

部材耐力と減衰を考慮した RC 造 1 層架構の耐震性能に及ぼす各部位の影響度評価法

様々な架構崩壊形式に適用可能な RC 造被災建物の残存耐震性能評価法の開発 その 1

EVALUATION METHOD OF CONTRIBUTION FACTOR OF STRUCTURAL MEMBER FOR SEISMIC CAPACITY OF SINGLE-STORY RC FRAMES CONSIDERING STRENGTH AND ENERGY DISSIPATION
Development of Evaluation Method of Residual Seismic Capacity for RC Buildings Applicable to Various Collapse Mechanisms Part1

三浦 耕太*, 前田 匡樹**, 松川 和人***, 高橋 香菜子*

Kota MIURA, Masaki MAEDA, Kazuto MATSUKAWA and Kanako TAKAHASHI

Main purpose of this paper is to investigate residual seismic capacity for RC frames. An evaluation method for contribution of each member to the performance of the whole structure was proposed based on strength and energy dissipation. It was shown that the proposed method was of more accuracy and wider application compared to previous methods through pushover analyses of prototype frames. Moreover, an approximation method was developed and obtained a sufficient prediction of the contribution factor of each member. Finally, the proposed method was applied to a static loading test result of a single-story frame and its applicability was discussed.

Keywords : Residual seismic capacity, Post-earthquake damage evaluation, Collapse mechanism,

Strength deterioration, Damping, Contribution factor of structural member

残存耐震性能, 被災度判定, 崩壊形, 耐力低下, 減衰, 部材の寄与率

1. はじめに

地震被害を受けた建物の補修, 補強の要否を判定し, 合理的な復旧計画を立案するためには, 被災後の耐震性能を適切に評価することが重要である。現在用いられている指標として, 被災前に対する被災後の耐震性能の比を表す耐震性能残存率 R^1 がある。耐震性能残存率 R は, 建築防災協会の被災度区分判定基準²⁾に採用されているが, 同基準は既存 RC 造建物の地震被害に多く見られる層崩壊が生じることを前提としている。一方, 梁曲げ降伏型全体崩壊形建物に対する算定法も提案されている³⁾が, いずれも適用範囲が特定の崩壊形に限定されるという問題がある。また, 各部材の損傷度と耐力から, 層や建物全体の耐震性能残存率を算定するものであり, 剛性や部材の位置関係等による影響は考慮されていない。一方, 文献 4), 5)では, 部材の最大変形と消費履歴エネルギーに基づいて, RC 造建物の損傷状態を評価する手法が提案されているが, 基本的には損傷を考慮した耐震設計を意識したものであり, 実被害建物における残存耐震性能を定量的に評価するものではない。

そこで, 筆者らは文献 6)において, 1 層建物に関し, 既往の研究で適用範囲としていた層崩壊形, 全体崩壊形だけでなく, せん断部材と曲げ部材が混在する場合 (以下破壊モード混在型) 等も含めたあらゆる破壊形式を対象範囲とした上で, 諸条件によるエネルギー

吸収 (等価粘性減衰定数) の違いを考慮した指標として, 架構耐震性能に及ぼす各部位の影響度 E_r を定義し, それを用いて被災建物の耐震性能残存率を算定する手法の提案を行った。しかしながら, 文献 6)の手法では, せん断部材の履歴減衰を無視している等, 実現象と対応しない部分があり, 評価手法にも複雑な点が見られた。また, 実験結果との対応については未検討であり, 手法の妥当性に関しては十分な検証がなされていないと言える。そこで, 本研究では, あらゆる崩壊形, 特に破壊モード混在型建物に精度良く適用可能な残存耐震性能評価法の確立を目的として, せん断部材の減衰等をより適切に考慮した各部位の影響度 E_r の算定法を提案し, 建物モデルを用いて提案手法の妥当性の検証を行う。さらに, 2010 年に実験が行われた, 破壊モード混在型の RC 造 1 層架構⁷⁾に提案手法を適用し, 荷重変形関係やひび割れ状況から推定される耐震性能の低下状況等, 実験結果との対応についても検討を行う。

2. 部材の耐力と減衰に基づく耐震性能残存率 R 算定方法の提案

2.1 耐震性能残存率 R 算定方法の流れ

文献 1)では, 耐震診断基準⁸⁾の構造耐震性能指標 I_s 値を用いて耐震性能残存率 R を求めている。既存建物の地震被害では, 特定層の柱のせん断・曲げ破壊により層崩壊が生じることが一般的で, その

*東北大学大学院工学研究科都市・建築学専攻 大学院生

**東北大学大学院工学研究科都市・建築学専攻 教授・博士 (工学)

***東北大学大学院工学研究科都市・建築学専攻 大学院生・修士 (工学)

Graduate Student, Dept. of Architecture, Faculty of Engineering, Tohoku University

Prof., Dept. of Architecture, Faculty of Engineering, Tohoku University, Dr. Eng.

Graduate Student, Dept. of Architecture, Faculty of Engineering, Tohoku University, M. Eng.

場合、各柱の変形能力（靱性指標 F ）に大きな差がないとすれば、損傷度に応じて決まる耐震性能低減係数 η （表 1）を当該層の柱の耐力 Q_u で重みづけ平均して建物の耐震性能残存率 R を算出することになる（図 1）。一方、梁曲げ降伏型全体崩壊形建物を対象とする文献 3)では、極限解析における架構の内力仕事 $\sum(M_{ui}\theta_i)$ において、各塑性ヒンジの回転角 θ_i を同一と仮定し、仕事量の負担割合として、曲げ降伏位置の終局耐力 M_u で η を重みづけ平均することとしている。一方、筆者らによる研究 6)では、文献 1), 3)では考えられていないエネルギー吸収（等価粘性減衰）を考慮した指標である、架構耐震性能に及ぼす各部位の影響度 E_r で η を重みづけすることで、耐震性能残存率 R を算出する方法を提案している。本研究で提案する手法は、文献 6)の手法を基に、せん断部材における減衰の評価方法等（特に後述する(3)式、(14)式に関連する部分）に関して修正・簡略化を行ったものである。ここで、 η は表 1 の値を用いることを前提とし、以下では影響度 E_r の算定法に関する検討を行う。本章では、算定法全体の具体的な流れを示す。

2.2 影響度 E_r の算定方法（精算法：応答スペクトル法）

影響度 E_r は、骨組の pushover 解析と地震応答スペクトルに基づく保有耐震性能指標 α から求めることを原則（精算法）とする。以下に精算法の流れを示す。

(a)全ての部材強度（曲げ、せん断）を部材断面に基づいて略算式 8)で算出した基本モデルについて pushover 解析を行う。ここで、せん断部材については、せん断バネに最大耐力後に負勾配を持つモデルを用いることで、耐力低下を考慮する。負勾配は芳村らによる研究 10)を参考に定めるが、設定方法の詳細については、付録 1 に示す。

(b)ある部位の損傷が建物の耐震性能に及ぼす影響を評価するため、ヒンジ発生位置のうち 1ヶ所の耐力をゼロ、つまりピンとした部分ピンモデルについても同様に解析を行う。ここで、対称部位がせん断部材の場合には、せん断バネの終局強度をゼロとしたモデルを用いることで、部材にせん断力が生じないようにする。

