

ISSN 0386-5878
土木研究所資料第1730号
マイクロフィルム第 号

土木研究所資料

橋脚模型反復載荷実験

昭和56年10月

建設省土木研究所
耐震研究室

Copyright © 56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。

ま え が き

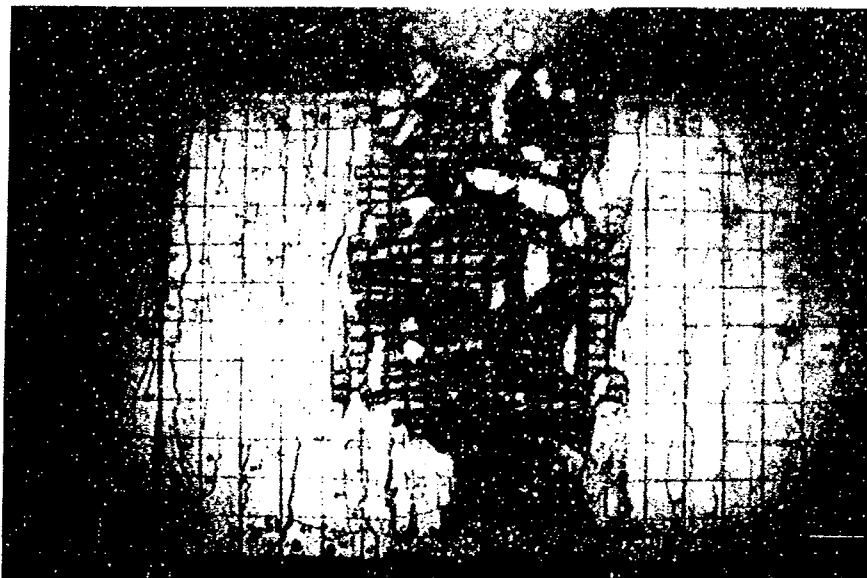
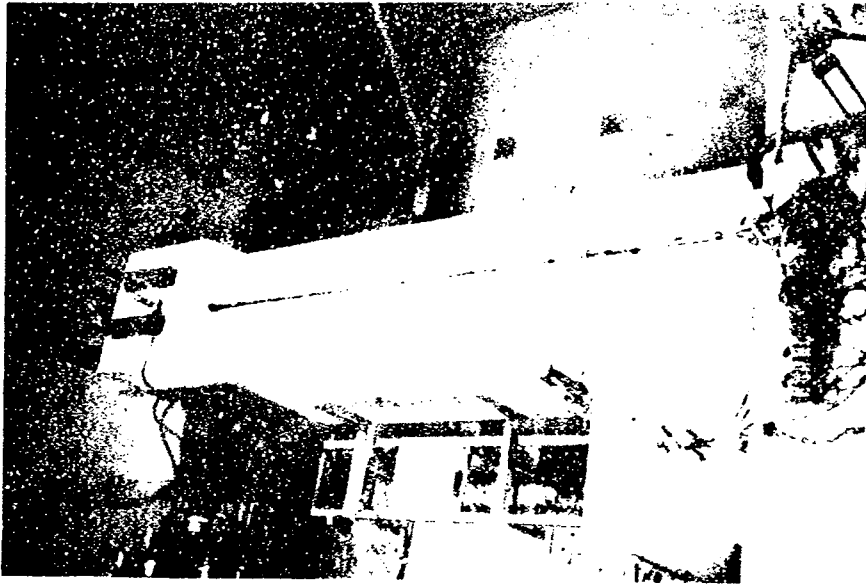
構造物の耐震設計においては、通常部材を弾性体として取扱っている。しかしながら実際の鉄筋コンクリート部材では、コンクリートにクラックが生じることにより徐々に剛性が低下し、その力学特性は非線形となる。このような鉄筋コンクリート部材の剛性の変化は、その部材を含む構造物の固有周期を変化させることとなり、構造物の地震応答に少なからず影響を及ぼすものと考えられる。部材を弾性体と仮定して設計された構造物に設計震度を上回る地震荷重が作用したにも拘らず、鉄筋の降伏など耐荷力の低下につながるような被害が生じなかった例が多くあり、部材の非線形な力学特性がその要因の一つであることが過去の震災経験から実証されている。このようなことから、構造部材の地震時の力学特性を把握し、それを耐震設計に考慮することによって設計の合理化と経済性の向上が期待できる。

耐震設計の基本方針として、構造物の耐用期間内に数回経験するような地震動に対して構造物の通常の機能が保持され、極めてまれな大きな地震動に対してはある程度の損傷は許容しながらも構造物全体の破壊には至らず、利用者の安全を確保するといった考え方が定着しつつある。このような方針で耐震設計する場合には、二段階の設計地震荷重を設定し、第一段階では構造物の機能の保持に関する照査、第二段階では利用者の安全確保に関する照査が必要となる。このような設計を可能なものとするためには、構造部材の降伏に至るまでの力学特性とともに、部材が降伏した後の終局状態に至るまでの力学特性をも把握しておく必要がある。

本資料は、以上のような観点から鉄筋コンクリート橋脚の模型反復載荷実験を筑波において新しく開発した部材耐震強度実験施設を用いて行い、その終局状態に至るまでの力学特性を調査した結果を報告するものである。

昭和56年10月

地震防災部長	栗	林	栄	一
耐震研究室				
室長	上	田		治
研究員	萩	原	良	二
	柴	田	松	雄
	小	山	達	彦



目 次

まえがき

1. 実験の概要	1
1.1 模型実験の対象構造物	1
1.2 実験施設	1
1.3 模型載荷実験の概要	1
2. 実験結果	9
3. 解析的検討	22
3.1 耐力に関する解析的検討	22
3.2 荷重～変位曲線に関する解析的検討	22
3.3 履歴特性に関する解析的検討	25
4. まとめ	35
謝辞	36
参考文献	36
付録一 1 部材耐震強度実験施設の概要	37
付録一 2 模型の概要	40
付録一 3 載荷実験によって得られた荷重～変位曲線	49
付録一 4 履歴曲線から得られる減衰定数	63

1. 実験の概要

1.1 模型実験の対象構造物

本州四国連絡橋児島一坂出ルート of 番の州高架橋を対象に模型実験を行った。番の州高架橋は図1—1に示したように道路と鉄道の併用橋となることから、橋脚が上段柱と下段柱の二つの構造系に分かれている。このような構造系においては、とくに橋軸直角方向の地震入力に対する上段柱の応答を詳細に把握しておくことが耐震設計上重要である。そこで、この番の州高架橋の鉄筋コンクリート橋脚上段柱の模型載荷実験を行った。

1.2 実験施設

模型載荷実験は、建設省土木研究所が筑波において新しく開発した部材耐震強度実験施設を用いて行った。本施設は構造部材ならびに地盤の弾性領域から塑性領域にまで至る力学特性を調べるために開発されたものである。載荷実験は縦20m、横15m、深さ5mのテストピットの中に供試体を設置し、表1—1および図1—2に示したような性能を有する加振負荷装置を用いて行われる。この装置は1台当りの最大載荷重125t、最大変位振幅125mmで0～30Hzの周波数範囲の任意波形を入力することが可能なものであり、大規模な供試体を用いた静的ならびに動的な載荷実験を行うことができる（付録—1参照）。

1.3 模型載荷実験の概要

実験に用いた模型の縮尺は、1/4 模型1体（図1—3）、 $1/(4\sqrt{2})$ 模型6体（図1—4）とし、実橋における上段柱の力学特性を調べるとともに、構造形式の違いが耐震性に及ぼす影響についても調べるために、模型の条件を次のような観点から表1—2のように設定した。

- (1) 1/4 模型および $1/(4\sqrt{2})$ 模型1体は実橋の構造条件を忠実に反映したものとする。
- (2) 荷重の載荷条件（一方向載荷、正負交番載荷）の違いによる影響を調べる。
- (3) 上段柱下端隅角部にハンチを付けることの効果を調べる。
- (4) 主鉄筋の径の大小ならびに側方筋の有無による効果を調べる。
- (5) SRC構造とした場合の力学特性を調べる。
- (6) SRC構造とした場合のスタッドジベルの効果を調べる。

荷重は上部構造（道路部）重心位置に水平力正負交番載荷とした。ただし、 $1/(4\sqrt{2})$ 模型1体に対しては一方向載荷とした。入力の制御方法は、主鋼材が降伏点に達するまでは荷重制御とし、降伏点以降は変位制御とした。実際には模型によって主鋼材が降伏点に達した時の載荷点変位 δ は異なるが、No.1 模型において外側主鉄筋に式（1.1）に示す降伏ひずみ ϵ_y が生じた時の載荷点変位を基本変位量 δ_0 （=18mm）として、 $1/4\sqrt{2}$ 模型については6ケースとも載荷点変位が δ_0 に達するまでは荷重制御とし、それ以降については δ_0 の整数倍の変位制御で入力している。1/4 模型では相似則に従って載荷点

変位が $\sqrt{2} \delta$ に達するまでは荷重制御とし、それ以降については $\sqrt{2} \delta$ の整数倍の変位制御で入力している。

$$\epsilon_0 = \frac{\sigma_{sy}}{E_y} = \left. \begin{array}{l} 1,760 \times 10^{-6} \text{ (鉄筋)} \\ 1,670 \times 10^{-6} \text{ (鉄骨)} \end{array} \right\} \dots\dots\dots (1.1)$$

ここに、

σ_{sy} : テストピースの引張試験による降伏応力度 (鉄筋 : 3,700 kg/cm², 鉄骨 : 3,500 kg/cm²)

E_y : 鋼材の弾性係数 (2.1×10^6 kg/cm²)

荷重制御入力においては荷重を段階的に増加させ、各ステップで荷重を零に戻し、同一荷重での載荷くり返しは行わなかった。ただし、No.7 模型については載荷くり返しの影響を調べるために ± 70 t で10回のくり返し載荷を行った。一方、変位制御入力においては各ステップでの同一変位載荷くり返し回数を No.1 模型 (一方向載荷) については3回、その他の模型 (正負交番載荷) については10回とした。また載荷速度は荷重制御時においては2~3 t/sec, 変位制御時においては0.2~0.3 cm/sec 程度であり、荷重または変位ピーク時に行ったびびり観測には2~20分を要した。

なお、模型の高さがテストピットの深さに比べて大きいので、図1-5に示したように模型を水平に寝かせて載荷実験を行った。付録-2に模型の概要を示している。

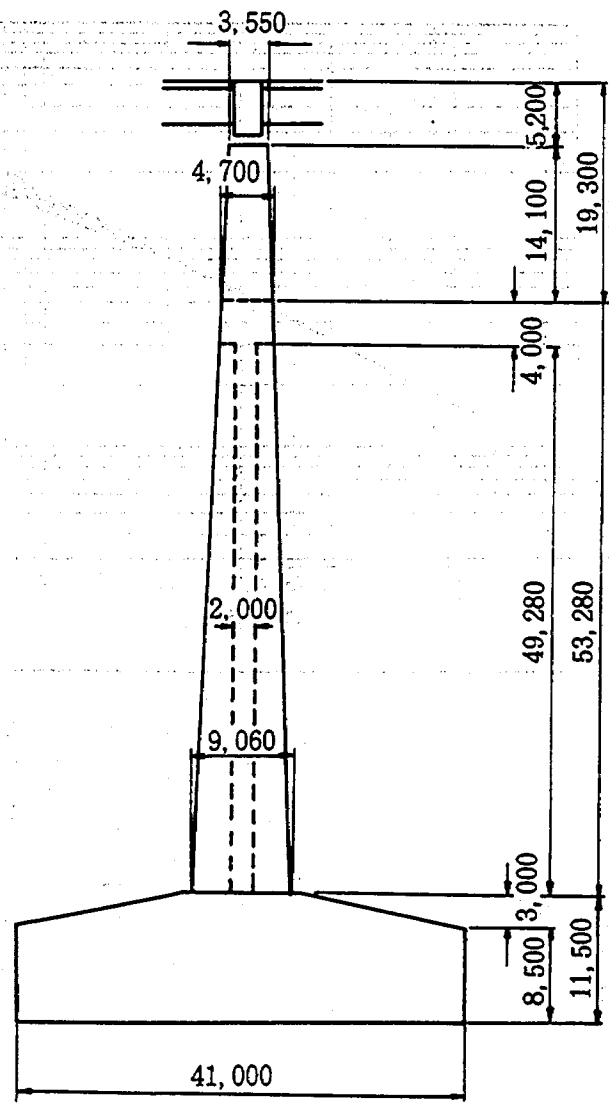
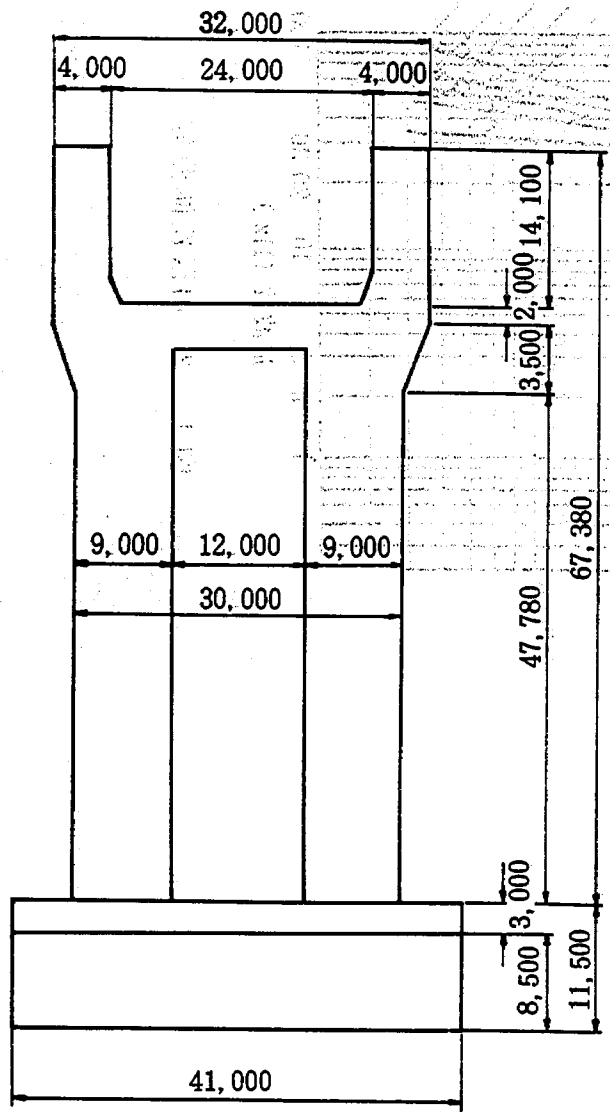


図 1-1 番の州高架橋橋脚一般図

表 1-1 加振装置の主要諸元

項 目	諸 元
加振力	$\pm 125 \text{ ton} \times 2 \text{ 台}$
最大変位振幅	$\pm 125 \text{ mm}$
最大速度	$\pm 1 \text{ m/sec}$
周波数範囲	DC ~ 30 Hz
加振波形	正弦波, 三角波, 矩形波, ランプ波, ランダム波
最大加振力持続時間	10秒 (最大速度正弦波加振時)
制御方式	アナログ制御, デジタル 制御 (32KWミニコン使用)
制御量	荷重, 変位または加速度
油圧供給方式	アキュムレータ蓄圧方式 ($200 \text{ l}/10\text{sec}$) $\times 6 \text{ 台}$ 油圧ポンプ併用 ($300 \text{ l}/\text{min}$) $\times 2 \text{ 台}$

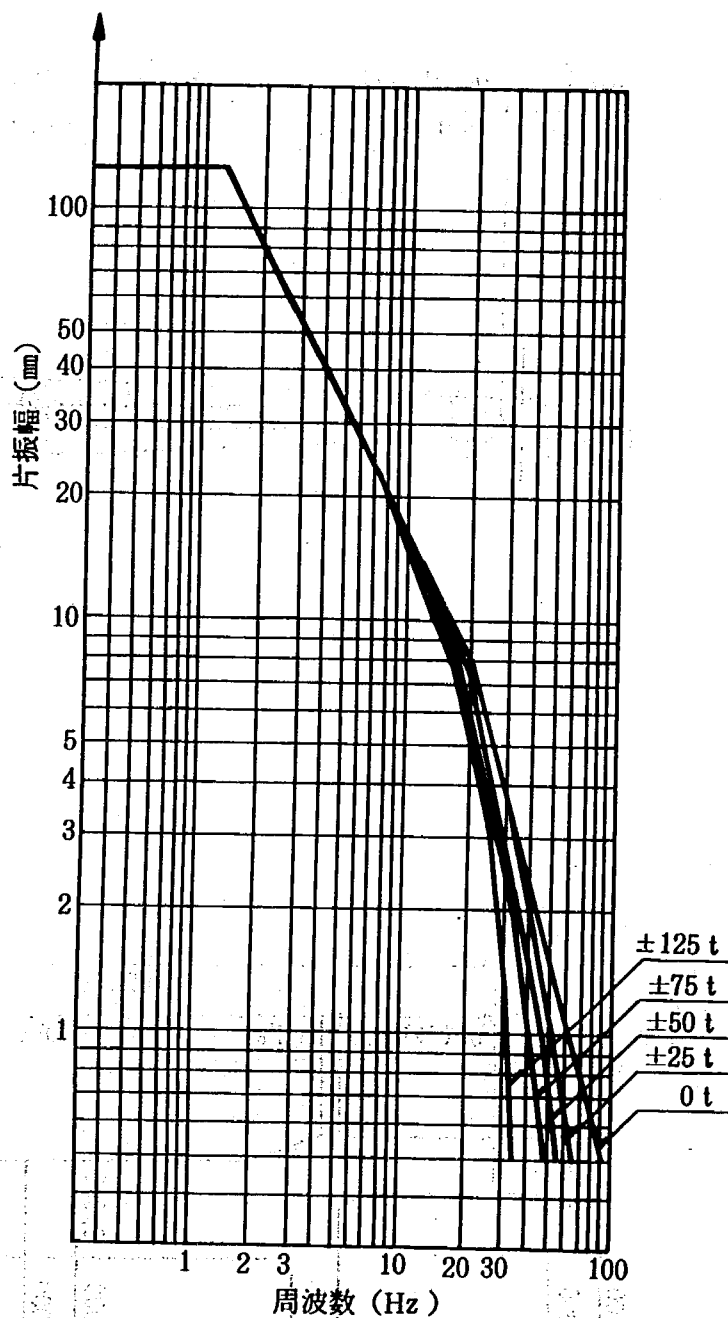


図 1-2 加振性能曲線

表 1 - 2 実験ケース一覧表

模 型	実 験 条 件
No. 1. $1/(4\sqrt{2})$ 一方向載荷模型	載荷条件を一方向載荷としたもので、他の条件は基本形模型と同様
No. 2. $1/(4\sqrt{2})$ ハンチ無模型	ハンチを付けないもので、他の条件は基本形模型と同様
No. 3. $1/(4\sqrt{2})$ 基本形模型	実橋の構造条件をできるだけ忠実に反映したもの（主鉄筋 D13・2 段、正負交番載荷）
No. 4. $1/(4\sqrt{2})$ 太径筋・側方筋無模型	主鉄筋に太径鉄筋を用い、側方筋を設置しないもの（主鉄筋 D29・1 段、正負交番載荷）
No. 5. $1/(4\sqrt{2})$ SRC・スタッド無模型	SRC 構造（スタッド無）としたもの（CT 形鋼 + D13・1 段、正負交番載荷）
No. 6. $1/(4\sqrt{2})$ SRC・スタッド有模型	SRC 構造（スタッド有）としたもの（CT 形鋼 + D13・1 段、正負交番載荷）
No. 7. $1/4$ 模型	実橋の構造条件をできるだけ忠実に反映したもの（主鉄筋 D13・3 段、正負交番載荷）

注 : $1/4$ 模型は軸力として相似則に従って死荷重反力に相当する荷重 118 t を載荷しているが、 $1/(4\sqrt{2})$ 模型は軸力を載荷していない。

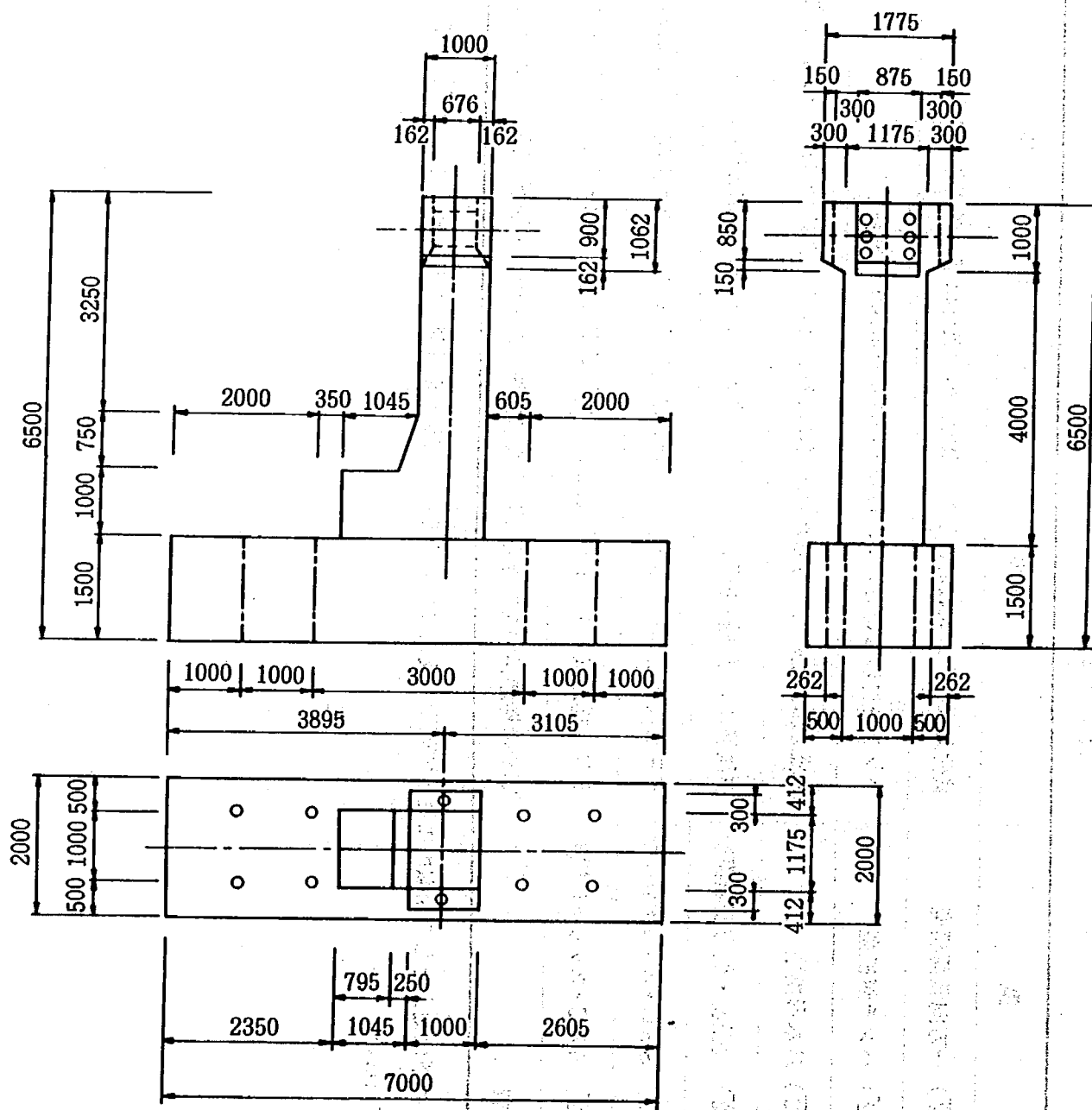
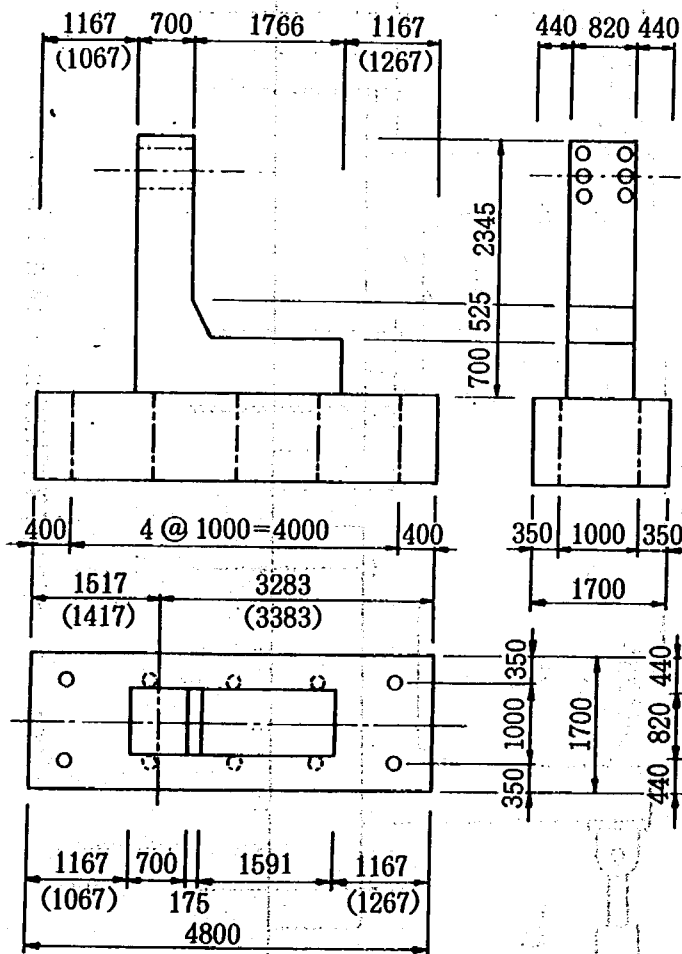


図 1-3 1/4 模型の諸元

Aタイプ

()内は一方方向荷供試体



Bタイプ

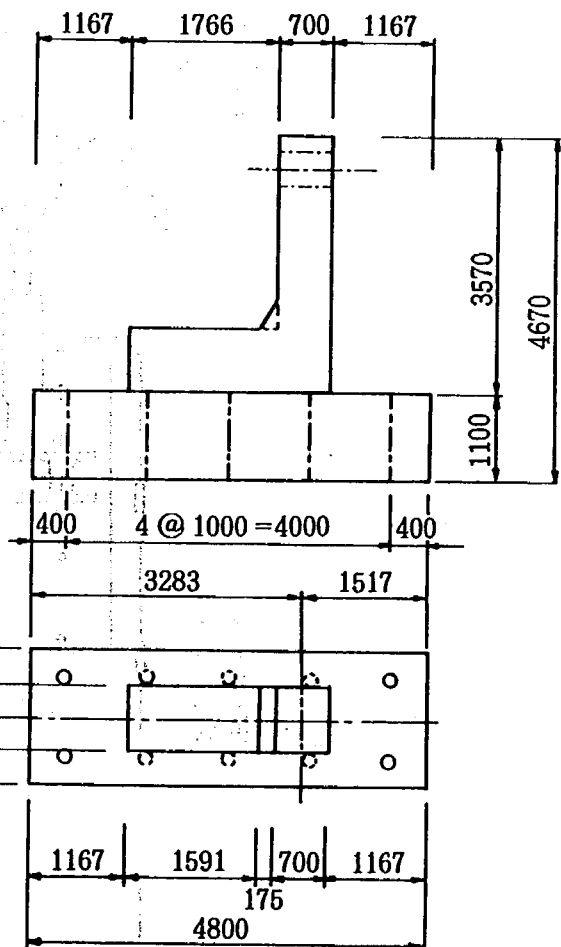


図1-4 $1/(4\sqrt{2})$ 模型の諸元

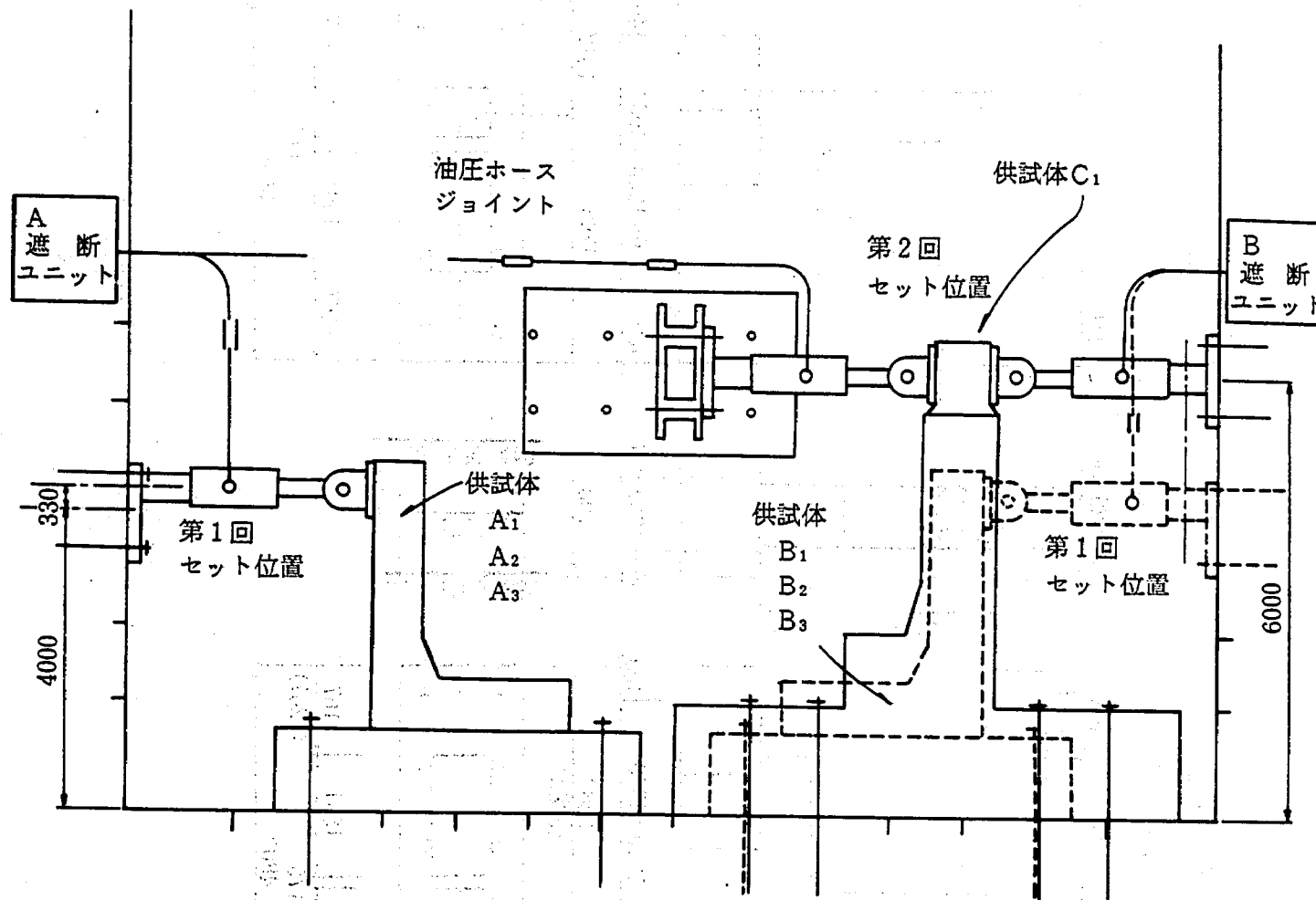


図1-5 番の州高架橋橋脚上段柱模型実験の概要

2. 実験結果

載荷実験の結果得られた各模型の荷重～変位曲線を付録—3に示している。また、各模型の降伏荷重、終局荷重、降伏変位、終局変位、ならびにポテンシャルエネルギーを表2—1、表2—2に示している。ここでの降伏点は、主鉄筋のひずみが $2,050 \times 10^{-6}$ に達した点とした。これは、模型において主鉄筋にひずみゲージを貼付するときの鉄筋のふしの研磨程度に合わせて、テストピースにひずみゲージを貼付して材料試験を行って測定した降伏ひずみ量である。実験結果の整理にあたっては、降伏荷重ならびに降伏時柱頭変位量の値は外側主鉄筋のひずみが $2,050 \times 10^{-6}$ に達した時の値とした。

