

I-6 電算機-アクチュエータ・オンラインシステムによる鉄筋コンクリート建物の非線形地震応答解析 (柱崩壊形1層建物 その2)

東京大学 生産技術研究所 ○岡田恒男, 柴 松太郎

1. 序 筆者らは、構造物の地震応答解析に際し、一般に非線形性と有する復元力特性と数学モデルに置換する事なく、電気油圧式アクチュエータを用いた準静的載荷実験より得られる荷重・変位関係を各計算ステップ毎にオンラインで電算機にフィードバックしながら非線形応答解析を行おうシステムの開発を行ってきた。(文献1他) 本報は、このオンラインシステムを用いて鉄筋コンクリート柱崩壊形1層建物の地震応答解析を行なった結果の一部を述べたもので、システムの性能調査を兼ねて行なったパイロットテスト(文献2)の続きとなるものである。

2. 解析対象骨組と試験体 図1(A)に示した柱崩壊形(梁の強度・剛性無限大)の鉄筋コンクリート1層1スパン建物を対象とし、弾性範囲の固有周期の異なる4種の骨組の特定の地震動に対する応答を求めた。試験体は、図1(B)に示した様に柱反曲点を中央と仮定し、柱の高さの1/2を可撓部とする単純梁形式である。骨組と試験体との対応は、骨組の水平変位(x), 柱1本のせん断力(Q), 試験体の変位(x_L) および試験体の荷重(P_L)に於て、 $x = 2x_L$, $Q = \frac{1}{2}P_L$ である。骨組の諸元を表1に示した。今回の実験では、すべての骨組について1種類の試験体を用いたので、骨組の剛性(水平力/水平変位)は一定となる。従って、周期を変化させるために、あらかじめ静的試験より求めた弾性剛性(17.0 t/cm)を用いて質量を変化させた。地震波は、1968年神戸地震波(NS)のピーク附近10秒間を用い、その後1.9秒間の0データを入力し、地震終了後、自由振動性状と調べた。地震加速度の大きさは、すべての骨組について、降伏震度(R_y)と地動最大震度(R_g)との比が一定となる様にして表1に示した様に、今回はこの比を約1とした。

$$M \ddot{x}^i + F^i = -M \ddot{x}_0^i \quad \dots(1)$$

3. 基本式とオンラインシステムによる解法 骨組を図1(C)の様にモデル化した場合は、iステップでの振動方程式は式(1)又は(1')となる。

ここで、M: 骨組の質量, \ddot{x} : 骨組の加速度
 F: 骨組の復元力 (2Q), K: 骨組の剛性
 x: 骨組の相対変位, \ddot{x}_0 : 地動加速度。

$$\begin{matrix} \text{LINEAR ACCELERATION METHOD:} \\ \begin{pmatrix} x^i \\ \dot{x}^i \\ \ddot{x}^i \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0 & 0 & 0 \\ -3/(\Delta t) & -2 & -(\Delta t)/2 \\ -6/(\Delta t)^2 & -6/(\Delta t) & -2 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} x^{i-1} \\ \dot{x}^{i-1} \\ \ddot{x}^{i-1} \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} 1 \\ 3/(\Delta t) \\ 6/(\Delta t)^2 \end{pmatrix} \ddot{x}_0^i \quad \dots(2) \end{matrix}$$

数値解法には中央差分法を用いたが、この方法が self starting ではないので、ステップ計算の初期では線形加速度法を用いた。(文献3) すなわち、初期の充分弾性とみなせる範囲では骨組の弾性剛性(K_i)と

$$\begin{matrix} \text{CENTRAL DIFFERENCES METHOD:} \\ \begin{pmatrix} x^i \\ \dot{x}^i \\ \ddot{x}^i \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0 & 1 & 0 \\ -1/(2\Delta t) & 0 & 1/(2\Delta t) \\ 1/(\Delta t)^2 & -2/(\Delta t) & 1/(\Delta t)^2 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} x^{i-1} \\ \dot{x}^i \\ \ddot{x}^{i+1} \end{pmatrix} \quad \dots(3) \end{matrix}$$

(i-1) および i ステップでの既知量 (xⁱ⁻¹, \dot{x}^{i-1} , \ddot{x}_0^i) を用いて式(1)と式(2)とを連立に解き、i ステップでの応答量を求めた。変位の絶対値が一定値を超えた後は中央差分法を用い、(i-1) および i ステップでの既知量 (xⁱ⁻¹, xⁱ, Fⁱ, \ddot{x}_0^i) を用いて式(1)と式(3)とを連立に解き、(i+1) ステップでの応答量 (xⁱ⁺¹) を求めた。式(2),(3)における Δt は時間間隔である。オンラインシステムによる解法のフローを図2に示した。応答変位の絶対値が x_{LM}