(c)解析結果から求めた、基本モデルと部分ピンモデルの耐力曲線（加速度－変位関係）に関し、安全限界時（層間変形角=1/50rad.とした）において、減衰定数に応じて低減した第 2 種地盤の告示の応答スペクトルに対する保有耐震性能指標 α , α' を求める（図 2）。本来、安全限界変形は、せん断部材の割合や耐力低下勾配等によって異なり、1/50rad.以下の変形で架構が安全限界に達することも考えられる。しかし、現状、架構の特性に応じた安全限界の評価法は確立されておらず、また、仮に安全限界変形が変化した場合にも、本手法の理論は基本的には直接適用可能であるため、基礎的な段階として、まずは、せん断部材の割合が比較的少なく、耐力低下も緩やかであり、大変形時まで架構の安全性を維持出来るような場合を想定して、安全限界変形を 1/50rad.に定めることとした。この際、曲げ部材については、各部材で耐力低下は生じていないが、塑性率の大きい一部の部材では終局変形近く（耐力低下が生じる少し手前であり、後述の(13)式にも示しているように塑性率 5 程度）に達した状態を想定している。

架構の減衰定数 h は、各バネの減衰定数 h_i を歪エネルギー W_i で重みづけ平均し、(1)式で求める。 h_i は、塑性化前では $h_i=0.05$ とする。塑性化後は、曲げバネは(2)式、せん断バネは、一般にせん断破壊後の部材の履歴エネルギー吸収能力が乏しいことを考慮し、履歴

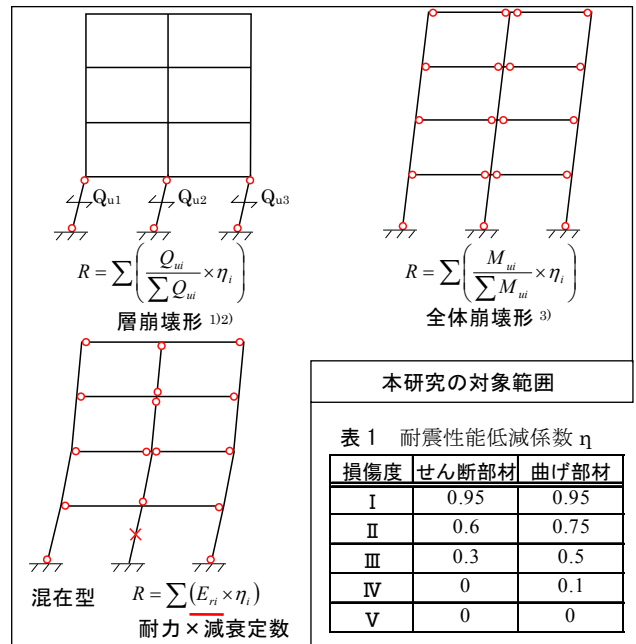


図 1 既往の研究と本研究における残存耐震性能評価の概念

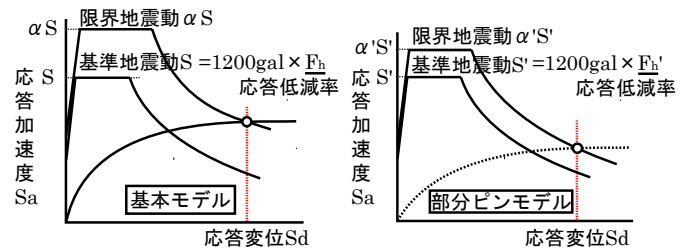


図 2 精算法における影響度 E_r の算定

減衰を曲げバネの場合の 2 割とした(3)式で算定する。せん断バネの塑性率 μ は、（安全限界時の変形量/最大耐力時の変形量）により定義する。(3)式の設定根拠については付録 2 に記載する。基準地震動は、減衰定数 h に応じて(4)式で算定される応答低減率 F_h を告示の応答スペクトル（1200gal）に乗じることで算定する（図 2）。

$$h = \sum(h_i W_i) / \sum W_i \quad (1)$$

$$h_i = 0.05 + 0.25(1 - 1/\sqrt{\mu}) \quad \mu > 1 \quad \text{曲げバネ} \quad (2)$$

$$h_i = 0.05 + 0.05(1 - 1/\sqrt{\mu}) \quad \mu > 1 \quad \text{せん断バネ} \quad (3)$$

$$F_h = 1.5 / (1 + 10h) \quad (4)$$

(d)基本モデルに対する、部分ピンモデルの保有耐震性能指標の減少率 D_r を(5)式により求める。

$$D_r = 1 - \alpha' / \alpha \quad (5)$$

(e)全てのヒンジ発生位置について減少率 D_r を求める。

(f) D_r を、全てのヒンジ位置での和が 1 になるように基準化したものを、影響度 E_r と定義する ((6)式)。

$$E_r = D_r / \sum D_r \quad (6)$$

2.3 影響度 E_r の算定方法（略算法：応力分布法）

精算法に用いる pushover 解析は、地震直後の現地での被災度判定を対象とするには複雑なため、手計算可能な手法として、以下の略算法でも検討を行う。略算法では、耐力と減衰の両方を考慮した値である保有耐震性能指標減少率 D_r を、耐力の減少率 Q と減衰による影響を表す係数 κ_h の掛け算から(7)式で求める。

$$D_r = \kappa_h \bar{Q} \quad (7)$$

(6)式, (7)式より, 影響度 E_r は下式で表される。

$$E_r = \kappa_h \bar{Q} / \sum(\kappa_h \bar{Q}) \quad (8)$$

(1)安全限界時層せん断力減少率 \bar{Q}

節点振り分け法を用いて骨組の応力を求め, 部材の曲げ強度 M_u 及びせん断部材の負担せん断力 Q_s から, 基本モデルと部分ピンモデルの安全限界時層せん断力 $\Sigma Q, \Sigma Q'$ を計算する (図3)。この際, せん断部材では耐力低下が生じているため, 安全限界時の負担力 Q_s は, せん断強度 Q_u より低下する。そこで, 図4のように, 層間変形角とせん断力の関係をモデル化することで Q_s を算定する。算定手法の詳細は, 付録1に示す。続いて, 基本モデルに対する部分ピンモデルの安全限界時層せん断力の減少率 \bar{Q} を(9)式により求める。これは, 図1の $Q_{ui}/\Sigma Q_{ui}$ あるいは $M_{ui}/\Sigma M_{ui}$ に相当する指標である。

$$\bar{Q} = 1 - \Sigma Q' / \Sigma Q = \Delta Q / \Sigma Q \quad (9)$$

(2)減衰による補正係数 κ_h

・曲げ降伏部位

各ヒンジ部位の履歴エネルギー吸収が建物の減衰性能に及ぼす影響を考慮するための係数を κ_h とする。曲げ降伏部位では, 弾性時の部材剛性に応じた応力の負担割合を用い, 以下の方法で κ_h を求める。ここでは, 曲げ部材が降伏後, 安全限界まで耐力を維持する, 即ち, 安全限界時の変形に対して十分な靱性能を有するものとしている。

(a)適当地震力に対して, D値法により算出した弾性時の部材端部(フェイス位置)における曲げモーメント M_R を求める (図5)。

(b)曲げ終局耐力を M_u とし, 降伏指標 Y_d を(10)式で定める。

$$Y_d = M_u / M_R \quad (10)$$

(c)各ヒンジ位置について Y_d を求め, 最小値 Y_{dmin} で基準化したものを, 基準化降伏指標 Y_{de} と定義する。

$$Y_{de} = Y_d / Y_{dmin} \quad (11)$$

(d) Y_{de} が小さい程, 降伏のタイミングが早くなり, 塑性率が大きくなるため, 架構の減衰性能を増大させるという関係 (図6) を利用し, (12)式により κ_h を定義する。ここでは, Y_{de} が塑性率 μ に反比例すると考えれば, (2)式の関係より, 減衰定数 h ((1)式からわかるように, 建物の減衰性能への影響分を表す値であり, 略算法の補正係数 κ_h に対応) は, 大凡 Y_{de} の平方根に反比例することから, (12)式の関係を決めている。 κ_h は, Y_{de} が最小となる部位, 即ち最初に降伏し, 塑性率最大となる部位 (第一降伏部位) で最大値 1 を取る。

