

多数回繰返し荷を受ける超高層 RC 造建築物における
最下層柱の構造性能に関する研究

平成 27 年 1 月

日本大学大学院理工学研究科博士後期課程

海洋建築工学専攻

古谷 章

目 次

第1章 序論

1-1 本研究の背景と目的	・・・	1
1-2 論文の構成	・・・	2
参考文献		

第2章 既往の研究と本研究の位置付け

2-1 はじめに	・・・	5
2-2 長周期地震動と超高層建築物の設計法	・・・	5
2-2-1 長周期地震動について	・・・	5
2-2-2 超高層建築物の設計法	・・・	11
2-3 既往の実験的研究	・・・	14
2-3-1 長周期地震動を想定した柱の多数回繰り返し実験	・・・	14
2-3-2 柱の軸力保持能力と変形性能	・・・	17
2-4 まとめ	・・・	18
参考文献		

第3章 超高層 RC 造建築物の構造特性の分析とプロトタイプの時刻歴応答解析

3-1 はじめに	・・・	20
3-2 超高層 RC 造建築物の構造特性の分析	・・・	20
3-2-1 対象建築物	・・・	20
3-2-2 構造特性の分析	・・・	21
3-2-3 使用材料の分析	・・・	23
3-2-4 1次固有周期とベースシア係数	・・・	26
3-2-5 超高層 RC 造建築物の標準的な構造諸元	・・・	28
3-3 プロトタイプの時刻歴応答解析	・・・	29
3-3-1 プロトタイプの構造諸元	・・・	29
3-3-2 使用材料および許容応力度	・・・	30
3-3-3 仮定荷重表	・・・	31
3-3-4 建物重量	・・・	33
3-3-5 振動解析モデル	・・・	34
3-3-6 固有値解析結果	・・・	40
3-3-7 入力地震動	・・・	42
3-3-8 時刻歴応答解析結果	・・・	49
3-3-9 静的荷重増分解析結果	・・・	58
3-4 まとめ	・・・	63
参考文献		

第4章 静的・動的載荷を一对とした多数回繰り返し載荷実験	
4-1 はじめに	・・・ 67
4-2 試験体概要	・・・ 68
4-2-1 試験体および使用材料	・・・ 68
4-2-2 計測方法	・・・ 70
4-3 実験方法	・・・ 71
4-3-1 載荷装置及び載荷方法	・・・ 71
4-3-2 加力方法	・・・ 72
4-4 実験結果	・・・ 74
4-4-1 最終破壊状況と水平荷重一部材角関係	・・・ 74
4-4-2 繰り返し載荷による水平耐力の低下 及び軸歪・軸変形の推移	・・・ 79
4-4-3 等価粘性減衰定数	・・・ 91
4-5 まとめ	・・・ 93
参考文献	
第5章 ひずみ速度が最大水平耐力に及ぼす影響に関する検討	
5-1 はじめに	・・・ 96
5-2 動的載荷時の材料強度に及ぼすひずみ速度の影響	・・・ 97
5-3 ひずみ速度による材料強度上昇を考慮した検討結果	・・・ 103
5-3-1 実験値と計算値による最大水平耐力の検討結果	・・・ 103
5-3-2 実建物におけるひずみ速度の影響について	・・・ 104
5-4 まとめ	・・・ 107
参考文献	
第6章 軸力保持能力と軸力保持能力を喪失する際の水平耐力に関する検討	
6-1 はじめに	・・・ 109
6-2 コンクリート圧縮強度の低下により M-N 降伏曲面が縮小 するとして軸力保持限界水平耐力の検討	・・・ 110
6-3 軸力保持限界水平耐力の検討結果	・・・ 114
6-3-1 実験結果に対する軸力保持限界強度比 γ_c の算定結果	・・・ 114
6-3-2 軸力保持限界強度比 γ_c を軸力比 η の 関数とした推定式の提案	・・・ 117
6-4 まとめ	・・・ 125
参考文献	

第7章 結論 . . . 127

発表論文リスト . . . 131

謝辞

第1章 序論

1-1 本研究の背景と目的

長周期地震動は、2003年（平成15年）9月に十勝沖地震の際に震央から250km離れた苫小牧市内で、石油タンクが地震動の長周期成分により、スロッシングを起こし火災が発生した原因の一つとして注目された。長周期地震動は、揺れの周期が長い（2, 3～20秒）波を多く含む地震動で、ゆっくりとした揺れが非常に長く続くとされている。また、長周期地震動は、海溝型の巨大地震が起きた際に堆積層の厚い平野部（首都圏、名古屋圏、大阪圏）などで発生しやすいと考えられている。固有周期の長い超高層建築物や免震建築物では、地震動の長周期成分による共振現象と地震継続時間が長いことから多数回繰り返しによる影響が危惧されている^[1-1]。それを実証するかのように2011年東北地方太平洋沖地震では、首都圏においても長周期成分が卓越した地震動により、超高層建築物が継続時間の長い大きな揺れを経験し、天井や配管設備、間仕切り壁等の2次部材に被害が生じた。

このような背景から近年、長周期地震動を受けるRC造柱部材の多数回繰り返し載荷実験が行われている^{[1-2],[1-3],[1-4]}。これらの実験では、載荷方法を微小変形から大変形に至るまでの各変形レベルにおいて、同一変形の多数回の繰り返し載荷を行うことで長周期地震動の影響を検討している。実験結果として、最大水平耐力に達するまでの変形レベルでは、同一変形の繰り返し回数による影響は小さく、最大水平耐力以降の変形レベルでは、同一変形の繰り返し回数により水平耐力が低下することが報告されている。しかしながら、超高層RC造の柱を対象とした多数回繰り返し載荷による軸力保持能力に関する研究例は殆どなく、柱の基本的な性能である軸力保持能力と軸力保持能力を喪失する際の水平耐力についての検討は行われていない。また、これらの実験の載荷方法は、いずれも静的載荷であり地震動を受ける部材挙動と同様な動的載荷によって実施された例はない。

一方、軸力比 $\eta=0.30$ 程度($\eta=N/bDFc$)が作用した状態での曲げ破壊先行型柱の軸力保持能力は、塑性変形能力が大きいことから、最大水平耐力時の部材角を大きく上回る部材角にて、軸力保持能力が喪失することが知られている^[1-5]。前述の通り最大水平耐力近傍の部材角での繰り返しによる水平耐力の低下は確認されているが、軸力保持能力を喪失するまで繰り返し実験を行った例はない。

以上のことを踏まえ、本研究では、載荷履歴が異なる下記の2つのシリーズの実験を静的および動的載荷を一对として実験を行い、載荷履歴と載荷速度の違いが部材挙動に及ぼす影響と軸力保持能力を喪失する際の挙動について確認した（図1-1にシリーズI, IIの変形レベルのイメージを示す）。なお、本実験に先立ち、超高層RC造建築物の試設計を行い、地震応答解析を行うことで、試験体形状および実験時のパラメータを決定した。

シリーズIの実験：最下層の中柱及び隅柱が長周期地震動により応答している状態を

想定し、軸力保持能力を喪失する大変形レベルまで同一部材角の繰り返しを10回（10サイクル）とする漸増多数回繰り返し載荷実験である。

シリーズIIの実験：最下層の中柱（軸力比 $\eta=0.30$ ）を対象に、損傷限界レベルの部材角 ($R=1/200$) と最大水平耐力近傍の部材角 ($R=1/75$) を一対（1セット、20サイクル）として、軸力保持能力を喪失するまで多数回繰り返し載荷した実験である。

また、得られた実験結果について、動的載荷によるひずみ速度が最大水平耐力に及ぼす影響および軸力保持能力と軸力保持能力を喪失する際の水平耐力との関係について検討を行った。

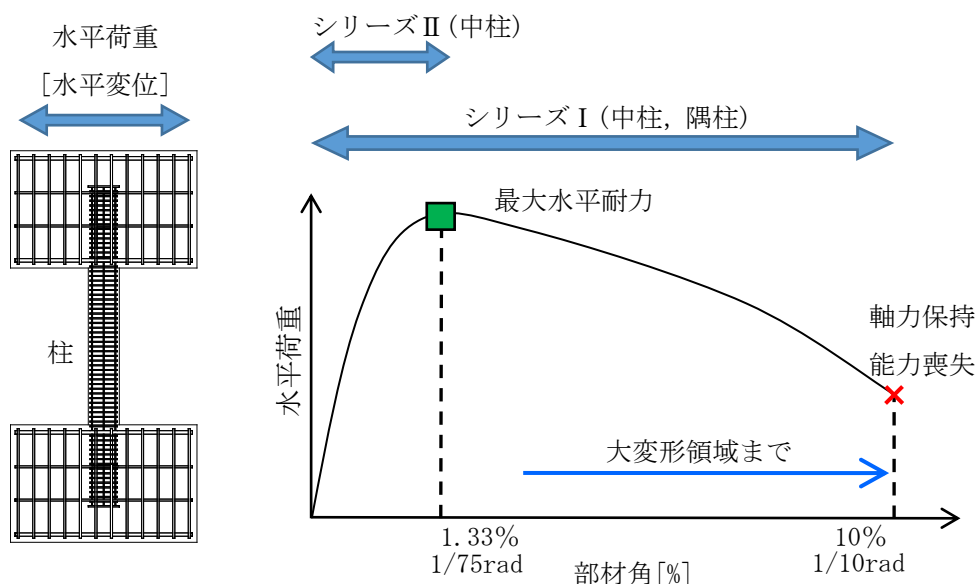


図 1-1 シリーズ I, II の変形レベルのイメージ

1-2 論文の構成

論文の構成は以下の通りである。また、本研究のフローを図 1-2 に示す。

第1章「序論」では、本論文の目的及び本論文の構成について述べる。

第2章「既往の研究と本研究の位置付け」では、既往の長周期地震動を受ける RC 造柱部材の多数回繰り返し載荷実験に関する知見を整理すると共に、既往の研究で残されている課題を示す。また、曲げ破壊先行型柱の軸力保持能力と変形性能に関する既往の知見を述べ、本研究で行った実験との関係を示す。

第3章「超高層 RC 造建築物の構造特性の分析とプロトタイプの時刻歴応答解析」では、公表されている超高層 RC 造建築物の構造特性データを分析した結果を述べる。更にその分析結果を基に、超高層 RC 造建築物の試設計（以下、プロトタイプと称す）を行い、時刻歴応答解析を行うことで長周期地震動による挙動を把握した結果を述べる。

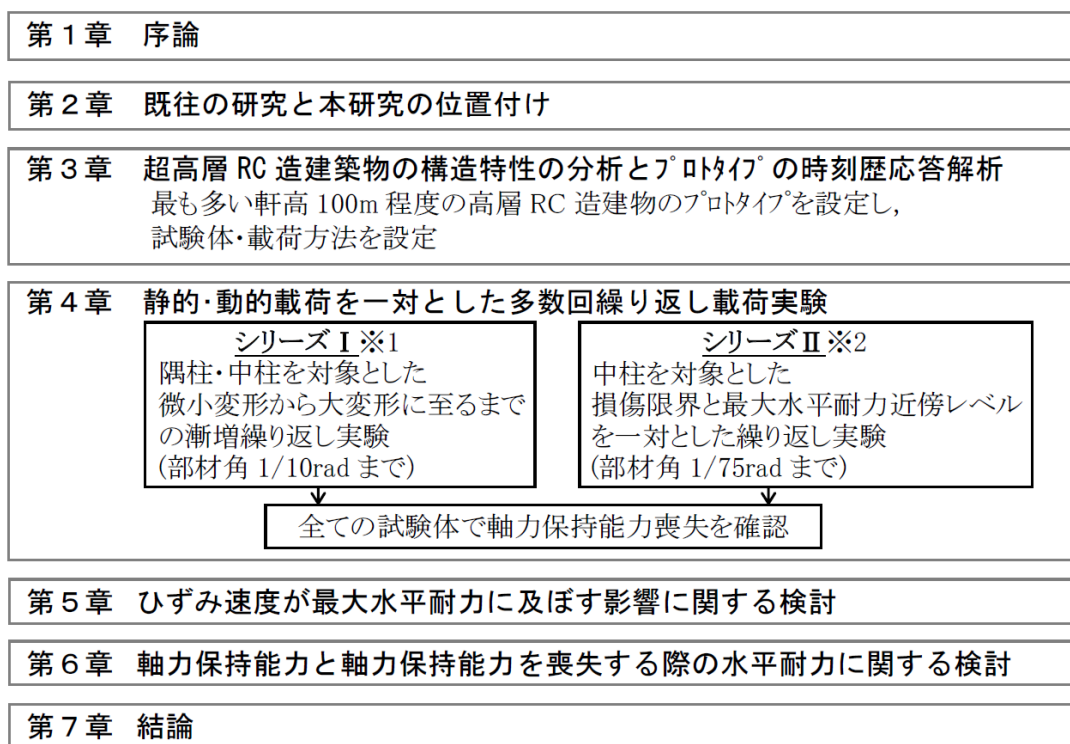
第4章「静的・動的載荷を一対とした多数回繰り返し載荷実験」では、長周期地震動を受ける鉄筋コンクリート造の最下層柱試験体の動的及び静的載荷実験結果を基に、各試験体の実験因子（軸力比、動的・静的載荷、変位制御による載荷履歴 [変形レベル]

の違い) が柱の力学的性状に及ぼす影響を明らかにする。

第5章「ひずみ速度が最大水平耐力に及ぼす影響に関する検討」では、既往の動的載荷実験の研究において、ひずみ速度の影響を受けて材料強度の上昇により最大水平耐力が上昇することが報告されており、本論においても、その効果を確認した結果を述べる。

第6章「軸力保持能力と軸力保持能力を喪失する際の水平耐力に関する検討」では、水平耐力の低下と軸力保持能力の喪失には相関性があると推測し、軸力保持能力と水平耐力との関係について解明を試みた結果を述べる。

第7章「結論」では、本研究で得られた知見をまとめると共に、今後の課題について述べる。



※1：静的実験部分は文献[1-3],[1-4]と同様、 ※2：既往の文献では例はない

図 1-2 研究フロー

参考文献

- [1-1] (株)大崎総合研究所, 独立行政法人建築研究所:平成 23 年度建築基準整備促進事業 42. 超高層建築物等への長周期地震動の影響に関する検討, pp.1-27, 2012.4
- [1-2] 石川裕次, 木村秀樹:高強度 RC 柱部材の同一変形繰返し載荷による耐力低下に関する研究, コンクリート工学論文集, Vol.16, No.2, pp.109-117, 2005.5
- [1-3] 出光俊彦, 斎藤大樹, 福山洋, 森田高市, 向井智久, 濱田真, 菊田繁美, 金川基, 薬研地彰, 佐々木仁:長周期地震動を受ける RC 造超高層建築物の構造性能(その 1, 5, 6), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.499-500, 507-510, 2009.8
- [1-4] 鈴木芳隆, 兵頭陽, 丸田誠, 鈴木紀雄, 小鹿紀英:多数回繰返し荷重を受ける鉄筋コンクリート造建築物の挙動に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, Vol.74, No.646, pp.2317-2325, 2009.12
- [1-5] 日本建築学会:鉄筋コンクリート構造物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, 1999

第2章 既往の研究と本研究の位置付け

2-1 はじめに

最初に、長周期地震動に関する最近の知見・動向および、現行の超高層建築物の設計法と長周期地震動に対する設計法の動向について述べる。

次に、長周期地震動を受ける RC 造柱部材の多数回繰り返し載荷実験に関する既往の研究から得られている知見を把握すると共に、本研究の位置付けを明確にすることを目的とする。また、曲げ破壊先行型柱の軸力保持能力と変形性能に関する既往の知見を述べ、本研究で行った実験との関係を示す。

2-2 長周期地震動と超高層建築物の設計法

2-2-1 長周期地震動について

長周期地震動は、2003年（平成15年）9月に十勝沖地震（気象庁マグニチュード $M_j=8.0$ ）の際に震央から250km離れた苫小牧市内で、石油タンクの原油の液面が大きく揺れるスロッシングを起こし、浮き屋根の破損による火災が発生した原因の一つとして注目された。この他にも、表2-1の観測例と主な被害例を挙げる事ができる^[2-1]。

表 2-1(a) 1980 年以降の地震による長大構造物における主な被害（文献[2-1]より引用）

発生年	地震名 (M_j : 気象庁マグニチュードまたは、 M_w : モーメントマグニチュード※)	長周期地震動によって発生した主な被害と発生地点
昭和 58 年 (1983 年)	昭和 58 年(1983 年) 日本海中部地震 ($M_j 7.7$)	石油タンクのスロッシング(秋田市, 新潟市等), 高層ビルでの揺れによるエレベータワイヤーロープ損傷等(東京 23 区)
昭和 59 年 (1984 年)	昭和 59 年(1984 年) 長野県西部地震 ($M_j 6.8$)	高層ビルでの揺れによるエレベータワイヤーロープ損傷等(東京 23 区)
平成 5 年 (1993 年)	平成 5 年(1993 年) 北海道南西沖地震 ($M_j 7.8$)	石油タンクのスロッシング(秋田市, 新潟市等)
平成 7 年 (1995 年)	平成 7 年(1995 年) 兵庫県南部地震 ($M_j 7.3$)	高層ビルでの揺れによる什器転倒等(大阪市等)
平成 12 年 (2000 年)	平成 12 年(2000 年) 鳥取県西部地震 ($M_j 7.3$)	高層ビルでの揺れによる什器転倒等(神戸市, 大阪市等)
平成 15 年 (2003 年)	平成 15 年(2003 年) 十勝沖地震 ($M_j 8.0$)	石油タンクのスロッシング(苫小牧市等), 高層ビルの揺れによるエレベータワイヤーロープ損傷等(札幌市等)

表 2-1 (b) 1980 年以降の地震による長大構造物における主な被害 (続き)

発生年	地震名 (Mj: 気象庁マグニチュードまたは, Mw: モーメントマグニチュード※)	長周期地震動によって発生した主な被害 と発生地点
平成 16 年 (2004 年)	平成 16 年 9 月 5 日の紀伊半島沖の地震 (Mj7.1) 平成 16 年 9 月 5 日の東海道沖の地震 (Mj7.4)	石油タンクのスロッシング (大阪市, 市原市等), 高層ビル内での揺れによる什器転倒等 (大阪市等)
平成 16 年 (2004 年)	平成 16 年 (2004 年) 新潟県中越地震 (Mj6.8)	高層ビルでの揺れによるエレベーターワイヤーロープ損傷等 (東京 23 区)
平成 23 年 (2011 年)	平成 23 年 (2011 年) 東北地方太平洋沖地震 (Mw9.0)	高層ビル内での揺れによるエレベーターワイヤーロープの損傷や什器転倒等 (東日本から西日本の広い範囲), 石油タンクのスロッシング (東日本)

※上表の気象庁マグニチュード (Mj) とモーメントマグニチュード (Mw) について, 文献[2-2]に, 以下の説明があるので補足する。気象庁マグニチュード (Mj) は, 周期 5 秒程度までの強い揺れを観測する強震計で記録された地震波形の最大振幅の値を用いて計算する方式で, 地震発生から 3 分程度で計算可能という点から速報性に優れている。しかし, マグニチュード 8 を超える巨大地震の場合, より長い周期の地震波は大きくなるが, 周期 5 秒程度までの地震波の大きさはほとんど変わらないため, 気象庁マグニチュード (Mj) では, 地震本来の規模に比べて小さく見積もられ, 正確に規模を推定できない。一方, モーメントマグニチュード (Mw) は, 広帯域地震計 (より長周期の地震波も観測可能) により記録された周期数十秒以上の非常に周期の長い地震波も含めて解析し計算するため, 巨大地震についても正確な規模推定が可能であり, なおかつ地震の発震機構 (逆断層か横ずれ断層か等) も同時に推定可能という利点がある。しかし, 10 分程度の地震波形データを処理する必要があることから, モーメントマグニチュード (Mw) の推定には地震発生から 15 分程度は要する。

長周期地震動の発生要因として, 「長周期地震動予測地図 (2009 年試作版) 地震調査研究推進本部」において下記の説明がある^[2-3]。

地震動には, 短い周期の波によるガタガタとした揺れと, 長い周期の波が伝わってきた結果生じる, ゆっくり繰り返す揺れが同時に混ざっている (図 2-1 の A)。長周期地震動は後者の揺れを指す。長い周期の波は短い周期の波に比べて減衰しにくく, 海の波のうねりのように, 震源から遠くても, あまり弱くならず伝わってくる (図 2-1 の B)。

また, 長い周期の波は深い地下構造の影響を受けやすい性質がある。特に, 深い地下構造が凹状の形になっているところ (堆積盆地) では, その中に堆積した軟弱な地盤により揺れが増幅したり, 表面波と呼ばれる地表に沿って伝わる波が発達したりして, 揺れの継続時間が長くなる傾向がある (図 2-1 の C)。

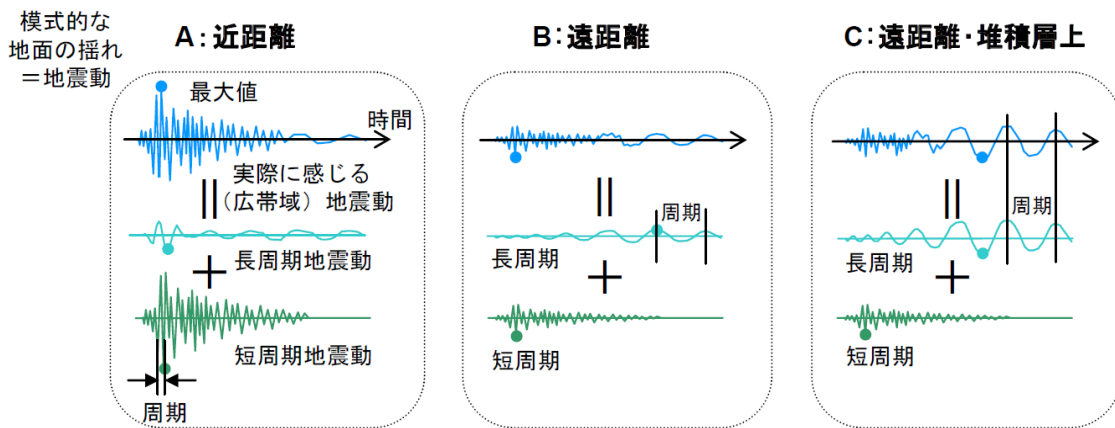


図 2-1 実際に感じる地震動と短周期および長周期地震動との関係（文献[2-3]より引用）

このような背景から、平成 22 年（2010 年）12 月 21 日に国土交通省より「超高層建築物等における長周期地震動への対策試案について（以下、長周期地震動への対策試案）」の意見募集が行われた^[2-4]。

概要としては、長周期地震動は、巨大地震が発生した際に東京、名古屋、大阪のように堆積層の厚い平野部などで大きな影響が出やすいと考えられること。長周期地震動は、固有周期の長い超高層建築物（高さが 60m を超えるもの、固有周期の目安として 2 秒程度以上）や免震建築物への影響が大きいと考えられることが挙げられている。

対象地震は、地震調査研究推進本部が平成 21 年 9 月に公表した「長周期地震動予測地図」2009 年試作版において、発生確率が高く、かつ発生した場合に大きな被害が予想されるとしている想定東海地震（Mw8.0）、東南海地震（Mw8.1）、宮城県沖地震（Mw7.6）の 3 つの海溝型地震である。対策試案の骨子は、以下の通りである。

- ①超高層建築物等を建築する場合は、現行の 2001 年（平成 13 年）6 月に施行された平成 12 年建設省告示第 1461 号「超高層建築物の構造耐力上の安全性を確かめるための構造計算の基準を定める件」の大臣認定の運用を見直し、想定東海地震、東南海地震、宮城県沖地震の 3 地震による長周期地震動を考慮した設計用地震動による構造計算を求める。
- ②既存の超高層建築物等は、大臣認定を受けた超高層建築物、免震建築物のうち、今回対象の 3 地震による長周期地震動による影響が大きいものについて、再検証し、必要な補強等を行うよう要請する。
- ③家具等の転倒防止対策に対する設計上の措置についてあわせて説明を求める。

