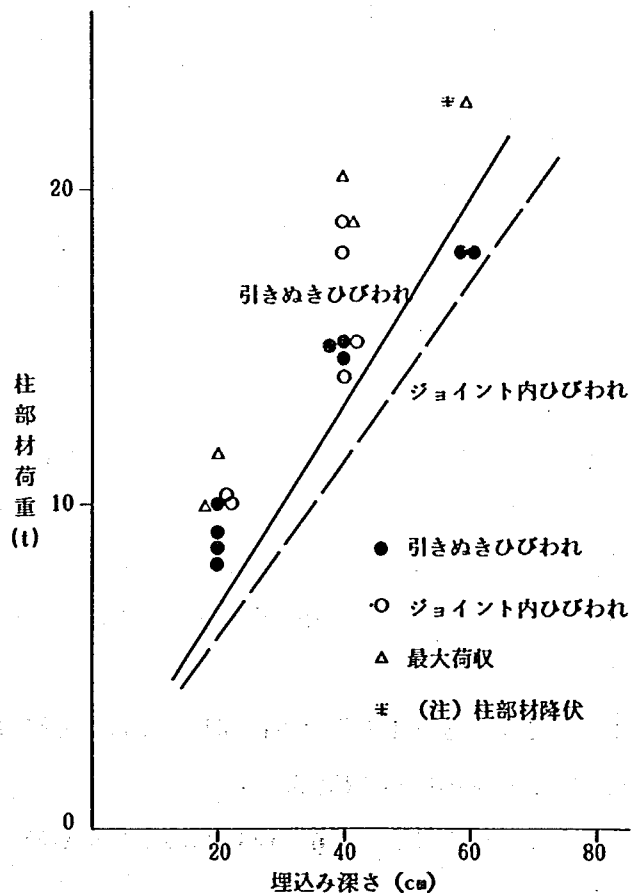


図-26 埋込み深さとひびわれ荷重

τ_u を文献¹⁹⁾に従い、大きな変形をうけることもないので、 $1.3\sqrt{\sigma_c}$ ($= 1.4 \times 3.5\sqrt{f_c}$ psi)として計算し、 p と h との関係を求めると図-26の点線ようになる。図中の白丸印は、試験体No 3, No 4, No 5においてフレーム内にひびわれが生じた荷重と埋込み深さの実測値を示している。

この計算によれば、この試験体に関しては定着せん断ひびわれよりも、きびしい条件となる（但し、実験値にはかなり余ゆうがあるが）。しかしながらフーチングはもう少し幅が広く、また、柱の埋込み部分に鉄筋を巻くことなどによっても対処出来るので、このことが実際には、解決不能なことではないと思われる。最後にNo 5の試験体で比較的浅い部分に生じたひびわれは鉄骨が伸び出したため定着部のタイプレートの部分に大きな押し抜き力が生じ、ひびわれが生じたものと考えられる。

このようなひびわれは、定着長をいくら長くとっても防止出来ないと思われる。これを防止するのは鉄骨の付着を良くするか、フーチング内での断面を大きくする以外に方法はないであろう。

表-18 ひびわれ発生荷重

試験体名	引きぬきひびわれ荷重 (t)		ジョイント内ひびわれ荷重 (t)		最大荷重 (t)
	正	負	正	負	
No 1	8.2	9.9			9.9
No 2	8.5	9.1			11.8
No 3	14.6	15.1	15.1	14.0	18.9
No 4	15.0	15.0	18.0	19.0	20.5
No 5	18.0	18.0	20.0	20.3	22.8

6. SRC 部材接合部の載荷実験

6.1 実験目的

部材接合部の構造細目は、建築構造物において慣用されている方法があるが、土木構造物は構造物の規模、荷重の性質等において建築構造物と異なる点が多いので、土木構造物に適した設計方法を見出す必要があることから、接合部に対する合理的な設計方法および適正なじん性を付与するための構造細目について検討した。