荷重～変位曲線を見ると、主鉄筋が降伏した後も荷重は増加し、 $2 \sim 3 \delta$ の変位を与えた時に最大荷重（終局荷重）となり、その値は基本形で降伏荷重の $2 \sim 3$ 割増となっている。さらに変位が大きくなると荷重は次第に低下し、基本形では $4 \sim 5 \delta$ の変位を与えた時降伏荷重程度に低下している（終局変位に達している）。また、同一変位でくり返し載荷した時、1回目の載荷で荷重が顕著に低下し、2回目以降のくり返し載荷によって徐々に荷重が低下している。

各模型の最終的な破壊モードを図2—1に示している。一方向載荷の場合（No.1）、上段柱下端におけるクラックが先行的に発生していたが、最終的にはハンチ部から左上方向に伸びるクラックが貫通してせん断破壊に至った。また、主鉄筋に太径筋を用い、側方筋を設置していない場合（No.4）は、上段柱上部でせん断破壊に至っている。その他の模型では、上段柱下端で曲げ破壊に至っている。

主鉄筋が降伏するまでの荷重～変位包路線を図2—2に示している。降伏時の剛性は、初期剛性に比べて $1/3 \sim 1/4$ 程度に低下している。また、ハンチの無い模型No.2および主鉄筋に太径筋を用いて側方筋の無い模型No.4は、基本形（No.3）に比べて $1 \sim 2$ 割程度降伏荷重が低下している。一方、軸力を考慮すると（No.7）、 2 割程度降伏荷重が増加している。

終局時までの荷重～変位包路線を、くり返し載荷1回目（ $n=1$ ）および10回目（ $n=10$ ）について図2—3、図2—4に示している。ここで、降伏荷重までの荷重～変位曲線は、 $n=1$ の場合は包路線を用い、 $n=10$ の場合はスケルトンを用いている。図2—5には上段柱下端断面における実測回転角を示している。また、各模型の耐震性能の比較を表2—3、表2—4ならびに図2—6～図2—10に示している。

載荷条件を一方向載荷とした場合（No.1）と正負交番載荷とした場合（No.3）の実験結果を比較すると、降伏荷重および終局荷重はほぼ両者は等しいが、終局変位は正負交番載荷とした場合は一方向載荷とした場合の40%程度であり、荷重が正負交番で載荷されることによってじん性率（終局変位 δ_u /降伏変位 δ_y ）が $1/2 \sim 1/3$ に低下している（図2—6）。

上段柱下端にハンチを付けた場合（No.3）と付けなかった場合（No.2）の実験結果を比較すると、ハンチを付けることによって降伏荷重ならびに終局荷重が $2 \sim 3$ 割程度大きくなっている。正荷重（ハンチ圧縮）による降伏変位、終局変位、およびじん性率に関しては、両者の間にほとんど差はないが、負荷重（ハンチ引張）による降伏変位はハンチを付けることによって $1 \sim 2$ 割程度大きくなり、一方終局変位は両者でほぼ等しいことからハンチを付けるとじん性率が $1 \sim 2$ 割程度小さくなる傾向がある（図2—7）。

主鉄筋に太径筋を用い、側方筋を設置しなかった場合 (No 4) と基本形 (No 3) の実験結果を比較すると、前者は上段柱上部でせん断破壊に至り、後者は上段柱下端で曲げ破壊に至っており、前者は後者に比べて降伏荷重で 1 割程度、終局荷重で 2 割程度、じん性率で 4 割程度低下している。

上部構造の死荷重反力に相当する軸力を考慮した場合 (No 7) と考慮しなかった場合 (No 3) の実験結果を比較すると、軸力を考慮することにより降伏荷重で 2 割程度、終局荷重で 1 割程度大きくなっているが、じん性率は 1～2 割程度小さくなっている (図 2-8)。

R C 構造とした場合 (No 3) と S R C 構造とした場合 (No 6) の実験結果を比較すると、S R C 構造の方が降伏荷重ならびに終局荷重が 1～2 割程度大きくなる傾向があるが、両者はほぼ同様の耐震性能を有している (図 2-9)。ここで S R C 構造の方が荷重が大きめの値となっているのは、模型は材料の公称強度を用いて設計しており、鉄骨の実際の強度が公称強度に比べて大きめの値であったことによるものと考えられる。

S R C 構造とした場合において、ハンチ下端以下の主鉄骨にスタッドジベルを付けた場合 (No 6) とスタッドジベルを付けなかった場合 (No 5) の実験結果を比較すると、両者はほぼ同様の耐震性能を示している (図 2-10)。これは、主鉄骨の抜け出しの影響が小さかったためであると考えられる。

設計荷重相当の荷重作用の時のひびわれ幅を表 2-5 に示している。基本形模型 (No 3) および 1/4 模型 (No 7) の残留ひびわれ幅を実橋系に換算すると、それぞれ 0.2 mm 未満および 0.15 mm 未満であり、一般に 0.2 mm 以下のひびわれ幅は耐久性上問題はないものとされていることから、設計荷重程度の荷重載荷による残留ひびわれが耐久性に及ぼす影響は小さいと考えられる。また、実験結果にもとづいて推定した実橋上段柱の耐震性能を表 2-6 に示している。

表2-1 実験結果一覧表 ($n = 1$ 包絡線)

項 目	載荷方向 模 型	負荷重 (ハンチ引張)						正荷重 (ハンチ圧縮)							
		No.1 一方向 載 荷	No.2 ハンチ 無	No.3 基本形	No.4 太径筋 側方筋無	No.5 SRC スタッド 無	No.6 SRC スタッド 有	No.7 1/4模型	No.1 一方向 載 荷	No.2 ハンチ 無	No.3 基本形	No.4 太径筋 側方筋無	No.5 SRC スタッド 無	No.6 SRC スタッド 有	No.7 1/4模型
降 伏 荷 重 P_y (t)		—	-55	-75	-69	-72	-79	-175	75	61	72	66	80	85	177
終 局 荷 重 P_u (t)		—	-69	-89	-73	-94	-96	-187	92	73	89	68	100	101	200
P_u/P_y		—	1.25	1.19	1.06	1.31	1.22	1.07	1.23	1.20	1.24	1.03	1.25	1.19	1.13
降 伏 変 位 δ_y (cm)		—	-2.3	-2.6	-2.6	-2.2	-2.3	-4.1	2.0	2.1	2.1	2.3	1.9	2.2	3.2
終 局 変 位 δ_u (cm)		—	-7.8	-7.5	-4.5	-8.5	-8.3	-9.6	19.6	7.6	7.9	4.9	8.5	7.6	10.9
δ_u/δ_y		—	3.4	2.9	1.7	3.9	3.6	2.3	9.8	3.6	3.8	2.1	4.5	3.5	3.4
ポテンシャル エネルギー E_u (t・cm)		—	354	442	201	529	540	1,190	1,610	366	407	210	579	505	1,430
δ_u/δ_y		—	0.78	0.69	0.69	0.82	0.78	0.63	0.90	0.86	0.86	0.78	0.95	0.82	0.81

注) P_y : 外側鉄筋が降伏点強度に達する時の柱頭部荷重

P_u : $n = 1$ の包絡線での最大荷重

δ_y : P_y に対応する柱頭変位

δ_u : $n = 1$ の包絡線で δ_y 以降、荷重が P_y に等しくなる時の柱頭変位

E_u : $P-\delta$ 包絡線を終局変位まで積分したもの

表2-2 実験結果一覧表 (n=10包絡線)

項目	載荷方向 模 型	負荷重 (ハンチ引張)							正荷重 (ハンチ圧縮)						
		No.1 一方向 載 荷	No.2 ハンチ 無	No.3 基本形	No.4 太径筋 側方筋無	No.5 SRC スタッド 無	No.6 SRC スタッド 有	No.7 1/4模型	No.1 一方向 載 荷	No.2 ハンチ 無	No.3 基本形	No.4 太径筋 側方筋無	No.5 SRC スタッド 無	No.6 SRC スタッド 有	No.7 1/4模型
降 伏 荷 重 $P_y(t)$ $n=1$		—	-55	-75	-69	-72	-79	-175	75	61	72	66	80	85	177
終 局 荷 重 $P_u(t)$ $n=10$		—	-61	-80	-60	-86	-85	-158	—	65	79	58	90	89	168
$\frac{P_u(n=10)}{P_y(n=1)}$		—	1.11	1.07	(0.87)	1.19	1.08	(0.90)	—	1.07	1.10	(0.88)	1.13	1.05	(0.95)
降 伏 変 位 $\delta_y(cm)$ $n=1$		—	-2.3	-2.6	-2.6	-2.2	-2.3	-4.1	2.0	2.1	2.1	2.3	1.9	2.2	3.2
終 局 変 位 $\delta_u(cm)$ $n=10$		—	-5.3	-4.4	—	-5.3	-4.7	—	17.3	4.4	4.8	—	5.3	4.4	—
$\frac{\delta_u(n=10)}{\delta_y(n=1)}$		—	2.3	1.7	—	2.4	2.0	—	8.7	2.1	2.3	—	2.8	2.0	—

注) P_y : 外側鉄筋が降伏点強度に達した時の柱頭部荷重

P_u : n=10の包絡線での最大荷重

δ_y : P_y に対応する柱頭変位

δ_u : n=10の包絡線で δ_y 以降、荷重が P_y に等しくなる時の柱頭変位

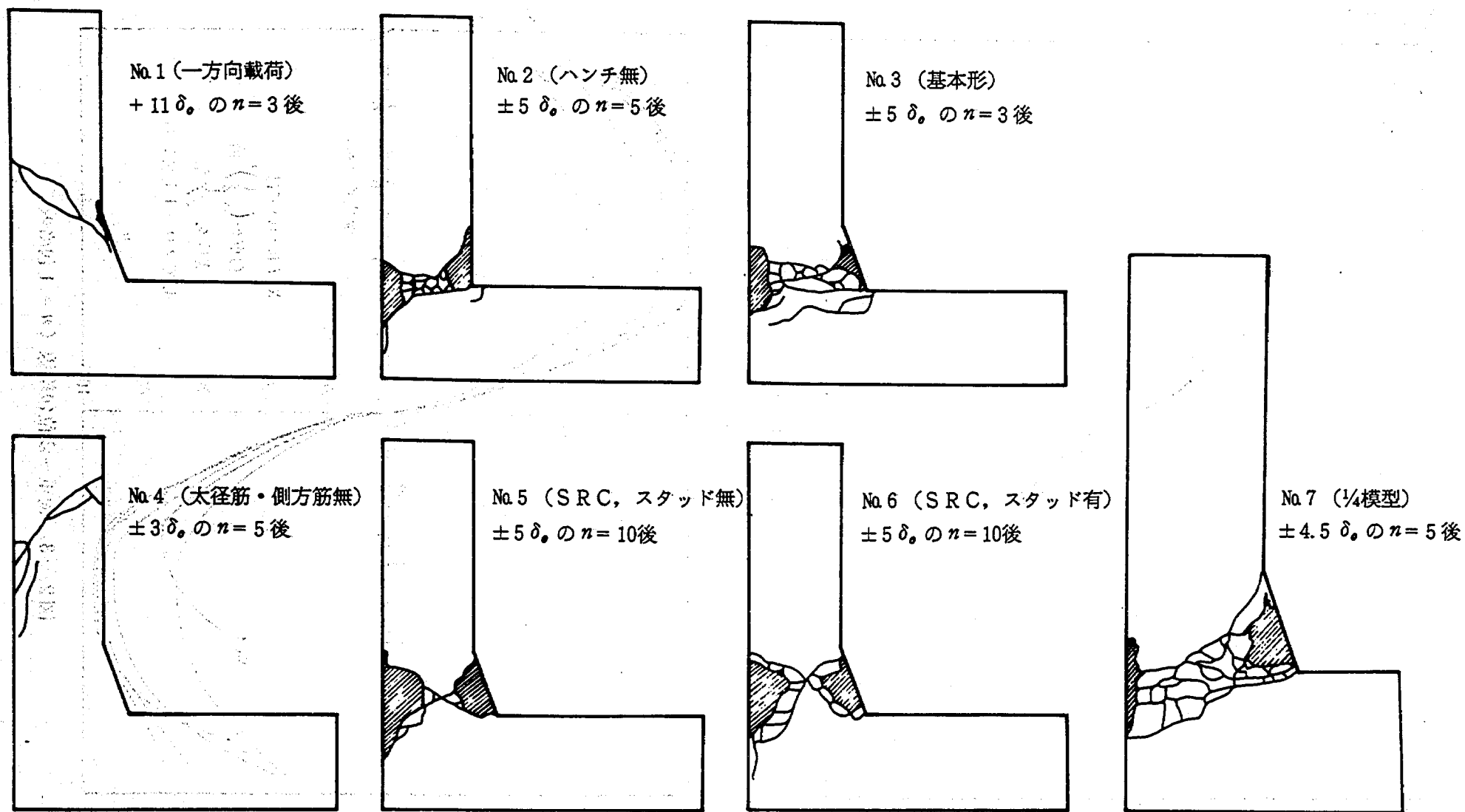


図2-1 供試体の破壊状況

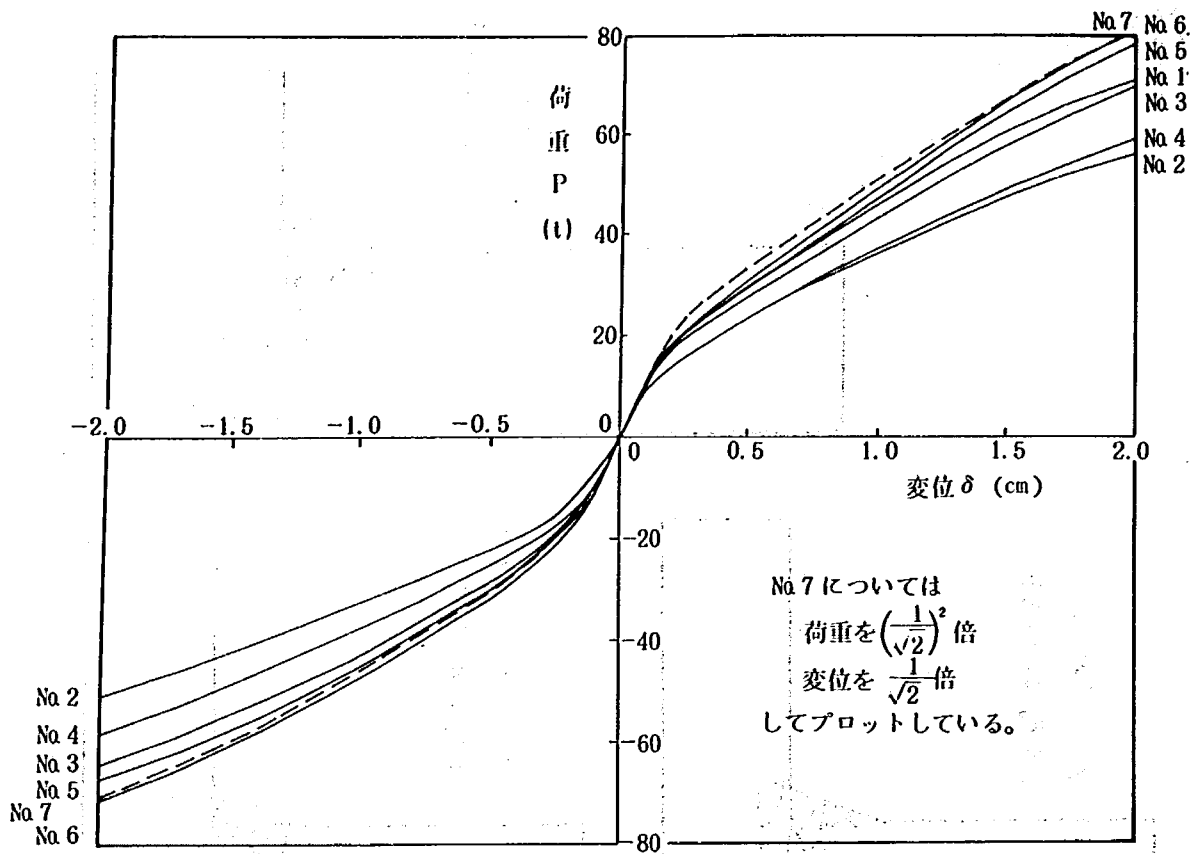


図 2-2 荷重～変位包絡線（荷重制御）

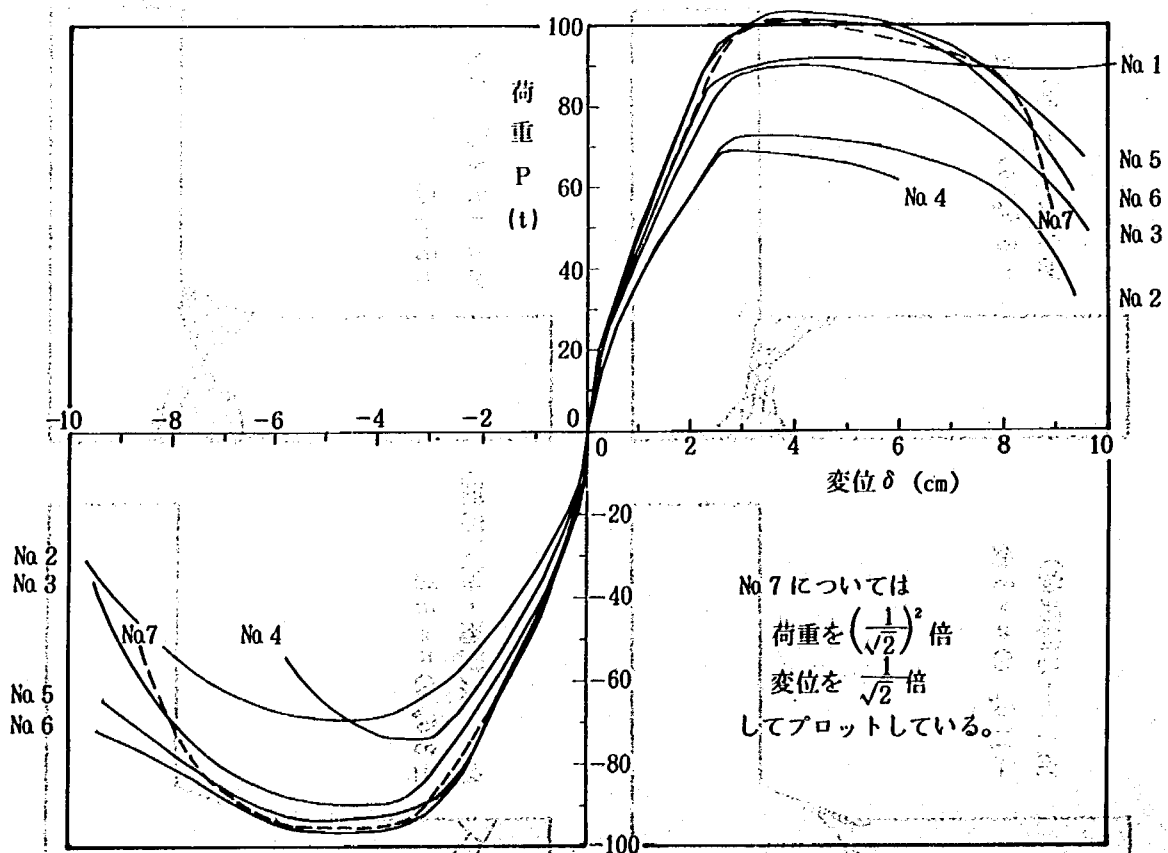


図 2-3 荷重～変位包絡線（ $n = 1$ 包絡線）

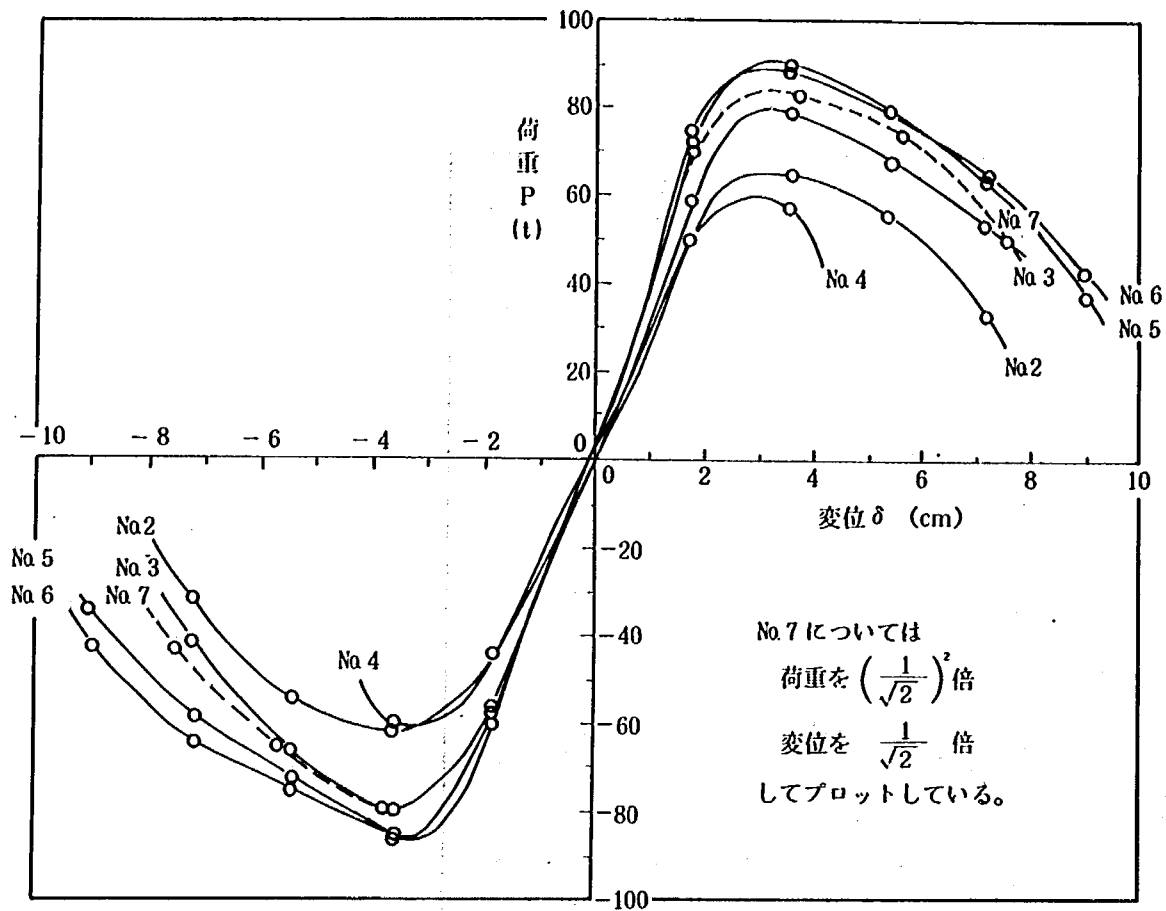


図 2-4 荷重～変位包絡線 ($n=10$ 包絡線)

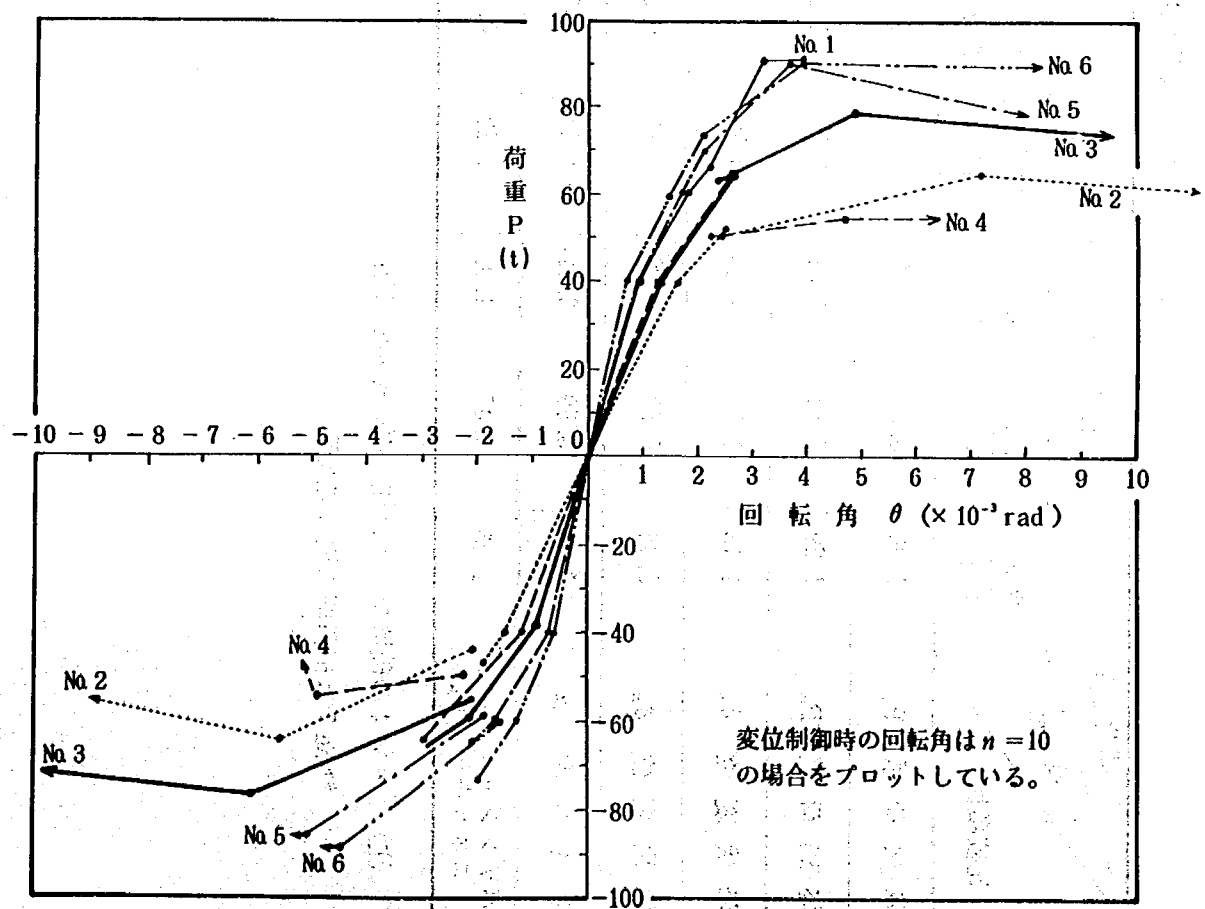


図 2-5 上段柱下端断面における実測回転角

—16—

注) * Na 4 の破壊モードは柱上部のせん断破壊

**** No. 7 は相似則に従って換算**

表 2-4 各模型の耐震性能の比 ($n=10$ 包絡線)