なお、関東地域、東海地域、関西地区については、それぞれの区域を代表する地点を 1～9 に分類し解放工学的基盤における設計用長周期地震動が示されており、その地震動を構造計算に用いることができる。一例として、「長周期地震動への対策試案」に示された関東地域（図 2-2）、東海地域（図 2-3）の区域の分類を示す。また、図 2-2 に区

域2を代表する地点として千代田区役所（東京都），図2-3に区域7を代表する地点として津島市役所（愛知県）とした設計用長周期地震動の加速度波形および速度波形，減衰定数5%の擬似応答速度スペクトル，減衰定数10%のエネルギースペクトルを示す。併せて，擬似応答速度スペクトルには平成12年国土交通省告示第1461号に示されている工学的基盤でのスペクトル（以下，告示スペクトル）を加筆した。

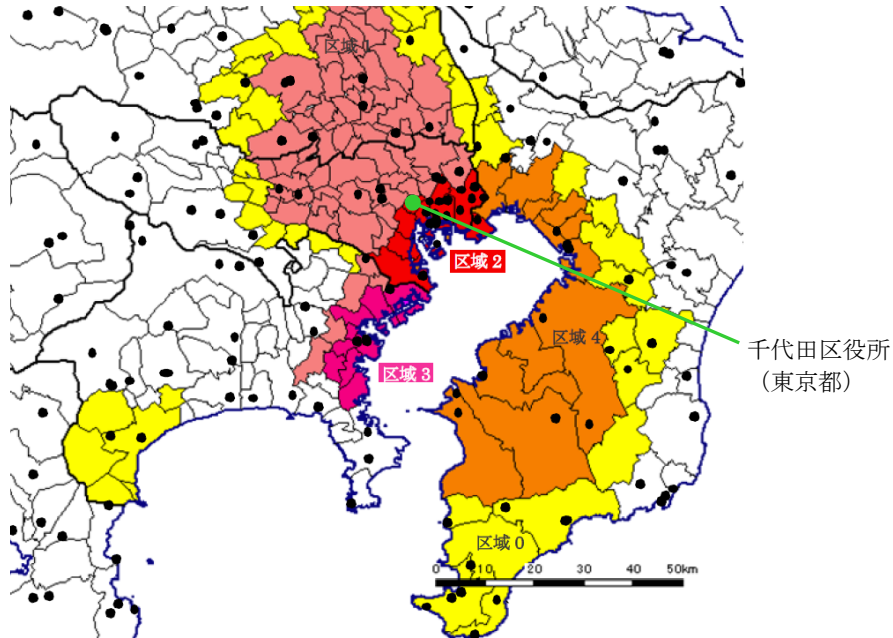


図2-2(a) 関東地域の区域の分類（文献[2-4]に一部加筆）

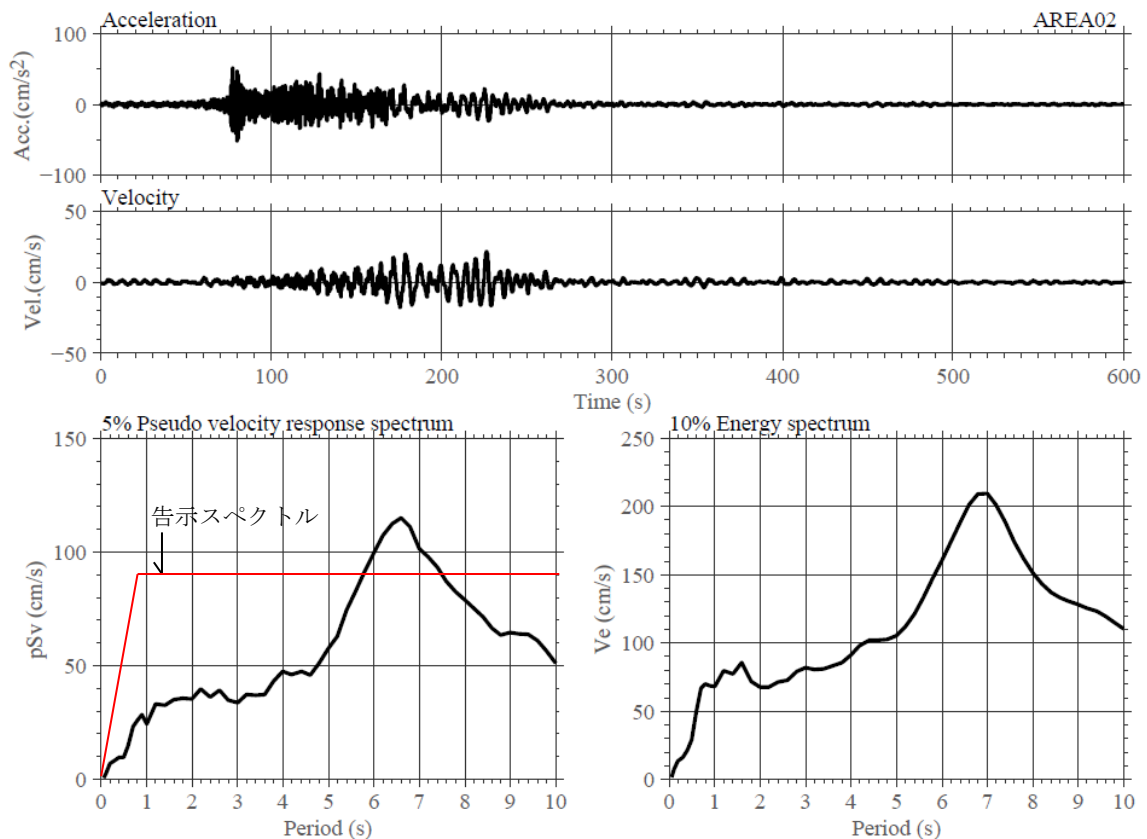


図2-2(b) 区域2の設計用長周期地震動の加速度波形(上段)、速度波形(中段)、減衰定数5%の擬似速度応答スペクトル(下段左)，及び減衰定数10%のエネルギースペクトル(下段右)（文献[2-4]に一部加筆）

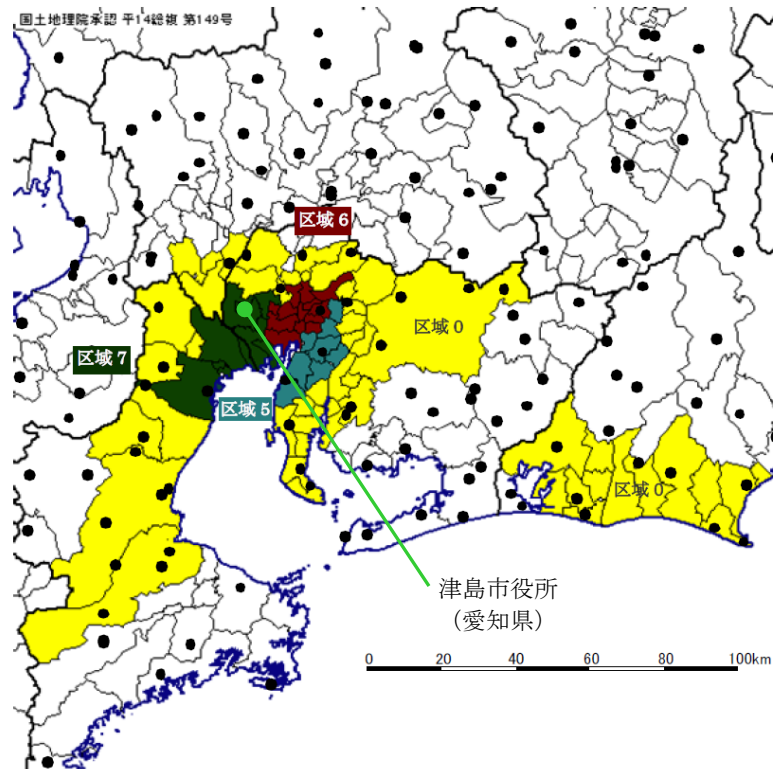


図 2-3 (a) 東海地域の区域の分類 (文献[2-4] に一部加筆)

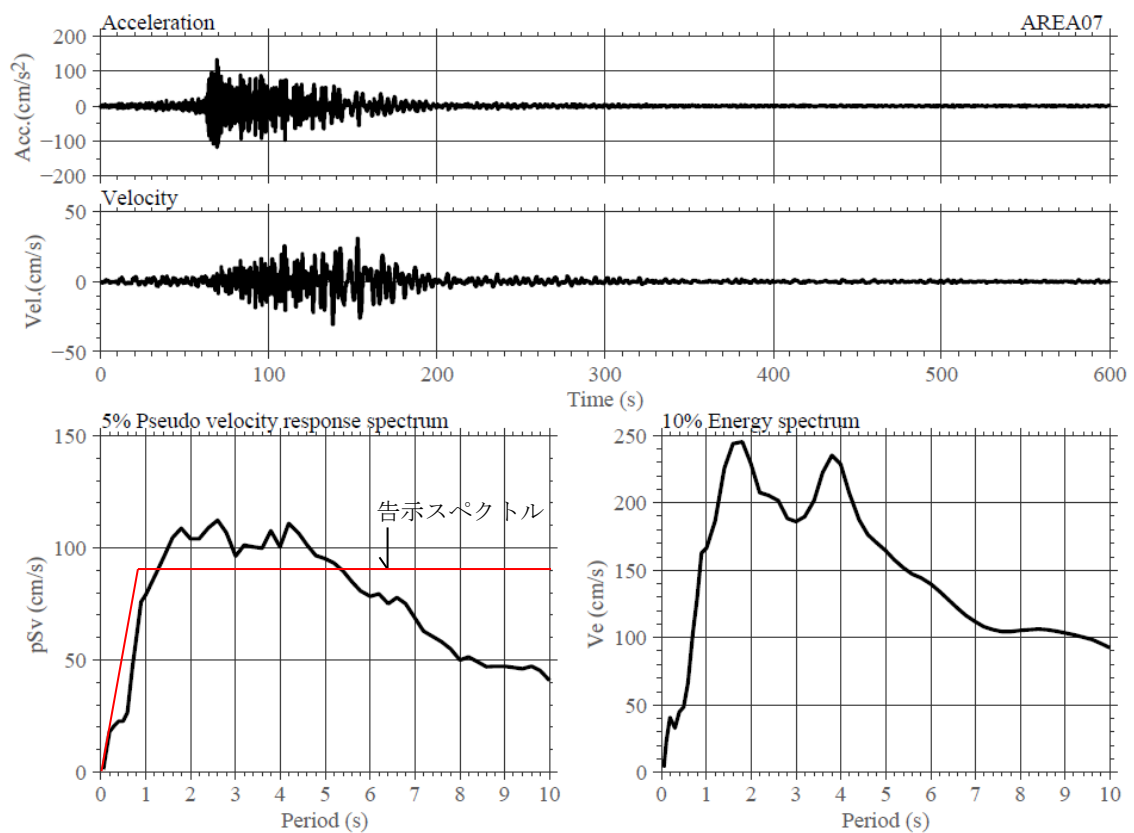


図 2-3 (b) 区域7 の設計用長周期地震動の加速度波形(上段)、速度波形(中段)、減衰定数5%の擬似速度応答スペクトル(下段左), 及び減衰定数10%のエネルギースペクトル(下段右) (文献[2-4]に一部加筆)

ここで示した設計用長周期地震動の特徴として、地震継続時間が一般的に設計で用いられる観測波 EL CENTRO 1940 NS 波および TAFT 1952 EW 波の 54 秒と比較すると 600 秒と非常に長い。

また、擬似応答速度は、図 2-2 の区域 2 では固有周期が約 6～7.5 秒の領域で、図 2-3 の区域 7 では約 1.5～5.5 秒の領域で、告示スペクトル（地震地域係数 $Z=1.0$ の時、周期 0.64 秒以上の領域では、擬似応答速度 81.5 cm/s）を上回る。

このことから、現行の設計に用いられる地震動と比較して、超高層建築物や免震構造建築物について、継続時間が長さから繰り返し回数による架構の累積損傷や、各応答値（層せん断力、層間変形角、層塑性率、部材塑性率等）に及ぼす影響が大きいと推測される。

この意見募集の期間は発表（平成 22 年（2010 年）12 月 21 日）から 2 か月とされ、その後、法令化する見通しであった。しかしながら、平成 23 年（2011 年）3 月 11 日に、東北地方太平洋沖地震が発生した。その知見を踏まえて、対象地震（長周期地震動への対策試案では、想定東海地震、東南海地震、宮城県沖地震の 3 地震）の選定を含め、現在、国土交通省では南海トラフ巨大地震に対する影響を考慮して見直しが行われているところである。

従って、超高層建築物や免震構造建築物の設計において、南海トラフ巨大地震を考慮した長周期地震動の設定方法が、未だ定められていない状況である。

2-2-2 超高層建築物の設計法

高さ 60m を超える時刻歴応答解析建築物は、平成 12 年(2000 年)5 月 31 日以前は、建築基準法第 38 条(昭和 25 年 11 月 25 日施行の特殊の材料又は構法)として、大匠認定を取得し建設されていた。

建築基準法第 38 条は、平成 12 年 5 月 31 日に廃止され、時刻歴応答解析建築物は、建築基準法第 20 条第一号(第二号ロ、第三号ロ及び第四号ロを含む)に位置付けられた。併せて、平成 12 年国土交通省告示第 1461 号「超高層建築物の構造耐力上の安全性を確かめるための構造計算の基準を定める件」(平成 12 年 6 月 1 日施行)が定められた。また、時刻歴応答解析建築物の性能評価は、指定性能評価機関にて行うことと規定された。性能評価の具体的な実施方法は、各指定性能評価機関が国土交通大臣の認可を受けた「時刻歴応答解析建築物業務方法書」に定められている。

表 2-2 に、時刻歴応答解析建築物性能評価業務方法書^[2-5]の抜粋を示す。

表 2-2(a) 「時刻歴応答解析建築物性能評価業務方法書」の抜粋(文献[2-5]より引用)

	平成 13 年 8 月 1 日制定
	平成 19 年 6 月 20 日変更(い)
	平成 19 年 7 月 20 日変更(ろ)
	平成 26 年 3 月 20 日変更(は)
第 4 条 評価基準	
4. 4. 1 水平方向入力地震動の設定	
(1) 告示第四号イに定められた解放工学的基盤における加速度応答スペクトルをもち、建設地表層地盤による増幅を適切に考慮して作成した地震波(以下「告示波」という。)を設計用入力地震動とする。この場合、告示第四号イに定められた継続時間等の事項を満たし、位相分布を適切に考慮して作成した 3 波以上を用いること。	
(2) 告示第四号イただし書により、建設地周辺における活断層分布、断層破壊モデル、過去の地震活動、地盤構造等に基づいて、建設地における模擬地震波(以下「サイト波」という。)を適切に作成した場合は、前項の告示波のうち極めて稀に発生する地震動に代えて設計用入力地震動として用いることができる。この場合、位相分布等を適切に考慮して作成した 3 波以上(告示波を併用する場合は、告示波との合計で 3 波以上)を用いること。	
(3) 上記(1)及び(2)の何れの場合においても、作成された地震波が適切なものであることを確かめるため、次の地震波も設計用入力地震動として併用する。すなわち、過去における代表的な観測地震波のうち、建設地及び建築物の特性を考慮して適切に選択した 3 波以上について、その最大速度振幅を 2 5 0 mm/s、5 0 0 mm/s として作成した地震波を、それぞれ稀に発生する地震動、極めて稀に発生する地震動とする。なお、上記の最大速度振幅の値は令第 8 8 条第 1 項に定められた Z を乗じた値とすることができる。	

表 2-2(b) 「時刻歴応答解析建築物性能評価業務方法書」の抜粋（続き）

4. 4. 4 評価判定クライテリア

(2) 倒壊、崩壊限界

極めて稀に発生する地震動（4. 4. 1において設定したものをいう。以下同じ。）によって、建築物が倒壊、崩壊等しないことが次のイからニまでの方法によって確かめられていること。（ただし、免震層については、法第37条に基づく免震材料の法第37条材料認定の適用範囲内で使用されていることが確認されていれば、イからニの方法によらなくてもよい。）（い）（ろ）（は）

イ. 各階の応答層間変形角が100分の1を超えない範囲にあること。

ロ. 各階の層としての応答塑性率が2.0を超えないこと。この場合、塑性率を求める基準となる変形が構造方法及び振動特性を考慮して適切に設定していること。

ハ. 構造耐力上主要な部分を構成する各部材の応答塑性率が、その部材の構造方法、構造の特性等によって設定された限界値（当該数値が4.0を超える場合は4.0）以下であること。この場合、塑性率を求める基準となる変形が構造方法及び振動特性を考慮して適切に設定していること。（ただし、制振部材にあつては、この限りではない。）（い）

ニ. 応答値が、イ、ロ及びハに示した値を超える場合にあつては、その超過する程度に応じ、以下の事項が確かめられていること。

①部材ごとの応答値を算定できる適切な解析モデルを用いて層間変形角、層の塑性率及び部材の塑性率等の妥当性が確かめられていること。

②応答解析に用いる部材の復元力特性が、応答変形を超える範囲まで適切にモデル化され、かつ、そのモデル化が適切である構造ディテールを有すること。

③水平変形に伴う鉛直荷重の付加的影響を算定できる適切な応答解析が行われていること。

平成12年の法改正によって、入力地震動について①告示波の規定、②サイト波の位置付け、③観測波の最大速度振幅が規定された。

また、極めて稀に発生する地震動時における一般的な応答目標値として、①各階の応答層間変形角1/100以下、②各層の応答塑性率が2.0以下、③部材の応答塑性率の限界値が4.0以下であることが明記されている。

なお、表2-2の時刻歴応答解析建築物性能評価業務方法書は、平成19年に2回、平成26年に1回、一部変更されている。入力地震動および評価判定クライテリアについて表記の変更はあるが、入力地震動の種類・大きさ、評価判定クライテリアそのものの変更がなく、平成12年より現在まで変わっていない。

しかしながら、第2.2.1節で述べたように、現在、南海トラフ巨大地震に対する影響

を考慮して「長周期地震動への対策試案」の見直しが行われているところであり、超高層建築物や免震構造建築物の設計において、南海トラフ巨大地震を考慮した長周期地震動の設定方法が、未だ定められていない状況である。

2-3 既往の実験的研究

2-3-1 長周期地震動を想定した柱の多数回繰り返し実験

長周期地震動を想定した柱の多数回繰り返し実験の報告としては、3 例ある。その報告事例を述べる。

1) 出光ら^[2-6]は、超高層 RC 造建築物の柱を対象として、試験体 4 体について長周期地震動を想定した静的漸増載荷実験を行っている。試験体の諸元は、断面 $b \times D=400 \times 400\text{mm}$ 、柱内法高さ $H=1,000\text{mm}$ 、シアスパン比 $M/QD=3.0$ 、主筋 16-D19 (SD490, $P_g=2.87\%$)、せん断補強筋 4-D6@40 (SD685, $P_w=0.8\%$)、コンクリート設計基準強度 $F_c=60\text{N/mm}^2$ であり曲げ破壊先行型の柱である。パラメータは軸力比 (軸力比 $N/bDF_c=0.246 \sim 0.426$) および同一変位の繰り返し回数としている。標準の載荷方法は、部材角 $R=1/1000$ は 1 回とし、以降の $R=1/400, 1/200, 1/100, 1/75, 1/50, 1/33, 1/25, 1/20$ [rad] を各 2 回としている。長周期地震動の載荷方法は、部材角 $R=1/1000$ は 1 回とし、 $R=1/400$ で 2 回、以降の $R=1/200, 1/100, 1/75, 1/50, 1/33, 1/25, 1/20$ [rad] を各 10 回としている。なお試験体は、地上 36 階建ての超高層 RC 建築物 (建物高さ約 115m) の最下層の中柱を想定している。繰り返し回数は、試設計建物の時刻歴応答解析を行い、地震時の総エネルギーを消費するための等価繰り返し回数を求め、その結果から同一変位の繰り返し回数を原則として、標準を 2 回とし、長周期地震動はその 5 倍とした 10 回を繰り返し回数と設定している。

実験結果として、最大水平耐力に達するまでの変形レベルでは、同一変形の繰り返し回数による影響は小さく、最大水平耐力以降の変形レベルでは、同一変形の繰り返し回数により水平耐力が低下することが報告されている。

軸力保持荷重についても検討を行っている。実験結果において、主筋に貼付けした歪ゲージより大変形時の多数回繰り返しによって圧縮歪が増大し、コンクリートの圧縮劣化と共に、軸力保持抵抗要素がコンクリートから鉄筋に移行していると推定している。

また、軸力保持能力を低下させる最も大きな要因はコンクリートの圧縮劣化であると想定し、軸変形と断面曲率の関係を解析的に検討している。その結果、断面曲率の増加が軸変形の増大をもたらすこと、僅かな曲率増分で軸変形が急増する曲率の分岐点が存在し、その分岐点より小さい曲率では繰り返し回数の影響は殆どないこと、多数回繰り返しにより軸変形が急増し、崩壊時の変形が小さくなる傾向にあることが報告されている。

2) 鈴木ら^[2-7]は、超高層 RC 造建築物の下層部の柱を対象として、試験体 4 体について長周期地震動を想定した静的漸増載荷実験を行っている。試験体の諸元は、断面 $b \times D=280 \times 280\text{mm}$ 、柱内法高さ $H=1,120\text{mm}$ 、シアスパン比 $M/QD=2.0$ 、主筋 12-D13 (SD490, $P_g=1.9\%$) であり曲げ破壊先行型の柱である。パラメータは、コンクリート

設計基準強度 ($F_c=60\text{N/mm}^2$, 30N/mm^2), せん断補強筋比 (4-D6@75 (SD785) $P_w=0.6\%$, 4-D6@50(SD785), $P_w=0.91\%$) および軸力比 (軸力比 = $N/(0.85A_cF_c + a_g \sigma_y)=0.3, 0.4$) としている。

載荷方法は、弾性レベルとして部材角 $R=1/800 \times 10$ 回, $1/500 \times 10$ 回, $1/250 \times 5$ 回, $1/500$ [rad] $\times 10$ 回を 3 セット繰り返した後に、塑性レベルとして $R=1/150 \times 10$ 回, $1/100 \times 10$ 回, $1/75 \times 5$ 回, $1/100$ [rad] $\times 10$ 回を 3 セット繰り返している。さらに終局レベルとして、 $R=1/150 \times 5$ 回, $1/100 \times 5$ 回, $1/75 \times 5$ 回, $1/50 \times 5$ 回, $1/33 \times 5$ 回, $1/25$ [rad] $\times 5$ 回として載荷を行っている。

なお試験体は、地上 43 階建ての超高層 RC 建築物 (建物高さ約 160m) の最下層の柱を想定している。繰り返し回数は、想定建物が本震直後に大規模な余震を受けることを想定し、試設計建物の時刻歴応答解析より、代表的な柱の振幅の大きさとその数を参考に決定している。

実験結果として、出光らと同様に最大水平耐力に達するまでの変形レベル (弾性レベル) では、同一変形の繰り返し回数による水平耐力低下は小さい。最大水平耐力以降の変形レベル (塑性レベル) では、同一変形の繰り返し回数により水平耐力が低下は見られるものの、等価粘性減衰定数 h_{eq} の低下は小さいことを確認している。また、多数回の繰り返し載荷により、大変形時にはコンクリートの圧壊とともに主筋の破断が見られたこと、多数回の繰り返しを受ける場合において軸力比の大きい試験体の方が靱性能は小さいこと、せん断補強筋は多数回繰り返し時の水平耐力低下の割合を小さく抑えるのに有効であること、せん断補強筋は靱性能向上においても効果があったことが報告されている。

