

[2073] 多入力地震波を受ける鉄筋コンクリート構造物の応答性状

石丸 辰治 (日本大学理工学部)
 正会員 安達 洋 (日本大学理工学部)
 正会員 中西 三和 (日本大学理工学部)
 正会員 ○ 牛丸 裕 (東海興業 構造部)

1. はじめに

軌道空間や河川を内包するような超大スパン架構構造物(メガストラクチャー)や橋梁のように構造物を支持する基部同士が大きく離れていたり、地盤の条件に差があるような構造物では、異なる地震波や入力時間差がある、いわゆる多入力地震波を受ける形となり、各支柱の挙動の違いが構造物全体の応答になんらかの影響を与えると考えられる。[1] そのため多入力地震波を受ける構造物の応答性状を力学的視点から解明しなければならない。

本研究は、破壊機構(モード)の異なる鉄筋コンクリート(以後RC)造柱や剛性の異なるRC造柱・壁を梁でつないだ一層門型架構模型に対して振動(台)実験を行い、多入力地震波を受けるRC構造物の基本的な応答性状を把握しようとするものである。振動台実験は、台を実際に振動させ、模型の応答性状を調べるという点で利点のおおい実験方法である。しかし、一般には振動台の性能による制約上模型が小さくなることや、一回の実験が数十秒のうちに終了してしまうということから、その結果の評価が難しいとされている。しかも、多入力地震波を受け複雑な挙動を示す構造物の振動実験に対しては、これまで例をみず、解析モデルの検証やその適用範囲を確かめておく必要がある。ここでは、振動実験結果に対しシステム同定法を用いた評価を行い、解析結果と比較することによって、想定した解析モデルの妥当性を検討する。

2. 想定構造物およびそのモデル化

本研究は、図1に示すような簡単な質点-ばね系モデルを用いて、本研究で対象とするトラボリス構造物(軌道敷を輸送空間として内包した大規模構造物)の基本的な地震応答特性を調べることを目的としている。この設定モデルに関する振動方程式は、次式で表される。

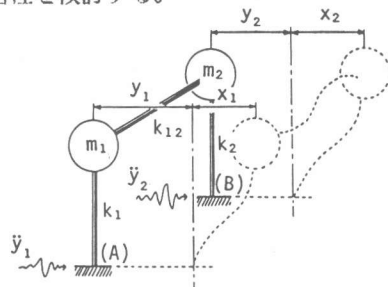


図1 設定モデル

$$\begin{bmatrix} m_1 & \\ & m_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{x}_1 \\ \ddot{x}_2 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} c_1 & \\ & c_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{x}_1 \\ \dot{x}_2 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_1 & \\ & k_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x_1 \\ x_2 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} c_{12} & \\ & -c_{12} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{x}_{12} \\ \dot{x}_{12} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_{12} & \\ & -k_{12} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x_{12} \\ x_{12} \end{Bmatrix} = - \begin{bmatrix} m_1 & \\ & m_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{y}_1 \\ \ddot{y}_2 \end{Bmatrix} \dots \dots 1$$

$$x_{12} = \{ (x_1 + y_1) - (x_2 + y_2) \} : \text{梁相対変位}$$

3. 実験概要

3.1 試験体および使用材料

試験体の形状を図2、構造諸元を表1に示した。試験体は、柱(曲げ型、せん断型)・壁の3種類を実大寸法の約1/9として設計し、合計22体(柱(曲げ型):12体、柱(せん断型):4体、壁:6体)を製作した。多入力系振動実験におけるつなぎ梁の形状・寸法を表2に示した。使用した鉄筋およ

