



極限応答解析による建築構造物の弾塑性地震応答評価および損傷評価に関する研究

藤谷, 秀雄

(Degree)

博士 (工学)

(Date of Degree)

1988-03-31

(Date of Publication)

2007-08-31

(Resource Type)

doctoral thesis

(Report Number)

甲0738

(URL)

<https://hdl.handle.net/20.500.14094/D1000738>

※ 当コンテンツは神戸大学の学術成果です。無断複製・不正使用等を禁じます。著作権法で認められている範囲内で、適切にご利用ください。



博士論文

極限応答解析による建築構造物の
弾塑性地震応答評価および損傷評価に関する研究

昭和63年 1 月

神戸大学大学院自然科学研究科

藤 谷 秀 雄

目 次

第1章 序 論	1
1. 構造物の地震応答評価および損傷評価の沿革と極限応答解析	1
2. 本論文の目的と概要	3
参考文献	5
第2章 パルス応答解析による1質点系の地震応答評価	
－ Bi-linear型復元力特性：完全弾塑性型と塑性劣化型について －	7
1. 序	7
2. 極限応答解析	7
3. パルス応答解析	8
3－1. パルス応答解析の仮定	9
(1) 正弦パルス入力と矩形パルス入力の振幅比	9
(2) 矩形パルス入力の継続時間と地動入力スペクトルとの関係	9
(3) 速度パルス応答解析の有効範囲と加速度パルス応答解析の関係	9
(4) パルス応答解析の初期条件	10
3－2. パルス応答解析の解析式	10
(1) (単一) 矩形速度パルス入力を受ける場合	10
(2) (単一) 矩形加速度パルス入力を受ける場合	11
4. 数値計算	13
4－1. 地動入力スペクトル	13
4－2. 計算結果	14
5. 考察	14
6. 結	17
謝辞	17
文献	17
Appendix, 有限共振応答解析	18
SYNOPSIS	18

第3章 有限共振応答解析による損傷継続時間および累積損傷評価に関する研究

－完全弾塑性型復元力特性をもつ1質点系について－	19
1. 序	19
2. 目的	19
3. 有限共振応答解析	20
3－1. 有限共振速度容量 C'_{RV}	20
3－2. 有限共振応答解析	21
4. 解析仮定	21
4－1. 累積損傷評価方法	21
4－2. 解析に用いた入力地震動	21
4－3. 解析に用いる1質点系	22
5. 損傷速度および損傷速度比とその考察	22
5－1. 損傷速度	22
(1) 時刻歴応答解析の損傷速度 d_e	23
(2) 有限共振応答解析の損傷速度 d_{fr}	23
5－2. 損傷速度比 ζ	23
6. 有限共振応答解析における損傷継続時間とその考察	24
6－1. 時刻歴応答の塑性変形応答時間 t_e^p	24
6－2. 塑性変形応答時間 t_e^p の一般化	24
6－3. 有限共振応答解析の損傷継続時間 t_{fr}^p と損傷率 D_{fr}	24
7. 結	25
参考文献	26
Appendix 1, 累積損傷評価方法の工学的意味	27
Appendix 2, Manson-Coffin式から損傷評価式の誘導	27
SYNOPSIS	28

第4章 パルス応答解析と有限共振応答解析による損傷評価に関する研究

ー完全弾塑性型復元力特性をもつ1質点系についてー	29
1. 序	29
2. 目的	30
3. 応答解析と損傷評価	30
3-1. 損傷評価方法	30
3-2. 極限応答解析による損傷率	31
4. 損傷率の計算とその考察	32
4-1. 解析に用いる入力地震動	32
4-2. 解析に用いる1質点系	32
4-3. 損傷率 D_e , D_u の計算	32
4-4. 計算結果	33
4-5. 計算結果の考察	33
5. 極限応答解析における損傷継続時間とその考察	36
5-1. 塑性変形応答時間 t_e^p	36
5-2. 塑性変形応答時間 t_e^p の一般化	36
5-3. 極限応答解析の損傷継続時間と損傷率	38
6. 考察	38
7. 結	40
文献	40
Appendix, 損傷評価方法の工学的意味と波数計数法	41
SYNOPSIS	42

第5章 結 論

謝辞	46
記号一覧	47

第1章 序 論

1. 構造物の地震応答評価および損傷評価の沿革と極限応答解析

(1) 弾塑性地震応答解析

1960 年前後から、弾塑性復元力特性をもつ構造物の地震応答解析^{1)~5)}が行われるようになった。これらの解析は、地震動の加速度データにしたがって運動方程式を数値積分して応答を求めてゆく、いわゆる時刻歴応答解析である。この時刻歴応答解析は、種々の構造物の振動特性を解析するために非常に有効であり、それらの結果から、いくつかの興味深い知見が得られている。たとえば、Penzien²⁾は、構造物の弾性周期が一定の時の、降伏震度と最大応答変位の関係から、最適降伏震度の存在を指摘した。また、Veletsos, Newmark⁴⁾は、弾性応答と弾塑性応答のひずみエネルギーを等しいと置いて、最大弾塑性応答変位と最大弾性応答変位の関係式を誘導した。そして、現在では、多質点系および部材レベルの弾塑性地震応答解析を行うことも可能になり、時刻歴応答解析は、構造物の動的耐震設計等、多方面において利用されている。

また、一方では、時刻歴応答解析は確定論的であるということから、地震動も系の応答も、ばらつきをもつ確率量として評価するランダム振動論に基づく確率論的応答解析が行われ⁶⁾、より一般性のある解析が行われるようになった。

(2) 構造崩壊と損傷評価

構造物が地震で被害を受けたとき、その被害が崩壊状態に対してどの程度であるかを評価することが、損傷評価である。

まず、構造崩壊を規定する物理量と地震入力との関係を明確にしようとする研究がなされてきた^{7)~11)}。はじめに、佐野⁷⁾は、震度の概念を提示したが、これは構造耐力を構造破壊を規定する物理量としている。次に、棚橋⁸⁾は、速度・ポテンシャルエネルギー法を提示したが、これは震害例の分析結果より、地震動の最大速度振幅の自乗と構造物の一方方向載荷時の崩壊までの弾塑性吸収ひずみエネルギーの間に比例関係があるとするもので、弾塑性吸収エネルギーを構造崩壊を規定する物理量としている。また、Housner⁹⁾も、弾塑性吸収エネルギーに着目し、それが速度スペクトル値の自乗と比例関係にあると考えている。この思想は、その後、加藤, 秋山¹⁴⁾によって継承され、応用的な研究が行われている。最後に、山田, 河村^{10) 11)}は、共振疲労の概念を、構造物の繰り返し載荷時の破壊に適用しており、ここでは、繰り返し載荷時の履歴面積能と崩壊繰り返し回数を構造崩壊を

規定する物理量とし、共振疲労法による極限耐震設計法案¹²⁾¹³⁾を提示している。

そして、定量的な損傷評価方法として著名な研究がいくつかある¹⁵⁾⁻²³⁾。まず、Yaoらは、金属材料の低サイクル疲労損傷評価¹⁵⁾を基にした構造物の損傷評価方法¹⁶⁾を提示している。また、南井¹⁷⁾は、確率論的応答解析を用いた損傷評価に基づく耐震安全性の概念を提示している。水畑、西垣¹⁸⁾は、最大応答変位と低サイクル疲労の両方からRC柱の損傷を評価している。また、Angら¹⁹⁾²⁰⁾は、最大応答変位と累積ひずみエネルギーからRC部材の損傷を評価している。

(3) 極限応答解析

(2) で述べたような、構造崩壊を規定する物理量と地震入力との関係を明確にしようとする試みがあれば、次に、それらの関係を直接、地震応答解析に結びつけることも可能である。神戸大学工学部建築学科山田研究室では、このような立場で極限応答解析を提示している。山田研究室では、構造部材の曲げ変形能や繰返し疲労実験を進めてきた結果、繰返し载荷による構造崩壊の規準が疲労特性によって与えられること²⁴⁾²⁵⁾、そして、履歴面積能と崩壊繰返し回数が地震時の入力と釣り合う物理量となることが明らかになってきた¹⁰⁾¹¹⁾。そこで、履歴面積を基にした物理量として共振容量を定義するとともに、共振容量による履歴構造物の応答解析を提示するに至った²⁶⁾。ここでは、共振応答が無限に継続していると考えていたが、これを有限回数の共振応答が断続的に継続されるとした有限共振応答解析が提示され、いくつかの解析例も示された²⁷⁾。この有限共振応答解析は、履歴系構造物の弾塑性応答を等価線形化された原点对称の定常応答として解析するものである。これに対して、一方向大変形で崩壊に至るような場合については、山田研究室では、パルス応答解析を提示している²⁸⁾。パルス応答解析においては、一方向変形によって吸収される弾塑性ひずみエネルギーが、地震時の入力と釣り合う物理量となる。また、パルス応答解析には、速度パルス応答解析と加速度パルス応答解析がある。

山田研究室では、以上のパルス応答解析と有限共振応答解析を合わせて、極限応答解析と呼んでいる。まとめると、極限応答解析は、構造物の弾塑性応答を、非線形性の強い一方向の応答と、等価線形化の可能な原点对称の定常履歴応答に分けて、前者をパルス応答解析で解析し、後者を有限共振応答解析で解析するものである。このように、極限応答解析は、一方向の応答と定常履歴応答の両極端から構造物の弾塑性応答を解析することによって、より一般的な応答評価を行おうとするものである。また、極限応答解析では、入力 は地動スペクトル特性と継続時間だけで与えられ¹³⁾、構造物の特性もスペクトルとして、地動入力スペクトルと同じ座標上に描くことで、両者の相互関係から応答量を計算するこ

とができる。したがって、入力と構造物の特性が分離して与えられることと、数値計算等による解析過程のblack box 化を防ぐことができるのが特徴である。これまで、山田研究室では、極限応答解析のアイデアを提示し^{26) - 28)}、いくつかの解析例も発表した。解析手法の物理的意味に検討の余地があり、また、定量的に適切な評価を与えるには至っていない。一方、曲げ・せん断系²⁹⁾や、並進・ねじれ連成系^{30) 31)}に関しても、別途、研究が進められている。

2. 本論文の目的と概要

本論文は、建築構造物の地震時の極限応答特性を解明するため、極限応答解析（パルス応答解析、有限共振応答解析）を用いて、建築物を弾塑性復元力特性をもつ1質点系にモデル化して、その地震応答評価および損傷評価を行うことを目的とする。そのためには、前節に述べたように、次の2点が検討課題として残されている。その第1点は、パルス応答解析において、構造物の応答特性を示すパルススペクトルの形状とその物理的意味に関する検討と、初速度を与えたパルス応答解析を行うことに関する検討である。第2点は、有限共振応答解析を用いて損傷評価を行うためには、その共振応答の繰り返し回数を設定することが必要であり、その設定の仕方に関する検討である。そこで、本論文では、上述の検討課題に取り組むと同時に、定量的にもほぼ適切な、応答および損傷の評価手法を提示する。

まず第2章では、Bi-linear型復元力特性（完全弾塑性型、塑性劣化型）をもつ1質点系において、主にパルス応答解析を用いて応答評価を行うことについて述べる。本論文では、矩形パルス入力による解析式を導いているが、パルス入力としては正弦パルス入力の方がより実状に近いと考えられるので、矩形パルス入力による場合と正弦パルス入力による場合の比較も行い、以下の4点について検討を加える。

- 1) 矩形パルス入力と正弦パルス入力の等価変換則
- 2) 矩形パルス入力の継続時間と地動入力スペクトルの周期との対応関係
- 3) 速度パルス応答解析と加速度パルス応答解析の適切な適用範囲
- 4) 初速度を与えたパルス応答解析

第3章では、有限共振応答解析によって完全弾塑性型の1質点系の累積損傷評価を行うことについて述べる。ここでは、塑性変形のみによって損傷が生じるとした損傷評価仮説を設定している。したがって、塑性変形のみによする応答時間に対する、その時間内に生じた損傷率の比に着目して、有限共振応答解析による累積損傷評価の妥当性の検討を行な

う。つぎに、有限共振応答解析によって累積損傷評価を行うために必要な損傷継続時間および共振応答の繰り返し回数を求める手順を提示する。

第4章では、第2章のパルス応答解析と第3章の有限共振応答解析を用いて、完全弾塑性型の1質点系について、最大応答変位、あるいは平均変位を考慮した損傷評価を行うことについて述べる。累積損傷評価方法は、1方向の大変形による損傷と累積損傷の両方から評価しようとするものを設定する。ここでは、第3章で提示した手順にしたがって、有限共振応答解析の損傷継続時間および共振応答の繰り返し回数を求め、それによる極限応答解析による損傷率と時刻歴応答解析による損傷率を比較して考察した。

本論文は、次の3論文を基にしたものであり、本論文の第2章から第4章は、これら3論文で構成されている。なお、下記の3論文は、著者が、神戸大学工学部建築学科第2講座教授 山田 稔 先生、同助教授 河村 広 先生、同助手 谷 明勲 先生の御指導を受けて実施した研究をまとめたものである。ここで、極限応答解析の原理は、山田 稔 先生と河村 広 先生に、そのすべてを負うものであり、各論文で提示した解析手法等は、基本的には著者のアイデアによるものである。

- [1] 山田 稔, 河村 広, 谷 明勲, 藤谷秀雄: パルス応答解析による1質点系の地震応答評価 — Bi-linear型復元力特性: 完全弾塑性型と塑性劣化型について一, 日本建築学会構造系論文報告集 No. 369, 昭和61.11, pp. 48-59.

(第2章)

- [2] 山田 稔, 河村 広, 谷 明勲, 藤谷秀雄: 有限共振応答解析による損傷継続時間および累積損傷評価に関する研究 — 完全弾塑性型復元力特性をもつ1質点系について一, 日本建築学会構造系論文報告集 No. 382, 昭和62.12. pp. 40-49.

(第3章)

- [3] 山田 稔, 河村 広, 谷 明勲, 藤谷秀雄: パルス応答解析と有限共振応答解析による損傷評価に関する研究 — 完全弾塑性型復元力特性をもつ1質点系について一, 日本建築学会構造系論文報告集 No. 383, 昭和63.1, pp. 35-48.

(第4章)

参考文献

- 1) Bycroft, G. N., Murphy, M. J., and Brown, K. J. : Electrical Analog for Earthquake Yield Spectra, Jour. of Engineering Mechanics, ASCE, Oct. 1959, pp. 43-64.
- 2) Penzien, J. : Dynamic Response of Elasto-Plastic Frames, Jour. of Structural Division, ASCE, Jul. 1960, pp. 81-94.
- 3) Response Analyzer Committee : Non-linear Response Analyzers and Application to Earthquake Resistant Design, Proc. of II. WCEE, 1960, Tokyo, pp. 649-668.
- 4) Veletsos, A. S., and Newmark, N. M. : Effect of Inelastic Behaviour on the Response of Simple Systems to Earthquake Motions, Proc. of II. WCEE, 1960, Tokyo, pp. 895-912.
- 5) Berg, G. V., and Thomaides, S. S. : Energy Consumption by Structures in Strong-Motion Earthquake, Proc. of II. WCEE, 1960, Tokyo, pp. 681-697.
- 6) Lin, Y. K. : Probabilistic Theory of Structural Dynamics, McGraw Hill, 1987.
- 7) 佐野利器 : 家屋耐震構造論, 震災予防調査会報告 No. 83, 1916.
- 8) 棚橋 諒 : 地震の破壊力と建築物の耐震力に関する私見, 日本建築学会, 建築雑誌, 昭和10年5月, pp. 1-10.
- 9) Housner, G. W. : Limit Design of Structures to Resist Earthquake, Proc. of I. WCEE, 1956, pp. 5-1-5-12.
- 10) 山田 稔 編著 : 鉄筋コンクリート構造物の耐震安全性, 技報堂出版, 昭和51. 8.
- 11) 山田 稔, 河村 広 : 構造素材及び要素の共振疲労特性 (I) — 構造素材 (1) 定義, 仮定及び解析一, 日本建築学会論文報告集 No. 260, 昭和52. 10, pp. 35-45.
同 (II) — 構造素材 (2) 実験結果による検討一, 同 No. 261, 昭和52. 11, pp. 61-69.
同 (III) — 構造要素 (1) 力学モデルの設定及び解析一, 同 No. 268, 昭和53. 6, pp. 31-38.
同 (IV) — 構造要素 (2) 実験結果による検討一, 同 No. 269, 昭和53. 7, pp. 73-83.
同 (V) — 極限耐震構造計画法; 基本概念及び方法論一, 同 No. 277, 昭和54. 3, pp. 13-22.
同 (VI) — 耐震構造試験法一, 同 No. 285, 昭和54. 11, pp. 93-99.
- 12) 山田 稔, 河村 広 : 極限耐震設計法の基本構想 — 地震荷重第 (1) (建研), 第 (2) (小堀-南井) 両案批判と対案の提示 —, 日本建築学会論文報告集 No. 240, 昭和51. 2, pp. 39-50.
- 13) 山田 稔, 河村 広 : 極限耐震設計と設計用地震動 — 極限耐震設計論史を踏まえて —, 日本建築学会論文報告集 No. 279, 昭和54. 5, pp. 29-40.
- 14) 加藤 勉, 秋山 弘 : 強震による構造物へのエネルギー入力と構造物の損傷, 日本建築学会論文報告集 No. 235, 昭和50. 9, pp. 9-18.
- 15) Yao, J. T. P., and Munse, W. H. : Low-Cycle Axial Fatigue Behavior of Mild Steel, ASTM, Special Technical Publication No. 338, 1962, pp. 5-24.
- 16) Kasiraj, I., and Yao, J. T. P. : Fatigue Damage in Seismic Structures, Jour. of Structural Division, ASCE, Aug. 1969, pp. 1673-1692.
- 17) 南井良一郎 : 建築構造物の耐震安全性について, 京大防災研究所年報13号A, 昭和45. 3, pp. 5-22.

- 18) 西垣太郎, 水畑耕治: 鉄筋コンクリート構造物の動的耐震性評価に関する研究, 日本建築学会論文報告集 No. 332, 昭和58. 10, pp. 19-29.
- 19) Park, Y. J., and Ang, A. H. S. : Mechanistic Seismic Damage Model for Reinforced Concrete, Jour. of Structural Engineering, ASCE, Vol. 111, No. 4, Apr. 1985, pp. 722-739.
- 20) Park, Y. J., Ang, A. H. S., and Wen, Y. K. : Seismic Damage Analysis of Reinforced Concrete Building, Jour. of Structural Engineering, ASCE, Vol. 111, No. 4, Apr. 1985, pp. 740-757.
- 21) 玉松健一郎, 鈴木敏郎: 履歴吸収エネルギーをパラメーターにした低層鉄骨造骨組の耐震性評価に関する研究, 日本建築学会論文報告集 No. 309, 昭和56. 11, pp. 60-71.
- 22) Iemura, H. : Earthquake Failure Criteria of Deteriorating Hysteretic Structure, Proc. of VII. WCEE, Vol. 5, 1980, pp. 81-88.
- 23) Kaneta, K., Kohzu, I., and Nishizawa, H. : Cumulative Damage of Welded Beam-to-Column Connections in Steel Structures Subjected to Destructive Earthquakes, Proc. of VIII. WCEE, Vol. 6, 1984, pp. 185-192.
- 24) Yamada, M. : Low Cycle Fatigue Fracture Limits of Various Kinds of Structural Members Subjected to Alternately Repeated Plastic Bending under Axial Compression as an Evaluation Basis or Design Criteria for Aseismic Capacity, Proc. of IV. WCEE, Santiago, Chile, Vol. 1, Jan. 1969, B-2, pp. 137-151.
- 25) Yamada, M. : Effect of Cyclic Loading on Buildings, Proc. of International Conference on the Planning and Design of Tall Buildings, ASCE-IABSE, Aug. 1972, Lehigh University, pp. 725-739.
- 26) Yamada, M., and Kawamura, H. : Resonance Capacity Method for Earthquake Response Analysis of Hysteretic Structures, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 8, 1980, pp. 299-313.
- 27) 山田 稔, 河村 広: 有限共振原理に基づく履歴系構造物の地震応答解析, 日本建築学会論文報告集 No. 287, 昭和55. 1, pp. 65-76.
- 28) 河村 広: 地震時構造物応答の極限解析 — 構造物の極限耐震性評価の基礎理論 —, 第27回構造工学シンポジウム, 1982. 2. 6, pp. 95-102.
- 29) 山田 稔, 河村 広, 谷 明勲, 春木久幸: 鉄筋コンクリート連層耐震壁架構の地震応答解析に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (構造Ⅱ), 昭和62. 10, pp. 709-710.
- 30) 山田 稔, 河村 広, 谷 明勲, 亜 洲: ねじれ振動系の極限応答解析 (Ⅱ 一軸偏心, 一方向入力弾塑性解析例), 日本建築学会大会学術講演梗概集 (構造Ⅰ), 昭和62. 10, pp. 693-694.
- 31) 山田 稔, 河村 広, 谷 明勲, 福井 明宏: 中低層鉄筋コンクリート構造物の並進とねじれを考慮した地震応答解析 (Ⅵ: 耐力割増しが耐震壁破壊防止に及ぼす効果), 日本建築学会大会学術講演梗概集 (構造Ⅱ), 昭和61. 8, pp. 569-570.

第 2 章

パルス応答解析による 1 質点系の地震応答評価

—Bi-linear 型復元力特性：完全弾塑性型と塑性劣化型について—

1. 序

弾塑性構造物の地震応答評価は、時刻歴応答解析による場合が多く、それは、個々の構造物の特定の地震波形による振動特性を知るために有効な手段である¹⁾。

しかし、時刻歴応答解析は確定論的であるという批判から、ランダム振動論²⁾による応答評価が行われ、また、構造物の吸収エネルギーを応答評価の指標とする研究も多く行われるようになった^{3)~5)}。

そこで、筆者らは、単純エネルギー原理で応答評価のみならず損傷評価にも結びつけることのできる、極限応答解析を提示した^{6)~8)}。この極限応答解析は、選択極大応答原理に基づき、構造物が与えられた入力の中から入力エネルギーが最大になるような入力を選択し応答するとして、応答解析を行う方法である。まず、構造物の応答を Cyclic (繰り返し) と Monotonic (一方向) の両極端のケースに分け、Cyclic な応答には有限共振応答解析を、Monotonic な応答にはパルス応答解析 (速度パルス、加速度パルス) を適用する。本解析法では、入力は地動スペクトル特性と継続時間で与えられ⁹⁾、構造物の特性も地動入力スペクトルと同じ座標上に描くことで、両者の相互関係から応答量を計算することができる。したがって、入力と構造物の特性が分離して与えられることと、数値計算等による解析過程の black box 化を防ぐことができるのが特徴である。

すでに、筆者らの研究室では、有限共振応答解析による履歴系の応答解析^{7), 10)}とパルス応答解析の検証例¹¹⁾、さらにパルス応答解析による剛体ロッキング振動の解析例¹²⁾を発表した。また、極限応答解析を、地域的な震害予測¹³⁾や震害の確率統計的評価¹⁴⁾のためにも有効な手段として、耐震性評価にも応用を試みた。

しかし、パルス応答解析に関する既報の研究^{8), 11)}では、

本論文は、文献 15) の内容を骨子としてまとめたものである。

基本的な考え方と解析結果を報告したが、その定量的な考察の結果、解析手法の物理的意味に検討の余地があると考えられたので、本報では以下の 4 点について根本的な検討を加え、定量的にも近似性の高いパルス応答解析を提示するものである。

- (1) 正弦パルス入力と矩形パルス入力の振幅比
- (2) 矩形パルス入力の継続時間と、入力スペクトルの横軸の周期との対応関係
- (3) 速度パルス応答解析の有効範囲と加速度パルス応答解析の関係
- (4) パルス応答解析の初期条件

また、本報では、復元力特性 (完全弾塑性型、塑性劣化型) の応答に与える影響を考察しているので、とりあえず構造物の粘性減衰を無視している。さらに、解析結果を定量的に検討するために、最小二乗法を用いて、入力と応答に統計的な処理を行い、解析に精度上の検討を加える。

2. 極限応答解析

Bi-linear 型復元力特性 (Fig. 2) を有する 1 質点系振動子 (Fig. 1) は、任意の地動入力を受け、任意の応答を示す。

本極限応答解析^{7), 8)}では、等価線形化の可能な安定した Cyclic な応答 (Fig. 3) を有限共振応答解析で解析し、非線形性の強い不安定な Monotonic な応答 (Fig. 4) をパルス応答解析で解析する。したがって、系の極限応答変位はパルス応答解析によって得られる。

以下のとおり、変数を定義する。

m : 質量	$(1-n)k$: 塑性剛性 (Fig. 2)
x : 基礎からの変位	T_e : 弾性固有周期
$f(x)$: 復元力	ω : 固有円振動数
z : 地動変位	x_a : 変形振幅
$\ddot{z}$: 地動加速度	f_a : 荷重振幅
t : 時刻	$A_c(x_a)$: 履歴面積
x_y : 降伏変位	k_{eq} : 等価剛性
f_y : 降伏耐力	T_{eq} : 等価周期
x_s : 崩壊変位	x_p : 一方向応答変位

k : 弾性剛性 $A(x)$: 一方向履歴面積
 T_0, T_c : 台形化地動入力スペクトルの折点周期

3. パルスの応答解析

Monotonic な応答 (Fig. 4) は、速度あるいは加速度のパルス入力 (Fig. 5) によって生じると考えられる。今、あるパルス入力 (Fig. 5) により、系が Fig. 4 の点 P まで変形したとする。そのパルス入力の速度 (加速度) 振幅を $v_p(a_p)$ 、継続時間を t_p とすると、その一方向応答変位 x_p に対して、 $v_p(a_p)$ と t_p の組み合わせは無数に存在する。そこで、その組み合わせの集合 (v_p-t_p (a_p-t_p) 関係) を 4 軸対数座標に図示したものを、速度 (加速度) パルススペクトルと呼ぶ (Fig. 6)。

他方、地動入力スペクトル (Fig. 7) は、それぞれの地震動に固有のもので、最大地動振幅 A_{max} (加速度)、 V_{max} (速度)、 D_{max} (変位) と 2 つの折点周期 T_0, T_c で構成される台形化スペクトルとする⁵⁾。ここで、パルス入力の継続時間 t_p (Fig. 5) と地動入力スペクトルの周期 T (Fig. 7) の間に適当な関係を与えると、Fig. 6 に示すように、速度 (加速度) パルススペクトルと地動入力スペクトルを同じ座標上に描くことができる。

ここで、 x_p より大きい一方向応答変位 x_{p1} を仮定すると、速度 (加速度) パルススペクトルは、Fig. 6 で速

度 (加速度) の増加する方向へ移動する。同時に、与えられた地動入力スペクトルとの共有点が存在しなくなる。これは、その地動入力を受けても、系の応答変位は x_{p1} に達しないことを意味する。逆に、 x_p より小さい一方向応答変位 x_{p2} を仮定すると、速度 (加速度) パルススペクトルは、Fig. 6 で速度 (加速度) の減少する方向へ移動する。同時に、与えられた地動入力スペクトルの一部が速度 (加速度) パルススペクトルより上方に存在する。これは、その地動入力を受けると、系は x_{p2} より大きい変形を強制されることを意味する。したがって、速度 (加速度) パルススペクトルが地動入力スペクトルと接したとすると、そのとき仮定していた一方向応答変位 x_p が、与えられた地動入力による応答変位となる。

解析では、矩形パルス入力について $v_p-t_p(a_p-t_p)$ 関係を求める。ある応答変位 x_p を仮定したとき、一つの矩形パルス入力の速度振幅 v_p (加速度振幅 a_p) に対して 1 つの継続時間 t_p が確定的に計算でき、速度 (加

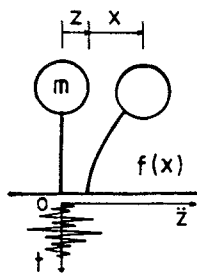


Fig. 1 質点系振動子

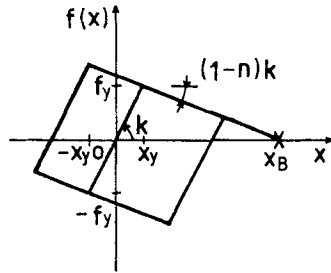


Fig. 2 Bi-linear型復元力特性

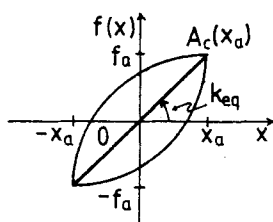


Fig. 3 Cyclicな応答

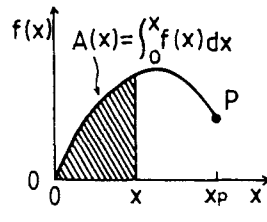
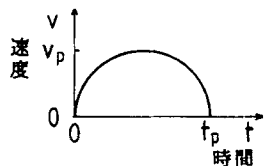
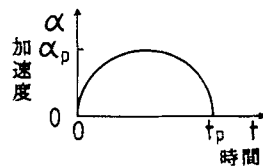