3) 木村ら^[2-8]は、超高層 RC 造建築物 (高さ 60m 以上) の最下層隅柱を対象とした実験を行っている。試験体 7 体について長周期地震動を想定し、軸力変動を考慮した静的漸増載荷実験としている。試験体の諸元は、断面 $b \times D=400 \times 400\text{mm}$, 主筋 16-D19 (SD490, $P_g=1.99\%$), コンクリート設計基準強度 $F_c=60\text{N/mm}^2$ であり曲げ破壊先行型の柱である。

パラメータは、同一変形の繰り返し回数 (2 回, 10 回), せん断補強筋比 ($P_w=0.42\%$, 0.63%), シアスパン比 ($M/QD=2.0, 1.25$) および最大軸力比 ($-0.85a_g \sigma_y \sim 0.33BDF_c$, $-0.85a_g \sigma_y \sim 0.55 BDF_c$, $-0.85a_g \sigma_y \sim 0.67 BDF_c$, $0.1BDF_c \sim 0.67 BDF_c$) としている。

標準の載荷方法は、部材角 $R=1/1000$, $1/500$, $1/300$, $1/200$, $1/133$, $1/100$, $1/67$, $1/50$, $1/33$, $1/25$, $1/20$ [rad] を各 2 回としている。また、大変形後の小振幅の挙動確認のため、 $R=1/200$ の後に $R=1/500$ の載荷を、 $R=1/100$, $1/50$ の後に $R=1/200$ の載荷を各 2 回行っている。

長周期地震動を想定した載荷方法は、部材角 $R=1/500$, $1/200$, $1/100$, $1/50$ [rad] を各 10 回としている。また、大変形後の小振幅の挙動確認のため、 $R=1/200$ の後に $R=1/500$ の載荷を、 $R=1/100$, $1/50$ の後に $R=1/200$ の載荷を各 2 回行っている。

軸力は水平荷重がゼロの時に軸力比 $0.2BDF_c$ としている。正側水平加力時では、 $0.2BDF_c$ からそれぞれの最大圧縮軸力 ($0.33BDF_c$, $0.55 BDF_c$ または, $0.67 BDF_c$) まで、水平荷重に比例させて圧縮軸力を変動させている。負側水平加力時では、 $0.2BDF_c$ からそれぞれの最小軸力 ($-0.85ag \sigma_y$ または, $0.1BDF_c$) まで、水平荷重に比例させて軸力を変動させている。

なお、繰り返し载荷を行った部材角は、弾性範囲 ($R=1/500$)、設計クライテリア ($R=1/200$)、最大水平耐力レベル ($R=1/100$)、終局レベル ($R=1/50$) と定義している。また、最大水平耐力以降の繰り返し载荷において、最大水平耐力に対して最大荷重が80%となった水平耐力時の部材角(変形角)を限界変形角と定義し、標準载荷と長周期地震動を想定した载荷の実験結果について、主に報告されている。

実験結果として、出光ら、鈴木らと同様に最大水平耐力に達するまでの変形レベル(弾性範囲)では、同一変形の繰り返し回数による影響は見られていない。

最大水平耐力は、標準载荷の試験体と比較して、長周期地震動を想定した試験体の方が、10%程小さいことが確認されている。これは最大水平耐力レベルに至るまでの同一変位の多数回繰り返しにより、かぶりコンクリートの損傷により最大水平耐力が低下したと考えられると報告されている。

一方で、限界変形角は繰り返し载荷の影響は見られないと報告されている。損傷の状況から多数回繰り返し载荷が、かぶり部分のコンクリートの損傷に大きな影響を与えるが、コアコンクリート部分は殆ど損傷が見られないため、変形角に影響を与えないと考えられると報告されている。

なお、引張軸力側では、同一変形の繰り返し载荷により水平荷重一部材角関係に大きな影響はないと報告されている。

軸力比が大きい試験体では、圧壊による損傷が急激に進み耐力が低下した。また、鈴木らと同様に、軸力比が大きい試験体の方が靱性能は小さいこと、せん断補強筋は靱性能向上(限界変形角が大きくなる)にも効果があったことが報告されている。

以上が長周期地震動を想定した柱の既往の実験的研究の知見である。しかしながら、以下の検討が行われていない。

- ① 実験の载荷方法は、いずれも静的载荷であり地震動を受ける部材挙動と同様な動的载荷によって実施された例はない。
- ② 軸力比 0.35 以下の柱は靱性能が非常に大きいため、最大水平耐力近傍の部材角にて軸力保持能力の喪失を確認した実験はない。
- ③ 軸力保持能力と軸力保持能力を喪失する際の水平耐力の関係については、検討は行われていない。

2-3-2 柱の軸力保持能力と変形性能

「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 1999 年版（日本建築学会）（以下、靱性保証型耐震設計指針）」^[2-9]によると、柱の変形能力は圧縮軸力の増大に伴って低下することが確認されているとあり、現行の建築基準法施行令における保有水平耐力の部材種別の分類では軸力比（ $\eta=N/bDFc$ ）0.35 以下の柱は最も靱性性能があるとされる F A ランクに位置付けられている。軸力比 0.35 を超える場合は、下位の部材種別となり F B～F D ランクとなる。この背景には、既往の実験結果^{[2-10]・[2-11]}において、軸力比 0.35 以下の柱は、塑性率 6 以上、かつ部材角 1/50 を超える変形能力を有していることにより、靱性能が非常に大きいと報告されている。従って、軸力比 0.35 以下の柱は靱性能が非常に大きいため、最大水平耐力近傍の部材角にて軸力保持能力の喪失を確認した実験はない。

なお、「靱性保証型耐震設計指針」では、柱および梁の降伏ヒンジ想定部位として、①降伏ヒンジは、原則として各層梁端および 1 階柱脚以外では想定しない。②降伏ヒンジ想定部位の例外として、最上階柱の柱頭および地震力により軸力が小さくなる外柱としている。

そのため、通常の高層 RC 造建築物において、降伏ヒンジ想定部位は、最上階柱の柱頭および地震力により引張軸力となる外柱を除いては、1 階の柱脚のみ許容している。

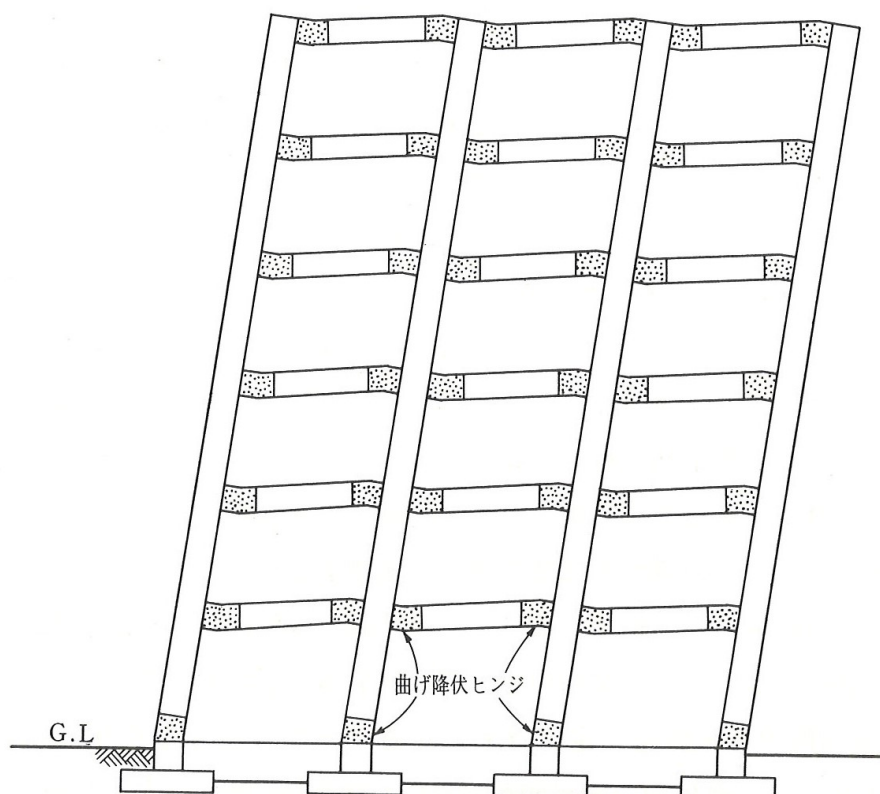


図 2-4 梁降伏型によるフレーム構造の全体降伏機構（文献[2-9]より引用）

2-4 まとめ

以上、既往の実験的研究の報告をまとめると以下の通りである。

- ① 超高層建築物や免震構造建築物の設計において、南海トラフ巨大地震を考慮した長周期地震動の設定方法が、未だ定められていない状況である。
- ② 長周期地震動の影響の検討として、載荷方法は、微小変形から大変形に至るまでの各変形レベルにおいて、同一変形の多数回の繰り返し載荷を行っている。
具体的には、長周期地震動の影響として同一変形の繰り返し回数を10回（鈴木らの実験では、部材角 $R=1/150$ までの同一変形の繰り返し回数は10回とし、終局レベルの同一変形の繰り返し回数は5回）としている。
- ③ 実験結果として、最大水平耐力に達するまでの変形レベルでは、同一変形の繰り返し回数による影響は小さく、最大水平耐力以降の変形レベルでは、同一変形の繰り返し回数により水平耐力が低下することが報告されている。
- ④ 隅部の柱を対象として、長周期地震動を想定し軸力変動を考慮した実験の結果、引張軸力側では、同一変形の繰り返し載荷により水平荷重一部材角関係に大きな影響はないと報告されている。
- ⑤ 水平耐力の低下については、ここで述べた全ての文献に報告されているが、軸力保持能力の検討については、出光らの報告の1件である。それによると以下の通りである。
 - 1) 大変形時の多数回繰り返しによって圧縮歪が増大し、コンクリートの圧縮劣化と共に、軸力保持抵抗要素がコンクリートから鉄筋に移動すると推定している。
 - 2) 軸力保持能力を低下させる最も大きな要因はコンクリートの圧縮劣化であると想定し、軸変形と断面曲率の関係を解析的に検討している。その結果、断面曲率の増加が軸変形の増大をもたらすこと、僅かな曲率増分で軸変形が急増する曲率の分岐点が存在し、その分岐点より小さい曲率では繰り返し回数の影響は殆どない。また、多数回繰り返しにより軸変形が急増し、崩壊時の変形が小さくなる傾向にあることが報告されている。

しかしながら、以下の検討が行われていない。

- ⑥ 実験の載荷方法は、いずれも静的載荷であり地震動を受ける部材挙動と同様な動的載荷によって実施された例はない。
- ⑦ 軸力比 0.35 以下の柱は靱性能が非常に大きいため、最大水平耐力近傍の部材角にて軸力保持能力の喪失を確認した実験はない。
- ⑧ 軸力保持能力と軸力保持能力を喪失する際の水平耐力の関係については、検討は行われていない。

なお、現状の設計法は、RC造建築物の柱の降伏ヒンジ想定部位は、最上階柱の柱頭および地震力により引張軸力となる外柱を除いては、1階の柱脚のみ許容している。

参考文献

- [2-1] 気象庁地震火山部 長周期地震動に関する情報のあり方検討会:長周期地震動に関する情報のあり方報告書, 平成 24 年 3 月
- [2-2] 気象庁:東北地方太平洋沖地震による津波被害を踏まえた津波警報の改善の方向性について, 平成 23 年 9 月 12 日
- [2-3] 地震調査研究推進本部:長周期地震動予測地図(2009 年試作版)
- [2-4] 国土交通省:超高層建築物等における長周期地震動への対策試案について, 平成 22 年 12 月 21 日
- [2-5] 日本 ERI 株式会社:時刻歴応答解析建築物性能評価業務方法書
- [2-6] 出光俊彦, 斎藤大樹, 福山洋, 森田高市, 向井智久, 濱田真, 菊田繁美, 金川基, 薬研地彰, 佐々木仁:長周期地震動を受ける RC 造超高層建築物の構造性能(その 1, 5, 6), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.499-500, 507-510, 2009.8
- [2-7] 鈴木芳隆, 兵頭陽, 丸田誠, 鈴木紀雄, 小鹿紀英:多数回繰返し荷重を受ける鉄筋コンクリート造建物の挙動に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, Vol.74, No.646, pp.2317-2325, 2009.12
- [2-8] 木村秀樹, 石川裕次, 田邊裕介, 宮内靖昌, 前田匡樹, 福山洋, 壁谷澤寿一:多数回繰返し外力を受ける鉄筋コンクリート造柱の耐震性能(その 1,2,3), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.167-172, 2011.8
- [2-9] 日本建築学会:鉄筋コンクリート構造物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, 1999
- [2-10] 東洋一, 大久保全陸, 磯健一:鉄筋コンクリート短柱の崩壊防止に関する総合研究(その 43 AF2 シリーズ 高軸力下における多数回繰返し実験), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1497-1498, 1977.10
- [2-11] 加藤大介:配筋法を考慮した鉄筋コンクリート造柱の変形能の評価法, 日本建築学会構造系論文報告集, pp.81-88, 第 450 号, 1993.8

第3章 超高層 RC 造建築物の構造特性の分析とプロトタイプの時刻歴応答解析

3-1 はじめに

実験に先立ち、超高層 RC 造建築物の一般的な構造計画、構造特性の把握・分析を行った。日本建築センター発行「ビルディングレター」^[3-1]の超高層建築物性能評価・評価シートとして掲載された建築物よりデータベースを作成し、分析を行った。

次に、それらの分析に基づき試設計を行った超高層 RC 造建築物（以下、プロトタイプ）について、地震応答解析を行うことで超高層 RC 造建築物の長周期地震動時の挙動を確認し、試験体形状および実験時のパラメータを決定した。

3-2 超高層 RC 造建築物の構造特性の分析

3-2-1 対象建築物

日本建築センター発行のビルディングレターの超高層建築物性能評価・評価シートのうち 2001 年 3 月～2011 年 11 月号までに掲載された免震構造を除いた軒高 60m 以上の RC 造建築物 245 件を対象として分析を行った。

すなわち、現行の平成 12 年国土交通省告示第 1461 号「超高層建築物の構造耐力上の安全性を確かめるための構造計算の基準を定める件」に基づく RC 造建築物を対象としている。

対象建物の用途の内訳を図 3-1 に示す。用途は共同住宅が最も多く全体の 95%を占めている。次いで事務所が 4%であり、その他の用途（店舗、大学、ホテル）が 1%となっている。

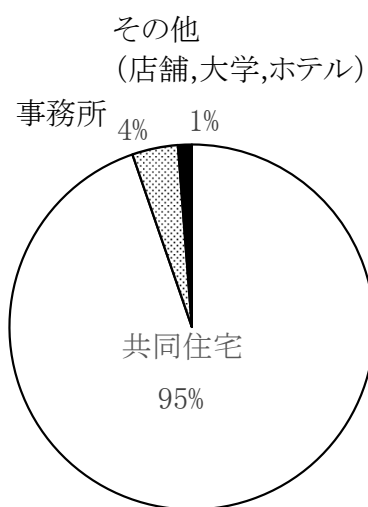


図 3-1 対象建物の用途の内訳

3-2-2 構造特性の分析

軒高，基準階の階高，1階階高，柱スパンの頻度分布をそれぞれ図3-2～図3-5に示す。軒高は90～100mの範囲が最も多く全体の24%である。基準階の階高は3.0～3.5mの範囲が，突出して最も多く全体の77%を占め，次いで2.5～3.0mの範囲が11%となっている。1階階高は4.5～5mが最も多く全体の29%である。

柱スパンはX,Y方向共に6.0～7.0mの範囲が最も多く，全体に占める割合はX方向で42%，Y方向で31%となっている。また，柱スパンが5.0～8.0mの範囲では，全体に占める割合はX方向で81%，Y方向で79%と大部分は，この範囲となっている。

基準階の階高が特定の範囲に集中する理由として，建物の主用途の95%を占める共同住宅と密接な関係があると推察される。防音性・遮音性は，比重の大きさに比例し，単位面積当たりの重量が重いほど遮音効率が良いため，共同住宅は構造種別としてRC造を採用するケースが多い。このため，住居とする標準的な天井高である2,400～2,500mm（居室の建築基準法の最低天井高は2,100mm）を確保し，床（150mm）・天井仕上げ（150mm）およびスラブ（200mm）を考慮すると2,900～3,000mmが最低限必要な階高となる。また，図3-6に共同住宅の基準階の一例を示す。リビングルームのサッシの高さを2,100mmとし，床仕上げ（150mm），梁下仕上げ（100mm），梁成（約900mm）を考慮すると階高として3,250mmとなり，階高が3.0～3.5mの範囲に集中する理由と符合する。

柱スパンは，共同住宅の住戸内の間取りは採光・換気等の建築基準法令上の条件により，バルコニー側にリビングルームや個室等の居室を2～3室を設けて，共用廊下側はユーティリティ（玄関，浴室や便所等）が配置されることが多く，柱スパンは一定の範囲内におさまる傾向がある。また，RC造を用いて10mを超える長スパン化を要する建物では構造計算上は成立しても梁成が大きくなり，結果として経済スパンと呼ばれる5～8mの範囲内に柱の配置を計画する傾向があると推察される。

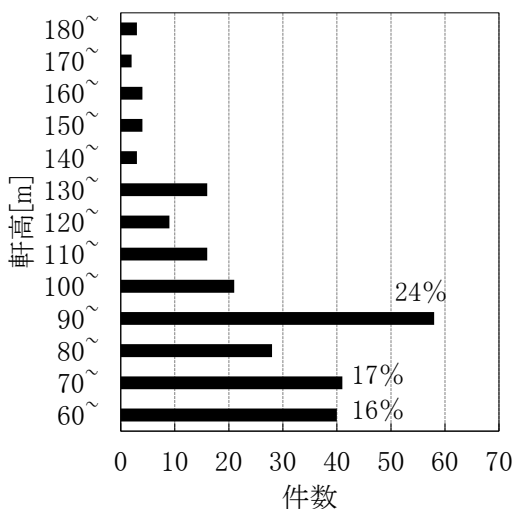


図 3-2 軒高－建物件数

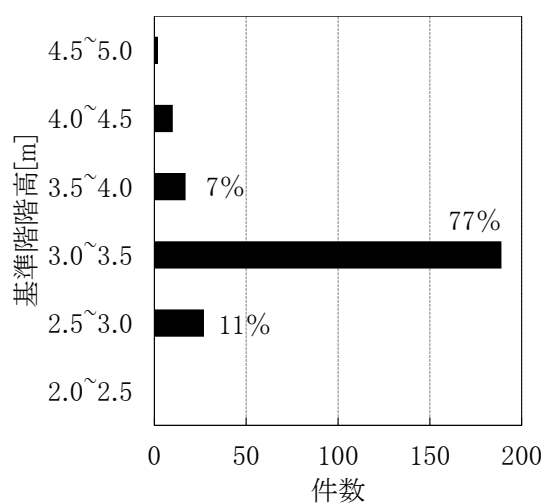


図 3-3 基準階の階高－建物件数

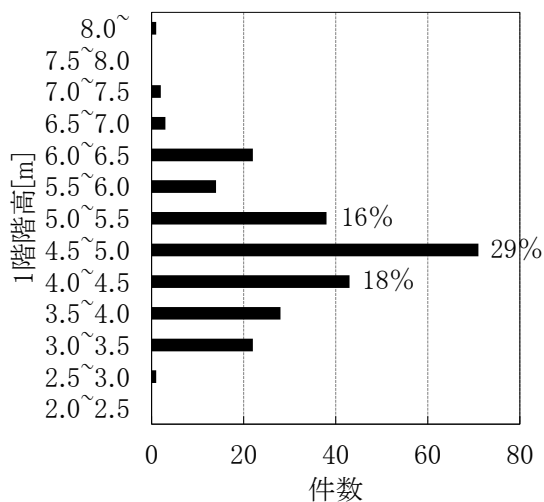


図 3-4 1階階高一建物件数

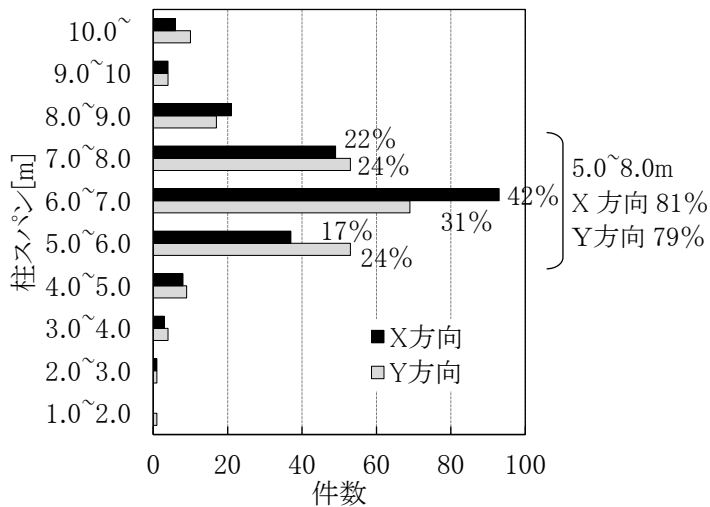


図 3-5 柱スパン一建物件数

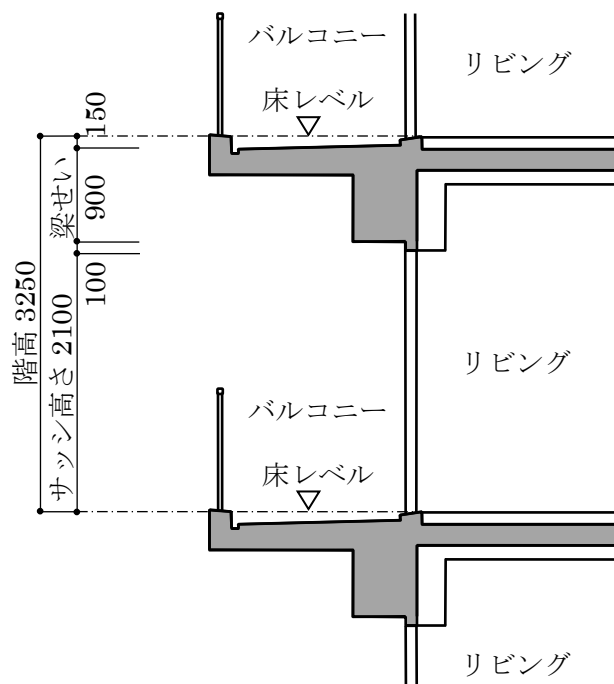


図 3-6 共同住宅の基準階の一例

3-2-3 使用材料の分析

使用されているコンクリート強度と建物件数の関係を軒高ごとに図 3-7 に示す。同様に主筋強度種と建物件数を図 3-8 に、せん断補強筋種と建物件数を図 3-9 に示す。また、全建物を対象として用いられた主筋径ごとの分類を図 3-10 に、せん断補強筋径の分類を図 3-11 に示す。

なお、コンクリート強度、主筋、せん断補強筋の強度及び使用鉄筋径については、各建物に用いられている最大値とした。

コンクリート強度は、軒高 90～100m の範囲では 60N/mm^2 が最も多く全体の 56% である。

主筋は、軒高 90～100m の範囲では SD490 が最も多く全体の 74% となっている。せん断補強筋は、軒高 90～100m の範囲では高強度鉄筋である SD785 が全体の 38% である。