びコンクリートの材料試験結果を表3、試験体一覧を表4に示した。また、各試験体単体の基本的性能を確認するために静的繰返し加力実験も併せて行った。

3.2 実験装置

多入力系振動実験は、水平一軸振動台2台を平行配置した実験装置を用いた。試験体は、図3に示すように、2本の支柱と2本の梁で構成された門型架構であり、2本の支柱をそれぞれ各振動台に配置し、その支柱上の重錘を梁で連結させた。なお、つなぎ梁は弾性が保たれるように設計したH型鋼(SS41)を使用した。また、2つの重錘には常に水平を保って運動するように工夫された平行維持装置がセットされている。さらに、つなぎ梁の両材端には、曲げモーメントを直接計測できるように円筒状のセンサー(曲げモーメント計)を配置している。1質点系振動実験は、水平一軸振動台を1台使用し、多入力系実験装置のつなぎ梁を取り除いた装置で実験を行った。また、静的加力実験は、振動台上部の機構を反力床に固定し、反力壁に取り付けた油圧ジャッキで重錘を直接加力した。

3.3 実験方法

入力地震波は、Imperial Valley地震 E1-Centro(1940N-S)の最大加速度を弾性レベルでは100gal、弾塑性レベルでは683.4galとした。多入力振動実験は入力波の時間差のない単入力振動実験(MDOCW)と時間差のある多入力振動実験である。地震動が先に入力する側を震央側、遅れて入力する側を震央に遠い側とし、入力時間差を0.1秒と0.2秒に想定した。また、入力波の時間軸は加速度と応力度を合せる模型則に従って、

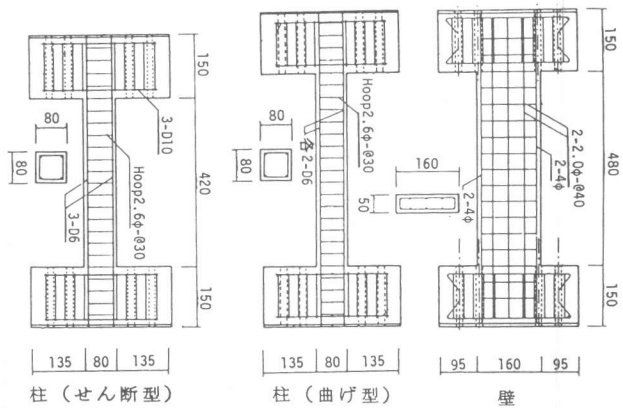


図2 試験体

表1 構造諸元

	主筋		帯筋・壁筋		シアスパン比
	n-φ	Pg(%)	φ-φS(mm)	Pw(%)	M/QD
柱(曲げ型)	4-D6	2.00	2.6φ-φ30	0.442	3.0
柱(せん断型)	6-D6	3.00	2.6φ-φ30	0.442	2.6
壁	4-4φ	0.314	2.0φ-φ40	0.236	1.5

表2 梁の形状

供試体名	断面寸法	材長
BM1	H-100x100x6x8	1800.0
BM2	H-100x50x5x7	1340.0

(単位: mm)

表3-a 鉄筋

種類	降伏強度 (Kg/cm ²)	最大強度 (Kg/cm ²)
D6	3438	5510
4φ	3779	4447
2.6φ	—	2656
2.0φ	—	2483