$$\kappa_h = 1 / \sqrt{Y_{de}} \quad (12)$$

・せん断破壊部位

せん断部材は, 降伏 (最大耐力時) 変形角が小さいため, 安全限界時 (層間変形角=1/50rad.) には塑性率 μ が非常に大きな値になると考えられる。ここで, $\mu > 10$ とすると, 図7に示す(3)式の値から, 減衰定数は概ね $h_s = 0.09$ となる。一方, 基準となる値として, $\kappa_h = 1$ となる第一降伏部位 (塑性率最大の部位) での減衰定数 h_{f1} を(13)式により求める。ここで, 最大塑性率 $\mu = 5$ と仮定すると,

$$h_{f1} = 0.05 + 0.25(1 - 1/\sqrt{5}) = 0.19 \quad (13)$$

となる。 h_s 及び h_{f1} から, せん断破壊部位における κ_h を(14)式で求め, この値を一定値として用いることとする。 κ_h は, 減衰定数 h_s , h_{f1} それぞれに対応して(4)式で算定される応答低減率 F_{hs} , F_{hf1} の比率になっているが, 詳しい導出仮定については, 付録3に記載する。

$$\kappa_h = \frac{1 + 10h_s}{1 + 10h_{f1}} = \frac{1 + 10 \times 0.09}{1 + 10 \times 0.19} = 0.66 \left(= \frac{F_{hf1}}{F_{hs}} \right) \quad (14)$$

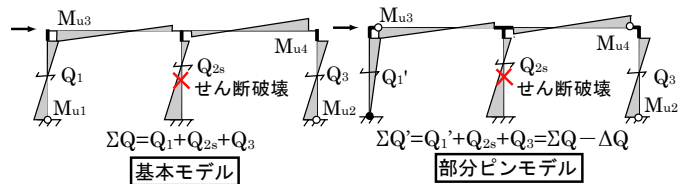


図3 略算法における安全限界時層せん断力 ΣQ の算定

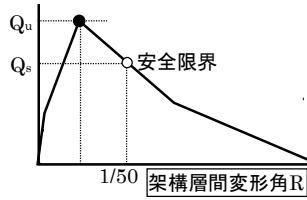


図4 せん断柱の安全限界時負担せん断力 Q_s

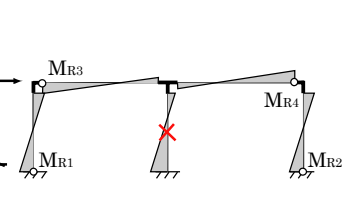


図5 弾性時の部材端部におけるモーメント M_R

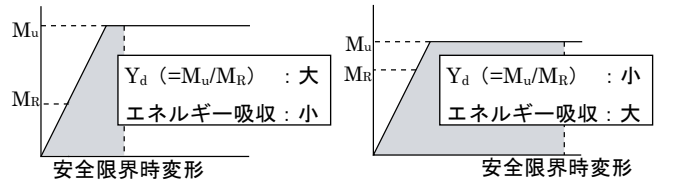


図6 エネルギー吸収と部材耐力 M_u , 弾性時モーメント M_R の関係

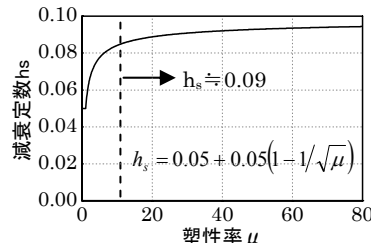
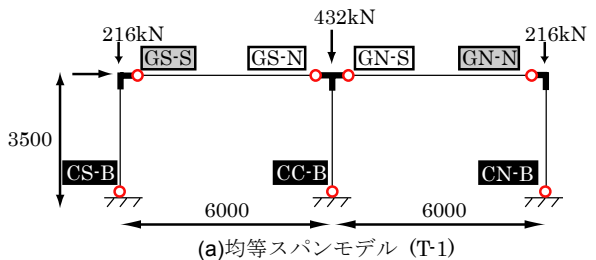


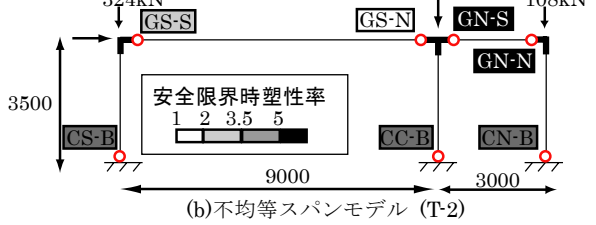
図7 せん断パネの塑性率と減衰定数の関係

表2 建物モデル諸元 (曲げ降伏型モデル)

	b×D (mm)	主筋 SD345	横補強筋 SD295	曲げ(kN・m)		せん断(kN)	
				Mcr	Mu	Qcr	Qu
柱CC	600×600	16-D22	2-D10@150	152	475	223	404
柱CS,CN	600×600	16-D22	2-D10@150	130	415	223	387
梁	350×550	4-D19	2-D10@100	54	194	107	240
梁(3m)	350×550	4-D19	2-D10@100	54	194	122	260



(a)均等スパンモデル (T-1)



(b)不均等スパンモデル (T-2)

図8 曲げ降伏型建物モデル

3. 建物モデルを用いた提案手法及び既往の手法の精度検証

曲げ部材で構成される1層建物モデル, 及びせん断部材を含む破

表3 算定結果一覧 (T-1)

	基本モデル	部分ピンモデル						
		CS-B	CC-B	CN-B	GS-S	GS-N	GN-S	GN-N
減衰定数h	0.17	0.16	0.16	0.16	0.17	0.17	0.17	0.17
基準地震動S(gal)	670	679	680	680	670	659	659	670
限界地震動αS(gal)	711	575	555	555	641	641	641	641
保有耐震性能指標α	1.06	0.85	0.82	0.85	0.96	0.97	0.97	0.96
保有耐震性能指標減少率Dr		0.20	0.23	0.20	0.10	0.08	0.08	0.10
影響度Er		0.20	0.23	0.20	0.10	0.08	0.08	0.10
安全限界時層せん断力ΣQ(kN)	619	501	484	501	558	558	558	558
層せん断力低下率Q		0.19	0.22	0.19	0.10	0.10	0.10	0.10
減衰による係数kh		1.00	0.99	1.00	0.87	0.78	0.78	0.87
影響度Er		0.21	0.23	0.21	0.09	0.08	0.08	0.09
M _u /ΣM _u		0.20	0.23	0.20	0.09	0.09	0.09	0.09

表4 算定結果一覧 (T-2)

	基本モデル	部分ピンモデル						
		CS-B	CC-B	CN-B	GS-S	GS-N	GN-S	GN-N
減衰定数h	0.17	0.16	0.16	0.16	0.17	0.18	0.17	0.16
基準地震動S(gal)	674	682	685	684	666	654	669	680
限界地震動αS(gal)	726	579	569	599	658	658	645	645
保有耐震性能指標α	1.08	0.85	0.83	0.88	0.99	1.01	0.96	0.95
保有耐震性能指標減少率Dr		0.21	0.23	0.19	0.08	0.06	0.10	0.12
影響度Er		0.21	0.23	0.19	0.08	0.06	0.10	0.12
安全限界時層せん断力ΣQ(kN)	630	503	495	520	571	571	561	561
層せん断力低下率Q		0.20	0.22	0.17	0.09	0.09	0.11	0.11
減衰による係数kh		0.90	0.91	1.00	0.70	0.56	0.90	0.95
影響度Er		0.21	0.22	0.20	0.08	0.06	0.11	0.12
M _u /ΣM _u		0.21	0.23	0.18	0.09	0.09	0.09	0.09

壊モード混在型の1層建物モデルに関し、2章で提案した精算法、略算法及び既往の手法を用いて各部位の影響度 E_rを算定し、それぞれの値を比較することで、略算法、既往の手法の精度を検証する。