全建物を対象として用いられた主筋径ごとの分類では D41 が全体の 87%、せん断補強筋径は、D13 が 48%、D16 が 52% とほぼ同件数となっている。

建物の高層化に伴いコンクリートおよび鉄筋（主筋、せん断補強筋）の高強度化と共に、主筋径の太径化が見られた。

2001 年 3 月以降を対象とした RC 造建築物の分析の結果、建物に用いられている主筋径は、D41 が多い理由として「鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説 1999 年版（日本建築学会）（以下、鉄筋コンクリート構造計算基準 1999 年版）」^[3-2]、「靱性保証型耐震設計指針」^[3-3]および「建築工事標準仕様書 JASS5 鉄筋コンクリート工事 1999 年版（日本建築学会）」^[3-4]において、コンクリートの適用範囲の上限が 60N/mm^2 であること、主筋径の適用範囲の上限が D41（文献[3-2]、[3-4]の上限は D51）となっており、D41 まで使用しやすい状況となったことが一因であると推測される。

同様に、建物に用いられている主筋強度は、SD490 が多い理由として「鉄筋コンクリート構造計算基準 1999 年版」および「靱性保証型耐震設計指針」では、適用範囲の上限は SD390 であるが、平成 13 年（2001 年）国土交通省告示第 1024 号「特殊な許容応力度及び特殊な材料強度を定める件」において SD490 の基準強度が定められ、高さ 60m 以下の時刻歴応答解析を行わない建物に対しても適用可能となり、広く使用できる状況となり普及につながったと考えられる。なお、「鉄筋コンクリート構造計算基準 2010 年版」^[3-5]では、適用範囲の上限に SD490 が追加されている。また、SD490 材は、平成 12 年の法改正以前は、旧建築基準法第 38 条の個々の時刻歴応答解析建築物と併せて材料の調査研究を評定で審査し、大臣認定を取得し用いられていた。

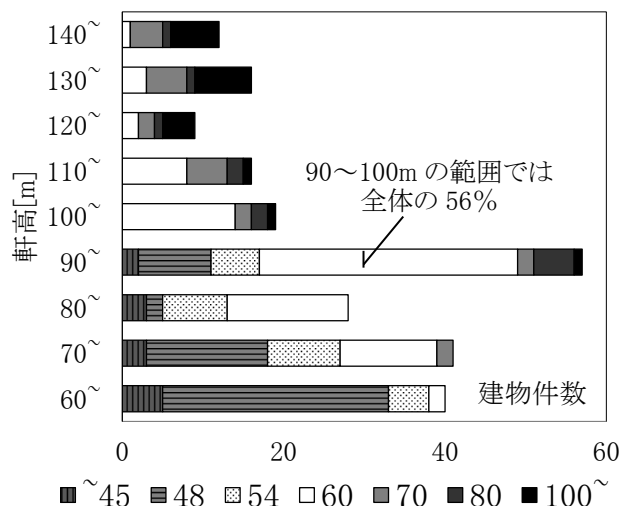


図 3-7 軒高-使用コンクリート強度

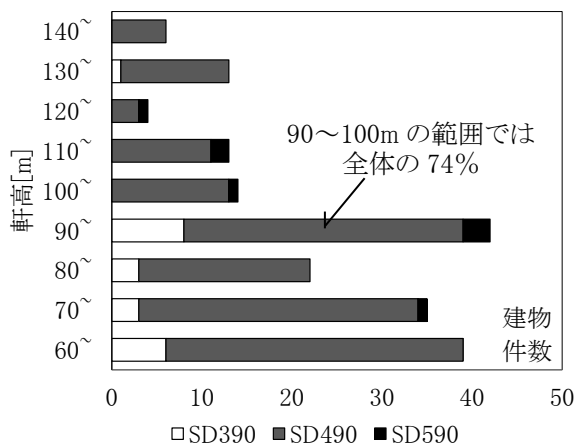


図 3-8 軒高-使用主筋種

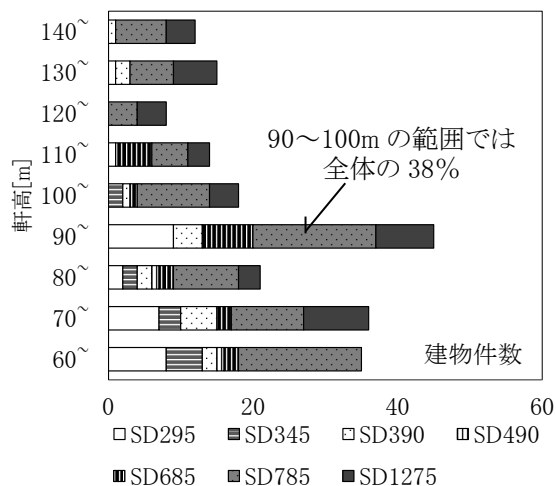


図 3-9 軒高-使用せん断補強種

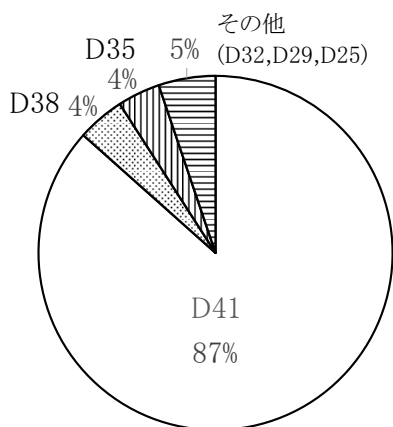


図 3-10 使用主筋径の分類

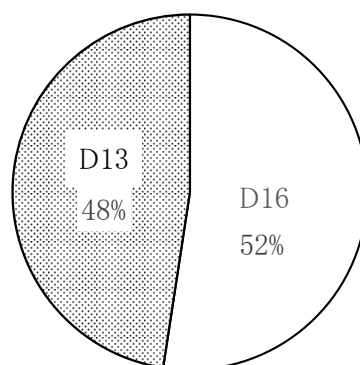


図 3-11 使用せん断補強筋径の分類

第3章 超高層 RC 造建築物の構造特性の分析とプロトタイプの時刻歴応答解析

一方で、高強度せん断補強筋は、平成 12 年の法改正以降において、建築基準法第 37 条第二号の規定による指定建築材料の大臣認定品として位置付けられた。表 3-1 の高強度せん断補強筋の許容応力度と基準強度の一例を示す。高強度せん断補強筋は、個々の材料の大臣認定書において基準強度が定められ、許容応力度が設定されている。

種別としては、SD685、SD785 および SD1275 の 3 種類となっている。基準強度はそれぞれの種別と対応し、種別の順に 685N/mm²、785N/mm² および 1275N/mm² と定められている。

しかしながら、許容応力度は、全ての種別共に長期許容応力度が 195～200N/mm²、短期許容応力度が 585～590N/mm² の範囲となっている。特に、SD1275 においては、基準強度に対して、短期許容応力度が他の種別と比較して低く設定されていることから、強度（長期許容応力度、短期許容応力度、基準強度）と経済性を考慮して、せん断補強筋として SD785 が多く使用される一因なると推測される。

表 3-1 高強度せん断補強筋の許容応力度と基準強度の一例

種別	製品名	許容応力度 [N/mm ²]		基準強度 [N/mm ²]	文献
		長期	短期		
SD685	UHY フープ	200	590	685	[3-6]
	OT685 フープ	195	590	685	[3-7]
SD785	KSS785 フープ	195	585	785	[3-8]
	スーパーフープ (KH785)	195	590	785	[3-9]
	エムケーフープ (MK785)	195	590	785	[3-10]
	パワーリング 785 (SPR785)	195	590	785	[3-11]
	リバーボン 785 フープ	195	590	785	[3-12]
SD1275	ウルボン 1275 フープ	195	585	1275	[3-13]
	リバーボン 1275 フープ	195	585	1275	[3-14]

3-2-4 1次固有周期とベースシア一係数

1次固有周期－軒高関係を図3-12に示す。1次固有周期 T_1 は各建物の X, Y 方向の1次固有周期である。建築基準法では、中低層の RC 造建築物の1次固有周期 T_1 と軒高 H は(3-1)式^[3-15]により $T_1=0.02 \times H$ の線形関係で表されている。軒高 60m 以上の RC 造建築物を対象とした分析結果についても、概ねこの線形関係にプロットされている。

また、3.3 節にて設定したプロトタイプについて、固有値解析にて求めた1次固有周期 T_1 は、X 方向 2.02 秒、Y 方向 2.11 秒であり、(3.1)式により求めた1次固有周期 ($T_1=1.95$ 秒) と概ね一致している。

ベースシア一係数－1次固有周期関係を図3-13に示す。また、同図に建築基準法で規定している1階部分の地震層せん断力係数(以下、ベースシア一係数)を併せて示す。

1次設計設計時のベースシア一係数は、(3.2)式^[3-15]に地域係数 $Z=1.0$ 、地盤種別は一般的な第2種地盤 ($T_c=0.6$ 秒)、 $A_i=1.0$ 、 $C_o=0.2$ として求めた。

(3.2) 式は、許容応力度計算(設計ルート1, 2)および、保有水平耐力計算(設計ルート3)を対象とした地震層せん断力係数の算定式である。しかしながら、時刻歴応答解析による軒高 60m 以上の RC 造建築物を対象として分析した結果についても、概ね(3.2)式の線上に集中する傾向にある。

本研究で設定したプロトタイプについて、部材に生じる応力が短期許容応力度以内であることを要求される稀に発生する地震動(レベル1)について時刻歴応答解析を行った。検討地震波は、代表的な観測波(EL CENTRO 1940 NS 波^[3-16], TAFT 1952 EW^[3-16] 波, HACHINOHE 1968 NS 波^[3-17])を最大速度 25cm/sec として基準化した3波とした。表3-2に応答解析結果(最大応答ベースシア一係数, 最大応答層間変形角)を示す。結果として、最大応答ベースシア一係数は 0.083 (HACHINOHE 1968 NS 波)であり、概ね(3.2)式と一致している。なお、プロトタイプの最大応答層間変形角は、レベル1時の一般的な設計クライテリアである 1/200 以内となっている。

$$T_1 = (0.02 + 0.01 \times \alpha) \times H = 0.02 \times H \quad \dots (3.1)$$

$$C_i = Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot C_o \quad \dots (3.2)$$

ここで

$$R_t = \begin{cases} 1.0 & \cdot T_1 < T_c \text{の時} \\ 1.0 - 0.2 \left(\frac{T_1}{T_c} - 1 \right)^2 & \cdot T_c \leq T_1 < 2T_c \text{の時} \\ 1.6T_c / T_1 & \cdot T_1 \geq 2T_c \text{の時} \end{cases}$$

T_1 : 1次固有周期

C_i : i層の地震層せん断力係数

H : 軒高

α : 木造又は鉄骨造である部分高さの
合計の H に対する比 ($\alpha=0.0$)

Z : 地域係数

R_t : 振動特性係数

T_c : 地盤種別に応じて定まる数値

A_i : i層の層せん断力分布係数

C_o : 標準ベースシア一係数

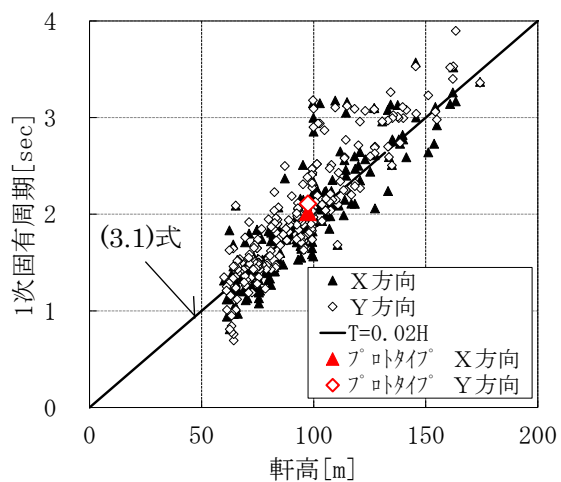


図 3-12 1次固有周期－軒高関係

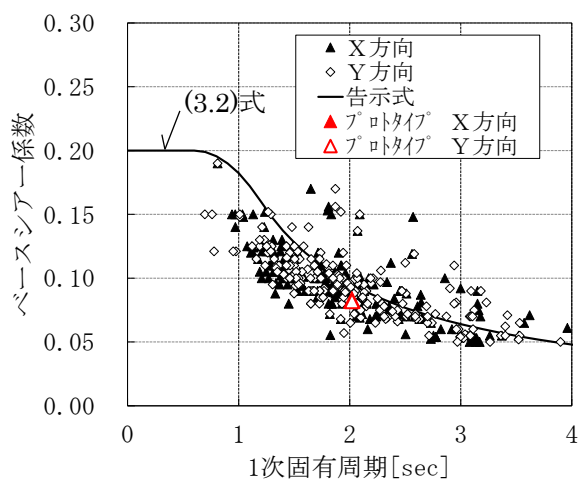


図 3-13 ベースシアー係数－1次固有周期関係

表 3-2 最大応答結果（レベル1時）

地震波名	最大応答ベースシアー係数		最大応答層間変形角 [rad]			
	X方向	Y方向	X方向	階	Y方向	階
EL CENTRO 1940 NS	0.066	0.066	1/268	17	1/278	16
TAFT 1952 EW	0.058	0.059	1/412	7	1/395	15
HACHINOHE 1968 NS	0.083	0.083	1/254	10	1/258	15

3-2-5 超高層 RC 造建築物の標準的な構造諸元

超高層 RC 造建築物の評定建物 245 件を対象として分析を行い、最も多い軒高 90～100m の建物に着目し、コンクリート強度、主筋、せん断補強筋等の各構造諸元を把握した。それらの平均値を表 3-3 として示す。

基準階高さは 3.25m、スパン長さは 6.6m である。コンクリート強度、主筋、せん断補強筋の強度及び使用鉄筋径の各建物に用いられている最大値は、コンクリート強度で 60N/mm²、主筋で D41(SD490)、せん断補強筋で D16(SD785)である。また、1 次固有周期は概ね 2.0 秒である。

本研究では、表 3-3 の値を参考にして立体弾塑性による時刻歴応答解析に用いるプロトタイプの構造諸元を設定した。

表 3-3 軒高 90～100m の範囲の
標準的な構造諸元

軒高[m]		96.53
基準階高[m]		3.25
1階階高[m]		4.84
スパン長 [m]	X方向	6.6
	Y方向	6.6
コンクリート強度 Fc[N/mm ²]		60
主筋		D41(SD490)
せん断補強筋		D16(SD785)
1次固有周期T ₁ [sec]	X方向	2.00
	Y方向	2.05

3-3 プロトタイプの時刻歴応答解析

3-3-1 プロトタイプの構造諸元

プロトタイプの構造諸元を表 3-4 に、伏図を図 3-14、軸組図を図 3-15 に示す。プロトタイプは X 方向 7.0m×5 スパン、Y 方向 7.0m×4 スパン、地上 30 階建て、軒高約 100m とした。柱断面 1100×1100 ~ 900×900mm、梁断面 650×900~600×850mm とした。使用材料は、コンクリートの設計基準強度 $F_c=60\sim 30\text{N/mm}^2$ (使用区分を図 3-15 に示す)、主筋 D41 (SD490)~D29 (SD390)、せん断補強筋は D16~D13 (SD785) とした。

表 3-4 プロトタイプの構造諸元

建物高さ[m]	103.15	
軒高[m]	97.45	
塔屋階数	2	
地上階数	30	
基準階高[m]	3.2	
1階階高[m]	4.2	
スパン長(X,Y共)[m]	7.0	
スパン数	X方向	5
	Y方向	4
中柱支配面積[m ²]	49.0	
隅柱支配面積[m ²]	28.1	
建物重量[kN]	405,782	
1次固有周期T ₁ [sec]	X方向	2.02
	Y方向	2.11

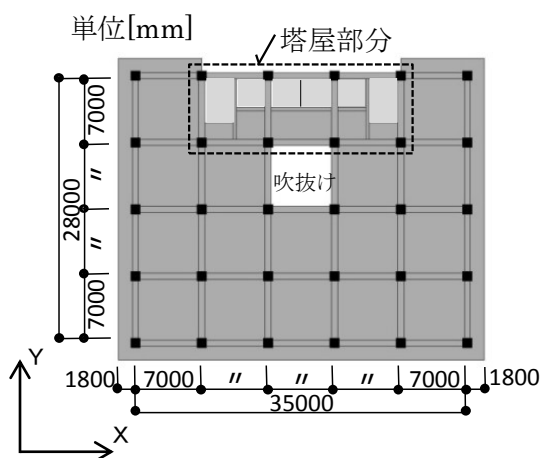


図 3-14 伏図

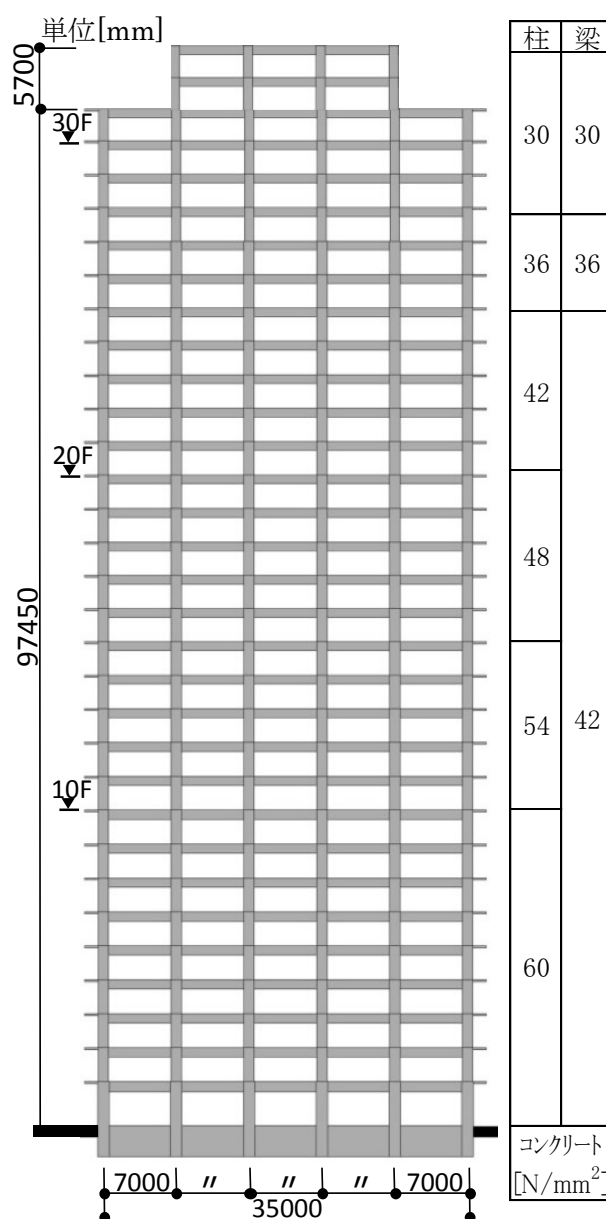


図 3-15 軸組図

3-3-2 使用材料および許容応力度

表 3-5 に使用材料および許容応力度を示す。また、同表に使用部位を併せて示す。なお、時刻歴応答解析に用いた材料強度は、コンクリートは設計基準強度とし、鉄筋については、表 3-5 の材料強度とした。

表 3-5 使用材料および許容応力度

(1) コンクリート

単位[N/mm²]

Fc	長期				短期		使用部位	
	圧縮	せん断	付着		圧縮	せん断・付着	柱	梁
			上端筋	その他				
30	10.0	0.79	1.70	2.55	長期×2.0	長期×1.5	28~PH2F	29~PHRF
36	12.0	0.85	1.86	2.79			25~27F	26~28F
42	14.0	0.91	2.02	3.03			20~24F	1F~25F
48	16.0	0.97	2.18	3.27			15~19F	—
54	18.0	1.03	2.34	3.51			10~14F	—
60	20.0	1.09	2.50	3.75			1~9F	—

(2) 鉄筋

単位[N/mm²]

材質	長期		短期		材料強度	使用部位
	引張・圧縮	せん断	引張・圧縮	せん断		
SD295A	195	195	295	295	325<295>	せん断補強筋D13, スラブ筋D10, D13
SD345	215(195)	—	345	—	380	小梁 主筋D22, D25
SD390	215(195)	—	390	—	430	柱・大梁 主筋D29, D32, D35
SD490	195	—	490	—	515	柱・大梁 主筋D38, D41
SD785	—	195	—	585	785	せん断補強筋D13, D16

- ・ () 内はD29以上を示す
- ・ — 部分は使用部位に該当しないため、記載せず
- ・ 材料強度は、SD295A, SD345, SD390は、基準強度×1.1倍とし、SD490は基準強度×1.05倍とする
- ・ 材料強度の < >内はせん断補強の場合を示す

3-3-3 仮定荷重表

表3-6に仮定荷重表を示す。用途は共同住宅とし、住宅の居室、廊下、玄関の積載荷重は建築基準法施行令第85条第1項に基づき設定した。

表3-6(a) 仮定荷重表(1)

(1) 固定荷重および積載荷重

※スラブ比重は、24kN/m³として下記は算出

コンクリート強度区分による比重は、(2) 部材荷重を参照

階	室名	材料	比重 (kN/m ³)	厚 (mm)	重量		積載荷重との組み合わせ (N/m ²)					
					小計 (N/m ²)	合計 (N/m ²)		床用	小梁用	架構用	地震用	
PHR階	屋上 (非歩行) (S2 t=230)	アスファルト防水			150	1300	6820		床用	小梁用	架構用	地震用
		均しコン(勾配平均)	23	50	1150	↓		D L	6820	6820	6820	6820
						1300		L L	900	900	650	300
								T L	7720	7720	7470	7120
								※パレット(RC造:H=600, t=180) ・仕上げ 3000N/mは別途考慮				
PH階	E V機械室 (S1 t=180)	シタダ-コンクリート	23	100	2300	4300	9820		床用	小梁用	架構用	地震用
		制御版等			2000	↓		D L	9820	9820	9820	9820
						4300		L L	1800	1800	1300	600
								T L	11620	11620	11120	10420
								※積載荷重にEV反力を含む				
R階	屋上 (歩行) (S2, CS2 t=230)	押えコンクリート	23	100	2300	3750	9270		床用	小梁用	架構用	地震用
		アスファルト防水			150	↓		D L	9270	9270	9270	9270
		断熱			50	3750		L L	1800	1800	1300	600
		均しコン(勾配平均)	23	50	1150			T L	11070	11070	10570	9870
		天井・設備			100			※設備機器は別途考慮				
		スラブ	24	230	5520	→5520		※パレット・仕上げ 3000N/mは別途考慮				
2~30階	居室 (VS1 t=260)	仕上げ			300	900	6420		床用	小梁用	架構用	地震用
		間仕切り壁			500	↓		D L	6420	6420	6420	6420
		天井・設備			100	900		L L	1800	1800	1300	600
								T L	8220	8220	7720	7020
								※間仕切り壁は均し荷重とする				
					ホイトスラブ(平均厚)	24	230	5520	→5520			
2~30階	ハコニー (CS1 t=200~ 180)	仕上げ			300	300	4860		床用	小梁用	架構用	地震用
						↓		D L	4860	4860	4860	4860
						300		L L	1800	1800	1300	600
								T L	6660	6660	6160	5460
								※ハコニー先端部は、乾式手摺1000N/mを別途考慮				
					スラブ(平均厚)	24	190	4560	→4560			
2~R階	エレベーターホール (S1 t=180)	仕上げ			300	400	4720		床用	小梁用	架構用	地震用
		天井・設備			100	↓		D L	4720	4720	4720	4720
						400		L L	1800	1800	1300	600
								T L	6520	6520	6020	5320
					スラブ	24	180	4320	→4320			
1~R階	階段室	鉄骨階段			1500	2500	2500		床用	小梁用	架構用	地震用
		モルタル	20	50	1000	↓		D L	2500	2500	2500	2500
						2500		L L	1800	1800	1300	600
								T L	4300	4300	3800	3100
1階	エントランス (S11 t=300)	石貼り	27	30	810	1610	8850		床用	小梁用	架構用	地震用
		モルタル	20	40	800	↓		D L	8850	8850	8850	8850
						1650		L L	2900	2900	2400	1300
								T L	11750	11750	11250	10150
					スラブ	24	300	7200	→7200			

表 3-6(b) 仮定荷重表 (2)

