

# 工学院大学新宿校舎の地震応答特性の評価と制震補強に関する研究

## THE ANALYSIS AND SEISMIC REINFORCEMENT ABOUT KOGAKUIN

井上 卓哉  
Takuya INOUE

We analyze Kogakuin-University of Shinjuku campus. It is high rise building. We do analyze it first, and we examined the most suitable plan. About reinforcement of west and east direction, I made a model that The brace which it was rolled concrete round. About reinforcement of North and South direction, I made a model which I put Oil damper. I replied as Sismic wave of the input and analyzed ElcentroNS seismic wave and TaftEW seismic wave and HachinheNS seismic wave. After that, I examined whether I improved in comparison with the before.

Keywords : Analysis, Kogakuin-university, Reinforcement  
解析, 工学院大学高層棟, 制震補強

### 1. 背景・目的

都市部に多く建つ超高層ビルは、他の中低層の建築物に比べその固有周期が長く、長周期成分が卓越した地震と共振し、甚大な被害が発生する危険がある。しかし、超高層建築物の地震応答特性は未だわかっていない部分も多く、特に長周期地震動に対する応答は観測記録も少ない。そこで本研究では超高層ビルの制震補強の一例として工学院大学高層棟（以下高層棟）を対象として立体骨組み弾塑性解析を行う。図1は大学棟の平面および解析モデルの断面である。

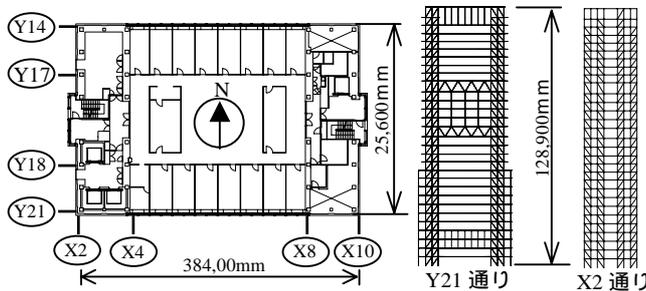


図1. 高層棟の基準階平面図および解析モデル

既往の研究では、多質点系モデルを用いた研究や弾性域の骨組み解析解析が行われてきたが、昨年（2007年度）に行なわれた微動・人力加振実験では解析結果と観測された固有周期に若干の違いが見られる。表1に各解析モデルの固有値解析結果を記す。

表1 各解析モデルの固有値解析結果

	モデル種別	床の剛性	剛域	固有周期				
				NS		EW		捩れ
				1次	2次	1次	2次	
構造計算書	等価せん断モデル		なし	3.3	1.0	3.1	1.1	-
既往の研究	弾性骨組み解析	x	なし	3.5	1.1	3.3	1.1	2.5
本研究	弾塑性骨組み解析	x	あり	3.0	0.9	3.0	1.0	2.2
微動観測	-	-	-	2.7	0.8	2.6	0.8	1.8

既往の研究および構造計算書では弾塑性域まで考慮に入れた解析が行

われてきたが、それは等価せん断モデルを用いたものであり、立体フレームを用いた3次元解析、それも弾塑性域における解析は行われていない。そこで本研究では塑性域まで考慮に入れた立体骨組み解析を行い制震補強の検討を行う。

### 2. 解析モデル

解析は弾塑性立体骨組み解析ソフト SNAP を用いて行う。表2~4に高層棟の各部材の材料特性および主要部材の断面寸法を記す。なお、使用されている鋼材の種類はSS400材とSM490材のみである。

表2. 鋼材の材料特性

	SS400	SM490
単位容積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	76.98	76.98
ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	205939	205939
降伏点 (N/mm <sup>2</sup> )	290	350

表3. 柱(角形)の断面寸法

(mm)	幅	幅	厚さ
1階	600	600	75
4階	560	560	55
10階	544	544	47
16階	560	560	55
23階	500	500	25
最上階	488	488	19

表4. ブレースと大梁(H型鋼)の断面寸法(mm)

部材	梁せい	梁幅	ウェブ	フランジ
トラス	300	300	12	22
	250	250	9	14
大梁	600	250	19	25
大スパン梁	1000	450	19	40