(弾性変位の $1/10 \sim 1/20$ とした) 以下の時は繰返し速度法で、それ以降は中央差分法により計算された応答変位 (X) を試験体の変位 (X_L) に換算し、D/A変換器を通して試験体に強制し、荷重 (P) を測定した。荷重 (P) は A/D変換器を介して電算機にフィードバックされ骨組の復元力 (F) に換算された。中央差分法では、剛性 (K) が同じであることと、測定された復元力 (F) と直接同じ次のステップの応答変位が予測されるので、この方法は特にオンラインシステムに有効である。他の数値計算の条件は、時間間隔 $\Delta t = 0.01 \text{ sec}$ 、減衰定数 $h = 0$ などである。時間々隔は、Ramberg-Osgood 形復元力を持つ梁の数値解析結果 (文献3)、Degrading Tri-linear 形復元力特性 (文献4) を持つ梁を今回オンラインシステムで用いたと同じ条件で解いた結果などを参考として定めた。減衰定数に關しては、Degrading Tri-linear 復元力をもつ梁について数値計算を行ない、数%以内の粘性減衰であれば二れを無視しても、非線形応答性にはほとんど影響がないことを確認しておいた。

4. 試験体および載荷方法 試験体は各骨組についてそれぞれ1体のほか定振中繰返し載荷試験に1体、計5体である。詳細は図3に示した。柱主筋はSD30、フーチ筋はSR24、コンクリートは豆砂利(最大粒径9mm)コンクリートである。載荷は、図4に示した様にベアリングを用いてピンおよびローラー支持した単純梁形式で、梁(スタブ)部はアクチュエータにより変位を強制した。変位は差動トランス(容量±5cm, 精度5/1000cm)により測定し、電算機にフィードバックした。軸方向力は別のアクチュエータにより加え、試験中は一定値(軸応力度22.4kg/cm²)に保持した。

5. 実験(解析)結果 5.1 定振中繰返し載荷(FD6) オンライン実験に先立ち、定振中繰返し載荷実験を行った。手動により±2.4cmの変位で±回の繰返しを行ない、ついで、同じ振中で、0.1 HzのSin波形により連算51サイクルまで繰返し、最後に変位振中を更に2倍(±4.6cm)とし、破壊に至るまで繰返した。(図5) a) 第1サイクルの性質は図6に示した様な3つの折れ角を持つ折れ線(Tetra-linear)で近似できた。図中の値は他の試験体の結果を含めた平均値である。b) 第2降伏点の約2倍の変位で定振中繰返しを行なうと、耐力が徐々に低下し、51回の繰返しにより、最大耐力は第1サイクルの耐力の約80%に低下した。履歴曲線の形状は比較的安定していたが、繰返し回数が増加と共に徐々に鉄筋のループに類似して来た。(文献5)なお、第2サイクル正加力時の耐力が第1サイクル時に比して急激に低下したのも、第1サイクル時に左輪削コンクリートに大きな圧壊が生じたため、他の試験体の性質(図10)などと比較すると、この試験体のコンクリートに局部的な弱点が存在したのではないかと思われる。c) 定振中変位を更に約2倍(部材角約1/25)にして繰返し載荷を行なうと、この振中での第2サイクル(連算53サイクル)では前サイクルの最大耐力の約85%に耐力が低下し、次のサイクル(連算54サイクル)では急激に破壊が生じた。d) 破壊性状を図7に示した。第1サイクル第1降伏点附近で曲がきわつたが、曲がせん断されつた進展し、第2降伏点を過ぎてコンクリートの圧壊が生じた。第1サイクル負加力時には、降伏点を過ぎてからせん断されつ(Diagonal Tension Crackと判断された)が発生し、同時に圧壊も生じた。その後繰返し回数が増加と共に破壊(圧壊とせん断されつの進展)は徐々に進行したが、きわつたパターンには特に著しい変化はみられなかった。振中5増大させた52,53サイクルでは、圧壊が大きくなると同時に破壊が急激に進行し、鉄筋が座屈し、54サイクルでは完全に崩壊した。

5.2 地震応答実験(解析)結果 表2,3,4 および図8,9,10,11に結果を示した。

a) 応答最大変位 実験で得られた応答最大変位と変位スロクトルの形式が図8および図9に示した。図8は、表1の条件で実験(解析)により得られた応答変位をそのまゝプロットしたものであるが、今回の実験では骨組の変位特性(降伏変位など)がすべてほぼ等しいので、同図は応答変位と変位軸を基準化した事に対応している。図9は、図8を地動最大加速度が重力加速度となす様に基準化したものである。同図には、復元力特性を Degrading Tri-linear 形(D-Tri と略称)に置換した系の応答変位の計算値と同時に記入した。D-Tri 形モデルは、図6に示した様にきわつた点から2降伏点までの補エネルギーが、実験で得られた Tetra-linear 復元力の平均値のそれに等しくなる様に定めた。変位軸を基準化した図8をみると、系の固有周期が短くなるにつれて応答変位が増大する(破壊の程度が激しくなる)など、従来の非線形応答解析の結果から得られていた知見と一致した結果が得られた。しかし、応答変位の最大値は、D-Tri 形モデルより得られた値より大きく、1.3~2倍であった。