比較項目	載荷方向 模 型	負荷重 (ハンチ引張)					正荷重 (ハンチ圧縮)					
		No. 3	No. 4 *	No. 6	No. 6	No. 7 **	No. 3	No. 3	No. 4 *	No. 6	No. 6	No. 7 **
		No.2	No.3	No.5	No.3	No.3	No.1	No.2	No.3	No.5	No.3	No.3
降 伏 荷 重 P_y		1.36	0.92	1.10	1.05	1.17	—	1.18	0.92	1.06	1.18	1.23
終 局 荷 重 P_u		1.31	0.75	0.99	1.06	0.99	—	1.21	0.73	0.99	1.13	1.06
降 伏 変 位 δ_y		1.13	1.00	1.05	0.89	1.12	—	1.00	1.10	1.15	1.05	1.08
終 局 変 位 δ_u		0.83	—	0.89	1.07	—	—	1.09	—	0.83	0.92	—
じ ん 性 率 μ		0.74	—	0.83	1.18	—	—	1.09	—	0.71	0.87	—

注) * No. 4 の破壊モードは柱上部のせん断破壊

** No. 7 は相似則に従って換算

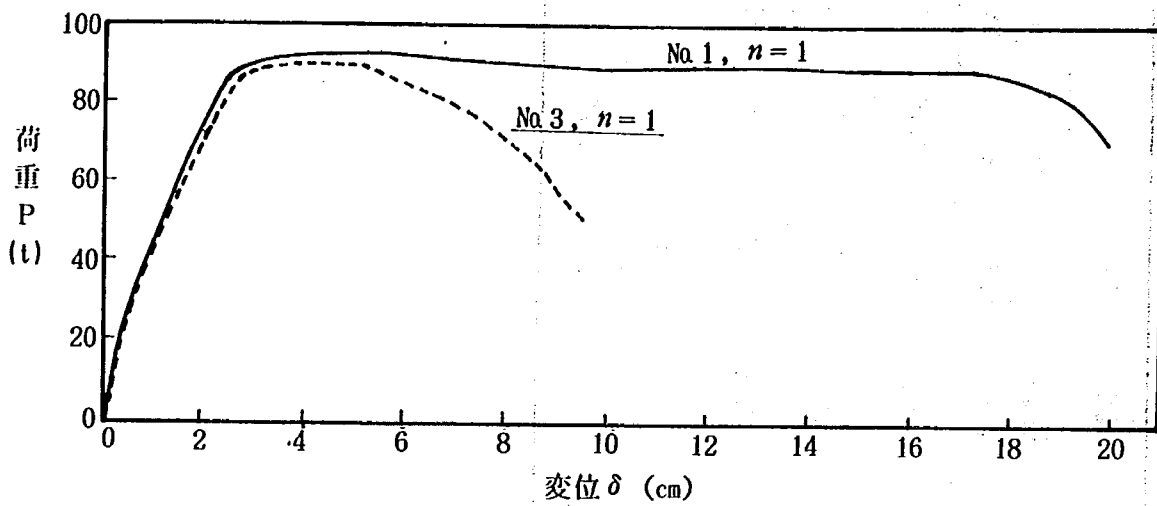


図2-6 正負交番载荷の影響 (No. 1 と No. 3 の比較)

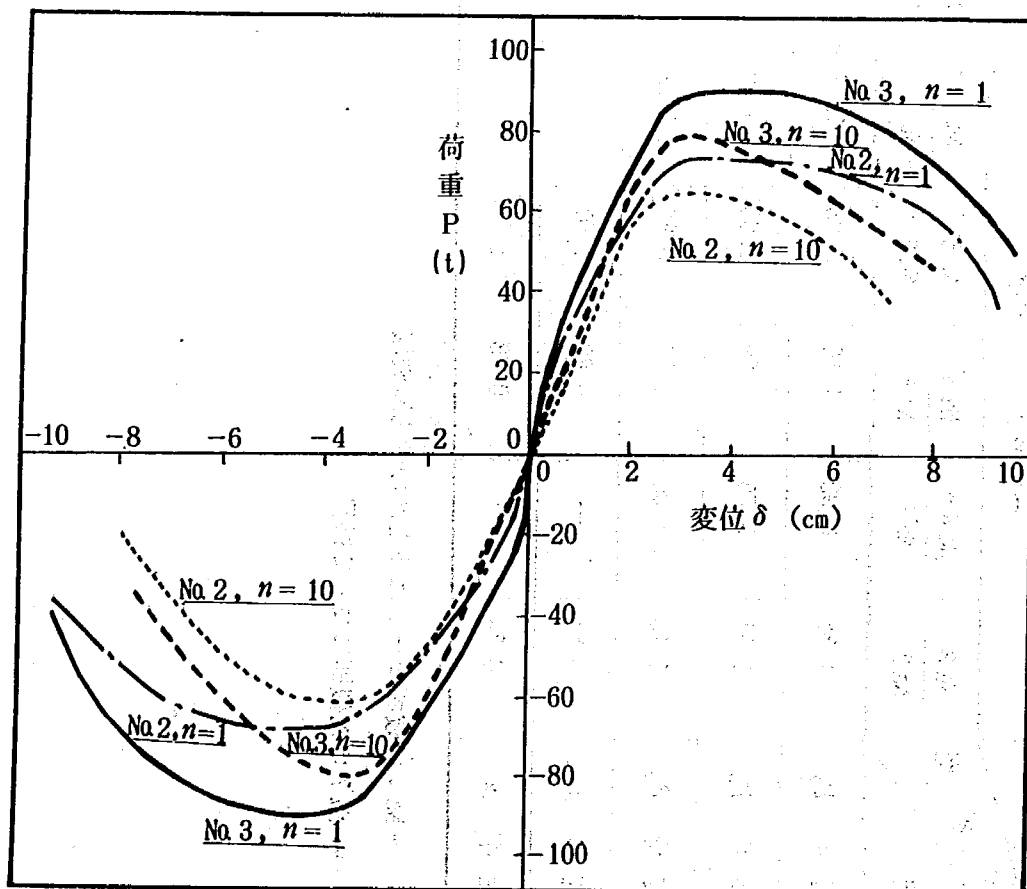


図2-7 ハンチの効果 (No. 2 と No. 3 の比較)

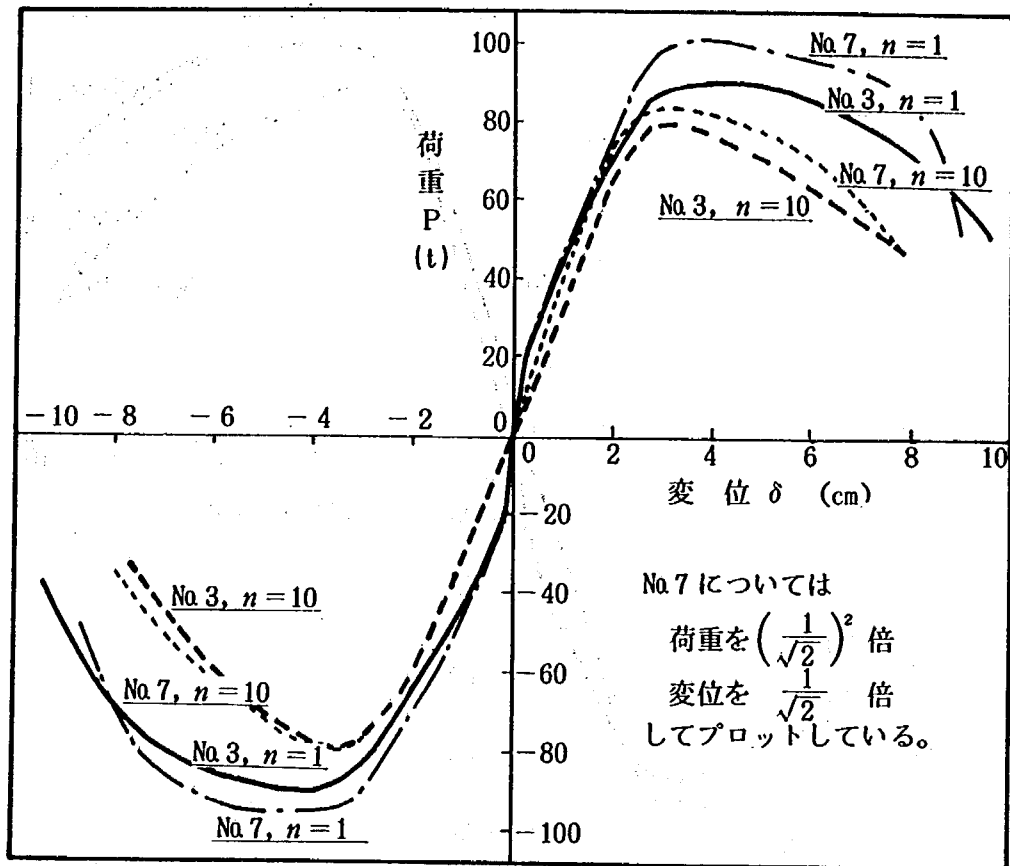


図2-8 軸力の効果 (No. 3とNo. 7の比較)

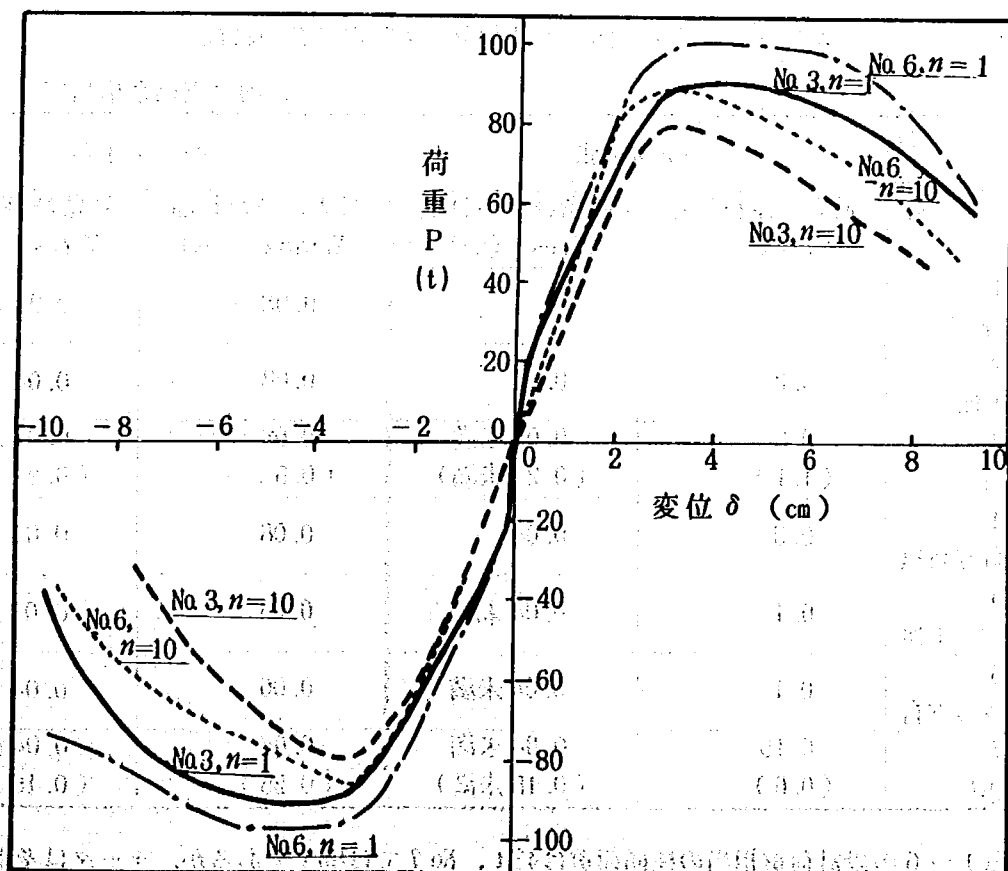


図2-9 RCとSRCの違い (No. 3とNo. 6の比較)

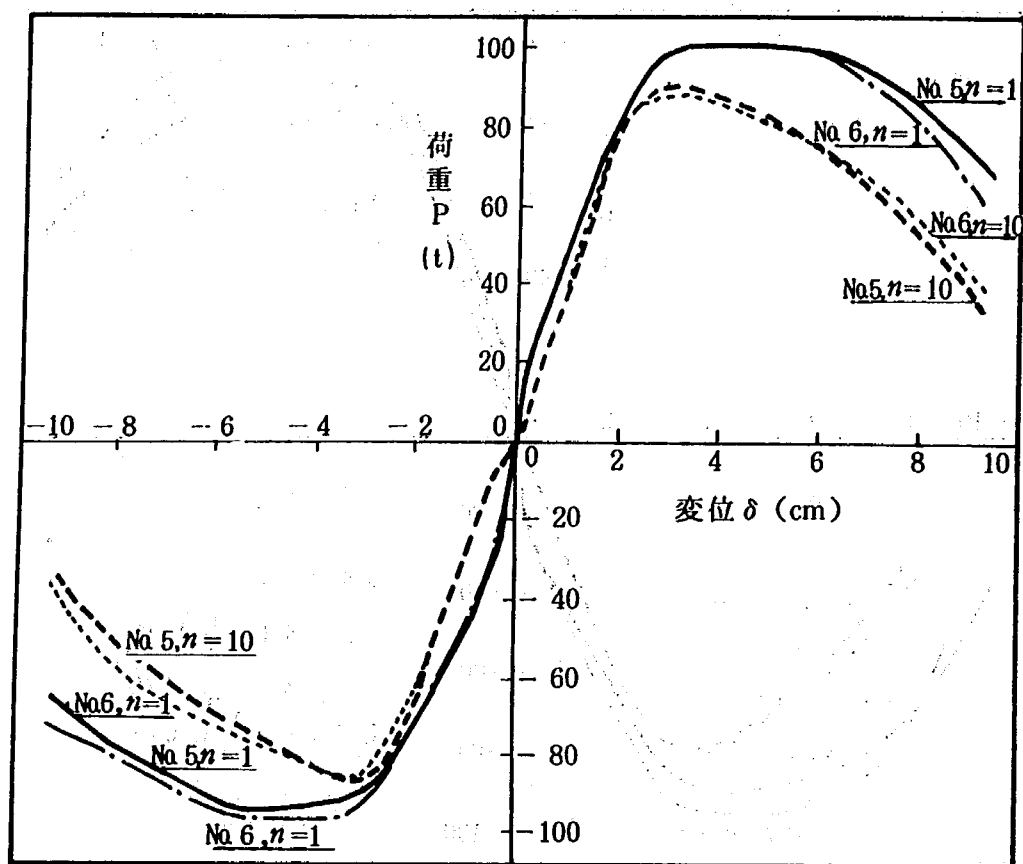


図2-10 スタッドの効果 (No. 5 と No. 6 の比較)

表2-5 各試験体の設計荷重作用時のひびわれ幅

() 内は実橋系相当値

模 型	載荷方向 項 目	ハンチ引張		ハンチ圧縮	
		最大ひびわれ幅 Wmax (mm)	残留ひびわれ幅 Wres (mm)	最大ひびわれ幅 Wmax (mm)	残留ひびわれ幅 Wres (mm)
No. 1	一方向載荷	—	—	0.08	0.04 未満
No. 2	ハンチ無	0.3	0.04	0.08	0.04 未満
No. 3	基本形	0.2 (1.1)	0.04 未満 (0.2 未満)	0.08 (0.5)	0.04 未満 (0.2 未満)
No. 4	太径筋・側方筋無	0.3	0.04	0.08	0.04 未満
No. 5	SRC・スタッド無	0.1	0.04 未満	0.04	0.04 未満
No. 6	SRC・スタッド有	0.1	0.04 未満	0.06	0.04 未満
No. 7	1/4模型	0.15 (0.6)	0.04 未満 (0.15 未満)	0.06 (0.25)	0.04 未満 (0.15 未満)

注) No. 1～6 の設計荷重相当の柱頭荷重は43t, No. 7 では86t であるが、データはそれぞれ40t と80t の値を使用した。

表 2—6 実験結果から推定した実橋上段柱の耐震性能

項 目		負荷重 (ハンチ引張)		正荷重 (ハンチ圧縮)	
		1	10	1	10
耐 荷 力	降伏荷重 P_y (t)	-2,800	-2,800	2,830	2,830
	終局荷重 P_u (t)	-2,990	-2,530	3,200	2,690
変 形 性 能	降伏変位 δ_y (cm)	-16.4	-16.4	12.8	12.8
	終局変位 δ_u (cm)	-38.4	—	43.6	—
	じん性率 μ	2.3	—	3.4	—
ポテンシャル エネルギー E_u (t・cm)		76,200	—	91,500	—

3. 解析的検討

3.1 耐力に関する解析的検討

上段柱下端断面における降伏時および終局時の抵抗モーメント相当荷重の実験値と、RC断面としての計算値の比較を表3-1および図3-1に示している。降伏時では実験値の方がやや大きめの値となっているが、これはひびわれ発生点と鉄筋のひずみ測定点が必ずしも一致していないため、実験での断面状況が解析において仮定しているRC断面と完全に一致していないことによるものと考えられる。一方、終局時では載荷くり返し回数 $n=1$ の場合は両者はよく一致しているが、 $n=10$ の場合はくり返し載荷による耐力の低下によって実験値が小さめの値となっている。また、軸力を負荷した場合は降伏時では実験値が大きめの値となり、終局時には実験値が小さめの値となる傾向がある。これらのことからRC方式による抵抗モーメントの計算値は比較的精度が良いと言えるが、くり返し載荷の影響、軸力の影響等については配慮しておく必要がある。

3.2 荷重～変位曲線に関する解析的検討

一方向載荷模型(No.1)および基本形模型(No.3)における荷重～変位包絡線($n=1$)を対象に、実験値と計算値の比較を行った。その場合の荷重～変位曲線の算出方法は次のとおりである。

上段柱を高さ方向に m 分割し、各要素についてコンクリートひびわれ時、鉄筋降伏時、終局時の曲げモーメント M_c 、 M_y 、 M_u および曲率 ϕ_c 、 ϕ_y 、 ϕ_u を算出し、図3-2のような $M-\phi$ 関係を求める。ひびわれ時の M_c 、 ϕ_c は式(3.1)により算出する。

$$\left. \begin{aligned} M_c &= W \left(\sigma_{bt} + \frac{N}{A_g} \right) \\ \phi_c &= \frac{M_c}{E_c I_g} \end{aligned} \right\} \quad (3.1)$$

ここに、

- σ_{bt} : コンクリートの曲げ引張強度
- N : 各要素に作用する軸方向力
- A_g, I_g : 鉄筋をも考慮した換算断面積、換算断面2次モーメント
- W : 断面係数
- E_c : コンクリートのヤング係数

降伏時および終局時の M_y 、 ϕ_y 、 M_u 、 ϕ_u は、まず各要素の断面を n 分割し、各微小面積内で応力度およびひずみは一定とし、かつ断面の平面保持の法則が成立するものとして各要素のひずみを求める。このひずみの値を用いて図3-3のように仮定した応力～ひずみ関係より応力度を求め、式(3.2)および式(3.3)のつり合い条件を満足する中立軸を試算によって求める。

$$N = \sum_{i=1}^n \sigma_{ci} \cdot \Delta A_{ci} + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} \cdot \Delta A_{si} \quad (3.2)$$

$$M = \sum_{i=1}^n \sigma_{ci} \cdot x_i \cdot \Delta A_{ci} + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} \cdot x_i \cdot \Delta A_{si} \quad (3.3)$$

ここに,

N, M : 各断面に作用する軸力, 曲げモーメント

σ_{ci}, σ_{si} : 各微小要素内のコンクリートおよび鉄筋の応力度

$\Delta A_{ci}, \Delta A_{si}$: 各微小要素内のコンクリートおよび鉄筋の断面積

x_i : 各微小要素内のコンクリートまたは鉄筋から中立軸までの距離

中立軸が定まれば, 曲げモーメントは式 (3.3) より, 曲率は式 (3.4) より算出する。

$$\phi = \frac{\epsilon_{co}}{x_o} \quad (3.4)$$

ここに,

ϵ_{co} : コンクリートの縁ひずみ

x_o : コンクリートの圧縮縁から中立軸までの距離

M_y, ϕ_y は鉄筋のひずみを $\epsilon_s = \sigma_{sy}/E_s$ (σ_{sy} : 鉄筋の降伏点強度, E_s : 鉄筋のヤング係数) として, また M_u, ϕ_u はコンクリートの終局ひずみを $\epsilon_c = 0.0035$ と仮定して求める。

上段柱の曲げ変形による水平変位は式 (3.5) により算出する。

$$\left. \begin{aligned} \delta_i &= \int_0^{y_i} \theta dy \approx \sum_{j=2}^i \frac{\theta_j + \theta_{j-1}}{2} \cdot \Delta y_{j-1} \\ \theta_j &= \int_0^{y_j} \phi dy \approx \sum_{k=2}^j \frac{\phi_k + \phi_{k-1}}{2} \cdot \Delta y_{k-1} \end{aligned} \right\} \quad (3.5)$$

ここに,

δ_i : 上段柱下端 (固定端) から y_i の距離の断面 i におけるたわみ (水平変位)

θ_j, θ_{j-1} : 上段柱下端 (固定端) から数えて j 番目 (距離 y_j) および $j-1$ 番目の断面における回転角

Δy_{j-1} : 上段柱下端 (固定端) から数えて $j-1$ 番目と j 番目の断面の間の距離

ϕ_k, ϕ_{k-1} : 上段柱下端 (固定端) から数えて k 番目および $k-1$ 番目の断面における回転角

Δy_{k-1} : 上段柱下端 (固定端) から数えて $k-1$ 番目と k 番目の断面の間の距離

さらに, 上段柱下端 (ハンチ下端) において図 2-5 のような回転角が測定されたため, 表 3-2 のような計算モデルを仮定して上段柱下端断面における回転角を考慮した。各計算モデルの概要は次のとおりである。

Case A: ハンチ下端を固定と仮定して、上段柱の曲げ変形のみを考慮したモデル。ハンチ下端での回転角は考慮されない。

Case B: ハンチをフーチングまでそのままの角度で延長し、固定端をフーチング天端まで下げて上述の方法で曲げ変形を算出するモデル。ハンチ下端での回転角は、ハンチ下端からフーチングまでの部分の曲げ変形により考慮される。

Case C: ハンチ下端断面での鉄筋の抜け出しによって回転角を考慮したモデル (図3-4)。ハンチ下端断面での回転角 θ は式 (3.6) によって算出する。

$$\left. \begin{aligned} \theta &= \frac{d}{x} \\ d &= \frac{\epsilon_s \cdot \ell}{2} \\ \ell &= \frac{A_s \cdot \sigma_s}{U \cdot \tau_{bs}} \end{aligned} \right\} \quad (3.6)$$

ここに、

d : 主鉄筋抜け出し量

x : 主鉄筋から中立軸までの距離

ϵ_s : ハンチ下端断面における主鉄筋のひずみ

ℓ : ハンチ下端断面から主鉄筋のひずみが0となる位置までの主鉄筋の長さ (σ_s が降伏応力度以上の場合はそれ以後 ℓ の値は一定とする。)

A_s : 主鉄筋の断面積

σ_s : 主鉄筋の応力

U : 主鉄筋の周長

τ_{bs} : 平均付着応力度

Case D: (a) 正荷重 (ハンチ圧縮) の場合

ハンチ下端断面より下方における鉄筋の伸びによるコンクリートの塑性変形によって回転角を考慮したモデル (図3-5(a))。この場合、 ϵ_s はハンチ下端断面からフーチングまで一定と仮定し、式 (3.7) によってハンチ下端断面での回転角 θ を算出する。

$$\left. \begin{aligned} \theta &= \frac{d}{x} \\ d &= \epsilon_s \cdot \ell \end{aligned} \right\} \quad (3.7)$$

(b) 負荷重 (ハンチ引張) の場合

Case C の方法において、実測ひずみ分布およびひびわれ分布を参考にして主鉄筋のひずみが 0 となる位置をフーチング天端として回転角を考慮したモデル (図 3-5(b))。

図 3-6～図 3-11 に載荷点における荷重～変位曲線、ならびにハンチ下端断面における回転角の上述の各モデルによる計算値と実験値の比較を示している。

ハンチ下端を固定と仮定した Case A の計算値は、降伏時の変位について見ると実験値に対して正荷重で約 45%、負荷重で約 40% 程度の値となっている。実測水平変位に占める回転角による変位量の割合は、正荷重で約 35%、負荷重で約 30% であり、このハンチ下端断面における回転角を考慮することが重要であると考えられる。そこで、実測回転角による補正を施すと実験値に対して正荷重で約 80%、負荷重で約 70% 程度の値となり、実験値に近似してくる。しかしながら、降伏時以降の荷重～変位曲線の形状は計算値と実験値で異なっており、終局変位の計算値は基本形模型 (No. 3) における実測値の 1/2 程度の値となっている (図 3-6)。

ハンチ部をフーチング天端まで延長した Case B 計算値は、降伏時までの変位については実験値に対して正荷重では小さめの値となっており、負荷重では降伏直前に回転角が急増して変位が大きくなっている。これは、このモデルにおいては負荷重に対してハンチ下端断面が降伏する前にそれ以下の仮想断面が降伏するためである (図 3-7, 図 3-8)。

Case C, Case D 計算モデルにおいては、正負交番載荷の場合には回転角 θ が一方向に荷重を載荷して算出した回転角の 2 倍にまで達するという研究例を参考にして、ハンチ下端断面の回転角として θ と 2θ の値を用いて変位を求めている。回転角について見ると、正荷重では Case D ($+\theta$) が、負荷重では Case D ($-\theta$) および Case C (-2θ) が実験値と最もよく一致している (図 3-9)。荷重～変位曲線について見ると、Case D 計算値が比較的实验値に近似しており、正荷重では Case D ($+\theta$)、負荷重では Case D (-2θ) の場合が実験値と最もよく一致している (図 3-10, 図 3-11)。

さらに計算精度を向上させるためには、せん断変形、ひびわれ集中の効果なども考慮する必要があると考えられる。また、降伏時以降の荷重～変位曲線の形状はいずれのモデルによる計算値も実験値と異なっており、これを改善するためにはコンクリートの応力～ひずみ関係、曲げモーメント～曲率関係のモデル化の方法、側方筋ならびに拘束筋の効果などについても検討する必要があると考えられる。

3.3 履歴特性に関する解析的検討

付録-3 に示した各モデルの荷重変位曲線におけるヒステリシスループは、初期の段階ではばうすい型を示しているが、変位が大きく、また載荷くり返し回数が多くなるにつれて徐々に逆 S 字型に移行している。また、荷重～変位包絡線においては、降伏後も荷重は増大して最大荷重に達し、その後は徐々に荷重が低下している。また、同一変位でのくり返し載荷によって荷重が徐々に低下する傾向がある。このような複雑な履歴特性を表現する解析モデルはこれまでのところ提案されていないため、上述のような特性を定式化して新たにモデルを導くことが今後の検討課題である。