(2) 部材荷重

・鉄筋コンクリート部材の重量は、「鉄筋コンクリート構造計算規準 2010年版」に基づき、下表の単位体積重量を用いて求めた

設計基準強度 (N/mm ²)	鉄筋コンクリートの単位体積重量 (kN/m ³)
$F_c \leq 36$	24
$36 < F_c \leq 48$	24.5
$48 < F_c \leq 60$	25

(3) 壁重量, その他

部位	材料	Wi (N/m ²)	Σ Wi (N/m ² , N/m)	備考
外壁 (ALC板) 1~30階	ACL t=125	800	550 N/m ²	外周部フレームに等分布にて考慮
	仕上げ (吹付けタイル)	50		
	サッシ (ガラス含む)	400		
	$850 \times 0.3 + 400 \times 0.7 = 535 \text{ N/m}^2 \rightarrow 550 \text{ N/m}^2$ (ALC : サッシ = 3 : 7)			
外壁 (ALC板) R, PH階	ACL t=125	800	850 N/m ²	外周部フレームに等分布にて考慮
	仕上げ (吹付けタイル)	50		
バルコニー手摺 ガラス手摺 2~30階	コンクリート (t=180, h=100)	4320	1000 N/m	バルコニー部の片持ちスラブ先端に等分布荷重にて考慮
	仕上げ	30		
	ガラス手摺り h=1200	400		
	$4350 \times 0.10 + 400 \times 1.2 = 915 \text{ N/m} \rightarrow 1000 \text{ N/m}$			
パラペット R, PHR階	RCパラペット (t=180, h=600)	2590	3000 N/m	外周部フレームに等分布にて考慮
	仕上げ	300		
柱・梁の仕上げ荷重	全ての柱・梁について、床面を除く、外周部の仕上げ荷重		300 N/m ²	

(3) 設備機器荷重

部位	詳細	荷重	備考
PH階	EV反力	$2 \text{ kN} \times 4 \text{ 箇所} \rightarrow 8 \text{ kN}$ $8000 \text{ N} \div (7 \times 3 \times 7) = 54 \text{ N/m}^2$	8 kN (54 N/m ²) 積載荷重に含む
R階	消火用水槽 排煙ファン ブースターポンプ	200kN + 30kN + 30kN	260 kN 3通りB, C位置 4通りB, C位置に それぞれ65kNの集中荷重として考慮

3-3-4 建物重量

表 3-7 に建物総重量(積載荷重は、表 3-6 の仮定荷重表のうち地震用のもの)を示す。基礎を除く上部構造の総重量は 405,782kN である。また、単位床面積当たりの重量は、2~R 階(屋上階)で 11.0~13.5kN/m² であり、RC 造建築物の一般的な 11.5~13.5kN/m² 程度^[3-18]と概ね一致している。

表 3-7 建物総重量

階	階高 H[mm]	層重量 W[kN]	総重量 ΣW[kN]	床面積当たり の重量 W/A[kN/m ²]
PHR	2900	1,349	1,349	11.2
PH2	2900	2,714	4,063	15.4
R(PH1)	3050	15,418	19,481	13.5
30	3200	12,560	32,041	11.0
29	3200	12,609	44,650	11.0
28	3200	12,609	57,258	11.0
27	3200	12,756	70,014	11.1
26	3200	12,951	82,966	11.3
25	3200	13,154	96,119	11.5
24	3200	13,177	109,296	11.5
23	3200	13,207	122,503	11.5
22	3200	13,241	135,744	11.6
21	3200	13,241	148,985	11.6
20	3200	13,241	162,227	11.6
19	3200	13,241	175,468	11.6
18	3200	13,241	188,709	11.6
17	3200	13,241	201,950	11.6
16	3200	13,241	215,191	11.6
15	3200	13,266	228,457	11.6
14	3200	13,291	241,748	11.6
13	3200	13,290	255,038	11.6
12	3250	13,543	268,581	11.8
11	3250	13,567	282,148	11.8
10	3250	13,567	295,715	11.8
9	3250	13,567	309,281	11.8
8	3250	13,567	322,848	11.8
7	3250	13,566	336,414	11.8
6	3250	13,566	349,980	11.8
5	3250	13,566	363,546	11.8
4	3250	13,567	377,113	11.8
3	3250	13,566	390,679	11.8
2	4700	15,103	405,782	13.2
1(基礎)	-	41,439	447,221	36.2

3-3-5 振動解析モデル

(1) 振動解析モデル

振動解析モデルは、図 3-16 に示す弾塑性立体骨組モデルとし、時刻歴応答解析を行った。時刻歴応答解析は Newmark- β 法 ($\beta=1/4$: 平均加速度法) によった。

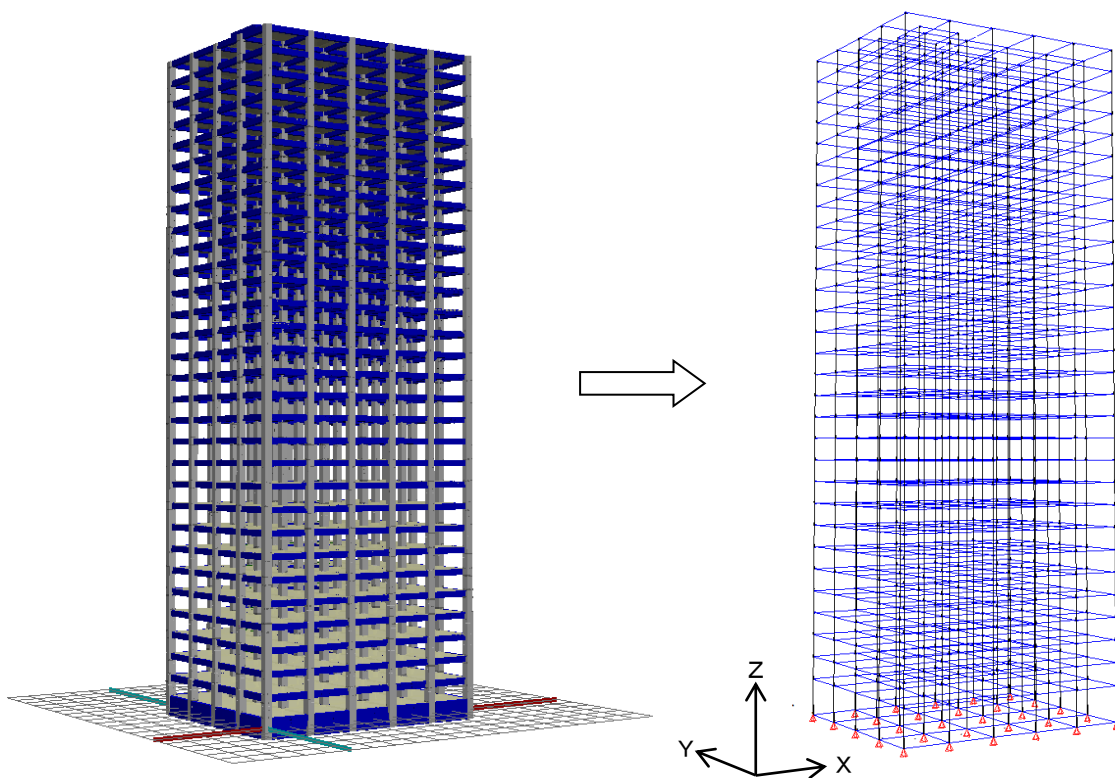


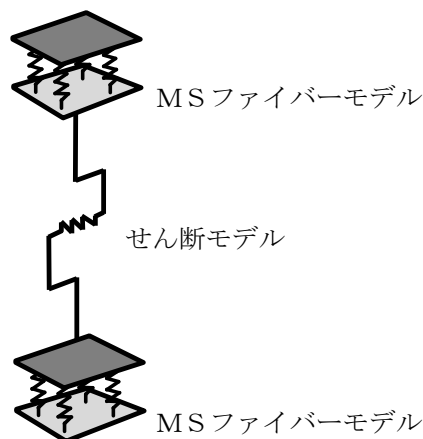
図 3-16 解析モデル図

(2) 部材の復元力特性の設定

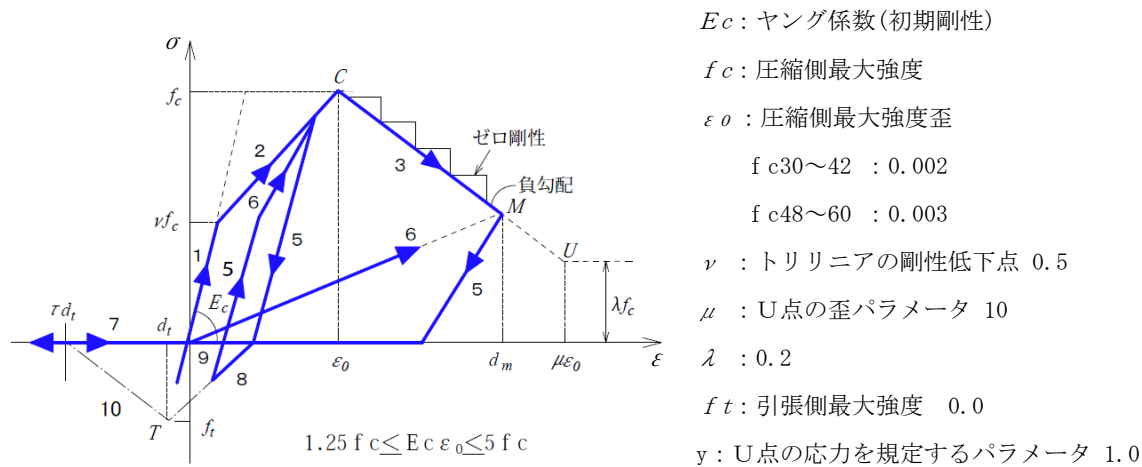
a) 柱のモデル化

柱は、図 3-17 a) に示す材端ばねモデルとし、材端部は軸・曲げ変形に対して MS ファイバーモデル^[3-19]とし、柱中央部はせん断変形に対して弾性とした。

なお、MS ファイバーモデルのコンクリートばね及び鉄筋ばねの復元力特性は、図 3-17 b), c) の定めによった。

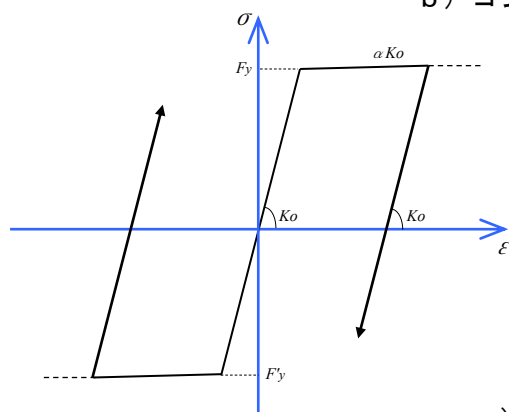


a) 材端ばねモデル



- E_c : ヤング係数(初期剛性)
- f_c : 圧縮側最大強度
- ε_0 : 圧縮側最大強度歪
- $f_{c30\sim42}$: 0.002
- $f_{c48\sim60}$: 0.003
- ν : トリリニアの剛性低下点 0.5
- μ : U点の歪パラメータ 10
- λ : 0.2
- f_t : 引張側最大強度 0.0
- y : U点の応力を規定するパラメータ 1.0

b) コンクリートばね



- K_o : ヤング係数(初期剛性)
- F_y : 降伏強度
- α : 降伏強度の剛性パラメータ 0.001

c) 鉄筋ばね

図 3-17 柱部材のモデル化

図3-18にMSファイバーモデルの概要を示す。柱は、材端部ばねと中央部ばねで構成している。材端部の回転角は、平面保持の仮定に基づき、MSファイバーモデルによる要素ごとの各軸ばねから求める。柱全体の回転角は、材端部と中央部のそれぞれの回転角の和として求める。一方向のみとした場合の曲げモーメントと回転角の関係を(3.3)～(3.5)式に示す。

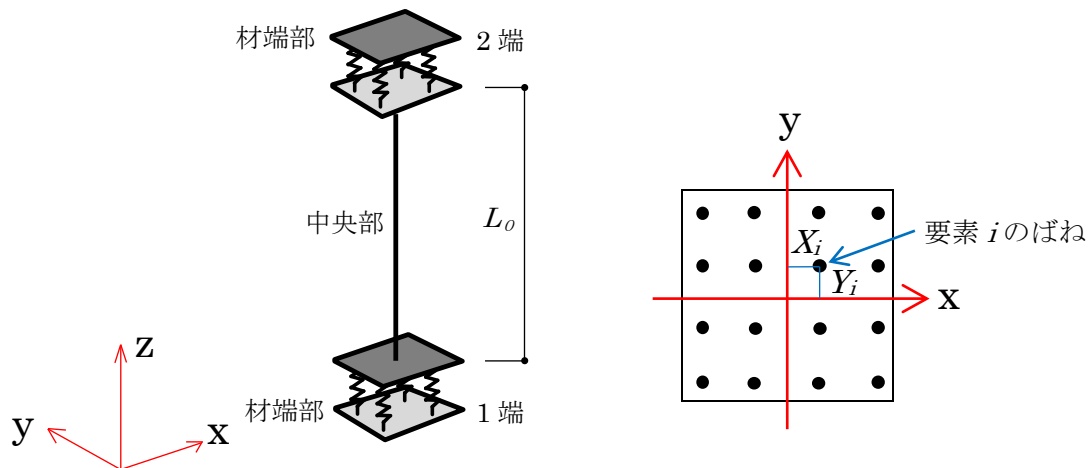


図3-18 MSファイバーモデルの概要

・材端部の回転角

$$\begin{Bmatrix} \theta_{b1} \\ \theta_{b2} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{Pz}{\sum E_i A_i Y_i^2} & 0 \\ 0 & \frac{Pz}{\sum E_i A_i Y_i^2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} M_1 \\ M_2 \end{Bmatrix} \quad \dots (3.3)$$

・中央部の回転角

$$\begin{Bmatrix} \theta_{11} \\ \theta_{12} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\gamma_1 L_0}{3EI} & -\frac{L_0}{6EI} \\ -\frac{L_0}{6EI} & \frac{\gamma_2 L_0}{3EI} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} M_1 \\ M_2 \end{Bmatrix} \quad \dots (3.4)$$

・柱全体の回転角

$$\begin{Bmatrix} \theta_1 \\ \theta_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \theta_{b1} \\ \theta_{b2} \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} \theta_{11} \\ \theta_{12} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\gamma_1 L_0}{3EI} + \frac{Pz}{\sum E_i A_i Y_i^2} & -\frac{L_0}{6EI} \\ \frac{-L_0}{6EI} & \frac{\gamma_2 L_0}{3EI} + \frac{Pz}{\sum E_i A_i Y_i^2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} M_1 \\ M_2 \end{Bmatrix} \quad \dots (3.5)$$

ここで M_1, M_2 : 曲げモーメント
 θ_1, θ_2 : 柱全体の回転角
 θ_{b1}, θ_{b2} : 材端部の回転角
 θ_{11}, θ_{12} : 中央部の回転角
 E_i : 要素 i のヤング係数
 A_i : 要素 i の断面
 Y_i : 要素 i の図心からの距離
 Pz : 塑性ヒンジ領域の長さ

E : ヤング係数
 I : 断面 2 次モーメント
 L_0 : 柱の内法高さ
 γ_1, γ_2 : 柔性低減係数
 ϵ_b : MS ばねの線材に対する剛性比

$$\gamma_1 = \gamma_2 = 1.0 - \frac{3}{L_0} \cdot \frac{Pz}{\epsilon_b}$$

$$\epsilon_b = \frac{\sum E_i \cdot A_i \cdot Y_i^2}{EI}$$

RC 造建築物の弾塑性時刻応答解析において、柱のモデル化として MS ファイバーモデルを用いた際の柱断面の分割数の精度について、文献[3-20]に記載がある。図 3-19 に示すように柱断面を 5 分割し、それぞれの分割要素内にコンクリートと鉄筋それぞれを軸方向のばねでモデル化した解析結果と実験との対応を述べている。結果として、実験結果の主な特性は模擬しているが、解析精度を向上するためには、断面を概ね 16 分割程度にするほうがよいとの報告がある。

本研究の振動解析モデルの柱断面の分割数は、図 3-20 に示すようにコンクリートは 100 分割（等間隔にて分割）とし、鉄筋は各位置でモデル化した。また、材端部の塑性ヒンジ領域の長さ pz は、柱の内法長さの 1/10 と設定した。

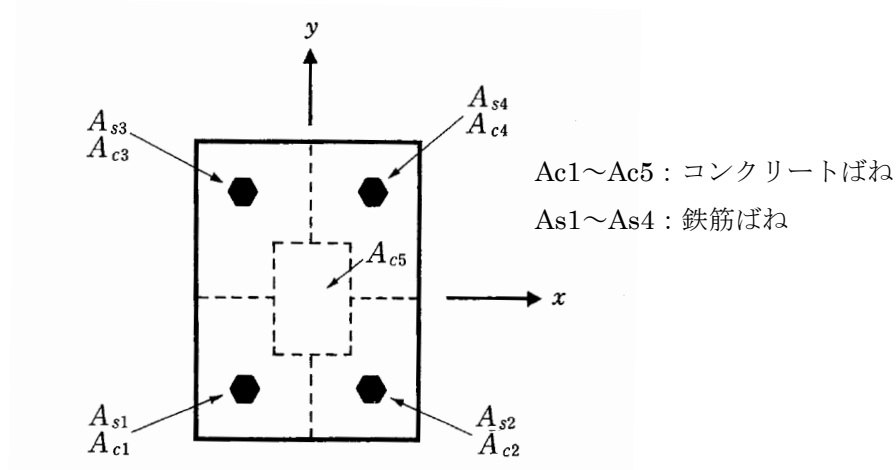


図 3-19 文献[3-20]の柱断面を 5 分割した MS ファイバーモデル

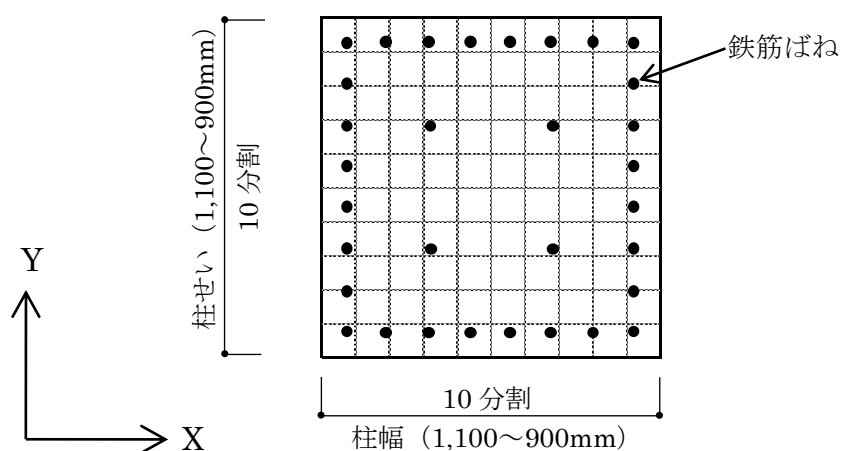
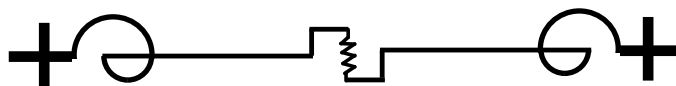


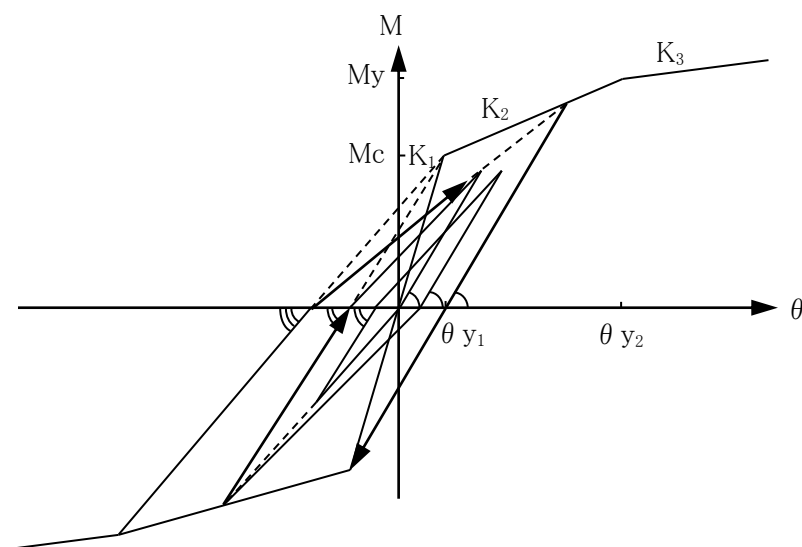
図 3-20 本研究の解析モデルの柱断面の MS ファイバーモデル

b) 大梁のモデル化

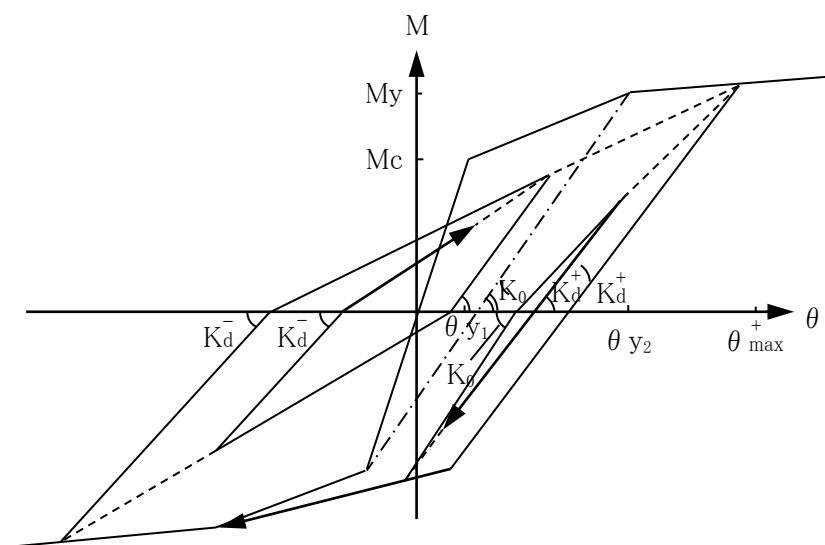
大梁も柱と同様に，図 3-21 a) に示す材端ばねモデルとし，材端部は曲げ変形に対して，復元力特性を武田モデル^[3-19]（除荷時の剛性低下パラメータ $\gamma=0.4$ ）とし，梁中央部はせん断変形に対して弾性とした。



a) 材端ばねモデル



中・小振幅の場合 ($|\theta_{max}| < \theta_{y2}$ の場合)



大振幅の場合 ($|\theta_{max}| \geq \theta_{y2}$ の場合)

b) 武田モデル

図 3-21 大梁のモデル化

(3) 減衰定数の設定

減衰は、瞬間剛性比例型の内部粘性減衰として、1 次の固有円振動数に対して減衰定数を 3% とした。

$$[C] = \frac{2h_1}{\omega_1} [K] \quad \dots (3.6)$$

ここで $[C]$: 減衰マトリックス
 h_1 : 1 次の減衰定数 (=0.03)
 ω_1 : 1 次の固有円振動数
 $[K]$: 接線剛性マトリックス

(4) 解析プログラム

時刻歴応答解析は、下記のプログラムを使用した。

SNAP Ver5.0 株式会社 構造システム

3-3-6 固有値解析結果

表 3-8 に立体骨組モデルより求めた固有値解析結果を示す。併せて備考欄に卓越する自由度方向 (X 方向, Y 方向, ねじれ方向 θz) を示す。図 3-22 にモード図を示す。

1 次固有周期は 2.11 秒 (Y 方向の 1 次), 2 次固有周期は 2.02 秒 (X 方向の 1 次), 3 次固有周期は 1.77 秒 (ねじれ方向の 1 次) となった。