Fig. 4 Monotonicな応答

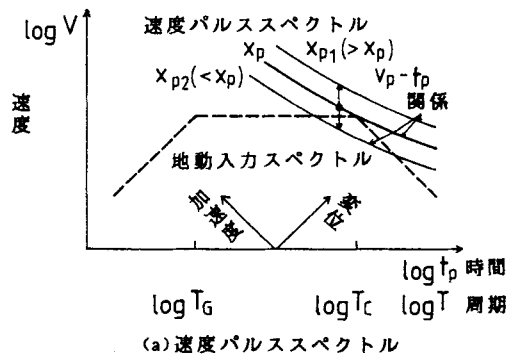


(a) 速度パルス入力

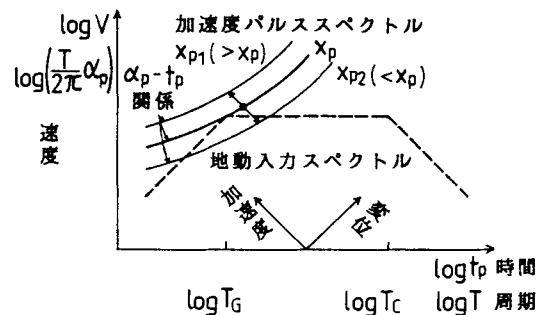


(b) 加速度パルス入力

Fig. 5 パルス入力



(a) 速度パルススペクトル



(b) 加速度パルススペクトル

Fig. 6 パルススペクトル

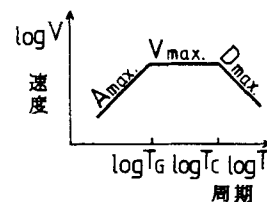


Fig. 7 パルス応答解析地動入力スペクトル

速度)パルススペクトルも即座に描かれる。ところが、より実状に近いパルス入力といえば、正弦パルス入力と考えられる。しかし、正弦パルス入力を仮定すると、1つの $v_p(\alpha_p)$ に対応する t_p を得るためには、繰り返し計算が必要になり、1つの速度(加速度)パルススペクトルを描くことも容易ではない。

したがって、本報では解析を簡単にするために、矩形パルス入力による解析を行うが、3-1(1)-(3)に示す適用変換則を導いて正弦パルス入力を仮定した場合と等価な解析となるようにする。

3-1 パルス応答解析の仮定

(1) 正弦パルス入力と矩形パルス入力の振幅比

既報^{8), 11), 12)}では、速度パルスも加速度パルスも、正弦波と矩形波の面積が等しい場合に等価であると仮定していたが、速度パルスと加速度パルスでは、系に与えるエネルギーを支配する物理量が異なるので、個別に仮定する必要があると考える。そこで、矩形パルス入力と正弦パルス入力の理想的な状態(初速度 $V_0=0$)で微分方程式を解いて得た、矩形パルス入力対正弦パルス入力の最小振幅の比の値(文献15)の Table 2, k_v, k_a の値)も参考にして、次のような考え方で、新たに仮定を行う。

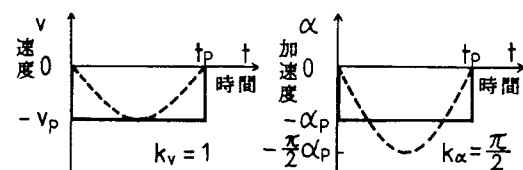
速度パルスの場合、速度の変化量が系に与える運動エネルギーを支配している(cf. 式(3), V_0+v_p)ので、正弦パルス入力の最大振幅と矩形パルス入力の振幅が等しいものを等価とみなし、振幅比 k_v を $k_v=1$ (Fig. 8(a))とする。

加速度パルスの場合、加速度による慣性力($m\alpha_p$)と、それによる変形(x)の積($m\alpha_p x$)が、系に与えるエネルギーを支配している(cf. 式(10))ので、正弦パルス入力と矩形パルス入力の面積が等しいものを等価とみなし、振幅比 k_a を $k_a=\frac{\pi}{2}$ (Fig. 8(b))とする。

(2) 矩形パルス入力の継続時間と地動入力スペクトルとの関係

矩形パルス入力によるパルススペクトルを地動入力スペクトルと同じ座標に描くためには、矩形パルス入力の継続時間 t_p と地動入力スペクトルの横軸の周期 T の関係を仮定する必要がある。

既報^{8), 11), 12)}では、矩形パルス入力は $\frac{1}{2}$ サイクルの入力であると考えて、 t_p を2倍することで周期 T と整合させていたが、これは入力側からの仮定である。そこで、



(a) 速度パルス入力 (b) 加速度パルス入力

Fig. 8 矩形パルス入力と正弦パルス入力

矩形パルス入力による $v_p-t_p(\alpha_p-t_p)$ 関係の t_p を2倍および4倍したパルススペクトルと、正弦パルス入力によるパルススペクトルを比較した結果(文献15) Figs. 9~20, Table 2, t_p と T の対応関係を参考にして、次のような考え方で、新たに仮定を行う。

継続時間 t_p の実際の長さは、系が原点を通過してから Monotonic な変形を終了するまでの時間に相当する。これは $\frac{1}{4}$ サイクルの応答である。したがって、 t_p は4倍することで周期 T と整合され、Fig. 6に示すように、パルススペクトルは地動入力スペクトルと同じ座標に図示できると仮定する。これは、パルススペクトル、地動入力スペクトルともに、応答の観点から見た仮定である。

(3) 速度パルス応答解析の有効範囲と加速度パルス応答解析の関係

Fig. 9に、矩形速度パルスによるパルススペクトルと正弦速度パルスによるパルススペクトルを示す。その概形の相違点は、矩形速度パルスによる場合に下限値(直線部分)が存在することである。また、Fig. 9では、矩形速度パルスによるパルススペクトルは、その直線部分だけで地動入力スペクトルと接している。このとき、両者による応答結果を比較する。矩形速度パルスによる一方向応答変位を x_p とし、正弦速度パルスによる一方向応答変位を x_s とすると、 $x_p > x_s$ である。この結果は、矩形速度パルスによるパルススペクトルが、その直線部分だけで地動入力スペクトルと接する場合、地動入力スペクトルの周期特性(加速度一定領域)を十分に抽出できないで、矩形速度パルスによる一方向応答変位 x_p は過大評価となっていることを示している。このとき、矩形速度パルスによるパルススペクトルの曲線部分と直線部分の境界点の継続時間を t_{v0} とすると $4 \times t_{v0} < T_c$ の関係が成立する。

また、Fig. 10に、地動入力スペクトルと速度パルススペクトルおよび加速度パルススペクトルの関係の具体例を示す。以後、パルスはすべて矩形パルスである。

Fig. 10(a)は、弾性固有周期 T_e が非常に短い場合の例で、速度パルススペクトルにおいては $4 \times t_{v0} < T_c$ と

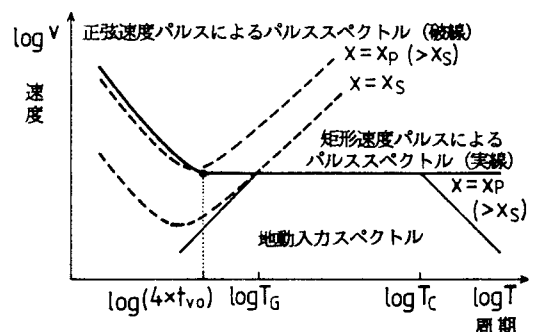
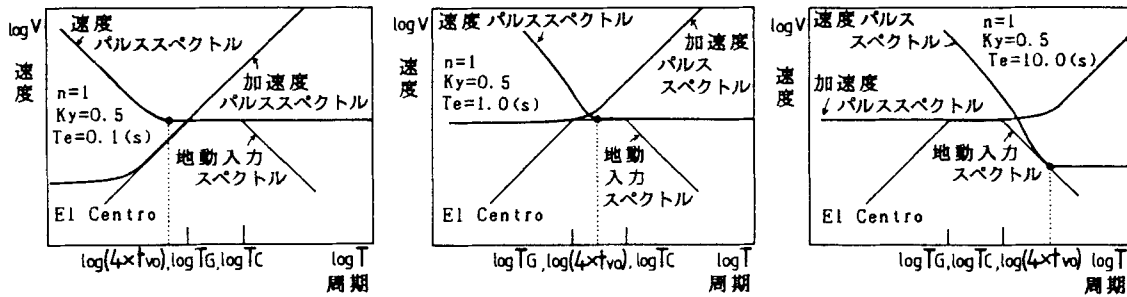


Fig. 9 正弦速度パルスと矩形速度パルスによるパルススペクトルの比較



(a) 弾性固有周期 T_e の短い場合 (b) 弾性固有周期 T_e の中間的な場合 (c) 弾性固有周期 T_e の長い場合

Fig. 10 地動入力スペクトルと速度（加速度）パルススペクトルの関係

なって、前出の説明より速度パルスによる応答は過大評価となり無効である。一方、加速度パルススペクトルは地動入力スペクトルの加速度一定領域（短周期領域）に接していて、加速度パルスは、矩形パルスであることの問題が生じないので、有効である。

Fig. 10(b) は、 T_e の中間的な場合の例で、速度パルス、加速度パルスともに有効であるが、速度パルススペクトルは、地動入力スペクトルの速度一定領域（中周期領域）に接しているので、速度パルスの方がより有効性が高いと考えられる。

Fig. 10(c) は、 T_e の特に長い場合の例で、速度パルス、加速度パルスともに有効であるが、速度パルススペクトルは、地動入力スペクトルの変位一定領域（長周期領域）に接しているので、速度パルスの方がより有効性が高いと考えられる。

以上の点より、本報のパルス応答解析においては、まず速度パルス応答解析を行い、それが有効であることを確認する。有効な場合 ($4 \times t_{w0} \geq T_0$) は、速度パルスによる応答変位 x_0 を極限応答変位 x_u とする。速度パルスが無効な場合 ($4 \times t_{w0} < T_0$) は、加速度パルス応答解析を行い、加速度パルスによる応答変位 x_a を極限応答変位 x_u とする。

(4) パルス応答解析の初期条件

系は、静止した状態から突然、極限応答を示すのではなく、応答の経過中にパルス入力を受けて Monotonic な極限応答をすると考えられる。そこで、系に初速度 V_0 を与えてパルス応答解析を行う。

本報では、予め有限共振応答解析^{(6), (7), (10)}を行い、その結果の有限共振振幅 x_a によって初速度 V_0 を決定する。そこで、有限共振応答解析については、Appendix に示す。

有限共振応答解析の結果、有限共振振幅 x_a が弾性域 ($x_a \leq x_y$) のとき、系が振幅 x_a で自由振動して原点を正方向に通過するときの速度 ωx_a を初速度 V_0 とする (Fig. 11(a))。また、有限共振振幅 x_a が塑性域 ($x_a > x_y$) のとき、系が振幅 x_y で自由振動して原点を正方向に通過するときの速度 ωx_y を初速度 V_0 とする (Fig. 11(b))。

3-2 パルス応答解析の解析式

パルス応答解析では、パルススペクトルを求めること、つまり $v_p - t_p$ ($a_p - t_p$) 関係式を求めることが、主な作業となる。

(1) (単一) 矩形速度パルス入力を受ける場合

Fig. 12 に、矩形速度パルス入力と系の一方方向の横力-変位 ($f(x) - x$) 関係を示す。次式で与えられる初期条件と極大応答条件を満たす $v_p - t_p$ 関係を求める。

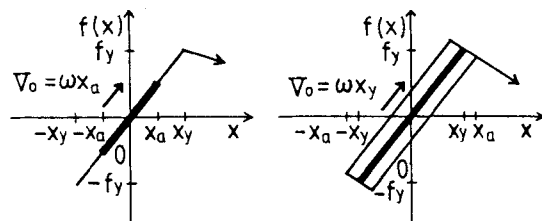
$$t=0; x=0, \frac{dx}{dt} = V_0 + v_p \dots \dots \dots (1)$$

$$t=t_p; x=x_p, \frac{dx}{dt} = 0 \dots \dots \dots (2)$$

エネルギーの保存則より、 $0 \leq x \leq x_p$, $0 \leq t \leq t_p$ において次式が成立する。

$$\frac{1}{2} m (V_0 + v_p)^2 = A(x) + \frac{1}{2} m \left(\frac{dx}{dt} \right)^2 \dots \dots \dots (3)$$

ただし、



(a) $x_a \leq x_y$ のときの V_0 (b) $x_a > x_y$ のときの V_0

Fig. 11 初速度 V_0

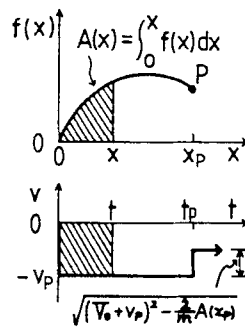


Fig. 12 矩形速度パルス入力と $f(x) - x$ 関係

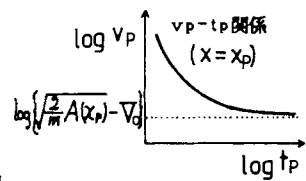
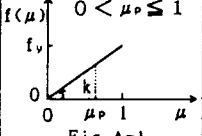
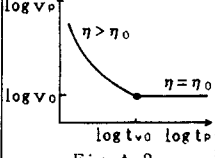
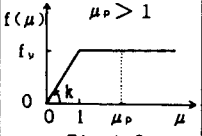
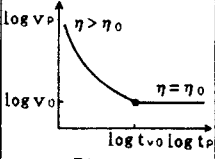
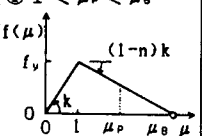
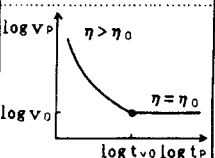
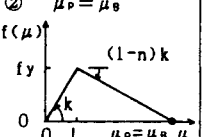
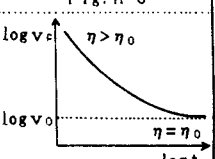


Fig. 13 速度パルススペクトル

Table 1 速度パルス応答解析式

塑性率 $\mu = \frac{x}{x_p} \quad \text{---(A-1)}, \quad \eta = \frac{V_0 + v_p}{\omega x_p} \quad \text{---(A-2)}$			
最大応答塑性率 μ_p	v_p - t_p 関係, η_0	下限値 v_0, t_{v0}	速度パルススペクトル
i) 弾性  Fig. A-1	$(\eta > \eta_0)$ $\eta_0 = \mu_p \quad \text{---(A-3)}$ $t_p = \frac{1}{\omega} \sin^{-1} \frac{\mu_p}{\eta} \quad \text{---(A-4)}$	$(\eta = \eta_0)$ $v_0 = \omega x_p \mu_p - V_0 \quad \text{---(A-5)}$ $t_{v0} = \frac{\pi}{2\omega} \quad \text{---(A-6)}$	 Fig. A-2
ii) 完全弾塑性型 ($n=1$)  Fig. A-3	$(\eta > \eta_0)$ $\eta_0 = \sqrt{2\mu_p - 1} \quad \text{---(A-7)}$ $t_p = \frac{1}{\omega} \sin^{-1} \frac{1}{\eta} - \frac{1}{\omega} (R_1 - R_2) \quad \text{---(A-8)}$ $R_1 = \sqrt{\eta^2 - \eta_0^2}$ $R_2 = \sqrt{\eta^2 - 1}$	$(\eta = \eta_0)$ $v_0 = \omega x_p \eta_0 - V_0 \quad \text{---(A-9)}$ $t_{v0} = \frac{1}{\omega} \sin^{-1} \frac{1}{\eta_0} + \frac{1}{\omega} \sqrt{\eta_0^2 - 1} \quad \text{---(A-10)}$	 Fig. A-4
iii) 塑性劣化型 ($n > 1$) ① $1 < \mu_p < \mu_0$  Fig. A-5	$(\eta > \eta_0)$ $\eta_0 = \sqrt{(1-n)\mu_p^2 + 2n\mu_p - n} \quad \text{---(A-11)}$ $t_p = \frac{1}{\omega} \sin^{-1} \frac{1}{\eta} + \frac{1}{\omega \sqrt{n-1}} (L_1 - L_2) \quad \text{---(A-12)}$ $L_1 = \ln (n-1)\mu_p - n + \sqrt{(n-1)(\eta^2 - \eta_0^2)} $ $L_2 = \ln -1 + \sqrt{(n-1)(\eta^2 - 1)} $	$(\eta = \eta_0)$ $v_0 = \omega x_p \eta_0 - V_0 \quad \text{---(A-13)}$ $t_{v0} = \frac{1}{\omega} \sin^{-1} \frac{1}{\eta_0} + \frac{1}{\omega \sqrt{n-1}} (L_3 - L_4) \quad \text{---(A-14)}$ $L_3 = \ln (n-1)\mu_p - n $ $L_4 = \ln -1 + \sqrt{(n-1)(\eta_0^2 - 1)} $	 Fig. A-6
② $\mu_p = \mu_0$  Fig. A-7	$(\eta > \eta_0)$ $\eta_0 = \sqrt{n/(n-1)} \quad \text{---(A-15)}$ $t_p = \frac{1}{\omega} \sin^{-1} \frac{1}{\eta} + \frac{1}{\omega \sqrt{n-1}} (L_1 - L_2) \quad \text{---(A-16)}$	$(\eta = \eta_0)$ $v_p \rightarrow v_0 = \omega x_p \eta_0 - V_0 \quad \text{---(A-17)}$ $t_p \rightarrow \infty \quad \text{---(A-18)}$	 Fig. A-8

$$A(x) = \int_0^x f(x) dx \quad \text{---(4)}$$

(3) 式を変数分離型の微分方程式とみて, x, t について, 各 $x = x_p, t = t_p$ までの定積分を行うと,

$$\int_0^{x_p} \frac{dx}{\sqrt{(V_0 + v_p)^2 - \frac{2}{m} A(x)}} = \int_0^{t_p} dt = t_p \quad \text{---(5)}$$

の形で v_p - t_p 関係が得られる。Fig. 13 に (5) 式を図示すると, 双曲線状の速度パルススペクトルが描ける。また,

時刻 $t = t_p$ で入力速度は $-v_p + \sqrt{(V_0 + v_p)^2 - \frac{2}{m} A(x)}$ になれば極大応答条件 (2) を満たす。

各々の復元力特性 (弾性, 完全弾塑性型, 塑性劣化型) については, Table 1 に示す。

(2) (単一) 矩形加速度パルス入力を受ける場合

Fig. 14 に, 矩形加速度パルス入力と系の一方向の横力-変位 ($f(x)$ - x) 関係を示す。次式で与えられる初期条件, パルス終了時境界条件と極大応答条件を満たす α_p - t_p 関係を求める。

$$t=0; x=0, \frac{dx}{dt} = V_0 \quad \text{---(6)}$$

$$t=t_p; x=x_p \quad \text{---(7)}$$

$$t=t_p; x=x_p, \frac{dx}{dt} = 0 \quad \text{---(8)}$$

運動方程式は $0 \leq t \leq t_p$ で

$$m \frac{d^2 x}{dt^2} + f(x) = m \alpha_p \quad \text{---(9)}$$

となり, $t > t_p$ においては右辺は 0 である。(9) 式を x について積分すると

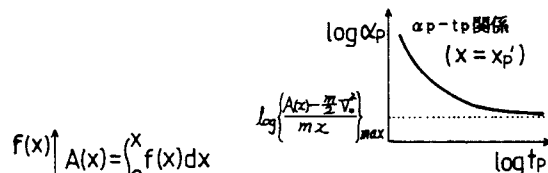
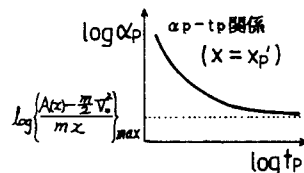
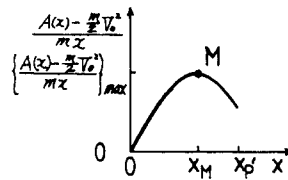
Fig. 14 矩形加速度パルス入力と $f(x)$ - x 関係

Fig. 15 加速度パルススペクトル

Fig. 16 $\frac{A(x) - \frac{1}{2} m V_0^2}{m x}$ - x 関係

$$\frac{1}{2} m \left(\frac{dx}{dt} \right)^2 + A(x) = m a_p x + C \dots (10)$$

初期条件 (6) より, 積分定数 C を決定する。

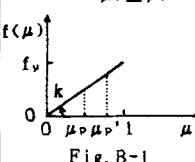
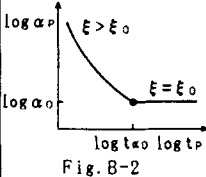
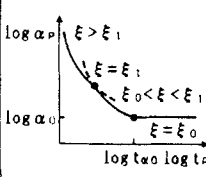
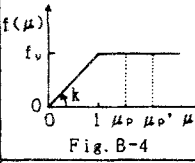
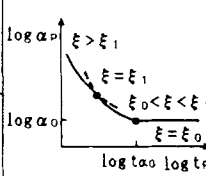
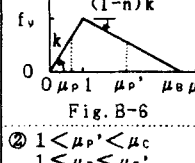
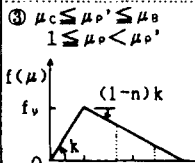
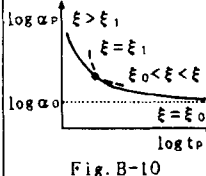
$$C = \frac{1}{2} m V_0^2 \dots (11)$$

したがって, (10) 式は以下ようになる。

$$\frac{1}{2} m \left(\frac{dx}{dt} \right)^2 + A(x) = m a_p x + \frac{1}{2} m V_0^2 \dots (12)$$

(12) 式を変数分離型の微分方程式と見なし, x, t につ

Table 2 加速度パルス応答解析式

塑性率 $\mu = \frac{x}{x_v} \dots (B-1)$, $\xi = \frac{\alpha_p}{\omega^2 x_v} \dots (B-2)$, $U = \frac{V_0}{\omega x_v} \dots (B-3)$, $\mu_c = \sqrt{(n+U^2)/(n-1)} \dots (B-4)$			
最大応答塑性率 μ_p' パルス終了塑性率 μ_p	α_p - t_p 関係, μ_p' と μ_p の関係, ξ_0, ξ_1 , (ξ_0) 下限値 α_0 , $t_{\alpha 0}$	加速度パルススペクトル	
i) 弾性 $0 < \mu_p' \leq 1$ $\mu_p \leq \mu_p'$	$(\xi > \xi_0) (\mu_p < \mu_p')$ $\xi_0 = \frac{1}{2\mu_p'} (\mu_p'^2 - U^2) \dots (B-5)$ $t_p = \frac{1}{\omega} (S_1 + S_2) \dots (B-6)$ $S_1 = \sin^{-1} \frac{\mu_p - \xi}{\sqrt{\xi^2 + U^2}}$ $S_2 = \sin^{-1} \frac{\xi}{\sqrt{\xi^2 + U^2}}$ $\mu_p = \frac{1}{2\xi} (\mu_p'^2 - U^2) \dots (B-7)$	$(\xi = \xi_0) (\mu_p = \mu_p')$ $\alpha_0 = \omega^2 x_v \xi_0 \dots (B-8)$ $t_{\alpha 0} = \frac{1}{\omega} (S_3 + S_4) \dots (B-9)$ $S_3 = \sin^{-1} \frac{\mu_p - \xi_0}{\sqrt{\xi_0^2 + U^2}}$ $S_4 = \sin^{-1} \frac{\xi_0}{\sqrt{\xi_0^2 + U^2}}$	 Fig. B-1  Fig. B-2
ii) 完全弾塑性型 ($n=1$) $\xi_1 = \frac{1}{2} (2\mu_p' - 1 - U^2) \dots (B-10)$, $\mu_p = \frac{\xi_1}{\xi} \dots (B-11)$			
① $\mu_p' > 1$ $0 < \mu_p < 1$	$(\xi > \xi_1) (\mu_p < \mu_p')$ $t_p = \frac{1}{\omega} (S_1 + S_2) \dots (B-12)$	 Fig. B-5	
② $\mu_p' > 1$ $1 \leq \mu_p \leq \mu_p'$	$(\xi_0 < \xi \leq \xi_1) (\mu_p < \mu_p')$ $\xi_0 = \frac{\xi_1}{\mu_p'} \dots (B-13)$ $t_p = \frac{1}{\omega} (S_5 + S_2) + \frac{1}{\omega (\xi_1 - 1)} (R_3 - R_4) \dots (B-14)$ $S_5 = \sin^{-1} \frac{1 - \xi}{\sqrt{\xi^2 + U^2}}$ $R_3 = \sqrt{2(\xi_1 - 1)\mu_p + 1 + U^2}$ $R_4 = \sqrt{2\xi_1 - 1 + U^2}$	$(\xi = \xi_0) (\mu_p = \mu_p')$ $\alpha_0 = \omega^2 x_v \xi_0 \dots (B-15)$ $t_{\alpha 0} = \frac{1}{\omega} (S_6 + S_4) - \frac{1}{\omega (\xi_0 - 1)} R_5 \dots (B-16)$ $S_6 = \sin^{-1} \frac{1 - \xi_0}{\sqrt{\xi_0^2 + U^2}}$ $R_5 = \sqrt{2\xi_0 - 1 + U^2}$	 Fig. B-4
iii) 塑性劣化型 ($n > 1$) $\xi_1 = \frac{1}{2} [(1-n)\mu_p'^2 + 2n\mu_p' - n - U^2] \dots (B-17)$, $\mu_p = \frac{\xi_1}{\xi} \dots (B-18)$			
① $1 < \mu_p' \leq \mu_c$ $0 < \mu_p < 1$	$(\xi > \xi_1) (\mu_p < \mu_p')$ $t_p = \frac{1}{\omega} (S_1 + S_2) \dots (B-19)$	 Fig. B-8	
② $1 < \mu_p' < \mu_c$ $1 \leq \mu_p \leq \mu_p'$	$(\xi_0 < \xi \leq \xi_1) (\mu_p < \mu_p')$ $t_p = \frac{1}{\omega} (S_5 + S_2) + \frac{1}{\omega \sqrt{n-1}} (L_5 - L_6) \dots (B-20)$ $L_5 = \ln (n-1)\mu_p + \xi - n + R_6 $ $L_6 = \ln \xi - 1 + R_7 $ $R_6 = \sqrt{(n-1)[(n-1)\mu_p^2 + 2(\xi - n)\mu_p + n + U^2]}$ $R_7 = \sqrt{(n-1)(2\xi - 1 + U^2)}$	$(\xi = \xi_0) (\mu_p = \mu_p')$ $\xi_0 = \frac{\xi_1}{\mu_p'} \dots (B-21)$ $\alpha_0 = \omega^2 x_v \xi_0 \dots (B-22)$ $t_{\alpha 0} = \frac{1}{\omega} (S_6 + S_4) + \frac{1}{\omega \sqrt{n-1}} (L_7 - L_8) \dots (B-23)$ $L_7 = \ln (n-1)\mu_p' + \xi_0 - n $ $L_8 = \ln \xi_0 - 1 + \sqrt{(n-1)(2\xi_0 - 1 + U^2)} $	 Fig. B-6
③ $\mu_c \leq \mu_p' \leq \mu_c$ $1 \leq \mu_p < \mu_p'$	$(\xi \rightarrow \xi_0) (\mu_p \rightarrow \mu_p')$ $\xi_0 = n - \sqrt{n-1} \sqrt{n + U^2} \dots (B-24)$ $\alpha_p \rightarrow \alpha_0 = \omega^2 x_v \xi_0 \dots (B-25)$ $t_p \rightarrow \infty \dots (B-26)$	 Fig. B-9	
④ $\mu_c \leq \mu_p' \leq \mu_c$ $1 \leq \mu_p < \mu_p'$			
 Fig. B-10			

いて各 $x=x_p$, $t=t_p$ までの定積分を行うと,

$$\int_0^{x_p} \frac{dx}{\sqrt{2\alpha_p x - \frac{2}{m} A(x) + V_0^2}} = \int_0^{t_p} dt = t_p \quad \dots\dots\dots(13)$$

の形で, α_p-t_p 関係がえられる。ただし, x_p は, (12) 式を $x=x_p$ まで定積分することより,

$$x_p = \frac{A(x_p) - \frac{1}{2} m V_0^2}{m \alpha_p} \quad \dots\dots\dots(14)$$

与えられる。(13) 式を図示すれば Fig.15 のような双曲線状の加速度パルススペクトルが描かれる。しかし加速度パルス入力継続時間中に, 系の応答が停止または

逆転しないための条件は, Fig.16 で $\frac{A(x) - \frac{1}{2} m V_0^2}{mx} - x$

関係が与えられるとき, $\frac{A(x) - \frac{1}{2} m V_0^2}{mx}$ が, x に対して単調増加であることである。したがって, α_p は, Fig.16

の極大点 M , つまり $\left\{ \frac{A(x) - \frac{1}{2} m V_0^2}{mx} \right\}_{\max}$ より小さい値にはならないので, この値が, Fig.15 の加速度パルス

スペクトルの下限値を与えることになる。

各々の復元力特性 (弾性, 完全弾塑性, 塑性劣化型) については, Table 2 に示す。

4. 数値計算

次の3種の地震動について数値計算を行った。

- (1) El Centro 1940, NS,
Max. Acc. = 342 (cm/s²), 14.98 (s)¹⁶⁾
- (2) Taft 1952, NS,
Max. Acc. = 153 (cm/s²), 14.98 (s)¹⁶⁾
- (3) Hachinohe 1968, NS,
Max. Acc. = 248 (cm/s²), 39.98 (s)¹⁷⁾

4-1 地動入力スペクトル

有限共振応答解析に用いる地動入力スペクトル (Fig.19), パルス応答解析に用いる地動入力スペクトル (Fig.20) は, それぞれ減衰定数 $h=0.473^{17)}$ および $h=0.2^{18)}$ の変位応答スペクトルから変換した擬似速度応答スペクトル¹⁹⁾ (刻み時間は 0.02 (s)) を台形化したものである⁵⁾。台形化スペクトルは, 応答スペクトルを対数軸上で最小二乗法を用いて, 速度一定値 (V_{ave} or V_{max}) と折点周期 (T_c and T_c) の3個の推定値を決定して得られる。また, ばらつきの指標としての標準偏差 σ は, 自由度を3として次式で与えられる。

Table 3 解析パラメーターと Fig. No.

