

論文 靱性設計された建物の安全性・修復性関係に関する基礎的研究

小村 欣嗣^{*1}・衣笠 秀行^{*2}・向井 智久^{*3}・大西 直毅^{*4}

要旨: 一般的に耐震設計では安全性確保に重点がおかれ、地震後の修復性が軽視される。地震被害では補修費用が過大となり、結局建て替えを余儀なくされた事例が報告されている。本研究では安全性と修復性の影響因子と考えられる崩壊機構、耐力、剛性、安全限界変位が、損傷量と安全性との関係に及ぼす影響を地震応答解析を用いて検討した。これに基づき、1層～7層崩壊まで崩壊モードを変化させた時の修復性と安全性の関係に及ぼす、使用地震波・剛性・耐力、安全限界変位の設定方法の影響が分析され、損傷を分散させることで安全性を確保する際に発生する修復性低下に関する定性的挙動が明らかになった。

キーワード: トレードオフ、安全性、修復性、崩壊機構、耐力、剛性、塑性率

1. はじめに

現在の耐震設計法では、建物各層の梁端部に降伏ヒンジを計画した全体崩壊形を形成する設計法が推奨されている。これは全層の梁を降伏させることにより地震エネルギーを建物全体で吸収し、各層の変形を小さくすることで層崩壊を防ぎ、安全性を確保することが狙いである。しかし兵庫県南部地震では、理想的な全体崩壊形を形成し人命の安全性を確保できたが、建物全体の修復に莫大な費用が掛り解体・建て替えを余儀なくされる事例が報告されている。¹⁾

本研究では安全性と修復性を考慮した設計法確立のための基礎資料を得ることを目的に、安全性確保と引き替えに引き起こされる損傷量増加に及ぼす崩壊機構・耐力・剛性・安全限界変位の影響を地震応答解析を用いて検討した。

2 安全性と修復性を考慮した性能評価の枠組み

2.1 修復性を考えた設計

一般的な鉄筋コンクリート造建物における設計では、安全性を重視した設計が主であり修復性が考慮されていない場合が多い。そこで、本論文で考える設計法では、大地震に対する設計目標として安全性のみを考えるのではなく、修復性を加えて図-1に示すように、安全性と修復性を軸とする、2次元座標上で性能評価を行う。横軸の安全性は、応答変位が安全限界変位に達するのに必要な地震動の大きさ（地震動倍率 α [3.4節で述べる使用地震波の大きさを1とする])で定義する。限界変位の定義方法として2つの方法を用いた。限界変形角 R_{max} を設定する方法と、限界塑性率 μ_{max} を設定する方法の2つである。縦軸の修復性は、本来修復に必要な費用や

時間で定義されるべきであるが、これらを明確にすることは困難であるため、ここでは便宜上、安全限界に達したときの各層の層間変形角の合計値 ΣR を損傷量とし、修復性の反比例的指標として用いた。図-1上での性能値のプロットにおける、②-②'方向の性能移行は両性能共に向上もしくは低下させるものである。一方、①-①'方向の性能移行はどちらか一方の性能を犠牲にしてもう一方の性能を向上させるものであり、この時、両性能間にはトレードオフ関係が存在すると言う。本研究における解析結果の考察では、この修復性と安全性のトレードオフ関係に着目し考察を進めた。

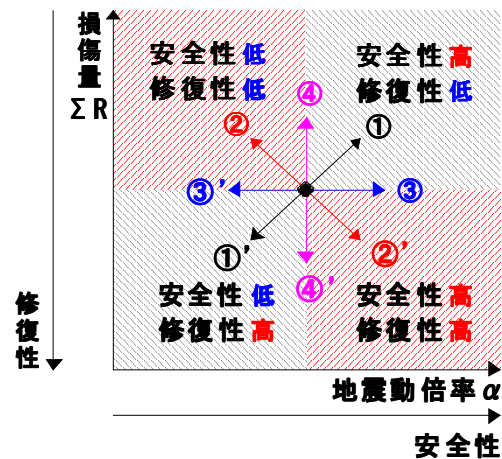


図-1 修復性-安全性関係のプロット

3 解析概要

3.1 解析フレーム

解析対象建物は階高 3.5m, スパン 6m の 7層 3 スパンの純ラーメン RC 構造物である。単位床面積あたりの重

*1 東京理科大学大学院 理工学研究科 修士課程 建築学専攻 (正会員)