3.2.4 節の図 3-12 の 1 次固有周期-軒高関係を再掲する。3.2.4 節で述べた通り, プロトタイプについて, 固有値解析にて求めた X 方向, Y 方向の卓越する 1 次固有周期は, $T_1=0.02 \times H$ の線形関係にプロットされている。また, 評定建物の軒高 90~100m の固有周期の平均値の約 2.0 秒とも概ね一致している。

表 3-8 固有値解析結果

次数	固有周期 T [sec]	刺激係数				備考
		βx	βy	βz	βrz	
1次	2.11	0.003	1.429	0.003	0.007	Y方向(1次)
2次	2.02	1.419	-0.002	0.000	-0.457	X方向(1次)
3次	1.77	0.027	0.000	0.000	13.641	ねじれ方向(1次)
4次	0.69	-0.001	-0.647	0.007	-0.001	Y方向(2次)
5次	0.67	-0.604	0.001	0.000	0.613	X方向(2次)
6次	0.61	-0.011	0.000	0.000	-5.374	ねじれ方向(2次)
7次	0.39	-0.001	-0.374	-0.006	0.003	Y方向(3次)
8次	0.38	0.348	-0.001	0.000	0.064	X方向(3次)
9次	0.36	-0.009	0.000	0.000	-3.227	ねじれ方向(3次)

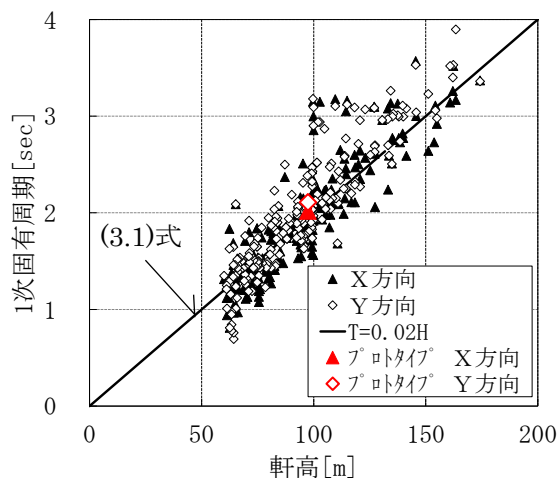


図 3-12 (再掲) 1 次固有周期-軒高関係

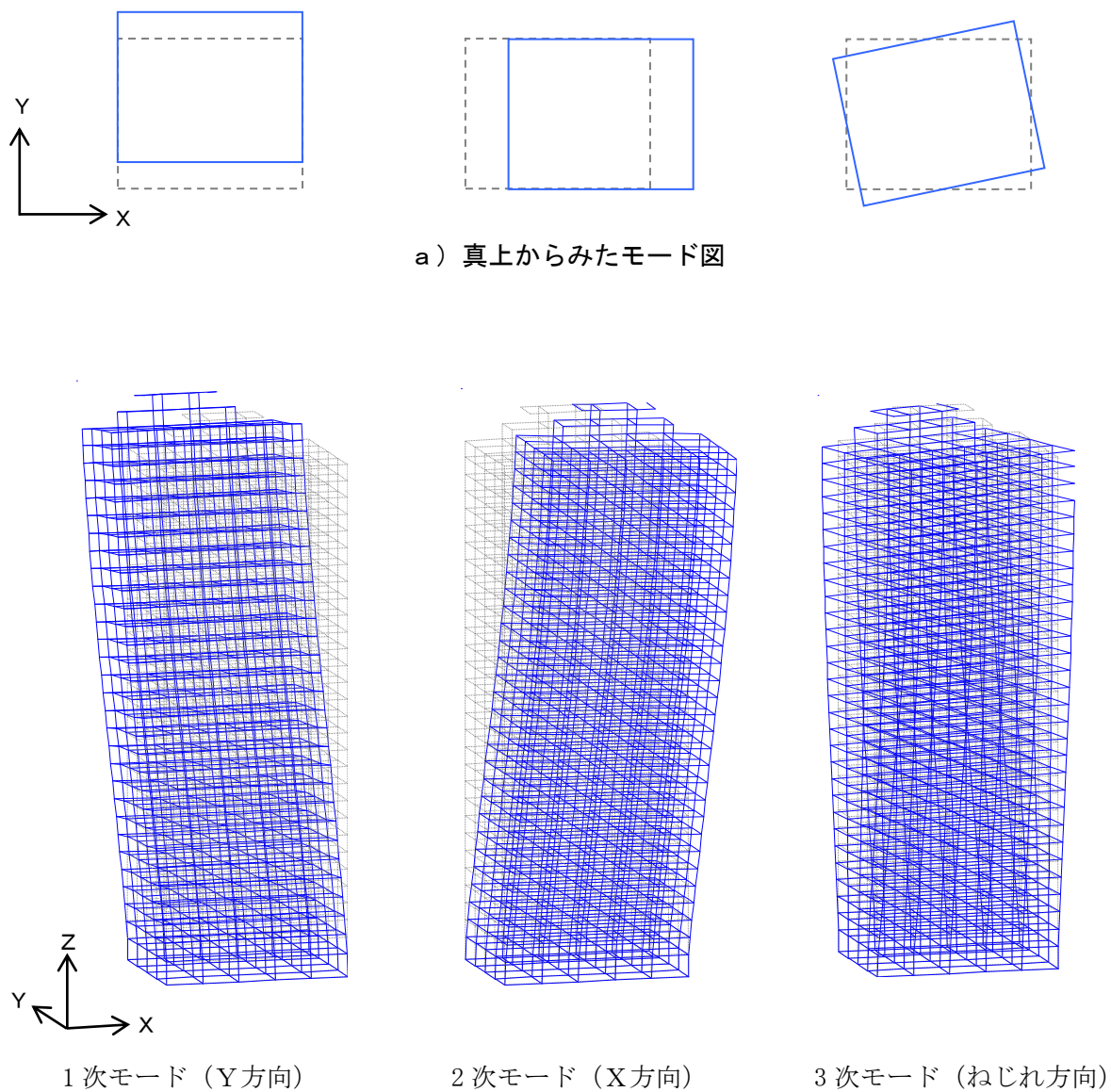


図 3-22 モード図

3-3-7 入力地震動

(1) 入力地震動と時刻歴波形

入力地震動を表 3-9 に示す。また、入力地震動の時刻歴波形を図 3-23 に示す。極めて稀に発生する地震動（レベル 2）として、代表的な観測波（EL CENTRO 1940 NS 波^[3-16]、TAFT 1952 EW 波^[3-16]、HACHINOHE 1968 NS 波^[3-17]）を最大速度 50cm/sec として基準化した 3 波、東京都杉並区阿佐ヶ谷を建設想定地点とし位相特性をエルセントロ位相、神戸位相、八戸位相とした告示波 3 波を採用した。

また、長周期地震動を模擬した地震動として、日本建築学会「長周期地震動と建築物の耐震性」^[3-21]に掲載されている佐藤・檀が作成した東京・気象庁、みなとみらいを想定地点とした関東地震 2 波（TS-TOK-NS 波、TS-YKL-NS 波）、国土交通省中部地方整備局が作成した三の丸を想定地点とした東海／東南海地震 2 波（C-SAN-EW 波）、釜江・入倉が作成した大阪区気象台、西大阪を想定地点とした南海地震 2 波（KK-OSA-NS 波、KK-WOS-EW 波）の合計 5 波を採用した。以上の全 11 波について地震応答解析を実施した。

なお、地震動の作成手法は、関東地震はハイブリッド法、東海／東南海地震、南海地震では経験的グリーン関数法が用いられている。地震動の作成手法について文献^[3-22]に、以下の説明があるので補足する。経験的グリーン関数法は、想定した大地震と同一の震源域で起こった小地震による記録が得られている場合、想定地震の断層破壊過程を考慮して、小地震の観測波形を多数重ね合わせて想定地震動の波形を求める方法である。観測した小地震の記録はすでに伝搬特性および地盤特性が自然に含まれており、表面波が卓越するような長周期成分が考慮されている。ハイブリット法は、統計的グリーン関数法（実体 S 波のみを考慮していることによる表面波による長周期成分を過少評価）による問題点を克服するため、1~2 秒程度の短周期成分を統計的グリーン関数法とし、長周期成分は断層運動をモデル化した理論的方法で作成し、両者を足し合わせて計算する方法である。そのため、長周期成分が考慮されているとの説明がある。従って、地震動に長周期成分を考慮するために、一般的には経験的グリーン関数法または、ハイブリッド法を用いることとなる。

表 3-9 入力地震動一覧

地震波		地震波名	最大加速度 [cm/sec ²]	最大速度 [cm/sec]	継続時間 [sec]
観測波		EL CENTRO 1940 NS	510.2	50.0	54
		TAFT 1952 EW	496.0		54
		HACHINOHE 1968 NS	348.9		234
告示波		EL CENTRO位相	686.4	80.6	81
		神戸位相	692.7	71.9	163
		八戸位相	610.2	66.3	
長周期 地震動	関東	TS-TOK-NS	244.5	34.2	200
		TS-YKL-NS	499.2	69.7	
	東海/東南海	C-SAN-EW	185.9	50.5	328
	南海	KK-OSA-NS	69.3	28.3	440
		KK-WOS-EW	68.3	24.8	298

第3章 超高層RC造建築物の構造特性の分析とプロトタイプの時刻歴応答解析

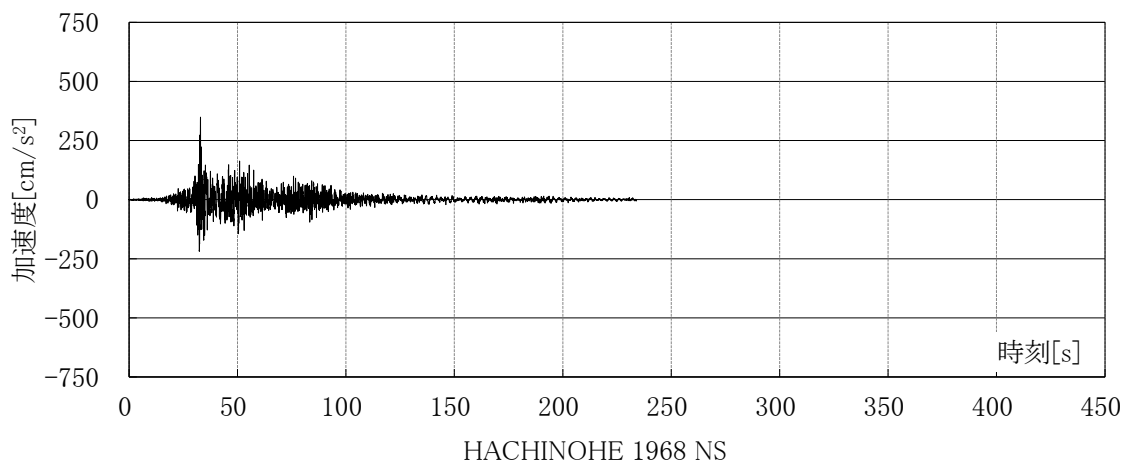
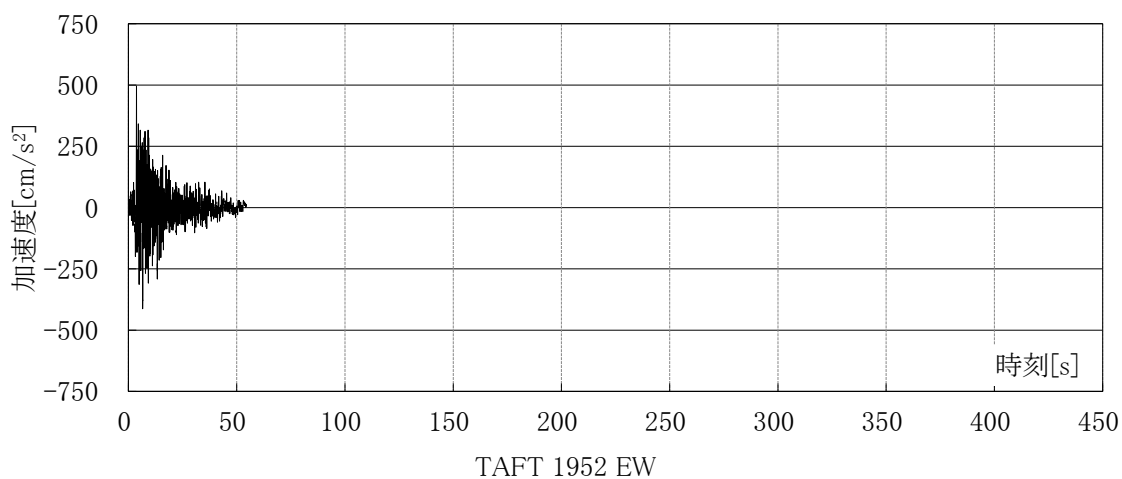
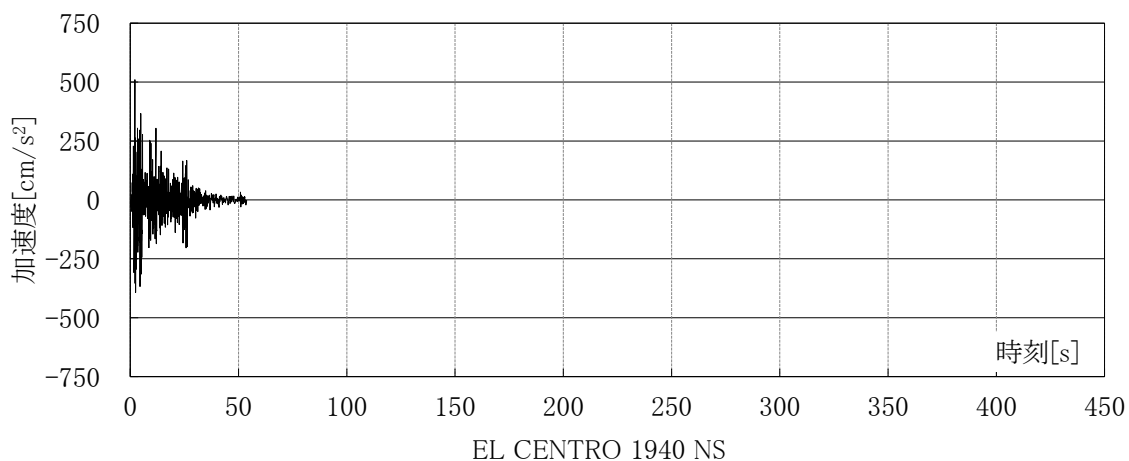


図 3-23(a) 入力地震動の時刻歴波形（観測波）

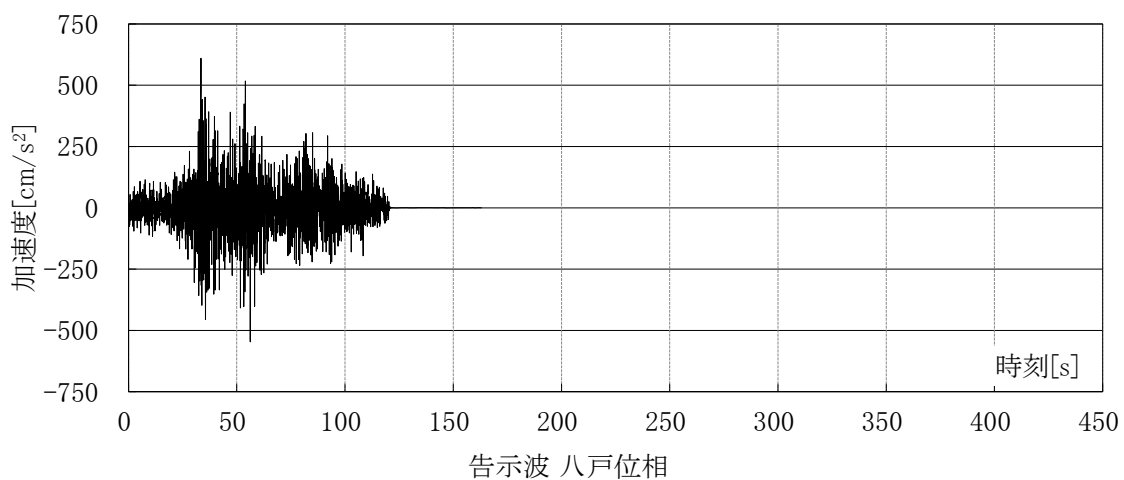
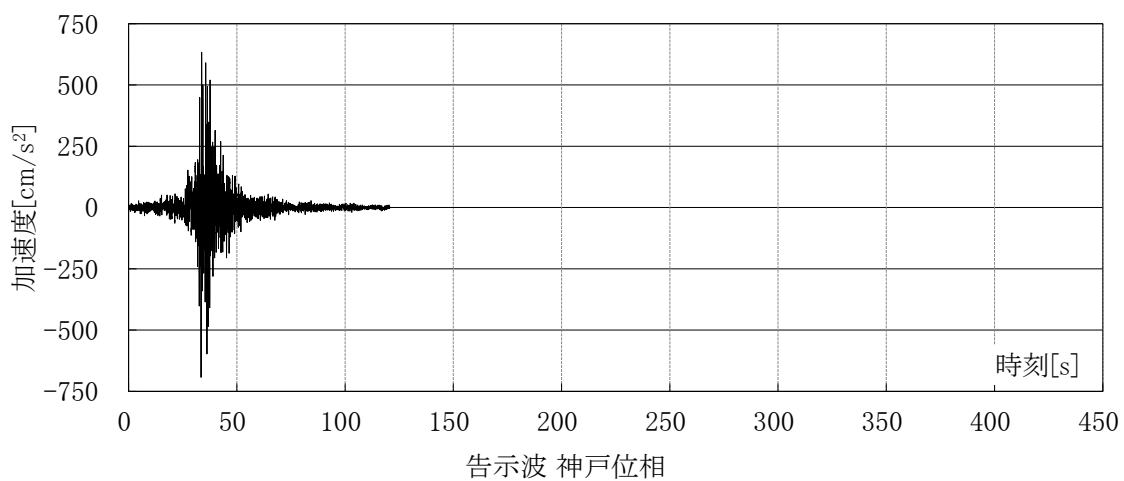
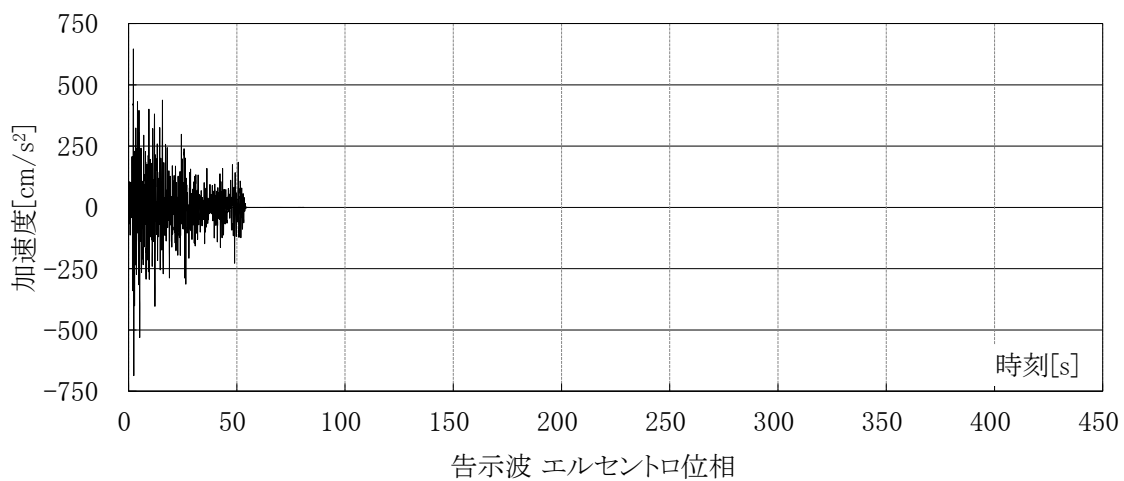


図 3-23 (b) 入力地震動の時刻歴波形 (告示波)

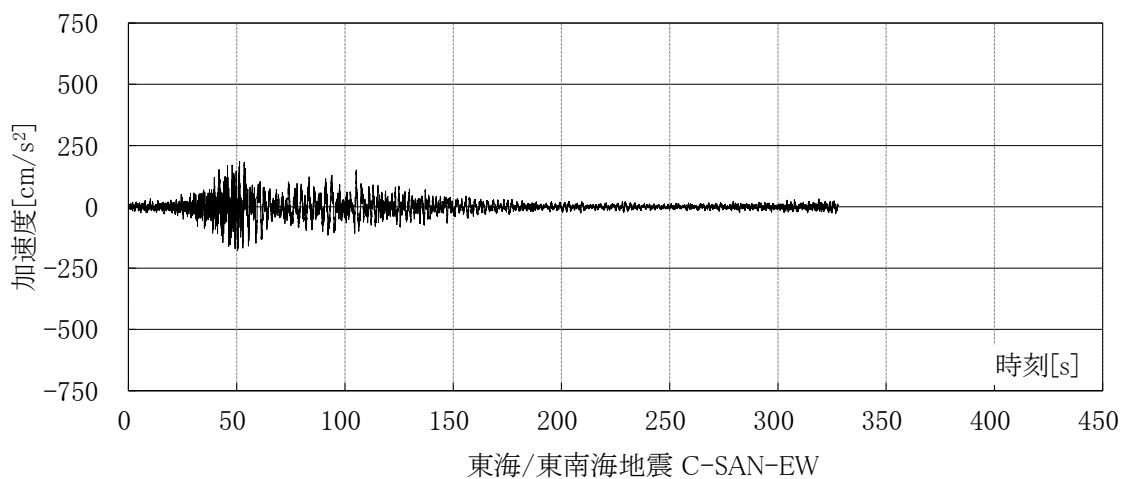
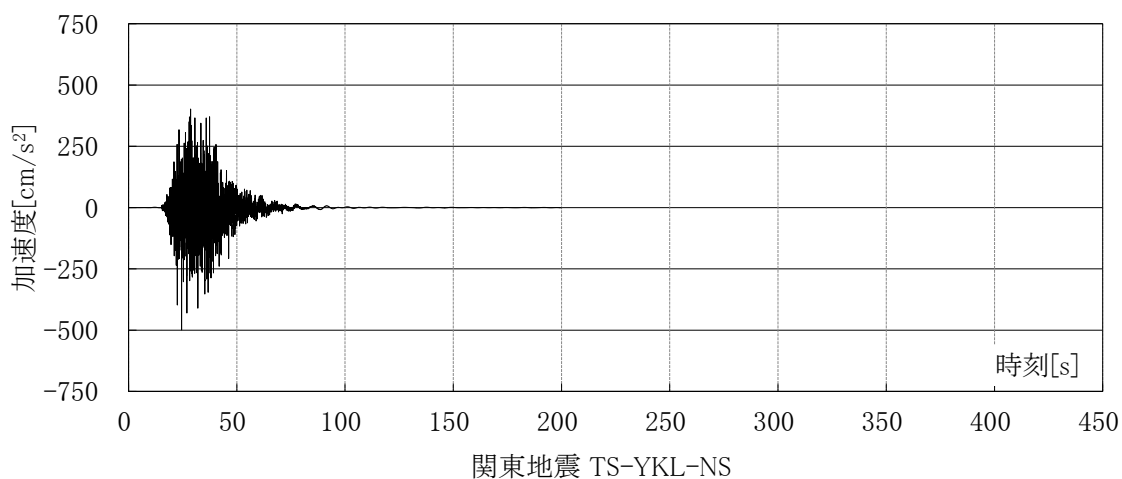
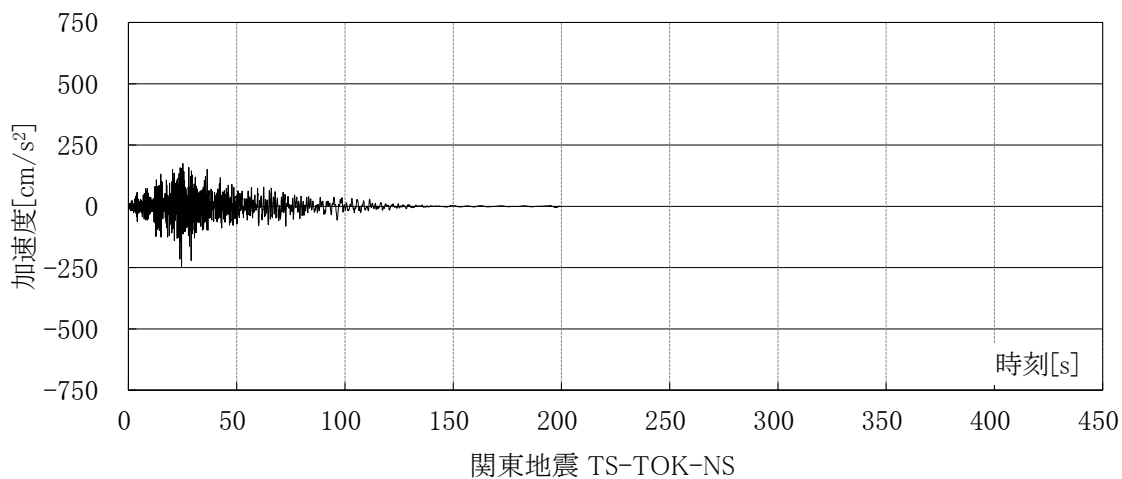