表3-b コンクリート

	圧縮強度 (Kg/cm ²)	引張強度 (Kg/cm ²)
平均	276	27.0

表4 試験体一覧

試験体名	加力方法	観 測
SCF	静的	供試体: 柱(曲げ型) 錘: 2230kg
SCS	静的	供試体: 柱(せん断型) 錘: 2230kg
SC	静的	供試体: 柱(曲げ型) 錘: 2700kg
SW	静的	供試体: 壁 錘: 2700kg
SDCF	1質点	供試体: 柱(曲げ型) 錘: 2230kg
SDCS	1質点	供試体: 柱(せん断型) 錘: 2230kg
SDC	1質点	供試体: 柱(曲げ型) 錘: 2700kg
SDW	1質点	供試体: 壁 錘: 2700kg
MD1CF	多入力	供試体: V1=柱(曲げ型), V2=柱(曲げ型), 梁=BM1 錘: 2230kg V2側 0.033sec 遅
MD1CS	多入力	供試体: V1=柱(せん断型), V2=柱(せん断型), 梁=BM1 錘: 2230kg V2側 0.033sec 遅
MD2CF	多入力	供試体: V1=柱(曲げ型), V2=柱(曲げ型), 梁=BM1 錘: 2230kg V1側 0.066sec 遅
MDOCW	単入力	供試体: V1=柱(曲げ型), V2=壁, 梁=BM2 錘: 2700kg
MD1CW	多入力	供試体: V1=柱(曲げ型), V2=壁, 梁=BM2 錘: 2700kg V2側 0.033sec 遅
MD1WC	多入力	供試体: V1=柱(曲げ型), V2=壁, 梁=BM2 錘: 2700kg V1側 0.033sec 遅
MD2CW	多入力	供試体: V1=柱(曲げ型), V2=壁, 梁=BM2 錘: 2700kg V2側 0.066sec 遅

入力波: Imperial Valley 地震, E1-Centro (1940, N-S) 最大加速度 100.0gal, 683.4gal
 ただし、MDOCWのみ最大加速度 200.0gal, 683.4gal

試験体の縮尺率 $\lambda=1/9$ から $\sqrt{\lambda}=1/3$ とした。すなわち、原波形の地震継続時間30秒を10秒に縮じめ、多入力における入力時間差0.1秒を0.033秒に、0.2秒を0.066秒とした。

4. 実験結果の評価方法

4.1 システム同定法におけるパラメータの設定

多入力地震波を受ける基本的な門型架構造物を図1に示すような簡単な質点-ばね系のモデルであるとして多入力振動実験を行ったが、得られた応答結果が想定した解析モデルや運動方程式(1式)により説明できるかどうかをシステム同定法を適用して評価する。実験では、各質点の絶対加速度($\ddot{X}_{ij}+\ddot{Y}_{ij}$)、各部材の相対変位(X_{ij})、梁のせん断力($Q_{12j}=C_{12}\dot{X}_{12j}+k_{12}X_{12j}$)が計測され、速度(\dot{X}_{ij})は相対変位を微分することで得られる。また、各質点の質量は既知であるから(1式)の運動方程式にあてはめれば粘性減衰係数 C と各部材の弾塑性剛性 k が未知なパラメータであることがわかる。なお、梁部材は弾性であるとして逐次型最小二乗法を用いて剛性 k_{12} と粘性減衰係数 C_{12} を相対変位(X_{12})と曲げモーメント計によるせん断力計測値から同定した。

4.2 復元力モデル

上述したように、数学モデルによって弾塑性応答性状を説明する場合、各部材に対して適切な復元力特性モデルを設定する必要がある。ここでは、各部材の静的繰り返し加力実験より得られた履歴曲線から以下のような検討手順によりモデルの選択を行った。SCFを例に説明する。

1) 図4に示すように比較的複雑な履歴曲線をトリリニアなスケルトンカーブを持つ復元力モデルとして簡略化するために、バイリニアなスケルトンカーブを持つ複数の単純な履歴モデルの組み合わせにより表現できると仮定する。(図7参照)

2) 静的実験で得られた定常ループは、その履歴面積(A)と等価な面積を有するBilinearモデル(図7-a)によって表現できるものとし、実験で得られた定常ループの変位履歴に応じてBilinearモデルの耐力を減じた曲線を求めその形状を調べ

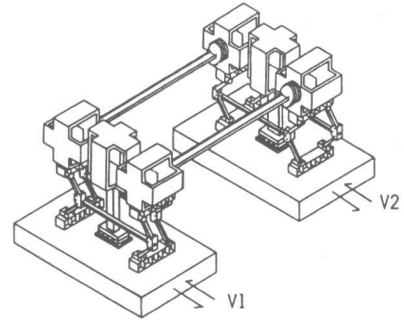


図3 多入力系振動実験装置

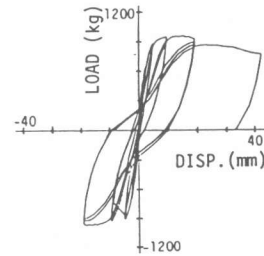


図4 荷重-変形曲線(SCF)