解析条件は、基礎固定、P-効果を考慮し、既往の研究<sup>1)</sup>より減衰は1%とする。また、接合部内に塑性ヒンジが発生するのを防ぐため、剛域を考慮しているが、床スラブの剛性は考慮しない。固有値解析結果では、1次固有周期NS, EWともに3.0秒という結果が出ており、微動観測の結果とは0.3秒ほどの誤差がある。

### 3. 弾性応答解析

モデルの妥当性を検証するため、弾性域における応答解析を行い観測記録と比較・検討を行う。入力地震波は高層棟1階に設置された加速度計の観測記録を用い、EW, NS成分の2成分同時入力とする。入力地震動の特性を見るため、地震波の変位応答スペクトルを

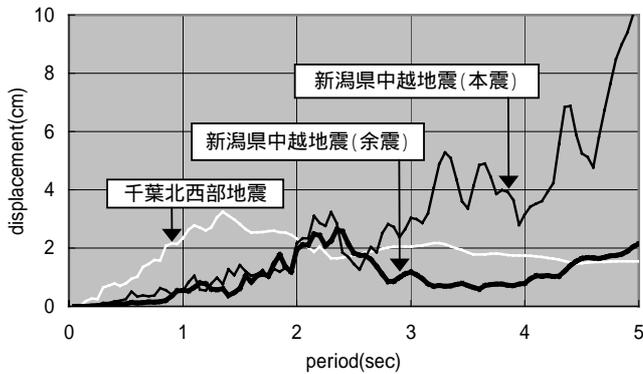


図 2.入力地震波の変位応答スペクトル (EW)

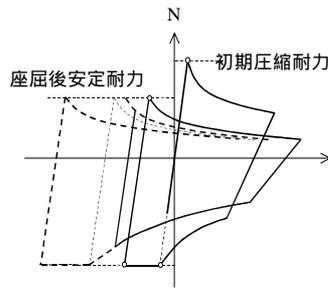


図 4.ブレースの復元力モデル

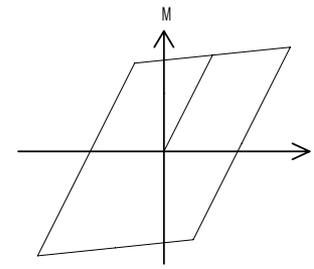


図 5.梁の復元力モデル

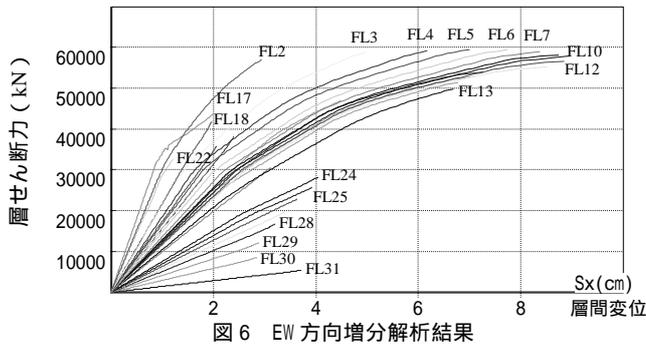


図 6 EW 方向増分解析結果

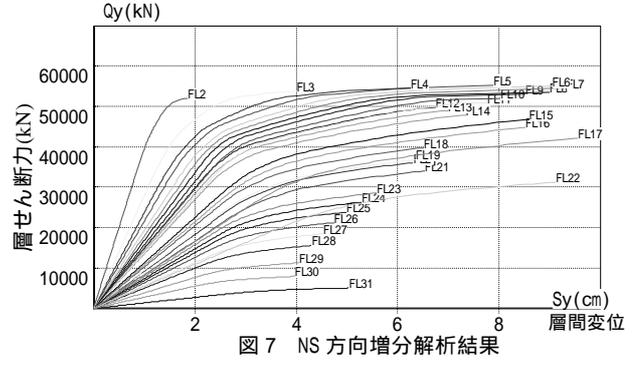


図 7 NS 方向増分解析結果

図 2 に記す．図中の新潟県中越地震（余震）と記されている地震波は 2004 年 10 月 27 日に観測されたものである．それによると各地震波の卓越周期は，新潟県中越地震（本震）で 3.3 秒，新潟県中越地震の余震では 2.5 秒，千葉北西部地震では 1.5 秒となっている．以上の三波を入力地震動とし，長周期地震動に対する応答の精度，やや長周期地震動に対する精度，短周期地震動に対する応答の精度を確認した．