b) 振動性況およびきわつた性状 図10に復元力-変位関係を、図12~図15に復元力および応答変位の時刻関係を示した。図12, 15には、D-Tri 形モデルを用いた計算結果をも併記した。一般的にみると復元力-変位関係の形状およびきわつた性状は、定振や繰返し試験の結果とほぼ対応している。

i) FD-7 ($T_f=0.6 \text{ sec}$) 地動開始後約1 sec 後から応答周期は徐々に長くなり、3.38 sec の応答変位は最大となった。最大変位は2降伏点変位(X_{y2})よりやや小さく、ピーク後地動終了までに6回の繰返し変位をうけた。この間の平均周期は約1.1 sec であり、地動終了後の周期は弾性周期の1.8倍であった。きわつた性状は、材軸に沿って約5cm 間隔で6本の曲がきわつたが発生したのみであった。

ii) FD-8 ($T_f=0.4 \text{ sec}$) FD-7 より最大変位は大きかつたが、振動性況、きわつた性状ともFD-7 に類似していた。地動終了後の平均周期は弾性周期の2.3倍であった。

iii) FD-9 ($T_f=0.2 \text{ sec}$) 地動開始後約2.7 sec から2降伏点を越え、2.83 sec の応答変位は2降伏点変位の1.8倍に達し、左壊、曲がりせん断きわつたが生じた。次の逆側のピーク時にはせん断きわつたが発生し、地動終了までに、1降伏点変位をこえた変位を23回、2降伏点変位を超えた変位を8回至験した。終了後の平均周期は弾性周期の2.5倍であり、破壊の程度は図7(b)と(c)との中間であった。

iv) FD-10 ($T_f=0.15 \text{ sec}$) きわつた発生状況はFD-9 と類似していたが、応答変位は他の場合より大きく、きわつた程度も、図7(c)と同じ位であった。1降伏点変位を26回(±13回)、2降伏点変位を16回(±8回)超えた。

v) D-Tri 形モデルの応答との比較を図12(a),(b)および図15(a),(b)により行なうと、①全般的な振動性況の傾向は類似しているが、応答変位は今回の実験値の方が大きい。②ピーク附近数回の平均周期は両者とも同程度であるが、他の部分では概して実験値の方が大きい。などがおかれる。

6. 結 語 以上、本オンラインシステムが鉄筋コンクリート建物の枠に複雑な非線形特性を持つ系の地震応答解析に有効な手法があること、剛性低下を考慮したD-Tri モデルを用いた計算値より、実験で得られた応答値の方が大きい傾向があることなどを示した。データの蓄積、現象をより忠実に表現できる解析モデルの開発などが今後の課題である。

謝 辞 本システムの開発は、東大生研田中、高梨研と共同で行なった。実験実施、データ管理には、岡田豊良技官、久野雅幸、浅井敏司西大大学院生の協力を得た。記して謝意を表す。本研究の一部は文部省科学研究による。

文 献 ①高梨他「電算機試験機オンラインシステムによる非線形建物の非線形地震応答解析」建築学会論報1975.3 ②岡田「鉄筋コンクリート建物の電算機試験機オンラインシステムによる地震応答解析」建築学会大会1975 ③田中「構造物非線形振動解析のための小型電算機試験機オンラインシステム」生研研究1975.12 ④森村「鉄筋コンクリート建物の動的耐震設計法」技報学1973 ⑤岡田他「鉄筋コンクリート建物の動的耐震設計法」

Table 1 Characteristics of Frame and Ground Acceleration

FRAME ID	INITIAL PERIOD T (SEC)	MASS M (KG.CM ⁻¹ .SEC ²)	PEAK GROUND ACCELERATION	
			(\ddot{x}_0)max (GAL)	$k_g = \frac{(\ddot{x}_0)_{max}}{980}$
FD- 6	—	—	—	—
FD- 7	0.60	155.020	29.67	0.0303
FD- 8	0.40	68.900	66.76	0.0681
FD- 9	0.20	17.224	267.03	0.2725
FD-10	0.15	9.688	474.74	0.4844

