

# 論文 RC 造骨組構造物における補修前後の性能比較に関する研究

坂下雅信\*1・河野進\*2・渡辺史夫\*3

**要旨**：補修後の建築物に対して、ライフサイクルコストを考慮した性能評価型の設計法を適用する事を最終的な目標とし、4%の層間変形角まで正負交番繰り返し載荷を行った2層1スパンのRC骨組を補修後、再載荷して初期剛性や水平耐力、復元力特性などの力学的性能を確認した。また、その実験結果を基に、日本建築学会の鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針(案)・同解説に示されている性能評価型設計法と同様の手法を用いて、補修後の建築物の性能を評価できる事を示した。

**キーワード**：補修, エポキシ樹脂, ケミカルアンカー, 性能評価型設計法

## 1.はじめに

阪神大震災によって、建築技術者と建築物所有者との間の建築物の耐震性能に関する認識の違いが露呈され、ライフサイクルコスト等を考慮した性能設計の必要性が強く認識されるようになった。2001年の建築基準法施行令改正において、従来の構造計算と並立する形で設けられた限界耐力計算法もこの流れを汲むものである。限界耐力計算法を用いれば、与えられた地震動に対して、荷重-変形関係における建築物の応答値を導き出す事は比較的容易である。ところで、限界耐力計算法を用いて、性能評価型の設計を行う為には、以下の課題を解決しなければならない。

まず、損傷限界を超える地震動が作用した場合、構造物全体としての応答値は求める事ができるが、局所的な損傷の情報(ひび割れ、コンクリートの剥離、鉄筋の降伏、座屈等)については、限界耐力算定法からは求める事が出来ない。したがって、別の手段で、全体変形の状態と部材レベルの損傷とを結びつける必要がある。次に、予測した変形に対して、建築物の性能がどの程度低下するのか、それが補修を行う事で、どの程度回復するのかを予測する事も必要であ

る。これらの性能低下及び性能回復については、力学的な表現だけではなく、建築主にも分かりやすい表現で示していく必要がある。補修による性能回復と補修コストとの関係についても、明確に関連づける必要がある。

そこで本研究では、骨組解析から求めた荷重-変形関係と既存の等価粘性減衰定数算定式に、実験結果を反映させて、補修後の想定建物の性能評価法を提案する事を目的として、2002年度に筆者らが行った研究<sup>2)3)</sup>で用いた2体のRC骨組試験体の補修載荷実験を行った。

## 2.実験概要

### 2.1 試験体

本研究で用いた試験体<sup>2)</sup>は、6m×9mスパンの11階建て建物の桁行き方向骨組構造体の1,2層部分を1スパン分だけ切り出してモデル化したものであり、縮尺は0.3である。試験体は文献<sup>4)</sup>及び文献<sup>5)</sup>に基づいて設計されている。本実験では柱に作用させる軸力が実験変数となるので、2体の試験体の形状及び配筋は同じである。試験体の断面図及び配筋状況を図-1、図-2、図-3及び表-1、表-2に示す。また、材料特性を表-3、表-4に示す。

\*1 京都大学 工学研究科建築学専攻 大学院生 工修 (正会員)

\*2 京都大学 工学研究科建築学専攻 助教授 Ph. D. (正会員)

\*3 京都大学 工学研究科建築学専攻 教授 工博 (正会員)

## 2.2 補修方法

2002 年度の実験では、両試験体とも、層間変形角にして正側で約 6%、負側で約 4%まで水平方向の荷重を行った。その結果、1 階柱脚や梁端に主筋の降伏が見られ、3 階梁端では主筋の座屈も確認できた。また、1 階柱脚や梁端ではコンクリートの剥離が見られ、特に梁端ではコアコンクリートまでひび割れが進展していた。それ以外の部分でも、梁柱共に多くのひび割れが確認できた。