6.2 試験体

試験体は図-27に示す構造を標準とし、図-28に示す接合部の配筋方法および鉄骨のウェブ厚を変えた合計6体について実験を行った。

各試験体の特徴は、次のようなものである。

SS-1：柱、梁とも SRC 構造としたもの。鋼材量は、柱、梁とも同一、接合部の補強は柱材を帯鉄筋で補強。

SS-2：SS-1と鋼材量は同じ。接合部の補強は帯鉄筋の代りに柱の鋼材ウェブに鋼板（170 mm × 5 mm）2枚を溶接して補強。

RS-1：柱を RC，梁を SRC 構造としたもの。接合部は梁の鋼材（224 × 136 × 5 mm）2枚を溶接して補強。

SR-1：柱を SRC，梁を RC 構造としたもの。接合部は柱材に帯鉄筋と水平補剛材を配して補強。

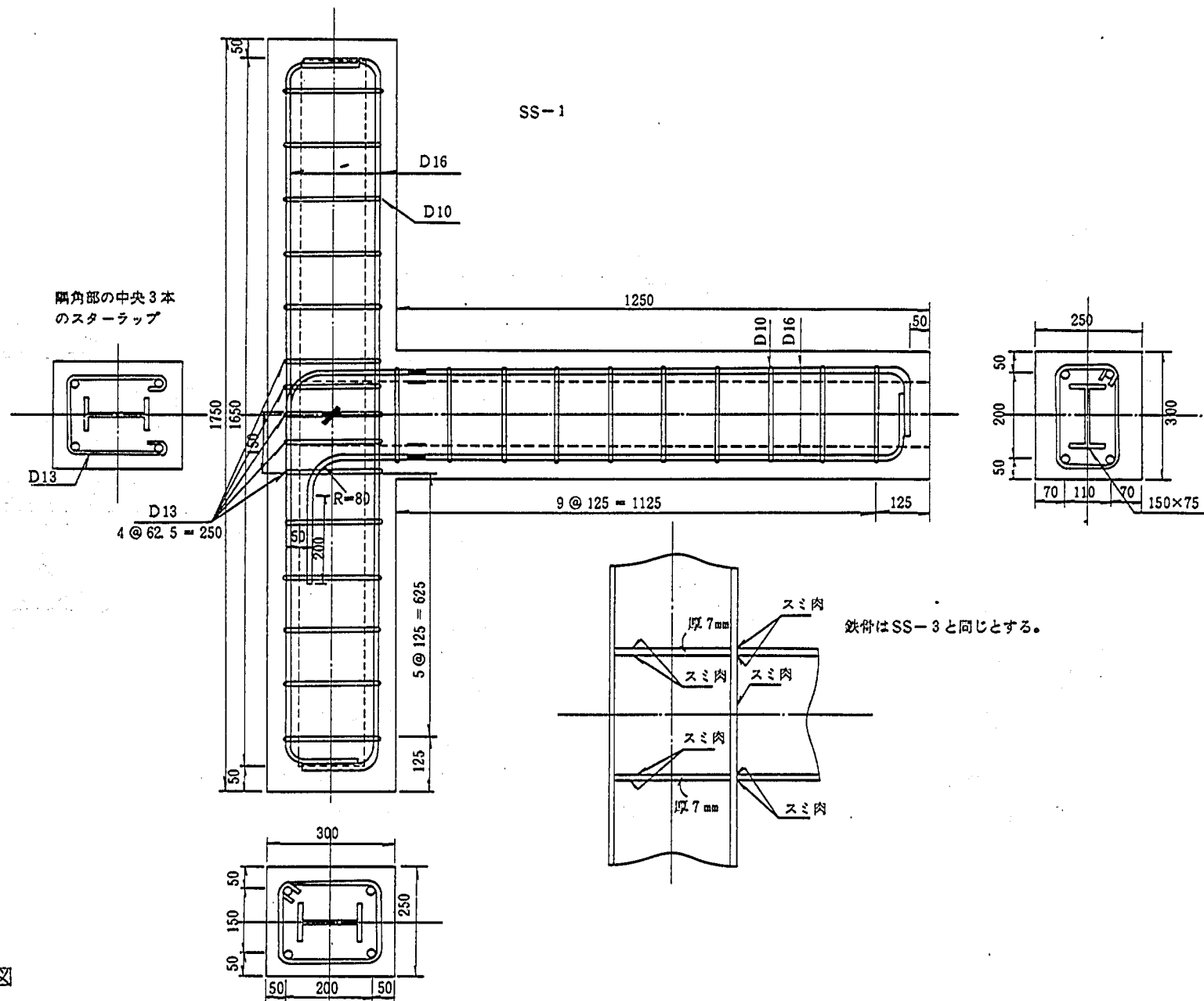
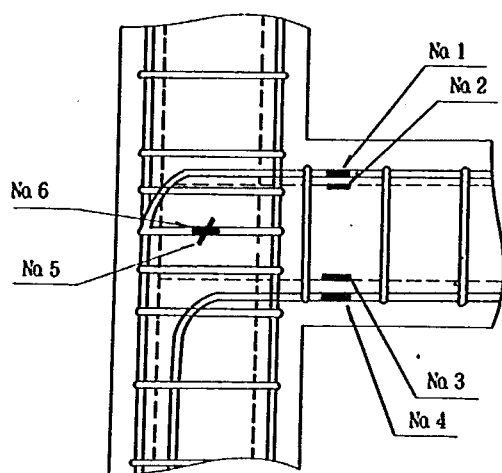
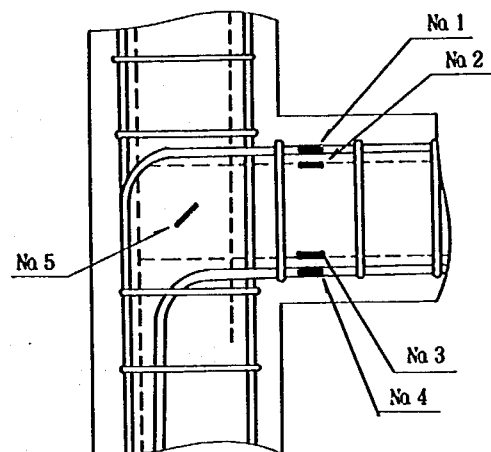