*2 東京理科大学 理工学部建築学科 教授 工博 (正会員)

*3 独立行政法人 建築研究所 博士 (工学) (正会員)

*4 東京理科大学 理工学部建築学科 助教 博士 (工学) (正会員)

量は 12kN/m^2 とし文献 2 より各部材の寸法・強度は表-1 に示すように決定した。建物のモデル化において、柱・梁部材は材端バネ法によりモデル化した。各バネの復元力特性として Degrading tri-linear 型、せん断バネはせん断破壊を想定していないため弾性バネとし、軸バネには引張、圧縮の剛性を変えた弾性バネを用いた。また、接合部は剛とした。解析プログラムは SNAP を使用し、減衰は瞬間剛性比例型で 3% とした、数値積分には Newmark- β ($\beta=0.25$) 法を用いた。

表-1 各部材の寸法・コンクリート強度

	柱断面B×D	梁断面B×D	F _c
	[mm]	[mm]	[N/mm ²]
7F	750×750	450×800	24
6F	750×750	450×800	24
5F	800×800	500×800	24
4F	800×800	500×800	24
3F	850×850	500×850	24
2F	850×850	500×850	24
1F	850×850	500×850	24

3.2 崩壊機構

図-2 のように全体崩壊形の 7 層崩壊モデルから一層ずつ降伏層を少なくした 7 通りの崩壊モードを設定した。なお問題を簡単にし傾向把握を容易にするため、非降伏層(図-2 のグレー部分)ではコンクリートの剛性と強度を大きくして柱と梁を十分に剛とした。

解析に用いる地震波ごとに動的応答解析を行い、各層の梁の降伏耐力を調整することにより、降伏層の最大応答変位が均一に安全限界変位に達するようにし、さらに、安全限界変位を降伏層の塑性率、または降伏層の層間変形角で定義する 2 つのケースを検討するため、降伏層の安全限界時の塑性率の正負平均値がすべて 5 となるようにした「塑性率均一モデル」と、降伏層の安全限界時の層間変形角の正負平均値がすべて 1/50 となるようにした「層間変形角均一モデル」の二つのモデルを設定した。また、いずれの崩壊モードでも崩壊機構形成時のベースシア係数 C_b が 0.25 となるように 1 階柱脚と降伏層最上階の柱頭の曲げ耐力を調整した。

図-3 に塑性率均一モデルでの降伏機構形成時の最大応答塑性率の分布を、図-4 に層間変形角均一モデルでの降伏機構形成時の最大応答層間変形角の分布を示す。ヒンジが発生する降伏層の最大応答塑性率、最大応答変形角がほぼ設定した値となっており、十分に剛とした非降伏層の変形が無視できるほど小さくなっていることが分かる。

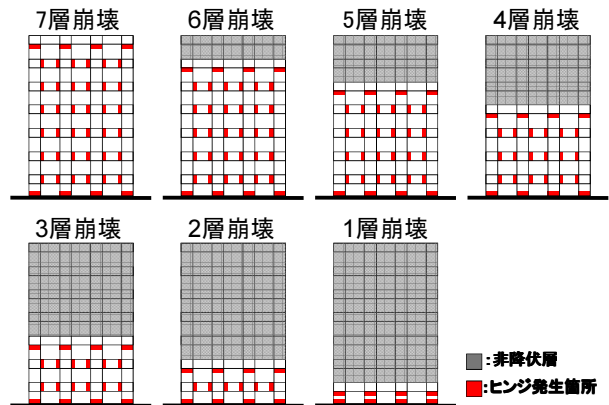


図-2 崩壊モード

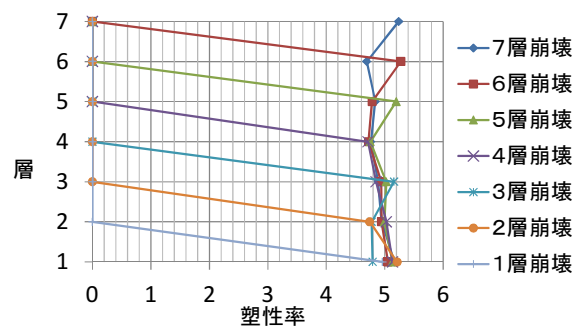


図-3 塑性率均一 ($\mu_{max}=5$)
(K1S1P5, KOBE 波)