本研究では専門業者に補修を委託し、一般的な方法で最低限必要と考えられる補修のみを行う事とした。2、3 階の梁端は、コンクリートをすべてはつり、コンクリートを打ち直した。3 階梁柱接合部については、樹脂注入型接着系アンカーを打ち、3 階梁主筋と主筋直径の 5 倍（約 7cm）程度重ね、隅肉溶接を行った。但し、柱断

面の中心に、PC 鋼棒貫通のシーブ管を設置していた事や、試験体のスケールが小さい為に十分な作業空間が確保できなかった事が影響し、主筋直径の 5 倍程度（約 7cm）しかアンカーの穿孔深さが確保できていない。

また、アンカーの差し替えについては、図-4 に示すように、正方向荷重時に引張力が作用する梁主筋を中心に行ったので、荷重方向によって補修後の試験体の性能は異なったものになると考えられる。

1 階柱脚は、カバーコンクリートのみ樹脂モルタルで打ち直した。また、幅が 0.3mm 以上のひび割れには、エポキシ樹脂を注入した。

## 2.3 荷重装置と計測

本実験では、図-5 に示す荷重装置を用いて軸力と水平力を加えた。水平方向の荷重は全体変形角によって制御し、±0.25%、±0.5%、±

表-1 柱断面

階	B(mm)	D(mm)	主筋		せん断補強筋	
			配筋	主筋比(%)	配筋	帯筋比(%)
2	270	270	12D16	3.27	4D6@50	0.94
1	270	270	12D16	3.27	4D6@50	0.94

表-2 梁断面

階	B(mm)	D(mm)	主筋				せん断補強筋	
			上端筋		下端筋		配筋	あばら筋比(%)
			配筋	主筋比(%)	配筋	主筋比(%)		
2	180	270	4D13	1.04	4D13	1.04	2D6@80	0.44
1	180	270	4D13	1.04	4D13	1.04	2D6@80	0.44

表-3 コンクリートとモルタルの材料特性

	圧縮強度 (MPa)	割裂強度 (MPa)	弾性係数 (GPa)
基礎、1階	28.7	2.50	24.2
2階	29.6	2.19	23.1
補修用(梁端)	43.5	4.01	35.0
樹脂モルタル	14.6	3.50	3.70

表-4 鉄筋の材料特性

	降伏強度 (MPa)	引張強度 (MPa)	弾性係数 (GPa)
D6	394	497	177
D13	332	510	196
D16	345	530	196

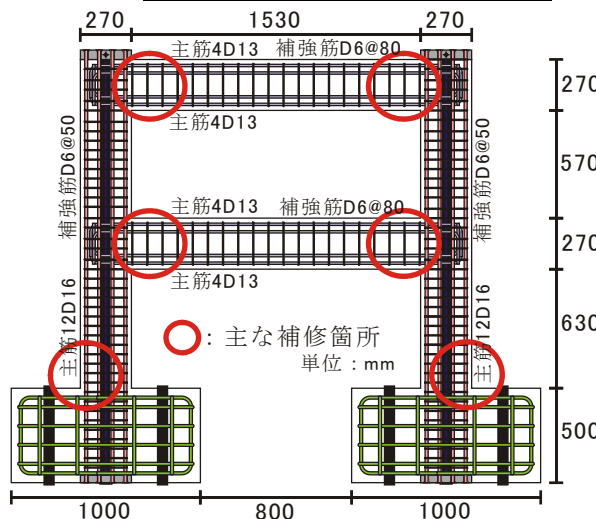


図-1 立面図

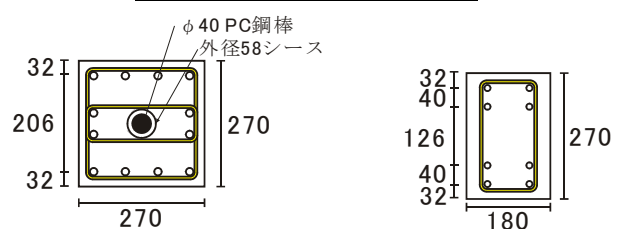


図-2 柱断面図

図-3 梁断面図

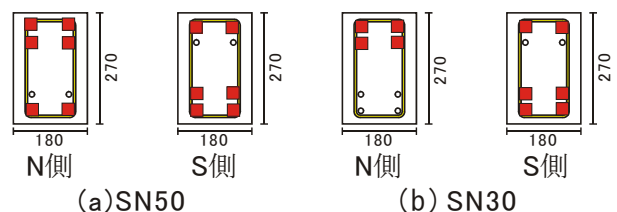


図-4 アンカー差し替え位置 (3階梁端)