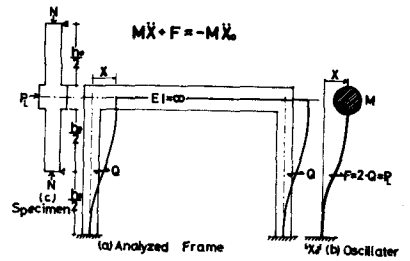


Fig.1 Analyzed Frame and Specimen

Table 2 Response Displacement of Frame

Frame ID	Initial Period T ₁ (SEC)	Cracking Stage X _c (CM)	Yield Stage		Maximum Response Displacement			Max. Response Disp. of D-Tri Model c ^x max (CM)	X _{max} c ^x max
			X _{y1} (CM)	X _{y2} (CM)	Displacement X _{max} (CM)	Rotation Angle R = $\frac{X_{max}}{h_0}$ (h ₀ =120 CM)	Ductility Ratio $\mu = \frac{X_{max}}{X_{y2}}$		
FD- 6	—	0.09	0.60	1.20	X = 2.4 CM X = 4.6 CM	(R=0.020) (R=0.038)	1-51 cycle 52-54 cycle		
FD- 7	0.6	0.09	0.74	1.40	-1.23	0.010	0.88	-0.81	1.52
FD- 8	0.4	0.10	0.64	1.40	-1.93	0.016	1.38	-0.99	1.95
FD- 9	0.2	0.12	0.82	1.40	2.54	0.021	1.81	1.50	1.69
FD-10	0.15	0.11	0.80	1.40	3.25	0.027	2.32	-2.58	1.26

Table 3 Response Shear Force of A Column

Frame ID	Initial Period T ₁ (SEC)	Cracking Stage Q _c (TON)	Yield Stage		Base Shear Coef. of Frame		k _y /k _g	
			Q _{y1} (TON)	Q _{y2} (TON)	k _{y1} = $\frac{20 Q_{y1}}{Mg}$	k _{y2} = $\frac{20 Q_{y2}}{Mg}$	$\frac{k_{y1}}{k_g} = \frac{20 Q_{y1}}{M(\ddot{x}_0)_{max}}$	$\frac{k_{y2}}{k_g} = \frac{20 Q_{y2}}{M(\ddot{x}_0)_{max}}$
FD- 6	—	0.80	2.30	2.60	—	—	—	—
FD- 7	0.6	0.80	2.30	2.55	0.030	0.036	0.991	1.11
FD- 8	0.4	0.78	2.30	2.65	0.068	0.078	0.998	1.15
FD- 9	0.2	0.98	2.35	2.60	0.278	0.308	1.020	1.13
FD-10	0.15	0.90	2.25	2.60	0.474	0.548	0.978	1.13

Table 4 Characteristics of Response Wave

Frame ID	Initial Period T ₁ (SEC)	Average Period of Response Wave		Response Wave			Number of Peaks When Response Disp. Beyond		
		Several Cycles Before Peak T _{ave} ¹ (SEC)	Peak Occurrence Time t (SEC)	Peak to End of Forced Vibration T _{ave} ² (SEC)	Number of Cycle	After Forced Vibration T _{END} (SEC)	T _{END} T ₁	1st Yield Disp.	2nd Yield Disp.
FD- 7	0.6	0.8	3.38	1.13	6	1.1	1.81	(+) 0 (-) 3	(+) 0 (-) 0
FD- 8	0.4	0.6	3.34	0.92	7	0.9	2.25	(+) 6 (-) 8	(+) 0 (-) 1
FD- 9	0.2	0.4	2.83	0.53	14	0.5	2.50	(+) 13 (-) 10	(+) 5 (-) 3
FD-10	0.15	0.2	2.81	0.40	18	—	—	(+) 13 (-) 13	(+) 8 (-) 8