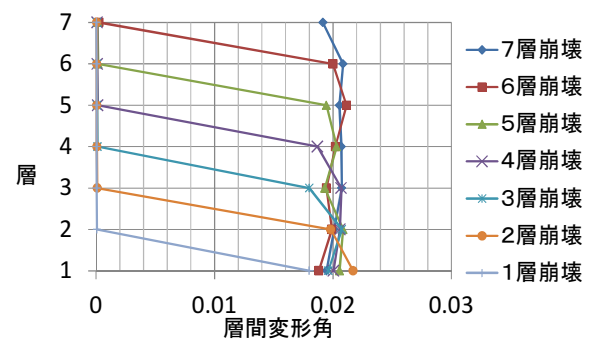


図-4 層間変形角均一 ($R_{max}=1/50$)
(K1S1 ($R=1/50$), KOBE 波)

3.3 解析パラメータ

解析パラメータとして剛性・耐力・安全限界変位の設定法の 3 つを取った。これらを組み合わせた解析ケースを一覧にして表-2、表-3 に示す。剛性は 3.1 節で述べた解析フレームを基準とし、断面寸法を変えることで 1・2・5 倍とした 3 ケースを、耐力は柱、梁の降伏曲げモーメントを一律に 1・2・3 倍とした 3 ケースを考える。表-2 は、塑性率均一の解析ケースであり安全限界塑性率を 5 として、耐力、剛性のどちらか一方を変化させている。表-3 は層間変形角均一の解析ケースであり、安全限界変形角 R_{max} を 1/50 として耐力、剛性のどちらかを変化させている。表中に示した解析ケース名の説明を

図-5 に示す。塑性率 5 は基準モデル(K1S1)でおおよそ層間変形角 $R_{max}=0.02[\text{rad}]$ と対応する。また、安全限界変位 δu の設定の際には静的非線形解析を行い、図-6 のように、各階の層せん断力 Q と変位 δ の関係をトリリニア化し、降伏変位 δy を求め、 δy に安全限界塑性率を掛け限界変位 δu を定めた。表-4 に図-6 のトリリニア曲線における δy の値を示す。

表-2 塑性率均一モデルの解析ケース

解析ケース	安全限界塑性率	剛性[倍率]	耐力[倍率]
K1S1P5	5	1	1
K2S1P5	5	2	1
K5S1P5	5	5	1
K1S2P5	5	1	2
K1S3P5	5	1	3

表-3 層間変形角均一モデルの解析ケース

解析ケース	安全限界変位	剛性[倍率]	耐力[倍率]
K1S1(R=1/50)	1/50	1	1
K2S1(R=1/50)	1/50	2	1
K5S1(R=1/50)	1/50	5	1
K1S2(R=1/50)	1/50	1	2
K1S3(R=1/50)	1/50	1	3