0.75%, ±1.0%, ±2.0%, ±3.0%, ±4.0%で各1回ずつ载荷し、最後に+6.0%まで単調载荷を行って実験を終了した。図-6に示すように、両試験体ともに、長期軸力は239kNである。本実験では軸力を実験変数としており、「長期軸力」と「一方向曲げせん断力による軸力」を作用させた試験体をSN30、「長期軸力」と「2方向曲げせん断力による軸力」を作用させた試験体をSN50とした。

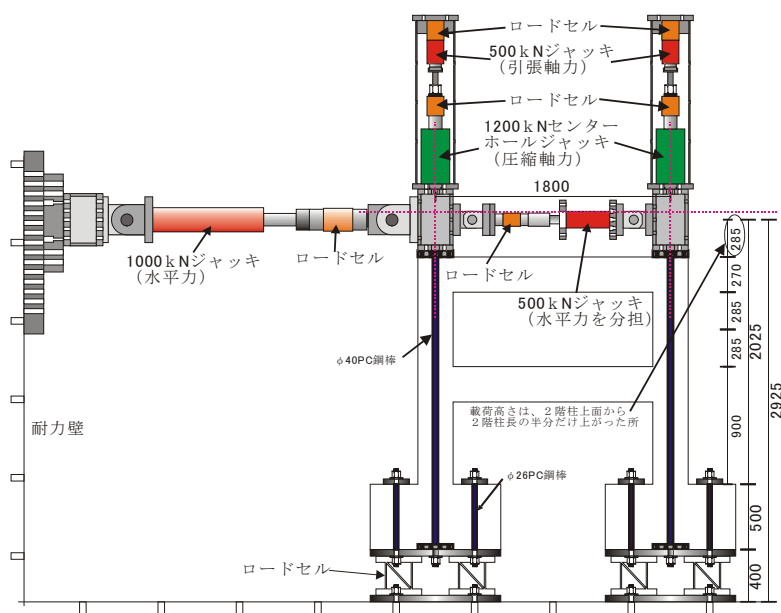


図-5 载荷装置

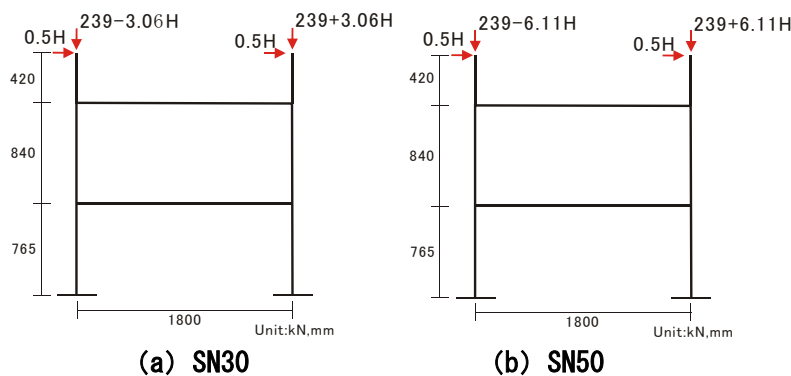


図-6 水平力と軸力の関係



(a) 2002年度試験体



(b) 補修試験体

図-7 SN30の終局時における3F梁端の損傷状態

### 3.実験結果

#### 3.1 損傷状況

図-7に前回の2002年度試験体と補修試験体の終局時における3F梁端の損傷状況を示す。前回の実験では、梁端の広い範囲で塑性ヒンジが形成されたが、補修試験体では、梁端に幅の大きなひび割れが集中し、プレキャスト部材のように、梁端に変形が集中する傾向が見られた。梁端のコンクリートを打ち直した事や、梁端の