復元力特性	塑性剛性 (1-n) k	完全弾塑性型 (n=1.0)		塑性劣化型 (n=1.2)	
	降伏震度 K_y	$K_y=0.5$	$K_y=0.2$	$K_y=0.5$	$K_y=0.2$
入力地震動	El Centro	Fig. 21(a)	Fig. 21(d)	Fig. 22(a)	Fig. 22(d)
	Taft	Fig. 21(b)	Fig. 21(e)	Fig. 22(b)	Fig. 22(e)
	Hachinohe	Fig. 21(c)	Fig. 21(f)	Fig. 22(c)	Fig. 22(f)

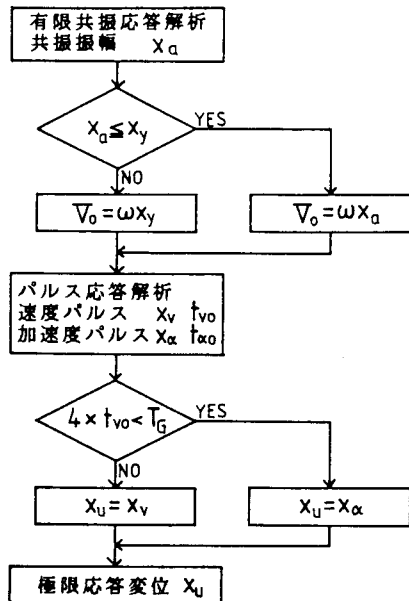


Fig. 17 極限応答解析フローチャート

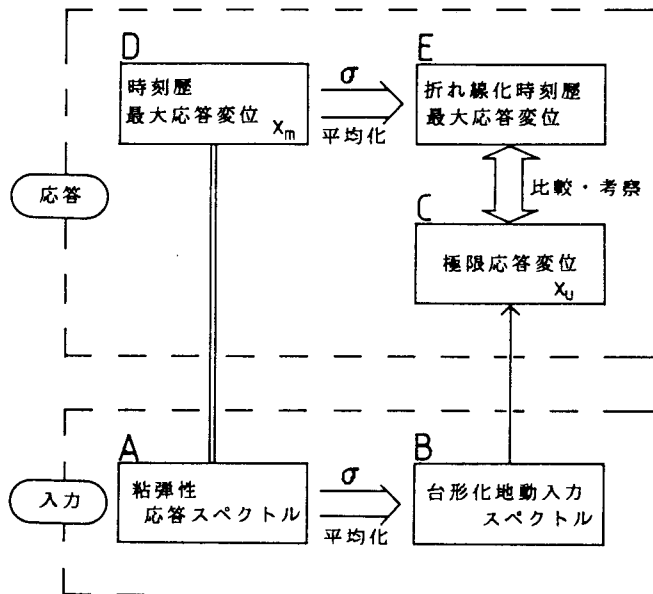


Fig. 18 入力と応答の評価法

$$\sigma = \sqrt{\frac{1}{N-3} \sum_{i=1}^N (\log v_i - \log v_i^*)^2} \dots\dots\dots (15)$$

N : 横軸 (周期) のポイント数

v_i : もとの応答スペクトルの各周期の速度の値

v_i^* : 台形化スペクトルの各周期の速度の値

4-2 計算結果

計算結果は、降伏震度 $K_v (=f_y/mg)$ と塑性剛性 $(1-n)k$ をパラメータとして示す (Table 3)。Figs. 21, 22 に、有限共振応答振幅 x_a 、速度パルスによる応答変位 x_v 、加速度パルスによる応答変位 x_a 、極限応答変位 x_u および時刻歴最大応答変位 x_m を示す (Tabl 4)。ただし、時刻歴応答解析は、筆者らの提唱する区間線形解法³⁰⁾ (刻み時間は 0.02 (s)) で行った。極限応答変位 x_u は、Fig. 17 に示す極限応答解析フローチャートに

従って決定される。また、時刻歴最大応答変位 x_m を対数軸上で最小二乗法を用いて、折れ線に近似した。ばらつきの指標としての標準偏差 σ は、推定値が 3 個 (cf. Fig. 21(a)), 傾き a 、折れ点の周期 T_b 、長周期領域における応答変位一定値 x_b あるので、次式で与えられる。

$$\sigma = \sqrt{\frac{1}{N-3} \sum_{i=1}^N (\log x_i - \log x_{mi})^2} \dots\dots\dots (16)$$

N : 横軸 (周期) のポイント数

x_i : 近似された最大応答変位

x_{mi} : 時刻歴最大応答変位

また、Fig. 18 に入力と応答評価の概念図を示す。

5. 考 察

(1) 地動入力スペクトルとパルススペクトル
弾性固有周期 T_e が短くなると、時刻歴最大応答変位

Table 4 記号区分

○	有限共振振幅 x_a	
□	速度パルス応答変位 x_v	□ : 有効 ($4t_{vo} > T_b$) □ : 無効 ($4t_{vo} < T_b$)
△	加速度パルス応答変位 x_a	△ : 採用 △ : 不採用
—	極限応答変位 x_u	✕ : 崩壊変位 x_B に達した
●	時刻歴最大応答変位 x_m	↑ : 崩壊変位 x_B に達した

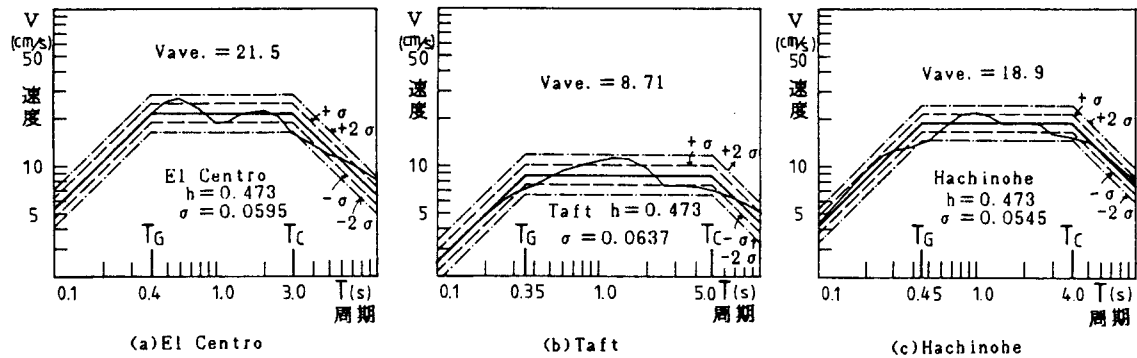


Fig. 19 有限共振応答解析の地動入力スペクトル

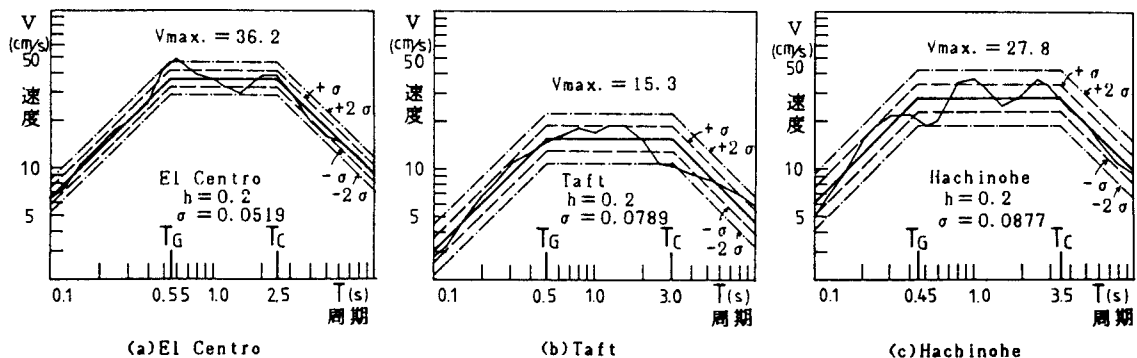


Fig. 20 パルス応答解析の地動入力スペクトル

x_m と同様に、極限応答変位 x_u も小さくなる傾向を示す (Figs. 21, 22)。これを地動入力スペクトルとパルススペクトルの関係から考察する。

T_e の長い領域では、速度パルスによって決定された極限応答変位 x_u は一定である。このときは、速度パルススペクトルは地動入力スペクトルの変位一定領域に接していて、 T_e が短くなると、その接点は変位一定領域に沿って左上方へ移動して行く (Fig. 10(c))。

T_e の中間領域では、 T_e が短くなるに従って、速度パルスによって決定された x_u は小さくなる。このとき、速度パルススペクトルは地動入力スペクトルの速度一定領域に接していて、 T_e が短くなると、その接触部分は速度一定領域に沿って左方向に移動して行くが、これは変位成分の減少する方向である (Fig. 10(b))。

T_e の短い領域では、地動入力スペクトルの変位成分はいっそう小さくなっているのに、速度パルスによる応答変位 x_u はあまり小さくならない。これは、速度パルススペクトルが地動入力スペクトルと下限値(直線部分)だけで接していて (Fig. 9, 10(a))、地動入力スペクトルの周期特性(加速度一定領域)を応答に反映することができないからである。この場合は、加速度パルスによる応答変位 x_u を極限応答変位 x_u としている (cf. 3-1 (3), Fig. 17)。

逆に、加速度パルススペクトルは地動入力スペクトルの加速度一定領域に接するので、 T_e の長い領域では地動入力スペクトルの周期特性(変位一定領域)を応答結果に反映できない (Fig. 10(c))。

(2) 入力と応答の評価法 (Fig. 18) と入力の評価

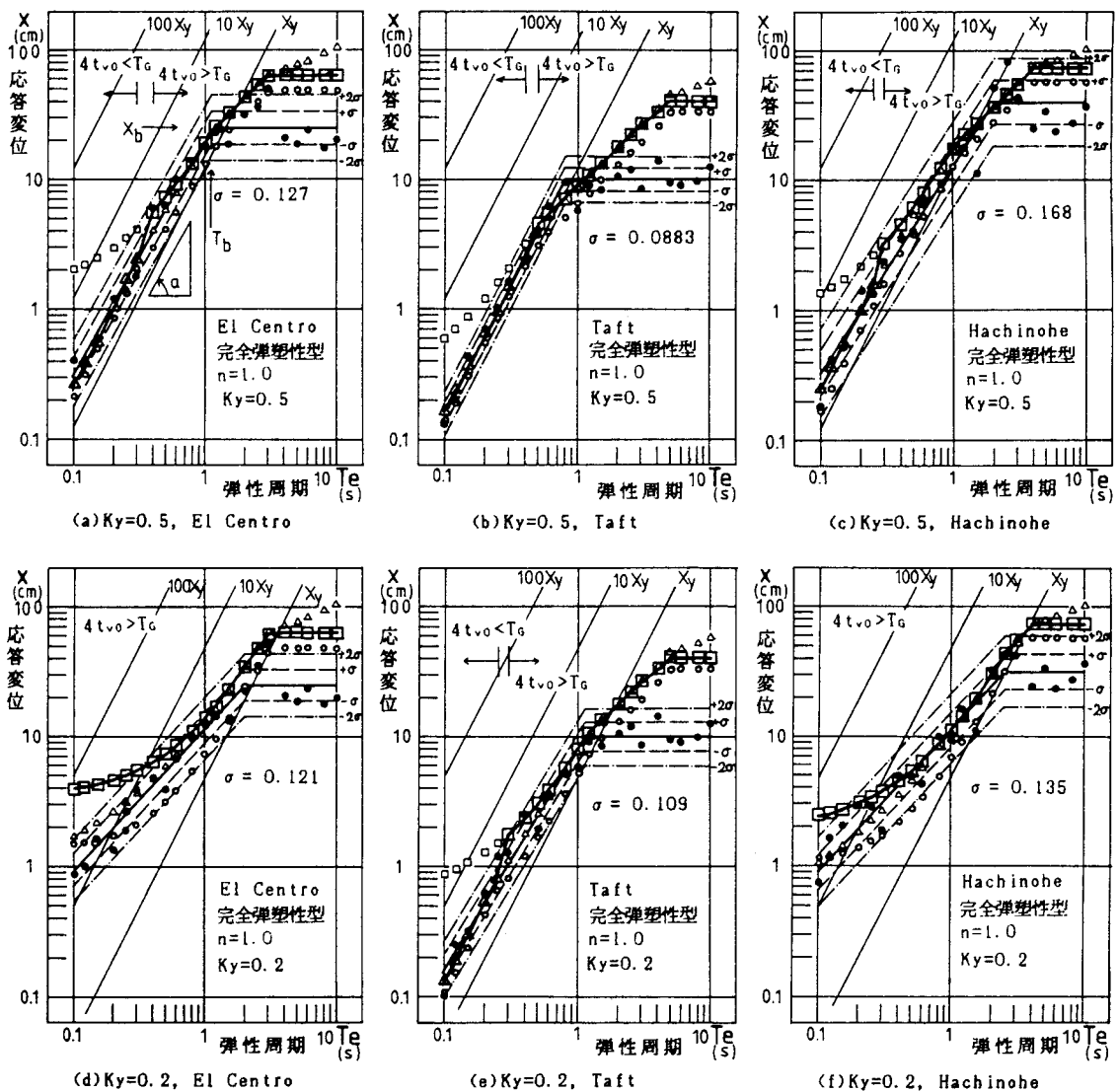


Fig. 21 完全弾塑性型復元力特性の場合の応答解析結果

Fig. 18 は本応答評価法の概念図である。A→B→C の経路は、極限応答解析による極限応答変位を算出する経路である。D→E の経路は、時刻歴応答解析による最大応答変位を算出する経路である。極限応答解析の A→B→C の経路では、地動入力スペクトルの台形化の段階で一種の平均化が行われ、時刻歴応答解析の D→E の経路では、応答結果の折れ線化の段階で平均化が行われている。この 2 つの平均化は、入力または応答の段階で、ばらつきをもつものをそれぞれ台形または折れ線に平均化するものであり、入力の平均化と応答の平均化であるといえる。また、それらのばらつきは、標準偏差 σ で定量化されている (Figs. 19~22)。

したがって、入力の段階で、A の粘弾性応答スペクトルの各点が B の台形化スペクトルに対して標準偏差 σ

の 1~2 倍の範囲に存在する (Figs. 19, 20) ということ、応答の段階で、C の極限応答変位が E の折れ線に対して標準偏差 σ のどの程度の範囲に存在するかということ (Figs. 21, 22) を比較することは、意味がある。それを各復元力特性について (3) (4) で考察する。

(3) 完全弾塑性型 ($n=1.0$) の場合 (Fig. 21)

塑性域では、一部 (Fig. 21(d) (f)) を除いて、極限応答変位 x_u は、折れ線に近似された時刻歴最大応答変位 x_m に対して、ほぼ標準偏差 σ の範囲に存在する。

Fig. 21(d) (f) の場合は、 T_e の短い範囲で、 x_u は x_m に対して大であるが、いずれも全範囲で速度パルスによる応答変位 x_v が x_u になっている (Fig. 17)。これは、降伏震度 K_y が低く、地動の最大加速度の比較的大きい場合 (El Centro, Hachinohe) におこる。

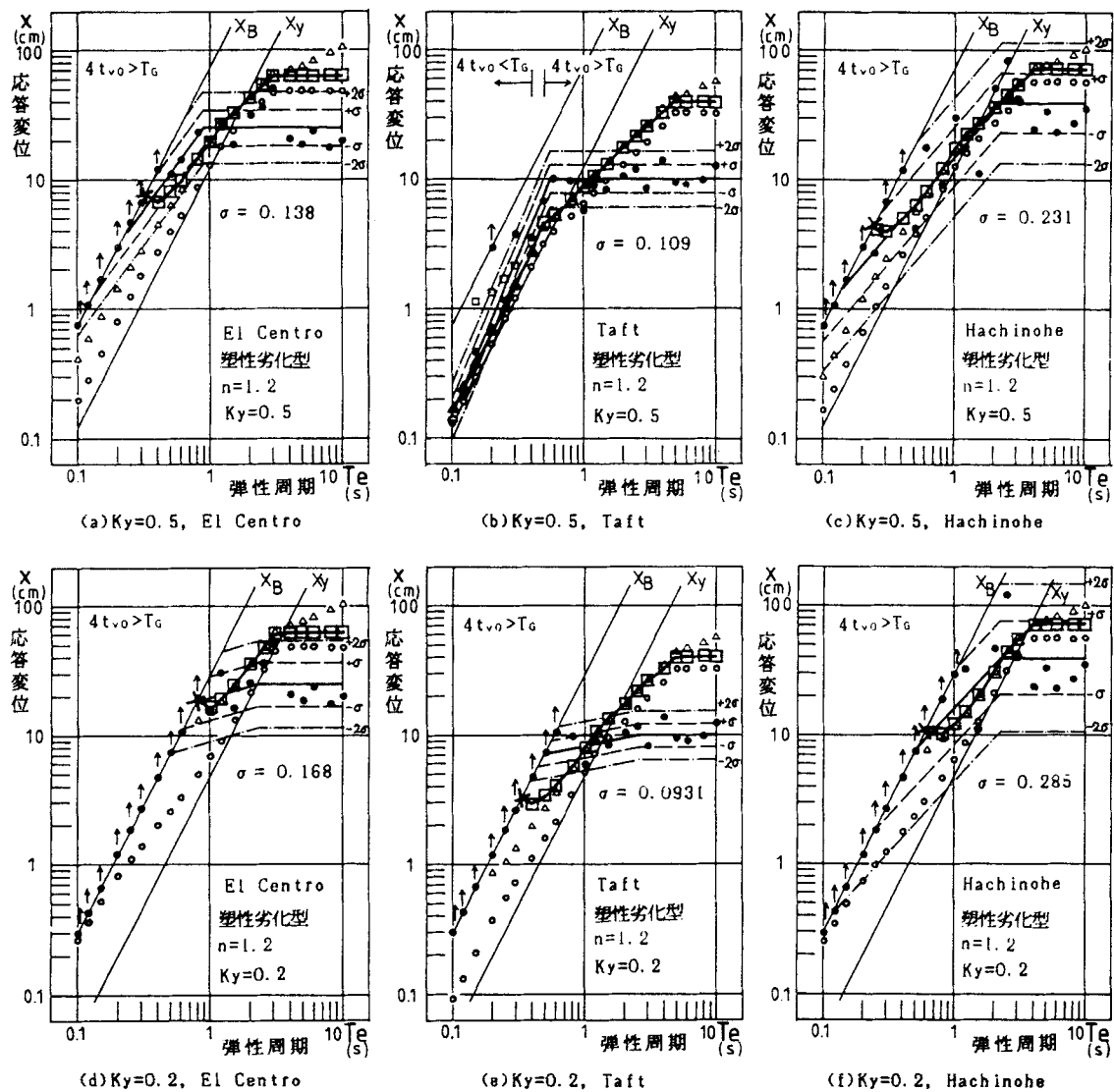


Fig. 22 塑性劣化型復元力特性の応答解析結果

T_e の比較的長い範囲では、 x_u も x_m も弾性域であるが、 x_u がやや大である。これは、パルス応答解析の初速度 V_0 が大きいためと考えられる。

(4) 塑性劣化型 ($n=1.2$) の場合 (Fig. 22)

時刻歴応答解析において、 x_m は、 T_e によって崩壊変位 x_B に達したり達しなかったりするが、極限応答解析においては、 x_u が x_B に達する T_e より短い T_e では、必ず x_u は x_B を超える。したがって、極限応答解析は、崩壊・未崩壊の境界を示すことが可能である。

塑性域では、 x_u は、折れ線で近似された x_m に対して、標準偏差 σ の1~2倍の範囲におおむね存在する。しかし、やや過小評価の傾向を示す。これは、塑性劣化型の場合、時刻歴応答解析において、系は一度塑性化すると、弾性域にもどっても反対方向へ塑性化することが少なく、おおむね一方に回答が偏って行くためと考えられる。

6. 結

本報では、すでに筆者らの提唱してきた極限応答解析のパルス応答解析における仮定や解析手法の物理的意味に検討を加え、定量的にも近似性の高いものとし、入力と回答に統計的な処理を行った。

入力のばらつきは標準偏差 σ の1~2倍程度である。他方、極限応答解析による極限応答変位 x_u は、折れ線に近似された時刻歴応答解析による最大応答変位 x_m に対して、標準偏差 σ の1~2倍の範囲に存在することがわかった。このことから、パルス応答解析における以下の仮定が妥当であるといえる。

- (1) 正弦パルス入力と矩形パルス入力の振幅比を速度パルスで $k_v=1$ 、加速度パルスで $k_a=\frac{\pi}{2}$ とする。(cf. 3-1(1))
- (2) 矩形パルス入力の継続時間 t_p は、系の応答の $\frac{1}{4}$ 周期に相当すると考え、 $4 \times t_p$ と地動入力スペクトルの横軸の周期 T と対応する。(cf. 3-1(2))
- (3) パルス応答解析では、まず速度パルス応答解析を行い、それが有効な場合 ($4 \times t_{v0} \geq T_e$) は、速度パルスによる応答変位 x_v を極限応答変位 x_u とし、無効な場合 ($4 \times t_{v0} < T_e$) は、加速度パルスによる応答変位 x_a を極限応答変位 x_u とする。(cf. 3-1(3))
- (4) 非線形の Monotonic な応答を評価するために、初速度 V_0 を与えてパルス応答解析を行う。(cf. 3-1(4))。

選択極大応答原理に基づく極限応答解析に、以上の仮定を併用することによって、本解析手法が、定量的な検証にも耐え応答評価法として十分な実用性を持つことがわかった。

謝 辞

本報では、入力と回答の統計的処理において、神戸大

学教養部内田幸夫助教授より貴重な御教示をいただいたことに、御礼申し上げます。

文献

- 1) 日本建築学会：建築物の耐震設計資料，昭56.4.20，pp.233~238.
- 2) Lin, Y.K. : Probabilistic Theory of Structural Dynamics, McGraw Hill, 1967.
- 3) Housner, G.W. : Limit Design of Structure to Resist Earthquakes, Proc. 1st WCEE, Berkely 1956, pp. 5-1~5-13.
- 4) Berg, G.W., Thomaidis, S.S. : Energy Consumption by Structures in Strong Motion Earthquakes, Proc. 2nd WCEE, Tokyo 1960, pp. 681~697.
- 5) Veletsos, A.S., Newmark, N.M. : Effect of Inelastic Behavior on the Response of Simple Systems to Earthquake Motions, Proc. 2nd WCEE, Tokyo 1960, pp. 895~912.
- 6) Yamada, M., Kawamura, H. : Resonance Capacity Method for Earthquake Response Analysis of Hysteretic Structures, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 8, 1980, pp. 299~313.
- 7) 山田 稔, 河村 広：有限共振原理に基づく履歴系構造物の地震応答解析，日本建築学会論文報告集 No. 287, 昭55.1, pp. 65~76.
- 8) 河村 広：地震時構造物応答の極限解析，第27回構造工学シンポジウム，1981.2.6, pp. 95~102.
- 9) 山田 稔, 河村 広：極限耐震設計と設計用地震動一極限耐震設計論史を踏まえて一，日本建築学会論文報告集 No. 279, 昭54.5, pp. 29~40.
- 10) 山田 稔, 河村 広, 土居 靖：履歴系構造物の地震応答における有限共振原理（Ⅰ：完全弾塑性型，スリップ完全弾塑性型；数値積分法による検証），日本建築学会大会学術講演梗概集，昭55.9, pp. 657~658.
- 11) 山田 稔, 河村 広, 土居 靖, 藤裏 聡：Bi-linear 劣化型復元力特性を有する一質点系のパルス応答解析による地震応答評価，日本建築学会大会学術講演梗概集，昭57.10, pp. 797~798.
- 12) 山田 稔, 河村 広, 竹田 茂：剛体ロッキング振動のパルス応答解析，日本建築学会大会学術講演梗概集，昭57.10, pp. 747~748.
- 13) Kawamura, H., Yamada, M., Tani, A., Fujitani, H. : Regional Evaluation of Seismic Damages of Reinforced Concrete Buildings, Proc. 8th WCEE, Vol. IV, July 1984, pp. 647~654.
- 14) Kawamura, H., Yamada, M., Tani, A., Teramoto, T. : Aseismic Reliability of Buildings, Proc. ICOSAR '85, Vol. II, May 1985, pp. II-187~II-196.
- 15) 山田 稔, 河村 広, 谷 明勲, 藤谷秀雄：Bi-linear 型復元力特性を有する1質点系の地震応答解析（Ⅳ. 修正パルス応答解析），日本建築学会近畿支部研究報告集，昭60.5, pp. 297~300.
(V. El Centro, Taft, Hachinohe による検証)，日本建築学会大会学術講演梗概集，昭60.10, pp. 271~272.
- 16) 金多 潔, 西澤英和, 京都大学金多研究室：BASIC による建築構造計算Ⅱ，(株)学芸出版社，1983.3.20,

pp. 501~511.

17) 1) に同じ。pp. 33~39.

18) Blume, J. A., Newmark, N. M., Cornong, L. H. : Design of Multistory Reinforced Concrete Buildings for Earthquake Motions, Portland Cement Association, Chicago, 1961.

金多 潔訳：超高層鉄筋コンクリート建築の耐震設計，米国ポルトランドセメント協会，日本セメント技術協会，1965. 11, p. 10.

19) Nigam, N. C., Jennings, P. C. : Calculation of Response Spectra from Strong-Motion Earthquake Records, Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 59, No. 2, April, 1969, pp. 909~922.

20) 山田 稔，河村 広，谷 明勲，藤谷秀雄：Bi-linear 型復元力特性を有する一質点系の地震応答解析（Ⅲ．パルス応答解析および有限共振応答解析による極限応答解析：EI Centro による検証），日本建築学会近畿支部研究報告集，昭 59. 6, pp. 269~272.

Appendix, 有限共振応答解析

有限共振加速度容量 C_{RA} ，有限共振速度容量 C_{RV} ，有限共振変位容量 C_{RD} を既報の研究^{7), 8)} で定義している。他方，地動入力スペクトルは，平均地動振幅 A_{ave} (加速度)， V_{ave} (速度)，

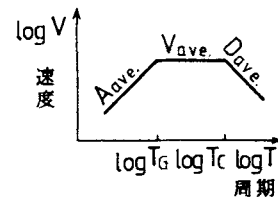


Fig. 23 有限共振応答解析地動入力スペクトル

D_{ave} (変位) と 2 つの折点周期 T_g , T_c で構成される台形化スペクトル (Fig. 23) とする^{5), 9)}。以下の (17) (18) (19) 式のいずれかの等式を満たしたときに，有限共振振幅 x_a がきまる。

($T_{eq} < T_c$)

$$C_{RA} = \frac{5}{6\pi} \frac{A_c(x_a)}{m x_a} + \frac{2}{3\pi} \frac{f_a}{m} = A_{ave} \dots \dots \dots (17)$$

($T_c \leq T_{eq} \leq T_g$)

$$C_{RV} = \frac{5}{6\pi} \frac{A_c(x_a)}{\sqrt{m x_a f_a}} + \frac{2}{3\pi} \sqrt{\frac{x_a f_a}{m}} = V_{ave} \dots \dots \dots (18)$$

($T_{eq} > T_g$)

$$C_{RD} = \frac{5}{6\pi} \frac{A_c(x_a)}{f_a} + \frac{2}{3\pi} x_a = D_{ave} \dots \dots \dots (19)$$

SYNOPSIS

UDC : 624. 042. 7 : 620. 1

EARTHQUAKE RESPONSES OF A SINGLE DEGREE OF FREEDOM SYSTEM BY PULSE RESPONSE ANALYSIS

—Bi-linear Characteristics with zero and negative slopes—

by Dr. MINORU YAMADA, Dr. HIROSHI KAWAMURA, AKI-NORI TANI, and HIDEO FUJITANI, Members of A. I. J.

The authors have presented Ultimate Response Analysis by which one can evaluate earthquake responses and seismic damages according to the principle of the ultimate energy equilibrium. In this analysis, the response behaviours of structures are classified into the two typical cases, i. e., cyclic responses and monotonic responses. The former is calculated by Finite Resonance Response Analysis and the latter by Pulse Response Analysis (velocity and acceleration pulses).

In this report, the physical meanings of Pulse Response Analysis are examined essentially and it is proposed here a more accurate seismic analytical method, i. e., Ultimate Response Analysis in which the following are taken into account :

- (1) An equivalent amplitude ratio of input sine pulse wave to input rectangular pulse wave,
- (2) An equivalent amplification ratio of the duration of input rectangular pulse wave (t_p) to the period of input spectrum (T),
- (3) The rule by which velocity or acceleration pulse is adopted in Pulse Response Analysis,
- (4) An initial velocity (V_0) by Finite Resonance Response Analysis

The quantitative verification of the results of analysis are performed by means of statistical evaluations of earthquake inputs and responses.

From this study, it is able to be concluded that Ultimate Response Analysis proposed here has a sufficient practical use.