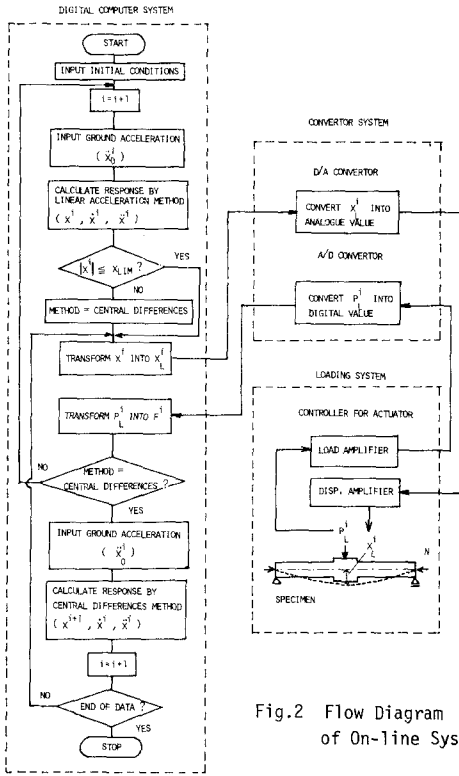


Fig.2 Flow Diagram of On-line System

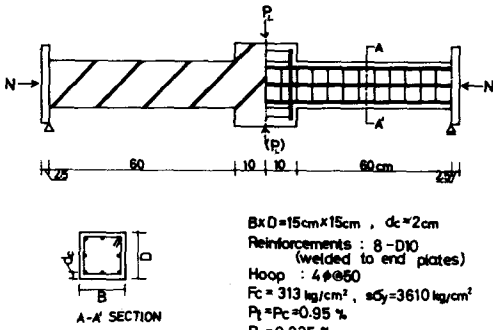


Fig.3 Detail of Specimen

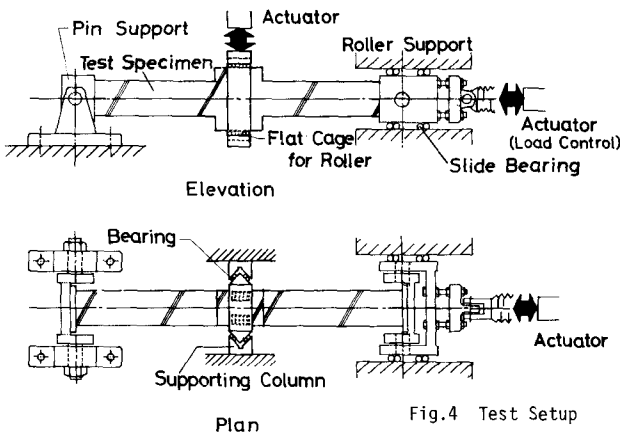


Fig.4 Test Setup

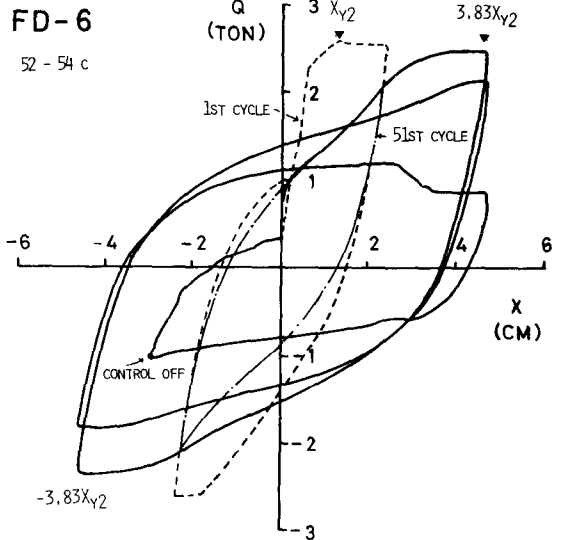
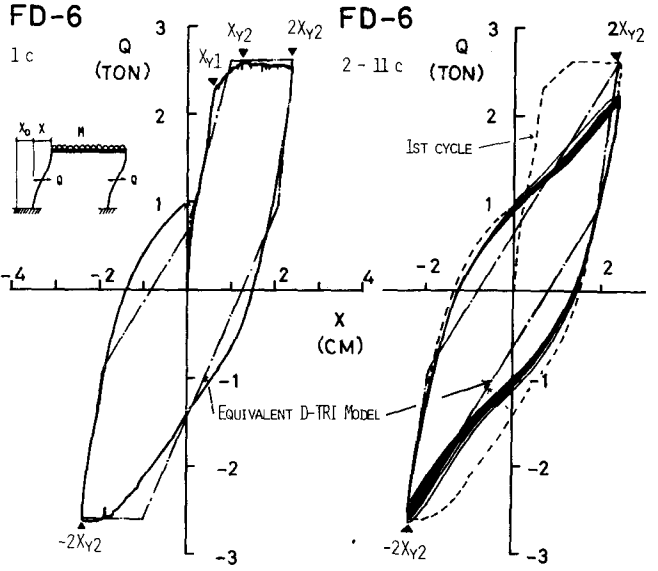