主筋のアンカーが梁柱接合部から抜け出した事が原因として考えられるが、特にアンカーについては、「2.2 補修方法」で述べたように、施工不良が生じている可能性が高く、梁端の開きの大きな要因になっていると考えられる。

#### 3.2 水平荷重-全体変形角関係

図-8にSN30及びSN50の水平荷重-全体変形角関係を示す。全体変形角は、3階梁中心高さに取り付けた2つの変位計で測定した水平変位の平均を、スタブ面からの3階梁中心高さ1605mmで除した値である。

補修後の各試験体の水平耐力を見てみると、両試験体とも負側载荷時には、2002年度実験時の水平耐力とほぼ等しくなったが、正側では大きな耐力低下が見られた。これに関しても「2.2 補修方法」で述べたように、アンカーの施工不良が原因として考えられる。正側载荷時に引張力を受ける3階梁の主筋については、すべてアンカーの打ち直しを行ったが、負側载荷時に引張力を受ける3階梁主筋については、その一部しか打ち直しを行っておらず、これは水平耐力低下の傾向とも一致する。また、特にSN30では、耐力低下が大きい

なくなった事から、SN30の方がSN50よりも、アンカーの施工不良の程度が大きかったと考えられる。

補修後の復元力特性に着目すると、両試験体とも前回の実験結果と比較して、スリップ型に移行していたが、これには「3.1 損傷状態」で述べたように、梁端のアンカーの抜け出しや、梁端の開きが関係していると考えられる。