3.1 曲げ降伏型建物

(1) 建物モデル及び解析条件

建物モデルの諸元を図8及び表2に示す。柱脚及び梁端にヒンジが生じる曲げ降伏型のモデルとした。階高3.5mは共通とし、両側のスパンを6mで均等としたT-1、及び、3mと9mとしたT-2の2種類を設定した。曲げ及びせん断のひび割れ強度 M_{cr}、Q_{cr}、降伏強度 M_u、Q_uは部材断面に基づき、略算法⁸⁾により算出した。この際、柱では、節点に加えた長期荷重を軸力として強度を算定した。精算法の pushover 解析においては、柱と梁を材端に曲げバネ、中央にせん断バネと軸バネを持つ線材に置換した。曲げ、せん断バネの復元力特性は、トリリニア型のモデルを用い、曲げバネのひび割れ後の剛性低下率 α_sは、菅野式⁹⁾で求めた降伏変形から算出した。せん断バネは α_s=0.2とした。降伏後の剛性低下率は、両バネで0.001とした。軸バネは弾性とした。図8において、枠内はヒンジ位置の名称であり、安全限界時の塑性率に応じて表記を分類した。

(2) 影響度 E_r算定結果

影響度 E_rの算定結果を表3、表4及び図9に示す。ここで、文献3)で用いられている耐力による重みづけ係数 M_u/ΣM_uを合わせて示した。均等スパンとしたT-1において、M_u/ΣM_uでは、精算法と比較して、相対的に塑性率の低い梁の内端部の影響度を過大評価している。これは、精算法では、部分ピンモデルにおける基準地震動の増大による保有耐震性能指標の低下によって、塑性率の大きい部位が建物全体の減衰性能を向上させているといったことを考慮しているのに対し、単純な耐力比である M_u/ΣM_uでは、減衰の影響を無視しているためである。しかしながら、各部位における塑性率の差は小さいため、全体的に誤差は大きくない。一方、スパンを変化させたT-2では、部材長が短くなることで塑性化しやすくなった短梁(GN)の影響度を大きく過小評価し、長梁(GS)の影響度を過大評価する結果となっており、特に、各部材の剛性が異なり、ヒンジ部位の塑性率に大きな差が生じるような建物においては、耐力のみによる算定では各部位の影響度を適切に評価出来ないと言える。

それに対し、略算法は、両モデルにおいて、精算法とほぼ等しい値を示しており、(12)式によって簡略的に算出した係数 khで減衰の大小を評価することで、高精度で各部位の影響度を算出することが可能であると考えられる。

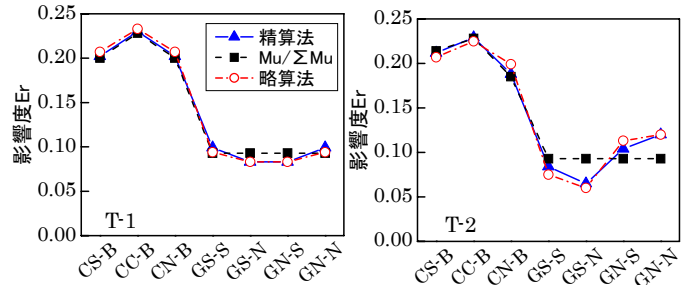


図9 影響度 E_r算定結果

表5 建物モデル諸元 (破壊モード混在型モデル)

	b×D (mm)	主筋 SD345	横補強筋 SD295	曲げ(kN・m)		せん断(kN)	
				M _{cr}	M _u	Q _{cr}	Q _u
柱CC	600×600	24-D25	2-D10@150	165	769	314	630
柱CS,CN	600×600	20-D22	2-D10@150	133	486	224	397
梁	400×600	5-D19	2-D10@100	74	265	134	287

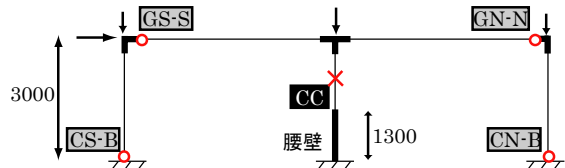


図10 破壊モード混在型建物モデル(M-1)

3.2 破壊モード混在型建物

(1) 建物モデル及び解析条件

建物モデルの諸元を図10及び表5に示す。階高は3mとし、スパン及び長期軸力はT-1モデルと共通とした。せん断破壊する中央柱のせん断バネには、耐力低下型のモデルを設定し、その他のバネの復元力特性は、曲げ降伏型と同様の方法で算出した。耐力低下する部材を持つ場合、一般的な荷重増分型の pushover 解析を行うことが出来ないため、藤井¹²⁾が提案した変位増分解析と同様の手法を用いた。これは、階の床位置に属する節点のx方向変位増分を固定し、その値と縮約全体剛性マトリクスから水平方向の外力及び各節点のy、θ方向の変位を求める変位制御型の解析法である。この際、せん断部材では、せん断力の低下に伴ってモーメントが減少するため、本来は曲げバネにモーメント減少時の剛性(除荷剛性)を新たに定義する必要があるが、ここでは簡単のため、減少時の剛性に増加時のものを用いることとした。即ち、増加時、減少時に関わらず、後述の付図1(c)の復元力特性に従ってバネの剛性を定めている。

(2) 影響度 E_r算定結果

M-1における影響度 E_rの算定結果を表6、図11に示す。せん断

柱における M_u は、最大耐力時の柱頭と柱脚のモーメント M_{ub} , M_{ut} の合計として、せん断強度 Q_u と階高 H から(15)式で求めた(図12)。

$$M_u = M_{ut} + M_{ub} = Q_u \times H \quad (15)$$

精算法と比較すると、耐力による重みづけ係数 $M_u/\Sigma M_u$ では、せん断柱 CC の影響度を過大評価しており、その度合も曲げ降伏型モデルの塑性率が小さい部位 (T-1 の梁内端及び T-2 の梁 GS) に比べて大きい。一方減衰による影響 k_h を考慮することで、略算法でも精算法にほぼ近い値が得られ、破壊モードが混在する建物においても、高精度で各部位の影響度 E_r を推定できることがわかる。

4. 架構実験による精度検証

本章では、2010年に建築研究所で実験を行った1層架構⁷⁾に提案手法(精算法)を適用し、各部位の影響度 E_r (計算値)を算出する。一方で、実験結果から得られた荷重変形関係から、影響度 E_r の実験値を算出し、計算値と比較することで、提案手法の妥当性を検討する。さらに、実験で計測した損傷度と、既往の手法、提案手法それぞれで求めた影響度から、各変形角における耐震性能残存率 R を算出し、架構の損傷状態及び荷重変形関係との対応の良否を検討する。

4.1 実験概要

試験体は図13に示す1層2スパンの架構であり、南北柱及び梁を曲げ破壊型、中央柱をせん断破壊型の設計としている。それぞれの部材断面及び略算式⁸⁾により算定した強度等を表7に示す。

加力は、各柱上部に接続した鉛直ジャッキにより一定軸力を載荷し、梁の両端に接続した水平ジャッキにより北側に変形する方向を正載荷として、正負交番繰り返し載荷を行った。加力サイクルは、層間変形角 $1/400\text{rad}$ までは1回、 $1/200\text{rad}$ 以降は3回の繰り返しとした。また、両側の柱の内法高さ中央位置にロードセルを設置することで各柱の軸力、せん断力の計測を行った。

4.2 実験結果

層間変形角 $0.5 \times 10^{-2}\text{rad}$ で中央柱に顕著なせん断ひび割れが生じ、 $0.7 \times 10^{-2}\text{rad}$ で中央柱は最大耐力となった。層せん断力は、 $0.9 \times 10^{-2}\text{rad}$ で最大となり、その後徐々に低下した。 $3 \times 10^{-2}\text{rad}$ 時には中柱の主筋が見える程コンクリートが剥落し、せん断力は最大耐力の7割程度まで低下したが、軸力は支持していた。その後、中央柱の軸力を 250kN から 500kN まで増加させ、再度中央柱が軸崩壊するまで加力を行った。軸力を増加させる層間変形角 $3 \times 10^{-2}\text{rad}$ 時点までの、層せん断力-層間変形角関係を、解析結果と合わせて図14に示す。解析手法は、2, 3章に示したものと同様である。