第 3 章

有限共振応答解析による損傷継続時間および 累積損傷評価に関する研究

——完全弾塑性型復元力特性をもつ 1 質点系について——

1. 序

近年、構造物の地震時の応答における崩壊過程や崩壊条件を明らかにすることを目的として、エネルギー応答や損傷率等、さまざまな見地から多くの研究が行われている^{1)~7)}。また、その応答解析法は、数値積分による時刻歴応答解析、あるいはランダム振動論に基づくもので、精密な解析が行われている。

一方、筆者らの研究室では、地盤振動と構造物の崩壊とを直接結び付けることを目的として、これまで、震源および地盤震動、構造物の応答、そして構造物の極限崩壊性状をも一貫した極限耐震性評価を試みる^{8)~9)}中で、極限応答解析^{10)~13)}を提示してきた。この極限応答解析では、震源機構から構造物崩壊まで、基本的な特性だけを重視し、かつ同程度の精度で議論を進めることを意図している。たとえば、地震動はスペクトル特性と継続時間で与えられ、それらが定量的に対数で評価されるものなら、構造物の応答や崩壊も、一方向と交番繰り返しに大別し、応答量、崩壊変形量、崩壊サイクル数も、対数的オーダーで評価すれば足りると考えている。

まず、極限応答解析では、構造物の弾塑性応答を、非線形性の強い不安定な Monotonic (一方向) な応答と、等価線形化の可能な原点对称の Cyclic (交番繰り返し) な応答に大別する。この前提条件の下で、構造物の応答は以下のような選択極大応答原理¹²⁾に従うものと仮定する。つまり、系は自己に最大の変位、または変形振幅を生じさせるような入力波形を、不規則な入力波の中から選択して応答する。たとえば、Monotonic な応答は、不規則な地動入力の中でも、振幅の大きいパルスの入力によって生じると考えられる。このとき、選択極大応答原理によると、そのパルス入力より与えられたエネルギー

のすべてが、構造物の弾塑性ひずみエネルギーとして吸収されることにより、構造物は最大応答変位に至ると仮定して解析できる。これが、パルス応答解析¹³⁾である。一方、Cyclic な応答は、選択極大応答原理によると、構造物は、まず、自己の弾性固有周期に等しい周期をもった入力波を選択して共振する。そして、過渡的に振幅が大きくなり、弾塑性応答になった時は、等価線形固有周期に等しい周期をもった入力波を選択して共振する。このような応答状態を解析するのが、有限共振応答解析¹⁰⁾¹¹⁾¹⁴⁾である。

また、本解析法では、入力は地動入力スペクトル特性と継続時間で与えられ⁹⁾、構造物の特性も地動入力スペクトルと同じ座標上に描くことで、両者の相互関係から応答量を計算することができる。

現在では、文献¹³⁾で、より一般的に、パルス応答解析と有限共振応答解析を用いて応答評価を行う解析法を提示している。

そこで次に、極限応答解析により損傷評価を行うことができるのか否か、あるいは、どの程度の精度で可能になるのかということが課題となる。一般的には、Monotonic と Cyclic の両方から同時に損傷を評価すべきであるが、まず本報では、Cyclic な応答状態が卓越して表れるような履歴系構造物の累積損傷を有限共振応答解析で評価することを試みる。本報では、完全弾塑性型復元力特性 (Fig.2) をもつ 1 質点系 (Fig.1) を考察の対象とする。

2. 目的

これまで、筆者らの研究室では、有限共振応答解析の原理的考察^{10)~12)}および履歴系の地震応答解析¹²⁾¹⁴⁾について発表してきた。

ひきつづき本報では、累積損傷に着目し、有限共振応答解析が、時刻歴応答解析に対して、定量的にどの程度の損傷評価を与えるかについて、両解析法の損傷速度を比較することにより、検討を加える。もし、妥当であれ

ば、累積損傷評価を行う際に必要な損傷継続時間を求めることにより、応答の繰り返し回数を決定することができ、有限共振応答解析を用いて累積損傷率を得ることができる。

以上の手順を確定することが、本報の目的である。

また、累積損傷率の計算に際しては、次の2通りの累積損傷仮説を用いる。

(1) 塑性変形による Manson-Coffin 型の疲労崩壊条件と Miner 型の累積損傷評価方法。

(2) 限界累積塑性変形による累積損傷評価方法。

また、完全弾塑性型 (Fig. 2) の1質点系 (Fig. 1) は、弾性固有周期 $T_e(s)$ と降伏層せん断力係数 K_y を変化させて決定されるものとする。

応答解析の入力地震動は、El Centro, Taft, Hachinohe の3種を用いる。

また、本報では、塑性変形による累積損傷を評価することを目的としているので、履歴減衰に比べて影響の小さい粘性減衰は、考慮しない。

本報では、 $\log$ はすべて常用対数とする。

Fig. 1~4 において、以下のとおり定数および変数を定義する。また、それらの関係式を式 (1)~(6) に示す。

z : 地動変位	x : 基礎からの変位
a : 地動加速度	m : 質量
t : 時刻	$f(x)$: 復元力
x_y : 降伏変位	f_y : 降伏耐力
k : 弾性剛性	ω : 固有円振動数
T_e : 弾性固有周期	K_y : 降伏層せん断力係数
x_a : 変位振幅	f_a : 荷重振幅
k_{eq} : 等価線形剛性	$A_c(x_a)$: 履歴面積
ω_{eq} : 等価線形固有円振動	T_{eq} : 等価線形固有周期

T_c, T_c : 台形化地動入力スペクトルの折点周期

$$f_y = K_y m g \quad (g: \text{重力の加速度}) \quad (1)$$

$$x_y = \frac{T_e^2 K_y g}{4\pi^2} \quad (2)$$

$$k = \frac{f_y}{x_y} \quad (3)$$

$$T_e = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = \frac{2\pi}{\omega} \quad (4)$$

$$k_{eq} = \frac{f_a}{x_a} \quad (5)$$

$$T_{eq} = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k_{eq}}} = \frac{2\pi}{\omega_{eq}} \quad (6)$$

3. 有限共振応答解析

本章では、まず、一般的な履歴ループ (Fig. 3) について記述し、最後に完全弾塑性型 (Fig. 2) の場合の解を示す。

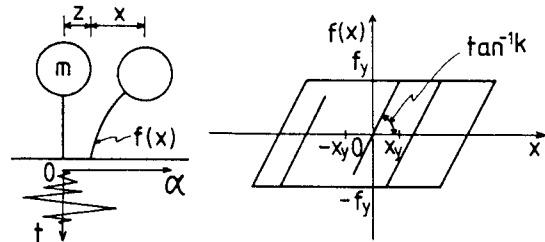


Fig. 1 質点系

Fig. 2 完全弾塑性型復元力特性

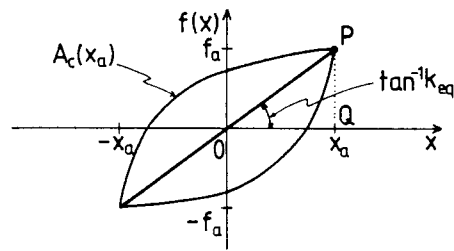


Fig. 3 一般的な原点对称履歴応答ループ

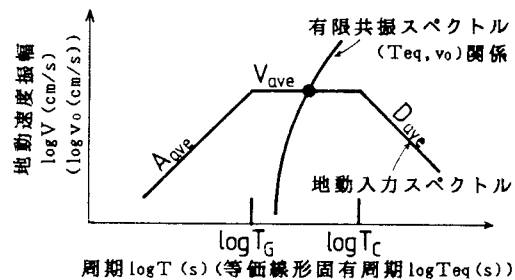


Fig. 4 地動入力スペクトルと有限共振スペクトル

3.1 有限共振速度容量 C_{av}

1質点系 (Fig. 1) に、式 (7) で表される定常ランダム波が作用したとする。

$$a(t) = \sum_i a_i \sin(\omega_i t + \phi_i) \quad (7)$$

ここで、 a_i は地動加速度振幅、 ω_i は地動の円振動数、 ϕ_i は初期位相である。このとき、系が選択共振性を持つと仮定すると、系は、その固有円振動数 ω に等しい円振動数を持つ正弦波 ($\omega_i = \omega$) を入力の中から選択して共振する。その後、過渡共振を連続的に繰り返し、Fig. 3 に示すような定常的な共振状態になると考えられる。また、等価線形性を仮定して、その共振状態を原点对称の等価線形応答とみなしたときの等価剛性 K_{eq} 、等価線形固有円振動数 ω_{eq} 、等価線形固有周期 T_{eq} は、式 (5)(6) で表される。

一方、地動の加速度振幅 a_0 と荷重振幅 f_a から共振応答率 β を式 (8) のように仮定する。

$$\beta = \frac{f_a}{m a_0} \quad (8)$$

また、 a_0 を地動の速度振幅 v_0 で表すと、

$$\alpha_0 = \frac{2\pi}{T_{eq}} v_0 \dots\dots\dots (9)$$

となる。式(8)の β は、文献12)の式(21)で、その近似式が提示されている。本報では同じ近似式を式(10)のように表現する。

$$\beta = \frac{3\pi}{5\pi h_e + 2} \dots\dots\dots (10)$$

式(10)の h_e は、等価粘性減衰定数で、式(11)で表される。 ΔOPQ は、Fig.3に示す。

$$h_e = \frac{1}{4\pi} \frac{\text{履歴面積}}{\Delta OPQ \text{の面積}} = \frac{1}{2\pi} \frac{A_c(x_a)}{x_a f_a} \dots\dots\dots (11)$$

そこで、式(11)を式(10)に代入し、式(6)(9)の関係を用いると、

$$v_0 = \frac{5}{6\pi} \frac{A_c(x_a)}{\sqrt{m x_a f_a}} + \frac{2}{3\pi} \sqrt{\frac{x_a f_a}{m}} = C_{RV} \dots\dots\dots (12)$$

が得られる。この式(12)の右辺を有限共振速度容量 C_{RV} と定義する。

3.2 有限共振応答解析

有限共振応答解析を行うときの地動入力は、Fig.4に示すような地動スペクトル特性で与えられる。縦軸は地動速度振幅、横軸は周期である。この地動入力スペクトルは、平均地動振幅 A_{ave} (加速度)、 V_{ave} (速度)、 D_{ave} (変位)と、2つの折点周期 T_0 、 T_c で構成されており^{8),9),11)}、次のようにして求められる。まず、式(10)の共振応答倍率 β が1になるような等価粘性減衰定数 h_e の値を求めると、 $h_e=0.473$ となる。次にこの h_e を、線形の減衰定数 h に置き換え、 $h=0.473$ の変位応答スペクトルから変換した擬似速度応答スペクトルを求め、それを台形化¹⁵⁾して得られる。

そこで、構造物の変位振幅 x_a を仮定すると、その時の等価線形固有周期 T_{eq} は式(6)より、地動の速度振幅 v_0 は式(12)より、それぞれ得られる。 x_a を小さくまざまに変化させると、それぞれの x_a に対して(T_{eq} 、 v_0)の組み合わせが得られ、その軌跡はFig.4に示すような曲線になり、これを有限共振スペクトルと呼ぶ。この有限共振スペクトルが地動入力スペクトルと交わった点が、与えられた地動入力と釣り合った有限共振応答状態と考えられる。この交点で、有限共振応答解析の解を得たことになる。

特に、完全弾塑性型で塑性応答した場合、解は次のようになる。変位振幅 x_a は、式(12)より、

$$x_a = \left\{ \frac{(3\pi v_0) + \sqrt{(3\pi v_0)^2 + 480 x_y K_y g}}{24\sqrt{K_y g}} \right\}^2 \dots\dots\dots (13)$$

となる。また、式(13)中の v_0 は、式(6)より得られる T_{eq} の値より、次の3とおりのいずれかで与えられる。

$$T_{eq} < T_c \text{ のとき, } v_0 = \frac{T_{eq}}{2\pi} A_{ave} \dots\dots\dots (14)$$

$$T_c \leq T_{eq} \leq T_c \text{ のとき, } v_0 = V_{ave} \dots\dots\dots (15)$$

$$T_{eq} > T_c \text{ のとき, } v_0 = \frac{2\pi}{T_{eq}} D_{ave} \dots\dots\dots (16)$$

4. 解析仮定

4.1 累積損傷評価方法

時刻歴応答解析による時刻歴履歴応答状態をFig.5(a)に、有限共振応答解析による定常履歴応答状態をFig.5(b)に示す。いずれも、横軸は変位 x を降伏変位 x_y で除して塑性率 μ で示し、縦軸は復元力 $f(\mu)$ を示す。時刻歴応答解析による場合は、地震動の全継続時間中に N 回の塑性変形が起こったとき、損傷率は D_e になると仮定する。有限共振応答解析による場合、現地地点では損傷継続時間が得られていないので、1サイクル間の損傷率 ΔD_{rr} を得る。

以下の評価方法Ⅰ、Ⅱで、累積損傷評価を行う。評価方法Ⅰは、Manson-Coffin型の疲労崩壊条件を基にした評価方法で、評価方法Ⅱは、限界累積塑性変形による評価方法である。これらの評価方法の工学的意味については、Appendix1に示した。また、式(18)~(21)の μ_F は、1方向崩壊塑性率に相当する基準変形量である。5章では、有限共振応答解析と時刻歴応答解析の損傷速度比を検討しているので、 μ_F の値の影響は理論的でない。また、式(19)(21)の $\Delta\mu_p$ は、式(13)の x_a より、式(17)で得られる。

$$\Delta\mu_p = \frac{2(x_a - x_y)}{x_y} \dots\dots\dots (17)$$

評価方法Ⅰ 塑性変形に対して、Manson-Coffin型¹⁶⁾の疲労崩壊条件と線形 Miner 則¹⁷⁾を弾塑性域に拡張した評価方法

(1) 時刻歴応答解析の場合 (Fig.5(a))

$$D_e = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^N \left(\frac{\Delta\mu_{pi}}{\mu_F} \right)^2 \dots\dots\dots (18)$$

(2) 有限共振応答解析の場合 (Fig.5(b))

$$\Delta D_{rr} = \left(\frac{\Delta\mu_p}{\mu_F} \right)^2 \dots\dots\dots (19)$$

評価方法Ⅱ 限界累積塑性変形による評価方法¹⁾

(1) 時刻歴応答解析の場合 (Fig.5(a))

$$D_e = \sum_{i=1}^N \frac{\Delta\mu_{pi}}{\mu_F} \dots\dots\dots (20)$$

(2) 有限共振応答解析の場合 (Fig.5(b))

$$\Delta D_{rr} = \frac{2 \cdot \Delta\mu_p}{\mu_F} \dots\dots\dots (21)$$

4.2 解析に用いた入力地震動

解析に用いた入力地震動は、次の3種である。

(1) El Centro 1940 NS, $\alpha_{max}=342(\text{cm/s}^2)$,

$$t_{end}=15.00(\text{s})^{18)}$$

(2) Taft 1952 NS, $\alpha_{max}=153(\text{cm/s}^2)$,

$$t_{end}=15.00(\text{s})^{18)}$$

(3) Hachinohe 1968 NS, $\alpha_{\max}=248(\text{cm/s}^2)$,

$$t_{\text{end}}=40.00(\text{s})^{19)}$$

ここで、 $\alpha_{\max}$ は地動の最大加速度、 t_{end} は全継続時間である。また、これらの地震動は、 $\alpha_{\max}$ 、 t_{end} とともに、2倍以上の差のあるものである。

一方、有限共振応答解析に用いる地動入力スペクトルを Fig.6 に示す。これは、減衰定数 $h=0.473$ (cf. 3.2 節) の変位応答スペクトルから変換した擬似速度応答スペクトルを台形化¹⁵⁾ したものである。スペクトルの台形化は、まず、折点周期 T_G 、 T_C を仮定し、周期 T が $T_G \leq T \leq T_C$ の範囲のスペクトルの各点の速度値 v_i の平均値を v_a とする。この T_G 、 T_C 、 v_a で決定できる台形のうち、 $0.1 \leq T \leq 10(\text{s})$ の範囲で、式 (22) で示される分散 σ^2 が最小となる台形を、その地震動の地動入力スペクトルとし、その時の v_a を速度一定値 V_{ave} とした。

$$\sigma^2 = \frac{1}{21-3} \sum_{i=1}^{21} (\log v_i - \log v_a)^2 \dots \dots \dots (22)$$

式 (22) で、 v_i はもとの応答スペクトルの各周期の速度値、 v_a は台形化スペクトルの各周期の速度値である。決定に用いた周期 T の点数は 21 点である。51 点、101 点で決定した場合も、 T_G 、 T_C は同じ値になった。

4.3 解析に用いる 1 質点系

解析に用いる 1 質点系 (Figs.1, 2) は、弾性固有周期 T_e と降伏層せん断力係数 K_y で、その特性が決定される。 T_e と K_y は、ともに対数軸上で等間隔となるように、以下のように設定した。それぞれ 11 個ずつで、

全部で 121 とおりの組み合わせがあり、 T_e が長い場合などに、弾性域だけで応答が終了する場合も多くあったが、その場合は検討に加えていない。

$$T_e(\text{s}) : 0.10, 0.16, 0.25, 0.40, 0.63, 1.0, 1.6, 2.5, 4.0, 6.3, 10$$

$$K_y : 0.10, 0.13, 0.16, 0.20, 0.25, 0.32, 0.40, 0.50, 0.63, 0.80, 1.0$$

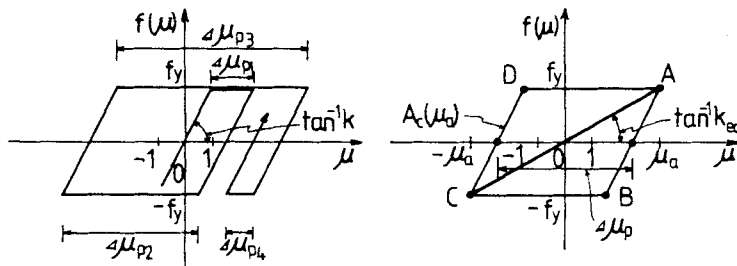
5. 損傷速度および損傷速度比とその考察

本報の第一の目的は、有限共振応答解析が、時刻歴応答解析に対して、定量的にどの程度の損傷評価を与えるかについて検討することである。しかし、4.1 節で述べたように、有限共振応答解析における応答の繰り返し回数 n_e (損傷継続時間 / ($T_{eq} - T_e$)) を決定していない現段階では、有限共振応答解析による損傷率 D_r を得ることができないので、時刻歴応答解析による損傷率 D_e と直接比較することはできない。したがって、両者の損傷速度を比較して検討することにする。

損傷率そのものの評価については、損傷継続時間が適切に評価でき、繰り返し回数 n_e を決定することができれば、可能になる。また、損傷継続時間、 n_e の定量化とその誤差の評価および、最終的な損傷率そのものについては、6 章で考察する。

5.1 損傷速度

損傷速度の概念は、南井²⁰⁾ によって、時間に対する累積損傷の増加率として提示されている。本報では、塑性変形によって損傷が生じるような評価方法 I、II を用



(a) 時刻歴履歴応答 (b) 定常履歴応答 (有限共振応答解析)

Fig. 5 時刻歴応答解析と有限共振応答解析による応答状態

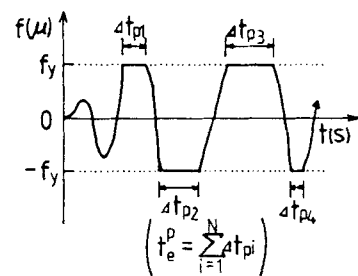
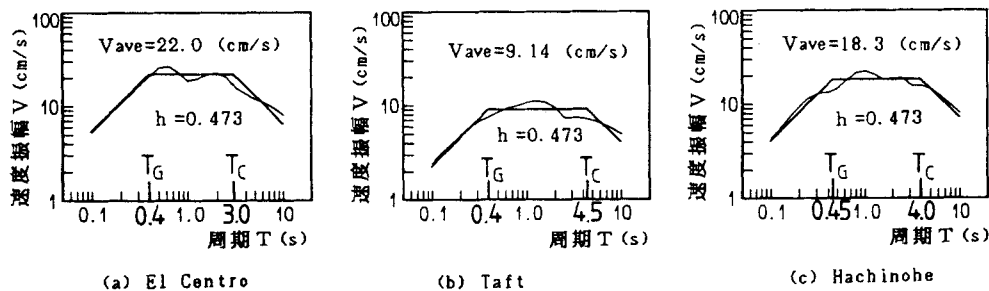


Fig. 7 時刻歴応答解析による時刻 $t(\text{s})$ と復元力 $f(\mu)$



(a) El Centro (b) Taft (c) Hachinohe

Fig. 6 有限共振応答解析に用いる地動入力スペクトル

いているので (cf. 4.1 節), 損傷速度を, 塑性変形応答のみに要する時間に対する, その間に累積する損傷率の比であると仮定する。

(1) 時刻歴応答解析の損傷速度 d_e

Fig. 7 に, 時刻歴応答解析の応答結果を, 横軸に時刻 t , 縦軸に復元力 $f(\mu)$ をとって示す。Fig. 7 の Δt_{pi} が, 塑性変形応答時に経過した時間であり, これらは Fig. 5 (a) の $\Delta \mu_{pi}$ に対応する。そこで, Δt_{pi} の総和を t_e^p

$$t_e^p = \sum_{i=1}^N \Delta t_{pi} \quad (23)$$

とし, 地震動の全継続時間終了時 ($t = t_{ena}$) までに累積した損傷率を D_e として, 時刻歴応答解析の損傷速度 d_e を式 (24) で仮定する。

$$d_e = \frac{D_e}{\sum_{i=1}^N \Delta t_{pi}} = \frac{D_e}{t_e^p} \quad (24)$$

(2) 有限共振応答解析の損傷速度 d_{rr}

有限共振応答解析では, Fig. 5(b) の $A \rightarrow B \rightarrow C \rightarrow D \rightarrow A$ の弾塑性履歴ループを $A \rightarrow C \rightarrow A$ の線形応答として解析している。その 1 サイクルの応答で経過する時間は, 等価線形固有周期 T_{eq} に等しいが, その内, 弾性変形時 ($A \rightarrow B$, $C \rightarrow D$) で経過する時間と, 塑性変形時 ($B \rightarrow$

C , $D \rightarrow A$) で経過する時間を区分することが必要であるが, それは困難である。したがって, 本報では, 塑性変形によって損傷が累積する時間を, 等価線形固有周期 T_{eq} から弾性固有周期 T_e を減じた時間 $T_{eq} - T_e$ と仮定し, 有限共振応答解析の損傷速度 d_{rr} を式 (25) で仮定する。

$$d_{rr} = \frac{\Delta D_{rr}}{T_{eq} - T_e} \quad (25)$$

ただし, ΔD_{rr} は, 1 サイクル間に生じた損傷率で, 式 (19)(21) で与えられる。また, 有限共振応答解析の場合, $\Delta \mu_{pi}$, T_{eq} 一定の応答が有限回数だけ繰り返されるので, 1 サイクル間で定義した損傷速度 d_{rr} は, 応答全体の損傷速度と一致する。

5.2 損傷速度比 ζ

有限共振応答解析の損傷速度 d_{rr} と時刻歴応答解析の損傷速度 d_e の比を, 損傷速度比 ζ とする。

$$\zeta = \frac{d_{rr}}{d_e} \quad (26)$$

この ζ の値の一部を Fig. 8 に示す。Fig. 8-1 は評価方法 I, Fig. 8-2 は評価方法 II の場合である。それぞれ (a) ~ (e) に弾性固有周期 T_e を固定し, 横軸に降伏層せん断力係数 K_y , 縦軸に損傷速度比 ζ を対数で示す。また,

○印が El Centro, ×印が Taft, *印が Hachinohe の場合である。

○: El Centro, ×: Taft, *: Hachinohe.

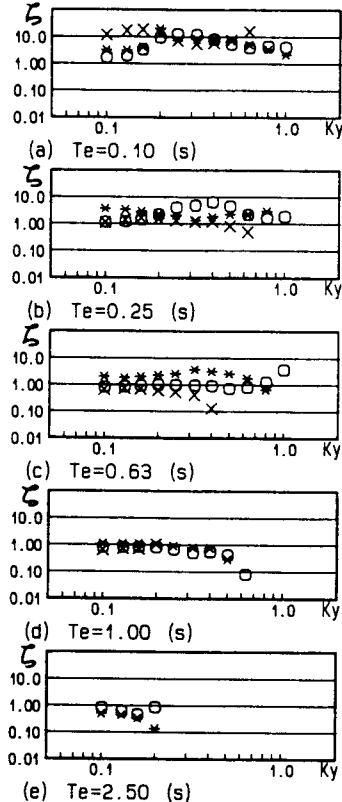


Fig. 8-1 損傷速度比 ζ (評価方法 I)

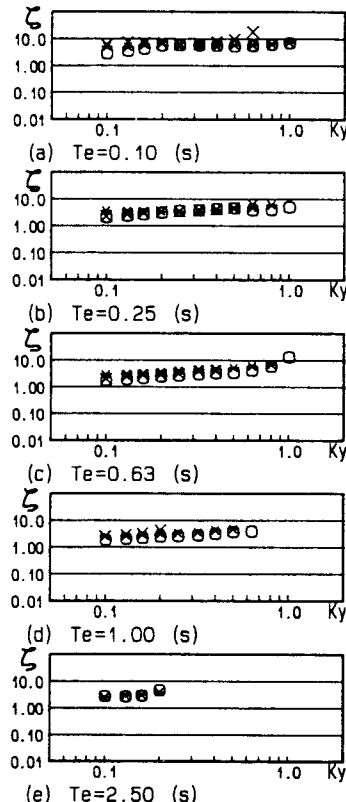


Fig. 8-2 損傷速度比 ζ (評価方法 II)

損傷速度比 ζ が 1 の時は, 有限共振応答解析と時刻歴応答解析で損傷速度が等しく, 同一塑性変形応答時間で同一損傷率を与えるという意味であり, ζ が 10 の時は, 有限共振応答解析は時刻歴応答解析に対して, 同一塑性変形応答時間で, 10 倍の損傷率を与えるという意味である。Fig. 8 の損傷速度比 ζ は, 評価方法 I, II のいずれの場合も, おおむね 1 前後から 10 までの範囲に存在する。そこで, ζ が正規分布していると仮定して, その平均値 $\bar{\zeta}$ と標準偏差 σ を求めると, 評価方法 I (Fig. 8-1) では, $\bar{\zeta} = 3.14$ ($\sigma = 3.37$), 評価方法 II (Fig. 8-2) では, $\bar{\zeta} = 4.45$ ($\sigma = 1.98$) となった。ただし, 平均に用いた ζ の個数は, 両者とも 191 個であった。このことから, ζ の値は, 3~4 前後で, 最大で 10 程度になる場合もあり, 全般に過大であるといえる。これは, 有限共振応答解析

が、原理的に、最大級の応答変位振幅を解析することを目的としているためである。このことについては、検証例（文献21）のFig. 8～13）も発表している。その結果、累積損傷評価についても、同様に過大な評価となっている。しかし、巨視的な原理に基づく簡便な解析法である有限共振応答解析で、累積損傷評価を行うことの妥当性を検討している現段階では、その過大な程度が明らかになり、それが、工学的に安全側の評価となることが明らかになったことに意味があると筆者らは考えている。なお今後は、より精度を上げていくことも必要であると考えている。

以上より、有限共振応答解析は、時刻歴応答解析に対して、同一塑性変形応答時間で、やや過大な損傷率を与えることになり、これは、ほぼ妥当か、あるいは工学的に安全側の評価と考えられる。

6. 有限共振応答解析における損傷継続時間とその考察

5章で、損傷速度（ d_e , d_{rr} ）を仮定し、損傷速度比の値を調べた結果、有限共振応答解析は時刻歴応答解析に対して、同一塑性変形応答時間で、ほぼ妥当か、あるいは工学的に安全側の累積損傷を評価し得ることがわかった。したがって、時刻歴応答解析の損傷速度の仮定に用いた塑性変形応答時間 t_p^0 （式（23））に相当する損傷継続時間が近似的に与えられれば、応答の繰り返し回数を求めることができ、有限共振応答解析によって、ほぼ妥当か、あるいは工学的に安全側の損傷率 D_{rr} が得られることになる。本章では、有限共振応答解析の損傷継続時間 t_{rr}^0 を近似的に求め、 t_{rr}^0 中の応答の繰り返し回数 n_c を得る手順を示す。

6.1 時刻歴応答の塑性変形応答時間 t_p^0

時間歴応答解析の結果、塑性変形応答時間 t_p^0 （式（23））の値の一部をFig. 9に示す。Fig. 9-1は、弾性固有周期 T_e を固定し、横軸に降伏層せん断力係数 K_y 、縦軸に t_p^0 を、それぞれ対数で示し、Fig. 9-2は、 K_y を固定し、横軸に T_e 、縦軸に t_p^0 を、それぞれ対数で示した。その結果、Fig. 9-1を見ると、 $\log t_p^0$ は $\log K_y$ に関して、ほぼ一次関数的に変化し、Fig. 9-2を見ると、 $\log t_p^0$ は、各図で平均的な量は存在するが、 $\log T_e$ との相関は少ない。また、Taft（×印）の場合、ほかの2つの地震動より、やや小さい値となる。