### 3.3 水平剛性

図-9に水平荷重-全体変位関係において、

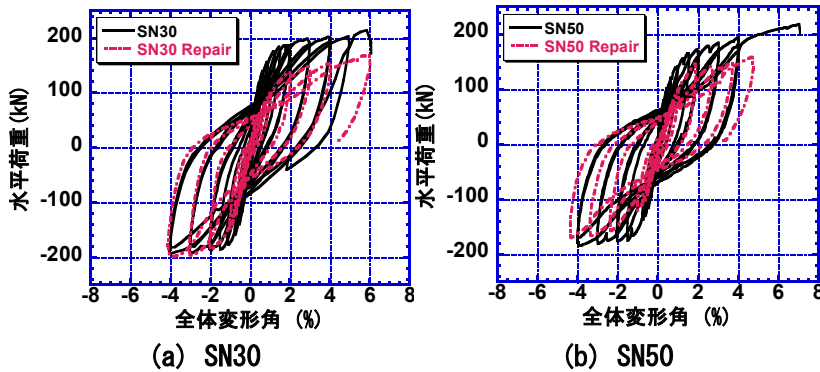


図-8 水平荷重-全体変形角関係

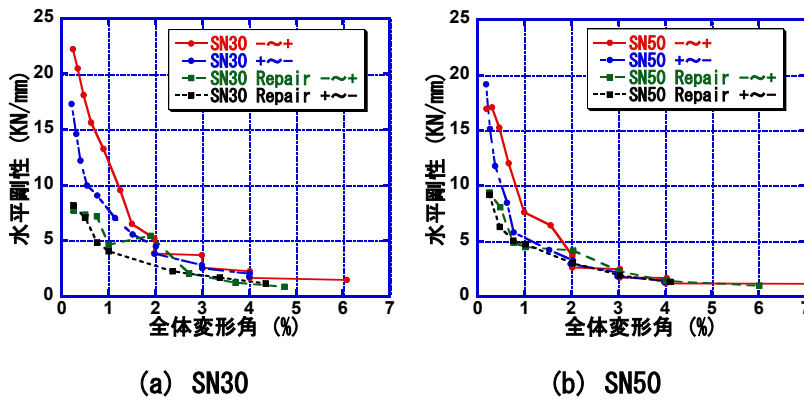


図-9 水平剛性-全体変形角関係

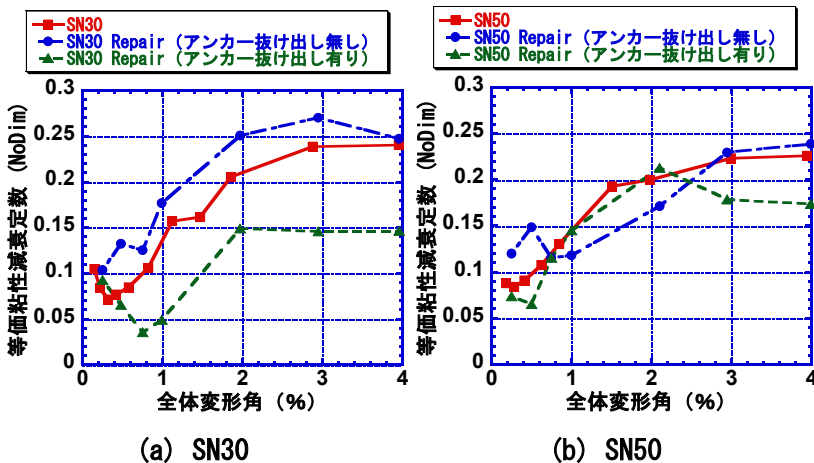


図-10 等価粘性減衰定数-全体変形角関係

全体変位が 0 となる点の剛性の推移を示す。また、以下に示す各剛性の平均値は、両試験体の各方向の剛性を平均して求めた。図からも明らかのように、補修後の初期剛性(平均 8.6kN/mm)は、補修前の初期剛性(平均 18.9kN/mm)の約半分程度であった。この原因としては、柱脚部に用いた樹脂モルタルの強度が試験体のコンクリート強度と比較して小さい事や、幅が小さなひび割れ(約 0.3mm以下)については、エポキシの注入が行えなかった事などが考えられる。

しかしながら、前回の実験における終局時(全体変形角 4%)の剛性(平均 1.5kN/mm)と比較すれば、補修によって剛性が大きく回復している事が確認できる。

### 3.4 等価粘性減衰定数

図-10に等価粘性減衰定数-全体変形角関係を示す。ただし、アンカーの抜け出しの有無を考慮して、補修後の試験体については、正側から負側に载荷する際の等価粘性減衰定数(アンカー抜け出し有り)と負側から正側に载荷する際の等価粘性減衰定数(アンカー抜け出し無し)を別々に算定している。

補修後の等価粘性減衰定数は、SN30では、アンカーの抜け出しがある場合のみ低下し、アンカーの抜け出しが無い場合については、2002年度の実験とほぼ同じ値を示した。SN50については、アンカーの抜け出しの影響はそれ程小さくなかった。これは、図-8において、正方向载荷時には、補修後のSN30の耐力低下よりもSN50の耐力低下の方が

小さくなっている事とも一致する。

#### 4.性能評価型設計法の導入

本節では、実験結果を基にした、限界耐力算定法による性能評価法の提案を行う。通常、限界耐力計算法は損傷が無い状態の建物に用いられるが、補修前及び補修後の建物にも適用する事で、応答値を用いた明確な性能評価を行う事が可能になると考えられる。対象とするのは、SN30の想定建物である。表-5に今回対象とした荷重-変形関係を示す。文献<sup>1)</sup>、文献<sup>6)</sup>及び文献<sup>7)</sup>に掲載されているような、一般的な限界耐力計算法の手法を用いて性能評価を行ったが、特に注意した点を以下に示す。