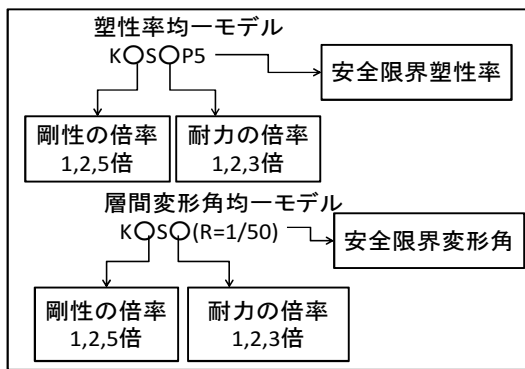


図-5 解析ケース名

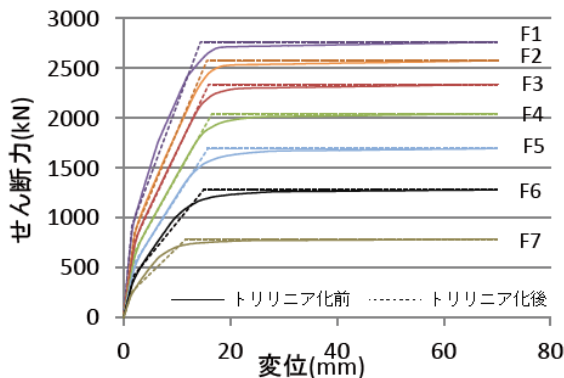


図-6 7層崩壊 $Q-\delta$ 曲線とモデル化

表-4 変位 δy

	F1	F2	F3	F4	F5	F6	F7
$\delta y[\text{mm}]$	14.41	15.62	15.93	16.57	15.81	15.01	11.69

3.4 使用地震波

使用地震波は、原波で最大加速度 821 cm/s^2 の兵庫県南部地震、神戸海洋気象台波の NS 成分 (以下、KOBE 波) と、構造計画研究所 ARTEQ を用いて、目標スペクトルを建設省告示第 1461 号に基づく加速度スペクトルに、

建設省告示第 1457 号の第 2 種地盤における地盤増幅率 G_s を乗じて作成した最大加速度 630 cm/s^2 の KOBE 位相の告示波 (以下、告示波) を使用した。

4 フレーム解析結果及び考察

4.1 層間変形角均一と塑性率均一での修復性と安全性のトレードオフ関係

KOBE 波と告示波 (KOBE 位相) を用いた K1S1 ($R=1/50$) と K1S1P5 の、安全限界変位に達するのに必要な地震動倍率 α と層間変形角の総和 ΣR との関係を図-7 に示す。損傷を分散させた 7 層崩壊から、集中させた 1 層崩壊になるにつれて、図中の左下に向けて直線状にプロットされており、図-1 の①-①' に示すトレードオフ関係が、崩壊モードを変えることにより安全性と修復性関係の間に生じていることが分かる。また、1 層崩壊から 7 層崩壊までの総損傷量 ΣR と地震動倍率 α の変化をみると、地震動倍率の変化倍率よりも損傷量の変化倍率の方が 2~3 倍程度は大きいことがわかる。すなわち、損傷を分散させることにより安全性を 2 倍とした場合、図-7 から損傷量は 2 倍ではなく 4~6 倍となることが分かる。

層間変形角均一と塑性率均一の違いによる比較を行うと、両ケースではほぼ同じ線上にプロットされており、両者の結果に大きな違いは見られなかった。これは、塑性率 $\mu=5$ がほぼ層間変形角 $R=1/50$ に対応しており、その結果 K1S1P5 の各層の層間変形角が $R=1/50$ に近い値となっていることが影響していると考えられる。地震波の違いを K1S1P5 (塑性率均一モデル) で比較すると、KOBE 波では、1 層崩壊に対して 7 層崩壊は、損傷量 ΣR が 7 倍で、地震動倍率は 4.2 倍となる。一方、告示波では、損傷量は同じ 7 倍で、地震動倍率は 2.1 倍となった。 $\alpha-\Sigma R$ 関係のグラフの傾きは、告示波の方が KOBE 波よりも倍程度大きくなっていることが分かる。このことは損傷を分散させることによって安全性を増加させるとき、これに伴う損傷増が、KOBE 波よりも告示波の方が大きくなっていることを示している。