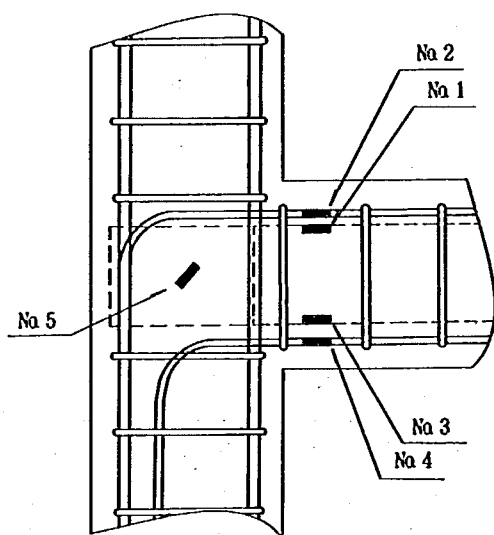
図-27 試験体構造図



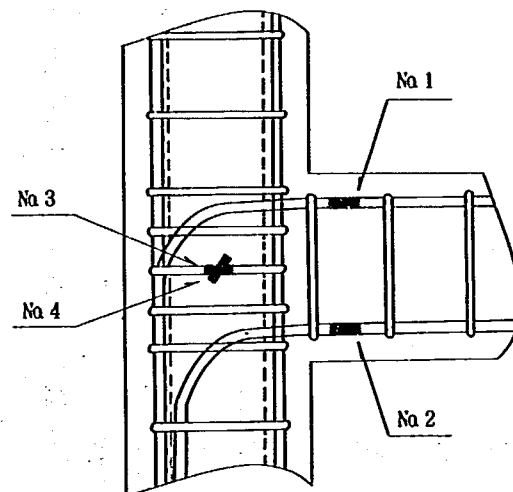
SS-1



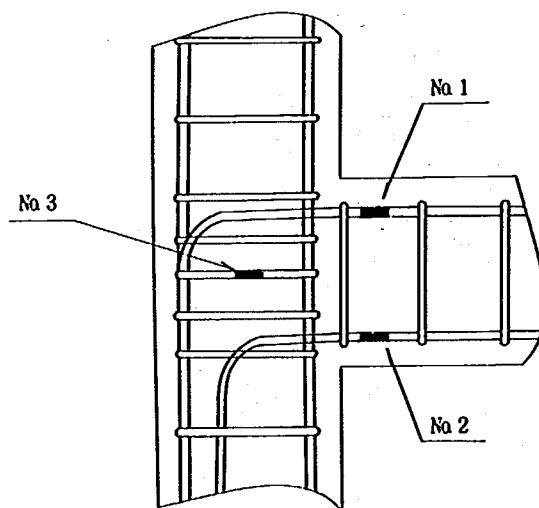
SS-2



RS-1



SR-1



RR-1, RR-2

図-28 各試験体の接合部構造図

RR-1, 2: 柱, 梁とも RC 構造としたもの。接合部は柱材を帯鉄筋で補強。

6.3 使用材料

各試験体に用いたコンクリートは設計基準強度 240 kg/cm^2 とし, 配合は表-19に示すとおりである。

鋼材は, 主鉄筋に SD 30, 鉄骨は SS 41 材の H 形鋼 ($150 \times 75 \times 5 \text{ mm}$) を用いた。表-20に試験体の諸元と使用材料の機械的性質を示す。

表-19 コンクリートの配合

粗骨材の 最大寸法 (mm)	スランプ の 範 囲 (cm)	空気量の 範 囲 (%)	水・セメ ント 比 (%)	細骨材率 (%)	単 位 量 (kg/m³)					
					水	セメント	細骨材	粗 骨 材		混和剤
								5～13 (mm)	13～20 (mm)	
20	8 ± 2	—	74	52	163	220	986	366	549	0.55

表-20 材料および試験体の諸元

試験体名	部材の主鉄筋径と 量		部材のH型鋼の 寸 法 と 量		帯鉄筋 間 隔	ジョイント 内補強材	主鉄筋の 応 力 度 σ_{ry}	鉄骨の 応 力 度 σ_{sy}	ジョイント 内補強筋 σ_{ry}	コンクリ ート強度
	柱	梁	柱	梁						
SS-1	D 16 1.06%	D 16 1.06%	150×75×7 1.4%	150×75×7 1.4%	12.5 cm	D 13 1.7%	D 16 kg/cm ² 3,940	kg/cm ² 3,300	kg/cm ² 3,820	kg/cm ² 185
SS-2	"	"	"	"	"	t=7mm	"	"	—	"
RS-1	D 25 2.7%	D 16 1.06%	—	150×75×7 1.4%	"	t=7mm	D 25 kg/cm ² 3,490	"	—	"
SR-1	D 16 1.06%	D 25 2.7%	150×75×7 1.4%	—	"	D 13 1.7%	"	"	3,820	"
RR-1	D 16 1.06%	D 16 1.06%	—	—	"	D 13 0.6%	"	—	"	"
RR-2	D 25 2.7%	D 25 2.7%	—	—	"	D 13 1.7%	"	—	"	"

6.4 載荷および測定方法

載荷は, 図-29に示すように梁先端部に交番繰返し荷重を加えた。載荷方法は, 引張鉄筋が降伏に達するまでは, ひずみ制御で行い, それ以後は変位制御とし, 荷重が最高荷重を過ぎてその10%まで減少をきたすかまたは梁先端の変形量が50mmとなるまで載荷を行った。

変形量は図-29に示すように, 梁先端および接合部の変位をダイヤルゲージにより測定した。また, 梁の主鉄筋および鉄骨フランジ接合部補強材等のひずみをワイヤストレーンゲージにより測定した。

ひびわれは, 各サイクル毎の最高荷重時におけるひびわれの発生と伸びを目視により観測した。

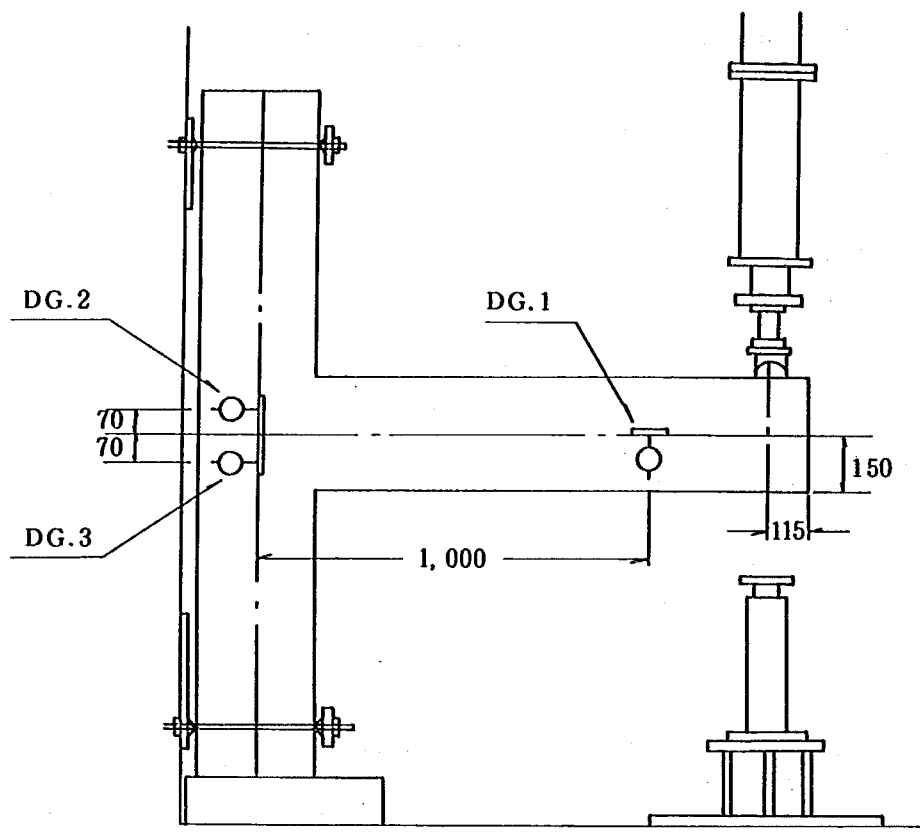


図-29 載荷および測定方法

6.5 実験結果と考察

6.5.1 梁～柱の耐荷力

表-21 最大荷重と計算値の比較

試験体名	各部材降伏時荷重 (t)				計 算 値 (t)			比 較 値		
	引張鉄筋	引 張 側 フランジ	ジョイント 内 鉄 筋	最大荷重	弾性計算 ①	累加式 ②	弾塑性 計算③	最大荷重 ①	最大荷重 ②	最大荷重 ③
SS-1	6.4	7.10	7.25	7.80	4.80	6.01	7.35	1.605	1.283	1.054
SS-2	6.5	6.60	—	7.50	4.80	6.01	7.35	1.582	1.265	1.027
RS-1	6.6	7.15	—	7.70	4.44	5.92	7.28	1.734	1.301	1.058
SR-1	6.5	6.50	7.10	7.30	5.50	—	6.63	1.327	—	1.102
RR-1	3.2	—	3.45	4.00	3.11	—	3.20	1.286	—	1.250
RR-2	7.0	—	7.05	7.10	6.09	—	6.69	1.166	—	1.062