6.2 塑性変形応答時間 t_p^0 の一般化

有限共振応答解析で損傷率 D_{rr} を求めるための損傷継続時間を決めるためには、地動加速度データそのものから得られる、地震動に固有の継続時間が必要である。そこで地動加速度の絶対値 $|a|$ が、一定加速度値 a_c を越える時間 t_{ac} （Fig. 10）を、その地震動の固有の継続時間^{注1）}とする。また、時刻歴応答の塑性変形応答時間 t_p^0 を t_{ac} で除して無次元化した値を継続時間比 t^p （＝

t_p^0/t_{ac} ）とすると、 $\log t^p$ は、Fig. 9に示すように、各地震動ごとに平面的に分布しているが、 $\log t^p$ は地震動ごとの差が少なくなり（差がなくなるのが理想であるが）、3種の地震動について、平均的な量が存在しうると考えられる。具体的には、Fig. 9の結果を参考にして、 $\log t^p$ を $\log T_e$ 軸に平行な回帰平面式（ $\log K_y$ の一次関数）で表すことを試みる。このとき、その回帰平面の周りの $\log t^p$ の標準偏差 σ が最小となるように、 a_c の値を $0.01g$ から $0.10g$ （ $g=980$ （ cm/s^2 ））まで、 $0.01g$ きざみで変化させて最適化を行った結果、 $a_c=0.06g$ の時、 σ が最小で、 $\sigma=0.326$ であった。

したがって本報では、地動加速度の絶対値 $|a|$ が、 $a_c=0.06g$ を越える時間を $t_{0.06g}$ とし、その時の継続時間比 t^p を

$$t^p = t_p^0 / t_{0.06g} \dots\dots\dots (27)$$

とし、その一部をFig. 11に示す。Fig. 11は弾性固有周期 T_e を固定し、横軸に降伏層せん断力係数 K_y 、縦軸に t^p をそれぞれ対数で示した。また、 $a_c=0.06g$ の時の $\log t^p$ の回帰平面式は、式（28）で表される。

$$\log t^p = -1.56 \log K_y - 1.60 \dots\dots\dots (28)$$

このときの標準偏差 σ は 0.326 、相関係数 γ は -0.832 である。Fig. 11に、式（28）の回帰平面の断面を太い実線で、 $\pm\sigma$ の面の断面を破線で示した。また、式（28）の導入に用いた地震動は、4.2節に示したように、最大加速度 a_{max} や全継続時間 t_{end} の差違が大きいものであること、および、 σ , γ の値から判断して、比較的よい近似を行っていることから、式（28）は、工学的に適用性があると考えられる。しかし、ほかの地震動について同様の操作を行うと、式（28）の係数や、 a_c , σ , γ の値も変化する可能性があるため、本報では、その手法を提示できたことに意味があると考えている。

一方、時刻歴の塑性変形応答時間 t_p^0 は、貫性力の絶対値 $|m(\ddot{x}+a)|$ が一定値降伏耐力 f_y に達している時間であり、 $t_{0.06g}$ は、地動加速度の絶対値 $|a|$ が、一定値 $0.06g$ を越える時間であることを考えると、式（27）で、 t_p^0 を $t_{0.06g}$ で除して t^p としたことは、 t_p^0 も $t_{0.06g}$ も、ある加速度値を規準値として求めた継続時間であるという点で、物理的意味に整合性を損なうものではない。

6.3 有限共振応答解析の損傷継続時間 t_{rr}^0 と損傷率 D_{rr}

ある地震動に対して、有限共振応答解析による累積損傷評価を行うとき、その地震動の加速度データから、地動加速度の絶対値 $|a|$ が $0.06g$ を越える時間 $t_{0.06g}$ と、構造物の降伏層せん断力係数 K_y から式（28）で継続時

注 1) 地震動の継続時間を定式化しようとする研究が、いくつか行われているが、その中で、Bolt²²⁾ は、条件にもよるが、地動加速度の絶対値 $|a|$ が一定加速度値を越える時間（Fig. 10）を、自説の検証に用いている。

間比 t^p を求めると、有限共振応答解析の損傷継続時間 t_{fr}^p と繰り返し回数 n_c は、次式で与えられる。

$$t_{fr}^p = t_{eq} \times t^p \quad (29)$$

$$n_c = \frac{t_{fr}^p}{T_{eq} - T_e} \quad (30)$$

ここで、 T_{eq} は等価線形固有周期で、式 (13)~(16) で得られた変位振幅 x_a より、式 (6) で与えられる。また、 T_e は弾性固有周期である。

したがって、有限共振応答解析による損傷率 D_{fr} は、1 サイクル間の損傷率 ΔD_{fr} (式 (19)(21)) から、式 (31) で与えられる。

$$D_{fr} = n_c \cdot \Delta D_{fr} = \frac{t_{fr}^p}{T_{eq} - T_e} \cdot \Delta D_{fr} \quad (31)$$

式 (30)(31) の右辺で、 t_{fr}^p に対して分母が $(T_{eq} - T_e)$ となっていることは、5.1 節、式 (25) で、損傷速度 d_{fr} を、時間 $(T_{eq} - T_e)$ に対する 1 サイクル間の損傷率 ΔD_{fr} の比として与えたことによる。

また、式 (31) で与えられる損傷率 D_{fr} については、損傷速度比 α (5 章) のばらつきと、継続時間比 t^p (式 (28)) のばらつきの両方を加味しなければならない。

7. 結

筆者らの研究室が提示している極限応答解析の内の有限共振応答解析を用いて、Cyclic な応答状態が卓越するような履歴系構造物の累積損傷評価について述べた。具体的には、時刻歴応答解析の結果との比較から、有限共振応答解析に必要な損傷継続時間 t_{fr}^p を与える手順について考察し、以下のような結論を得た。

- (1) 有限共振応答解析の損傷速度 d_{fr} は時刻歴応答解析の損傷速度 d_e に対して、ほぼ等しいか、または高々 1 桁程度の大きな値であったことから、有限共振応答解析は時刻歴応答解析に対して、同一塑性変形

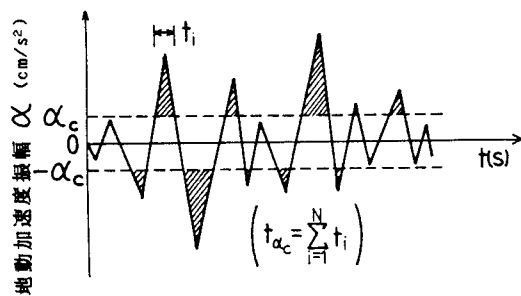


Fig. 10 地震動と、それに固有の継続時間 $t_{\alpha c}$

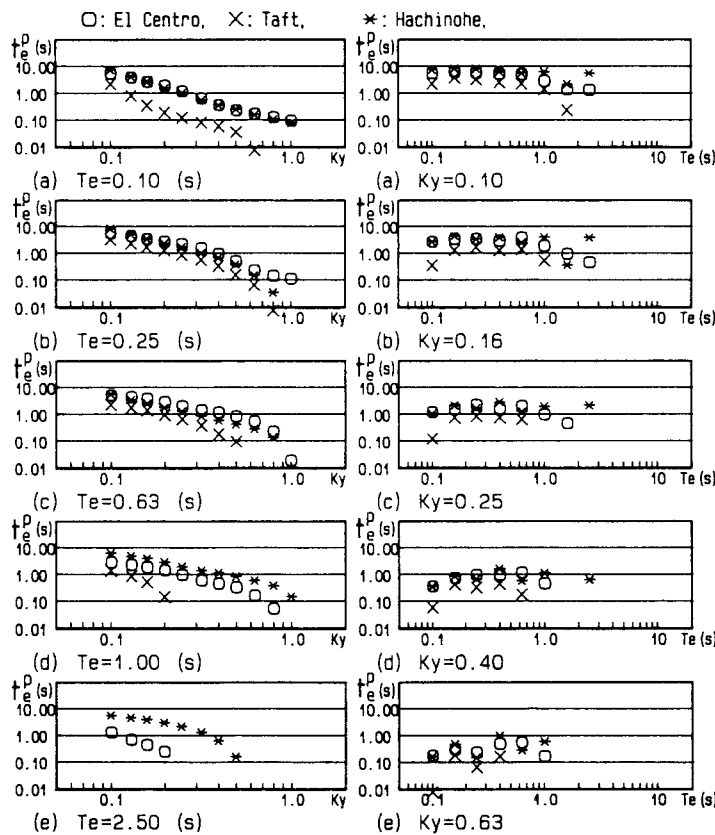


Fig. 9-1 時刻歴塑性変形応答時間 (K_y に対する変化)

Fig. 9-2 時刻歴塑性変形応答時間 (T_e に対する変化)

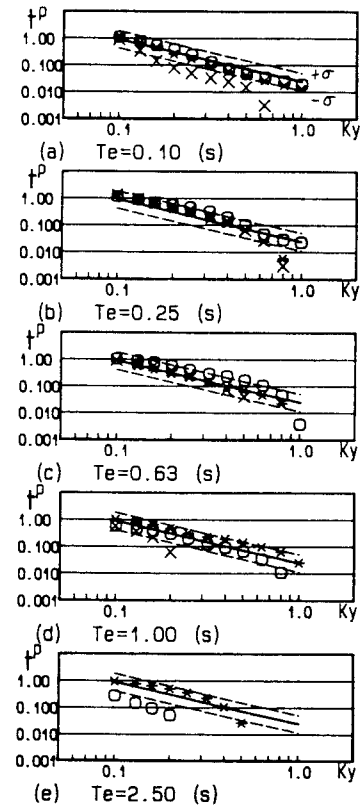


Fig. 11 継続時間比 t^p

応答時間で、ほぼ妥当か、工学的に安全側の損傷評価を与えることになる(5章, Fig. 8)。

- (2) (1) 項の結果より、時刻歴応答解析結果の塑性変形応答時間 t_p^0 に相当する時間を有限共振応答解析の損傷継続時間 t_{fr}^p とする。次に、その求め方の手順を示す(6章)。

- i) 降伏層せん断力係数 K_y から、式(28)を用いて継続時間比 t^p を得る。
- ii) 地動加速度の絶対値 $|a|$ が、 $0.06g$ (cm/s^2) を越える時間 $t_{0.06g}$ を得る(Fig. 10)。
- iii) 損傷継続時間 t_{fr}^p は、式(29)より、 $t_{0.06g}$ と t^p の積として得られ、また式(30)より、 t_{fr}^p 中の応答の繰り返し回数 n_c が得られる。

- (3) 有限共振応答解析によって累積損傷評価を行うとき、その損傷率 D_{fr} は、式(31)で得られる(6.3節)。

以上の手順で、完全弾塑性型の1質点系の場合、有限共振応答解析で、塑性変形による累積損傷評価を行うことが可能となる。

参考文献

- 1) 加藤 勉, 秋山 宏: 強震による構造物へのエネルギー入力と構造物の損傷, 日本建築学会論文報告集 No. 235, 昭50.9, pp.9~18.
- 2) 安藤範平, 手塚武仁, 峯岸 茂, 田中恵司: 地震時に構造物が消費する塑性エネルギーについて—その1, その2, その3—, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 昭52.10, pp.691~696.
- 3) 松島 豊: 各種復元力特性をもつ1自由度系の累積塑性変形と耐震安全性, 日本建築学会論文報告集 No. 291, 昭55.5, pp.27~32.
- 4) 洪 起: 履歴構造物の耐震安全性解析, 日本建築学会論文報告集 No. 306, 昭56.8, pp.51~57.
- 5) 西垣太郎, 水畑耕治: 鉄筋コンクリート構造物の動的耐震性評価に関する研究, 日本建築学会論文報告集 No. 332, 昭58.10, pp.19~29.
- 6) 浅野幸一郎: 地震入力を受ける履歴構造物の信頼性解析, 日本建築学会構造系論文報告集 No. 357, 昭60.11, pp.38~43.
- 7) 鈴木祥之, 南井良一郎: 履歴構造物の地震時損傷と耐震信頼度解析, 南井良一郎, 鈴木祥之: 確率微分方程式による履歴構造物の耐震信頼度解析, Proc. of 7th. JEES, 1986, pp.1561~1572.
- 8) 山田 稔, 河村 廣: 極限耐震設計と設計用地震動—極限耐震設計論を踏まえて—, 日本建築学会論文報告集 No. 279, 昭54.5, pp.29~40.
- 9) 山田 稔, 河村 廣: 構造崩壊から見た応答, 地震動及び震源, 日本建築学会第9回地震震動シンポジウム, 1981.4.3, pp.3~13.
- 10) Yamada, M., Kawamura, H.: Resonance Capacity Method for Earthquake Response Analysis of Hysteretic Structures, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.8, 1980, pp.299~313.
- 11) 山田 稔, 河村 廣: 有限共振原理に基づく履歴系構造物の地震応答解析, 日本建築学会論文報告集 No. 287, 昭55.1, pp.65~76.
- 12) 河村 廣: 地震時構造物応答の極限解析, 第27回構造工学シンポジウム, 1982.2.6, pp.95~102.
- 13) 山田 稔, 河村 廣, 谷 明勲, 藤谷秀雄: バルス応答解析による1質点系の地震応答評価—Bi-linear型復元力特性: 完全弾塑性型と塑性劣化型について—, 日本建築学会構造系論文報告集 No. 369, 昭61.11, pp.48~59.
- 14) 山田 稔, 河村 廣, 土居 靖: 履歴系構造物の地震応答における有限共振原理(I: 完全弾塑性型, スリップ完全弾塑性型; 数値積分法による検証), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 昭55.9, pp.657~658.
- 15) Veletsos, A.S., Newmark, N.M.: Effect of Inelastic Behavior on the Response of Simple Systems to Earthquake Motions, Proc. of 2nd W.C.E.E. Tokyo 1960, pp.895~912.
- 16) L.F. Coffin, JR., Schenectady, N.Y.: Design Aspects of High-Temperature Fatigue With Particular Reference to Thermal Stresses, Trans. of the ASME, 78, 1956, pp.527~532.
- 17) Miner, M.A.: Cumulative Damage in Fatigue, J. Appl. Mech., 1945, pp.A-159~A-164.
- 18) 金多 潔, 西澤英和, 京都大学金多研究室: BASICによる建築構造計算II, 学芸出版社, 1983.3.20, pp.501~511.
- 19) 日本建築学会: 建築物の耐震設計資料, 昭56.4.20, pp.33~39.
- 20) 南井良一郎: 建築構造物の耐震安全性について, 京大防災研究所年報13号A, 昭45.3, pp.5~22.
- 21) 山田 稔, 河村 廣, 谷 明勲, 藤谷秀雄: 有限共振応答解析による1質点履歴系構造物の損傷評価(完全弾塑性型, 定常スリップ型, 非定常スリップ型復元力特性について), 日本建築学会近畿支部研究報告集, 昭61, pp.309~312.
- 22) Bolt, B.A.: Duration of Strong Ground Motion, Proc. of 5th W.C.E.E., 1973. Rome, pp.1304~1313.
- 23) 山田 稔, 河村 廣: 構造素材および要素の共振疲労特性(II)—構造素材(2)実験結果による検討—, 日本建築学会論文報告集 No. 261, 昭52.11, pp.61~69.
- 24) 山田 稔, 河村 廣: 鋼構造物の耐震安全性について(1)—主として、整形ラーメン形式架構を対象として、基礎編—, 日本建築学会論文報告集 No. 227, 昭50.1, pp.67~74.
- 25) 山田 稔, 河村 廣: 鋼構造物の耐震安全性について(2)—主として、整形ラーメン形式架構を対象として、応用編—, 日本建築学会論文報告集 No. 230, 昭50.4, pp.29~35.
- 26) 山田 稔, 河村 廣: 軸圧をうける鉄筋コンクリート部材の弾塑性曲げ変形状に関する研究(塑性疲労機構), 日本建築学会論文報告集, 号外, 昭42.10, pp.323.
- 27) 山田 稔, 河村 廣: 軸圧をうける鉄筋コンクリート部材の弾塑性曲げ変形状に関する研究(塑性疲労機構—3—), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 昭47.10, pp.1043~1044.
- 28) 大路清嗣: 低繰返し数疲れにおける累積損傷の仮説の検

討, 日本機械学会誌, 第70巻, 第576号, 昭42.1,
pp.37~47.

Appendix 1, 累積損傷評価方法の工学的意味

建築構造物の累積損傷は, 素材レベル (鋼, コンクリート) の損傷と構造部材レベル (柱, はり等) の損傷の両方から評価されると考えられる。

まず, 素材の損傷については, 次のように考えられる。鋼素材の損傷は, 金属材料の疲労破壊条件式である Manson-Coffin 式¹⁶⁾

$$N_B^{\frac{1}{2}} \cdot \Delta \epsilon_p = C \quad \left(\begin{array}{l} N_B: \text{破壊サイクル数} \\ \Delta \epsilon_p: \text{塑性ひずみ振幅} \\ C: \text{材料に固有の定数} \end{array} \right) \quad (32)$$

によって評価される²³⁾。一方, コンクリートは, 圧縮塑性ひずみの蓄積量が限界値に達したときに破壊すると考えられるので, その損傷は, 累積塑性ひずみによって評価される²³⁾。

次に, 構造部材の損傷については, 次のように考えられる。鋼構造の場合, 軸力が0に近いはりについては, 板要素が座屈しないとすると, その損傷は, 鋼の素材としての特性の影響が大きく, Manson-Coffin 型の疲労破壊条件で評価される。また, 軸力の大きな柱や, 座屈の生じる場合は, 圧縮塑性ひずみの蓄積量が限界値に達したときに破壊することが考えられるので, その損傷は, 素材の特性のみならず, 累積塑性変形による影響が大きくなる²⁴⁾²⁵⁾。

一方, 鉄筋コンクリート構造の場合, コンクリートと座屈しやすい鉄筋との複合構造であるため, その損傷は, Manson-Coffin 型の疲労と累積塑性変形の両方の要因で生じると考えられる²⁶⁾²⁷⁾。

以上より, 一般的に, 構造物の損傷は, Manson-Coffin 型の疲労破壊条件で評価できるような損傷と 限界累積塑性変形で評価できるような損傷を両極端とする場合, その両者の間のどこかに位置付けられることになる。

ところで, 本報の主な目的は, 有限共振応答解析が, 累積損傷評価に適用できるか否かを考察することであるので, 損傷の評価方法は, 両極端の例として, Manson-Coffin 型の疲労破壊条件と 限界累積塑性変形によるものを, 検証の対象として設定した。

また, Manson-Coffin 式 (式 (32)) から, 式 (18)(19) を誘導する経過は, Appendix 2 に示した。

Appendix 2, Manson-Coffin 式 (式 (32)) から, 損傷評価式 (式 (18)(19)) の誘導

金属材料の疲労破壊条件式である Manson-Coffin 式

$$N_B^{\frac{1}{2}} \cdot \Delta \epsilon_p = C \quad \left(\begin{array}{l} N_B: \text{破壊サイクル数} \\ \Delta \epsilon_p: \text{塑性ひずみ振幅} \\ C: \text{材料に固有の定数} \end{array} \right) \quad (32)$$

において, Coffin¹⁶⁾ は, C の値は材料の破断延性 ϵ_F の $\frac{1}{2}$ であると述べている。これは, 低サイクル疲労の極端な例として, 引張試験による破断を考えると, それは, $\Delta \epsilon_p = \epsilon_F$, $N_B = \frac{1}{4}$ の破断に相当する (Fig. 12(a))。

これに対し, 大路²⁸⁾ は, 引張試験を $N_B = \frac{1}{4}$ の破断とすると, $\Delta \epsilon_p = 2\epsilon_F$ とする (Fig. 12(b)) 方が合理的ではないかと述べている。

本報では, 大路の解釈²⁸⁾ に従って, 引張試験による破断を $\Delta \epsilon_p = 2\epsilon_F$ (Fig. 12(b)) として, その値を式 (32) に代入すると,

$$\left(\frac{1}{4}\right)^{\frac{1}{2}} \cdot (2\epsilon_F) = C \quad (33)$$

$$\therefore C = \epsilon_F \quad (34)$$

となる。式 (34) を用いて, 式 (32) を書き替えると,

$$N_B^{\frac{1}{2}} \cdot \Delta \epsilon_p = \epsilon_F \quad (35)$$

$$N_B^{\frac{1}{2}} \left(\frac{\Delta \epsilon_p}{\epsilon_F} \right) = 1 \quad (36)$$

となり, さらに式 (36) の両辺を2乗すると,

$$N_B \left(\frac{\Delta \epsilon_p}{\epsilon_F} \right)^2 = 1 \quad (37)$$

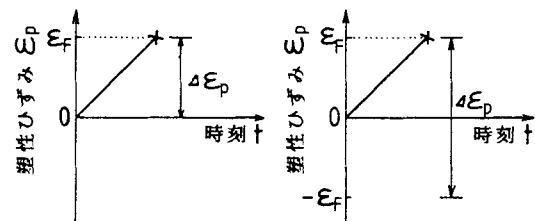
となる。式 (37) は, 破断延性 ϵ_F の材料において, Fig. 13 に示すように, 振幅 $\Delta \epsilon_p$ の正負1組の塑性ひずみが N_B 回繰り返されると, 右辺 (損傷率と考えられる) が1となり破断に至ることを示している。逆に, 1組の $\Delta \epsilon_p$ が1回だけ生じたとき, 損傷率 D は, $D = \frac{1}{N_B} = \left(\frac{\Delta \epsilon_p}{\epsilon_F} \right)^2$ となる。また, 1組の $\Delta \epsilon_p$ が n 回だけ繰り返して生じたとき, 損傷率 D は, $D = \frac{n}{N_B} = n \cdot \left(\frac{\Delta \epsilon_p}{\epsilon_F} \right)^2$ となると解釈できる (Fig. 13)。

次に, 振幅 $\Delta \epsilon_{pi}$ のそれぞれ異なる塑性ひずみが繰り返して生じたとき (Fig. 14) は, 線形 Miner 則¹⁷⁾ を塑性変形にまで拡張して, 損傷率 D は,

$$D = \sum_i \frac{n_i}{N_{Bi}} = \frac{n_1}{N_{B1}} + \frac{n_2}{N_{B2}} + \dots \\ = n_1 \left(\frac{\Delta \epsilon_{p1}}{\epsilon_F} \right)^2 + n_2 \left(\frac{\Delta \epsilon_{p2}}{\epsilon_F} \right)^2 + \dots \quad (38)$$

となる。ここで, N_{Bi} は, 破断延性 ϵ_F の材料が, 振幅 $\Delta \epsilon_{pi}$ の繰り返し塑性ひずみで破断する繰り返し回数, n_i は, $\Delta \epsilon_{pi}$ の繰り返し回数である (Fig. 14)。

そこで, 以上の考え方を Fig. 5 の質点系の応答状態に適用するために, 塑性ひずみ振幅 $\Delta \epsilon_p$ ($\Delta \epsilon_{pi}$) を塑性変形振幅 $\Delta \mu_p$ ($\Delta \mu_{pi}$) に, 破断延性 ϵ_F を, 1方向崩壊塑性率に相当する基準変形量 μ_F に, それぞれ置き替える。すると, 時刻歴応答解析 (Fig. 5(a)) の応答状態は, Fig. 15(a) で, 塑性変形の発生回数 N (横軸) と塑性変形 μ_p (縦軸) の関係で示すことができる。毎回の $\Delta \mu_{pi}$



(a) Coffin¹⁶⁾ の説 (b) 大路²⁸⁾ の説

Fig. 12 時刻 t と塑性ひずみ ϵ_p との関係 (引張試験による破断の場合)

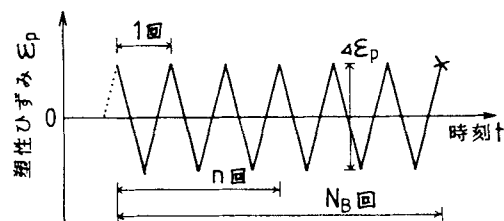


Fig. 13 時刻 t と繰り返し塑性変形 $\Delta \epsilon_p$ の関係

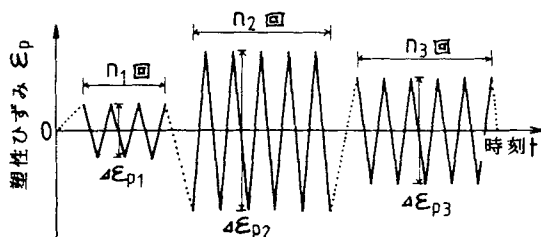
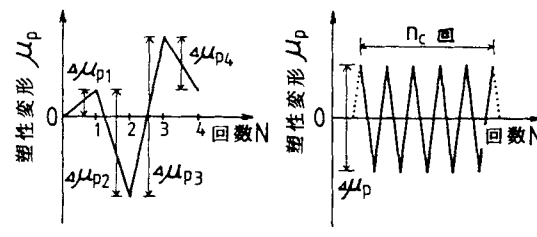


Fig. 14 時刻 t と振幅の変化する塑性ひずみ $\Delta\epsilon_p$ の関係



(a) 時刻歴応答解析の場合 (b) 有限共振応答解析の場合
(Fig. 5(a) と対応) (Fig. 5(b) と対応)

Fig. 15 系の応答状態 (塑性変形 μ_p とその発生回数 N)

は異なり、それぞれ $\frac{1}{2}$ 組の塑性変形であるので、損傷率 D_e は、

$$D_e = \frac{1}{2} \left(\frac{\Delta\mu_{p1}}{\mu_f} \right)^2 + \frac{1}{2} \left(\frac{\Delta\mu_{p2}}{\mu_f} \right)^2 + \dots + \frac{1}{2} \left(\frac{\Delta\mu_{pN}}{\mu_f} \right)^2 \\ = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^N \left(\frac{\Delta\mu_{pi}}{\mu_f} \right)^2 \quad (18)$$

となり、 $D_e \geq 1$ のとき系は崩壊すると仮定できる。また、有限共振応答解析 (Fig. 5(b)) の場合は、Fig. 15(b) のように、 N

と μ_p の関係で示され、1 サイクルの損傷率 ΔD_{rr} は、

$$\Delta D_{rr} = \left(\frac{\Delta\mu_p}{\mu_f} \right)^2 \quad (19)$$

となる。また、繰り返し回数 n_c が決定されれば、損傷率 D_{rr} は、

$$D_{rr} = n_c \left(\frac{\Delta\mu_p}{\mu_f} \right)^2 \quad (31)$$

となり、 $D_{rr} \geq 1$ のとき系は崩壊すると仮定できる。

SYNOPSIS

UDC : 624.042.7 : 620.1

AN EVALUATION METHOD OF DAMAGE DURATION AND CUMULATIVE DAMAGE BY FINITE RESONANCE RESPONSE ANALYSIS

—Single degree of freedom system with elasto-plastic restoring force characteristics—

by Dr. MINORU YAMADA, Dr. HIROSHI KAWAMURA,
AKINORI TANI, and HIDEO FUJITANI, Members of
A. I. J.

The authors have presented Ultimate Response Analysis by which one can evaluate earthquake responses of structures according to the principle of the ultimate energy equilibrium. In this analysis, response behaviours of structures are classified into the following two extreme typical cases, i. e., monotonic and cyclic responses. The former is calculated by Pulse Response Analysis (P. R. A.) and the latter by Finite Resonance Response Analysis (F. R. R. A.).

In this report, an evaluation method of cumulative damages of hysteretic structures by the F. R. R. A. is proposed from the comparison of the results of the F. R. R. A. with those of usual time history dynamic earthquake response analysis (E. R. A.). The followings are concluded :

- (1) The time derivative of cumulative damages of the F. R. R. A. (d_{rr}) is nearly equal or larger than that of the E. R. A. (d_e). This fact means that the evaluation of cumulative damages by the F. R. R. A. is safe side evaluation.
- (2) The damage duration for F. R. R. A. (t_{rr}^p) is given by Eq. (29) as product of duration ratio (t^p) and duration of strong motion (t_{0sg}). And the number of cyclic response times by F. R. R. A. (n_c) is given by Eq. (30) as division of damage duration (t_{rr}^p) by the time ($T_{eq} - T_e$).
- (3) The damage factor by F. R. R. A. (D_{rr}) is given by Eq. (31) as product of number of cyclic response times (n_c) and damage factor by one cycle (ΔD_{rr}).

In this research, the authors have presented a method of the quantitative evaluation of cumulative damages by F. R. R. A..