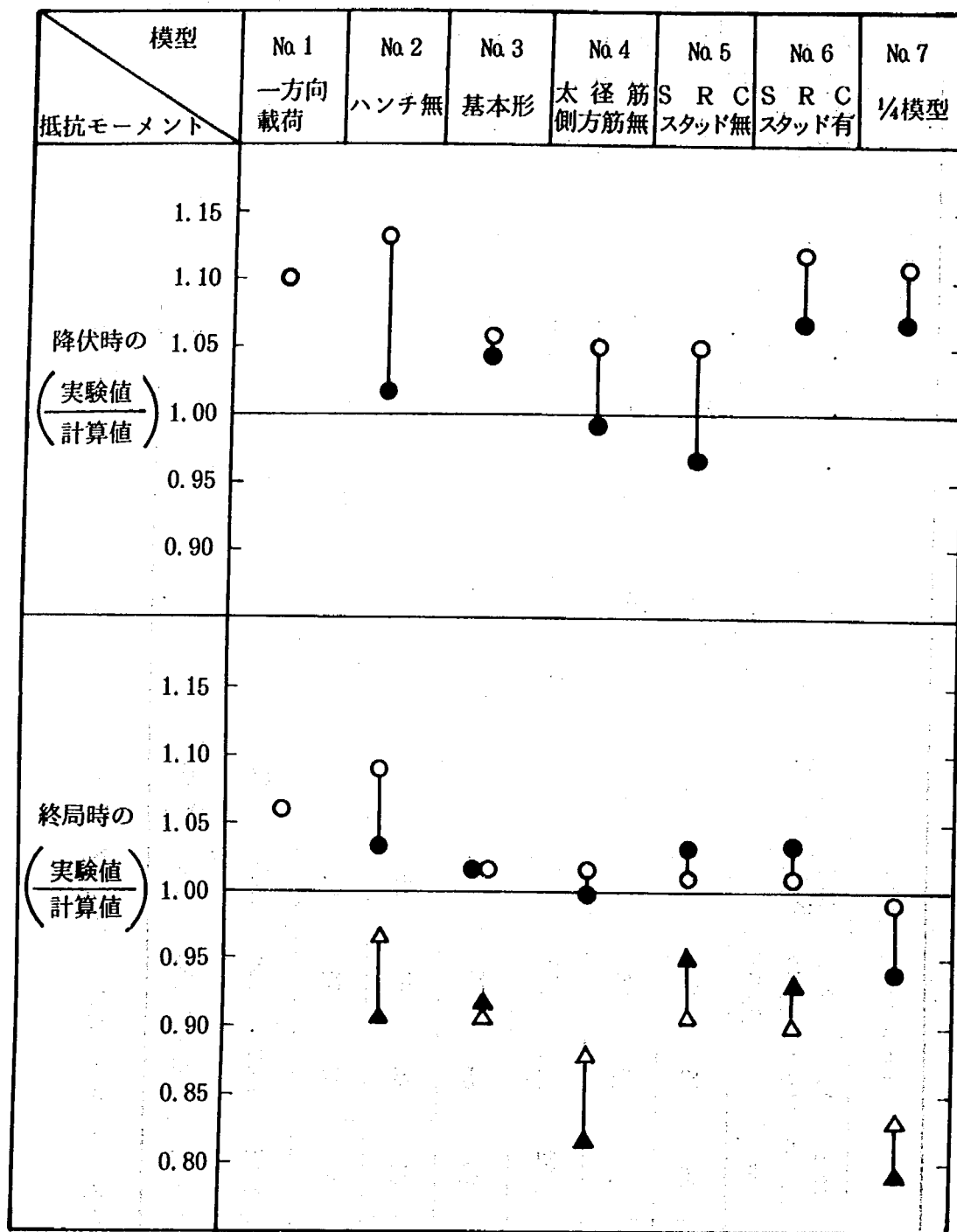
なお、実験で得られた履歴曲線から履歴減衰による等価な減衰定数 h を推定すると、変位振幅が δ 。

では $h = 0.02 \sim 0.04$, $2\delta_0$ では $h = 0.06 \sim 0.10$, $3\delta_0$ より大きくなると $h = 0.10 \sim 0.13$ 程度の値であった (付録-4)。

表3-1 上段柱下端断面降伏時および終局時抵抗モーメント相当載荷重の
実験値と計算値の比較

載荷方向 模 型 実材料 抵抗モーメント 相当載荷重(t)			負荷重 (ハンチ引張)							正荷重 (ハンチ圧縮)						
			No. 1 一方向 載 荷	No. 2 ハンチ 無	No. 3 基本形	No. 4 太径筋 側方筋無	No. 5 SRC スタッド 無	No. 6 SRC スタッド 有	No. 7 1/4模型	No. 1 一方向 載 荷	No. 2 ハンチ 無	No. 3 基本形	No. 4 太径筋 側方筋無	No. 5 SRC スタッド 無	No. 6 SRC スタッド 有	No. 7 1/4模型
降 伏 時	実 験 値		—	55	75	69	72	79	175	75	61	72	66	80	85	177
	計 算 値		—	54	72	70	74	74	163	68	54	68	63	76	76	160
	実 験 値 計 算 値		—	1.02	1.04	0.99	0.97	1.07	1.07	1.10	1.13	1.06	1.05	1.05	1.12	1.11
終 局 時	実 験 値	n = 1	—	69	89	73	94	96	187	92	73	89	68	100	101	200
		n = 10	—	61	80	60	86	85	158	—	65	79	58	90	89	168
	計 算 値		—	67	87	73	91	91	199	87	67	87	66	99	99	203
	実 験 値 計 算 値	n = 1	—	1.03	1.02	1.00	1.03	1.05	0.94	1.06	1.09	1.02	1.03	1.01	1.02	0.99
n = 10		—	0.91	0.92	0.82	0.95	0.93	0.79	—	0.97	0.91	0.88	0.91	0.90	0.83	

注) 計算値はハンチ上端断面と下端断面における抵抗モーメント相当載荷重のうち小さい方の値を示している。



注： 載荷繰返し回数 $n = 1$ { ○ 正荷重 (ハンチ圧縮)
● 負荷重 (" 引張)
 $n = 10$ { △ 正荷重 (" 圧縮)
▲ 負荷重 (" 引張)

図3-1 抵抗モーメントの実験値とRC方式計算値の比較

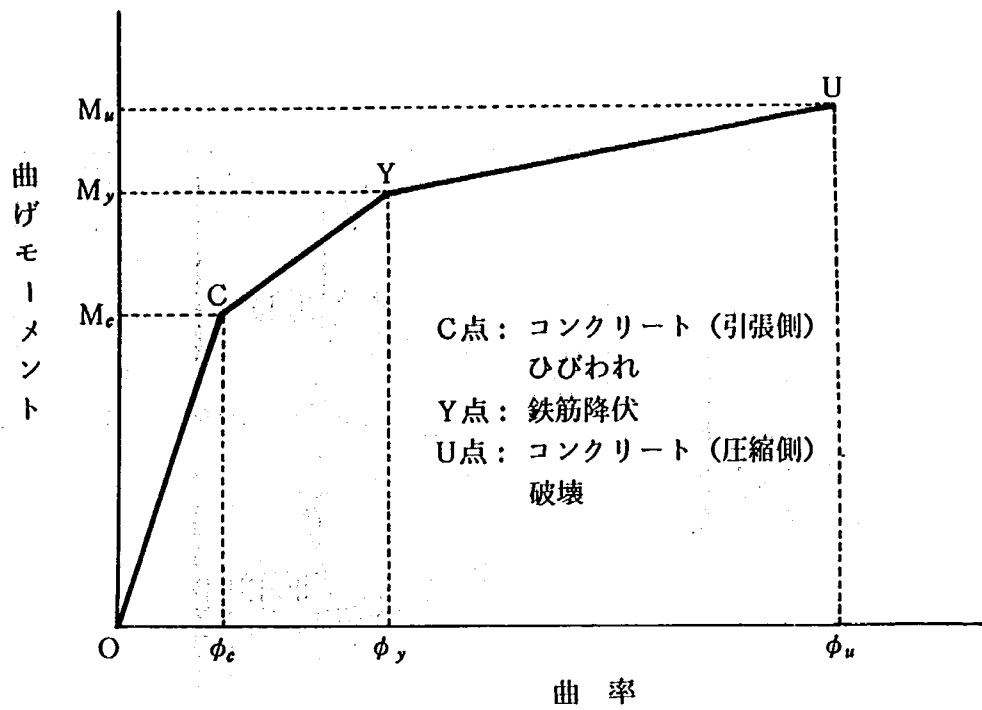


図 3-2 M- ϕ 関係の仮定

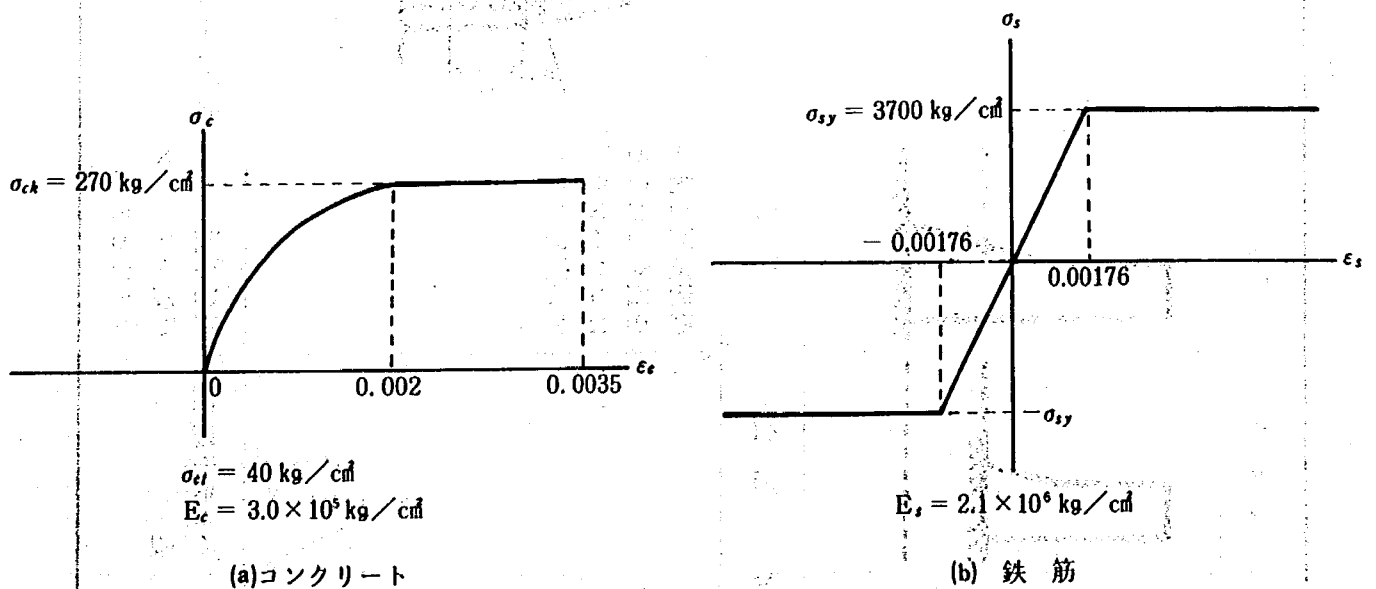
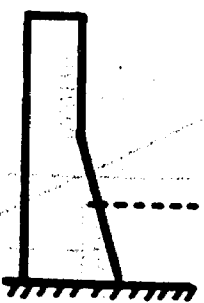
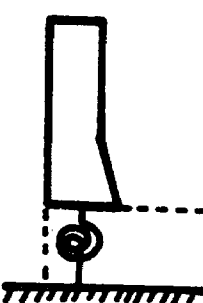
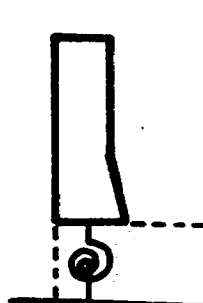
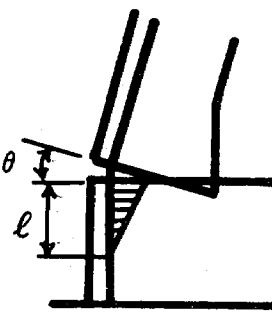
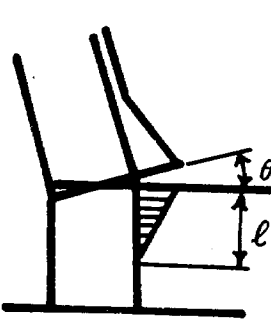
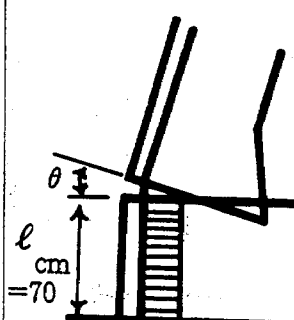


図 3-3 計算に用いた材料特性

表 3-2 P- δ 包絡線計算ケース一覧表

ケース	Case A	Case B	Case C		Case D		
モデル				ハンチ下端で 回転角の補正			ハンチ下端で 回転角の補正
適用荷重方向	正, 負	正, 負	正	負	正	負	
回転角算出 方法	仮想断面で材軸 を長くしたこと によりハンチ下 端の回転角を生 む。		 θ と 2θ の場合	 θ と 2θ の場合	 θ と 2θ の場合 (矩形分布での θ と同様)		
特 徴	ハンチ下端を固 定	仮想断面 材軸をフーチン グまでとする。	鉄筋の抜け出しで回転角を評価 $\ell = \frac{A_s \cdot \sigma_s}{U \cdot \tau_{bs}}$		ハンチ下端より下方の 変形を鉄筋の伸びで評 価	鉄筋の抜け出し長さをフ ーチングまでとする。	