繰返し載荷による最大荷重の実測値と計算値を表-21に示す。また、繰返し荷重による荷重～たわみ履歴曲線を図-30に示す。この包絡線は試験体相互の比較を容易にするために弾性計算値を1としたときの強度の比で示してある。各々の計算値は、曲げ部材の所で述べているように、H形鋼のウェブを考慮した計算によって求めたものである。

この実験により明らかになったことは、次のようである。

(1) 柱、梁の両方が SRC の場合及び柱、梁のどちらか一方だけが SRC である場合においても、接合部パネル内のせん断補強を十分に行っておけば、計算通りの曲げ強度を発揮し、じん性も大きい。

(2) 接合部パネル内の補強方法は帯鉄筋又は鉄骨の腹板いずれでも良いが、帯鉄筋を用いた方がパネル内のひび割れ間隔も小さい（写真-2 参照）。

(3) 梁の曲げ強度は鉄筋コンクリート方式の弾塑性計算と実験値がよく一致する。弾性理論による累加強度式、弾性論による鉄筋コンクリート方式の順に安全側の計算となる。

(4) じん性を変形量だけで見た場合、図-31(1)~(6)に示すようにどの試験体も十分なじん性があり、その特性にあまり差がない。しかし荷重～変位のヒステリシス曲線に囲まれる面積をエネルギー吸収容量として、これを SS-1 のエネルギー吸収容量と比較すると図-32 のようになる。この図から、各試験体間にはエネルギー吸収容量に差があることがわかる。すなわち、梁を S とした場合に吸収容量が大きい、これは梁の腹板に最後まで降伏しない部分が残っているためと考えられる。また、接合部パネル内の補強は帯鉄筋を用いた方がエネルギー吸収容量が大きいようである。