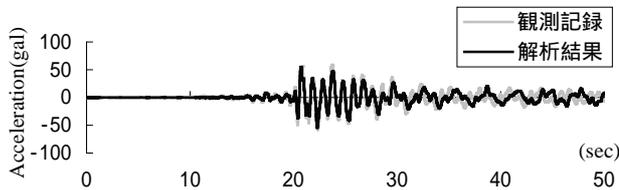


図 3.千葉県北西部地震の観測記録と解析結果の比較

図 3 は千葉県北西部地震の 29 階 EW 方向の観測記録と解析結果を比較したものである．最大応答，包絡曲線とともに実際の応答をよく表現できており，短周期地震動に対する解析モデルの精度は良好だと言える．しかし，卓越周期が 2 秒を超える新潟県中越地震の本震および余震などの長周期地震動に対する応答は，位相がずれ，最大応答も誤差が見られた．したがって，本研究では比較的短周期の地震波を対象とする．

#### 4. 増分解析

##### 4.1 各層の耐力について

弾塑性域における梁とブレースの復元力特性を図 4, 5 のように設定し，静的増分解析を行った．せん断力分布は  $A_i$  分布とする．図 4 は座屈を考慮したブレースの復元力モデルであり，座屈後低下する耐力を表現できる復元力モデルとなっている．縦軸  $N$  は降伏耐力に対する軸力比とし，初期圧縮耐力は基準より<sup>2)</sup>，座屈後安定耐力については指針<sup>3)</sup>より算出した．大梁は図 5 のようなバ

イリニアの復元力モデルを用い，断面寸法より求めた塑性断面係数に，降伏応力度を乗じた値を全塑性モーメントとした．図 6, 7 に EW, NS 方向の解析結果を記す．解析結果より高層棟は，NS に比べ EW の耐力が大きく，変形能力は NS 方向がやや高いことがわかる．

##### 4.2 EW 方向の崩壊機構について

EW 方向の崩壊機構について，Y21 通り（図 1 参照）ブレースが設置されている断面を例にとって説明する．

（FL2 の層せん断力=約 30000kN）中低層階でブレースが降伏する．  
（FL2 の層せん断力=約 30000kN から 35000kN）下層階の全てのブレースと 17 階の大ブレースが降伏する．

（FL2 の層せん断力=約 40000kN から約 50000kN）下層の大梁が完全に塑性化し，両端に塑性ヒンジができる．

（FL2 の層せん断力=約 50000kN から約 60000kN）17 階以下のブレースが降伏し，ほぼ全ての大梁に塑性ヒンジが発生．FL5-FL13 までの大スパン梁が完全に塑性化．崩壊メカニズムを形成した．

##### 4.3 NS 方向の崩壊機構について

EW 方向と同様に X2 通りについてのみ説明する．

（FL2 の層せん断力=約 35000kN）NS 断面の真ん中に位置する大梁の降伏が先行．梁両端に塑性ヒンジが発生する．

（FL2 の層せん断力=約 35000kN から約 45000kN）真ん中に位置する梁がほぼ全階に渡って塑性化する．同時にブレースの降伏が各層に広がり，左右の大梁も降伏し始める．

（FL2 の層せん断力=約 45000kN から約 55000kN）中層階のブレースと梁が塑性化し，崩壊メカニズムを形成する．

#### 5. 制震補強の検討

##### 5.1 EW 方向の制震補強

東西方向の制震補強は，Y21 通り Y24 通り（図 1 参照）の全てのブレースをアンボンドブレースとして補強する案を検討した．

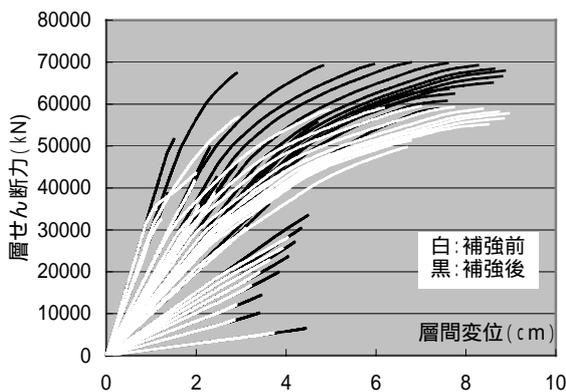


図8 増分解析結果補強前後比較(EW)