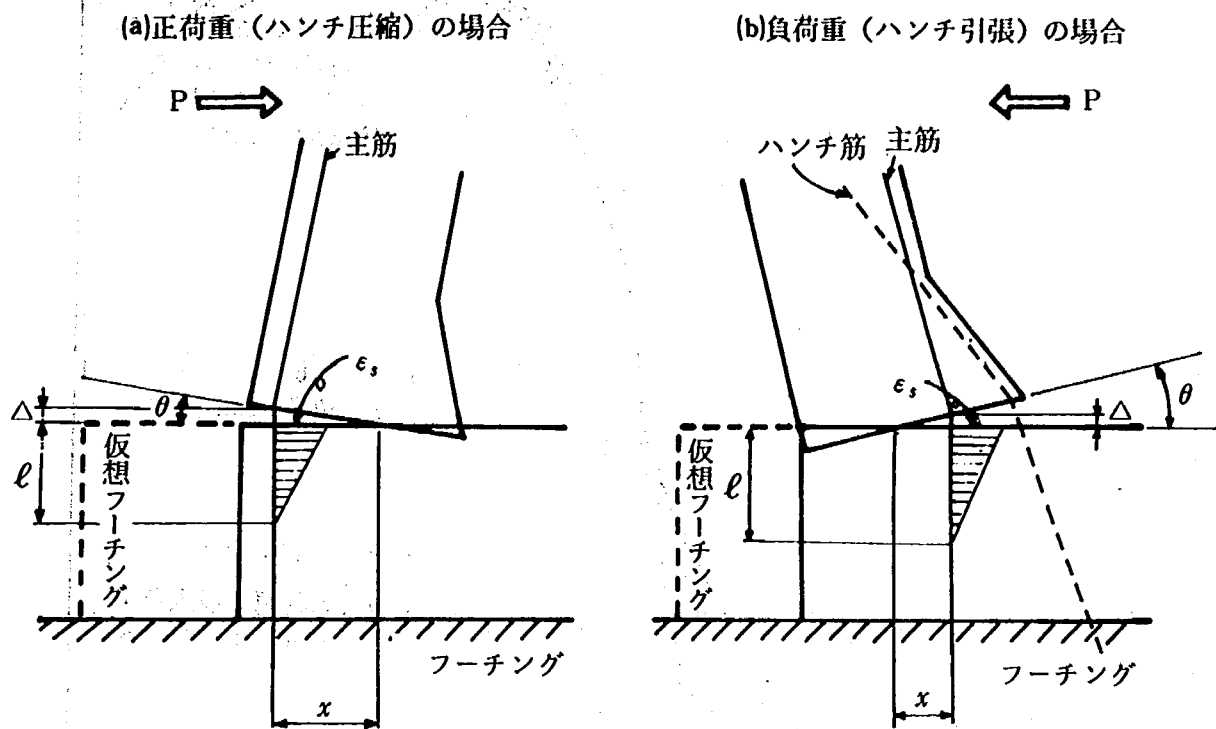


図3-4 Case C 計算モデル

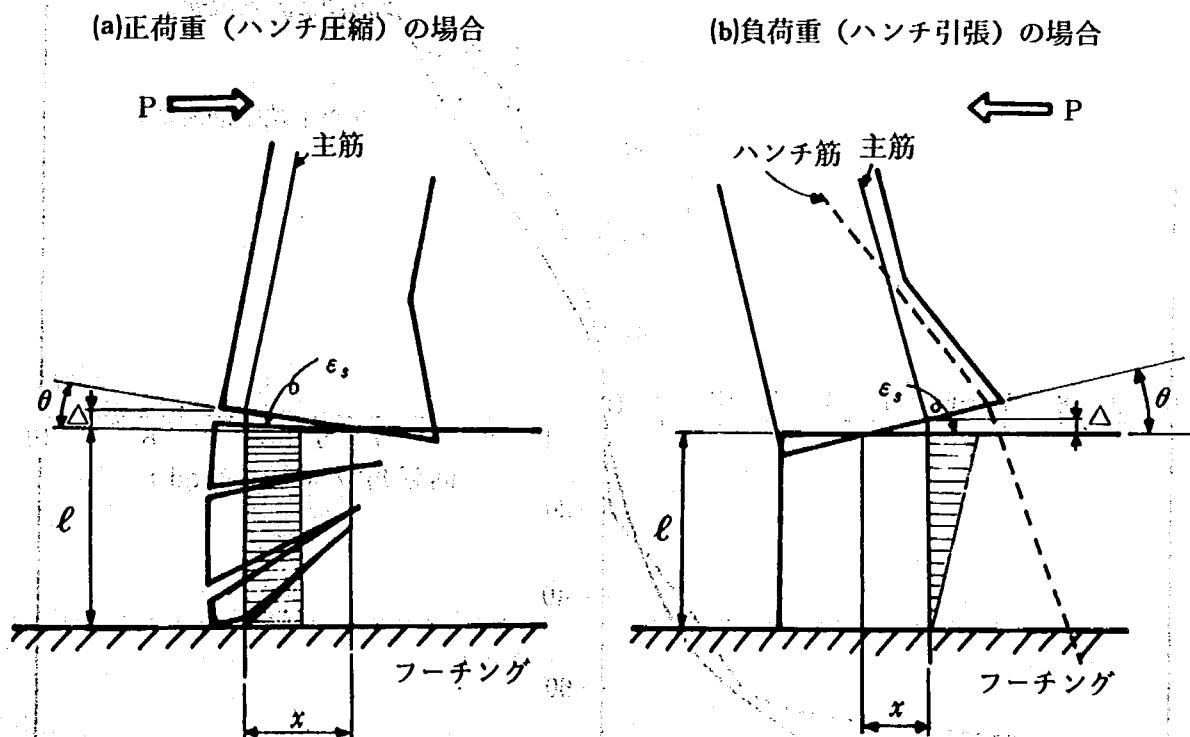


図3-5 Case D 計算モデル

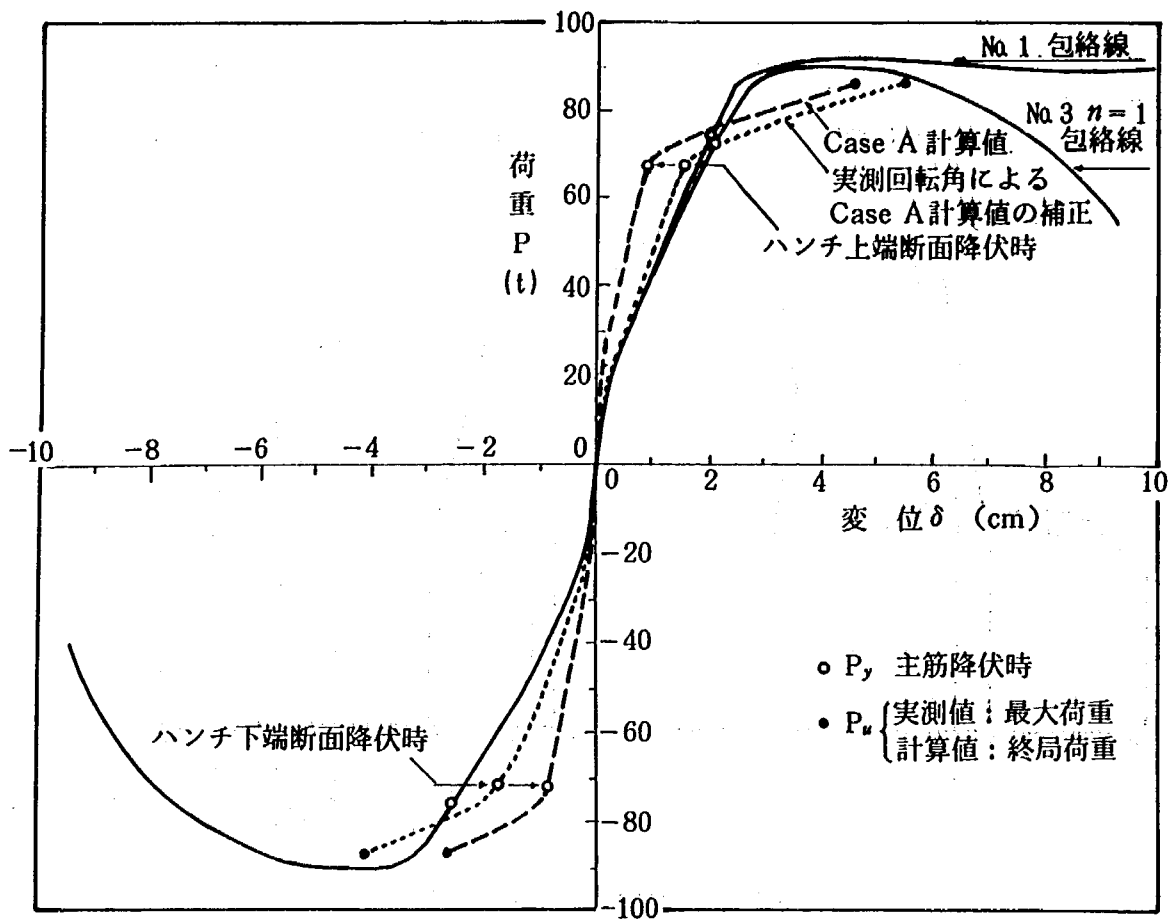


図 3-6 Case A 計算値と実験値との比較

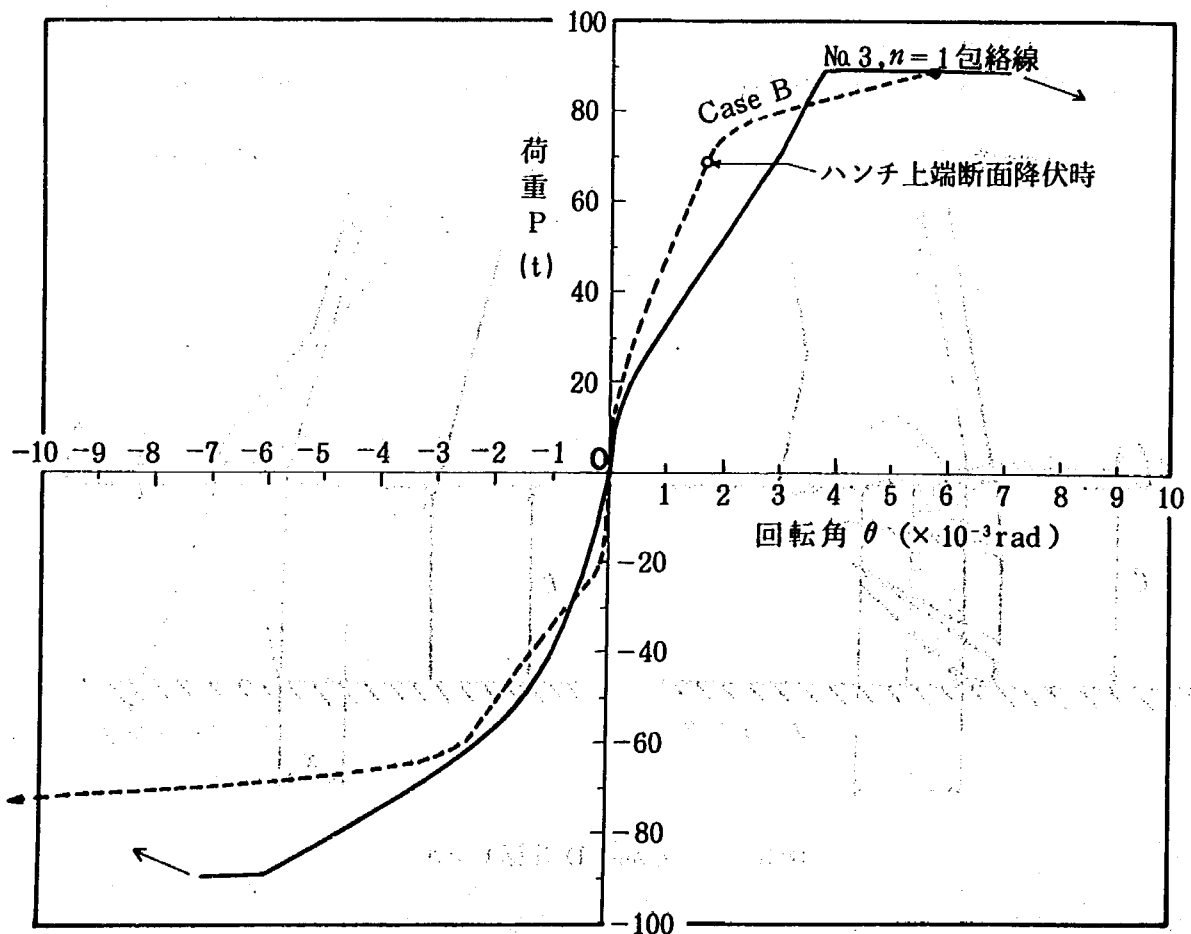


図 3-7 ハンチ下端断面における回転角の Case B 計算値と実験値

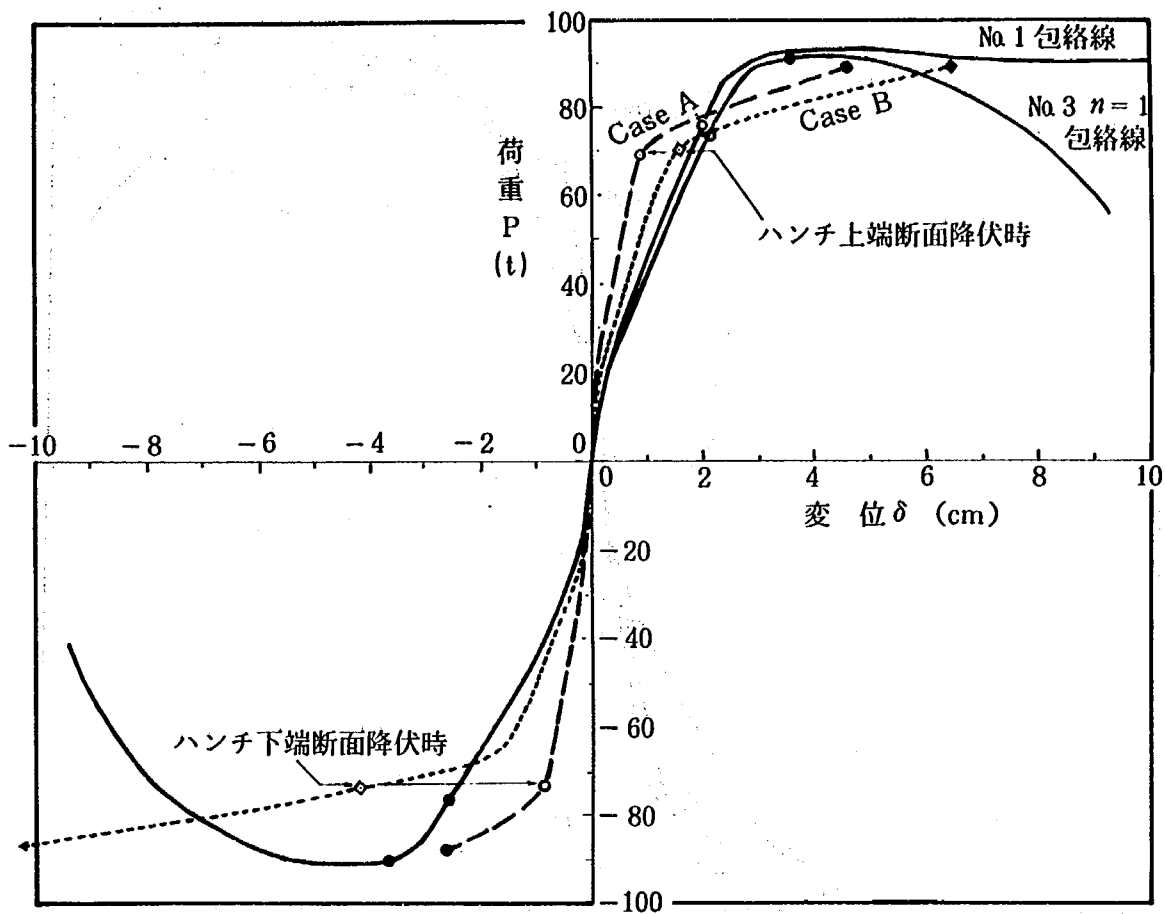


図 3-8 Case B 計算値と実験値との比較

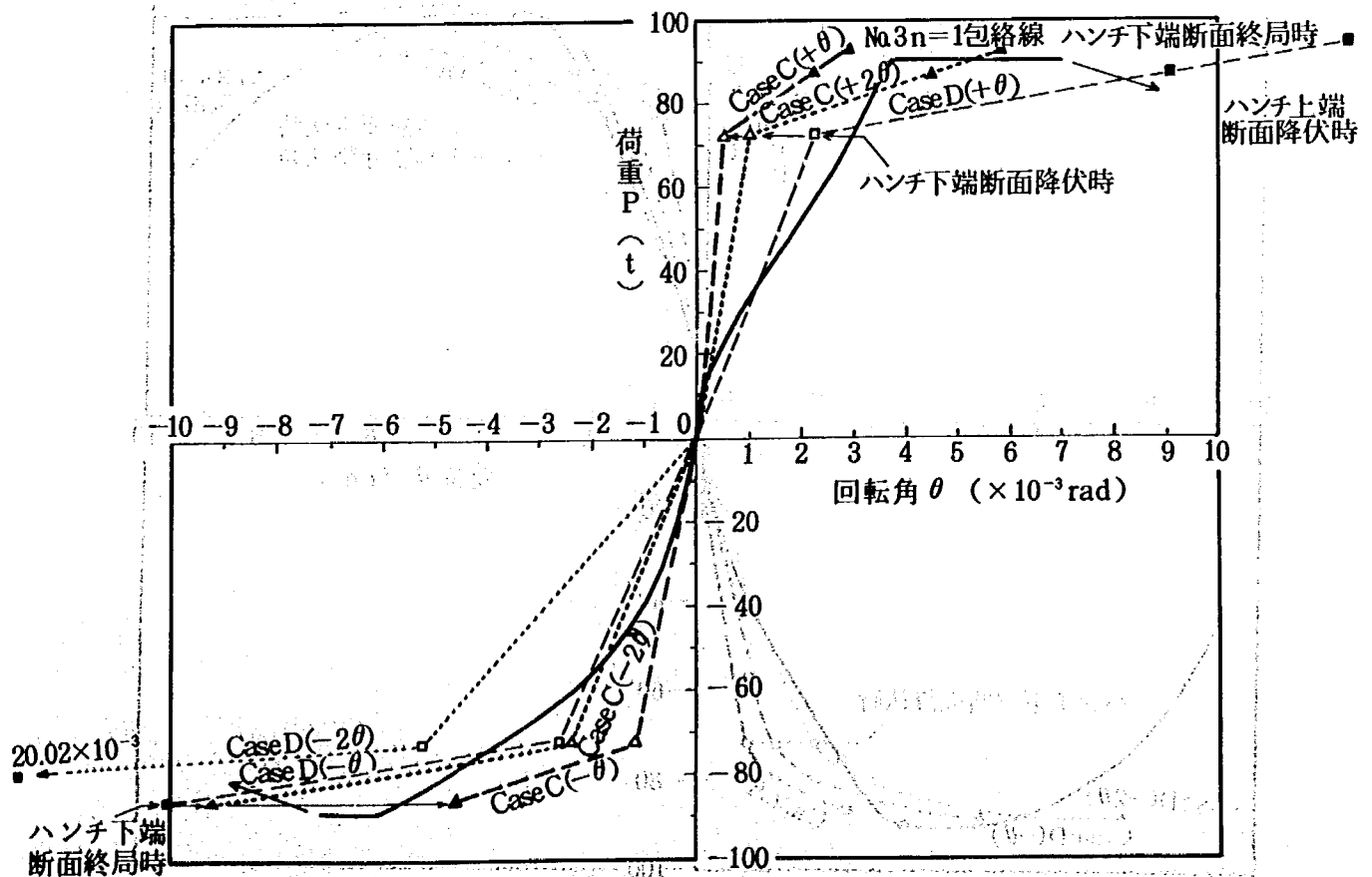


図 3-9 ハンチ下端断面における回転角の Case C, Case D 計算値と実験値

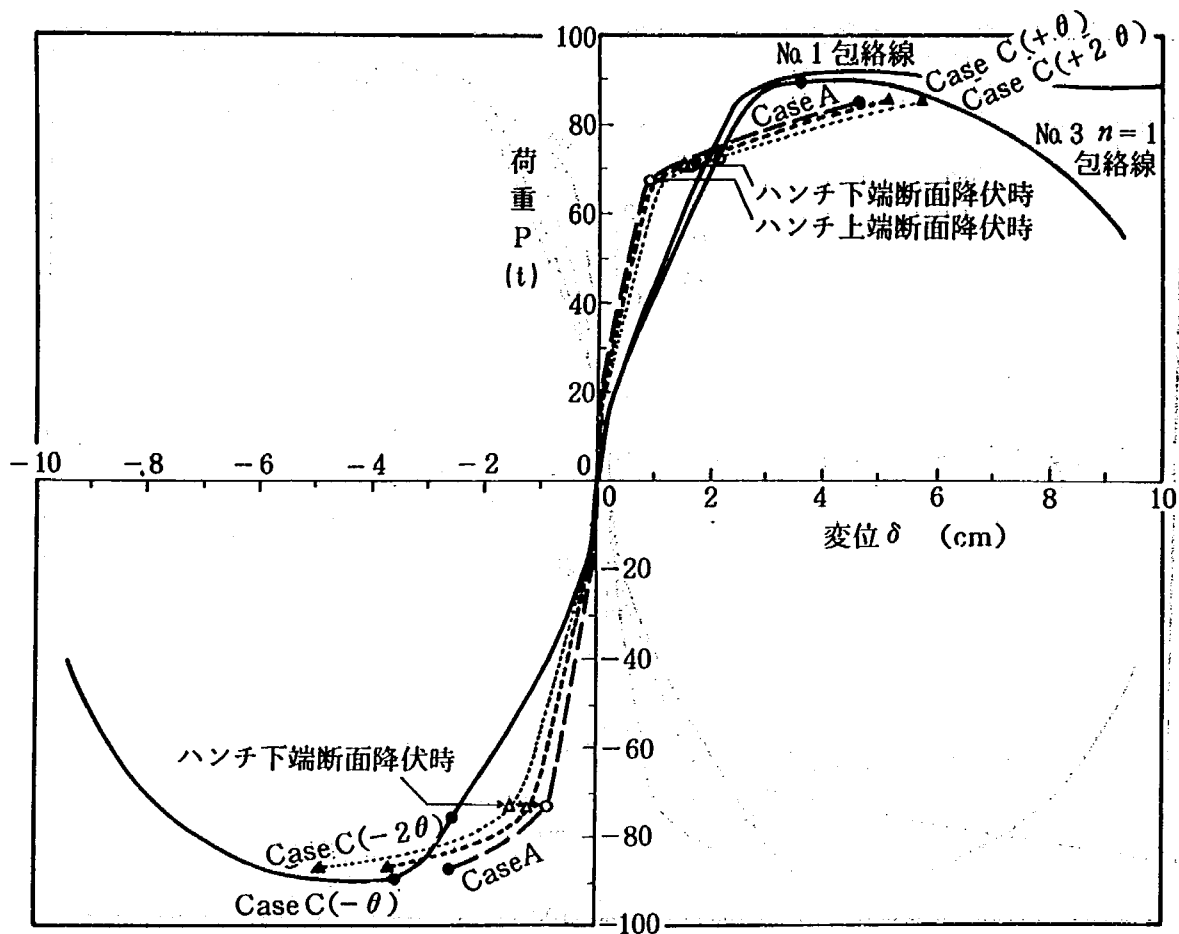


図3-10 Case C 計算値と実験値との比較

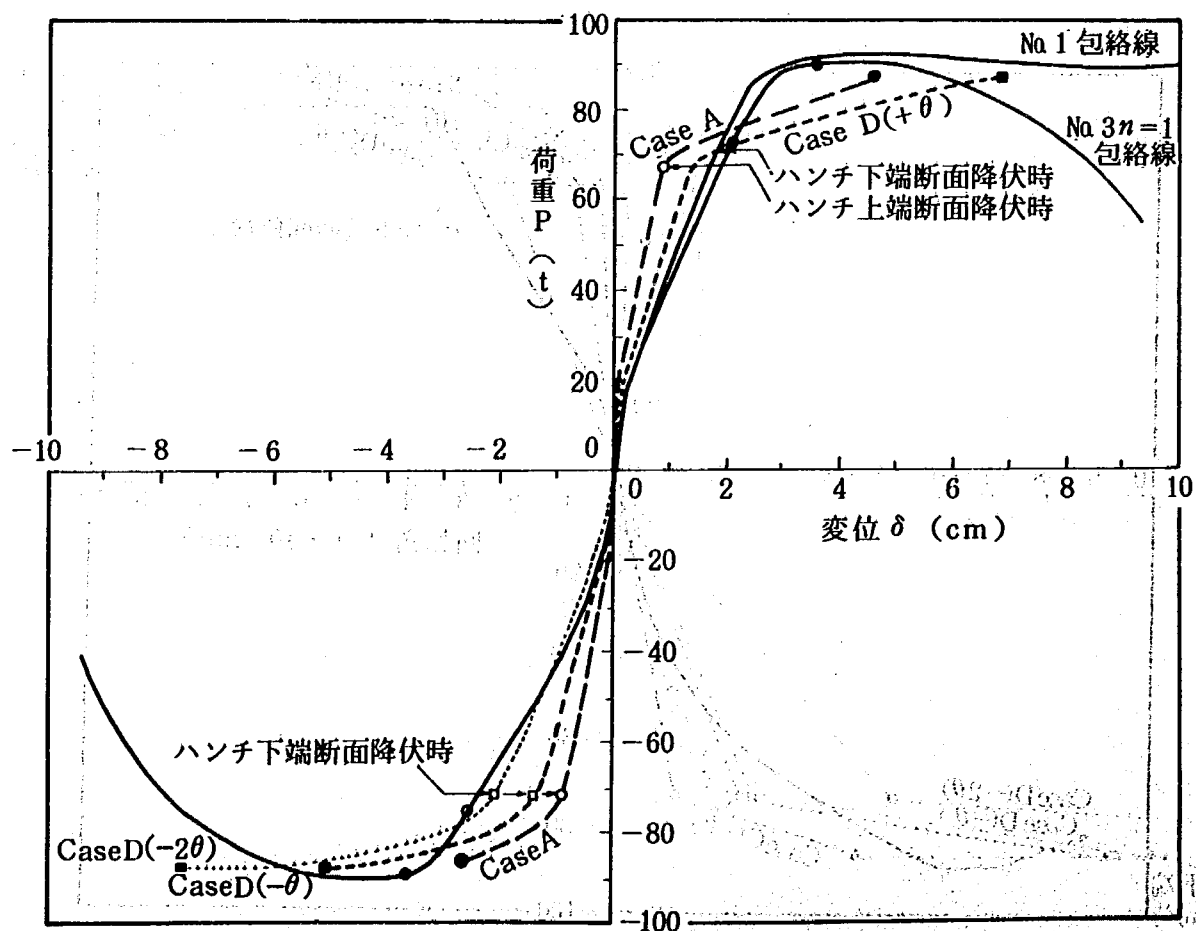


図3-11 Case D 計算値と実験値の比較

4. ま と め

本実験では本州四国連絡橋児島一坂出ルートの番の州高架橋の橋脚上段柱の模型載荷実験を行った。実験に用いた模型はL字形をしたRCもしくはSRC構造の比較的大型の模型であり、柱頭部に水平力を載荷することによって荷重～変位曲線等のデータが得られ、次のような力学特性が導かれた。

- (1) コンクリートにクラックが生じることにより徐々に剛性が低下し、降伏時の剛性は初期剛性に比べて $1/3 \sim 1/4$ に低下する。
- (2) 主鉄筋が降伏した後も荷重は増加し、降伏荷重の $1 \sim 3$ 割増の最大荷重に至った後荷重が低下していく。
- (3) じん性率（終局変位／降伏変位）は、一方向載荷（ハンチ圧縮方向）の場合は10程度であるが、正負交番載荷の場合は4程度であり、正負交番で荷重が載荷されることによりじん性率が $1/2 \sim 1/3$ に低下する。
- (4) 同一変位でくり返し載荷を行った場合、1回目の載荷で荷重が顕著に低下し、2回目以降についても荷重が徐々に低下する傾向がある。
- (5) ヒステリシスループの形は、最初はぼうすい形を示し、変位が大きくなったり、載荷くり返し回数が多くなるにつれて逆S字形を示すようになる。また、履歴曲線から減衰定数を求めると、降伏変位程度の入力時には $h = 0.02 \sim 0.05$ 程度であり、鋼材が降伏した後のさらに大きな変位での入力時には $h = 0.10 \sim 0.13$ 程度であった。
- (6) 載荷条件を一方向載荷（ハンチ圧縮方向）と正負交番載荷とした場合、最大荷重に達するまでの荷重～変位包絡線はほぼ等しいが、さらに入力変位が大きくなると正負交番載荷の場合の方が荷重の低下が顕著になり、じん性率が一方向載荷に比べて $1/2 \sim 1/3$ に低下する。
- (7) 上段柱下端にハンチを付けることにより、降伏荷重ならびに終局荷重（最大荷重）が $2 \sim 3$ 割大きくなる。本実験ではハンチを付けた場合においても曲げ破壊に至ったが、柱下端にハンチを付けることによって曲げ強度が向上し、相対的にせん断破壊の危険性が高くなることに注意を要する。
- (8) 主鉄筋に太径筋を用い、側方筋を設置しない場合は柱上部でせん断破壊に至り、耐力ならびにじん性が低下している。
- (9) 上部構造の死荷重反力に相当する軸力を考慮すると、降伏荷重が2割程度、終局荷重が1割程度大きくなるが、じん性率は $1 \sim 2$ 割小さくなる。
- (10) RC構造とした場合とSRC構造とした場合の耐震性能はほぼ同等である。
- (11) SRC構造において上段柱下端における鉄骨の拔出しを防止するためにスタッドジベルを設置した場合としなかった場合の耐震性能は、本実験においては鉄骨の拔出しによる影響が小さかったことからほぼ同等であった。
- (12) 上段柱下端における鉄筋の抜け出しによる回転が生じ、本実験では柱頭水平変位に占めるこの回転による水平変位の割合は、ハンチ圧縮方向では35%、ハンチ引張方向では30%であった。

(13) RC方式による降伏荷重および終局荷重の計算値は、載荷くり返し回数1回目の実験値に対して15%程度以内の誤差範囲に収まっている。ここで、降伏荷重については実験においてひびわれ発生点と鉄筋のひずみ測定点が必ずしも一致していないことから、実験値の方が小さめの値となる傾向があるが、終局荷重は実験値と計算値はよく一致している。ただし、載荷くり返しによる耐力の低下および軸力の効果については計算において考慮されていない。

(14) 荷重～変位包絡線については、降伏点までは上段柱下端における回転角を考慮することによって3章で述べたような方法で推定できる。しかしながら、降伏点以降の荷重～変位包絡線については3章で述べた方法では精度良く推定できないため、コンクリートの応力～ひずみ関係、曲げモーメント～曲率関係のモデル化の方法、側方筋ならびに拘束筋の効果などについても検討する必要がある。

(15) 荷重～変位履歴曲線については、降伏点以降の荷重～変位包絡線の算出方法、およびくり返し載荷により耐力が低下することの評価方法について検討し、新たなモデルを開発する必要がある。

謝 辞

本実験の実施にあたっては本州四国連絡橋公団の御協力を頂いており、ここに深く感謝の意を表する。

参考文献

- 1) 建設省土木研究所：単一柱式鉄筋コンクリート橋脚の耐震設計法に関する研究，土木研究所資料第1513号，昭和54年7月
- 2) 建設省：新耐震設計法（案），総合技術開発プロジェクト「新耐震設計法の開発」研究報告書，土木研究所資料第1185号，昭和52年3月
- 3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編，昭和55年5月
- 4) 土木学会：本州四国連絡橋の耐震，地盤に関する調査研究報告書，昭和56年3月
- 5) 松崎彬磨，栗林栄一，萩原良二：反復負荷を受けるRC部材隅角部の耐力とダクティリティに関する実験的研究，第16回地震工学研究発表会講演概要集，1981年7月
- 6) 松崎彬磨，栗林栄一，萩原良二：反復負荷を受けるRC部材の耐力とダクティリティに関する実験的研究，土木学会第36回年次学術講演会講演概要集，昭和56年10月

付録一 部材耐震強度実験施設の概要

(1) 実験棟

部材耐震強度実験棟は、実験場（34.0 m × 38.4 m）を中心として1階には実験用機材倉庫、機械室、工作準備室、保管室があり、2階には加振負荷装置の制御を行うための制御室をはじめとして、計測室、解析整理室、計器室、データ通信室がある。

実験場の中心には実験ピット（15 m × 20 m、深さ5 m）があり、2台の加振機は反力壁（実験ピット壁面）の任意の位置に取付けられる。

油圧源棟には、加振負荷装置の動力源である油圧供給装置と電源設備が設置されている。

(2) 加振機

加振機は長さ3 m、重量4 ton、最大加振力±125 ton、最大振幅±125 mm、最大速度±100 cm/sec、加振周波数DC～30 Hz の能力を有する。

実験ピット内に設置された2台の加振機は、油圧源から供給される油圧によって駆動され、制御装置により各々独立に加振制御される。

(3) 油圧供給装置

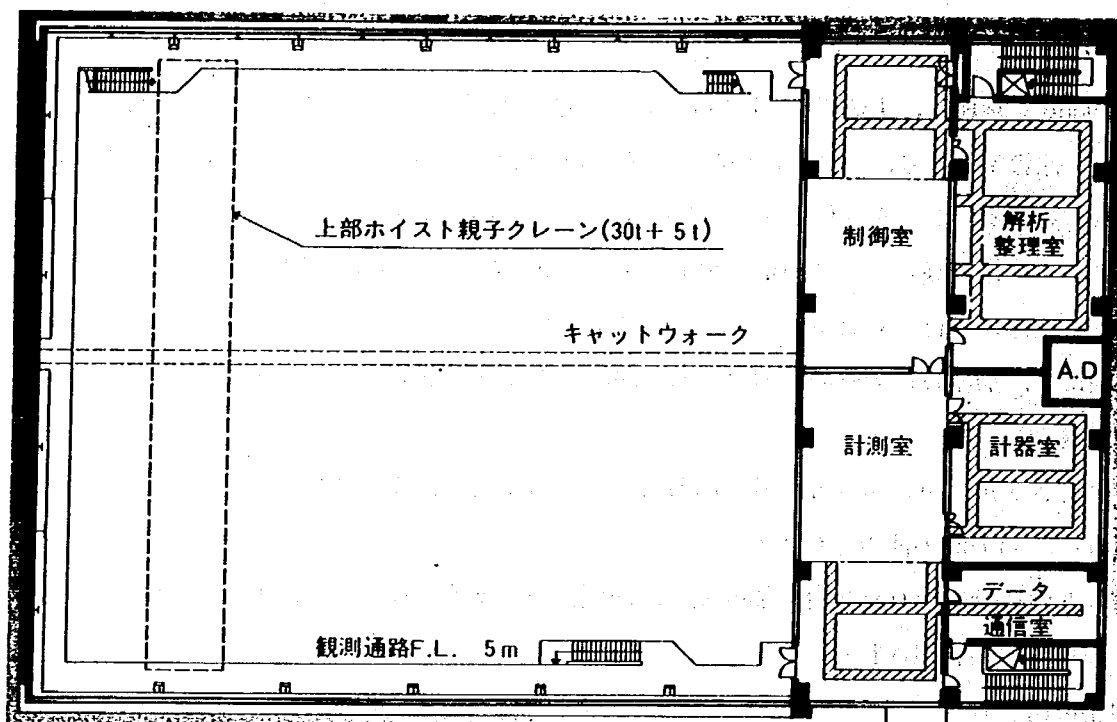
本装置は、部材耐震実験棟に隣接する油圧源棟に設置されており、加振機の動力源である。高速载荷試験（最大流量加振で最大10秒間加振可能）に際してはアキュムレータ（200 ℓ/10 sec × 6 台）を併用した給油方式を、低速連続载荷試験に際しては油圧ポンプ（300 ℓ/min × 2 台）のみによる給油方式を選択的に用いる。これらの油圧供給装置は加振機が大きい加振速度で作動することを可能にしている。油圧供給装置の操作は部材耐震強度実験棟の制御室で遠隔的に行われる。

(4) 制御装置

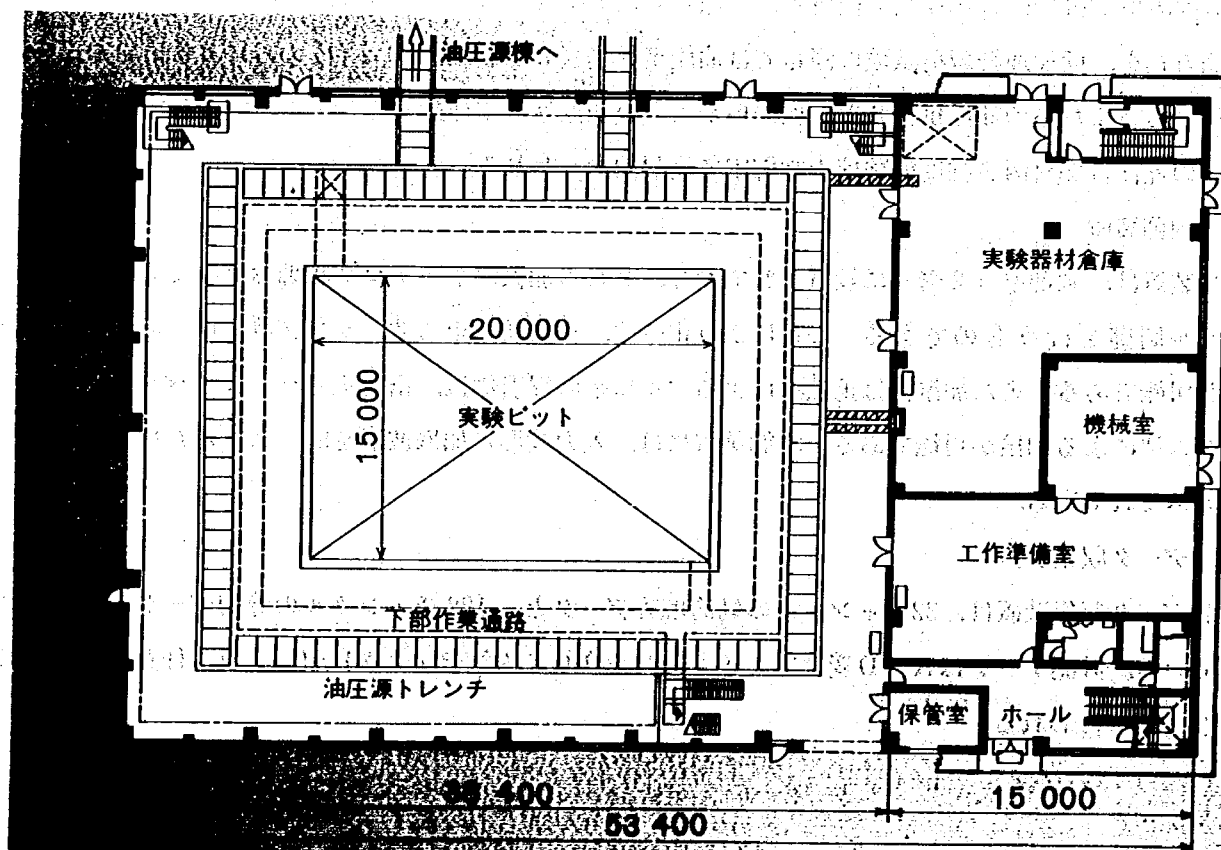
制御装置は、制御室（2階）に設置されており、2台の加振機がアナログ制御およびミニコンによるデジタル制御を行うものである。これにより正弦波、三角波、矩形波、ランプ波、地震波などを用いた加振が可能である。また加振機は正弦波による一定振幅の掃引加振、指定するパワースペクトル強度でのランダム波による加振が可能である。制御装置には、入力波形と加振波形を同一にするための補正ループが組み込まれている。

(5) データ収集装置

計測データ収集装置は、32チャンネルの動的応答データと、128チャンネルの静的データの収録能力を有している。計測データはA/D変換器、ミニコンを介して磁気ディスクに収録され、任意のデータの検索及び処理が行われる。