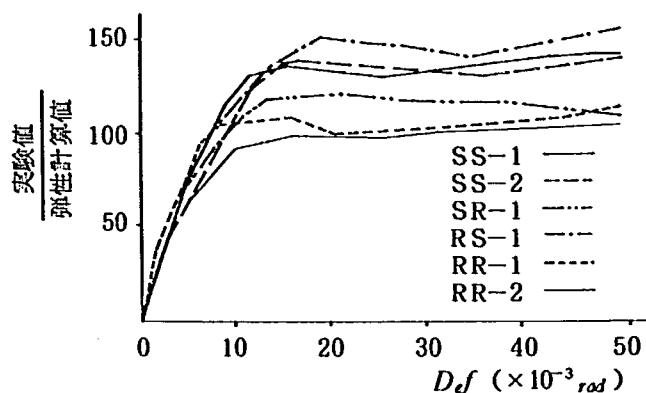


図-30 くり返し荷重～たわみ包絡線

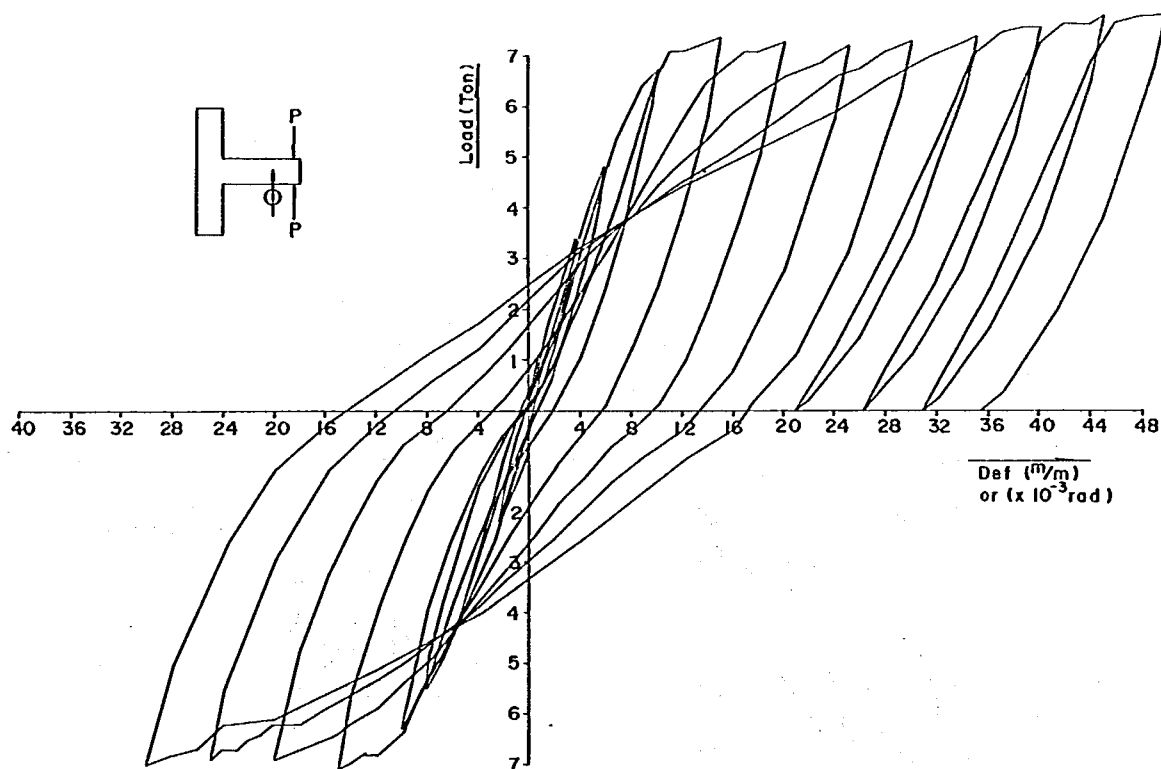


図-31(1) 荷重～変位曲線 SS-1

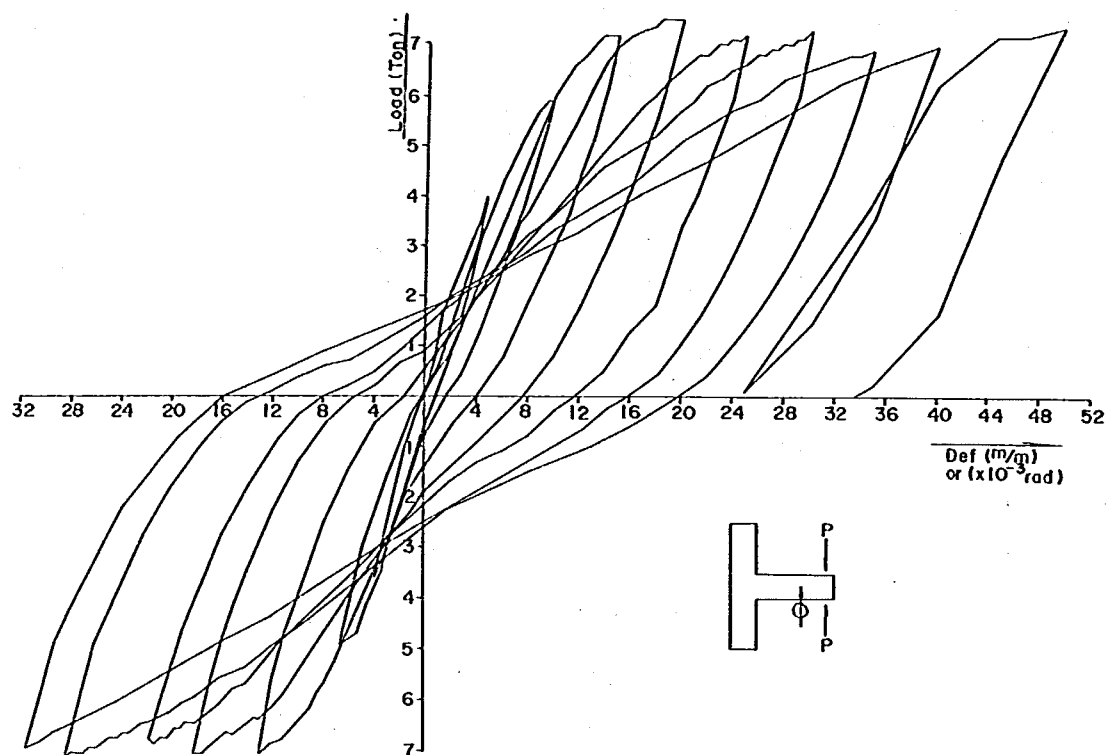