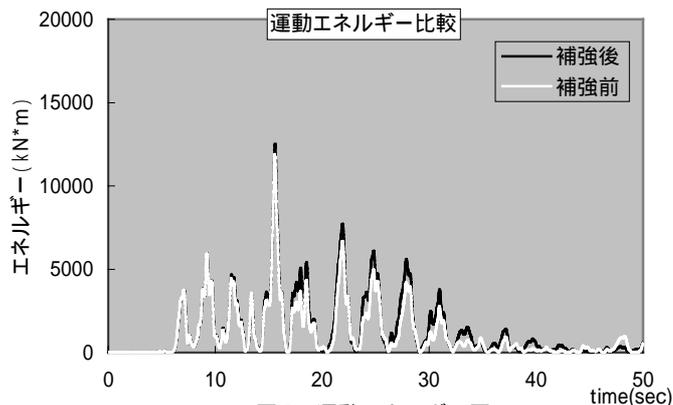


図9 運動エネルギー図

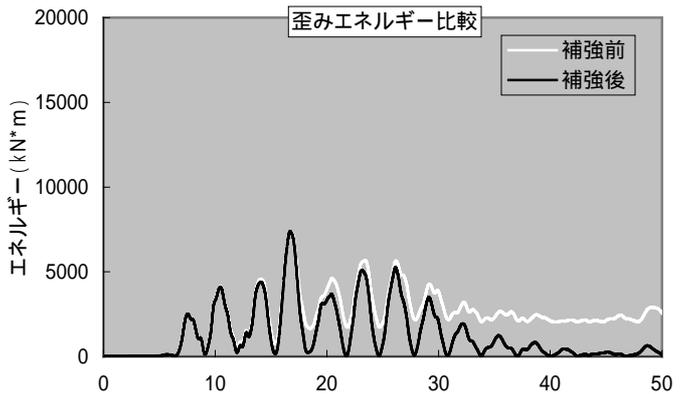


図10 歪みエネルギー図

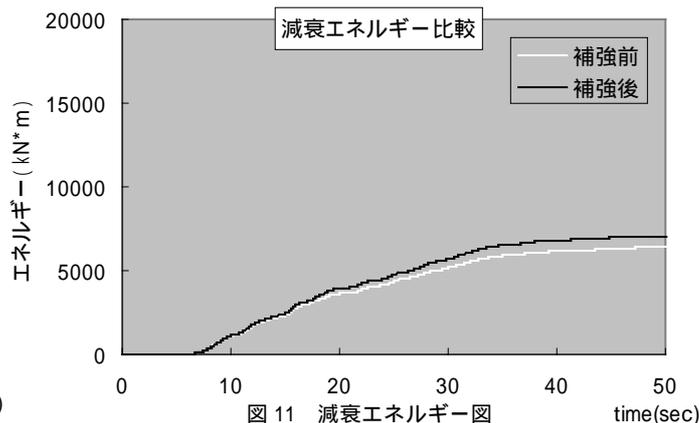


図11 減衰エネルギー図

アンボンド制震補強とは既存のブレースにコンクリートを巻きつけることでブレースを座屈させない構造としたものである。復元力モデルは図5のようなパイリニアのスケルトンカーブを持つものとして解析モデルを作成した。これにより、圧縮耐力が1.5倍ほど向上する。図8に、補強前後のモデルを用いた増分解析結果を記す。アンボンド制震補強により、終局時における耐力の上昇し、変形能力が向上している。

続いて弾塑性地震応答解析を行った。入力地震波は標準三波 (elcentroNS波, TaftEW波, HachinoheNS波) を50kineで基準化したものを用いる。表5にその最大加速度を記す。

表5 応答解析に用いた地震波

地震名	成分	最大速度	最大加速度
elcentro	NS	50kine	510gal
Taft	EW	50kine	496gal
Hachinohe	NS	50kine	330gal

解析モデルへの入力には1成分ずつ行い、時間刻みは0.005秒とする。高層棟EW方向にはTaftEW波を入力とした応答解析を行い、EW方向における補強前後の最大応答を比較・検討した。表6は補強前後の絶対加速度、層間最大変位を比較したものである。

表6 補強前後の応答比較(EW)