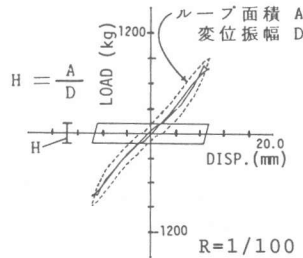


図5-a 定常ループ

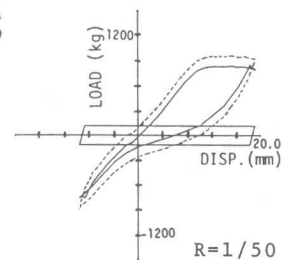


図5-b 処女載荷ループ

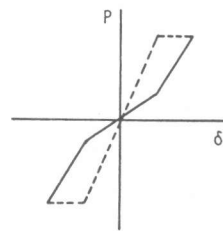


図6-a 定常ループ性状

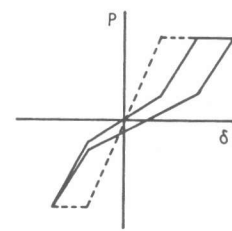
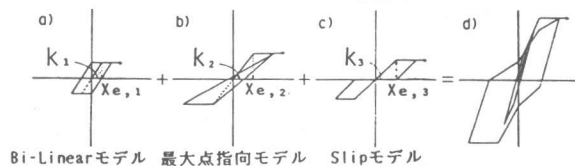


図6-b 処女載荷ループ性状



Bi-Linearモデル 最大点指向モデル Slipモデル

図7 復元力特性モデル

る。 図5-a ; その曲線はハードスプリング的な性質を示す。

3) さらに定常ループから新たな変形を経験する処外載荷履歴曲線とその除荷曲線によって囲まれたループから、定常ループで得られたBilinearモデルの面積を同様に減じ、除荷曲線と再負荷曲線の性質を調べる。図5-b ; 除荷曲線の途中からスリップし最大点を指向する。

4) 2)、3)で得られた曲線の形状から、Bilinearモデル以外の履歴モデルを最大点指向モデルとSlipモデルと定めた。この最大点指向モデルとSlipモデルによって合成して得られる定常ループと除荷および再負荷曲線の形状を図6に示した。図5の結果を良く表現していることがわかる。以上の検討から復元力特性モデルを図7に示す3つの履歴モデルの組み合わせとして表現することを決定した。他の部材に対しても同様の手順により復元力特性モデルを決定した。

4.3 非線形最小二乗法によるパラメータ同定

粘性減衰係数Cおよび前節で決定した復元力モデルの弾性剛性 k_1, k_2, k_3 以上4つのパラメータを同定するために改定マルカート法^[2]による非線形最小二乗法を用いた。なお、復元力モデルの係数のうち、バイリニア係数および各特異点変形は静的実験結果より既知とした。また、評価関数としてせん断力を用い各質点ごとに次式で示される誤差の二乗和(S)が最小となるように各パラメータを修正した。

$$S_i = \sum_{j=1}^n \{m_i(\dot{X}_{ij} + \dot{Y}_{ij}) + Q_{12j} - (k_i(X_{ij}) + C_i(\dot{X}_{ij}))\}^2 \quad \text{----- 2}$$

i : 質点 j : ステップ数

$m_i(\dot{X}_{ij} + \dot{Y}_{ij})$: 実験より得られたせん断力

Q_{12j} : 実験より得られた梁のせん断力

$k_i(X_{ij})$: モデルから得られる復元力

$C_i(\dot{X}_{ij})$: モデルから得られる減衰力

ただし、上式は質点1に対する式であり、質点2側では $+Q_{12j}$ が $-Q_{12j}$ となる。

表5 同定結果

試験体名	SDCF	MD1CF	
		V1側	V2側
C (kg·sec/cm)	2.381	2.521	4.733
K_1 (kg/cm)	820.8	371.8	351.2
K_2 (kg/cm)	1152.4	1507.8	1014.4
K_3 (kg/cm)	288.1	301.5	253.7
		$C_{12} = 0.910$ (kg·sec/cm) $K_{12} = 189.9$ (kg/cm)	