图-31(2) 荷重—变位曲线 SS-2

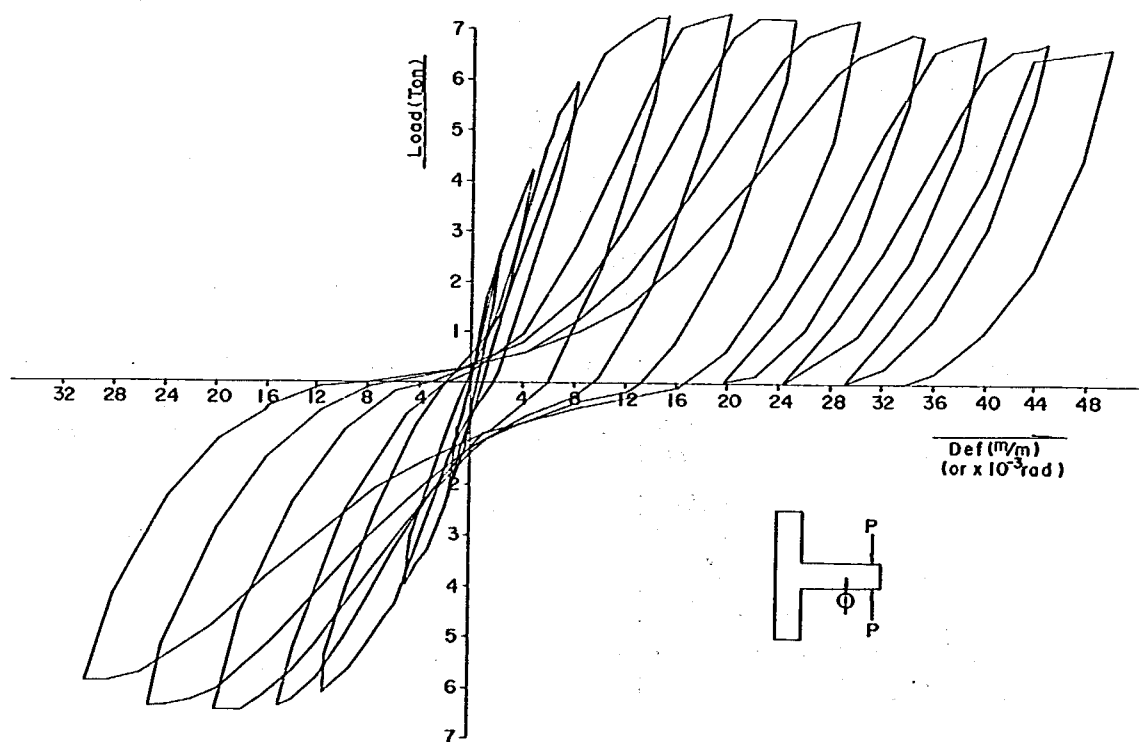


图-31(3) 荷重—变位曲线 SR-1

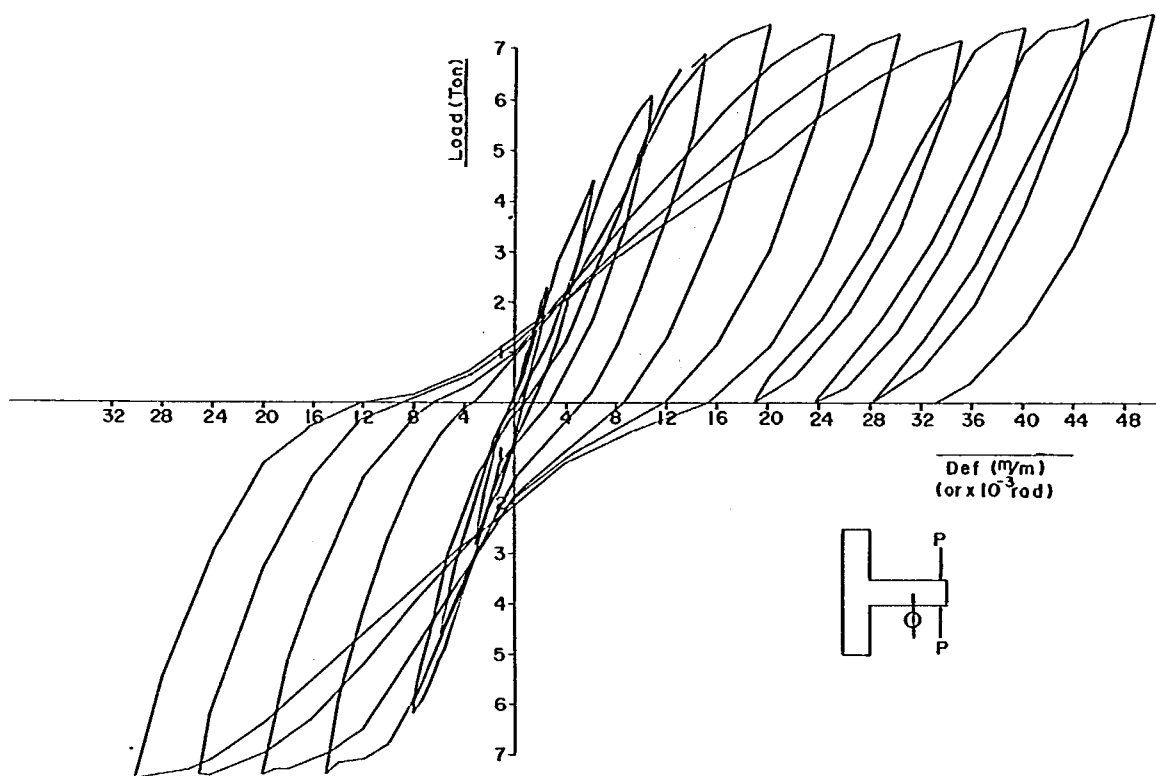


图-31(4) 荷重—変位曲線 RS-1

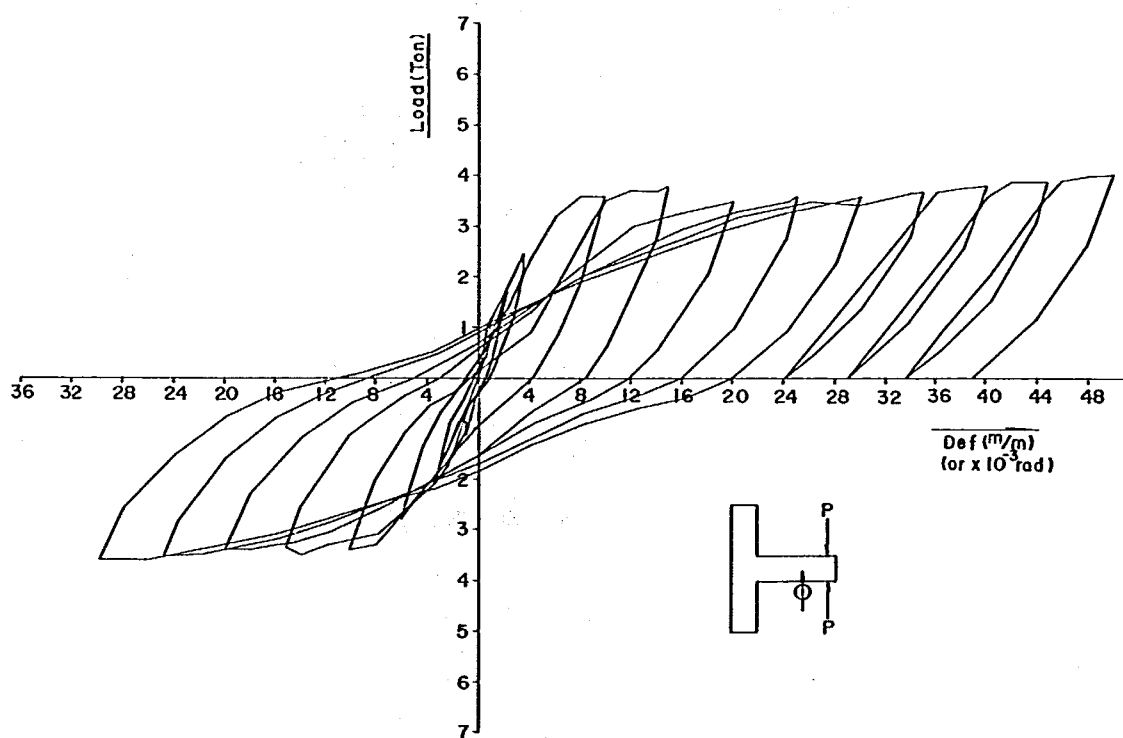