4.3 各部位の影響度 E_r の実験値の算出

2章で提案した精算法に従い、以下の手順で各部位の影響度 E_r の実験値を算出する。安全限界を層間変形角 $1/50\text{rad}$ とし、そのサイクルでの層せん断力と層間変形角から限界地震動を、履歴ループの面積から求めた減衰定数 h を(4)式に代入して算定した応答低減率 F_h を用いて基準地震動を求め、実験結果(基本モデル)における保有耐震性能指標 α を算出する。続いて、図15に示すヒンジ発生部位について、ロードセル及び変位計の値から、部位別の荷重変形関係を算出し(図16)、架構の場合と同様に、安全限界時の各部位の負担力及び減衰定数を算出する。この際、せん断部材である中央柱(CC)では、せん断変形が支配的であると考え、せん断力-せん断変形関係を、その他の曲げ部材では、曲げ変形が支配的と考え、モ

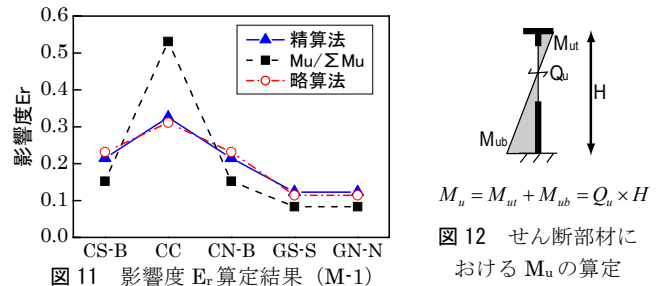


図11 影響度 E_r 算定結果 (M-1)

表6 算定結果一覧 (M-1)

		基本モデル	CS-B	CC	CN-B	GS-S	GN-N
精算法	減衰定数h	0.13	0.12	0.15	0.12	0.12	0.12
	基準地震動S(gal)	790	812	727	812	804	804
	限界地震動 α S(gal)	954	768	590	768	850	850
	保有耐震性能指標 α	1.21	0.95	0.81	0.95	1.06	1.06
	保有耐震性能指標減少率Dr		0.22	0.33	0.22	0.12	0.12
	影響度 E_r		0.21	0.32	0.21	0.12	0.12
略算法	安全限界時層せん断力 ΣQ (kN)	840	678	510	678	747	747
	層せん断力低下率 \bar{Q}		0.19	0.39	0.19	0.11	0.11
	減衰による係数 k_h		1.00	0.66	1.00	0.86	0.86
	影響度 E_r		0.23	0.31	0.23	0.11	0.11
	$M_u/\Sigma M_u$		0.15	0.53	0.15	0.08	0.08

表7 試験体諸元

	b×D (mm)	主筋 SD345	横補強筋 SD295	曲げ(kN・m)		せん断(kN)	
				Mcr	Mu	Qcr	Qu
中央柱	400×400	16-D22	2-D10@150	60	292	168	374
南北柱	400×400	16-D16	2-D10@150	72	211	130	410
梁上端	300×400	6-D16	2-D10@100	32	196	65	220
梁下端		4-D16		31	139	71	223

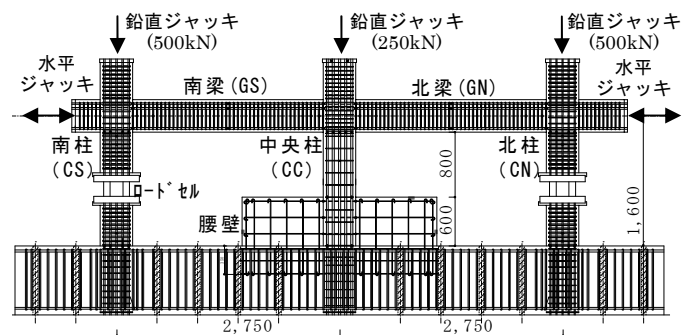


図13 試験体配筋図

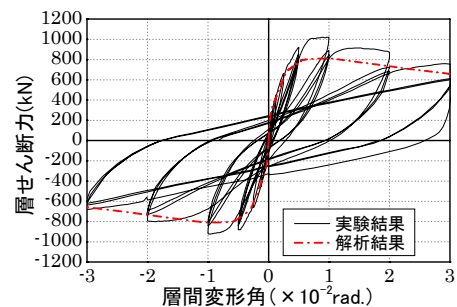


図14 層せん断力-層間変形角関係

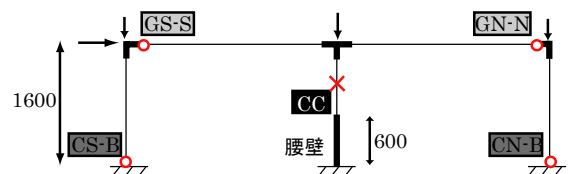


図15 試験体のヒンジ発生位置

メントー曲げ回転角関係を用いる。以上の結果から、架構の層せん断力及び減衰定数に及ぼす各部位の影響分を計算し、それを基本モデルから差し引くことで、部分ピンモデルにおける保有耐震性能指標 α を求め、(5)式、(6)式より各部位の影響度 E_r を算定する。

4.4 影響度 E_r の実験値と計算値の比較

4.3の手法で求めた各部位の影響度 E_r の実験値と計算値の比較を図 17 に示す。正負でほぼ同様の結果であったため、代表して正側を記載した。また、既往の耐力による重みづけ係数 $M_u/\sum M_u$ の計算値も合わせて示した。 $M_u/\sum M_u$ に対し、実験値では、中央柱 CC の影響度が 0.63 倍程度に小さくなっている。これは、実験値の算出においては、中央柱では耐力低下が生じていること、及び履歴ループがスリップ型で、他の部位に比べて履歴エネルギー吸収（等価粘性減衰）が乏しいこと（図 16）といったせん断部材の特性を考慮しているためであり、より適切に各部位の影響度を算定するには、耐力以外の要素を解析的に精度良く評価する必要があると言える。一方、提案手法（精算法）では、耐力や減衰に関する実験値と計算値の違いによって、影響度 E_r の値に多少の差異が見られるものの、概ね計算値が実験値に近い値を示している。すなわち、提案手法では、(付1)式や(3)式を用いることで、実験結果で確認された中央柱の耐力低下や他の部材との減衰の違い、すなわち、 $M_u/\sum M_u$ に対して影響度 E_r の値が小さくなることを精度良く（実験値が $M_u/\sum M_u$ の 0.63 倍なのに対して 0.69 倍）評価出来ており、既往の手法と比較して、部材の特性を考慮することでより適切に影響度を算定可能と言える。

4.5 耐震性能残存率 R の推移と妥当性の検討

各変形角の最終サイクルの除荷時に計測した損傷状態（ひび割れ、剥落）から算出した各ヒンジ部位の損傷度、及びそれに応じて表 1 で定義される耐震性能低減係数 η の推移を図 18 に示す。曲げ降伏部位（南北柱脚・南北梁端）では、全ての位置で同様の推移であったが、せん断破壊部位（中央柱）では、曲げ部位と比較して小さい変形角で損傷度が大きくなる（ η が小さくなる）傾向が見られた。