表-5 対象とする荷重-変形関係

荷重-変形関係1	SN30想定建物の荷重変形関係
荷重-変形関係2	SN30の全体変形4%時における荷重ゼロ点からの荷重変形関係を、SN30想定建物の荷重変形関係に変換したもの。補修前の性能を表す。
荷重-変形関係3	SN30補修後の正方向載荷時の荷重変形関係を、SN30想定建物の荷重変形関係に変換したもの。アンカーの抜け出しによって最大耐力が低下している。
荷重-変形関係4	SN30補修後の負方向載荷時の荷重変形関係を、SN30想定建物の荷重変形関係に変換したもの。アンカーの抜け出しは無い。

1. 実験結果からは、2層分の荷重-変形関係しか得る事ができないので、材端に塑性ヒンジモデル(トリリニアの復元力特性)を設定し、骨組解析ソフトSAP2000を用いて、SN30想定建物の静的非線形荷重増分解析を行い、この結果を、荷重-変形関係1とする事にした。また、ヒンジモデルが設定できない、荷重-変形関係2,3,4については、SN30の補修前、補修後の荷重-変形関係について、SN30の荷重-変形関係に対する、水平荷重の低減率を求め、これを用いて、荷重-変形関係1の水平荷重を低減する事で求めた。
2. 等価粘性減衰定数についても、2層分の実験結果を、想定建物の等価粘性減衰定数としてそのまま用いる事は出来ない。ゆえに、文献<sup>1)</sup>に記載されている、塑性の程度に応じた算定式を用いて求める事にした。これを式(1)に示す。荷重-変形関係1, 2及び4には、この式1の値を直接用いた。また、荷重-変

形関係3については、実験結果を基に式(1)の値を低減して用いた。

$$h = \gamma_1 \left(1 - \frac{1}{\sqrt{D_f}}\right) + 0.05 \quad (1)$$

$\gamma_1$ : その構成する部材の構造形式に応じた建築物の減衰特性を表す係数

$D_f$ : 建築物の塑性の程度を表すものとして下式によって計算した数値

$$D_f = \frac{\Delta_s \cdot Q_d}{\Delta_d \cdot Q_s} \quad (2)$$

$\Delta_s$ : 損傷限界時の代表変位

$\Delta_d$ : 安全限界時の代表変位

$Q_d$ : 損傷限界耐力

$Q_s$ : 安全限界耐力

3. 限界値は層間変形角で定義し、使用限界、修復限界、安全限界をそれぞれ1/200, 1/100, 1/50に設定した。また、文献<sup>1)</sup>、文献<sup>6)</sup>及び文献<sup>7)</sup>に基づいて安全限界検討用のスペクトルを設定し、使用限界、修復限界については、再現期間をそれぞれ安全限界の1/25, 1/5と設定し、地震荷重をそれぞれ安全限界の(1/25)<sup>0.54</sup>=0.18倍、(1/5)<sup>0.54</sup>=0.42倍とした。

応答値と限界値の関係を図-11に示す。荷重変形曲線と応答スペクトルの交点が応答値となっている。荷重-変形関係1及び4は各限界条件を満たしているが、荷重-変形曲線2については、すべての限界状態を満たしておらず、荷重-変形曲線3については、使用限界状態しか条件を満たしていない。したがって、文献<sup>4)</sup>に沿って設計したRC造骨組は、安全限界を超えるような地震動を受けたとしても、適切な補修を施せば、十分な性能を有する事が確認できた。

このように限界耐力計算法を用いて、補修前後の応答値を具体的に示す事によって、性能評価を明確に行う事が出来た。但し、今回の性能評価では、多くの項目を仮定して応答値の算定を行ったので、今後は、実験データを蓄積する



と共に、より精度の高い解析手法を用いる事が必要である。

### 5. 結論

標準的と考えられる補修方法を用いて、損傷を受けた2体のRC造骨組試験体の再載荷実験を行った。また、その結果を基に、限界耐力計算法を用いた補修後の想定建物の性能評価を行った。以下に結論を示す。