図 3-23(c-1) 入力地震動の時刻歴波形（長周期地震動）

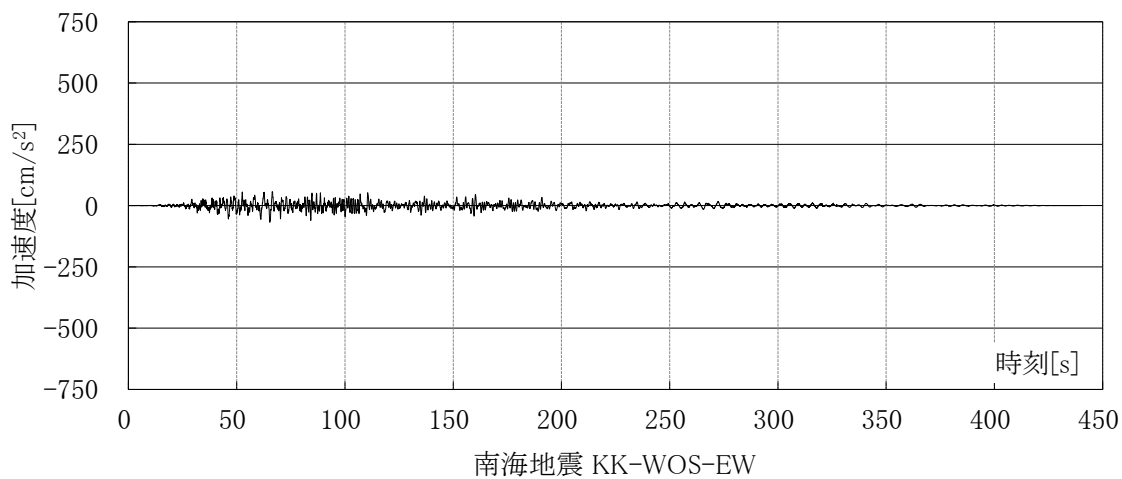
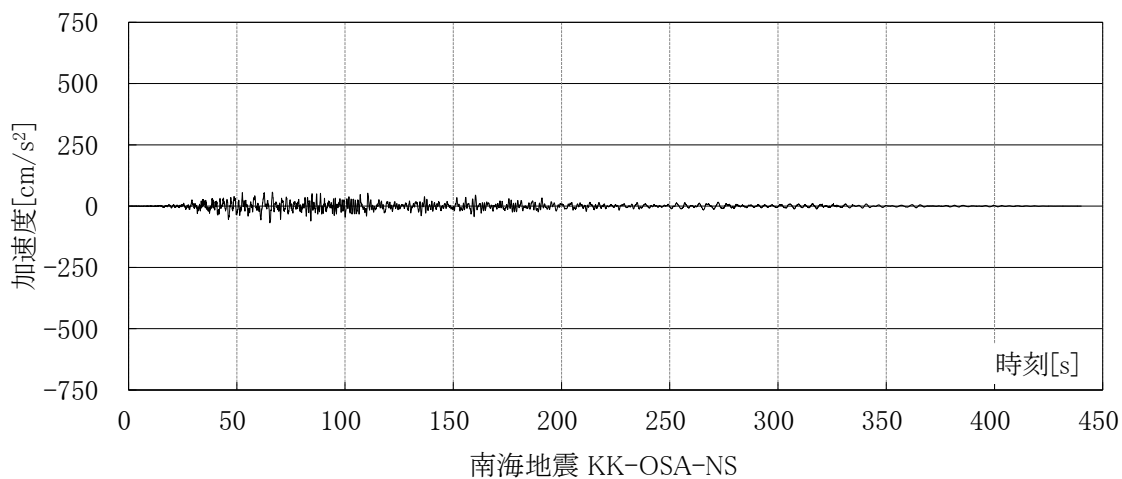


図 3-23(c-2) 入力地震動の時刻歴波形（長周期地震動）

(2) 擬似速度応答スペクトル

入力地震動の擬似速度応答スペクトルを図3-24に示す。併せて同図に、建築基準法告示第1461号に規定された工学的基盤での告示スペクトルを示す。

また、プロトタイプの弾性時の1次固有周期から3.3.8節の応答解析結果の最大応答層間変形角から求めた等価1次固有周期の範囲を1次固有周期帯(2.02~3.89秒)として示す。

擬似応答速度は、プロトタイプの1次固有周期帯において、観測波3波ではHACHINOHE 1968 NS波が最大となっている。告示波3波では、概ね同じ擬似応答速度となっている。長周期地震動では、三の丸波(C-SAN-EW)の擬似応答速度は約250cm/sとなっている。三の丸波は、地震応答解析を実施した全11波において最大の擬似応答速度であり、告示スペクトルの81.5cm/sを大きく上回っている。このことから、3.3.8節の応答解析結果において、最大応答値を示す地震波は三の丸波であると推察できる。

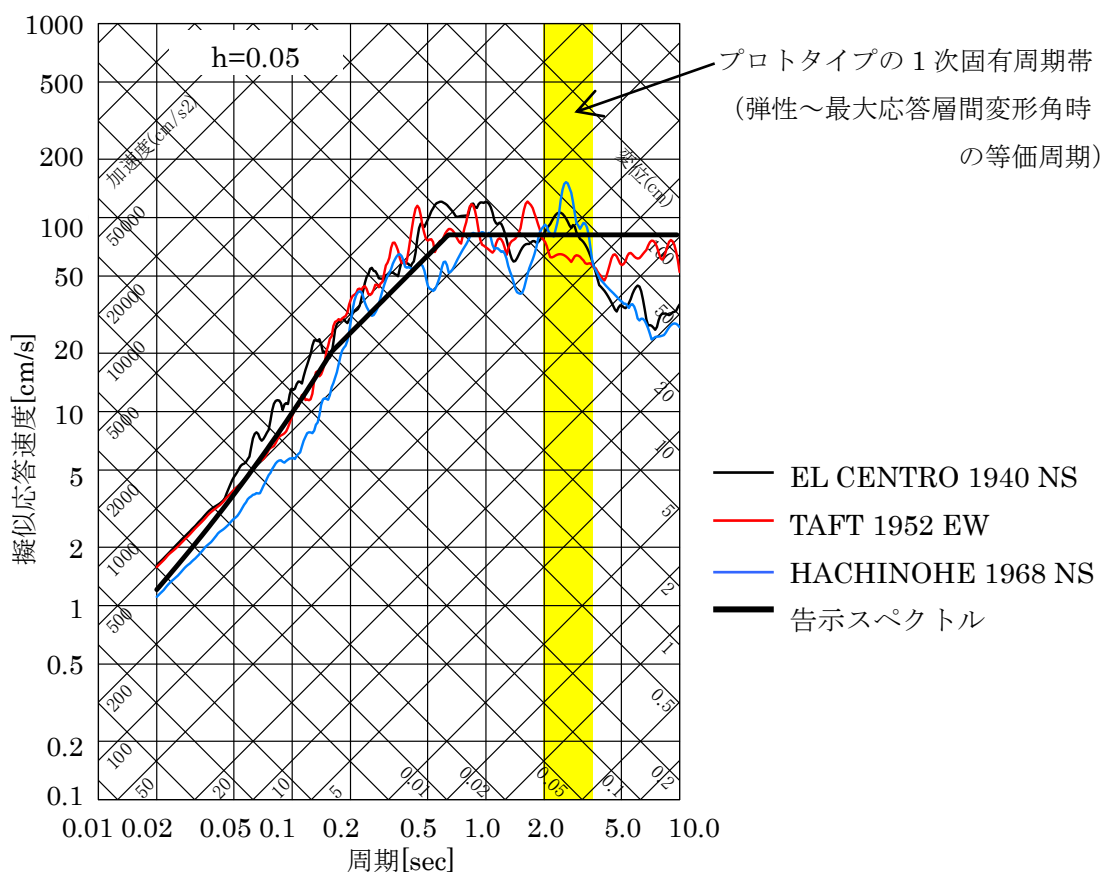


図3-24(a) 擬似速度応答スペクトル(観測波)

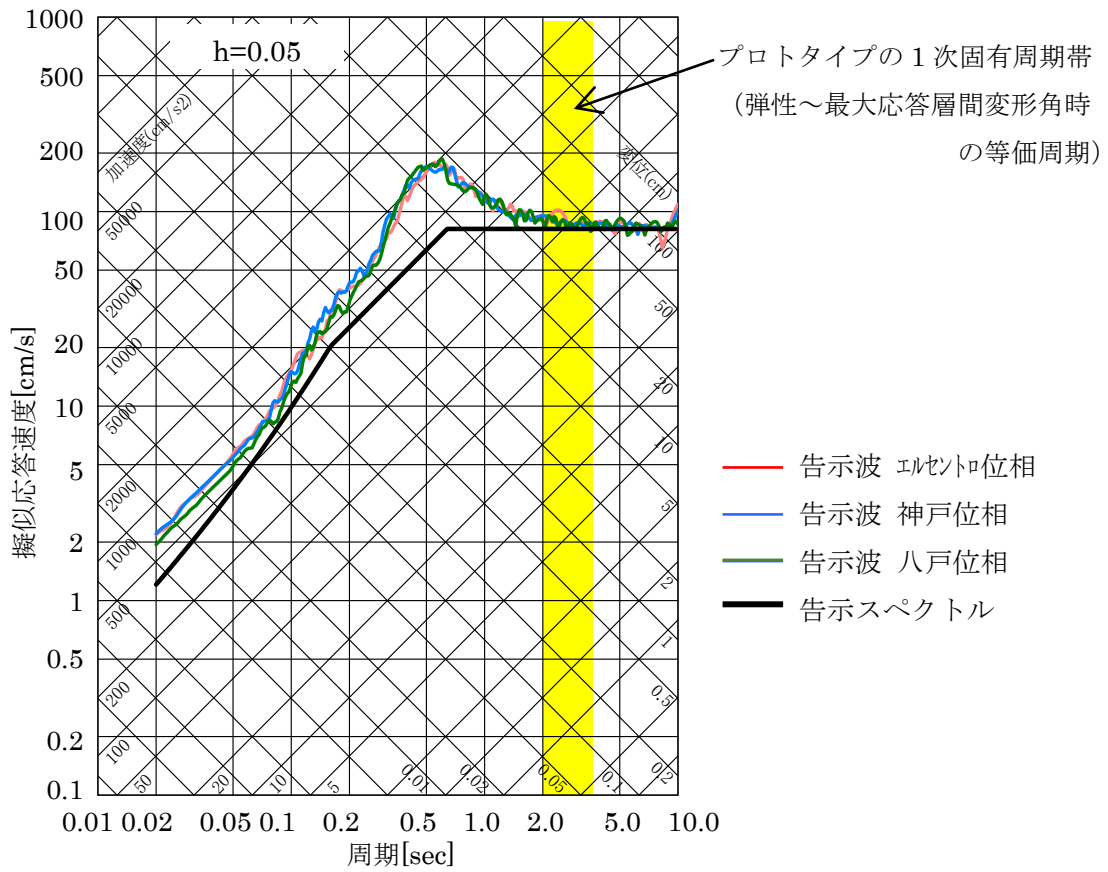


図 3-24 (b) 擬似速度応答スペクトル (告示波)

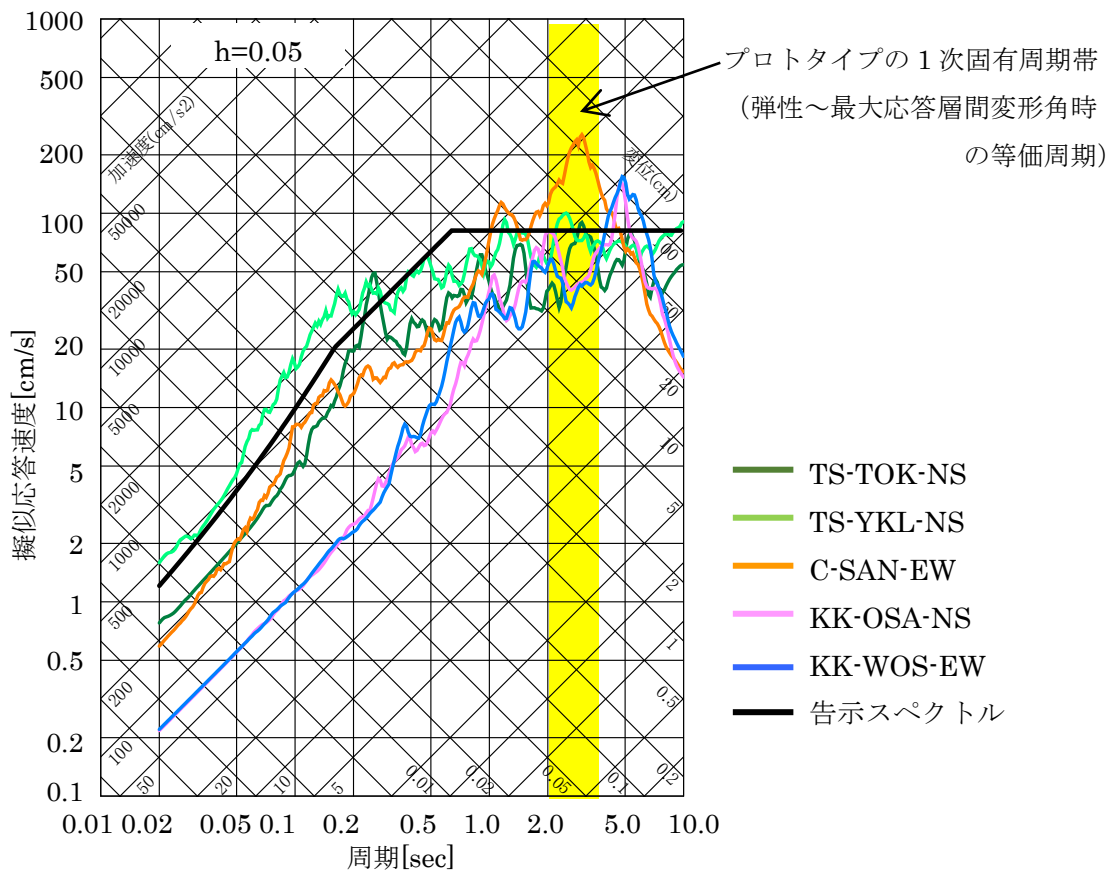


図 3-24 (c) 擬似速度応答スペクトル (長周期地震動)

3-3-8 時刻歴応答解析結果

(1) 応答解析結果一覧

弾塑性立体骨組モデルによる時刻歴応答解析結果の最大応答ベースシア係数および最大応答層間変形角を表3-10に示す。なお、同表に各地震波の最大応答時の等価周期を併せて示す。また、図3-25に最大応答層せん断力を、図3-26に最大応答層間変形角を示す。

最大応答ベースシア係数の最大値は、観測波及び告示波でX方向0.154(告示波 エルセントロ位相)、長周期地震動の三の丸波でX方向0.160(三の丸波：C-SAN-EW)と4%ほど三の丸波のほうが大きい。最大応答層間変形角の最大値は、観測波及び告示波でX方向1/104(観測波：HACHINOHE 1968 NS)、長周期地震動でX方向1/66(三の丸波：C-SAN-EW)となった。三の丸波では建物が共振し、一般的な設計クライテリアの層間変形角1/100を超える大きな層間変形角となった。

等価周期 T_e は、プロトタイプを32質点系モデルとして、それぞれの地震波による各層の最大応答層間変形角時のせん断力と原点を結んだ線の傾きとした等価剛性を用いて、固有値解析により求めた。観測波3波および告示波3波の最大応答結果による等価周期は、X方向3.06~3.30秒、Y方向3.12~3.36秒となった。また、三の丸波の最大応答結果による等価周期はX方向3.83秒、Y方向3.89秒となった。

表3-10 応答解析結果

地震波名	最大応答ベース シア係数		最大応答層間変形角 [rad]				等価周期 T_e [sec]	
	X方向	Y方向	X方向	階	Y方向	階	X方向	Y方向
EL CENTRO 1940 NS	0.112	0.102	1/135	19	1/136	19	3.18	3.27
TAFT 1952 EW	0.103	0.100	1/184	6	1/183	7	3.06	3.12
HACHINOHE 1968 NS	0.142	0.128	1/104	6	1/113	7	3.30	3.36
告示波(エルセントロ位相)	0.154	0.145	1/116	19	1/111	17	3.24	3.35
告示波(神戸位相)	0.146	0.152	1/112	8	1/111	15	3.23	3.31
告示波(八戸位相)	0.138	0.142	1/122	15	1/114	6	3.27	3.36
TS-TOK-NS	0.119	0.112	1/129	7	1/127	8	3.23	3.36
TS-YKL-NS	0.099	0.092	1/163	16	1/165	16	3.16	3.22
C-SAN-EW	0.160	0.153	1/66	8	1/69	8	3.83	3.89
KK-OSA-NS	0.069	0.065	1/264	7	1/262	8	2.95	3.05
KK-WOS-EW	0.066	0.072	1/301	7	1/267	6	2.83	2.95

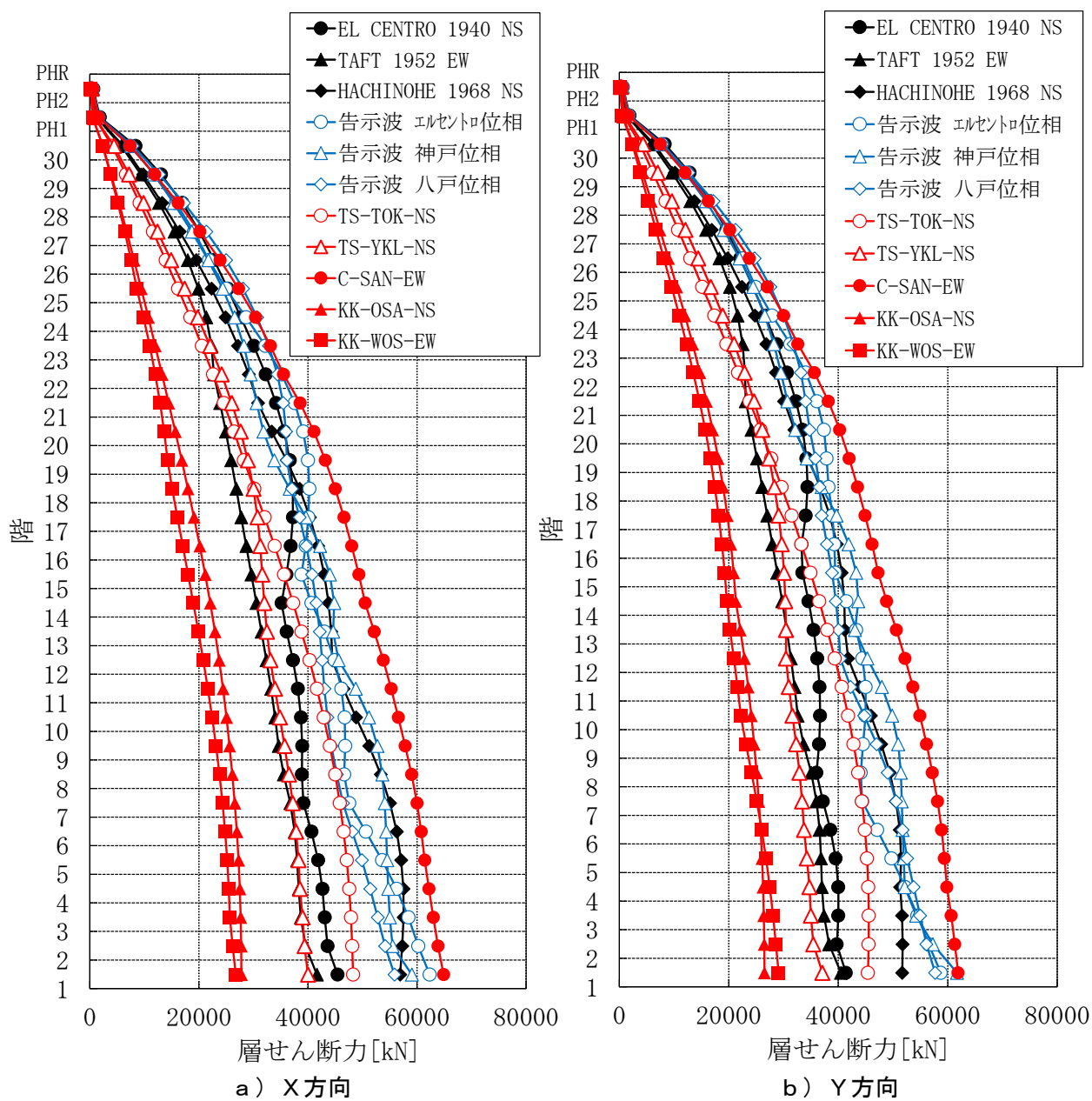


図 3-25 最大応答層せん断力

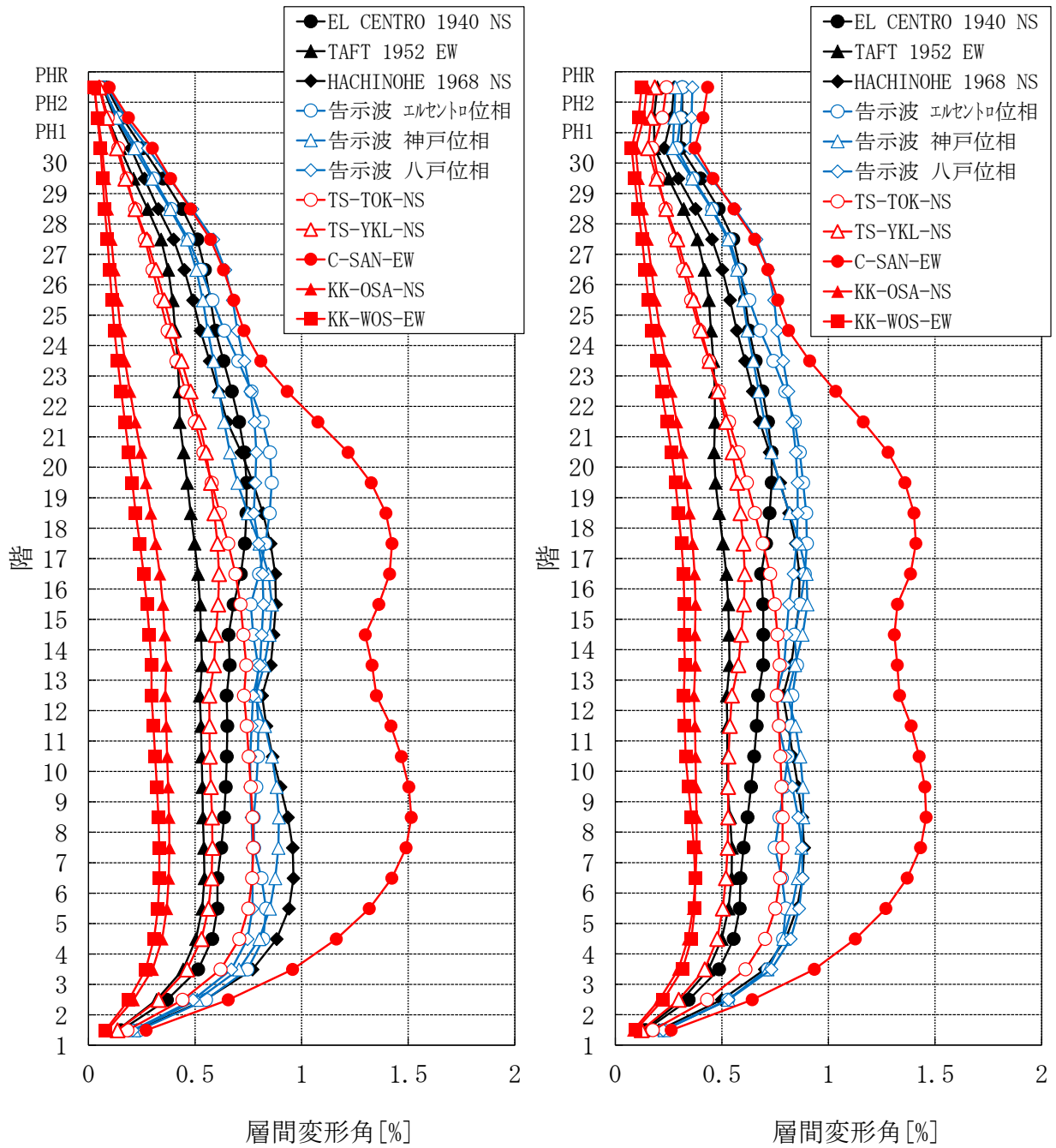


図 3-26 最大応答層間変形角 (重心位置)