階数	絶対加速度		相間変位	
	補強前(gal)	補強後(gal)	補強前(cm)	補強後(cm)
31	556	579	2.09	2.23
21	345	370	1.06	1.12
11	344	381	2.59	2.90
1	497	497	0.00	0.00

表より、補強前に比べて補強後の応答が大きくなっていることがわかる。そこで、考察のためエネルギー図による検討を行った。図9~11はTaft波における各累積エネルギーを時刻歴で図示したものである。図10の歪みエネルギー図に着目し、補強前後を比べると、補強前は残留変形が残っているのに対し補強後は変形が弾性範囲内に留まっていることがわかる。一般に入力エネルギーは

$$\text{入力エネルギー} = \text{運動} E + \text{減衰} E + \text{歪み} E$$

と現され、質量が同一ならば入力エネルギーも同一となる(図11)。よって、補強後に応答が増加したのは、歪みエネルギーが低下したことにより、運動エネルギーが上昇したためだと考えられる。

## 5.2 NS方向の制震補強について

同様にNS方向でもアンボンド制震補強前後で地震応答解析を行い最大応答を比較・検討した。入力地震波はelcentroNS波と八戸NS波を使用した。表7にelcentroNS波の応答解析結果を記す。

表7 補強前後の応答比較(EW)

階数	絶対加速度		相間変位	
	補強前(gal)	補強後(gal)	補強前(cm)	補強後(cm)
31	834	910	2.78	3.12
21	545	545	2.97	3.12
11	471	552	2.66	2.95
2	510	510	1.14	1.27

表より、全層に渡って応答が増大していることがわかる。エネルギー的には、EWの制震補強と同様に歪みエネルギーは低下しているものの、補強前後ともに残留変形が残っている。よってNS方向の制震補強にアンボンド工法を用いるのは適切ではないということがわかった。そこでNS方向の制震補強は制震ダンパーを用いて行う。

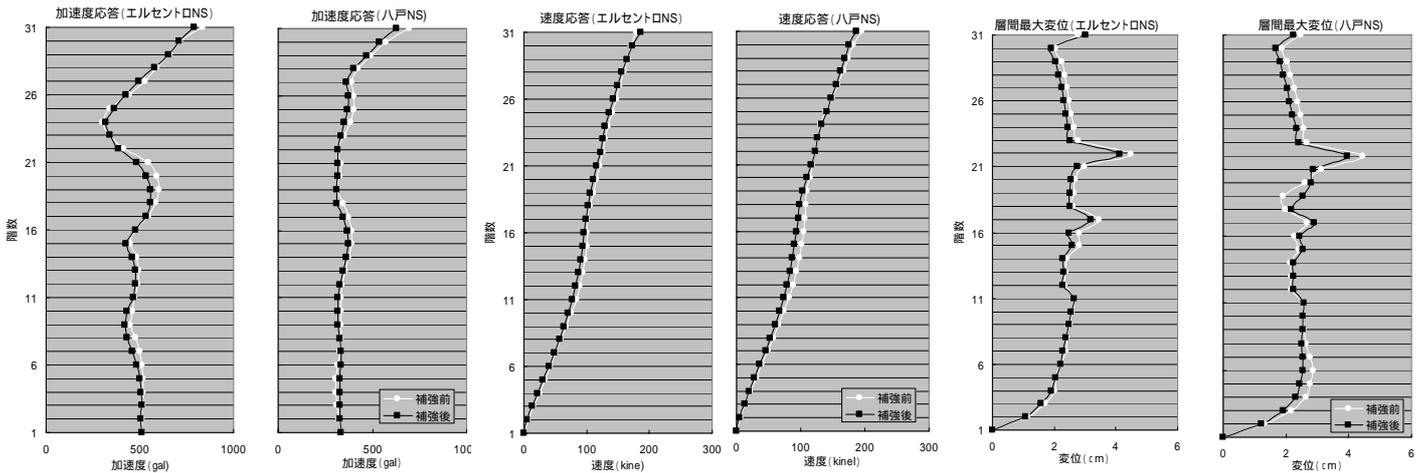
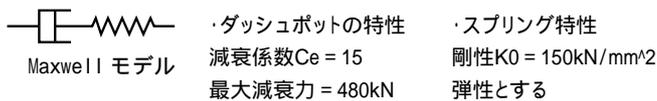