続いて、既往の手法、提案手法それぞれの重みづけ係数 $M_u/\sum M_u$ 、 E_r を用い、図 1 の式で算定した耐震性能残存率 R の推移を図 19 に示す。正側負側でほぼ同様の結果であったため、代表して正側を記載した。また、参考として、4.3 に示す方法で求めた、基本モデルに対する、中央柱 (CC) の部分ピンモデルの保有耐震性能指標の比率 α/α （実験値：以下中央柱の α/α ）を併記した。これは、他の部材が無損傷の状態、中央柱 CC が（水平）崩壊した場合の耐震性能残存率 R に対応する値であり、中央柱がせん断破壊した一方で、他の部位の損傷は軽微（損傷度 II）であった、層間変形角 $1 \times 10^{-2} \text{rad}$ の試験体の状態（図 21）を概ね正確に表すものと考えられる。

算定結果を見ると、せん断破壊部位 (CC) では、小さい変形角で η の低下が起こるため（図 18）、CC の影響度を大きく評価する既往の手法 ($M_u/\sum M_u$) では、残存率 R の低下が急勾配になる傾向が見られた。層間変形角 $1 \times 10^{-2} \text{rad}$ において、 $R=44\%$ であり、被災度区分判定基準の大破の基準 60% を大きく下回る結果となっているが、図 14 の層せん断力-層間変形角関係を見ると、同変形角で最大耐力を迎えた後、次サイクル ($2 \times 10^{-2} \text{rad}$) においても、正側負側共に 85% 程度の耐力を維持しており、また、減衰定数も増加傾向にある（図 20）。加えて、せん断破壊した中央柱が軸力を十分に支持していること、その他の部位の損傷度は II であり、図 21 に示す

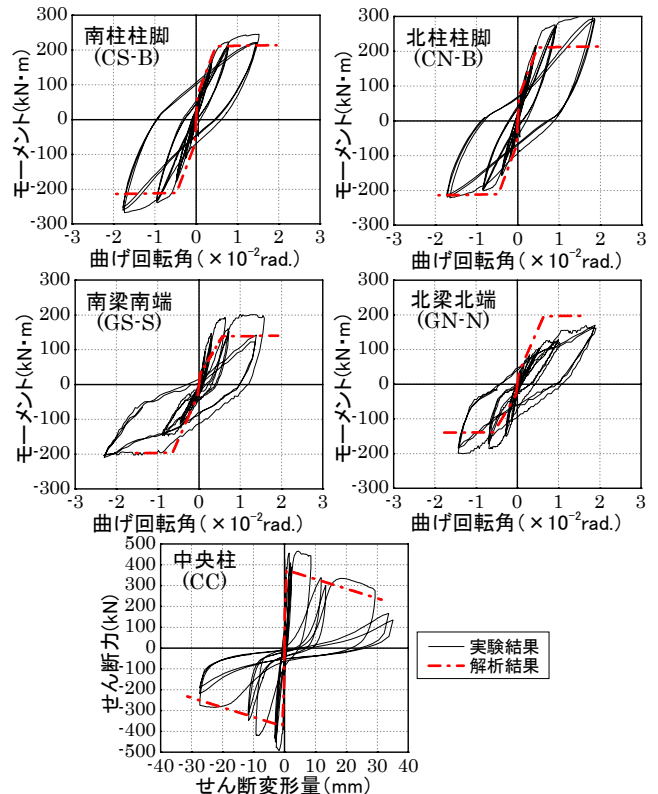


図 16 各ヒンジ発生部位の荷重変形関係（変形角=1/50rad.まで）

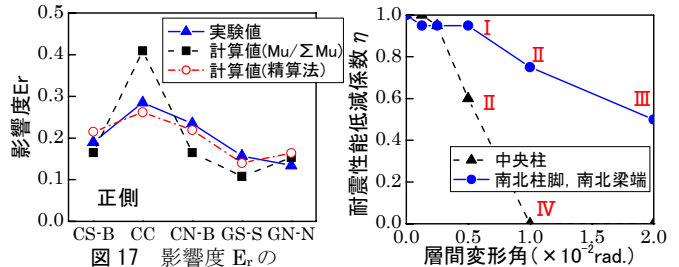


図 17 影響度 E_r の実験値と計算値

図 18 耐震性能低減係数 η の推移

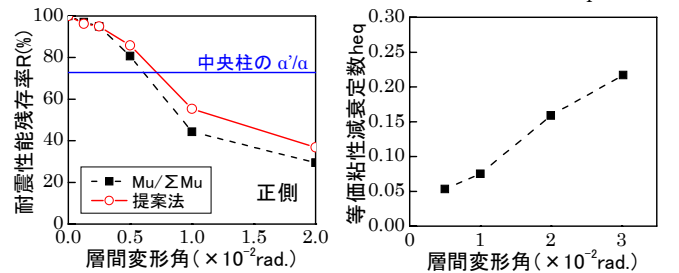


図 19 耐震性能残存率 R の推移

図 20 等価粘性減衰 h_{eq} の推移

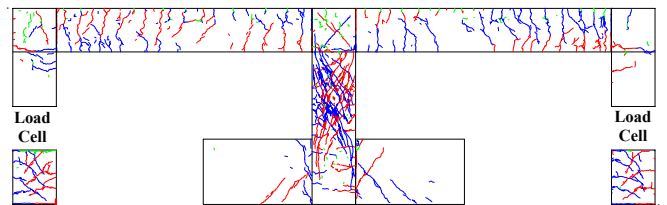


図 21 層間変形角 1/100rad.負側除荷時のひび割れ状況

ように、コンクリートの剥落等はほとんど生じていないことなどから、架構の安全性は十分に保たれていると考えられる。R の値としても、前述した中央柱の α/α に対して 6 割程度になっていることから、既往の手法では、耐震性能残存率 R について、大きく安全側の評価になっていると言える。一方、提案手法では、 $R=55\%$ と、同様

に変形角 $1 \times 10^{-2} \text{rad}$ で大破の基準を下回るものの、既往の手法と比較すると、せん断部材の損傷度の増加に伴う R の低下は緩やかであり、 $1 \times 10^{-2} \text{rad}$ 時点では、中央柱の α/α_0 に比較的近い値を示した。提案手法でも R を安全側に評価する傾向があり、その原因に関しては、 η の値についても検討する必要があると考えられるが、せん断部材の破壊が進展しても、他の部材は健全であり、架構としての耐力低下も緩やかであった本試験体の挙動については、既往の手法に比べ、提案手法の方がより適切に評価出来ていると言える。

5. まとめ

- (1)破壊モードが混在する建物にも適用可能な耐震性能残存率評価法として、架構の耐震性能に対する各部位の影響度 E_r で、損傷度に応じて定められる耐震性能低減係数 η を重みづけする手法を提案した。影響度 E_r は、耐力と減衰の両方による影響を考慮して算定することとし、pushover 解析結果を用いた精算法と、節点振り分け法や D 値法に基づく略算法の 2 通りを提案した。
- (2)曲げ降伏型、及びせん断部材が混在する 1 層建物モデルにおいて、提案手法により影響度 E_r を算定した結果、部材耐力だけを考慮する既往の手法と比較して、減衰を考慮することで大幅に精度が向上し、略算法でも精算法に近い精度で推定することが出来た。
- (3)提案手法の妥当性を検証するため、破壊モード混在型の 1 層架構実験における荷重変形関係から算出した各部位の影響度 E_r (実験値) と、提案手法により算出した計算値を比較した結果、両者が良好に対応していることが確認できた。また、既往の手法、提案手法それぞれの重みづけ係数を用いて、各変形角における耐震性能残存率 R を算出した結果、提案手法を用いることで、変形角の進展に伴う架構耐震性能の低下傾向をより適切に評価出来ることがわかった。