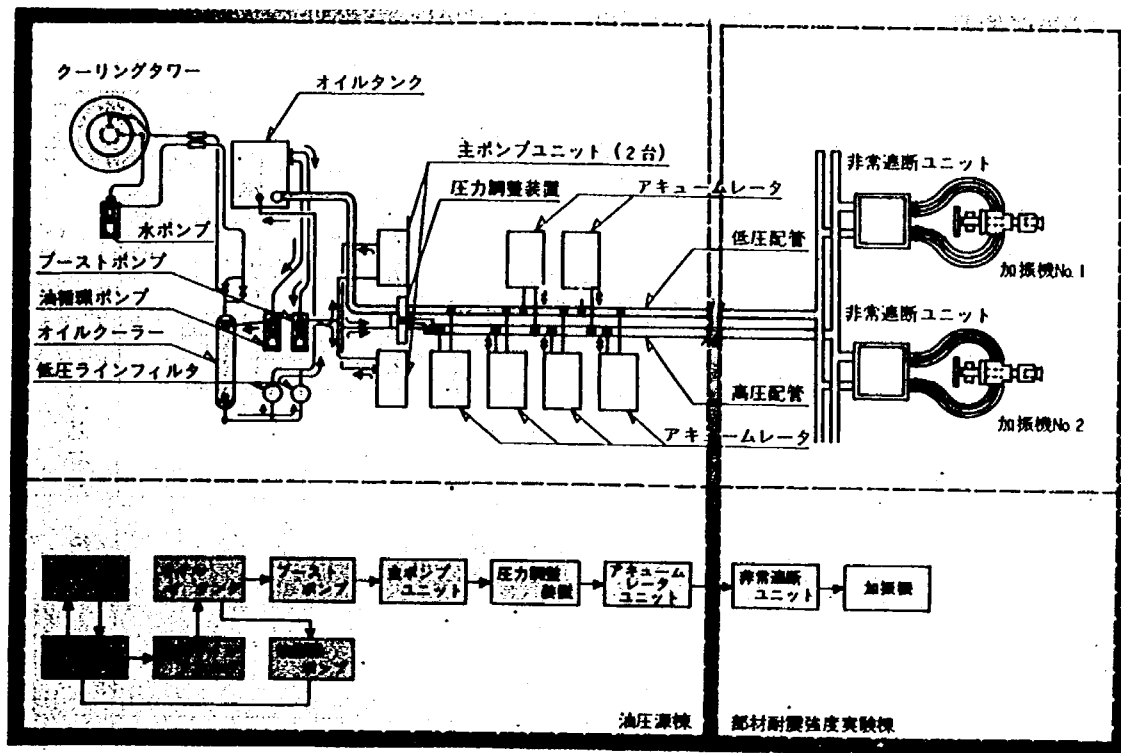


2 階平面図

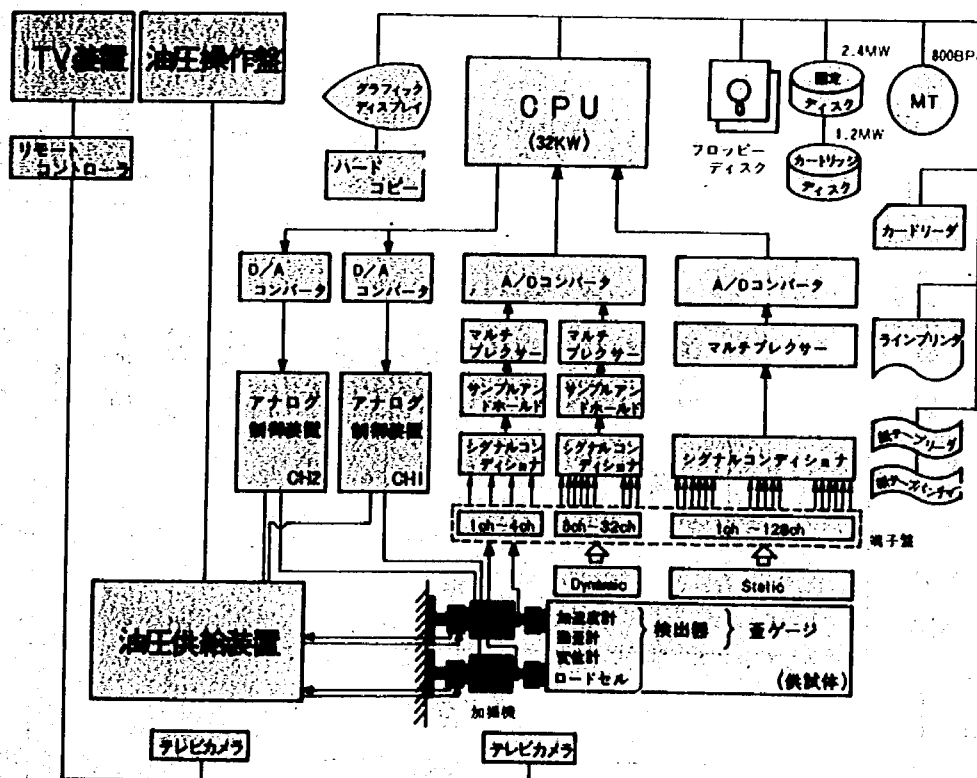


1 階平面図

付図 1-1 実験棟の概要



付図1-2 油圧系統図



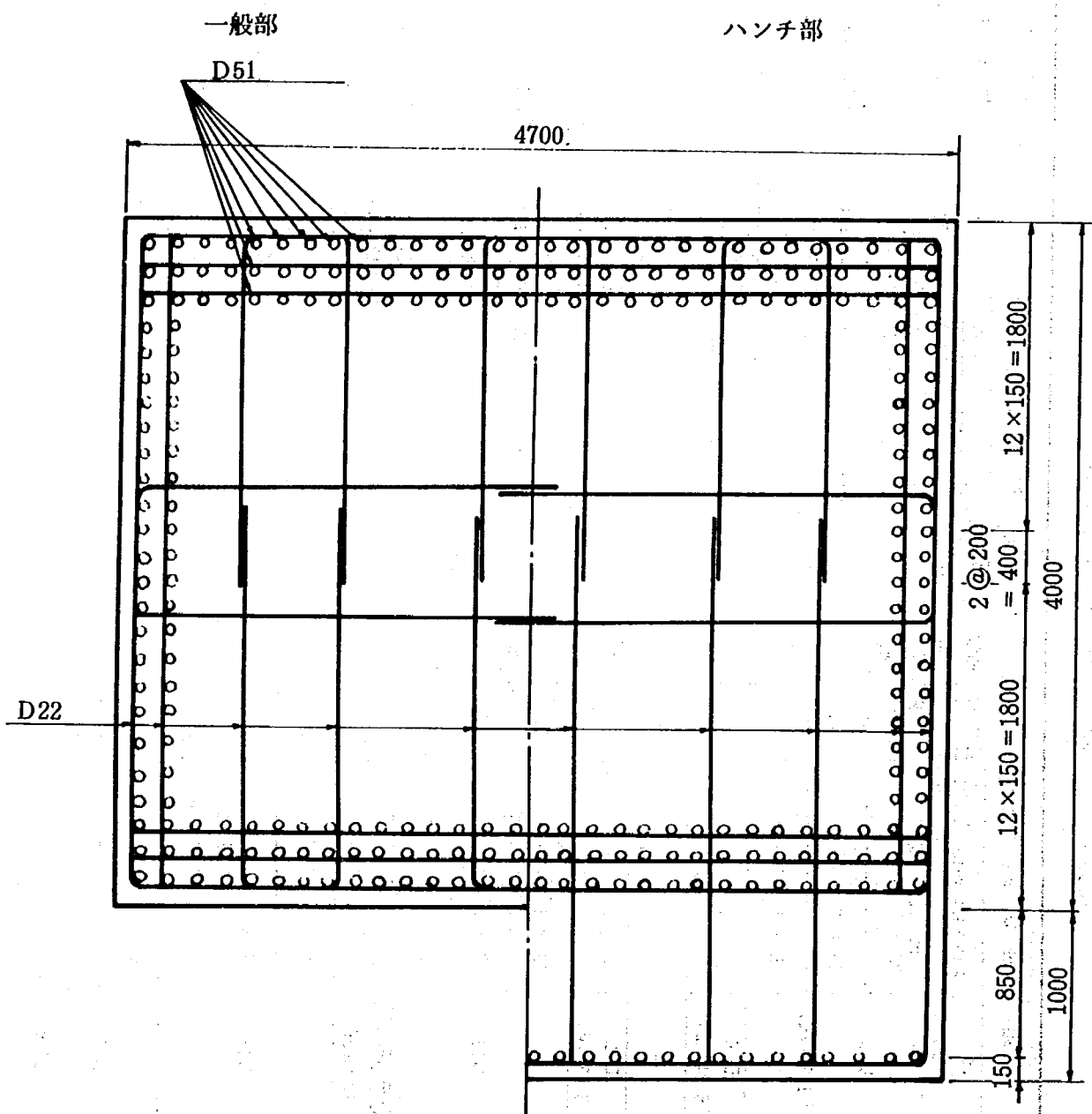
付図1-3 計測制御システムブロック図

付表2—1 模型の種類

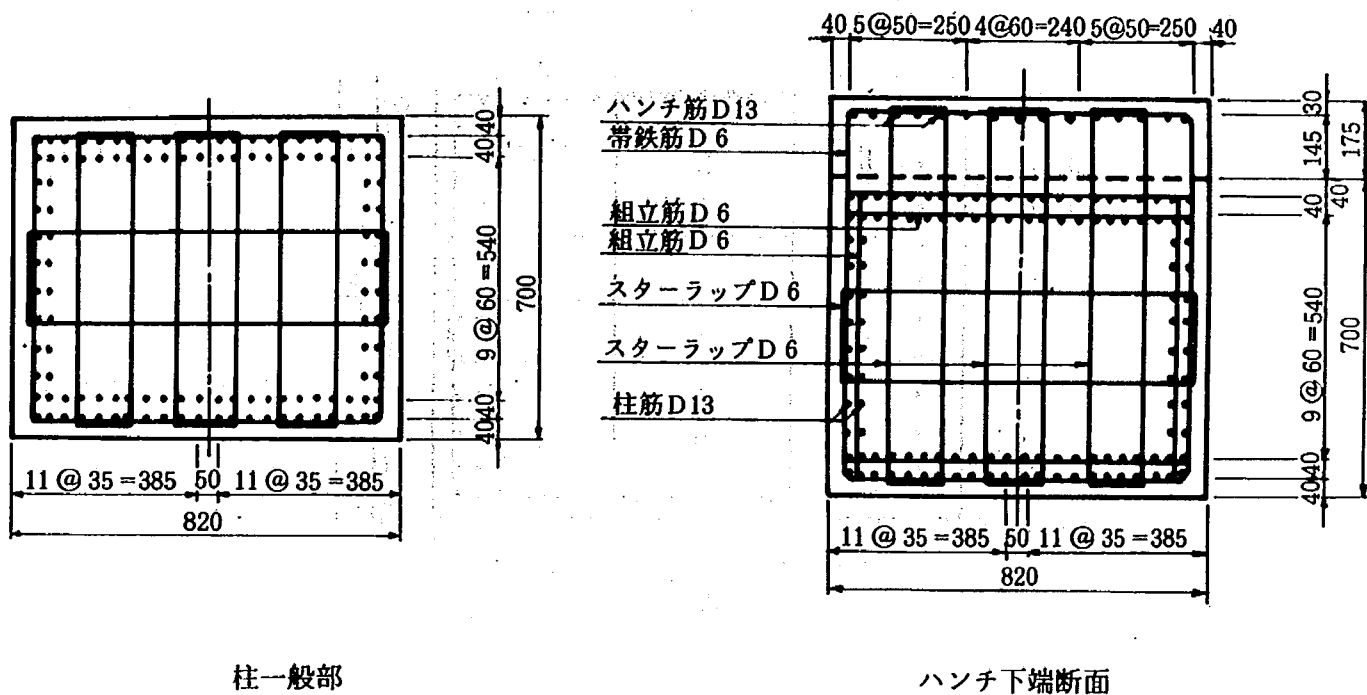
No.	縮 尺	柱 の 全せい	フーチ ン グ 形 状	ハンチ	主鋼材 配 置	帯鉄筋		スター ラ ッ プ 間 隔	軸方向 載 荷	横 方 向 載 荷				製作試験順		備考 (呼称)						
						柱脚部 補 強	間 隔			速 度	方 向	段 階	回 数	形 状 タイプ	順序							
1	$\frac{1}{4\sqrt{2}}$	70cm	L形	有	2方向 D13・ 2段	有	D 6 $\left\{ \begin{array}{l} 14\text{cm} \\ 7\text{cm} \end{array} \right.$	D 6 14cm	無	静的	正負交番	$n\delta_o$ $\leq \delta_u$	くり返し 3回	A ₁	1	一方向 載 荷						
2				無										B ₁	2	ハンチ 無						
3														A ₂	3	基本形						
4				有	1方向 D29・1 段(ハン チD22)		D13 $\left\{ \begin{array}{l} 14\text{cm} \\ 11\text{cm} \end{array} \right.$	—						B ₂	4	太径筋 側方筋無						
5														A ₃	5	SRC スタッ ド無						
6														B ₃	6	SRC スタッ ド有						
7	$\frac{1}{4}$	100 cm	L形	有	2方向 D13・ 3段	有	D 6 $\left\{ \begin{array}{l} 10\text{cm} \\ 5\text{cm} \end{array} \right.$	D 6 10cm	有 (10 kg/cm ²)	静的	正負交番	$n\delta_o$ $\leq \delta_u$	くり返し 10回	C	7	$\frac{1}{4}$ 模型						

付表2-2 模型上段柱における使用鋼材

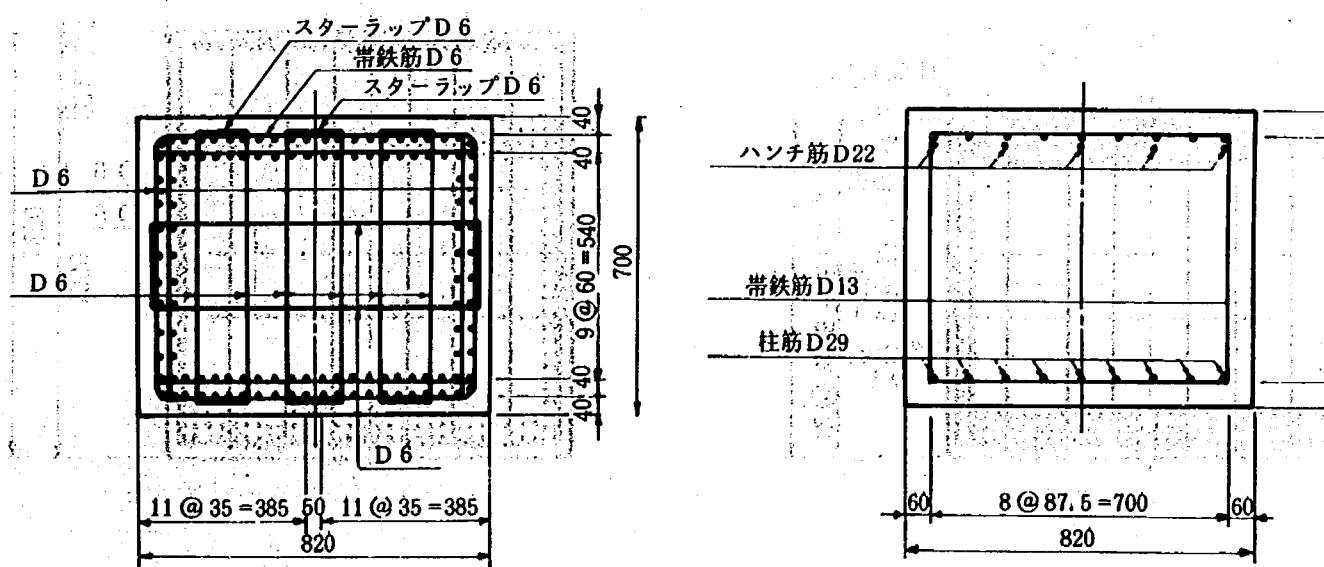
種 別		(材幅・h)× (有効高・d)	軸 方 向 鉄 筋				帯 鉄 筋			ス タ ー ラ ッ プ				
			種 別	φ (a _s)	本数, 段数, 組数	$\frac{(\text{本数})(\text{段数}) \cdot a_s}{b \cdot d} \%$	補強 区間	φ (a _s)	ピッチ・S	$\frac{2 a_s}{b \cdot s} \%$	φ (a _s)	$\frac{(\text{本数})(\text{ピッチ})}{n \cdot s}$	$\frac{n \cdot a_s}{b \cdot s} \%$	
1.	(1/4√2) 模 型	82×64	正負鉄筋	D13 (1.267 cm)	22 × 2 × 2	1.062	無	D 6 (0.3167 cm)	14	0.055	D 6	6本, 14cm	0.166	
2.			側方筋		10 × 2 × 2	0.483			有	7				0.110
3.			ハンチ筋		15 × 1 × 1	(0.362)								
4.	(1/4√2) 太 径 鉄 筋	82×66	正負鉄筋	D29 (6.242 cm)	9 × 1 × 2	1.102	無	D13	14	0.221	—	—	—	
5.			側方筋	—	—	有			11	0.281				
			6.	ハンチ筋	D22 (3.871 cm)									5 × 1 × 1
5.	(1/4√2) S R C	82×66	正負鉄筋	D13	26 × 1 × 2	0.609	無	D 6	14	0.055	D 6	2本, 14cm	0.055	
			側方筋		10 × 2 × 2	0.483								
6.			ハンチ筋			15 × 1 × 1			(0.362)	有		7	0.110	斜材; φ13, 16, 19, 25
	82×59	主鉄骨	CT 100 × 50 (10.95 cm)	3 × 1 × 2	0.679									
7.	(1/4) 模 型	117.5 × 92.5	正負鉄筋	D13	30 × 3 × 2	1.049	無	D 6	10	0.054	D 6	6本, 10cm	0.162	
			側方筋		19 × 2 × 2	0.443			有	5				0.108
			ハンチ筋		30 × 1 × 1	(0.350)								
原 型		470 × 365	正負鉄筋	D51 (20.27 cm)	30 × 3 × 2	1.065	無	D22 (3.871 cm)	30	0.055	D22	6本, 30cm	0.165	
			側方筋		19 × 2 × 2	0.449			有	15				0.110
			ハンチ筋		30 × 1 × 1	(0.354)								



付図 2 — 1 実橋脚上段柱断面

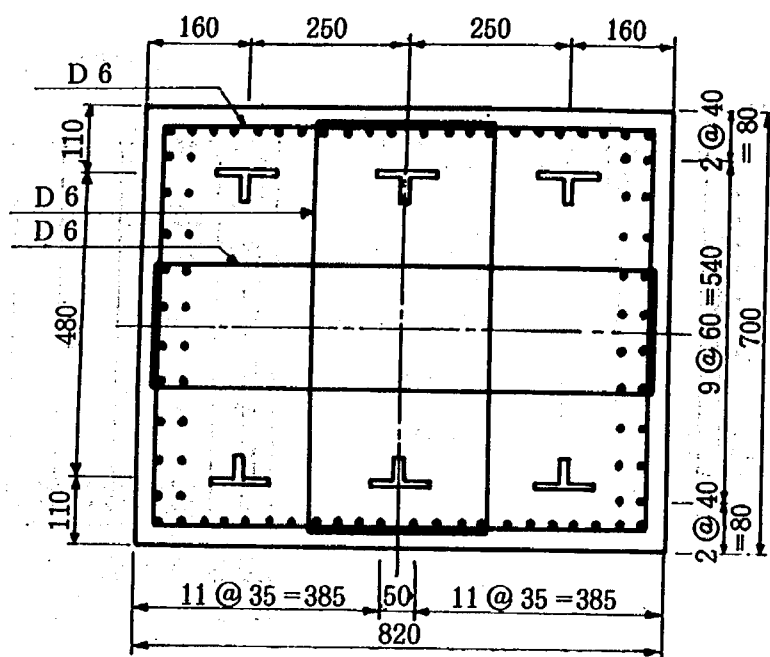


付図 2-2 No. 1 (一方向載荷), No. 3 (基本形) 試験体の柱断面図

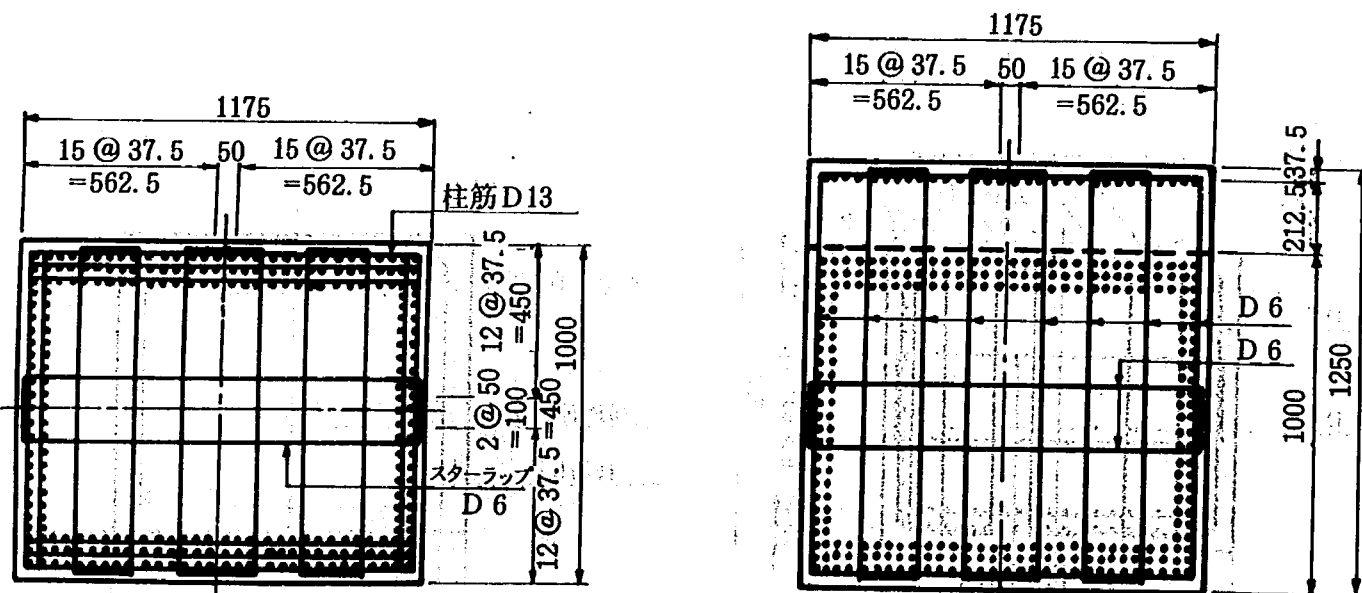


付図 2-3 No. 2 (ハunch無) 試験体の柱断面図

付図 2-4 No. 4 (太径鉄筋) 試験体の柱断面図



付図 2-5 No. 5, 6 (SRC) 試験体の柱断面図



付図 2-6 No. 7 (1/4 縮尺) 試験体の柱断面図

付表2-3 コンクリート使用材料

セメント	早強ポルトランドセメント
砂	鹿島産
砂 利	粗骨材最大寸法10mmの豆砂利，鬼怒川産
混和剤	ボゾリス，No 5 L

付表2-4 コンクリートの配合

空気量 air (%)	水セメント 比 W/C	細骨材率 S/a (%)	単 位 量 (kg/m³)					適用 模型
			セメント C	水 W	細骨材 S	粗骨材 G	混和剤 ボゾリス No5LA3	
4	65	47.6	242	157	907	1,004	0.605	No 1, No 2
4	60	46.6	262	157	881	1,014	0.655	No 3 ~No 7

注) S, Gは5mmふるいでふるわないそのままの量

S/aも5mmふるいでふるわない値

付表2-5 まだ固まらないコンクリートの試験結果

模 型	スランプ (cm)	空気量 (%)	練上り温度 (°C)	打込時気温 (°C)
No 1	14.5	4.4	11.0	約10
No 2	13.9	4.7	11.0	約10
No 3	14.3	4.9	4.0	約4
No 4	14.3	4.8	5.0	約4
No 5	13.5	4.3	8.0	約6
No 6	13.0	4.1	8.0	約6
No 7	13.8	4.3	13.0	約8

付表2-6 硬化したコンクリートの試験結果

(テストピース 3本の平均, 単位kg/cm²)

材令等 試験種類 養生 模 型	実 験 時		材 令 28 日			
	圧 縮 強 度		圧 縮 強 度		引張強度	曲げ強度
	現場水中	標準水中	現場水中	標準水中	標準水中	標準水中
No. 1	230	283	230	277	23	49
No. 2	234	285	—	270	—	—
No. 3	223	273	238	278	24	38
No. 4	230	270	—	271	—	—
No. 5	280	315	295	325	25	48
No. 6	300	320	—	323	—	—
No. 7	269	292	301	326	26	44

付表 2-7 使用鋼材の特性

部 材	模 型 ・ 配 筋			径 など	材 質
柱 部	1.	$(\frac{1}{4}\sqrt{2})$ 模 型	正 負 鉄 筋 側 方 "	D 13	S D 30
	2.		ハンチ "		
	3.		帯 鉄 筋 スターラップ L 型 基 部	D 6 D 13, D 16	
	4.	$(\frac{1}{4}\sqrt{2})$ 太 径	正 負 鉄 筋 ハンチ "	D 29 D 22	
	帯 鉄 筋 L 型 基 部		D 13 D 22		
	5.	$(\frac{1}{4}\sqrt{2})$ S R C	正 負 鉄 筋 側 方 "	D 13	
	ハンチ "				
	6.		帯 鉄 筋 スターラップ L 型 基 部	D 6 D 13, D 16	
主 鋼 材			CT 100 × 50	SS 41	
斜 "			φ 13, φ 16 φ 19, φ 25	SR 24	
フーチング 部	1 ~ 6		軸 方 向 鉄 筋 横 " "	D 13, D 22 D 16	S D 30
柱 部	7.	$(\frac{1}{4})$ 模 型	正 負 鉄 筋 側 方 "	D 13	
			ハンチ "		
			帯 鉄 筋 スターラップ L 型 基 部	D 6 D 13, D 16	
フーチング 部	7.		軸 方 向 鉄 筋 横 " "	D 16, D 22 D 22	

付表 2-8 鋼材の機械的性質 (規格値)

種 類	記 号	降伏点	引張強さ	伸 び
熱間圧延 異形棒鋼	S D 3 0	30kg/㎡以上	49~63kg/㎡	2号; 14%以上 3号; 18%以上
一般構造用 圧延鋼材	S S 4 1	25kg/㎡以上	41~52kg/㎡	1 A号; 17%以上
熱間圧延 棒鋼	S R 2 4	24kg/㎡以上	39~53kg/㎡	2号; 20%以上

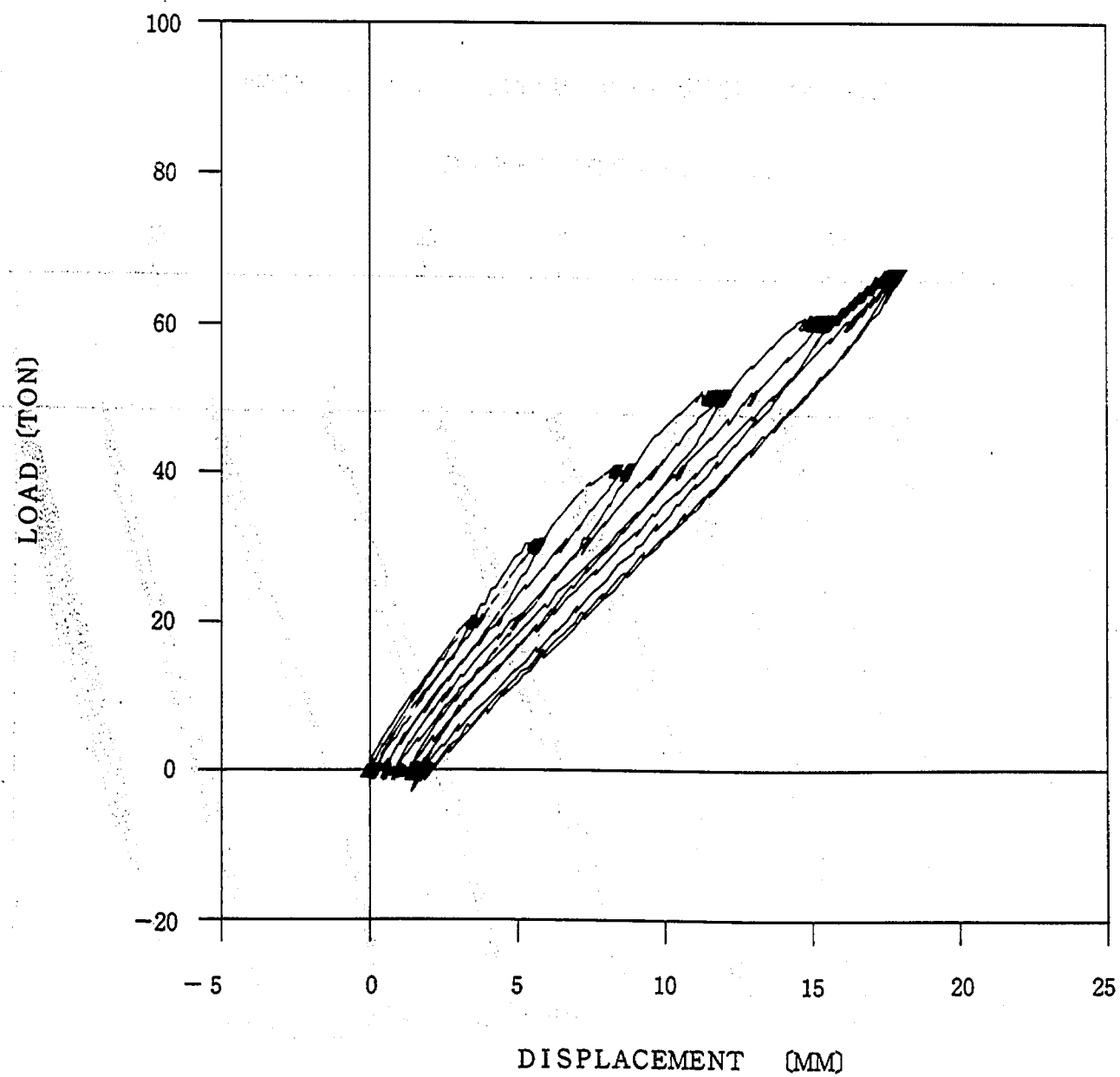
付表 2-9 鋼材の引張試験結果

(テストピース 3 本の平均)

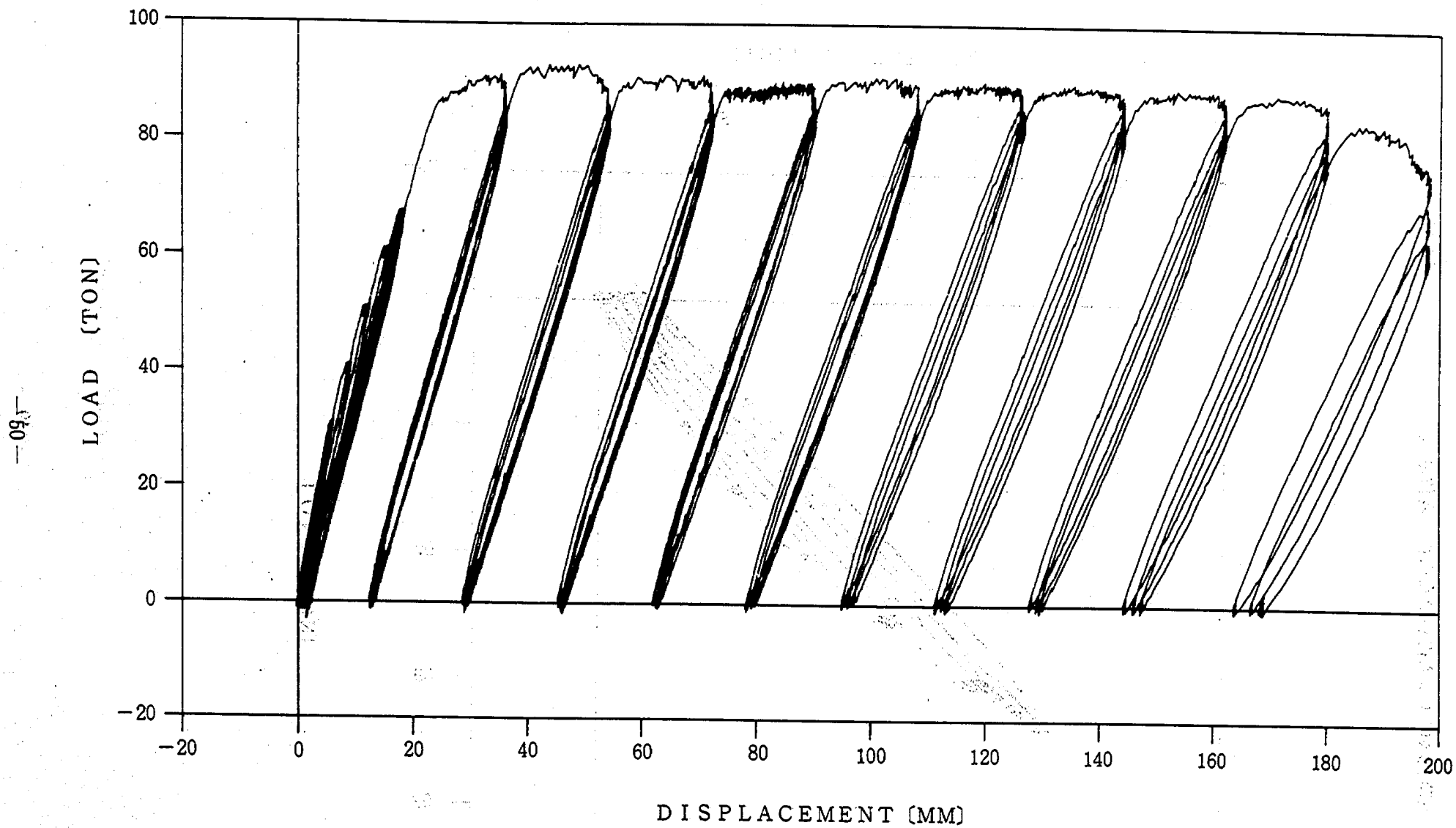
材 料		試験片	降伏点(kg/㎡)	引張強さ(kg/㎡)	伸び(%)
異 形 棒 鋼 (S D 30)	D 6	2 号	41	55	24.2
	D 13	2 号	37	55	24.3
	D 22	2 号	36	57	21.3
	D 29	3 号	36	58	28.5
C T形鋼 (S S 41)	100 × 50 × 6 × 8	1 A号	35	52	22.7
丸 鋼 (S R 24)	φ 6	2 号	38	52	29.5
	φ 13	2 号	33	46	33.0