4.4 実験結果と解析の比較

SDCF, MD1CFの各パラメータの同定結果を表5に示した。これらの同定結果を用いて、SDCF, MD1CFに対し数値シミュレーションを行い、図8、図9にSDCF、図10、図11にMD1CFの応答履歴曲線および時刻歴応答変位をそれぞれ比較示した。同様な方法で他の試験体に対しても数値シミュレーションを行ない、その応答履歴曲線を実験値と比較して図12に示した。また、実験および解析結果の最大応答値を表6に示した。なお、解析の入力波には、実験から得られた振動台加速度波形を用いた。

SDCF, MD1CFでは、時刻歴応答変位に若干のずれがみられるものの、応答履歴曲線は実験結果を良く近似している。MD1CS(柱(せん断型))では、最大応答変位は、実験より解析結果がやや大きくなっているものの、応答履歴曲線でみられる震央に遠い側のスリップ性状を解析はよく表現している。また、柱と壁を組み合わせた場

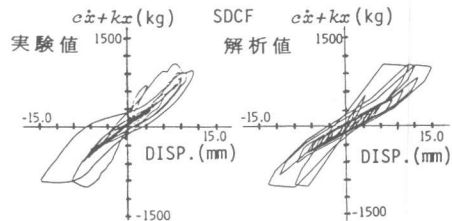


図8 応答履歴曲線

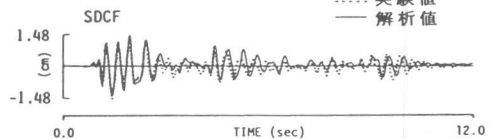


図9 時刻歴応答変位

合(MDOCW,MD1CW,MD1WC)には、柱側の応答履歴曲線は、実験結果をよく近似しているが、壁側では最大応答変形に多少の差がみられる。全般的には、解析は実験結果をよく近似しており、設定したモデルの妥当性を示唆している。

次に、本研究で実施した架構模型の実験結果の範囲内でその応答性状について述べると、弾性レベルの実験では、1質点系と多人力系の応答変位には入力波の入力条件による大きな差異はみられなかった。一方、弾塑性レベルの実験では、柱は曲げおよびせん断型の破壊を、また壁では脚部の曲げおよび割れが大きな曲げ型の破壊モードを示したが、同種の柱・柱を組み合わせた場合の応答変位は震央側よりも震央に遠い側で大きくなる事がわかった。また、柱・壁を組み合せ、しかも壁が震央側にある場合には、柱側から入力した場合と比較して外乱レベル差による両部材の応答変位の変化は大きく、剛性の高い部材の塑性化による応答値への影響が大きい事がわかった。