謝辞

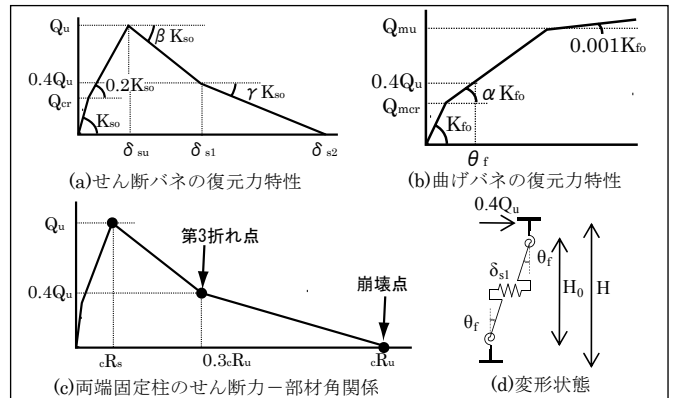
本研究で行った実験は、(独)建築研究所の重点研究課題「一般建築物の構造計算に関わる技術的判断基準の明確化」の一環として、共同研究のもとに実施したものである。また、東京大学生産技術研究所中塾研究室には、ひび割れ図の提供及び実験結果の解釈に関する貴重な助言を賜った。ここに記して関係各位に謝意を表する。

参考文献

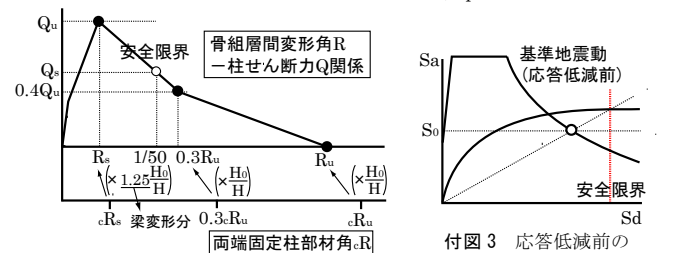
- 1) 文野正裕, 前田匡樹ほか: 部材の残余耐震性能に基づいた震災 RC 造建築物の被災度評価法に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol22, No.3, pp1447-1452, 2000
- 2) 日本建築防災協会: 震災建築物の被災度区分判定基準及び復旧技術指針, 2002
- 3) 包蘇榮, 前田匡樹ほか: RC 造梁降伏型全体崩壊形建物の残存耐震性能評価法, 日本地震工学シンポジウム, Vol.13, pp.3255-3260, 2010
- 4) Park, Y.-J and Ang, A.H.-S: Mechanistic Seismic Damage Model for Reinforced Concrete, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol111, No.4, pp.722-739, 1985.4
- 5) Park, Y.-J and Ang, A.H.-S, and Wen, Y.K: Seismic Damage Analysis of Reinforced Concrete Buildings, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol111, No.4, pp.740-757, 1985.4
- 6) 三浦耕太, 前田匡樹ほか: 架構耐震性能に及ぼす部材の影響度に基づいた被災建物の残存耐震性能評価法と破壊モード混在型建物への拡張, コンクリート工学年次論文集 Vol.33, No.2, pp.901-906, 2011
- 7) 福山洋, 向井智久ほか: 脆性部材を有する RC 造架構の構造性能評価に関する実験 その 1 実験概要, 日本建築学会大会学術講演梗概

集, C-2, pp.807-808, 2011

- 8) 日本建築防災協会: 2001 年改訂版既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説, 2001
- 9) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針 (案)・同解説, 2004
- 10) 芳村学, 高稲宜和: 崩壊変形を含む鉄筋コンクリート柱の荷重低下域における挙動の定式化, 日本建築学会構造系論文集, 第 587 号, pp163-171, 2005.1
- 11) 藤井賢志: せん断破壊する部材を含む既存鉄筋コンクリート造建物の地震時最大応答の推定, コンクリート工学年次論文集 Vol.32, No.2, pp.787-792, 2010
- 12) 日本建築センター: 建築物の構造関係技術基準解説書, 2007
- 13) 宮下健, 倉本洋: 限界耐力計算における等価粘性減衰定数の評価に関する一考察, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, pp.367-368, 2003



付図 1 せん断破壊型部材の負剛性 B , γ の設定



付図 2 安全限界時の負担せん断力

付録 1: せん断部材における耐力低下の評価方法

精算法における pushover 解析では、部材のせん断破壊後の耐力低下を考慮するため、せん断パネルに負勾配 B , γ を持つ付図 1(a) のモデルを用いる。ここで B は、両端固定の条件下で水平荷重を行った場合に、芳村らにより提案されたせん断力-部材角関係¹⁰⁾の第 3 折れ点(付図 1(c))を通過するよう、(付 1)式により定める。式中の記号については付図 1 を参照されたい。

$$B = 0.6Q_u / (\delta_{s1} - \delta_{sw})K_{s0} \quad (付 1)$$

$$\delta_{s1} = (0.3cR_u - \theta_f)H_0 \quad (付 2)$$

第 3 折れ点後の勾配 γ についても、 B と同様の方法で算出する。

略算法では、せん断部材の耐力低下後のせん断力を求めるため、付図 1(c) に示したせん断柱の両端固定載荷時における各特性点の部材角 cR を、(付 3)式、(付 4)式で骨組の層間変形 R に換算して求められるせん断力-層間変形角関係から、安全限界時負担せん断力 Q_s を求める (付図 2)。

$$R_s = 1.25cR_s \times H_0 / H \quad (付 3)$$

$$R_u = R_u \times H_0 / H \quad (付 4)$$

cR_s , R_s : 最大耐力時の両端固定柱の部材角, 骨組の層間変形角, cR_u , R_u : $Q_s=0$ での両端固定柱の部材角, 骨組の層間変形角, H , H_0 : 階高, 内法階高
上式は、文献 8) を参考に、最大耐力時までは、柱変形を 1.25 倍したものを梁の変形分を含めた層間変形とするが、その後は徐々に柱変形が支配的となり、第 3 折れ点では柱変形=層間変形となることを想定している。

付録 2: せん断部材における減衰定数 h の設定

本研究では、建物解析に用いられる履歴モデルを基に、せん断部材 (パネル) の減衰定数 h を本文(3)式で評価することとし、精算法における影響度 E_r の算定に用いている。以下に同式の設定理由を示す。

曲げ部材（パネ）の減衰定数を評価する本文(2)式は、限界耐力計算¹²⁾等にも用いられているが、文献9)にも記述されているように、これは、主に曲げ部材を想定した数種類の履歴モデルに対し、地震応答解析結果から(付5)式で算出した平均等価減衰 h_e の下限値に対応するように定められたものである。

$$h_e = \frac{\int_0^T \ddot{y}_0 y dt}{2\omega_e \int_0^T \dot{y}^2 dt} \quad (付5)$$

すなわち、部材の種類（履歴モデル）による違いは考慮されていない。一方、定常ループの履歴面積 ΔW とポテンシャルエネルギー W_e から(付6)式で求められる等価粘性減衰定数 h_{eq} は、本文(2)(3)式の第2項、すなわち履歴減衰を定量的に評価する値として、各々の履歴モデルに対して求められる。

$$h_{eq} = \frac{1}{4\pi} \cdot \frac{\Delta W}{W_e} \quad (付6)$$

文献9)にも示されているように、曲げ部材の履歴モデルとして一般的に用いられるものとして、武田モデルが、また、付着劣化が生じる場合等、履歴ループが比較的細った形状になる場合に用いられるものとして武田スリップモデルがある。除荷剛性等パラメータの設定値にもよるが、文献13)にも示されているように、スリップモデルにおける等価粘性減衰定数 h_{eqfs} は、各塑性率において、武田モデルの値 h_{eqf} に対して大凡0.75倍程度になる(付図4)。