Fig.5 Shear Force vs. Displacement Relationship by Cyclic Loading Test

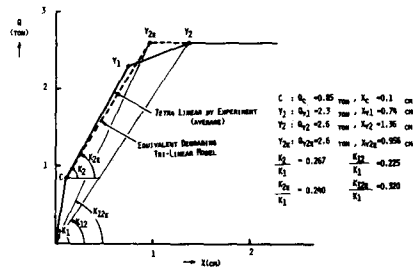
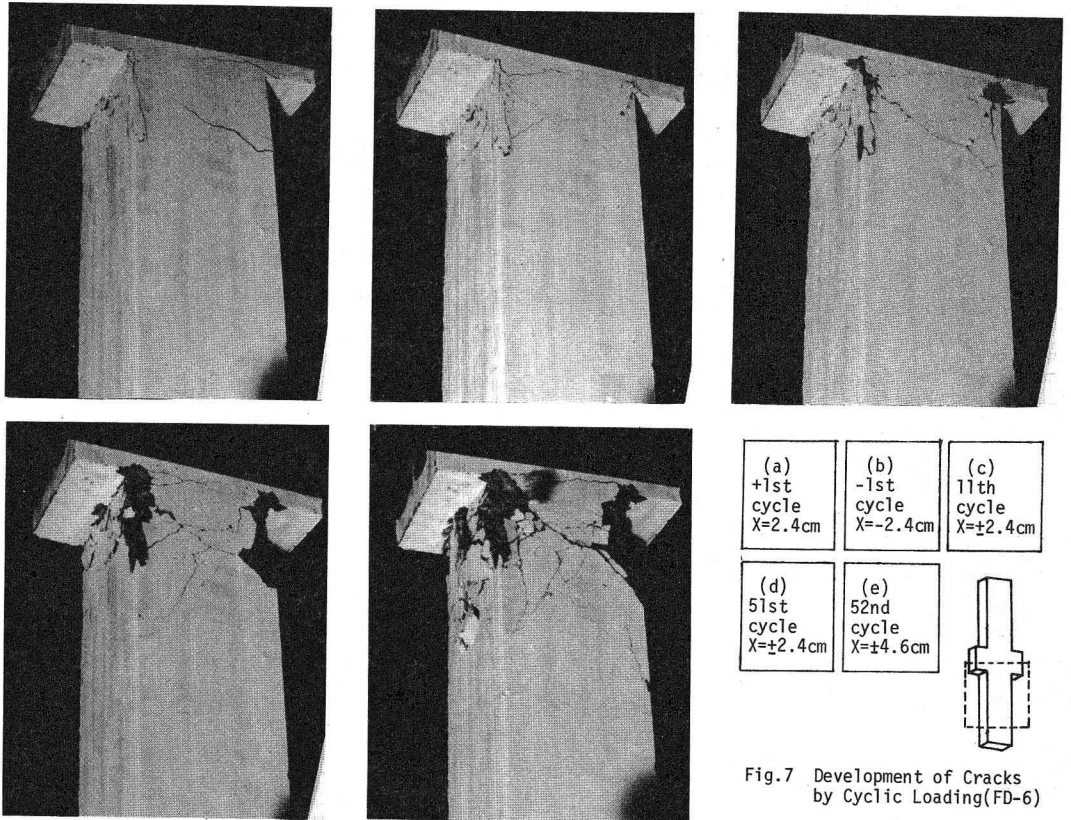


Fig.6 Average Skeleton Curve and Equivalent D-Tri Curve



(a) +1st cycle X=±2.4cm
 (b) -1st cycle X=-2.4cm
 (c) 11th cycle X=±2.4cm
 (d) 51st cycle X=±2.4cm
 (e) 52nd cycle X=±4.6cm

Fig.7 Development of Cracks by Cyclic Loading(FD-6)