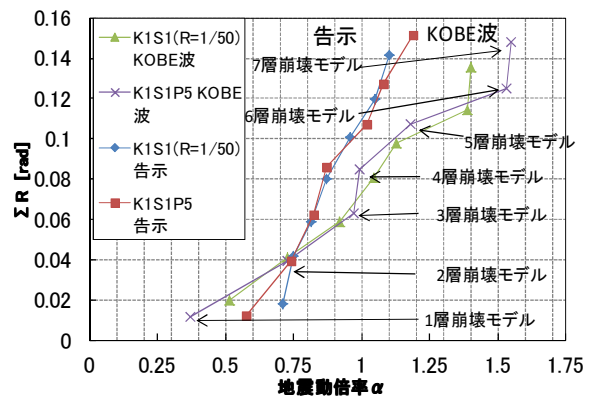


図-7 安全性と修復性のトレードオフ関係

4.2 塑性率均一ケースにおける剛性・耐力変化の影響

図-10は安全限界塑性率一定 ($\mu=5$) で耐力を変化させた解析ケース (図-8 参照), 図-11には安全限界塑性率一定 ($\mu=5$) で剛性を変化させた解析ケース (図-9 参照)の応答解析結果の $\alpha - \Sigma R$ 関係を示す。図-10,11よりどちらも共通して図-1の①-①'に示すトレードオフ関係が見てとれる。図-10から, 耐力2倍のK1S2P5での $\alpha - \Sigma R$ 関係は, 1層崩壊形に対して7層崩壊は, 損傷量が9.7倍, 地震動倍率が3.6倍となり, 耐力3倍のK1S3P5では, 損傷量が11倍, 地震動倍率が4倍になることが分かる。耐力を増加させた場合 $\alpha - \Sigma R$ 関係は, 傾きを維持しつつ右上に移動し, 全体として地震動倍率, 損傷量が共に大きくなる (図-1の①へ移動) 傾向となった。一方, 剛性を増加させた図-11では, 剛性2倍のK2S1P5で, 1層崩壊形に対して7層崩壊形は, 損傷量が9.5倍, 地震動倍率が3倍となり, 剛性5倍のK5S1P5では, 損傷量が9.3倍, 地震動倍率が1.6倍となることがわかる。剛性を増加させた場合は, 傾きはほぼ変わらないものの, 全体として地震動倍率, 損傷量がともに小さくなる (図-1の①'へ移動) 耐力を変化させた場合とは逆の傾向となった。塑性率が一定な場合は, 耐力を増加させると, 各層の限界変位が大きくなるが, 剛性を増加させると, 各層の限界変位が小さくなるため, このような傾向になったと考えられる。