第 4 章

パルス応答解析と有限共振応答解析による損傷評価に関する研究 —完全弾塑性型復元力特性をもつ 1 質点系について—

1. 序

近年、構造物の地震時の応答における崩壊過程や崩壊条件を明らかにすることを目的として、エネルギー応答や損傷率等、さまざまな見地から多くの研究が行われている^{1)~10)}。また、その応答解析法は、数値積分による時刻歴応答解析、あるいはランダム振動論に基づくもので、精密な解析が行われている。

一方、筆者らの研究室では、震源機構および地盤震動、構造物の応答、そして構造物の崩壊性状をも一貫した極限耐震性評価を試みる^{11)~13)}中で、極限応答解析^{14)~18)}を指示してきた。この極限応答解析は、選択極大応答原理、すなわち、構造物は、自己に最大の変形または変位振幅を生じさせるような入力波を、ランダムな入力波の中から選択して応答するという仮定に基づいて応答解析を行う方法である。具体的には、構造物の応答を、Monotonic (一方向) と Cyclic (交番繰り返す) の両極端のケースに分け、Monotonic な応答にはパルス応答解析を、Cyclic な応答には有限共振応答解析を適用する。本解析法では、入力地動入力スペクトル特性と継続時間で与えられ^{12), 13)}、構造物の応答状態を仮定したスペクトルを地動入力スペクトルと同じ座標上に描くことで、両者の相互関係から応答量を計算することができる^{15)~18)}。また、文献 17) では、最大応答変位を評価することを目的として、有限共振応答解析の結果から初速度を与えてパルス応答解析を行う解析法を提示している。

したがって、現在のところ、極限応答解析による応答解析方法としては、次の 3 種類がある。つまり、Monotonic と Cyclic の両極端に理想化された応答状態について、初速度を考慮しないパルス応答解析 (Monotonic)¹⁹⁾ と有限共振応答解析 (Cyclic)¹⁵⁾、および、より現実的と考えられる応答状態において最大応答

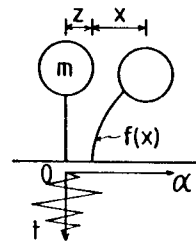


Fig. 1 1 質点系

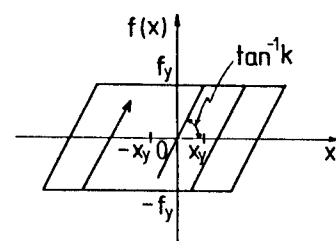


Fig. 2 完全弾塑性型復元力特性

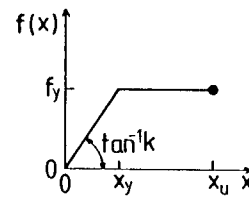


Fig. 3 パルス応答解析による極限応答と極限応答変位 x_u

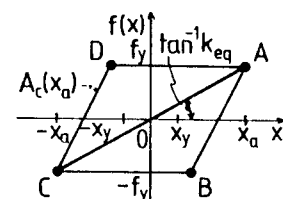


Fig. 4 有限共振応答解析による等価線形応答と変位振幅 x_a

Figs. 1~4 において、以下のとおり定数および変数を定義する。また、それらの関係式を式 (1)~(6) に示す。

z : 地動変位	x : 基礎からの変位
a : 地動加速度	m : 質量
t : 時刻	$f(x)$: 復元力
x_v : 降伏変位	f_y : 降伏耐力
k : 弾性剛性	ω : 固有円振動数
x_u : 極限応答変位	x_a : 変位振幅
k_{eq} : 等価線形剛性	$A_c(x_a)$: 履歴面積
T_e : 弾性固有周期	K_v : 降伏層せん断力係数
T_{eq} : 等価線形固有周期	ω_{eq} : 等価線形固有円振動数

$$f_y = K_v m g \quad (g: \text{重力の加速度}) \quad (1)$$

$$x_v = \frac{T_e^2 K_v g}{4\pi^2} \quad (2)$$

$$k = \frac{f_y}{x_v} \quad (3)$$

$$T_e = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = \frac{2\pi}{\omega} \quad (4)$$

$$k_{eq} = \frac{f_y}{x_a} \quad (5)$$

$$T_{eq} = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k_{eq}}} = \frac{2\pi}{\omega_{eq}} \quad (6)$$

変位を評価する、初速度を考慮したパルス応答解析¹⁷⁾である。

次に、極限応答解析により損傷評価を行うことができるのか否か、あるいは、どの程度の精度で可能になるのかということが課題となる。まず、その損傷評価を行うときに、初通過破壊と累積疲労の2通りの崩壊機構を仮定する。また、それらの崩壊機構と、先に述べた極限応答解析の3種類の応答解析方法との関係は、次のように考えられる。第一に、初通過破壊だけで、その損傷が評価できる場合は、初速度を考慮しないパルス応答解析¹⁸⁾が適用できる。第二に、原点对称のCyclicな定常応答状態における累積疲労損傷に対しては、有限共振応答解析¹⁹⁾が適用できる。その場合の妥当性の考察は、文献19)で行っている。第三に、初通過破壊的な損傷と累積疲労損傷を合わせて評価する必要がある場合には、初速度を考慮したパルス応答解析¹⁷⁾と有限共振応答解析¹⁹⁾を合わせて適用することが考えられる。

以上の3種類の損傷の評価が、どのような構造と入力との組み合わせの場合に適切かという領域分けは今後の課題として、本報では、第三の損傷(初通過破壊と累積疲労)を仮定し、初速度を考慮したパルス応答解析(Monotonic)¹⁷⁾と有限共振応答解析(Cyclic)¹⁹⁾を合わせて、構造物の損傷を評価することを試みる。ただし、完全弾塑性型復元力特性をもつ1質点系(Figs. 1, 2)を考察の対象とする。

2. 目的

本報では、文献17)で提示した初速度を考慮したパルス応答解析と有限共振応答解析¹⁹⁾を用いて、MonotonicとCyclicの両面から、地震時の構造物の損傷を評価することを試みる。完全弾塑性型(Fig. 2)の弾塑性応答を、極限応答解析で解析するとき、パルス応答解析では、Fig. 3に示すようなMonotonicな応答として、また、有限共振応答解析では、Fig. 4に示すような原点对称の等価線形応答として解析する。

そこで、本報の第一の目的は、極限応答解析によって評価された損傷率と、時刻歴応答解析によって評価された損傷率を比較することにより、極限応答解析による損

傷評価が定量的に妥当なものかどうかを検討することである。このことについては、4章に述べる。

次に、上述の検討の結果、もし、極限応答解析による損傷評価が妥当なものであれば、第二の目的として、地動加速度データが与えられた時に、極限応答解析によって損傷率を求める手順を提示することである。このことについては、5章に述べる。

本報では、構造物の損傷は、初通過破壊につながるような最大応答変位による損傷と、低サイクル疲労ともいえる繰返し塑性変形による損傷の両方から評価されるものと考え、損傷評価方法は、その組み合わせ方の異なる3種の評価方法を設定する。

また、完全弾塑性型の1質点系(Figs. 1, 2)は、弾性固有周期 $T_n(s)$ と降伏層せん断力係数 K_v を変化させて決定されるものとする。

応答解析の入力地震動は、El Centro, Taft, Hachinoheの3種を用いる。

本報では、塑性変形による損傷を評価することを目的としているので、履歴減衰に比べて影響の小さい粘性減衰は、考慮しない。また、log はすべて常用対数とする。

3. 応答解析と損傷評価

3-1. 損傷評価方法

本報では、構造物の塑性変形のみによって損傷が生じするという考え方で、損傷評価方法を設定する。また、その損傷は、最大応答変位による損傷と繰返し塑性変形による損傷の2種が考えられる。そこで、この2種の損傷を組み合わせる方法で、かつ、その組み合わせ

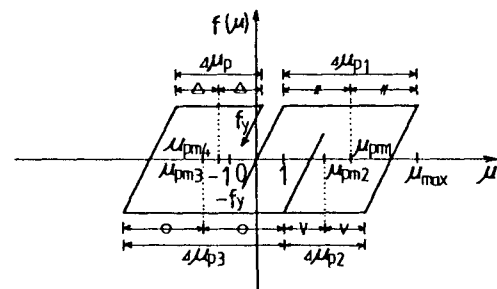


Fig. 5 時刻歴応答解析による履歴応答状態

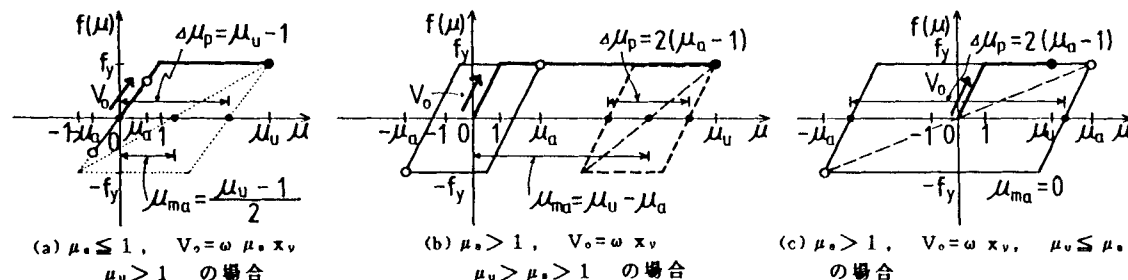


Fig. 6 極限応答解析による応答状態 (cf. 文献17) の Fig. 17). 有限共振応答解析による変位振幅 $\mu_a (=x_a/x_y)$, パルス応答解析の初速度 V_0 , パルス応答解析による極限応答変位 $\mu_u (=x_u/x_y)$

せ方の異なる3種の評価方法を設定する。その工学的意味については、Appendixで考察する。

その評価方法は、次の(1)～(3)であるが、時刻歴応答解析による損傷評価を例にとりて、式(7)～(9)で記述した。式(7)～(9)では、変位 x を、降伏変位 x_y で除して、塑性率 μ で示した。Fig.5に、時刻歴応答解析による時刻歴応答状態を示す。横軸は塑性率 μ を示し、縦軸は復元力 $f(\mu)$ を示す。 $\Delta\mu_{pi}$ は塑性変形、 μ_{pmi} は $\Delta\mu_{pi}$ の生じた平均の位置(平均変位)で、 μ_{max} は最大応答変位 x_{max} を x_y で除した値である。また、式(7)～(9)で、 D_e は、地震動の全継続時間終了時までの N 回の塑性変形によって生じた損傷率で、 $D_e \geq 1$ のとき、構造物は崩壊すると仮定する。また、 D_e^* は、最大応答変位 μ_{max} による損傷率で、 D_e^* は、繰返し塑性変形 $\Delta\mu_{pi}$ による損傷率である。ただし、基準変形量 μ_F (1方向破壊塑性率に相当する)は、2,4,8の3とおりを仮定する。

(1) 評価方法Ⅰ

$$D_e = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^N \left(\frac{\Delta\mu_{pi}}{\mu_F} \right)^2 / \left(1 - \frac{|\mu_{pmi}|_{max}}{\mu_F} \right)^2 \dots\dots\dots (7)$$

これは、菊川・城野ら²⁰⁾による金属材料の低サイクル疲労損傷評価式を基にしたものである。基本的には、Manson-Coffin型の疲労崩壊条件によるもので、平均変位を考慮するために、平均変位 μ_{pmi} の最大値 $|\mu_{pmi}|_{max}$ を、あらかじめ基準変形量 μ_F から差し引いて誘導されたものである。

(2) 評価方法Ⅱ

$$D_e = D_e^* + D_e^* \\ = \frac{\mu_{max}-1}{\mu_F} + \frac{1}{2} \sum_{i=1}^N \left(\frac{\Delta\mu_{pi}}{\mu_F} \right)^2 \left(1 - \frac{\Delta\mu_{pi}}{2\mu_F} \right) \dots\dots\dots (8)$$

これは、菊川・大路ら²¹⁾による金属材料の低サイクル疲労損傷評価式を基にしたものである。最大応答変位による損傷率 D_e^* と、Manson-Coffin型の疲労崩壊条件による損傷率 D_e^* の和の形である。両者の単純和では過大評価となるので、第2項の D_e^* は、 $\Delta\mu_{pi}$ に応じて減じられている。文献5)で提示されている評価方法も、同様の形式である。

(3) 評価方法Ⅲ

$$D_e = D_e^* + D_e^* \\ = \frac{\mu_{max}-1}{\mu_F} + 0.25 \sum_{i=1}^N \left(\frac{\Delta\mu_{pi}}{\mu_F} \right) \dots\dots\dots (9)$$

これは、Pank・Angら⁶⁾によるR.C.柱の損傷評価式を基にしたもので、最大応答変位による損傷率 D_e^* と、累積塑性変形による損傷率 D_e^* の和の形である。両者の単純和では過大評価となるので、第2項の D_e^* は、係数0.25(文献6)7)の β)を掛けて、減じて評価している。

3-2. 極限応答解析による損傷率

極限応答解析においては、初速度を考慮したパルス応

答解析¹⁹⁾と有限共振応答解析¹⁹⁾を用いて応答評価を行う解析法によって損傷評価を行う。初速度を考慮したパルス応答解析ではまず、有限共振応答解析を行い、その変形振幅 $\mu_a (=x_a/x_y)$ に応じて初速度 V_0 を与えてパルス応答解析を行い、その結果を極限応答変位 $\mu_u (=x_u/x_y)$ とする(文献17)のFig.17を参照)。Fig.6に、考えられる3とおりの塑性応答状態を示した。Fig.6(a)は、有限共振応答解析の結果、 $\mu_a \leq 1$ の弾性応答で、初速度 $V_0 = \omega \mu_a x_y$ を与えてパルス応答解析を行うと、 $\mu_u > 1$ の塑性応答になった場合である。このとき、評価方法Ⅰでは、 $\frac{1}{2}$ サイクルの繰返し応答(式(10))と考え、評価方法Ⅱ、Ⅲでは、1方向のみの応答(式(13)、(16))と考える。Fig.6(b)は、有限共振応答解析の結果、 $\mu_a > 1$ の塑性応答で、初速度 $V_0 = \omega x_y$ を与えてパルス応答解析を行うと、 $\mu_u > \mu_a > 1$ の塑性応答になった場合である。この時は、繰返し塑性変形 $\Delta\mu_p$ が、原点からの平均変位 μ_{ma} の位置で発生していると考えられる。これらの仮定は、MonotonicとCyclicの両極端から巨視的かつ近似的に応答を解析する極限応答解析において、その両者の組み合わせを基にして損傷を評価しようとするもので、現実の応答状態とは異なるものである。また、生じうる最大の平均変位を採用しているという点で、最も安全側の仮定であり、その過大評価の程度については、4章の数値計算結果によって考察を加える。Fig.6(c)は有限共振応答解析の結果、 $\mu_a > 1$ の塑性応答で、初速度 $V_0 = \omega x_y$ を与えてパルス応答解析を行うと、 $\mu_u \leq \mu_a$ の塑性応答になった場合である。この時は、平均変位 $\mu_{ma} = 0$ の繰返し応答と考える。

次の式(10)～(18)は、Fig.6の各応答状態に対応して、評価方法Ⅰ～Ⅲを用いて、極限応答解析による損傷率 D_u を求める式である。 $D_u \geq 1$ のとき、構造物は崩壊すると仮定する。 D_u^* は、極限応答変位 μ_u による1方向の損傷率で、 D_u^* は、繰返し塑性変形 $\Delta\mu_p$ による損傷率である。 μ_a 、 μ_u 、 $\Delta\mu_p$ 、 μ_{ma} は、Fig.6に示した量であり、基準変形量 μ_F は、時刻歴応答解析による場合と同一である。また、塑性変形 $\Delta\mu_p$ の繰返し回数を n_c とした。

評価方法Ⅰ

$$\text{(Fig.6(a)), } D_u = \frac{1}{2} \left(\frac{\Delta\mu_p}{\mu_F} \right)^2 / \left(1 - \frac{\mu_{ma}}{\mu_F} \right)^2 \dots\dots\dots (10)$$

$$\text{(Fig.6(b)), } D_u = n_c \left(\frac{\Delta\mu_p}{\mu_F} \right)^2 / \left(1 - \frac{\mu_{ma}}{\mu_F} \right)^2 \dots\dots\dots (11)$$

$$\text{(Fig.6(c)), } D_u = n_c \left(\frac{\Delta\mu_p}{\mu_F} \right)^2 \dots\dots\dots (12)$$

評価方法Ⅱ

$$\text{(Fig.6(a)), } D_u = D_u^* = \frac{\mu_u - 1}{\mu_F} \dots\dots\dots (13)$$

(Fig. 6(b)), $D_u = D_u^m + D_u^c$

$$= \frac{\mu_u - 1}{\mu_f} + n_c \left(\frac{\Delta \mu_p}{\mu_f} \right)^2 \left(1 - \frac{\Delta \mu_p}{2\mu_f} \right) \quad \dots\dots\dots(14)$$

(Fig. 6(c)), $D_u = D_u^c = n_c \left(\frac{\Delta \mu_p}{\mu_f} \right)^2 \dots\dots\dots(15)$

評価方法Ⅲ

(Fig. 6(a)), $D_u = D_u^m + D_u^c$

$$= \frac{\mu_u - 1}{\mu_f} + 0.25 \cdot \frac{\Delta \mu_p}{\mu_f} \dots\dots\dots(16)$$

(Fig. 6(b)), $D_u = D_u^m + D_u^c$

$$= \frac{\mu_u - 1}{\mu_f} + 0.25 \cdot n_c \frac{(2 \cdot \Delta \mu_p)}{\mu_f} \dots\dots\dots(17)$$

(Fig. 6(c)), $D_u = D_u^m + D_u^c$

$$= \frac{\mu_u - 1}{\mu_f} + 0.25 \cdot n_c \frac{(2 \cdot \Delta \mu_p)}{\mu_f} \dots\dots\dots(18)$$

4. 損傷率の計算とその考察

4-1. 解析に用いる入力地震動

解析に用いる入力地震動は、次の3種である。

- (1) El Centro 1940 NS,
 $\alpha_{\max} = 342 \text{ (cm/s}^2\text{)}, l_{\text{end}} = 15.00 \text{ (s)}^{20)}$
- (2) Taft 1952 NS,
 $\alpha_{\max} = 153 \text{ (cm/s}^2\text{)}, l_{\text{end}} = 15.00 \text{ (s)}^{20)}$
- (3) Hachinohe 1968 NS,
 $\alpha_{\max} = 248 \text{ (cm/s}^2\text{)}, l_{\text{end}} = 40.00 \text{ (s)}^{21)}$

ここで、 $\alpha_{\max}$ は地動の最大加速度、 l_{end} は全継続時間である。また、これらの地震動は、応答解析には比較的良好に用いられ、かつ、 $\alpha_{\max}$ 、 l_{end} とともに2倍以上の差のあるものである。

一方、極限応答解析に用いる地震入力スペクトルをFig. 7に示す。パルス応答解析には、減衰定数 $h=0.2^{22)}$ 、有限共振応答解析には、 $h=0.473^{23)}$ の変位応答スペクトルから変換した擬似速度応答スペクトルを台形化²²⁾したものをを用いる。スペクトルの台形化は、次のように行った。まず、 $h=0.2$ の応答スペクトルの各点の速度値を v_m とし、 $h=0.473$ の応答スペクトルの各点の速度値を v_a とする。次に、折点周期 T_G 、 T_C を仮定したとき、

周期 T の $T_G \leq T \leq T_C$ の範囲において、 v_m の平均値を v_m 、 v_a の平均値を v_a とする。 $h=0.2$ と $h=0.473$ の場合で、 T_G 、 T_C は共通であり、この (T_G, T_C, v_m) および (T_G, T_C, v_a) で、1組の台形化スペクトルが決定できる。そこで、 T_G 、 T_C をいくとおりかに変化させて、 $0.1 \leq T \leq 10 \text{ (s)}$ の範囲で、式 (19) で示される分散 σ^2 が最小となる T_G 、 T_C の組み合わせを選び、その時の台形化スペクトルを、その地震動の地動入力スペクトルとする。同時に、その時の v_m 、 v_a の値を、それぞれ速度一定値 $V_{\max}$ 、 V_{ave} とした。

$$\sigma^2 = \frac{1}{21-3} \sum_{i=1}^{21} \{ (\log v_{m_i} - \log v_{m_i}^*)^2 + (\log v_{a_i} - \log v_{a_i}^*)^2 \} \dots\dots\dots(19)$$

式 (19) で、 v_{m_i} 、 v_{a_i} は、もとの応答スペクトルの各周期の速度値、 $v_{m_i}^*$ 、 $v_{a_i}^*$ は台形化スペクトルの各周期の速度値である。決定に用いた周期 T の点数は21点であるが、51点、101点で決定した場合も、 (T_G, T_C) の組み合わせは、同じ結果になった。

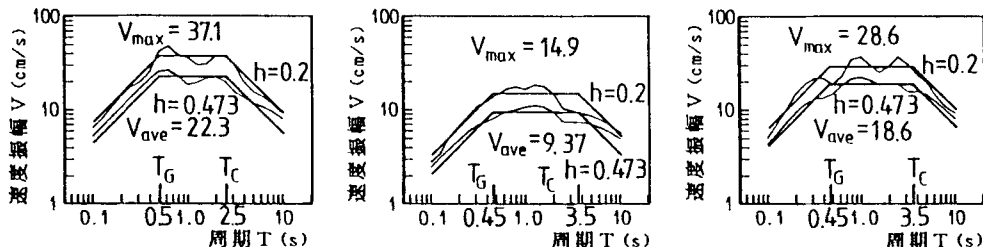
4-2. 解析に用いる1質点系

解析に用いる1質点系 (Figs. 1, 2) は弾性固有周期 T_e と降伏層せん断力係数 K_v で、その特性が決定される。 T_e は0.1, 0.2, 0.5, 1.0, 2.0, 5.0, 10.0 (s) と7とおりに設定し、それぞれについて、 K_v は、対数軸上で、0.1~1.0の間を40等分して、41とおりに設定した。 K_v のわずかな変化で、極限応答解析による応答状態 (Fig. 6(a)~(c)) が移り変わったり、損傷率 D_e 、 D_u の値が大きく変化する場合も予想されたので、 K_v は細かい間隔で設定した。また、時刻歴応答解析を行った結果、 $T_e=5.0, 10.0 \text{ (s)}$ の場合は、 $K_v=0.1$ でも応答が弾性域にとどまり、損傷が生じないので、これらの場合は、今後、検討に加えない。

4-3. 損傷率 D_e 、 D_u の計算

時刻歴応答解析による損傷率 D_e は、全継続時間終了時まで計算して、式 (7)~(9) で求められる。

一方、極限応答解析による損傷率 D_u は、Fig. 6(a) に示す応答状態では、式 (10) (13) (16) で求められる。また、Fig. 6(b) (c) に示す応答状態では、塑性変形



(a) El Centro, $\sigma^2=0.0108$ (b) Taft, $\sigma^2=0.0152$ (c) Hachinohe, $\sigma^2=0.0111$

Fig. 7 極限応答解析に用いる地動入力スペクトル

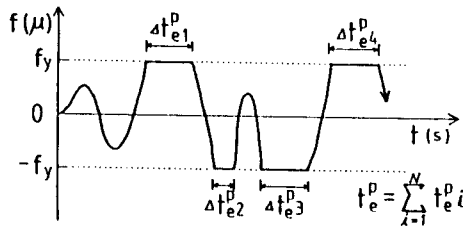


Fig. 8 時刻歴応答解析による時刻 t (s) と復元力 $f(\mu)$

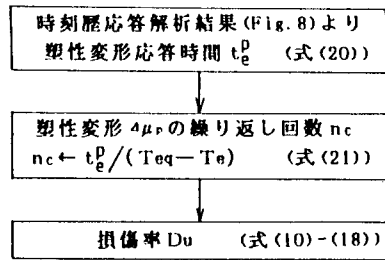


Fig. 9 塑性変形応答時間 t_e^p から極限応答解析によって損傷率 D_u を求めるフローチャート(4-3節)

$\Delta\mu_p$ の繰り返し回数 n_c を決定すれば、式(11)(12)(14)(15)(17)(18)で、 D_u は求められる。この n_c は、有限共振応答解析の損傷が継続する時間より求めるべきであるが、現段階では、それが、まだ与えられていないので、次の手順で n_c を仮定し、損傷率 D_u を計算する。

まず、時刻歴応答解析を行い、その応答結果を Fig. 8 に示す。横軸は時刻 t 、縦軸は復元力 $f(\mu)$ である。Fig. 8 の Δt_{ei}^p は塑性変形応答時に経過した時間で、これらは、Fig. 5 の $\Delta\mu_{pi}$ に対応し、この間に損傷が生じる。そこで、 Δt_{ei}^p の総和を塑性変形応答時間 t_e^p と仮定し、式(20)で表す。

$$t_e^p = \sum_{i=1}^N \Delta t_{ei}^p \quad (20)$$

この塑性変形応答時間 t_e^p と同じ時間だけ、極限応答解析においても、系は塑性応答をし、損傷が生じると仮定する。極限応答解析では、パルス応答解析と有限共振応答解析の両方で塑性変形が生じるが、パルス応答解析による塑性変形は1回限りであり、その間に経過する時間は t_e^p に比べて小さい場合が多いと考えられる。そこで、パルス応答解析による塑性変形で経過する時間を無視し、塑性変形応答時間 t_e^p は、すべて有限共振応答解析による繰り返し塑性変形で消費されると仮定する。これは、安全側の損傷率を得る仮定である。

ところで、有限共振応答解析では、Fig. 4 の $A \rightarrow B \rightarrow C \rightarrow D \rightarrow A$ の弾塑性履歴ループを $A \rightarrow C \rightarrow A$ の等価線形応答として解析している。その1サイクルの応答で経過する時間は、等価線形固有周期 T_{eq} に等しい。その内、弾性変形時 ($A \rightarrow B$, $C \rightarrow D$) で経過する時間と、塑性変形時 ($B \rightarrow C$, $D \rightarrow A$) で経過する時間を区分するこ

とが必要であるが、それは困難である。したがって、有限共振応答解析において、1サイクルの塑性変形で経過する時間を、等価線形固有周期 T_{eq} から弾性固有周期 T_e を減じた時間 $T_{eq} - T_e$ と考え、塑性変形 $\Delta\mu_p$ の繰り返し回数 n_c を式(21)で表す。

$$n_c = t_e^p / (T_{eq} - T_e) \quad (21)$$

以上の仮定に基づいて、極限応答解析によって、式(10)~(18)で、損傷率 D_u を計算する。また、以上の経過をまとめたフローチャートを Fig. 9 に示す。

4-4. 計算結果

基準変形量 μ_F が4のときの損傷率の値を Figs. 10~12 に示す。Fig. 10 は評価方法Ⅰ、Fig. 11 は評価方法Ⅱ、Fig. 12 は評価方法Ⅲの場合である。いずれも、1-(a)~(e) は El Centro、2-(a)~(e) は Taft、3-(a)~(e) は Hachinohe の場合で、(a)~(e) で弾性固有周期 T_e を固定し、横軸に降伏層せん断力係数 K_v を対数で示した。縦軸は損傷率で、時刻歴応答解析による損傷率 D_e を○印で、極限応答解析による損傷率 D_u を×印で示した。ただし、両者とも、1.0 を越えた場合は、各図の上縁にプロットし、0 の場合は、プロットしなかった。また、式(7)で $|\mu_{pm}|_{\max} > \mu_F$ 、式(8)で、 $\Delta\mu_{pi} > 2\mu_F$ 、式(10)(11)で、 $\mu_{ma} > \mu_F$ 、式(14)で $\Delta\mu_p > 2\mu_F$ となった場合は、繰り返し塑性変形による損傷率 D_e^* 、 D_u^* の値が負になるので、それらの場合はプロットしなかった。また、Figs. 11, 12 では時刻歴応答解析の最大応答変位 $\mu_{\max}$ による損傷率 D_e^* と D_e の比 D_e^*/D_e を実線で、極限応答解析の極限応答変位 μ_u による損傷率 D_u^* と D_u の比 D_u^*/D_u を破線で示した。ただし、 D_e 、 D_u が、0 より大で1以下のときのみ示した。この D_e^* と D_u^* は、厳密には、物理的意味は異なるが、ともに Monotonic (一方向的) な応答によって生じる損傷であると考えられるので、参考のために比較した。

さらに、Fig. 13 には、El Centro の場合について、極限応答解析による損傷率 D_u と時刻歴応答解析による損傷率 D_e の比 $\nu (= D_u/D_e)$ を示した。基準変形量 $\mu_F = 2$ の場合を点線で、 $\mu_F = 4$ の場合を破線で、 $\mu_F = 8$ の場合を実線で示した。ただし、 D_e 、 D_u ともに、0.01 以上、2.0 以下の場合に限った。

4-5. 計算結果の考察

Fig. 10 の評価方法Ⅰの場合、極限応答解析による損傷率 D_u (×印) は、時刻歴応答解析による損傷率 D_e (○印) に対して、ほぼ等しいか、やや大な値となっている。

Fig. 11 の評価方法Ⅱの場合も、 D_u は D_e に対して、ほぼ等しいか、やや大な値となっている。

Fig. 12 の評価方法Ⅲの場合、 D_u は D_e に対して、若干、過大評価になっている場合も多い。また、2-(b)(c)等では、 D_u の値(×印)が、急に变化する。これは、極限応答解析による場合に、Fig. 6 の(a)の応答状態

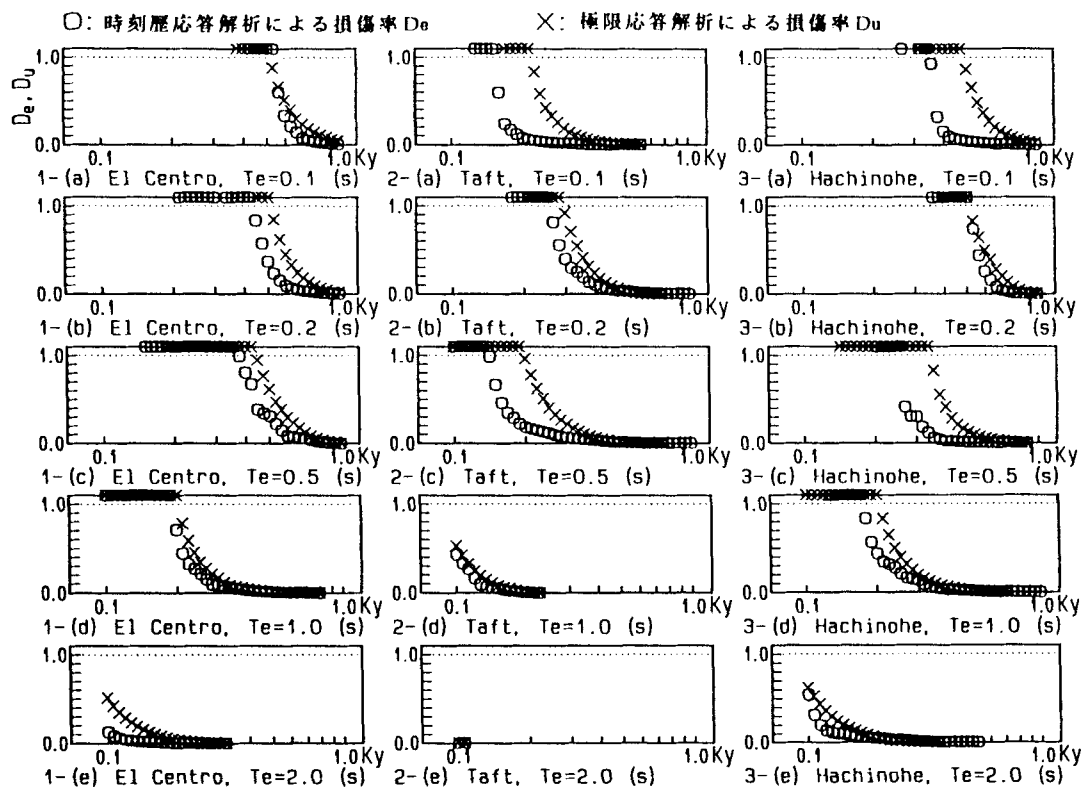


Fig. 10 評価方法Ⅰによる損傷率, (基準変形量 $\mu_r=4$ の場合)