一方、せん断部材（パネ）に関しては、文献11)を始め、スリップモデルよりもさらに履歴減衰の小さい原点指向型モデルが用いられることが多い。同モデルは、定常ループの履歴面積 ΔW が0であるため、(付6)式の定義によれば $h_{eq}=0$ となるが、定常ループ外では付図4に示すように履歴面積を持つため、実際には相応の履歴減衰を考慮することが望ましい。付図4の関係より、せん断部材の履歴減衰は、曲げ部材の0.75倍～0の範囲にあると判断出来るが、本研究で設定した安全限界（変形角=1/50rad）時には、部材の耐力低下が進んでおり、履歴減衰も多くは期待出来ないと考えられることから、原点指向型モデルの定常ループに比較的近い状態を想定して、曲げ部材の0.2倍に設定することとし、本文(3)式を定めた。0.2倍という値の妥当性については、今後更に検討を行う必要があるが、本文4章に示した影響度 E_r に関する実験値と計算値との対応によって、ある程度確認出来たとと言える。

付録3：せん断破壊部位における減衰による補正係数 κ_h の算出

本項では、以下に示す仮定条件を用いて、架構（基本モデル・部分ピンモデル）の保有耐震性能指標を推定することで、せん断破壊部位における減衰による補正係数 κ_h を算定する。

- (1) 曲げ降伏部位における最大塑性率を5とする、すなわちそこから算定される減衰定数を $h_{f1}=0.19$ とする。
- (2) せん断破壊部位の減衰定数を $h_s=0.09$ とする。

以下に算定の流れを示す。せん断部材破壊部位では、本文(7)式に示した保有耐震性能指標減少率 D_r と層せん断力減少率 \bar{Q} との関係を利用し、(付7)式で減衰による補正係数 κ_h を求める。

$$\kappa_{h0} = D_r / \bar{Q} \quad (付7)$$

ここで、 κ_{h0} は最大値(=1)で基準化する前の値であることを示す。保有耐震性能指標減少率 D_r 及び層せん断力減少率 \bar{Q} は、安全限界時の架構の変形、応力状態をモデル化することで、以下に示す方法で算定する。安全限界時において、建物の有効質量（1層の場合は全質量）を m 、応答低減前の基準地震動の大きさを S_0 （付図3に示すように、安全限界時の固有周期上の点）、層せん断力を ΣQ とすると、基本モデルの保有耐震性能指標は、

$$\alpha = \frac{\Sigma Q}{S_0 \cdot F_h \cdot m} \quad (付8)$$

部分ピンモデルの保有耐震性能指標 α' も同様にして求める。簡単のため、部分ピンモデルにおける応答低減前の基準地震動 S_0' が基本モデルの S_0 と等しいと考えると、本文(5)式、(付8)式より、保有耐震性能指標の減少率 D_r は、

$$D_r = 1 - \frac{F_h}{F_h'} \cdot \frac{\Sigma Q'}{\Sigma Q} \quad (付9)$$

F_h 、 F_h' ：基本モデルと部分ピンモデルに対する基準地震動の応答低減率
本文(4)式、(8)式、(付7)式、(付9)式より、減衰による補正係数は、

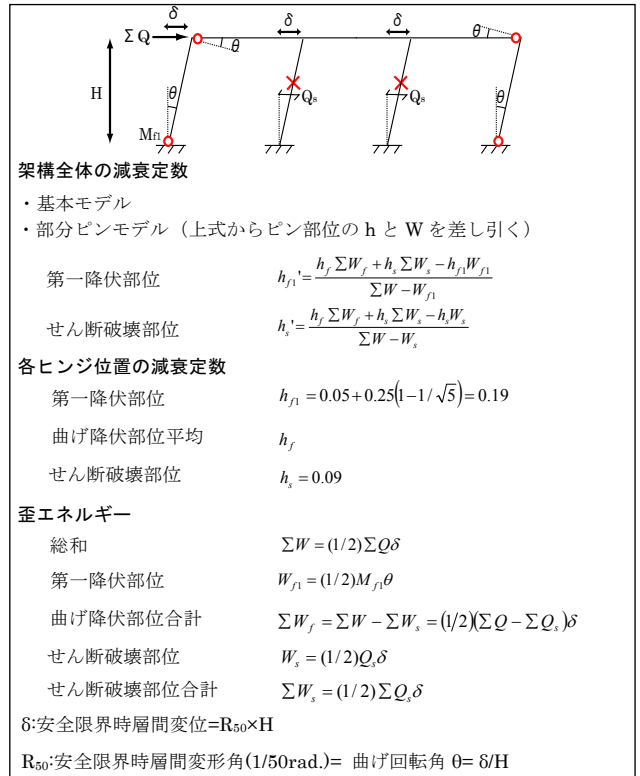
$$\kappa_{h0} = \frac{1}{\bar{Q}} \times D_r = \frac{\Sigma Q}{\Sigma Q - \Sigma Q'} \left(1 - \frac{1+10h_f}{1+10h_s} \cdot \frac{\Sigma Q'}{\Sigma Q} \right) \quad (付10)$$

曲げ降伏部位での算定法に合わせ、本文(10)式の降伏指標 Y_d が最小、つまり最初に降伏し、塑性率が最大となる部位（第一降伏部位）で κ_h が最大値1をとるように、 κ_{h0} を第一降伏部位での値 κ_{h0max} で基準化すると、

$$\kappa_h = \kappa_{h0} / \kappa_{h0max} \quad (付11)$$

曲げ部材		せん断部材	
	武田モデル		原点指向型モデル (定常ループ)
等価粘性減衰 $h_{eqf} > h_{eqfs} \doteq 0.75h_{eqf}^{13)} > h_{eqs} > 0$			
$= 0.25(1-1/\sqrt{\mu})$		$= 0.05(1-1/\sqrt{\mu})$	

付図4 履歴モデルと履歴減衰の関係



付図5 減衰定数の算出方法

(付10)式、(付11)式からせん断破壊部位の κ_h を求めるには、基本モデルと部分ピンモデルの減衰定数 h 、 h' を算出する必要がある。そこで、各部位の減衰定数 h_i を歪エネルギー W_i で重みづけする本文(1)式を準用し、全部材を曲げ部材とせん断部材に分類した上で、それぞれのグループの減衰定数の平均値 h_f 、 h_s を歪エネルギーで重みづけして求める。中央にせん断柱2本を持つ建物における算定例を付図5に示す。

ここで、剛性を無視した場合、第一降伏部位、せん断破壊部位それぞれの部分ピンモデルにおける安全限界時の層せん断力 $\Sigma Q'_{f1}$ 、 $\Sigma Q'_s$ は、(付12)式、(付13)式で表すことが出来る。

$$\Sigma Q'_{f1} = \Sigma Q - \Delta Q_{f1} = \Sigma Q - M_{f1} / H \quad (付12)$$

$$\Sigma Q'_s = \Sigma Q - \Delta Q_s = \Sigma Q - Q_s \quad (付13)$$

(付12)式、(付13)式及び、付図5の要領で求めた h 、 h' を(付10)式に代入し、整理すると、第一降伏部位、せん断破壊部位における減衰による補正係数（基準化前）は、

$$\kappa_{h0f1} = \kappa_{h0max} = \frac{(1+10h_{f1}) \Sigma Q}{\Sigma Q + 10 \{ h_f (\Sigma Q - \Sigma Q_s) + h_s \Sigma Q_s \}} \quad (付14)$$

$$\kappa_{h0s} = \frac{(1+10h_s) \Sigma Q}{\Sigma Q + 10 \{ h_f (\Sigma Q - \Sigma Q_s) + h_s \Sigma Q_s \}} \quad (付15)$$

となる。(付12)、(付13)式を(付9)式に代入して、 $h_s=0.09$ 、 $h_{f1}=0.19$ を用いると、

$$\kappa_h = \frac{\kappa_{h0s}}{\kappa_{h0f1}} = \frac{1+10h_s}{1+10h_{f1}} = \frac{1+10 \times 0.09}{1+10 \times 0.19} = 0.66 \quad (付16)$$

となる。