5. まとめ

以上、鉄筋コンクリート造門型架構模型の多人力振動実験を行い、以下の知見を得た。

1) 比較的複雑な挙動をする鉄筋コンクリート部材を対象とした振動実験結果の同定と数値シミュレーションから、設定モデルの妥当性を検証した。

表6 最大応答値

試験体名	弾性		弾塑性		
	最大せん断力 (kg)	最大変形 (mm)	最大せん断力 (kg)	最大変形 (mm)	
SDCF	339.1	0.92	1081.8	14.79	
SDCS	303.6	0.91	1531.5	7.56	
SDC	399.3	0.74	1416.5	15.23	
SDW	—	—	2049.3	5.87	
MD1CF	柱	349.6	0.99	1132.9	11.05
	柱	341.0	1.00	1166.2	15.68
MD1CS	柱	326.1	0.70	1724.2	7.25
	柱	378.4	0.68	1475.3	9.52
MD2CF	柱	329.5	0.93	1244.5	9.19
	柱	375.5	0.84	1024.2	14.86
MDOCW	柱	328.9	0.82	1360.0	14.78
	壁	388.8	0.34	1966.3	5.98
MD1CW	柱	388.7	0.70	1326.3	11.96
	壁	353.2	0.20	2030.5	5.23
MD1WC	壁	392.5	0.23	1957.5	10.48
	柱	367.2	0.69	1327.4	8.22
MD2CW	柱	368.4	0.73	1220.2	13.79
	壁	350.8	0.22	2068.1	5.50

多人力系：上段 震央側

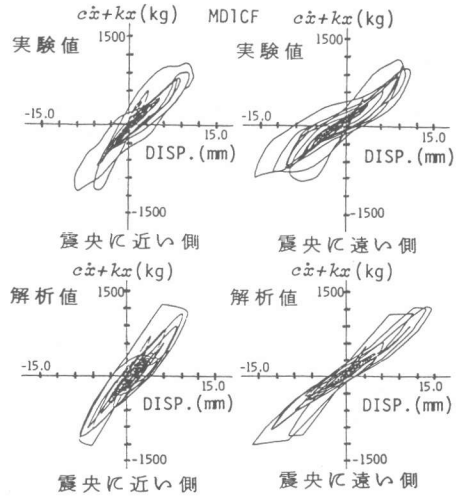


図10 応答履歴曲線

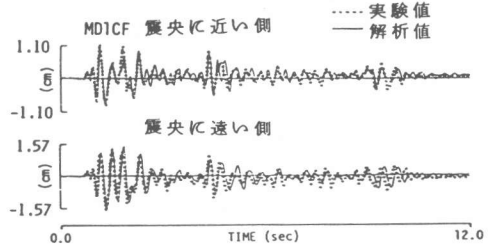


図11 時刻歴応答変位

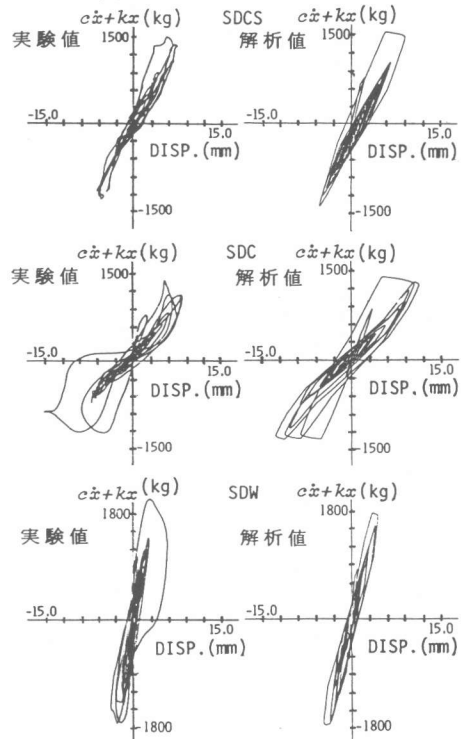


図12-a 応答履歴曲線(1質点系)

2) 設定した簡単な質点-ばね系の数学モデルにより、多入力地震波を受ける構造物の基本的な応答性状を調べることが可能であることがわかった。

謝 辞 本研究は、財団法人日本科学協会が、財団法人日本船舶振興会から補助金の交付を受け、日本大学理工学部理工学研究所に研究委託して昭和58年度より実施している”軌道空間都市(トラボリス)の実用化研究”の一部として行われたものである。両協会並びに学内トラボリス委員会の関係各位に感謝の意を表します。