図 12 補強前後の最大応答比較

ダンパーはオイルダンパーを用い、X4 通り、X8 通り(図 1 参照)に設置する。オイルダンパーのパラメーターは以下の通りとし、解析モデルはダッシュポットとスプリングが直列に並んだ Maxwell モデルを用いる。



以上の解析モデルを用い、地震応答解析を行った。図 12 に、八戸 NS 波およびエルセントロ NS 波を入力とした解析結果を記す。加速度応答ではそれぞれ 50 gal 以上の低減、変位では最上階の応答に増加が見られたが、それ以外の階では応答が低減し、オイルダンパー設置の効果が認められた。図 13 に、八戸 NS 波におけるダンパーが吸収したエネルギーと入力地震動のエネルギーを記す。

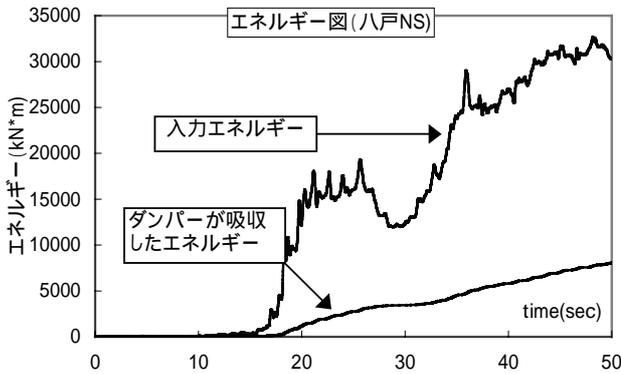


図 13 ダンパーが吸収したエネルギー

## 6. まとめ

EW 方向の制震補強について検討を行った。補強は既存のトラス材をコンクリートで補強し、トラス材が座屈しないアンボンド制震補強として解析モデルを作成した。地震応答解析には、TaftEW 波を用いて補強前後の応答を比較する。その結果、補強前では残留変形が残るのに対し、補強後は弾性範囲に収まるといった結果が得られたが、20 gal ほどの応答の増大も見られた。

また、NS 方向の制震補強について、安価な値段で補強できるアンボンドプレースを NS 方向全てのプレース材に適用することは、応答を増大させる結果となり、適切な方法ではないことがわかった。そこで NS 方向の補強に関して、各階につき 4 本のオイルダンパーを新たに設置したところ、応答の軽減が認められた。しかし、費用対効果の観点からダンパーの種類(今回の補強案では最大減衰力 = 480 kN のオイルダンパーを使っている)や適切な配置箇所の検討が必要である。

今後の課題として、まず長周期地震動に対して感度の良い解析モデルを作成することが挙げられる。本研究で用いた解析モデルでは、長周期成分が卓越した地震動(例えば新潟県中越地震)に対する応答、最大加速度や波形の包絡形状を精度良く表現することができなかった。しかし、工学院大学高層棟のような超高層ビルは一般的に固有周期が長く、長周期地震動に対して感度の良いモデルの構築は必要なことだと思われる。そこで既往の研究<sup>4)</sup>によって様々な解析モデルが作成され検討が行われているが、弾塑性域における床スラブの剛性や、強震時に変化する二次部材(間仕切り壁など)の剛性をどう評価してどのように解析に取り入れるか、など課題は多い。同様に減衰についても既往の研究<sup>1)</sup>において微動観測・人力加振実験(2007 年度)で得られた記録を用いた減衰力の評価が行われているが、標準数が少ないため、正確な減衰力の評価には至っていない。また、本研究では、標準三波を 1 成分ずつ入力する解析しか行っておらず、同様に補強案についても EW、NS 方向に対して 1 方向ずつの検討しか行わなかった。しかし、立体的な視点に立った制震補強案の検討 - ねじれのモードに対する補強(水平ダンパーの設置など)も必要だと思われる。

## 【参考文献】

- 1) 星 幸男: 工学院大学新宿後者の地震応答特性の評価と制震補強に関する研究-工学院大学高層棟常時微動および人力加振実験 工学院大学 2007 年度修士課程中間報告
- 2) 日本建築学会: 鋼構造設計基準
- 3) 日本建築学会: 鋼構造限界状態設計指針
- 4) 島村賢太: 工学院大学新宿校舎の地震応答特性の評価に関する研究 工学院大学 2007 年度卒業論文