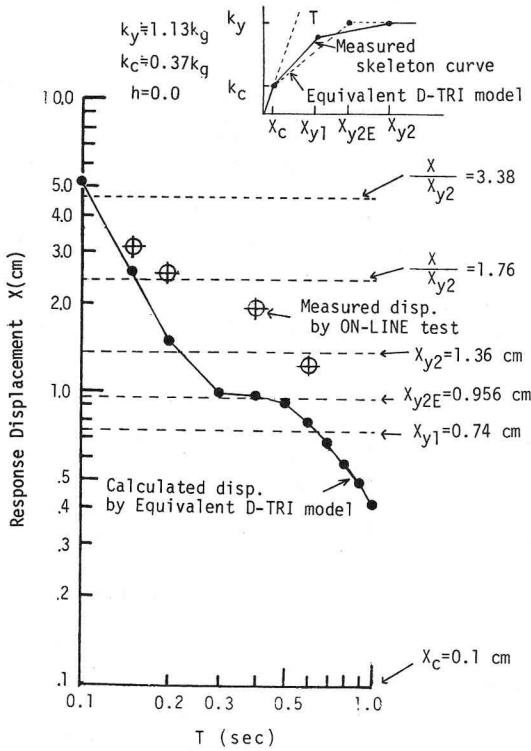


Fig.8 Response Displacement Spectrum

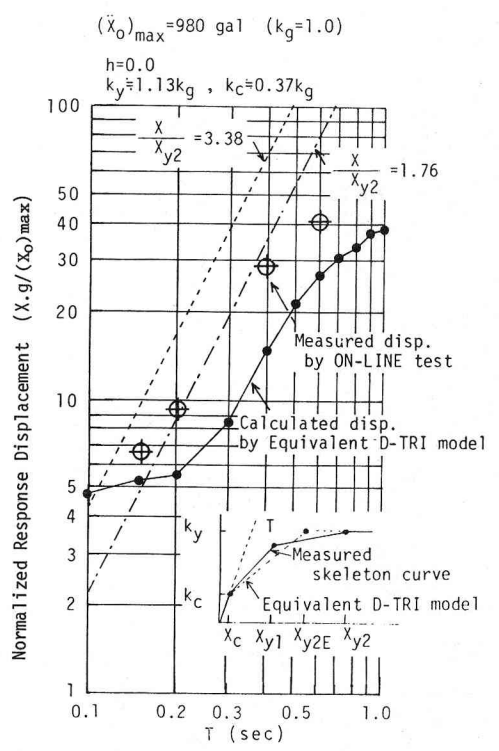


Fig.9 Normalized Response Displacement Spectrum

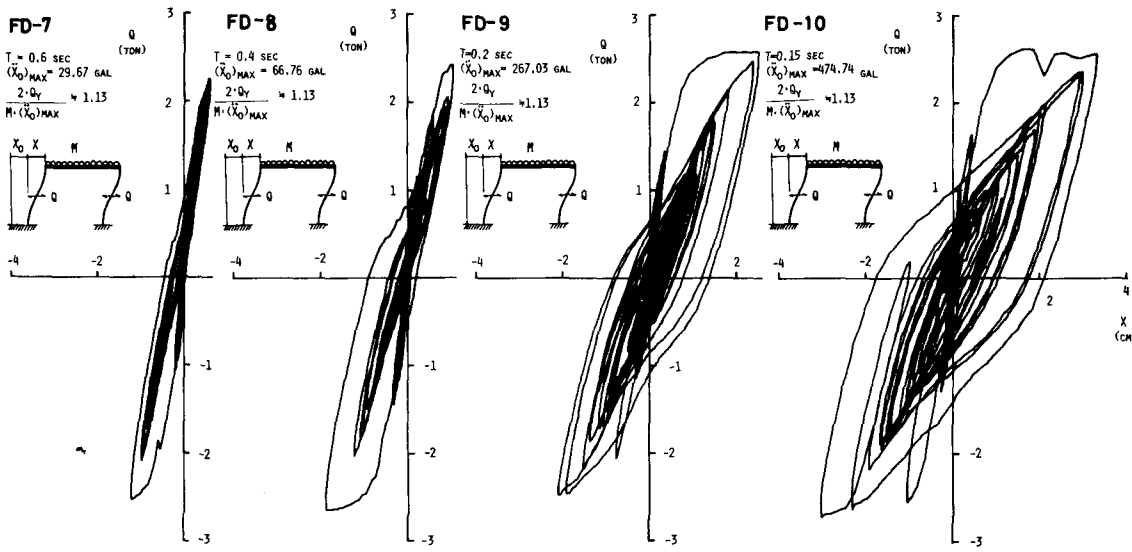


Fig.10 Response Shear Force vs. Displacement Relationship by On-line Test

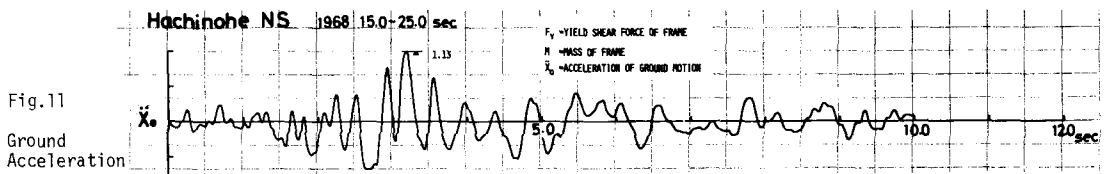


Fig. 11
Ground
Acceleration

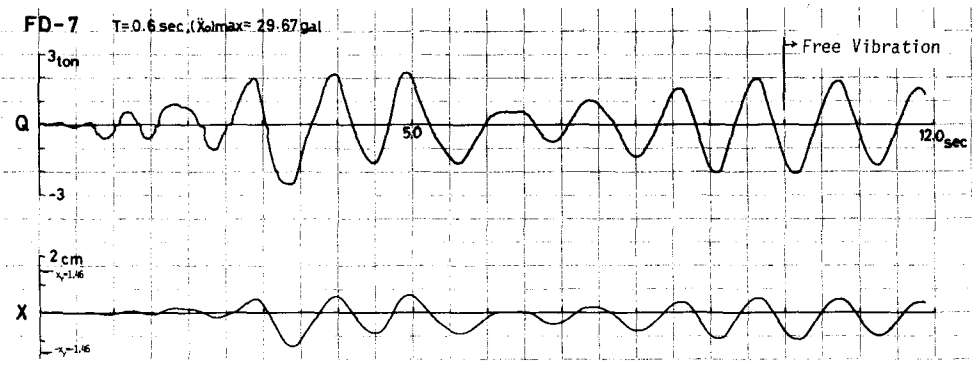