4.3 層間変形角均一モデルでの剛性・耐力変化の影響

図-12の概念図に示すように, 剛性固定・耐力増加と耐力固定・剛性増加の2通りで, 層間変形角均一

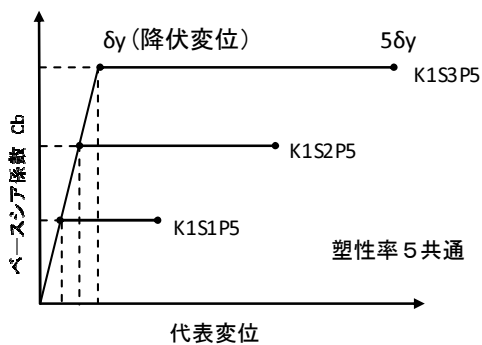


図-8 剛性固定・耐力増加, 概念図

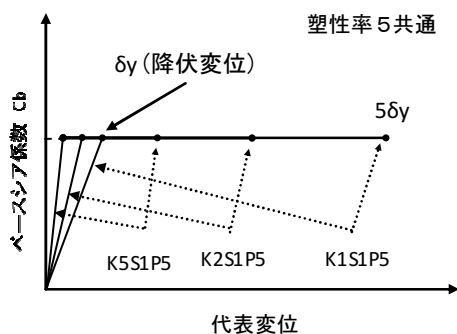


図-9 耐力固定・剛性増加, 概念図

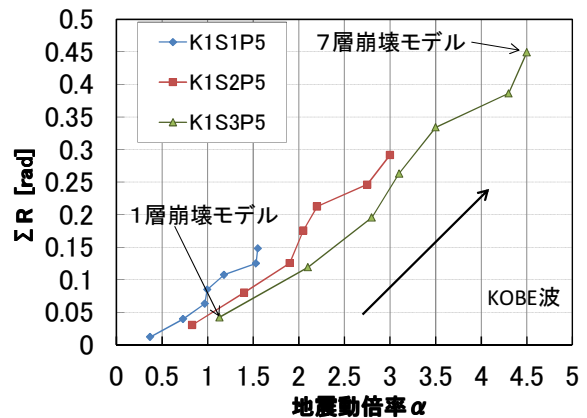


図-10 安全限界塑性率一定, 剛性固定・耐力増加

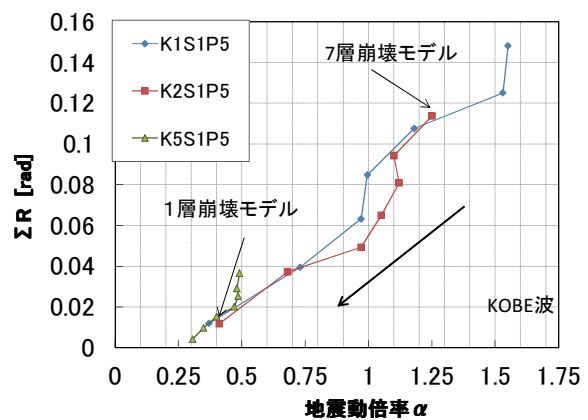


図-11 安全限界塑性率一定, 耐力固定・剛性増加

($R_{max}=1/50$) とし KOBÉ 波を用いた場合の $\alpha - \Sigma R$ 関係を図-13,14に示した。まず, 図-13に示す剛性を変えずに耐力を変化させたモデルに関してはトレードオフを成立させながら, 耐力の増加につれて, 4層崩壊形付近を中心として反時計回りに回転する結果となっている。図-13からK1S1 ($R=1/50$)の1層崩壊の地震動倍率に対する7層崩壊の値は2.7倍であるのに対して, K1S3の値は1.2倍となり, 耐力を高くした場合, 損傷を分散させたことによる安全性の増加が弱まる傾向にあることが分かる。次に図-14に示す耐力を変えずに剛性を変化させたモデルに関しては, 3層崩壊以上では剛性の増加につれて, 地震動倍率が大きくなる傾向が見て取れる。しかしながら, 図-14からK5S1 ($R=1/50$)の1層崩壊に対する7層崩壊の値は2.6倍であり, 剛性を高くした場合の安全性の増加率はそれほど大きな値とはなっていない。