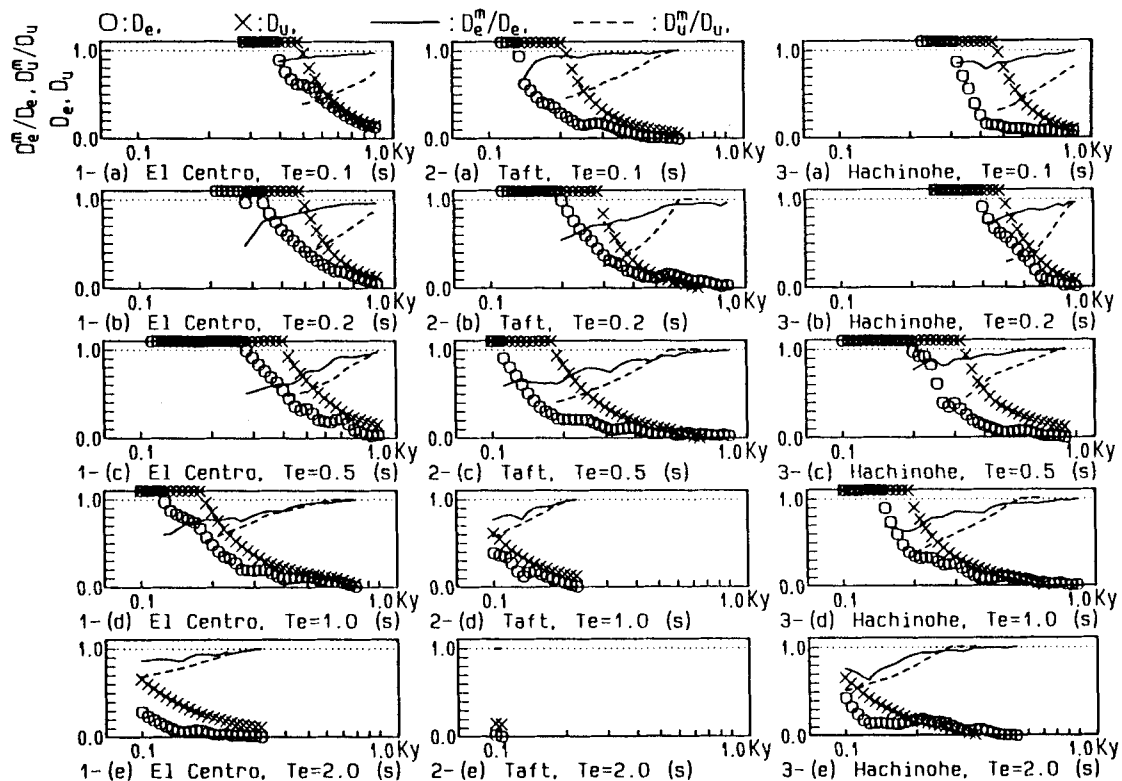


Fig. 11 評価方法Ⅱによる損傷率, (基準変形量 $\mu_r=4$ の場合)

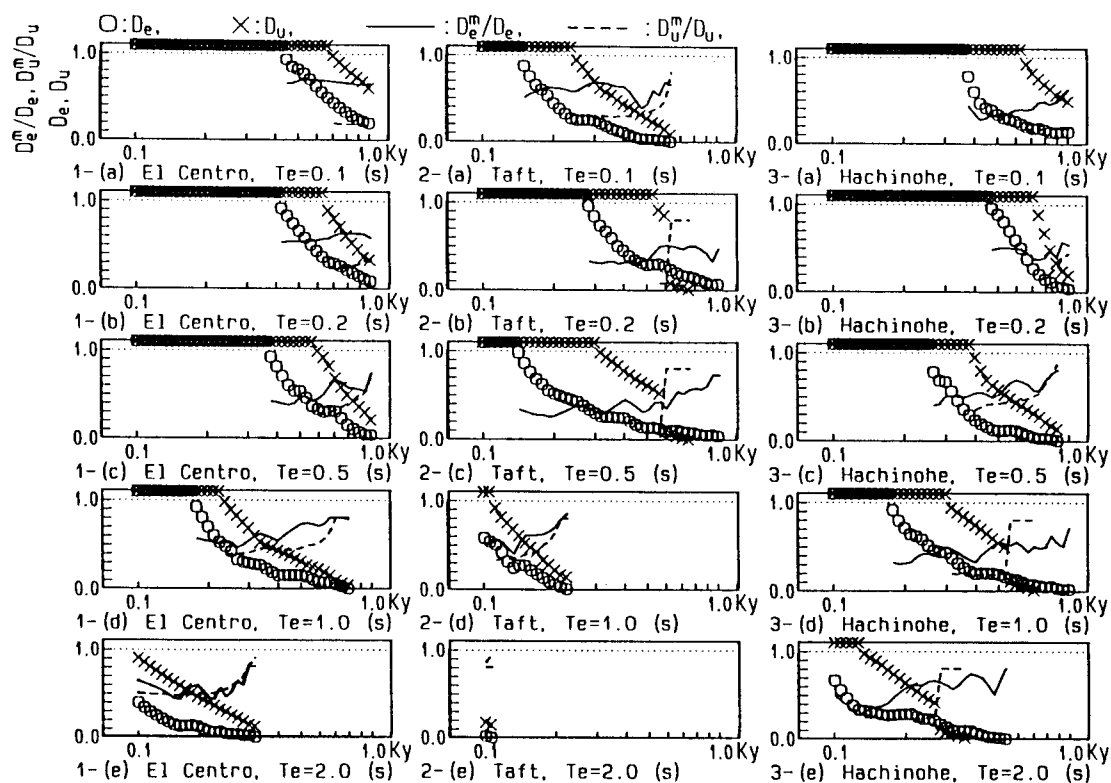


Fig. 12 評価方法Ⅲによる損傷率, (基準変形量 $\mu_F=4$ の場合)

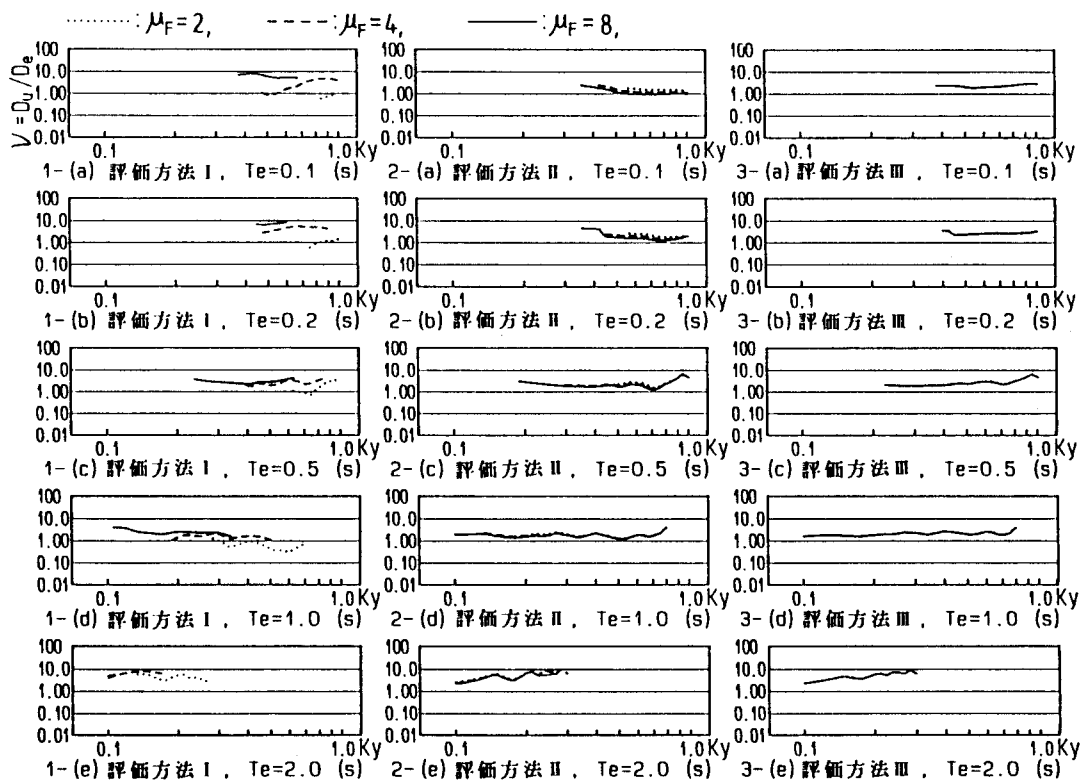


Fig. 13 極限応答解析と時刻歴応答解析の損傷率の比 $\nu = D_u/D_e$ (EL Centro の場合)

から (b) の応答状態へ移行することと対応している。

評価方法Ⅱ (Fig. 11) と評価方法Ⅲ (Fig. 12) では、降伏層せん断力係数 K_v (横軸) が小さくなると、時刻歴応答解析の最大応答変位による損傷率 D_e^* と D_e の比 D_e^*/D_e (実線) と、極限応答解析の極限応答変位による損傷率 D_u^* と D_u の比 D_u^*/D_u (破線) は、ともに小さくなる。これは、繰り返し塑性変形による損傷率 D_e^* , D_u^* の割合が大きくなることを示す。また、極限応答解析による場合 (破線) に、 D_e^* の割合が大きくなると、極限応答解析による損傷率 D_u (×印) は、時刻歴応答解析による損傷率 D_e (○印) に対して、やや大な値になっている。

Fig. 13 に、極限応答解析と時刻歴応答解析の損傷率の比 $\nu (=D_u/D_e)$ を示したが、全体として、 ν の値は、おおむね 1 前後から 10 までの範囲に存在する。また、評価方法Ⅱ, Ⅲの場合、基準変形量 μ_r の影響は少ない。Fig. 13 は、El Centro の場合だけであるが、Taft, Hachinohe の場合も含めて、 ν が正規分布していると仮定して、その平均値 $\bar{\nu}$ と標準偏差の σ を求めると、次のようになる。ただし、 N_d は平均に用いたデータ数であり、 D_e , D_u とともに、0.01 以上、2.0 以下の場合である。

(1) 評価方法Ⅰ,

$$\bar{\nu}=4.30, \sigma=5.94, N_d=480 \cdots \cdots (22)$$

(2) 評価方法Ⅱ,

$$\bar{\nu}=2.58, \sigma=1.70, N_d=859 \cdots \cdots (23)$$

(3) 評価方法Ⅲ,

$$\bar{\nu}=3.26, \sigma=1.75, N_d=766 \cdots \cdots (24)$$

このことから、 ν の平均値は 3~4 前後で、平均値と標準偏差の和 ($\bar{\nu}+\sigma$) は、評価方法Ⅰでは 10 程度、評価方法Ⅱ, Ⅲでは 5 程度になり、全般に、極限応答解析による損傷率は過大であるといえる。これは、極限応答解析では選択極大応答原理を仮定しているためである。つまり、初速度を考慮したパルス応答解析では、Monotonic の最大応答変位を求め (文献 17) の Figs. 21, 22 で検証)、有限共振応答解析では、Cyclic の最大の応答変位振幅を求める (文献 25) の Figs. 13~18 で検証) ことを目的としているためである。その結果、その両者を組み合わせた損傷評価は過大となっている。また、極限応答解析では、震源機構から構造崩壊まで一貫して、基本的な特性を重視し、かつ、同程度の精度で議論を進めることを意図している。したがって、震源機構のマグニチュード等が対数的なスケールで評価されるものであるなら、構造物の応答量や、崩壊変形量、崩壊サイクル数、損傷率も、対数的なスケールで評価してもよいのではないかと考えている^{11)~13)}。

一方、Figs. 10~13 について見られた傾向に、多少の凹凸があるが、それは、極限応答解析の地動入力スペクトル (Fig. 7) を決定するときに、凹凸のある応答スベ

クトルを台形に近似している²⁴⁾ ことによると考えられる。

まとめると、極限応答解析による損傷率 D_u は、常に安全側の評価となるような仮定 (3-2 節, 4-3 節) に基づいて計算した結果、時刻歴応答解析による損傷率 D_e に比べて、ほぼ妥当か、あるいは工学的に安全側の評価となることがわかった。

5. 極限応答解析における損傷継続時間とその考察

4-4, 5 節で、時刻歴応答解析による損傷率 D_e と極限応答解析による損傷率 D_u を比較した (Figs. 10~13)。その結果、4-3 節で、塑性変形応答時間 t_p^* (式 (20)) から、有限共振応答解析の塑性変形 $\Delta\mu_p$ の繰り返し回数 n_c (式 (21)) を仮定した場合、極限応答解析は、時刻歴応答解析に対して、ほぼ妥当か、工学的に安全側の損傷評価をし得ることがわかった。そこで、塑性変形応答時間 t_p^* に相当する時間が、なんらかの方法で、近似的に与えられれば、 $\Delta\mu_p$ の繰り返し回数 n_c を求めることにより、極限応答解析で、ほぼ妥当か、工学的に安全側の損傷率 D_u が得られることになる。本報では、パルス応答解析による塑性変形の経過時間を無視しているので、 t_p^* に相当する時間を有限共振応答解析の損傷継続時間 t_r と仮定する。

そこで、本章では、有限共振応答解析の損傷継続時間 t_r を、地動加速度データそのものから得られる地震動に固有の継続時間を基にして、近似的に求める手順を示す。

5-1. 塑性変形応答時間 t_p^*

時刻歴応答解析の結果より得られる、塑性変形応答時間 t_p^* (式 (20), Fig. 8) の値の一部を Fig. 14 に示す。1-(a)~(c) は、弾性固有周期 T_e を固定し、横軸に降伏層せん断力係数 K_v 、縦軸に t_p^* をそれぞれ対数で示し、2-(a)~(c) は、 K_v を固定し、横軸に T_e 、縦軸に t_p^* をそれぞれ対数で示した。その結果、1-(a)~(c) を見ると、 $\log t_p^*$ は、 $\log K_v$ に関して、ほぼ一次関数的に変化し、2-(a)~(c) を見ると、 $\log t_p^*$ は、各図で平均的な量は存在するが、 $\log T_e$ との相関は少ない。

5-2. 塑性変形応答時間 t_p^* の一般化

塑性変形応答時間 t_p^* に相当する有限共振応答解析の損傷継続時間 t_r を近似するために、地動加速度データから得られる地震動に固有の継続時間が必要である。そこで、地動加速度の絶対値 $|a|$ が、一定加速度値 a_c 以上になる時間 t_{ac} (Fig. 15) を、その地震動に固有の継続時間²¹⁾ とする。また、塑性変形応答時間 t_p^* を t_{ac} で除して無次元化した値を継続時間比 $t^* (=t_p^*/t_{ac})$ とす

註 1) 地震動の継続時間を定式化しようとする研究が、いくつか行われているが、その中で、Bolt²⁶⁾ は、地動加速度の絶対値 $|a|$ が、一定加速度値以上になる時間 (Fig. 15) を自説の検証に用いている。

る。この l^p の対数をとって $\log l^p$ とする。 $\log l^p$ は、地震動ごとに規準化された量なので、3種の地震動について平均値を求めることができると考えられる。そこで、Fig. 14の結果を参考にして、 $\log l^p$ を $\log T_e$ 軸に平行な回帰平面式 ($\log K_y$ の一次関数) で表すことを試みる。このとき、その回帰平面の周りの $\log l^p$ の標準偏差 σ が最小となるように、 α_c の値を $0.01g$ から $0.10g$ ($g=980 \text{ (cm/s}^2\text{)})$ まで、 $0.01g$ きざみで変化させて、一種の最適化を行った結果、 $\alpha_c=0.06g$ の時、 σ が最小で、 $\sigma=0.307$ であった。

したがって、本報では、地動加速度の絶対値 $|a|$ が、 $\alpha_c=0.06g$ 以上になる時間を t_{oss} とし、その時の継続時間比 l^p を式 (25) で示す。

$$l^p = l_o^p / t_{oss} \quad (25)$$

この l^p の値の一部を Fig. 16 に示す。Fig. 16 は、弾性固有周期 T_e を固定し、横軸に降伏層せん断力係数 K_y 、縦軸に l^p をそれぞれ対数で示した。また、この $\log l^p$ の回帰平面式は、式 (26) で表される。

$$\log l^p = -1.55 \log K_y - 1.58 \quad (26)$$

このときの標準偏差 σ は 0.307 、相関係数 γ は -0.824 である。Fig. 16 に、式 (26) の回帰平面の断面を太い実線で、 $\pm\sigma$ の面の断面を破線で示した。

以上の過程で、式 (26) の誘導に用いた地震動は、3-1 節に示したように、最大加速度 a_{max} や、全継続時

間 t_{end} の差違が大きいものであること、および、 σ 、 γ の値から、判断して、式 (26) は、比較的よい近似を行っている。式 (26) は、工学的に応用性があると考えられる。また、 T_e 、 K_y の設定の仕方が変わったり、ほかの多くの地震動について同様の操作を行っても、式 (26) の係数や、 α_c 、 σ 、 γ の値は、大きく変わることはないであろう。

そこで、塑性変形応答時間 l_o^p は、慣性力の絶対値 $|m(\ddot{x}+a)|$ が、一定値降伏耐力 f_y に達している時間である。また、 t_{oss} は、地動加速度の絶対値 $|a|$ が、一定値 $0.06g$ 以上になっている時間である。この2点から考えて、式 (25) で、 l_o^p を t_{oss} で除して l^p としたことは、 l_o^p も t_{oss} も、ある加速度値を基準値として求めた継続時間であるという点で、物理的意味に整合性を損な

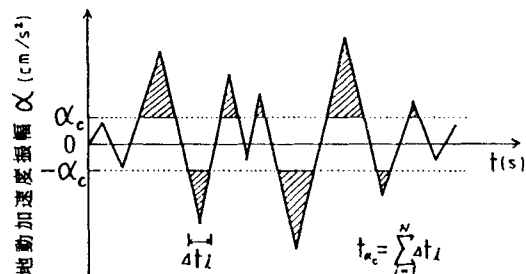


Fig. 15 地震動に固有の損傷継続時間 t_{oss} の算出方法

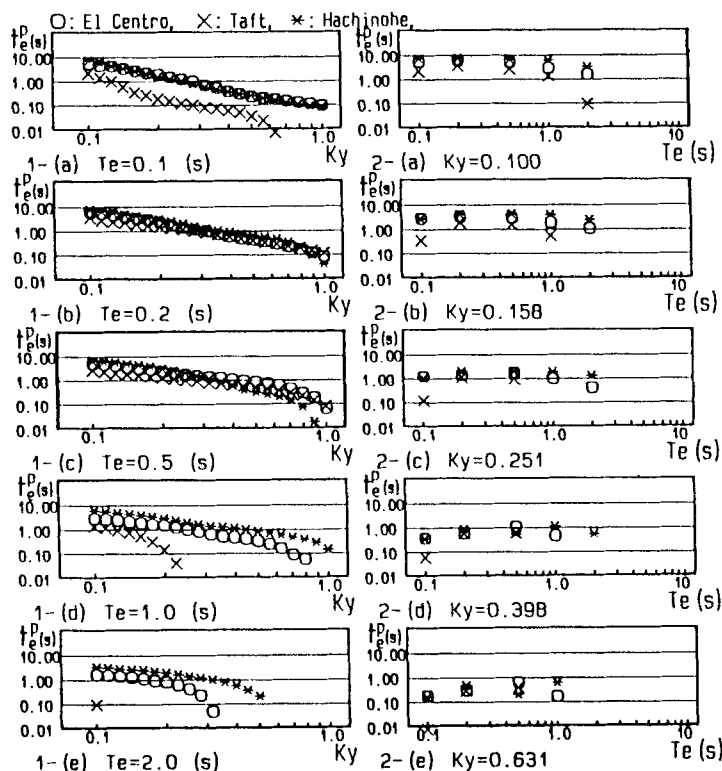


Fig. 14 時刻歴応答解析による塑性変形応答時間 l^p (s)

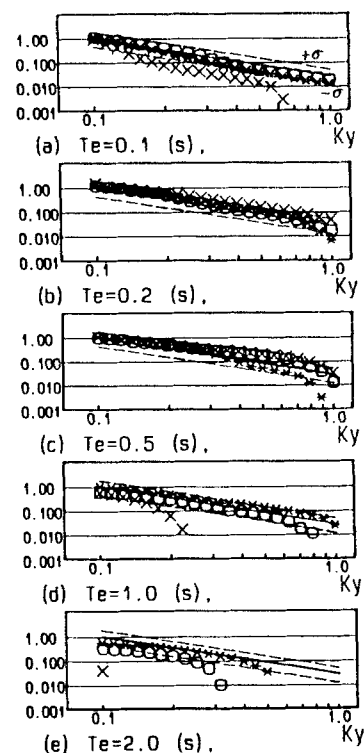


Fig. 16 継続時間比 l^p

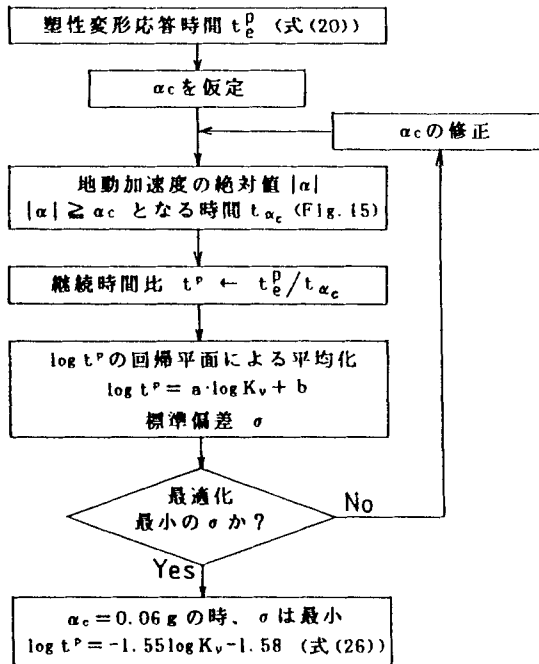


Fig. 17 塑性変形応答時間 t_e^p より、継続時間比 t^p を導くフローチャート (5-2 節)

うものではない。また、以上の経過をまとめたフローチャートを Fig. 17 に示す。

5-3. 極限応答解析の損傷継続時間と損傷率

ある地震動に対して、極限応答解析による損傷評価を行う手順は、次のようになる。

まず、地震動の加速度データから、地動加速度の絶対値 $|\alpha|$ が、 $0.06g$ 以上になる時間 $t_{0.06g}$ を求める。

次に、1 質点系の降伏層せん断力係数 K_v から、式 (26) を用いて、継続時間比 t^p を求める。

そこで、有限共振応答解析の損傷継続時間 t_{fr}^p と、 t_{fr}^p 中の塑性変形 $\Delta\mu_p$ の繰返し回数 n_c は、次式で与えられる。

$$t_{fr}^p = t_{0.06g} \times t^p \quad (27)$$

$$n_c = t_{fr}^p / (T_{eq} - T_e) \quad (28)$$

式 (28) の T_{eq} は等価線形固有周期で、 T_e は弾性固有周期であり、 t_{fr}^p は 4-3 節の式 (21) の t_e^p に代わるものである。

以上より、3-2 節の式 (11) (12) (14) (15) (17) (18) の n_c を式 (27) (28) で与えると、極限応答解析による損傷率 D_u は、式 (10)~(18) で得られる。また、以上の経過をまとめたフローチャートを Fig. 18 に示す。

6. 考 察

5-3 節では、1 質点系の降伏層せん断力係数 K_v と地震動の加速度データから、有限共振応答解析の損傷継続時間 t_{fr}^p と繰返し回数 n_c を求め、極限応答解析による損傷率 D_u を計算する手順 (Fig. 18) を導いた。そこ

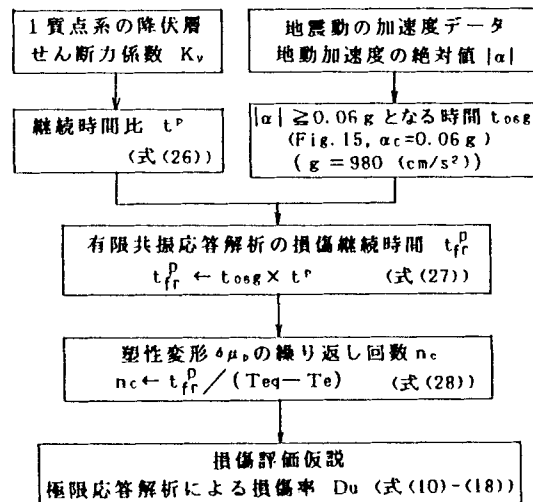


Fig. 18 地震動の加速度データから極限応答解析によって損傷率 D_u を求めるフローチャート (5-3 節)

で、本章では、その手順に従って D_u を計算し、時刻歴応答解析による損傷率 D_e と比較し、考察を加える。

まず、Fig. 19 に、El Centro の場合について、極限応答解析による損傷率 D_u と時刻歴応答解析による損傷率 D_e の比 $\nu (= D_u/D_e)$ を示した。基準変形量 $\mu_f = 2$ の場合を点線で、 $\mu_f = 4$ の場合を破線で、 $\mu_f = 8$ の場合を実線で示した。ただし、 D_e 、 D_u とともに、0.01 以上、2.0 以下の場合である。この Fig. 19 は、4 章の Fig. 13 (Fig. 9 の手順による場合) と対応するものである。

次に、Fig. 20 に、 $\mu_f = 4$ の場合について、 $\nu (= D_u/D_e)$ を示した。El Centro の場合を破線で、Taft の場合を一点鎖線で、Hachinohe の場合を実線で示した。Fig. 19 と同様に、 D_e 、 D_u とともに、0.01 以上 2.0 以下の場合である。

以上の Figs. 19, 20 では、 ν の値は、1 前後から 10 をやや超える範囲に存在する。また、 ν が正規分布していると仮定して、その平均値 $\bar{\nu}$ と標準偏差 σ を求めると、次のようになる。ただし、 N_d は平均に用いたデータ数で、 D_e 、 D_u とともに、0.01 以上、2.0 以下の場合である。