Fig.12(a)
Response by
On-line Test

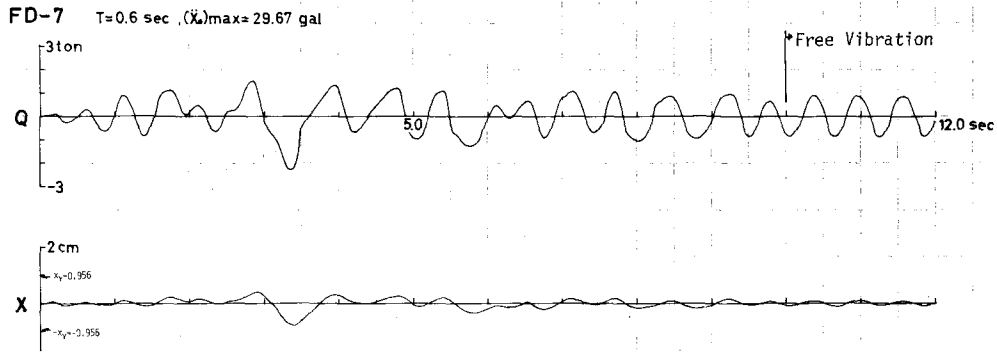


Fig.12(b)
Response of
D-Tri Model

Fig.13
Response by
On-line Test

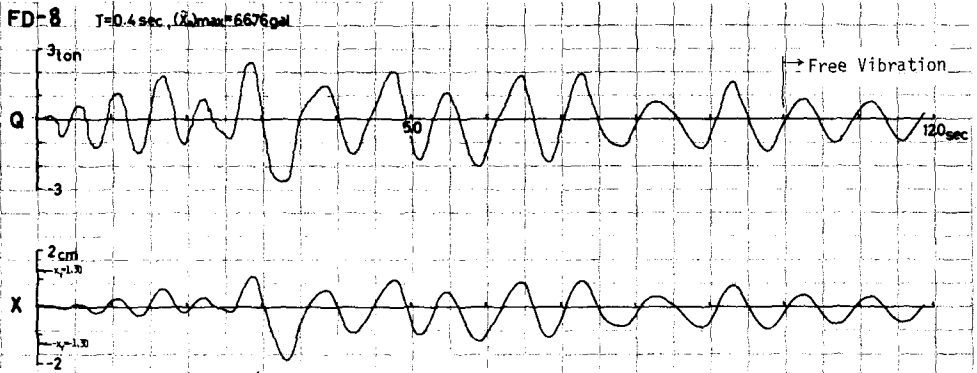


Fig.14
Response by
On-line Test

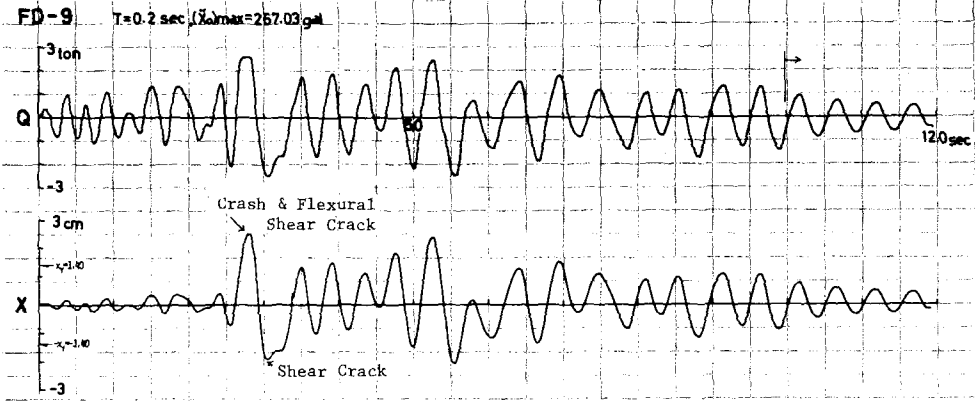


Fig.15(a)
Response by
On-line Test

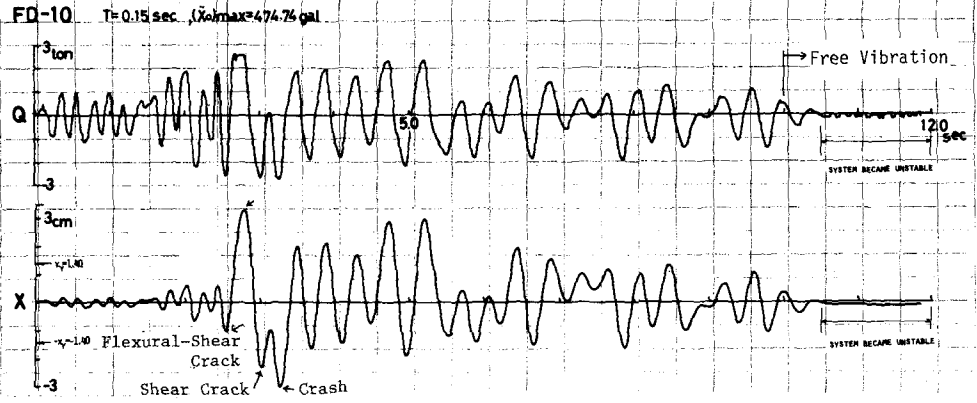


Fig.15(b)
Response of
D-Tri Model