付表 2-10 使用鋼材の実強度と規格強度の比較

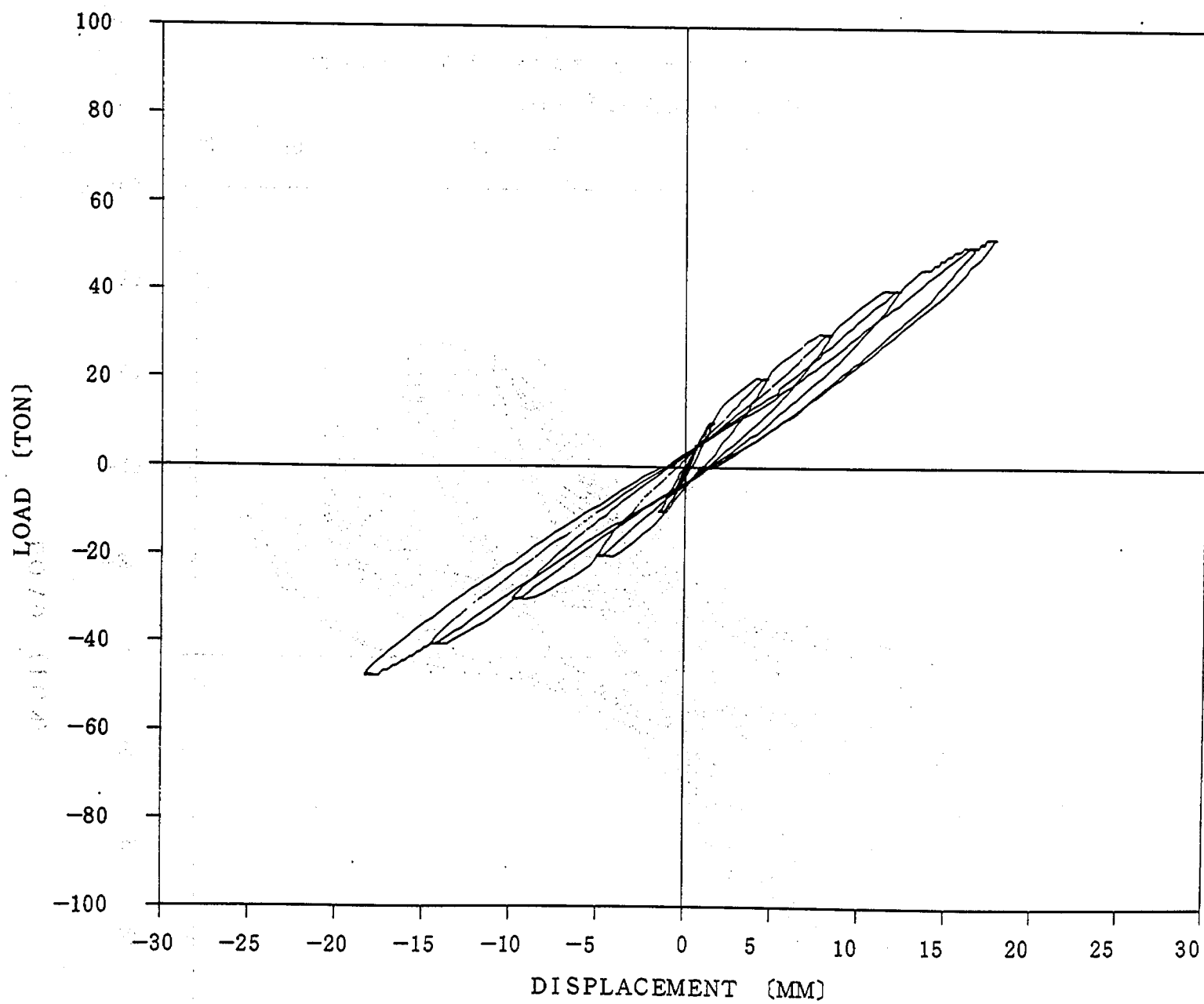
比較項目 \ 使用鋼材		C T形鋼 S S 4 1	D 13鉄筋 S D 3 0
降 伏 点 kg/㎡	材 料 試 験 結 果	35	37
	規格値(下限値)	25	30
	比	1.40	1.23
引張強さ kg/㎡	材 料 試 験 結 果	52	55
	規格値(下限値)	41	49
	比	1.27	1.12



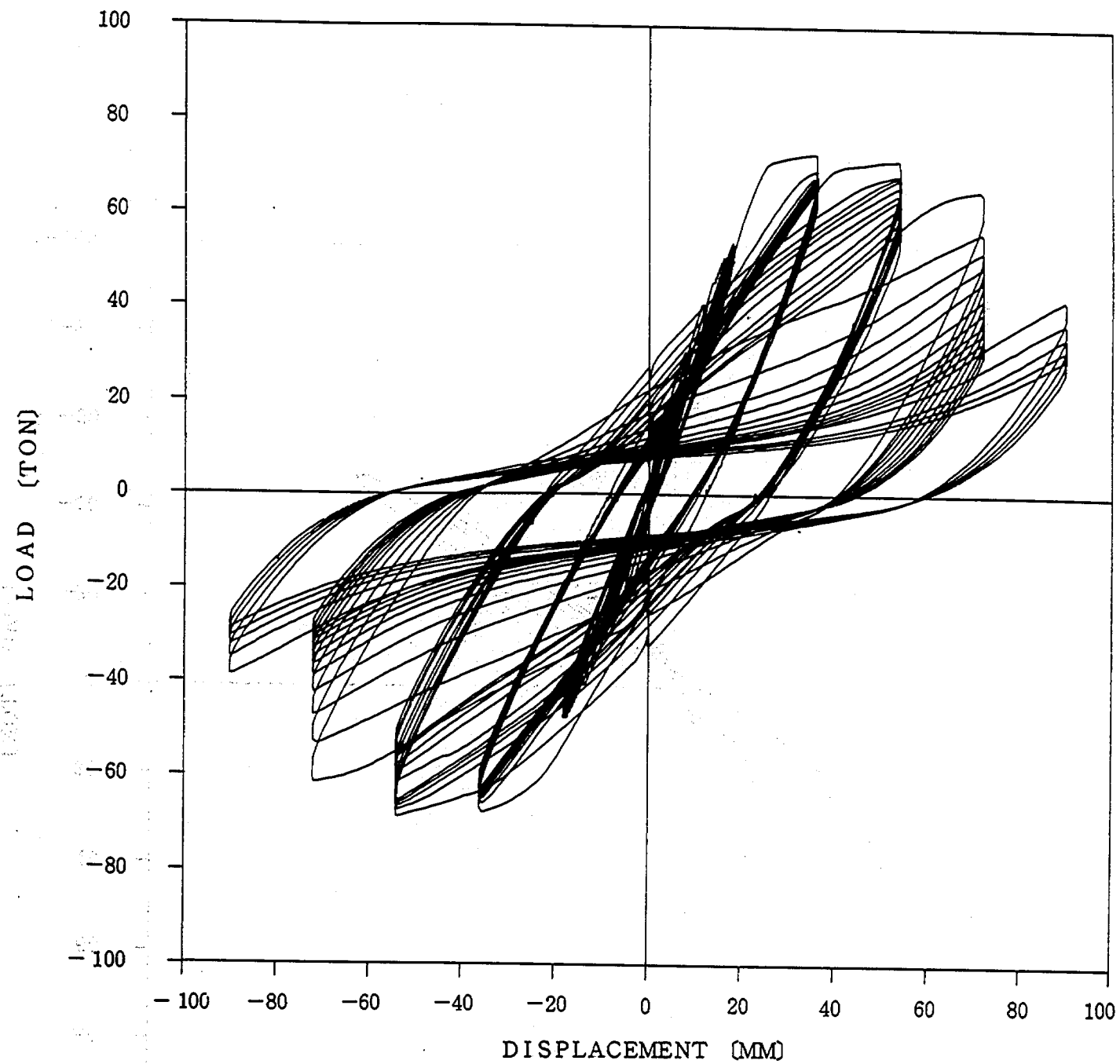
付図3—1 No 1 (一方向載荷) 荷重～変位曲線 (δ_0 まで)



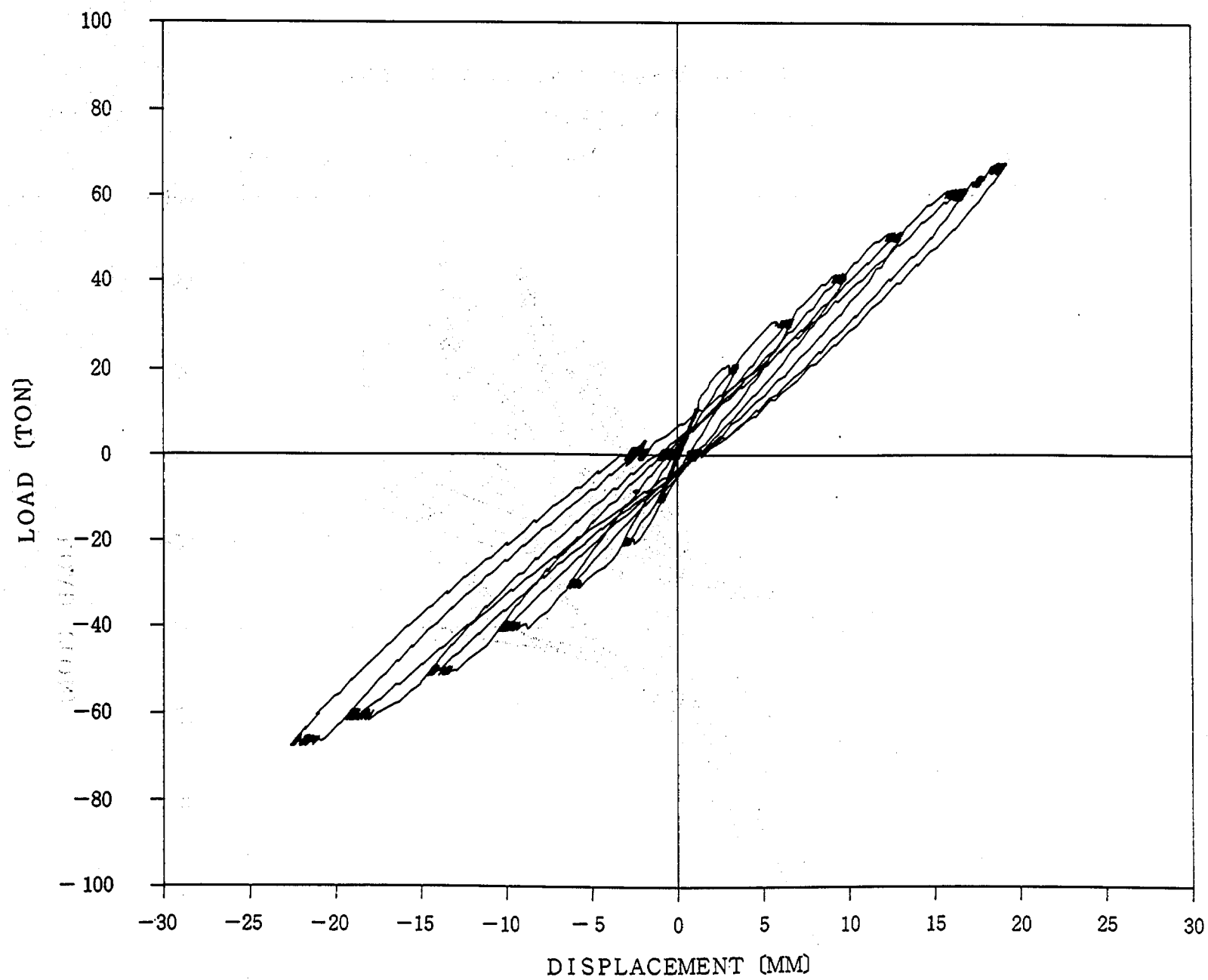
付図3-2 No.1 (一方向載荷) 荷重～変位曲線 (終局まで)



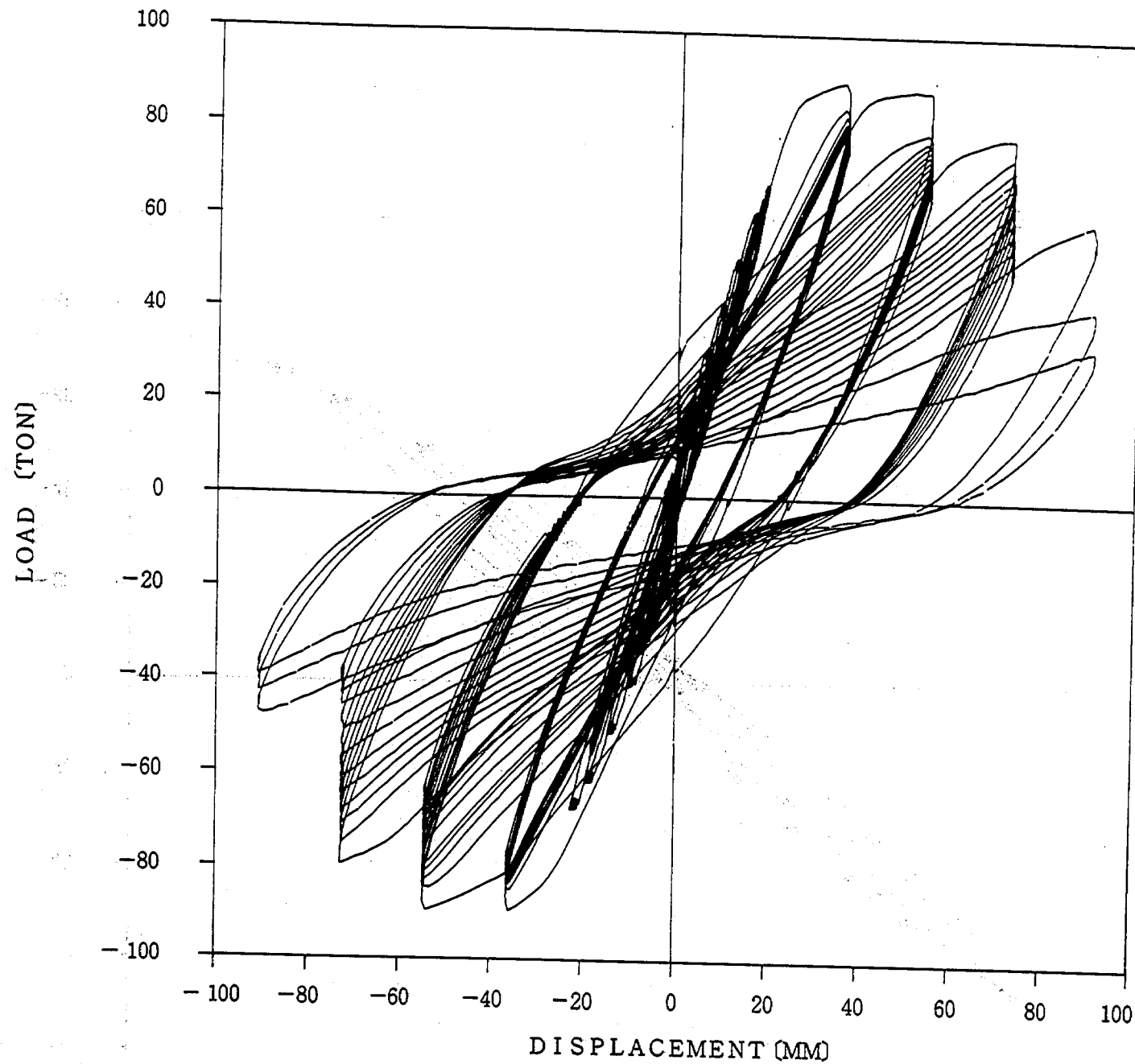
付図3-3 No.2 (ハンチ無) 荷重～変位曲線 (δ_0 まで)



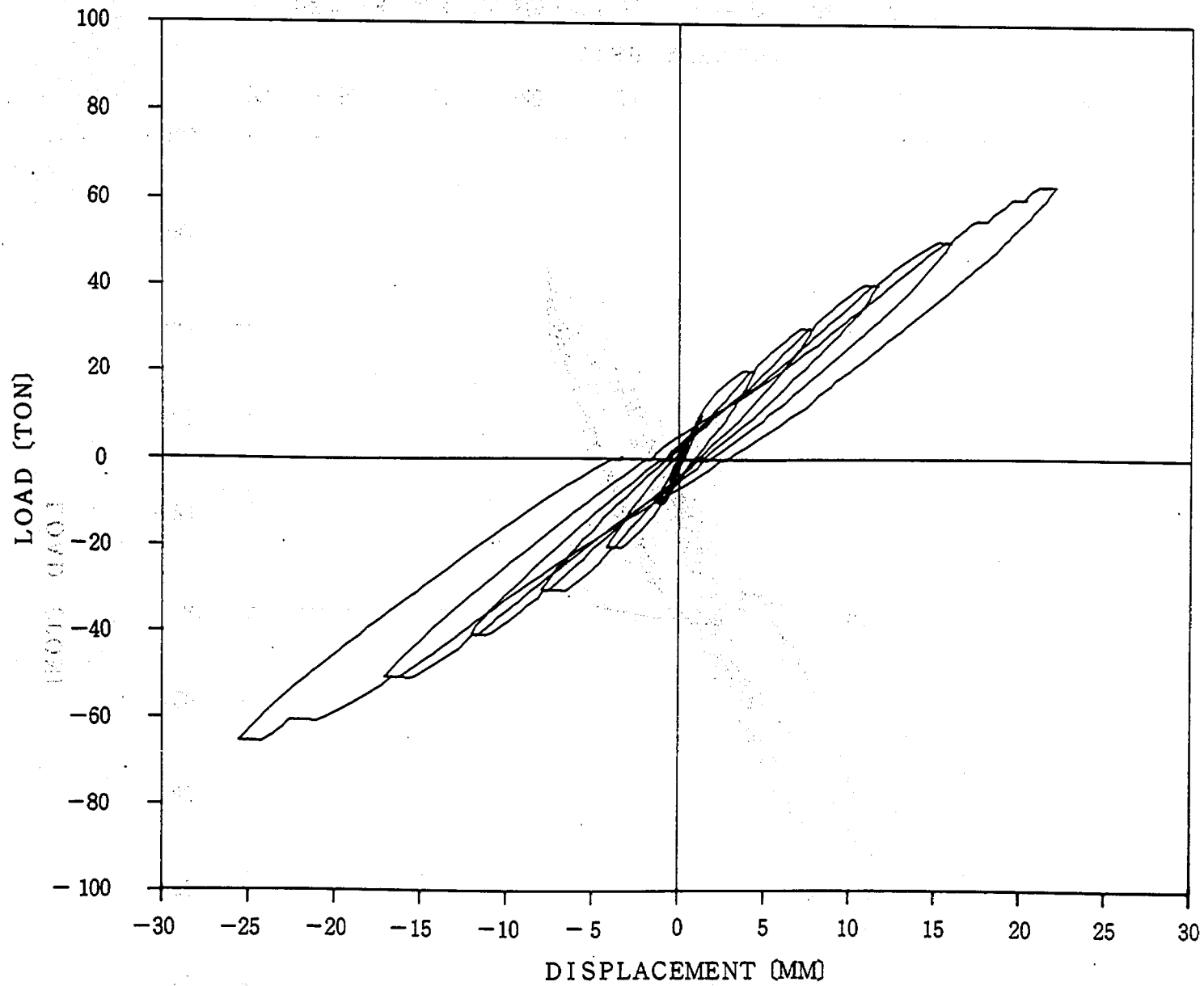
付図3—4 No.2 (ハンチ無) 荷重～変位曲線 (終局まで)



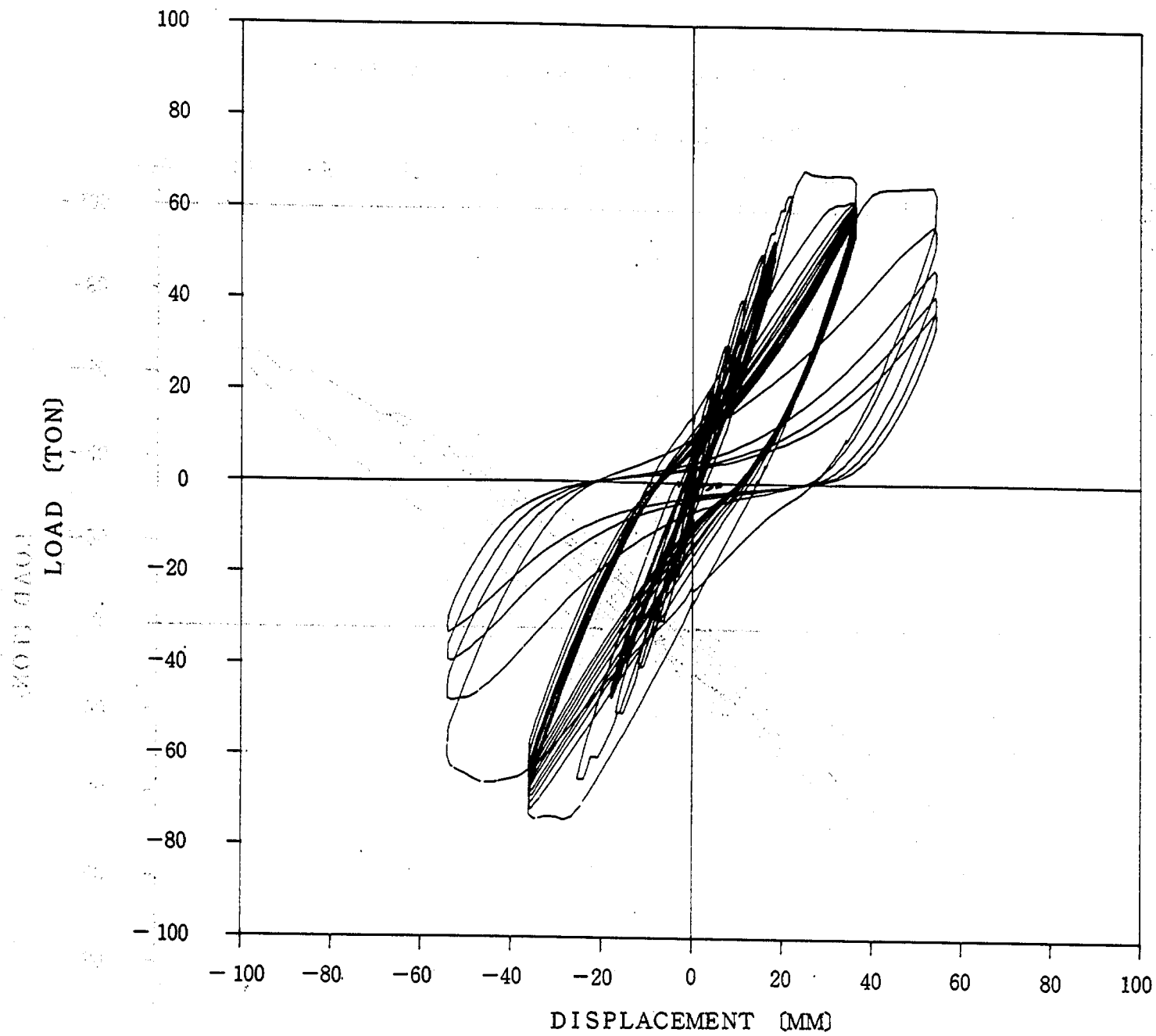
付図 3—5 No. 3 (基本形) 荷重～変位曲線 (δ_0 まで)



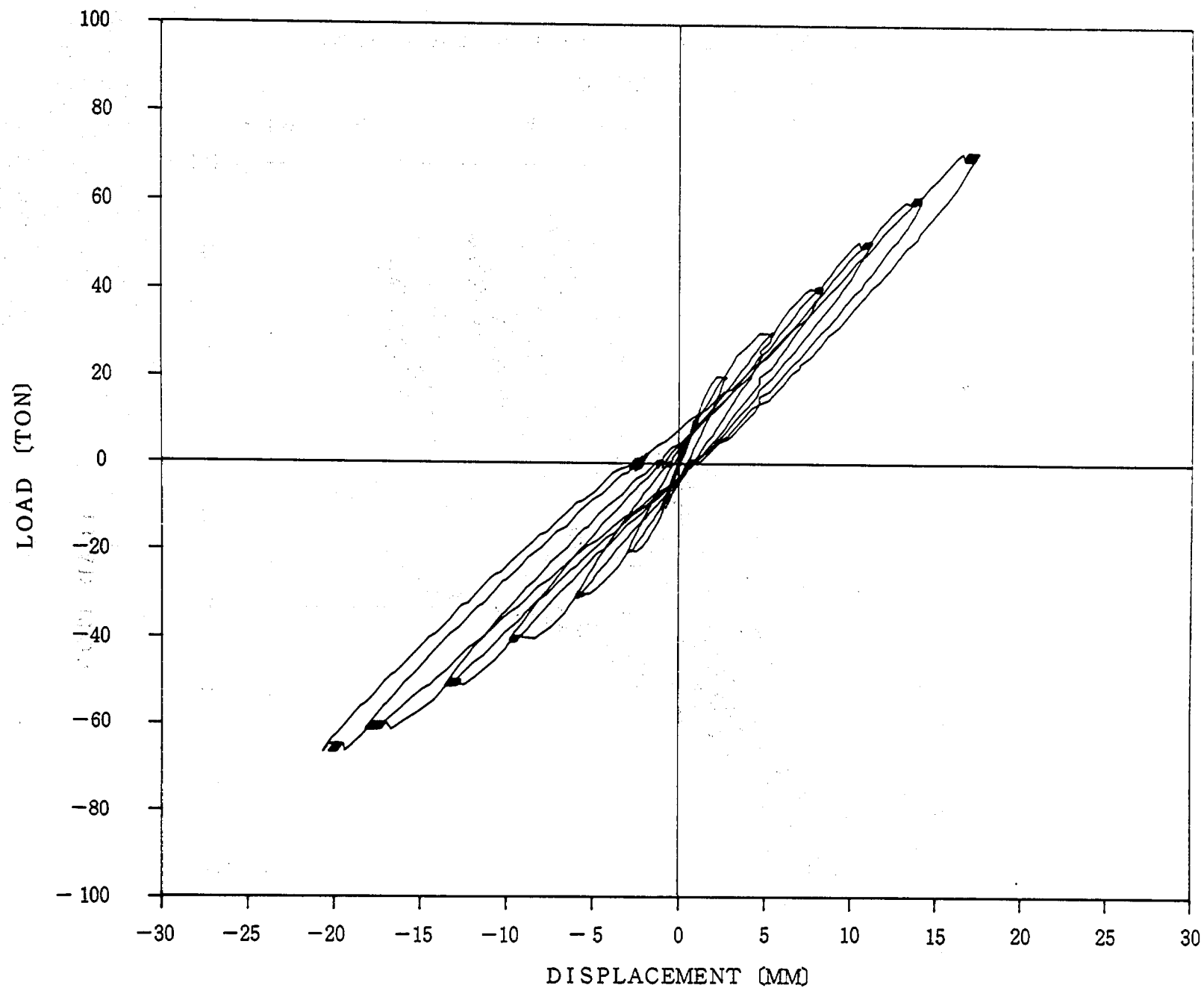
付図 3-6 No. 3 (基本形) 荷重～変位曲線 (終局まで)