(1) 評価方法Ⅰ,

$$\bar{\nu} = 5.36, \sigma = 10.6, N_d = 468 \quad (29)$$

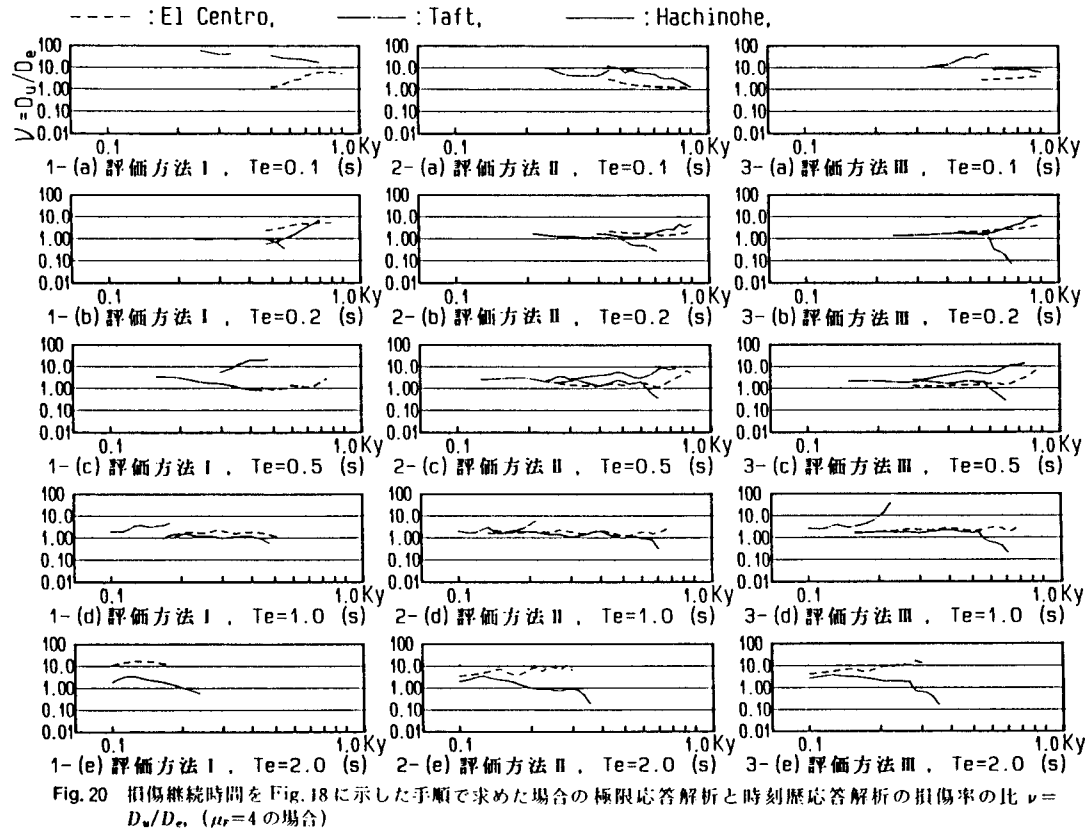
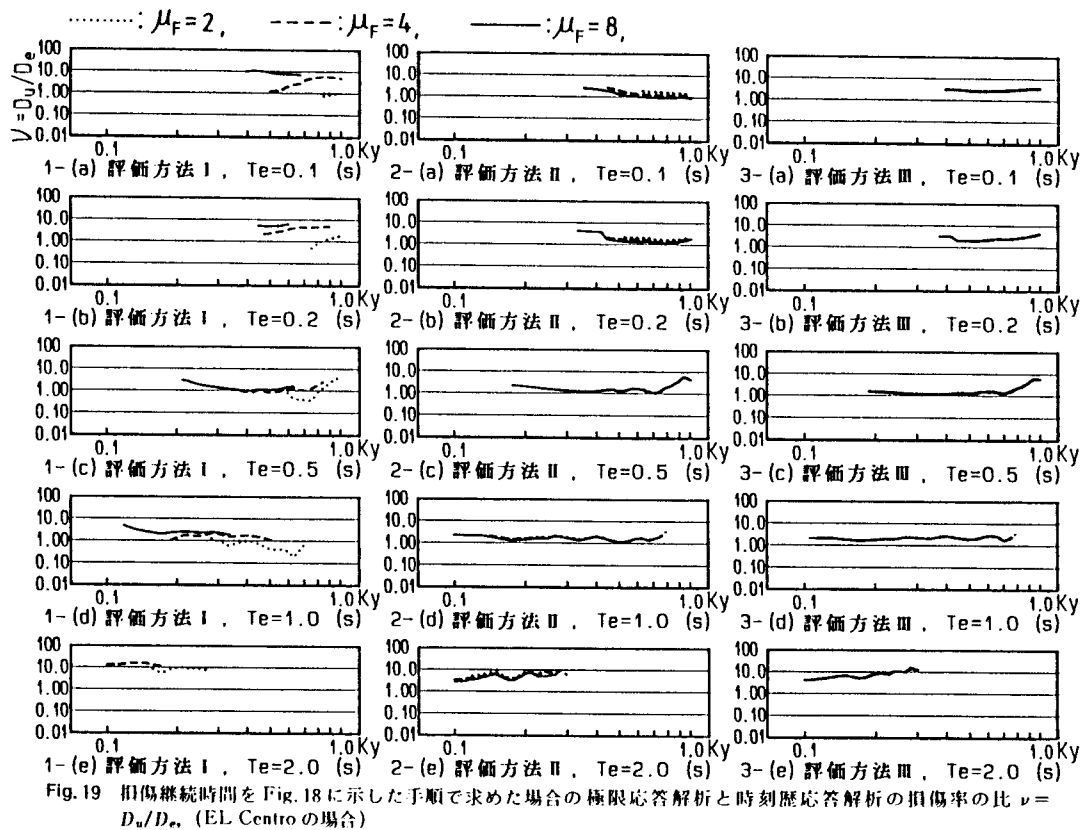
(2) 評価方法Ⅱ,

$$\bar{\nu} = 2.76, \sigma = 2.25, N_d = 864 \quad (30)$$

(3) 評価方法Ⅲ,

$$\bar{\nu} = 4.30, \sigma = 5.62, N_d = 768 \quad (31)$$

この式 (29)~(31) は、4 章の式 (22)~(24) (Fig. 9 の手順による場合) と、それぞれ対応している。両者を比較すると、式 (29)~(31) の σ の値は、それぞれ式 (22)~(24) の σ の値より大きくなっている。これは、近似的に損傷継続時間 t_{fr}^p を求めた過程におけるばらつきが



加味されたものと考えられる。

7. 結

本報では、筆者らの研究室が提示している極限応答解析(初速度を考慮したパルス応答解析¹⁷⁾と有限共振応答解析¹⁸⁾)を用いて、完全弾塑性型の1質点系について、MonotonicとCyclicの両方の応答状態から損傷評価を行うことについて述べた。具体的には、時刻歴応答解析の結果との比較を行い、続いて、有限共振応答解析に必要な損傷継続時間 t_p^* を与える手順を提示した。そして、初速度を考慮したパルス応答解析¹⁷⁾と有限共振応答解析¹⁸⁾を用いて損傷評価を行うことに関して、以下の結論を得た。

(1) 極限応答解析による損傷率 D_u は、3-2節、および、4-3節で設けた仮定の下では、時刻歴応答解析による損傷率に対して、ほぼ妥当か、工学的に安全側の評価となることがわかった。(cf.4-4, 5節およびFig.10~13)

(2) ある地震動に対して、極限応答解析による損傷評価を行うとき、次の手順で、有限共振応答解析の損傷継続時間 t_p^* と、塑性変形 $\Delta\mu_p$ の繰返し回数 n_c を求める。(cf.5-3節およびFig.18)

i) 地動加速度の絶対値 $|a|$ が、 $0.06g$ ($g=980$ (cm/s²)) 以上になる時間 $t_{0.06}$ を求める。

ii) 1質点系の降伏層せん断力係数 K_y から、式(26)を用いて、継続時間比 t_p^0 を求める。

iii) 有限共振応答解析の損傷継続時間 t_p^* は、式(27)より、 $t_{0.06}$ と t_p^0 の積として得られ、塑性変形 $\Delta\mu_p$ の繰返し回数 n_c は、式(28)より求められる。

(3) (2)項で n_c を求めると、与えられた損傷評価方法(式(10)~(18))で、損傷率 D_u が求められる。また、その結果には、損傷継続時間 t_p^* を近似的に求めたことによるばらつきも含まれることになる。(cf.6章)以上の手順で、完全弾塑性型の1質点系について、極限応答解析による損傷評価を行うことが可能となる。その結果は、やや過大評価であったが、その精度を上げるとは、今後の課題とする。

また、本報では、地動加速度データが与えられている場合について考察を進めたが、文献11)~13)に示しているように、入力地震動を、震源から建設地盤までの物理的メカニズムに立脚した地動入力スペクトルと主要動継続時間で与える場合もなる。その時は、本報の $t_{0.06}$ を、その主要動継続時間と置き換えることによって、式(27)(28)から n_c を求め、損傷率を予想、または評価することも可能である。

文 献

- 1) 加藤 勉, 秋山 宏: 強震による構造物へのエネルギー入力と構造物の損傷, 日本建築学会論文報告集 No.235, 昭50.9, pp.9~18.

- 2) 安藤範平, 手塚武仁, 峯岸 茂, 田中恵司: 地震時に構造物が消費する塑性エネルギーについて—その1, その2, その3—, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 昭52.10, pp.691~696.
- 3) 松島 豊: 各種復元力特性をもつ1自由度系の累積塑性変形と耐震安全性, 日本建築学会論文報告集 No.291, 昭55.5, pp.27~32.
- 4) 洪 起: 履歴構造物の耐震安全性解析, 日本建築学会論文報告集 No.306, 昭56.8, pp.51~57.
- 5) 西垣太郎, 水畑耕治: 鉄筋コンクリート構造物の動的耐震性評価に関する研究, 日本建築学会論文報告集 No.332, 昭58.10, pp.19~29.
- 6) Park, Y. J., Ang, A. H. S.: Mechanistic Seismic Damage Model for Reinforced Concrete, Journal of Structural Engineering, Vol.111, No.4, April 1985, pp.722-739.
- 7) Park, Y. J., Ang, A. H. S., Wen, Y. K.: Seismic Damage Analysis of Reinforced Concrete Buildings, Journal of Structural Engineering, Vol.111, No.4, April 1985, pp.740~757.
- 8) 浅野幸一郎: 地震入力を受ける履歴構造物の信頼性解析, 日本建築学会構造系論文報告集 No.357, 昭60.11, pp.38~43.
- 9) 鈴木祥之, 南井良一郎: 履歴構造物の地震時損傷と耐震信頼度解析, Proc. of 7th. J.E.E.S., 1986, pp.1561~1566.
- 10) 南井良一郎, 鈴木祥之: 確率微分方程式による履歴構造物の耐震信頼度解析, Proc. of 7th. J.E.E.S., pp.1567~1572.
- 11) 山田 稔, 河村 広: 極限耐震設計と設計用地震動—極限耐震設計論史を踏まえて—, 日本建築学会論文報告集 No.279, 昭54.5, pp.29~40.
- 12) 山田 稔, 河村 広: 構造崩壊から見た応答, 地震動及び震源, 日本建築学会第9回地盤振動シンポジウム, 1981.4.3, pp.3~13.
- 13) 河村 広: 震源機構と震源域境界条件を考慮した地震動最大振幅のスペクトル構成, 第6回日本地震工学シンポジウム講演集, 1982.12, pp.105~112.
- 14) Yamada, M., Kawamura, H.: Resonance Capacity Method for Earthquake Response Analysis of Hysteretic Structures, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.8, 1980, pp.299~313.
- 15) 山田 稔, 河村 広: 有限共振原理に基づく履歴系構造物の地震応答解析, 日本建築学会論文報告集 No.287, 昭55.1, pp.65~76.
- 16) 河村 広: 地震時構造物応答の極限解析—構造物の極限耐震性評価の基礎理論—, 第27回構造工学シンポジウム, 1981.2.6, pp.95~102.
- 17) 山田 稔, 河村 広, 谷 明勲, 藤谷秀雄: パルス応答解析による1質点系の地震応答評価—Bi-linear型復元力特性: 完全弾塑性型と塑性劣化型について—, 日本建築学会構造系論文報告集 No.369, 昭61.11, pp.48~59.
- 18) 山田 稔, 河村 広, 土居 靖, 藤真 聡: Bi-linear劣化型復元力特性を有する一質点系のパルス応答解析による地震応答評価, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 昭57.10, pp.797~798.
- 19) 山田 稔, 河村 広, 谷 明勲, 藤谷秀雄: 有限共振応

- 答解析による損傷継続時間及び累積損傷評価に関する研究—完全弾塑性型復元力特性をもつ1質点系について—, 日本建築学会構造系論文報告集 No. 382, 昭62.12.
- 20) 菊川 真, 城野政弘, 鎌田敬雄, 宋智 浩, 氷室晴雄: 変動ひずみ条件下の低繰返し数疲労 (平均塑性ひずみ, 応答因子の影響), 日本機械学会論文集 (第1部) 42 巻 358 号, 昭51.6, pp.1625~1632.
- 21) 菊川 真, 大隅清嗣, 鎌田敬雄, 城野政弘: 変動ひずみ条件下の低繰返し数疲労, 日本機械学会誌, 第70 巻, 第585 号, 昭42.10, pp.1495~1509.
- 22) 金多 潔, 西澤英和, 京都大学金多研究室: BASIC による建築構造計算Ⅱ, (株) 学芸出版社, 1983.3.20, pp.501~511.
- 23) 日本建築学会: 建築物の耐震設計資料, 昭56.4.20, pp.33~39.
- 24) Veletsos, A.S., Newmark, N.M.: Effect of Inelastic Behavior on the Response of Simple Systems to Earthquake Motions, Proc. of 2nd. W.C.E.E., Tokyo, 1960, pp.895~912.
- 25) 山田 稔, 河村 廣, 谷 明勲, 藤谷秀雄: 有限共振応答解析による1質点履歴系構造物の損傷評価 (完全弾塑性型, 定常スリップ型, 非定常スリップ型復元力特性について), 日本建築学会近畿支部研究報告集, 昭61, pp.309~312.
- 26) Bolt, B.A.: Duration of Strong Ground Motion, Proc. of 5th. W.C.E.E., 1973, Rome, pp.1304~1313.
- 27) Kato, B. and Akiyama, H.: Theoretical Prediction of the Load-Deflection Relationship of Steel Members and Frames, Preliminary Report, AIPC-IVBII-IABSE, Symposium (LISBOA), Reports of the Working Commissions, Vol.13, 1973, pp.23~28.
- 28) L.F. Coffin, JR., Schenck, N.Y.: Design Aspects of High-Temperature Fatigue With Particular Reference to Thermal Stresses, Trans. of the ASME, 78, 1956, pp.527~532.
- 29) 木原 博監修, 岡村弘之, 板垣 浩共著: 破壊力学と材

料強度講座 6, 強度の統計的取扱—構造強度信頼性工学, 培風館, 昭54.4.25, pp.112~116.

- 30) Miner, M.A.: Cumulative Damage in Fatigue, Journal of Applied Mechanics, 1945, pp.A-159~A-164.

Appendix 損傷評価方法の工学的意味と波数計数法

建築構造物の崩壊モードは, 加藤, 秋山²⁷⁾によると, 低応力高サイクル疲労, 高応力低サイクル疲労および, 累積塑性変形による崩壊の3種に分類されている。そこで, 本報では, 強震時の建築構造物の損傷として, 後の2者の崩壊モードに至るような場合を考える。まず, 高応力低サイクル疲労による損傷は, Manson-Coffin 型の疲労崩壊条件²⁸⁾によって評価できると考えられ, 本報では, 式(7), および式(8)の第2項で評価できると考えている。次に累積塑性変形による損傷は, 本報では, 最大応答塑性変形(式(8)(9)の第1項)や, 式(9)の第2項で評価できると考えている。したがって, 強震時の建築構造物の損傷は, 式(7)~(9)のいずれかの形式で評価できると考えられる。

また, 建築構造物の地震応答のような, いわゆる実働荷重波形あるいはランダム波形に, 損傷評価仮説を適用するとき, その波形を履歴ループの集まりとみなして計数するための波数計数法として, レンジベア法, レインフロー法, ヒステリシスループ法等が用いられることが多い²⁹⁾。これらの波数計数法は, 塑性変形を含んだ弾塑性履歴ループを検出するものである。ところで, 本報で設定した損傷評価仮説は, Manson-Coffin 型の疲労崩壊条件²⁸⁾を基にしたものと, 累積塑性変形^{1), 27)}を基にしたものであり, いずれも原典に忠実に応用しようとする, 塑性変形だけを検出する必要がある。また, 1方向変形による初通過破壊的な損傷も考えているので, 本報では, 応答波形を1サイクルごとの弾塑性履歴ループの集まりとは考えずに, 1回の塑性変形を半波とみなし, 塑性変形 $\Delta\mu_n$ をそのまま変形振幅として用いる方法を選んだ。また, 線形 Miner 則³⁰⁾を塑性変形に適用し, 前述の半波ごとの損傷率を加算することで, 全体の損傷率を得ることができると考えている (cf. 文献19) の Appendixes 1, 2)。

SYNOPSIS

UDC : 624.042.7 : 620.1

DAMAGE EVALUATION OF STRUCTURES BY PULSE RESPONSE ANALYSIS AND FINITE RESONANCE RESPONSE ANALYSIS

—Single degree of freedom system with elasto-plastic restoring force characteristics—

by Dr. MINORU YAMADA, Dr. HIROSHI KAWAMURA,
AKINORI TANI, and HIDEO FUJITANI. Members of
A. I. J.

The authors have presented Ultimate Response Analysis (U. R. A.) by which one can evaluate earthquake responses of structures according to the principle of the ultimate energy equilibrium. In this analysis, response behaviours of structures are classified into the following two extreme typical cases, i. e. , monotonic and cyclic responses. The former is calculated by Pulse Response Analysis (P. R. A.) and the latter by Finite Resonance Response Analysis (F. R. R. A.).

In this report, an evaluation method of damages of elasto-plastic structures by the U. R. A. is proposed from the comparison of the results of the U. R. A. with those of usual time-history dynamic earthquake response analysis (E. R. A.). The followings are concluded :

- (1) Damage factor (D_u) by U. R. A. based on the assumption in Sect. 4-3 is safe side evaluation as compared with damage factor (D_e) by E. R. A. . (cf. Sect. 4-5, Figs. 10-13)
- (2) The damage duration for F. R. R. A. (t_{rr}^p) is given by Eq. (27) as the product of the duration of strong motion above 0.06 g acceleration ($t_{0.06g}$) and the duration ratio (t^p) given by Eq. (26). And the number of cyclic response times by F. R. R. A. (n_c) is given by Eq. (28) as the division of damage duration (t_{rr}^p) by the difference time ($T_{eq} - T_e$). (cf. Sect. 5-3, Fig. 18)
- (3) The damage factor by U. R. A. (D_{rr}) is given by Eqs. (10)-(18). In this research, the authors have presented a method of the quantitative evaluation of damages by U. R. A. .

第5章 結 論

本論文は、建築構造物の地震時の極限応答特性を解明するため、極限応答解析手法により、建築物を弾塑性復元力特性をもつ1質点系にモデル化して、その地震応答評価および損傷評価を行ったものである。

第1章「序論」では、弾塑性地震応答解析および損傷評価に関する既往の研究経過と極限応答解析の位置付けをし、また、本論文の目的と概要を述べた。

第2章「パルス応答解析による1質点系の地震応答評価」では、極限応答解析のうち、まずパルス応答解析（速度パルス応答解析、加速度パルス応答解析）を用いて、完全弾塑性型および塑性劣化勾配をもつ Bi-linear型復元力特性をもつ1質点系の応答評価を行った。

本章のパルス応答解析では、矩形パルス入力および、より実状に近いと考えられる正弦パルス入力を比較し、両者の間に等価変換則を設けた。

さらに、地動入力スペクトルと、構造物の応答特性を示すパルススペクトルを同一座標上に描いたとき、両者が接したときに、その入力に対する応答変位が得られるとして解析した。このとき、矩形パルス入力の継続時間と地動入力スペクトルの横軸の周期との対応関係として、矩形パルス入力の継続時間の4倍を応答の1周期に相当すると仮定している。

この仮定にしたがって、パルススペクトルを地動入力スペクトルと同じ座標上に描いたとき、両者の接し方を観察した結果、中長周期領域では速度パルス応答解析の結果が、短周期領域では加速度パルス応答解析の結果が、それぞれ、より適切なパルス応答解析結果を与えることを確認した。

また、パルス応答解析によって、最大応答を評価しようとするために、初速度を与えてパルス応答解析を行った。

第3章「有限共振応答解析による損傷継続時間および累積損傷評価に関する研究」では、極限応答解析のうち有限共振応答解析を用いて、完全弾塑性型復元力特性を持つ1質点系の累積損傷評価を行った。ここで用いられた累積損傷評価方法は、i)塑性変形による Manson-Coffin型の疲労崩壊条件と Miner型の累積損傷評価方法、ii)限界累積塑性変形によ

る累積損傷評価方法であり、以下の結論を得た。

まず、損傷速度の概念を用いて、有限共振応答解析の与える結果と慣用の時刻歴応答解析の与える結果を比較検討した。損傷速度とは、時間に対する損傷率の増加率であるが、本章では、塑性変形に要した時間（塑性変形応答時間）に対する、その間に累積した損傷率の比と仮定した。その結果、有限共振応答解析の損傷速度は、時刻歴応答解析の損傷速度に対して、ほぼ等しいか、やや大きい値となった。このことから、有限共振応答解析は、時刻歴応答解析に対して、同一塑性変形応答時間で、ほぼ近い工学的に安全側の損傷評価を与えることが明らかになった。

この結果より、時刻歴応答解析の塑性変形応答時間に相当する時間が、有限共振応答解析の損傷継続時間として与えられれば、有限共振応答解析によって適切な損傷率が得られることになる。本章では、地震動の加速度記録を基にして、解析対象とする1質点系の降伏層せん断力係数を用いて、有限共振応答解析の損傷継続時間を求める手順を提示した。

第4章「パルス応答解析と有限共振応答解析による損傷評価に関する研究」では、上記パルス応答解析と有限共振応答解析の両方を用いて、完全弾塑性型復元力特性を持つ1質点系について、最大応答変位、あるいは平均変位を考慮した累積損傷評価を行った。すなわち、第2章で提示した結論に基づくパルス応答解析と、第3章で述べた有限共振応答解析を組み合わせ、損傷を評価したもので、累積損傷評価方法としては、1方向の大変形による初通過破壊につながるような損傷と、低サイクル疲労ともいえる累積損傷を組合せて評価するものを設定し、以下のような結論を得た。

まず、時刻歴応答解析を行い、塑性変形応答時間を求める。つぎに、その塑性変形応答時間を有限共振応答解析の損傷継続時間とする。そこで、極限応答解析（パルス応答解析と有限共振応答解析）を行い、先に設定した損傷評価方法によって損傷率を計算し、一方、比較のために慣用の時刻歴応答解析によっても同様に損傷率を計算した。両者の損傷率を比較した結果、極限応答解析による損傷率は、時刻歴応答解析による損傷率に対して、ほぼ等しいか、やや大きい評価になることが明らかになった。

この結果より、時刻歴応答解析の塑性変形応答時間に相当する時間が、有限共振応答解析の損傷継続時間として与えられれば、極限応答解析によって、ほぼ適切な損傷率が得られることになる。そこで、本論文の第3章で提示した手順にしたがって有限共振応答解析の損傷継続時間を求め、極限応答解析による損傷率を計算し、慣用の時刻歴応答解析による損傷率と比較したが、その極限応答解析による損傷率は適切な評価となり、妥当な結果

であることが確認された。

以上、極限応答解析による、1質点系にモデル化された建築構造物の弾塑性地震応答評価および損傷評価について述べたが、基本的には、パルス応答解析と有限共振応答解析によって、ほぼ適切な応答評価および損傷評価が行えることが明らかになった。

謝 辞

本研究の実施にあたり、終始、暖かい御指導を賜りました神戸大学工学部建築学科教授 山田 稔 先生 に感謝の意を表します。

本研究は、神戸大学工学部建築学科第2講座で提示されていた極限応答解析を基にしたものであり、同解析法の基本に関しては、山田 稔 先生と神戸大学工学部建築学科助教授 河村 広 先生より貴重な御指導を賜り、ここに感謝の意を表します。また、解析的な研究過程においては、神戸大学工学部建築学科助手 谷 明勲 先生にも懇切丁寧な御指導を賜りましたことに感謝の意を表します。

本論文をまとめる段階において御指導を賜りました神戸大学工学部建築学科教授 金谷 弘 先生、水畑 耕治 先生に感謝の意を表します。

また、神戸大学工学部建築学科、同大学院工学研究科、および同自然科学研究科において、講義等を通じて、建築構造学全般について御教示を賜りました神戸大学工学部建築学科教授 山田 稔 先生、金谷 弘 先生、水畑 耕治 先生、同環境計画学科教授 辻 文三 先生、同建築学科助教授 藤原 勝義 先生、日下部 馨先生、河村 広 先生に感謝の意を表します。

さらに、論文作成等においては、神戸大学工学部土木工学科講師 宮本 文穂 先生、同大学院自然科学研究科助手 鬼頭 孝治 先生、同工学部建築学科第2講座事務官 高柳 利子 氏に、大変御世話になりましたことに感謝の意を表します。

また、日頃の研究活動において、討論に応じていただいた神戸大学工学部建築学科第2講座の先輩諸氏、特に、本研究と関連した研究をすでに手掛けておられた、土居 靖 氏、竹田 茂 氏、八尾野 孝之 氏、天川 章史 氏、藤裏 聡 氏に、お礼申し上げます。

最後に、神戸大学工学部建築学科第2講座に、筆者と同時期に在籍し、共に研究活動に励んだ学友諸氏に、感謝の意を表します。

記号の一覧

A_{ave}	: 台形化地動入力スペクトルの平均地動加速度振幅
A_{max}	: 台形化地動入力スペクトルの最大地動加速度振幅
$A(x)$	: 一方向履歴面積
$A_c(x_a)$	: 履歴面積
C	: 材料に固有の定数
C'_{RA}	: 有限共振加速度容量
C'_{RV}	: 有限共振速度容量
C'_{RD}	: 有限共振変位容量
D_{ave}	: 台形化地動入力スペクトルの平均地動変位振幅
D_{max}	: 台形化地動入力スペクトルの最大地動変位振幅
D_e	: 時刻歴応答解析による損傷率
D_e^m	: 時刻歴応答解析の最大応答変位による損傷率
D_e^c	: 時刻歴応答解析の繰り返し塑性変形による損傷率
D_{fr}	: 有限共振応答解析による損傷率
ΔD_{fr}	: 有限共振応答解析による1サイクル当りの損傷率
D_u	: 極限応答解析による損傷率
D_u^m	: 極限応答解析の極限応答変位による損傷率
D_u^c	: 極限応答解析の繰り返し塑性変形による損傷率
d_e	: 時刻歴応答解析の損傷速度
d_{fr}	: 有限共振応答解析の損傷速度
f_a	: (有限共振応答解析による) 荷重振幅
f_y	: 降伏耐力
$f(x) \quad (f(\mu))$	: 復元力
h	: 線形の粘性減衰定数
h_e	: 等価粘性減衰定数
K_y	: 降伏層せん断力係数 (第2章では、降伏震度)
k	: 弾性剛性
$(1-n)k$	: 塑性剛性
k_{eq}	: 等価線形剛性

k_v	: 矩形速度パルス入力と正弦速度パルス入力の振幅比
k_α	: 矩形加速度パルス入力と正弦加速度パルス入力の振幅比
m	: 質量
N (N_d)	: データ数
N_B (N_{Bi})	: 破壊サイクル数
n_i	: $\Delta \epsilon_{pi}$ の繰り返し回数
n_c	: 有限共振応答解析における応答の繰り返し回数
T_e	: 弾性固有周期
T_{eq}	: 等価線形固有周期
T_G, T_C	: 台形化地動入力スペクトルの折点周期
t	: 時刻
t_{end}	: 地動加速度データの全継続時間
t_p	: 矩形パルス入力の継続時間
t_{vo}	: 矩形速度パルスによるパルススペクトルの曲線部分 と直線部分の境界点の継続時間
$t_{\alpha o}$	: 矩形加速度パルスによるパルススペクトルの曲線部分 と直線部分の境界点の継続時間
Δt_{ei}^p	: 時刻歴応答解析の各回の塑性変形に経過した時間
t_e^p	: 時刻歴応答解析の塑性変形応答時間
t^p	: 継続時間比
t_i (Δt_i)	: 地動加速度の絶対値 α が一定値加速度 α_c を越える時間
$t_{\alpha c}$	: 地動加速度の絶対値 α が一定値加速度 α_c を越える時間の総和
$t_{0.06g}$	: α_c が $0.06g$ のときの $t_{\alpha c}$ (g は重力の加速度)
U	: 無次元化初速度 ($= V_0 / \omega x_y$)
V_{ave}	: 台形化地動入力スペクトルの平均地動速度振幅
V_{max}	: 台形化地動入力スペクトルの最大地動速度振幅
V_o	: パルス応答解析の初速度
v_i	: 応答スペクトルの各周期の速度値
v_i^s	: 台形化スペクトルの各周期の速度値
v_a	: 応答スペクトルの $T_G \leq T \leq T_C$ の速度値の平均値
v_p	: 矩形速度パルス入力の振幅

v_o		: 有限共振スペクトルの地動の速度振幅
x		: 基礎からの変位
$\ddot{x}$		: 応答加速度
x_i		: 近似された時刻歴最大応答変位
x_a		: (有限共振応答解析による) 変位振幅
x_m	(x_{mi})	: 時刻歴最大応答変位
x_p		: 一方向応答変位
x_y		: 降伏変位
x_v		: 速度パルスによる応答変位
x_α		: 加速度パルスによる応答変位
x_u		: 極限応答変位
x_B		: 崩壊変位
z		: 地動変位
$\ddot{z}$	(第2章)	: 地動加速度

α	(第3, 4章)	: 地動加速度
α_c		: 加速度一定値
α_{max}		: 地動加速度データの最大加速度
α_p		: 矩形加速度パルス入力の振幅
α_o		: 有限共振応答解析の地動の加速度振幅
$\alpha(t)$		: 定常ランダム波
α_i		: 定常ランダム波の加速度振幅
β		: 応答倍率
γ		: 相関係数
$\Delta \epsilon_p$	$(\Delta \epsilon_{pi})$	: 塑性ひずみ振幅
ϵ_F		: 材料の破断延性

ζ	: 損傷速度比
$\overline{\zeta}$	: 損傷速度比の平均
η	: 速度パルス応答解析における無次元化速度変数
η_0	: η の境界値
μ	: 塑性率 ($= x / x_y$)
μ_{max}	: 時刻歴応答解析の最大応答塑性率 ($= x_{max} / x_y$)
μ_u	: 極限応答解析の極限応答塑性率 ($= x_u / x_y$)
μ_p	: パルス入力終了時の応答塑性率
μ'_p	: 加速度パルスによる応答塑性率
μ_c	: 加速度パルス応答解析における境界塑性率
μ_B	: 崩壊塑性率 ($= x_B / x_y$)
$\Delta \mu_p$ ($\Delta \mu_{pi}$)	: 塑性変形の塑性率による表現
μ_F	: 1 方向崩壊塑性率に相当する基準変形量
ν	: 極限応答解析による損傷率 D_u と時刻歴応答解析による 損傷率 D_e の比 ($= D_u / D_e$)
$\overline{\nu}$	: ν の平均値
ξ	: 矩形加速度パルス入力の無次元化振幅
ξ_1	: ξ の境界値
ξ_0	: ξ の境界値
σ	: 標準偏差
ϕ_i	: 定常ランダム波の初期位相
ω	: 固有円振動数
ω_{eq}	: 等価線形固有円振動数
ω_i	: 定常ランダム波の円振動数