- 補修前後で、水平耐力の低下は見られなかった。また、等価粘性減衰定数についても、水平変位に対する分布は、補修前後でほぼ同じ値を示した。しかしながら、補修後の初期剛性は、補修前の初期剛性の46%程度までしか回復しなかった。
- アンカーの抜け出しの影響が大きかったS-N30試験体では、アンカーの抜け出しが生じる事によって、安全限界時（全体変形角2.0%時）において、補修後の試験体の水平耐力は25%、等価粘性減衰定数は、28%低下し、定着の優劣の影響が大きい事が確認で

きた。

- 補修後の建築物の性能評価を行う手法を提案した。これにより、力学的性能の低下が応答変位に与える影響を具体的に示す事ができた。

### 参考文献

- 日本建築学会 関東支部：鉄筋コンクリート構造の設計 学びやすい構造設計, pp.24~57, pp.91~107, pp.133~142, pp.493~532, 2002.
- Hakim Bechtoula, Masanobu Sakashita, Susumu Kono, Fumio Watanabe, Marc Eberhard : Damage progression in lower stories of 11-story building (Part 1), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.841~842, 2003.
- Susumu Kono, Hakim Bechtoula, Masanobu Sakashita, Fumio Watanabe, Marc Eberhard : Damage progression in lower stories of 11-story building (Part 2), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.843~844, 2003.
- 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・

同解説, pp. 49~207, pp. 320~325, 1999.

- 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説—許容応力度計算法—, pp.101~202, pp.287~334, pp.365~379, 1999.

- 社会法人 建築研究振興協会：鉄筋コンクリート造建築物の性能評価ガイドライン, pp.119~240, 2000.

- 建築技術：建築技術 2001年12月号, pp.92~105, pp.106~133, 2001.

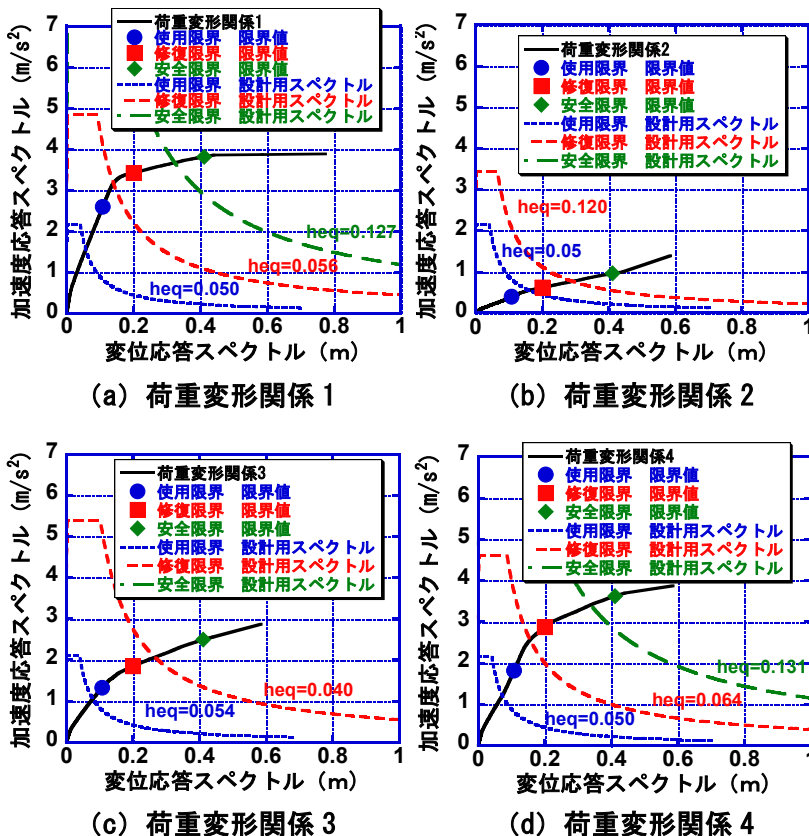


図-11 応答値と限界値の関係（荷重変形関係は表-5に対応）