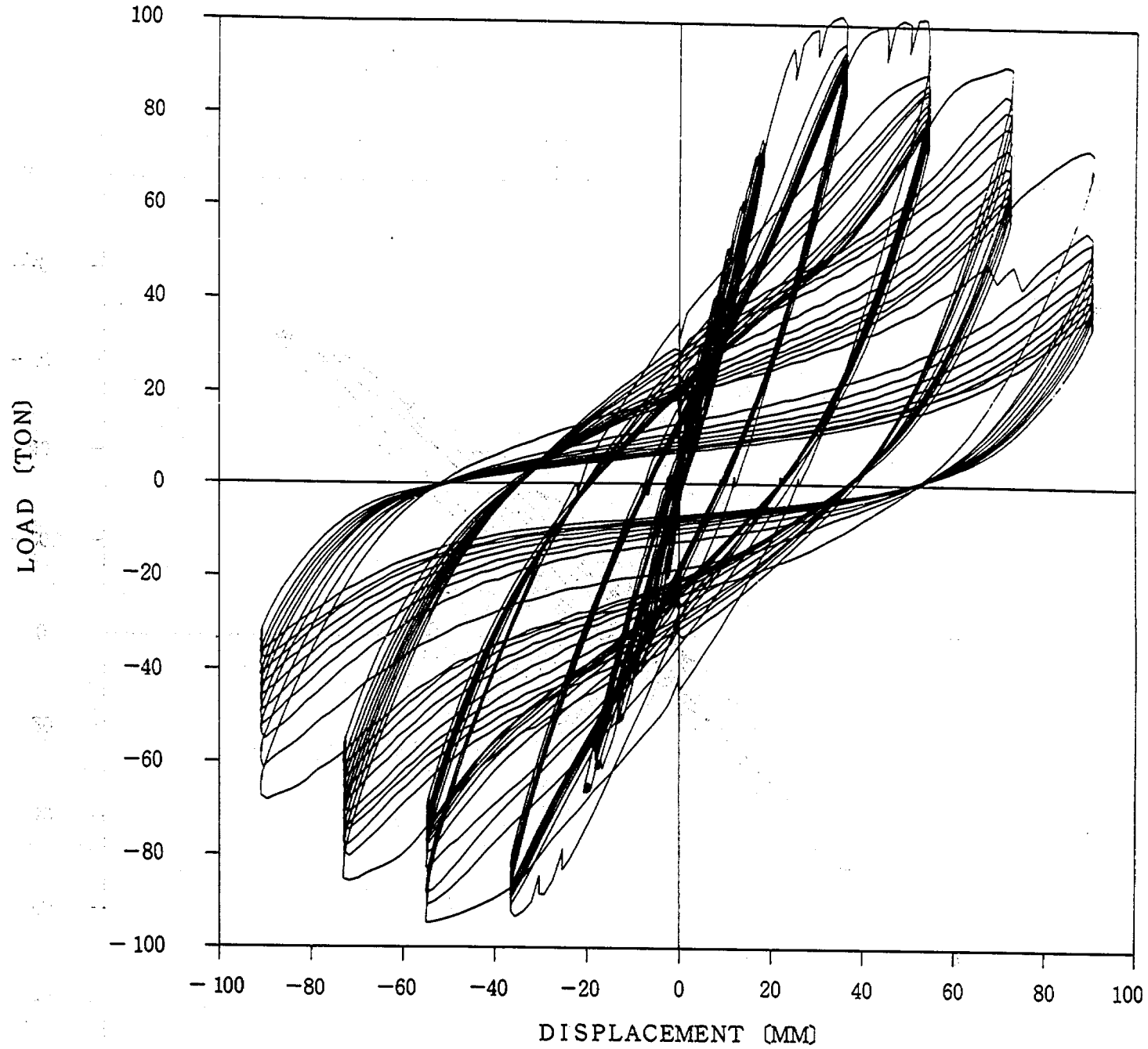
付図3-7 No.4 (太径筋・側方筋無) 荷重～変位曲線 (δ_0 まで)



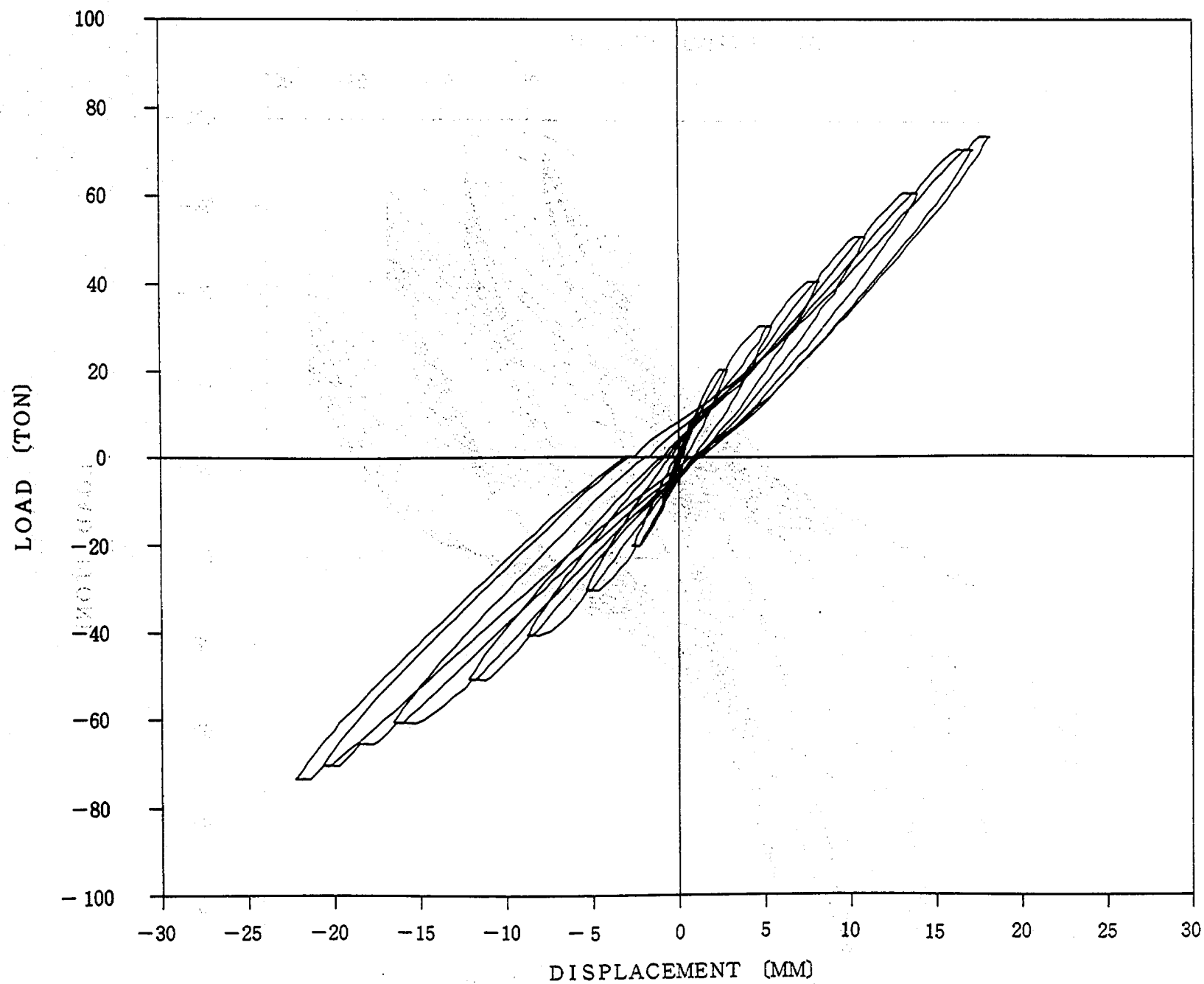
付図 3—8 No. 4 (太径筋・側方筋無) 荷重～変位曲線 (終局まで)



付図 3-9 No.5 (SRC・スタッド無) 荷重～変位曲線 (δ_0 まで)

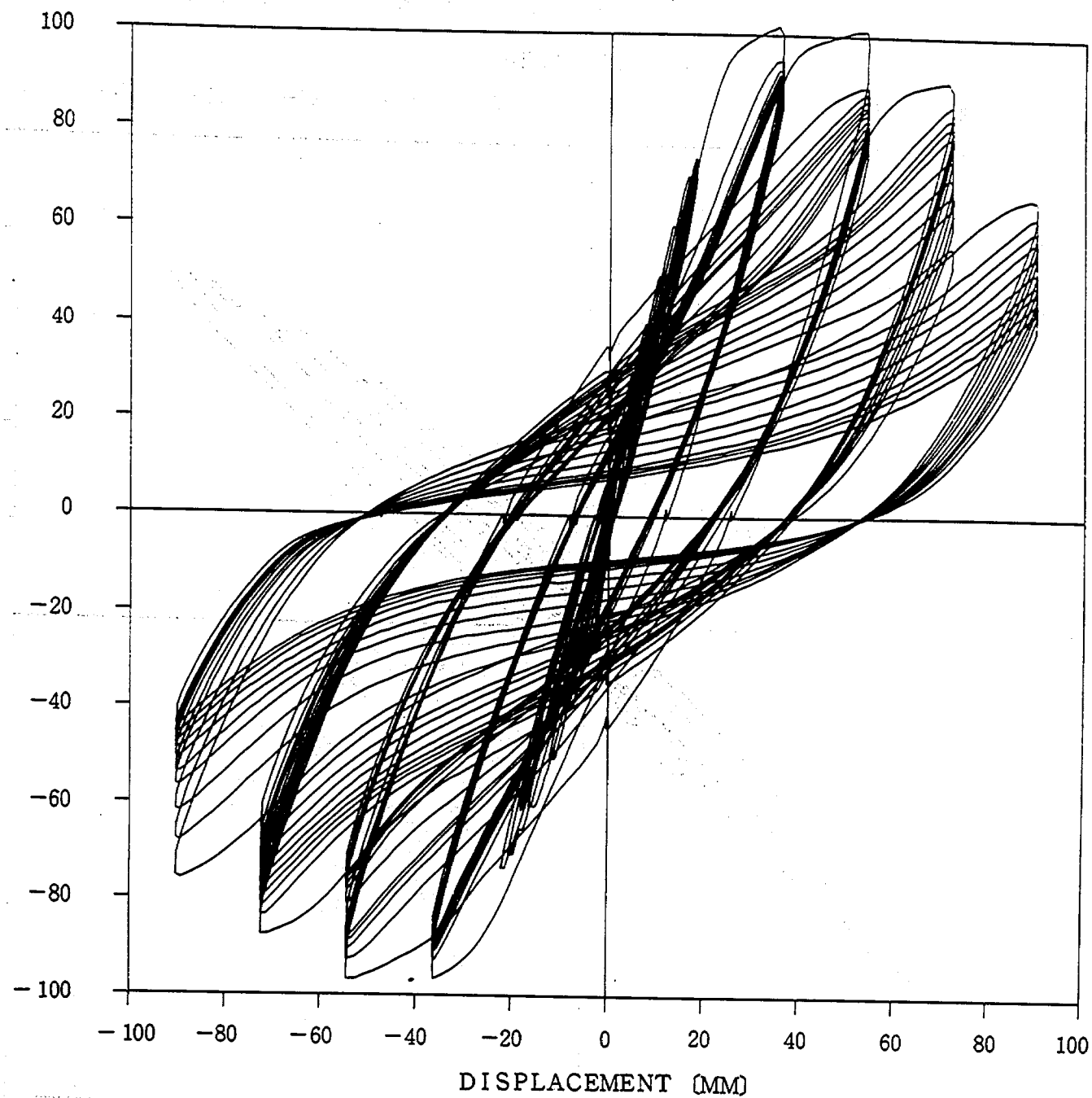


付図3-10 No.5 (SRC・スタッド無) 荷重～変位曲線 (終局まで)

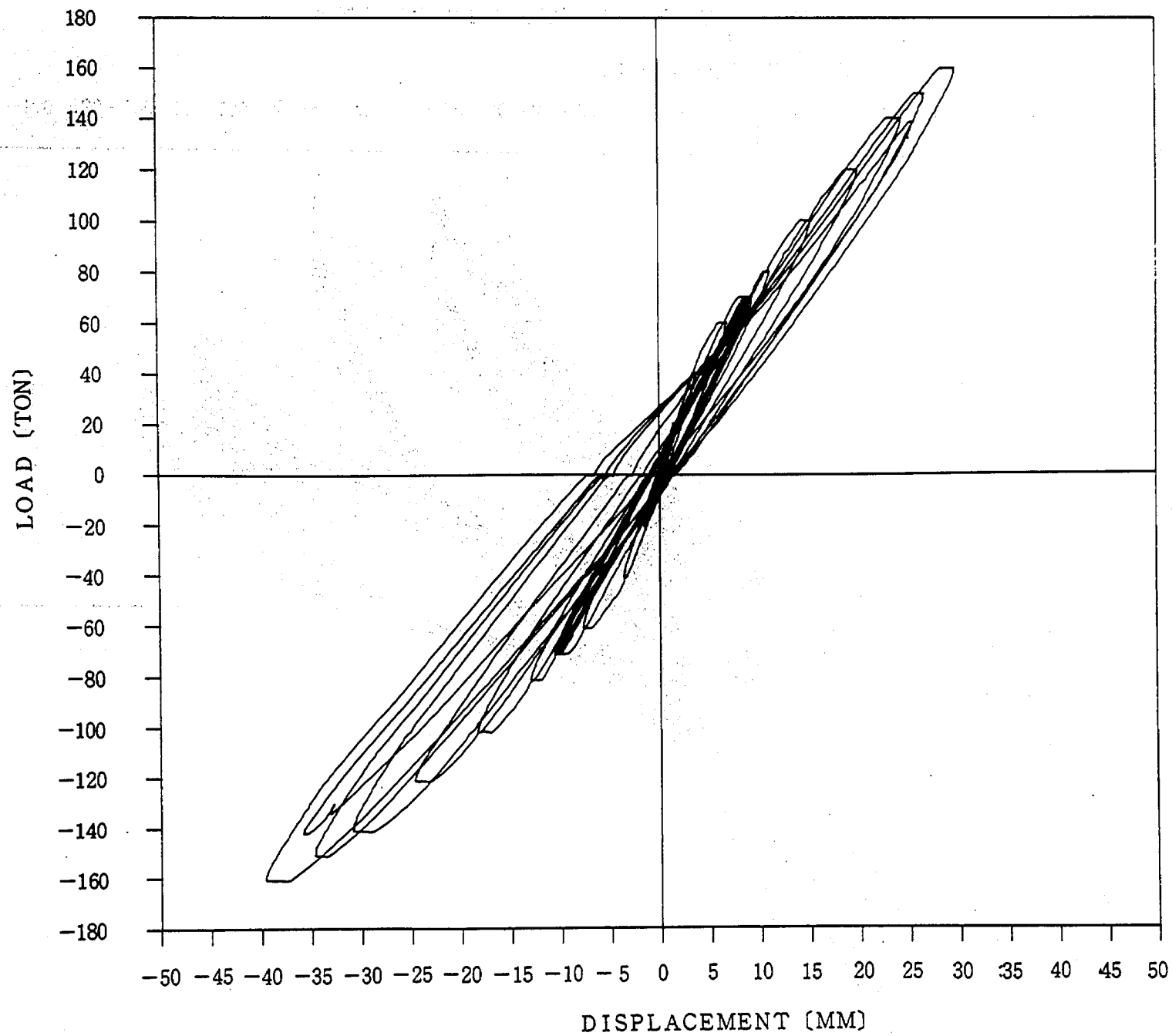


付図 3—11 No. 6 (SRC・スタッド有) 荷重～変位曲線 (δ_0 まで)

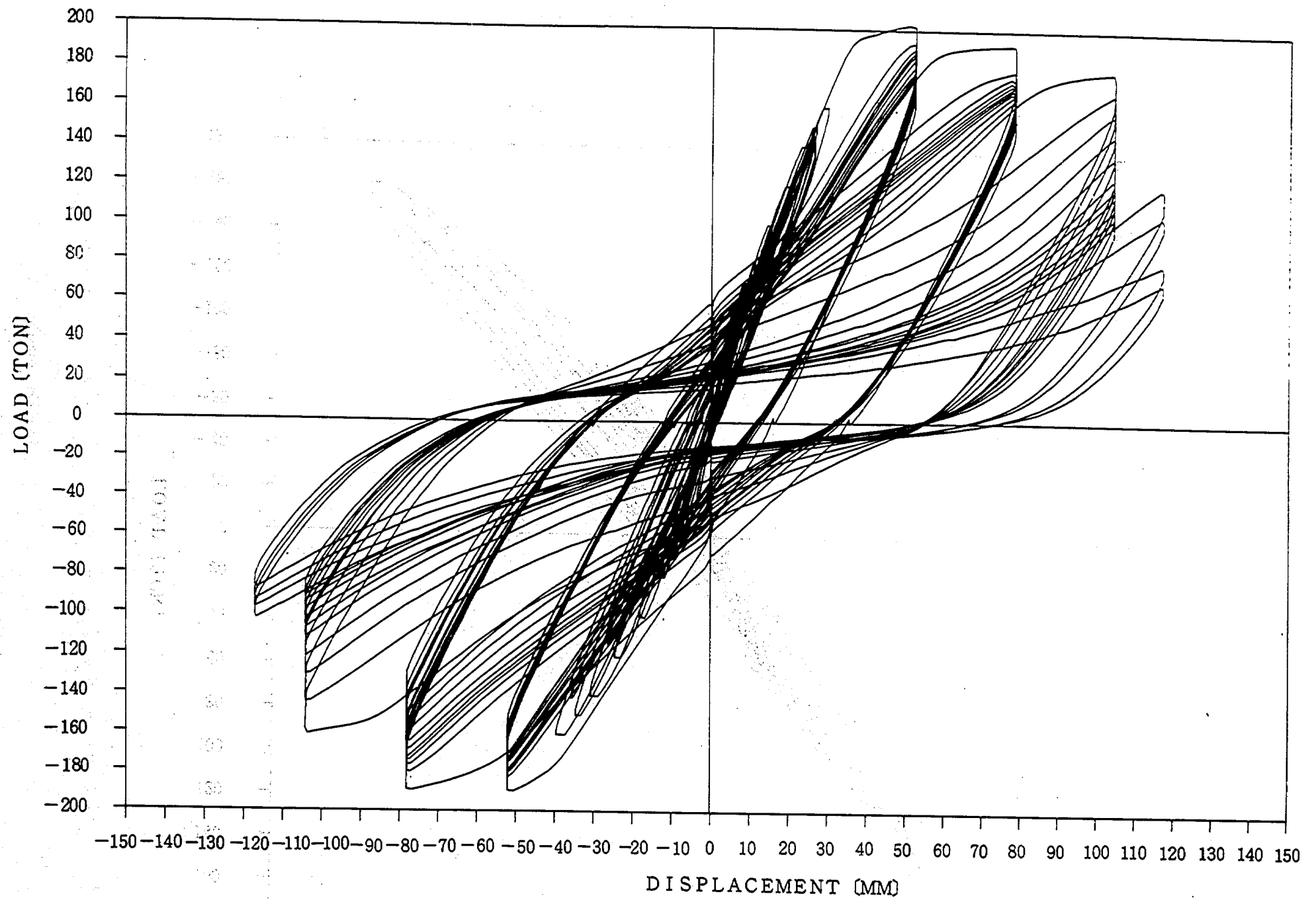
LOAD (TON)



付図3-12 №6 (SRC・スタッド有) 荷重～変位曲線 (終局まで)



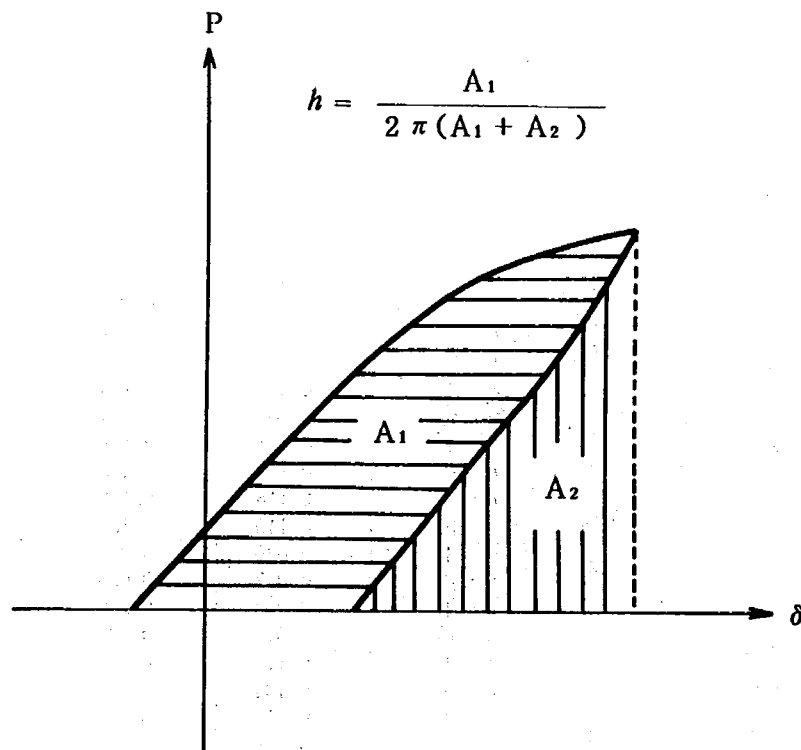
付図 3—13 No.7 (1/4模型) 荷重～変位曲線 (δ_0 まで)



付図3-14 No.7 (1/4模型) 荷重～変位曲線 (終局まで)

付録—4 履歴曲線から得られる減衰定数

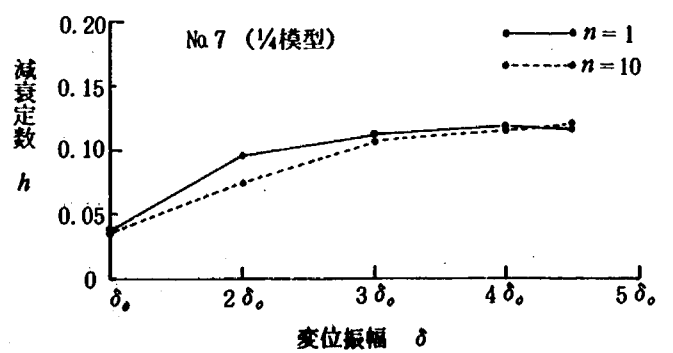
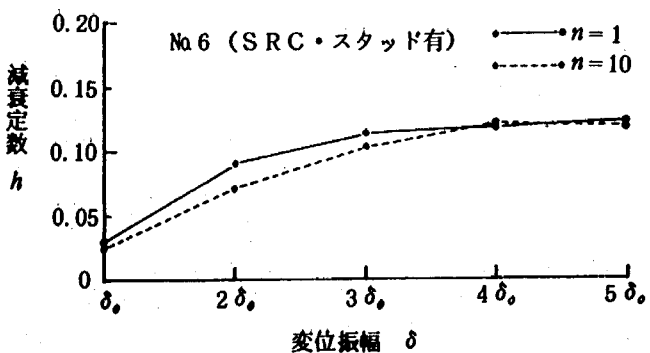
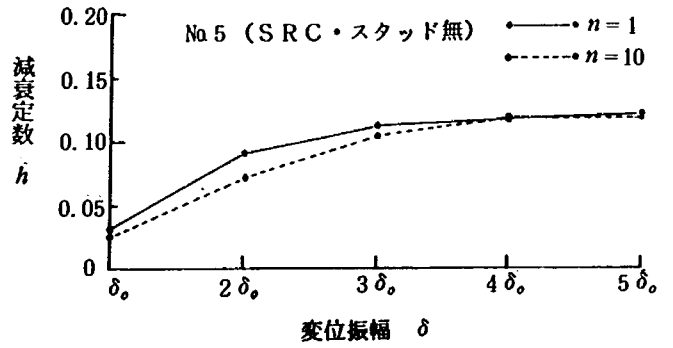
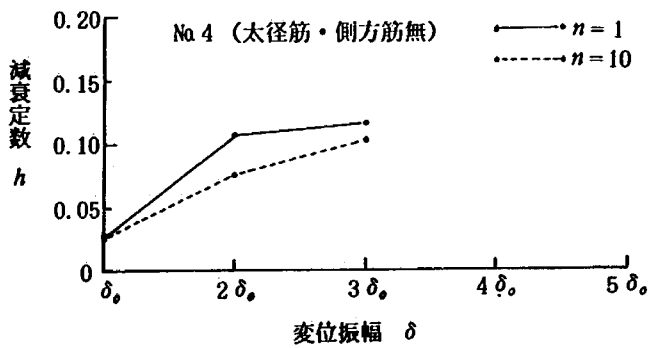
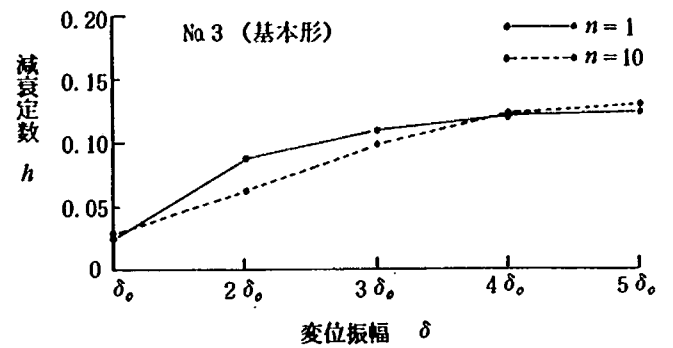
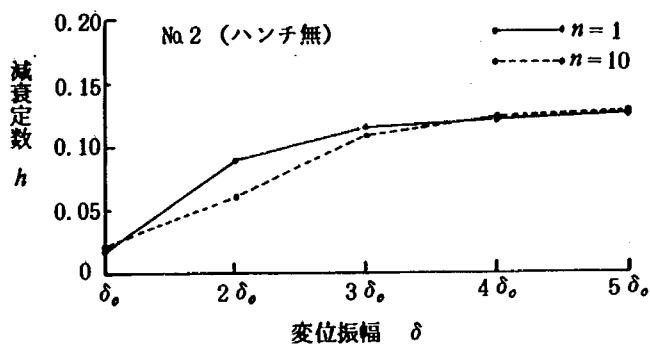
正負交番载荷実験により得られた履歴曲線（付録—3）から，付図4—1に示したような方法で各変位段階ごとに载荷くり返しが1回目と10回目について，半周期ごとに減衰定数を求めた（付表4—1）。また，正荷重（ハンチ圧縮）時と負荷重（ハンチ引張）時の減衰定数の平均値を付図4—2に示している。



付図4—1 半周期における減衰定数の推定方法

付表 4—1 履歴曲線から求めた減衰定数

模 型	変 位 振 幅	載荷くり 返し回数	正荷重時 減衰定数 h_1	負荷重時 減衰定数 h_2	平均減 h_1+h_2 衰定数 2
No 2 (ハンチ無)	δ_0	$n=1$ 回目 $n=10$	0.021 0.026	0.017 0.019	0.019 0.022
	$2\delta_0$	$n=1$ $n=10$	0.091 0.074	0.089 0.048	0.090 0.061
	$3\delta_0$	$n=1$ $n=10$	0.110 0.111	0.120 0.107	0.115 0.109
	$4\delta_0$	$n=1$ $n=10$	0.119 0.122	0.123 0.125	0.121 0.124
	$5\delta_0$	$n=1$ $n=5$	0.122 0.126	0.127 0.129	0.125 0.128
No 3 (基本形)	δ_0	$n=1$ $n=10$	0.027 0.029	0.025 0.032	0.026 0.030
	$2\delta_0$	$n=1$ $n=10$	0.089 0.055	0.086 0.068	0.088 0.062
	$3\delta_0$	$n=1$ $n=10$	0.108 0.102	0.115 0.097	0.111 0.100
	$4\delta_0$	$n=1$ $n=10$	0.122 0.121	0.120 0.125	0.121 0.123
	$5\delta_0$	$n=1$ $n=3$	0.119 0.132	0.129 0.129	0.124 0.130
No 4 (太 径 筋) (側方筋無)	δ_0	$n=1$ $n=10$	0.024 0.027	0.031 0.025	0.027 0.026
	$2\delta_0$	$n=1$ $n=10$	0.115 0.081	0.101 0.072	0.108 0.076
	$3\delta_0$	$n=1$ $n=4$	0.109 0.102	0.124 0.105	0.116 0.104
No 5 (SRC) (スタッド無)	δ_0	$n=1$ $n=10$	0.037 0.024	0.028 0.029	0.033 0.026
	$2\delta_0$	$n=1$ $n=10$	0.091 0.072	0.091 0.073	0.091 0.072
	$3\delta_0$	$n=1$ $n=10$	0.110 0.105	0.116 0.104	0.113 0.105
	$4\delta_0$	$n=1$ $n=10$	0.115 0.118	0.119 0.119	0.117 0.118
	$5\delta_0$	$n=1$ $n=10$	0.118 0.115	0.126 0.121	0.122 0.118
No 6 (SRC) (スタッド有)	δ_0	$n=1$ $n=10$	0.035 0.027	0.027 0.023	0.031 0.025
	$2\delta_0$	$n=1$ $n=10$	0.092 0.072	0.089 0.070	0.091 0.071
	$3\delta_0$	$n=1$ $n=10$	0.110 0.104	0.117 0.102	0.114 0.103
	$4\delta_0$	$n=1$ $n=10$	0.117 0.125	0.120 0.116	0.118 0.121
	$5\delta_0$	$n=1$ $n=10$	0.123 0.119	0.122 0.119	0.123 0.119
No 7 (1/4模型)	δ_0	$n=1$ $n=10$	0.033 0.030	0.041 0.043	0.037 0.036
	$2\delta_0$	$n=1$ $n=10$	0.094 0.077	0.096 0.074	0.095 0.076
	$3\delta_0$	$n=1$ $n=10$	0.109 0.108	0.116 0.107	0.113 0.107
	$4\delta_0$	$n=1$ $n=10$	0.117 0.116	0.122 0.114	0.119 0.115
	$4.5\delta_0$	$n=1$ $n=4$	0.116 0.128	0.118 0.115	0.117 0.122



付図4-2 履歴曲線から求めた減衰定数

橋脚模型反復載荷実験

ISSN 0386-5878

土木研究所資料 第1730号

マイクロフィルム第 号

昭和56年10月(1981)

栗林栄一, 上田 治, 萩原良二, 柴田松雄, 小山達彦

キーワード RC・SRC橋脚, 耐震性, 模型反復載荷実験

要 旨

本報告書は, RCおよびSRC橋脚の模型反復
載荷実験を行い, その力学特性を調査した結果を
とりまとめたものである。

○

郵便はがき

3 0 5 - □ □

40円切手
をはって
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

耐震研究室 御中

No.

No.

配布先氏名

○

配布先住所

土木研究所資料第 1730 号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

㊟