5 等価1質点系への集約

理想的架構を考えたフレーム地震応答解析を行うことにより, 修復性-安全性関係に関する定性的な特徴を捉えることができた。ここでは, 前章までに得られた解

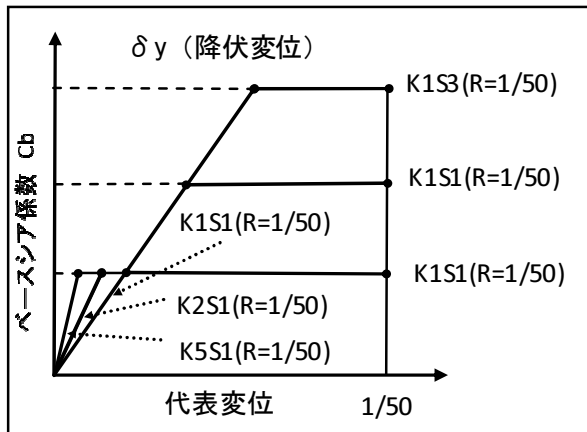


図-12 層間変形角均一 (R=1/50) 概念図

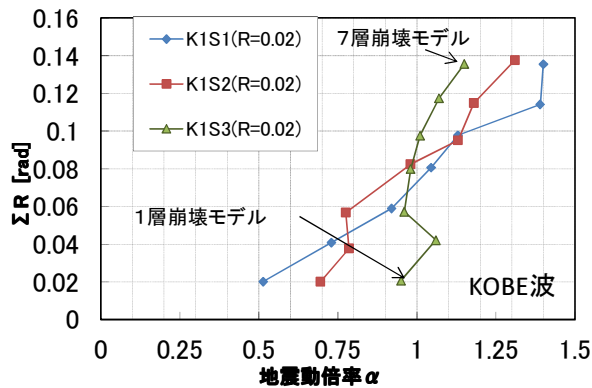


図-13 剛性固定・耐力変化

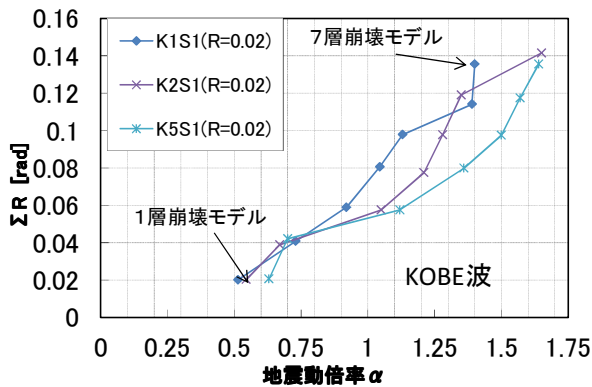


図-14 耐力固定・剛性変化

析結果を理論的に追跡する足がかりとして簡略化した手法による崩壊機構の異なるフレーム構造の1質点系への集約を試みる。そして、集約した1質点系モデルでの程度、これまでに述べた修復性と安全性のトレードオフ関係がシミュレーション可能か検討を行う。なお、集約した1質点系によって、解析可能であることが、確かめられれば、1質点系を対象にこれまで提案されている各種理論(エネルギー法や等価線形化法)によって、修復性-安全性のトレードオフ関係を理論的に追跡可能であることが示される。

5.1 1質点への集約方法

等価1質点の骨格曲線は、ベースシア Q_b -代表高さ H_e

位置での変位量 δ_e で与えた。なお、代表高さ H_e は式(1)文献3)から定まる位置の高さである。骨格曲線の作成手順を、図-15に示す。

$$H_e = \frac{\sum_{i=1}^N m_i \cdot u_i \cdot H_i}{\sum_{i=1}^N m_i \cdot u_i} \quad (1)$$

ここに、 m_i は各階建物質量、 u_i は固有モード、 H_i は各層の地上からの高さである。

①初期剛性 K_0

フレーム断面を定めた、 A_i 分布に基づく外力分布による静的弾性解析時の Q_b - δ_e 関係から得られる弾性剛性を初期剛性 K_0 とした。

②降伏点 (Q_y, δ_y)

降伏時せん断力 $Q_y = C_b \cdot W$ (ベースシア係数 C_b , W 建物全重量) を定め、降伏時剛性 K_y を剛性低下率 $\alpha_y = 1/3$ として設定した。

③ひび割れ点 (Q_c, δ_c)

ひび割れ耐力 Q_c は降伏耐力 Q_y の $1/3$ として設定した。初期剛性 K_0 と Q_c からひび割れ変形 δ_c を求める。

④安全限界点 (Q_u, δ_u)

限界変形 δ_u は、 A_i 分布に基づく外力 P_i で各層の絶対変位 δ_i だけ変形させた仕事の各層の総和が、等価1質点において外力 P で限界変位 δ_u だけ変形させた仕事と同等であるとした式(2)をもとに算出した。なお、各層の絶対変位 δ_i は各層の安全限界変位を基準に定める。一般に1質点集約時の δ_u 設定は静的非線形解析から得られる安全限界時の代表高さ H_e での水平変位で設定する。ここで提案する方法はより簡単にエネルギー的に等価なモデルに集約することを目的としたものである。

$$P \cdot \delta_u = \sum_{i=1}^7 (P_i \cdot \delta_i) \quad (\text{ここに、} P = \sum_{i=1}^n P_i) \quad (2)$$

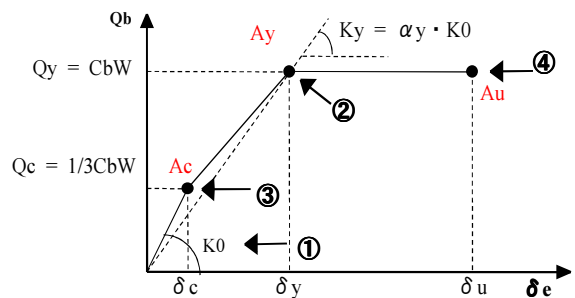


図-15 等価1質点の骨格曲線

5.2 等価1質点モデルの精度検証

作成した等価1質点の骨格曲線を用いて、地震応答解析を行い、フレーム構造との比較検証を行った。検証方法は、1質点の限界変位 δ_u に達するに必要となる地震動倍率 α とフレーム構造において得られたそれを比較

するものであり、両者が等しければ、等価な1質点であると言える。図-16にフレーム及び1質点の地震動倍率 α の精度検証図を示す。解析ケース、K1S1P5, K1S2 (R=1/50), K2S1 (R=1/50) の3モデルの1~7層崩壊として解析を行ったところ、3モデルとも誤差±20%程度の範囲内に収まった。フレームの地震動倍率 α より1質点の地震動倍率 α の方が小さくなる傾向にあるため、5.1節で提案した等価1質点モデルは、安全側の結果を与え概ねよい精度であることが分かる。