参考文献

1. 軌道空間都市の実用化研究 テクニカル・レポート 「多点入力地震波を受ける構造物の挙動に関する研究」 財団法人日本科学協会 昭和61年3月
2. 中川徹・小柳義夫著「最小二乗法による実験データ解析」 東京大学出版会

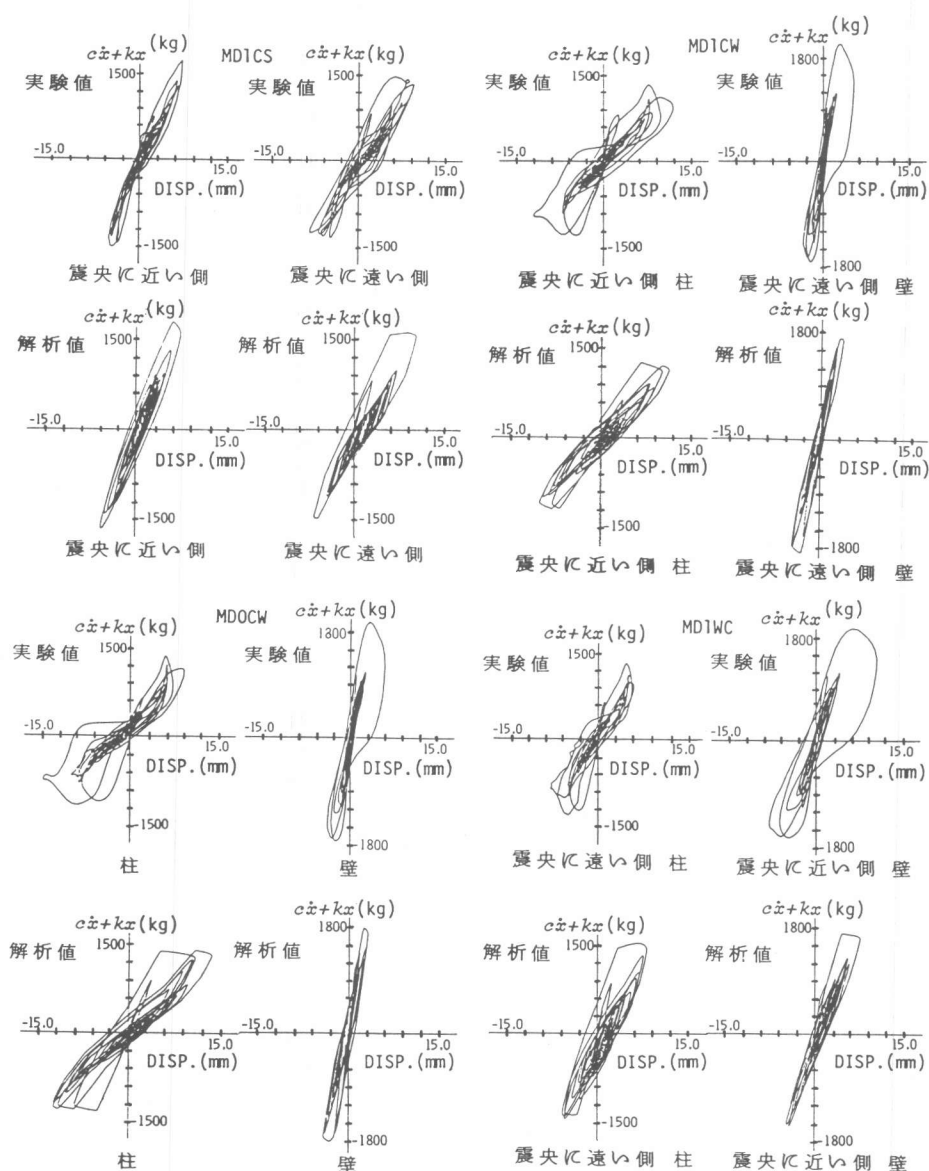


図1.2-b 応答履歴曲線(多入力系)