图-31(5) 荷重—変位曲線 RR-1

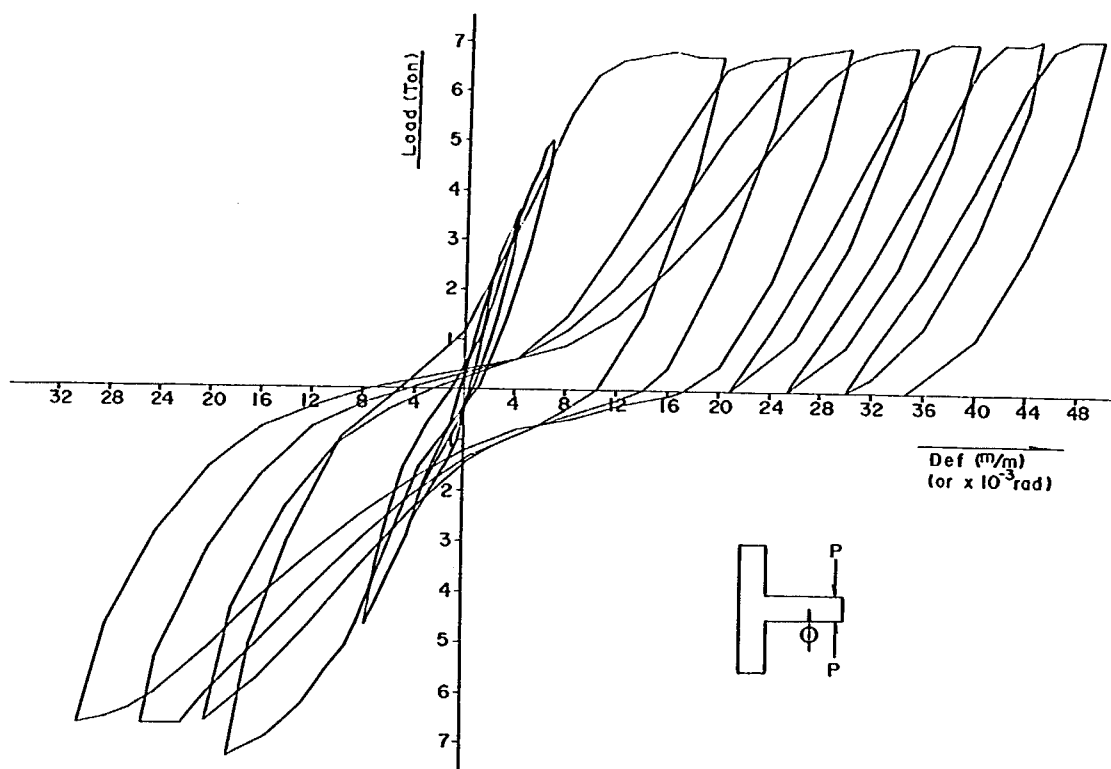


図-31(6) 荷重-変位曲線 RR-2

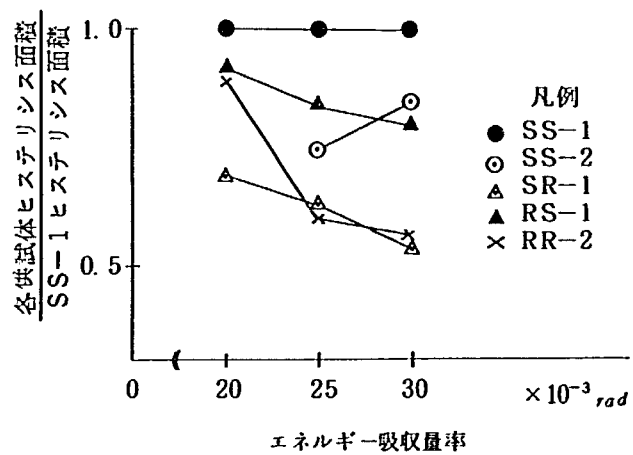
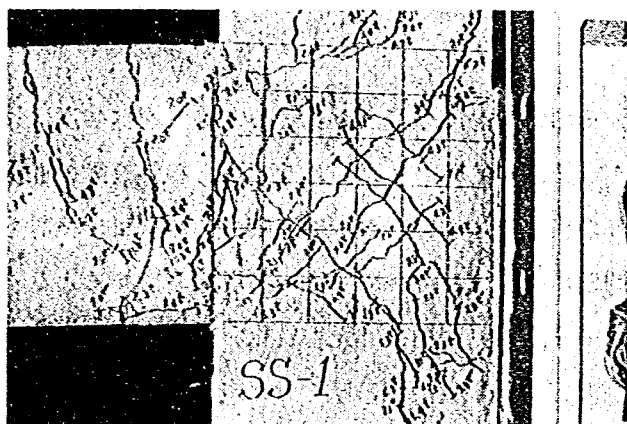