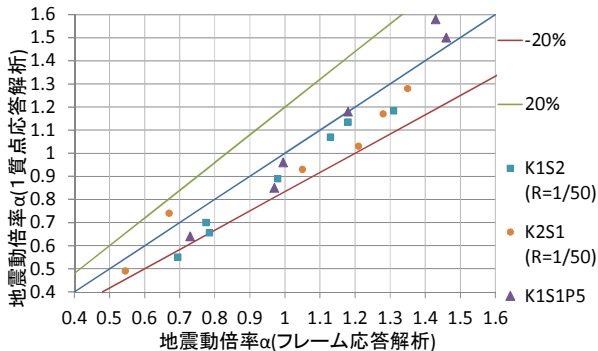


図-16 等価1質点の精度検証

6 総括

本研究では、傾向把握を容易にするために非降伏層を十分に剛体とした理想的架構に基づき、損傷量 ΣR と限界変形に至るに必要な地震動倍率 α との関係について検討を行った。また、簡便な1質点系への集約を示し、その妥当性を示した。これより以下の知見を得た。

- (1) 崩壊機構を1層崩壊から7層崩壊まで変化させる際の地震動倍率 α -損傷量 ΣR 関係は、ほぼ直線上にプロットされる結果となった。
- (2) 地震波によってこのプロットの傾きは異なり、崩壊機構による安全性確保を行うとき、KOBE波よりも告示波(KOBE位相)の方がより大きな損傷増を生じることがわかった。
- (3) 損傷を分散させる(1層崩壊から7層崩壊に向けて崩壊機構を変化させる)ことで安全性を2倍とした場合、一般的な架構(3.1の解析フレーム)では、損傷量は2倍ではなく4~6倍程度の増加となる。
- (4) KOBE波(原波NS成分)では、安全限界塑性率で

降伏層の限界変位を設定した場合、剛性・耐力を変えても、地震動倍率 α -損傷量 ΣR 関係の直線プロットの傾きはほぼ変わらなかった。

- (5) 一方、耐力を大きくするとグラフの傾きが大きくなり、剛性を大きくするとグラフの傾きは小さくなった、この傾きの増加、剛性増では傾きの低下が発生した。傾きの変化の大きさは耐力を大きくした場合は顕著であったが剛性を大きくした場合には小さかった。
- (6) 限界変位を建物の履歴エネルギーが等価となるように設定した1質点モデルは、フレーム構造を用いた解析における、限界変位に至るに必要な地震動倍率 α を概ねよい精度で推定できた。

今後の課題

- (1) 一般的フレームを用いた解析

今回は、モデルを単純化し、傾向把握を容易にするために非降伏層を剛体とした理想的架構に基づき、検討を行った。今後は、非降伏層の剛性を適切に評価したモデルによる検証が必要である。

- (2) 修復性-安全性関係分析に対する理論的アプローチ
今回提案した1質点モデルについて、今後は地震動倍率 α -損傷量 ΣR 関係の理論的な考察を、ED・ND法⁴⁾やエネルギー法⁵⁾を用いて検討する必要がある。

参考文献

- 1) 技術研究報告集第8号 特集 1995年兵庫県南部地震被災調査報告-ジュネス六甲-:新井組, 1995.10
- 2) 梅野達三, Abimanyu R.D., 市之瀬敏勝: RC純フレーム構造物における層せん断余裕率(その1), 日本建築学会学術講演梗概集, C-2, 構造IV, pp44-42, 1998.9
- 3) 柴田明德: 最新 耐震構造解析 第2版 最新建築学シリーズ p77-83
- 4) 向井智久, 衣笠秀行, 野村設郎: 地震動を受けるRC構造物の限界応答変形量を保証するに必要な耐力算出法とその精度検証, 日本建築学会構造系論文集, 532号, p137-143, 2000.6
- 5) エネルギーの釣合に基づく建築物の耐震設計: 秋山宏著, 技報堂出版