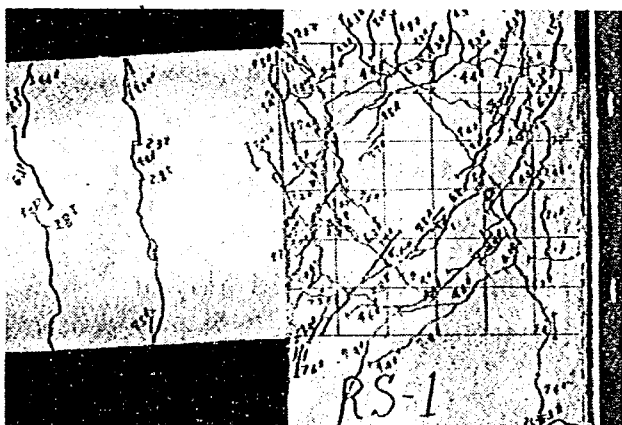
図-32 エネルギー吸収量率



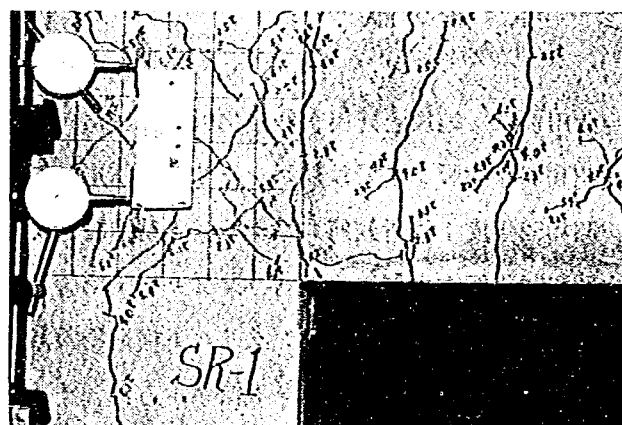
SS - 1



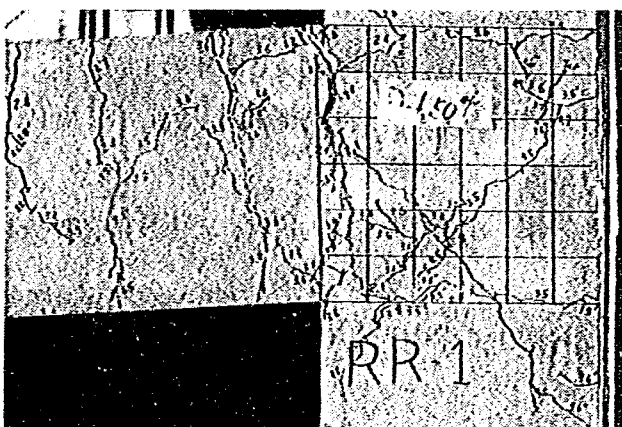
SS - 2



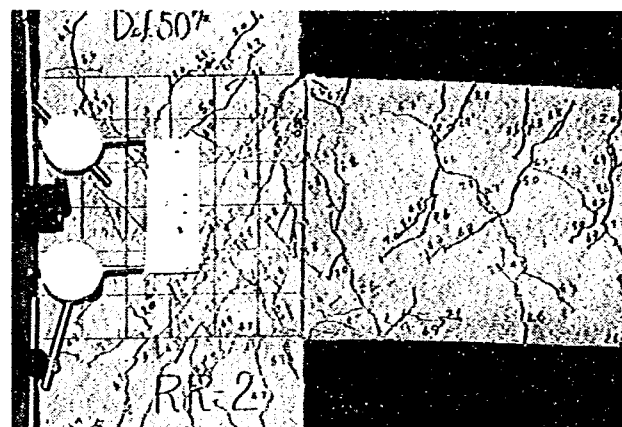
RS - 1



SR - 1



RR - 1



RR - 2

写真-2 接合部パネル内ひびわれ状況

お わ り に

SRC 構造の基本的性質に関する一連の実験を行ない、その特性を調べてきた。そして終局的な強度は鉄筋コンクリートと同様な終局強度計算方式で計算出来ることを確かめた。ただし、せん断、ねじり等の性質に関してはまだ未検討の問題も残されている。さらに個々の構造物については、構造細目的な項目の検討も必要であるが、本調査では行ない得なかった。これらの問題については今後の研究の発展を期待するところである。最後に在任中に本調査の指導・研究に御尽力下さいました、柳田力 元地質化学部長（現セメント協会研究所）及び太田実 前コンクリート研究室長（現金沢工業大学教授）に厚くお礼申し上げます。

参 考 文 献

- (1) 久田俊彦：地震と建築，鹿島出版会，1974年
- (2) 昭和50年度版：鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，日本建築学会，丸善，1976年
- (3) 昭和52年度：鉄骨鉄筋コンクリート構造設計指針・同解説，本州四国連絡橋公団
昭和54年度：大型鉄骨鉄筋コンクリート橋脚設計要領・同解説（案），本州四国連絡橋公団
昭和51年度：鉄骨鉄筋コンクリート構造物設計指針，国鉄設計研究会
- (4) 昭和49年度版：コンクリート標準示方書，土木学会
- (5) 昭和42年度版：道路橋下部構造設計指針（橋台，橋脚の設計編），日本道路協会，昭和43年3月
- (6) 昭和47年：SRC 研究委員会第3次報告書，鉄骨鉄筋コンクリート設計基準と問題点，本州四国連絡橋設計基準分科会，1972年
- (7) 若林 実，高田周三：建築構造学大系，鉄骨鉄筋コンクリート構造，彰国社刊，1967年第1版
- (8) 小林茂敏：コンクリート構造物におけるひびわれの発生と鉄筋の腐食，土木技術資料，Vol. 16, No.11, 1974年
- (9) 小林茂敏，古賀康之：鉄骨鉄筋コンクリート部材の特性一梁，柱部材の実験的検討，土木技術資料 Vol. 18, No. 2, 1976年
- (10) 古賀康之，小林茂敏：鉄骨鉄筋コンクリート柱脚部定着に関する部材実験（その1），土木技術資料 Vol. 20, No. 1, 1978年
- (11) 西山啓伸，他：高応力くり返し荷重を受けるコンクリート橋脚の耐力に関する基礎的実験，土木学会第29回年次学術講演会概要集，1974年
- (12) 神山 一：鉄筋コンクリート，コロナ社，1974年
- (13) 古賀康之，他：鉄骨鉄筋コンクリート柱脚に関する基礎実験，土木学会第35回年次学術講演会概要集，1980年
- (14) 小林茂敏，他：軸力と曲げを受ける鉄骨鉄筋コンクリート柱の実験，土木学会第29回年次学術講演会概要集，1974年

- (15) 村田二郎, 他: 鉄骨鉄筋コンクリート (SRC) 梁の曲げ特性, 土木学会第22回年次学術講演会講演集, 昭和42年10月
- (16) 太田 実, コンクリート構造物 (橋脚, 橋台) 耐震設計法 (案) 土木研究所資料第1284号, 昭和52年 8 月
- (17) ACI Committee 224: Control of Cracking in Concrete Structures, ACI Journal. Dec, 1972
- (18) ACI Standard 318-71: Building Code Requirements Reinforced Concrete, 1972
- (19) ACI-ASCE: Committee352 Recommendations for Design of Beam-Column Joints in Monolithic Reinforced Concrete Structures

S R C構造調査報告書

I S S N0386-5878
土木研究所資料第1677号
マイクロフィルム第 号
昭和56年3月(1981)

小林茂敏、古賀康之、
森浜和正、高橋正志

キーワード：鉄骨・鉄筋コンクリート，梁，柱，曲げ，靱性，
柱～フーチング，柱埋込み深さ

要旨 S R C部材の設計計算法，ひびわれ特性および，柱～フーチン
グ部材の定着方法とその構造細目等を明らかにすることを目的として，
梁の曲げ，柱の偏心軸力および，柱～フーチングの水平載荷実験を行な
った。



郵便はがき

305-□□

切手をは
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

コンクリート研究室 御中

No. _____

土研資料1677号

No. _____

配布先氏名

配布先住所



土木研究所資料第 1677号 部

上記のとおり受領しました。

所 属(住所)

氏 名 印