(4) 時刻歴応答解析結果のヒンジ図

図3-27に時刻歴応答解析結果のヒンジ図を示す。図3-28に代表フレームのヒンジ図を示す。なお、同図は層間変形角の応答値の大きい観測波3波のうちHACHINOHE 1968 NS波、告示波3波のうち告示波 神戸位相、長周期地震動5波のうち三の丸波(C-SAN-EW)とした。

HACHINOHE 1968 NS波と告示波 神戸位相を比較すると、HACHINOHE 1968 NS波の方が、曲げ降伏ヒンジの発生部位が多い。三の丸波(C-SAN-EW)は、建物全体に曲げ降伏ヒンジが発生する結果となった。

また、大梁の塑性率の最大値は、HACHINOHE 1968 NS波で1.33、告示波 神戸位相で1.21、三の丸波で2.31であり、一般的なクライテリアの塑性率4.0以下となっている。なお、いずれの時刻歴応答解析結果においても柱は、降伏ヒンジは発生していない。

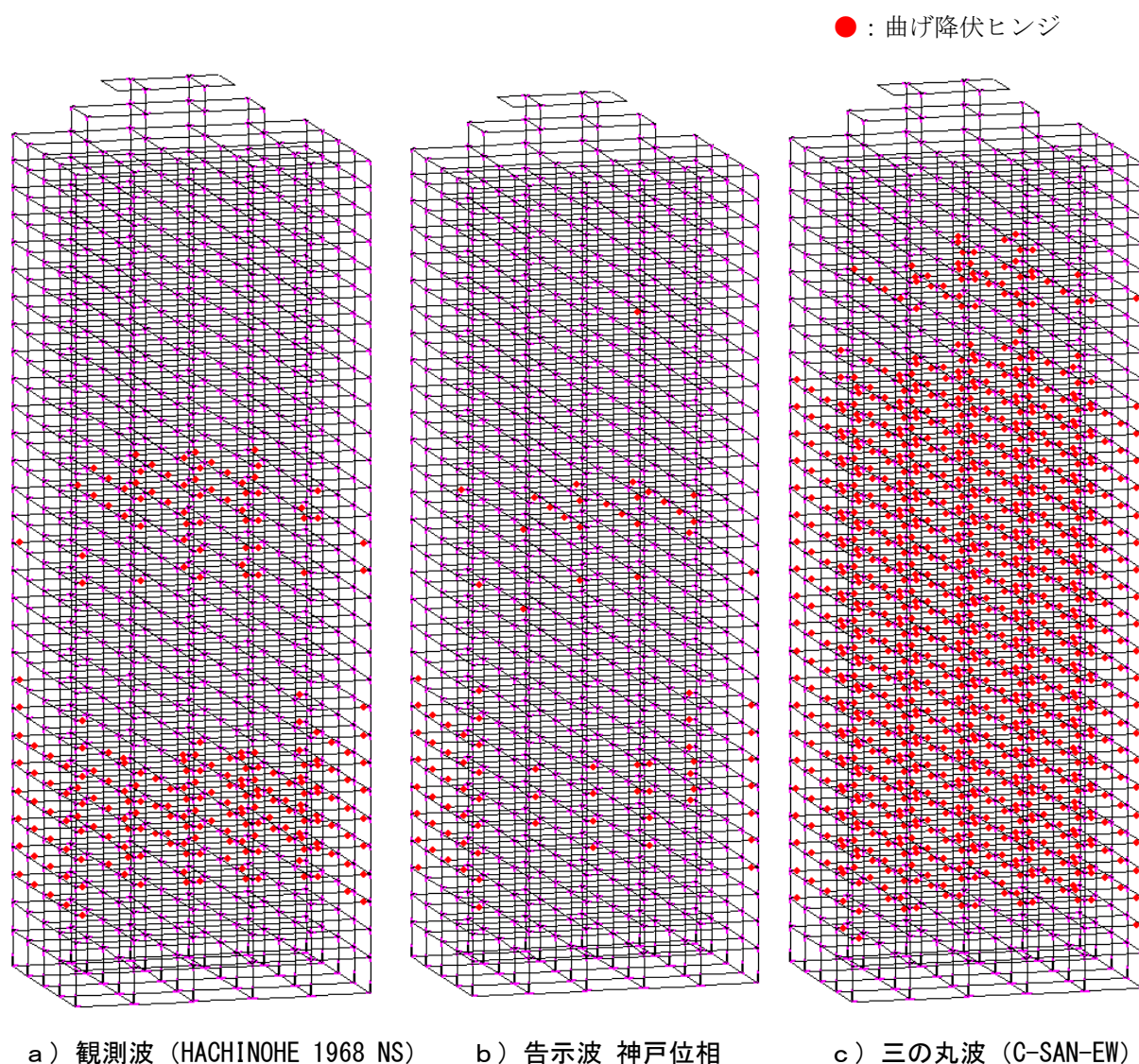


図3-27 時刻歴応答解析結果のヒンジ図 (X方向)

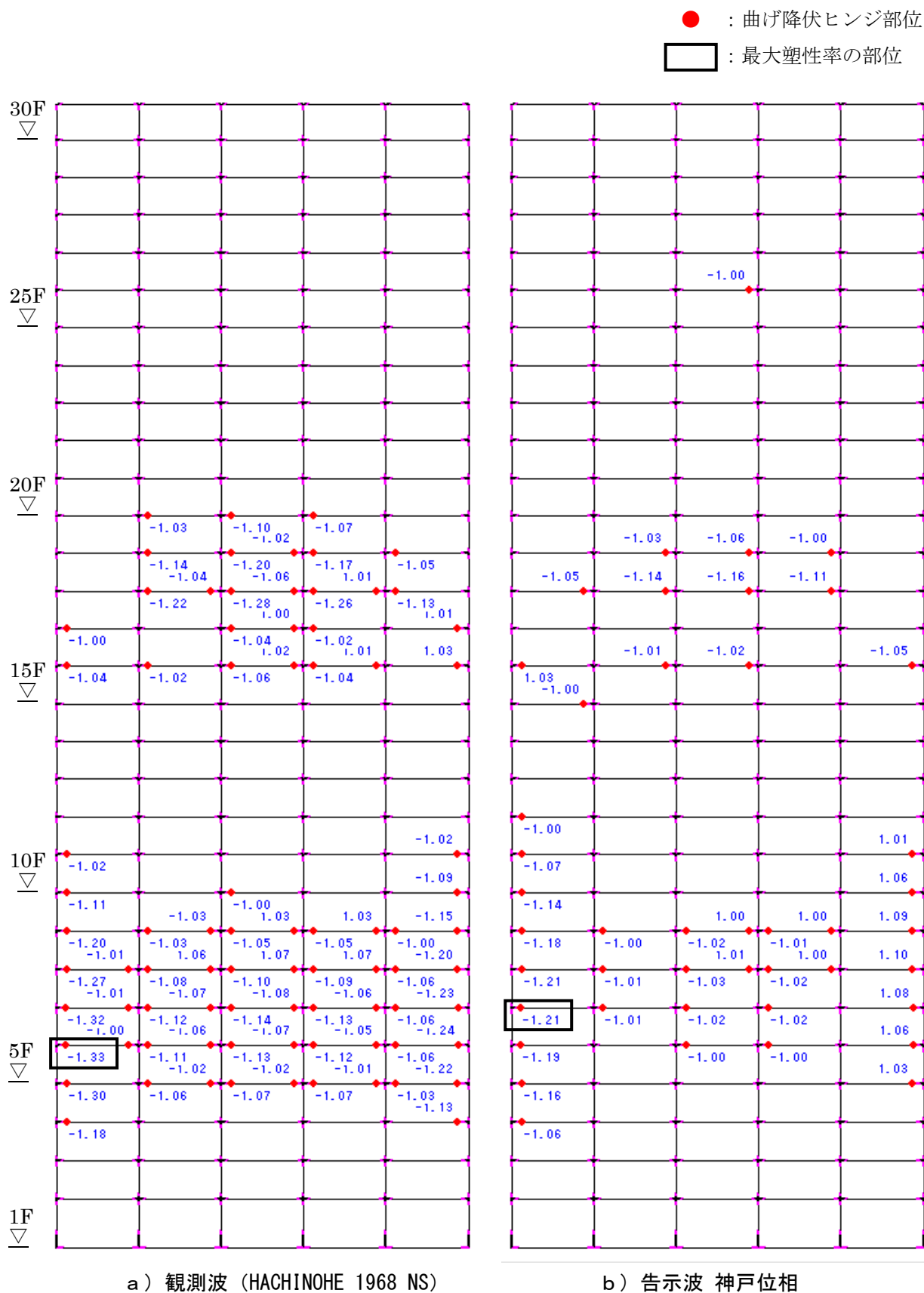


図3-28(a) 代表フレームのヒンジ図 (X方向)

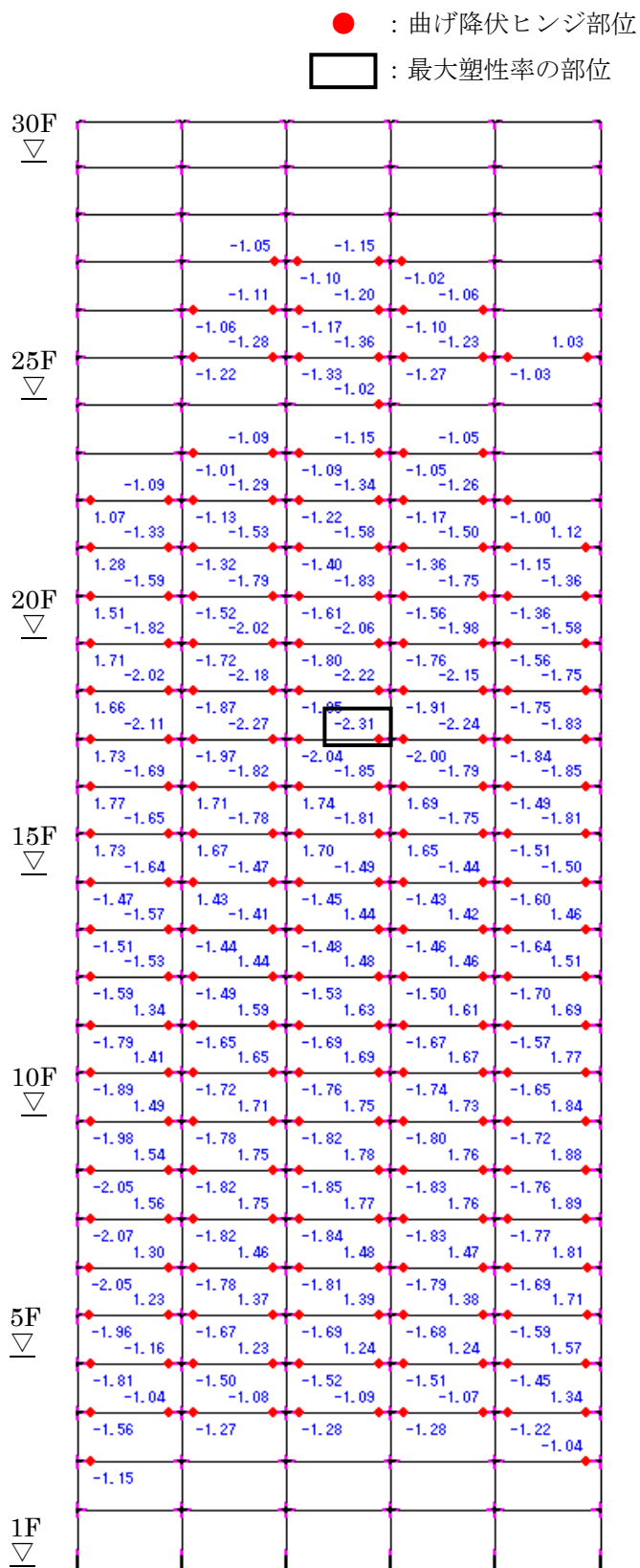
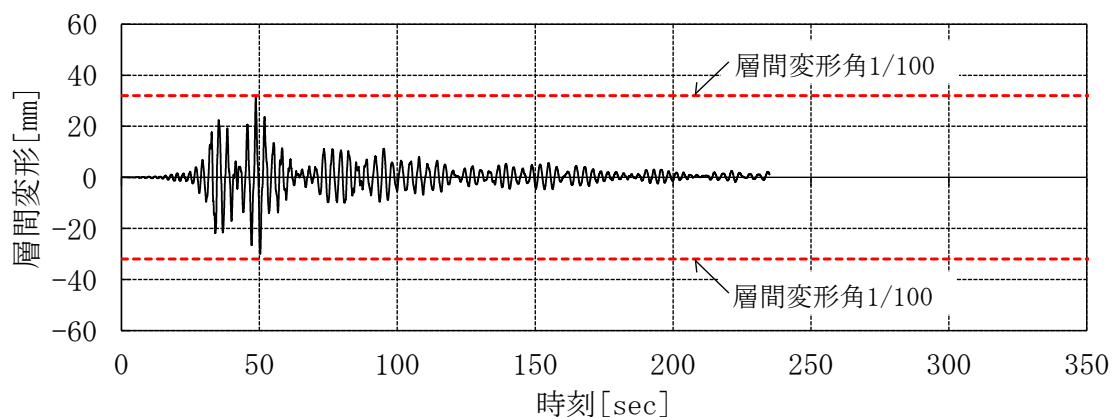


図 3-28(b) 代表フレームのヒンジ図 (X方向)

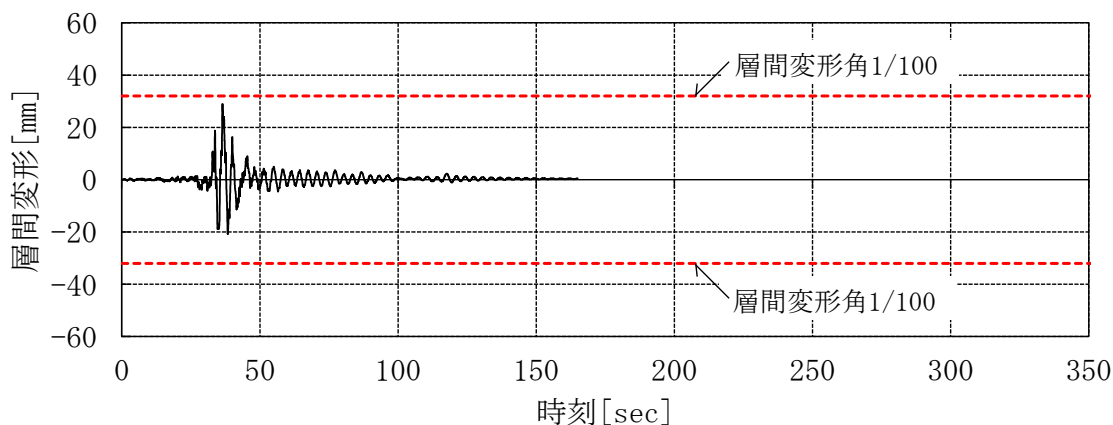
(5) 層間変形の時刻歴

図3-29に層間変形の時刻歴を示す。なお、同図は最大応答層間変形角を示す階とした。

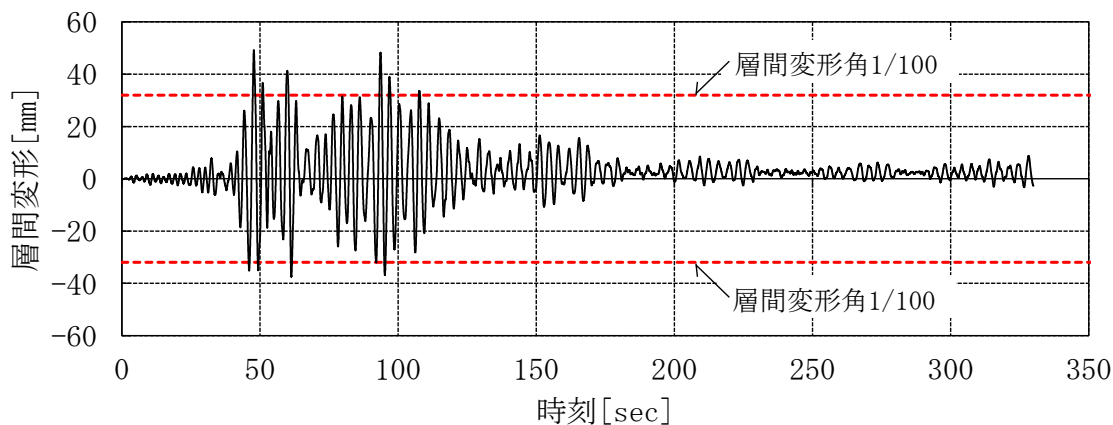
観測波 HACHINOHE 1968 NS 波と告示波 神戸位相では、層間変形角 1/100 程度の応答は、1~2回に対して、長周期地震動の三の丸波では長周期成分の波形を多く含むため、層間変形角 1/100 を超える応答は 10 回程度見られた。



a) 観測波 (HACHINOHE 1968 NS) 6 階



b) 告示波 神戸位相 8 階



c) 三の丸波 (G-SAN-EW) 8 階

図3-29 層間変形の時刻歴

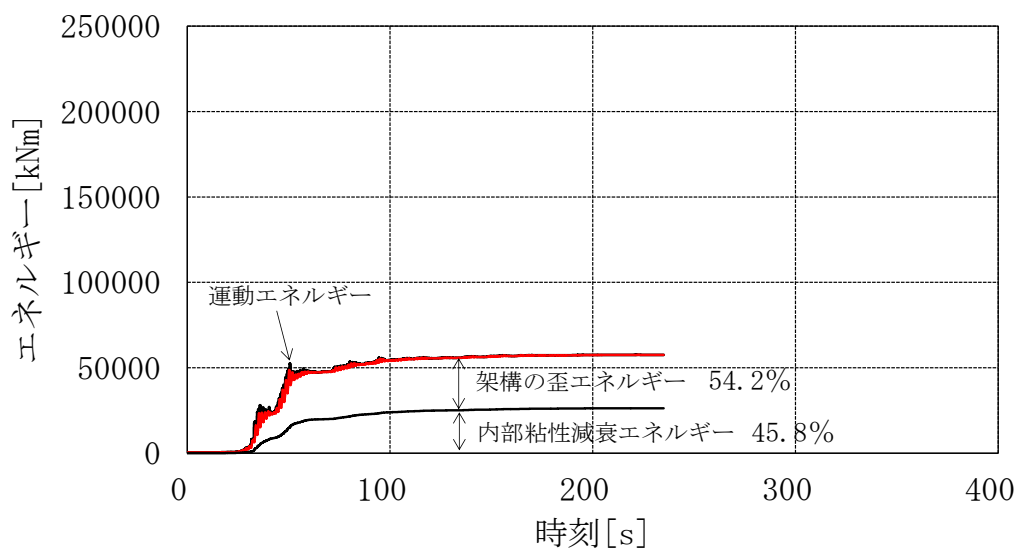
(6) 入力エネルギーの速度換算値及びエネルギー吸収量の評価

表3-11にX方向の入力エネルギーの速度換算値及びエネルギー吸収量の評価を示す。また、図3-30にエネルギーの時刻歴応答を示す。

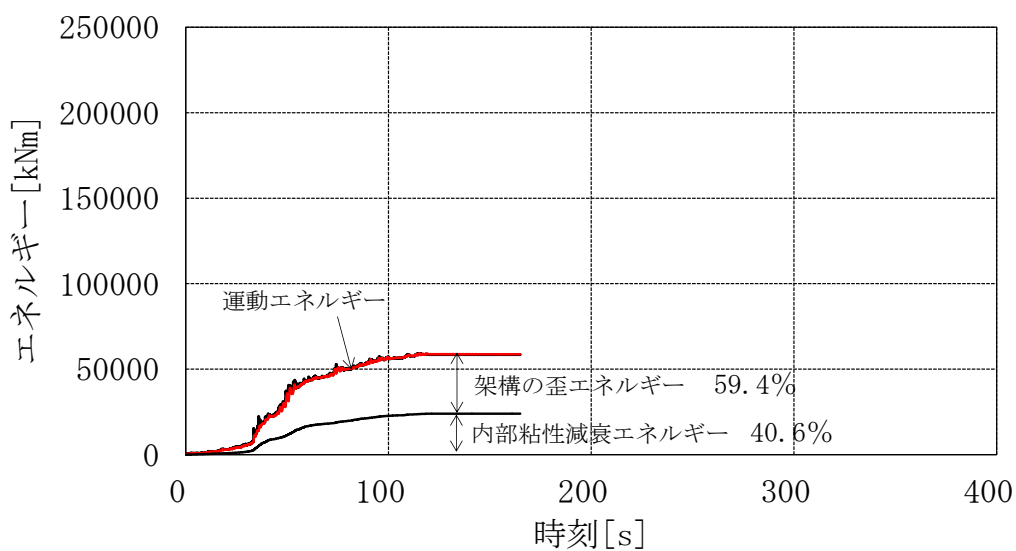
入力エネルギーの速度換算値は観測波3波および告示波3波では、111~169cm/secに対して、三の丸波では速度換算値が328cm/secであり、非常に大きな入力エネルギーであることが分かる。架構の歪エネルギー分担率は、観測波3波および告示波3波では48.9~62.1%に対して、三の丸波では、地震継続時間が長く、応答解析による層間変形角1/100を超える多数回の繰り返しがみられたことから71.4%である。架構の歪エネルギー吸収量は長周期地震動の三の丸波では、159,023kNmと観測波3波および告示波3波の4.5~12.7倍であり、入力エネルギーを消費するために架構の損傷が非常に大きくなることが危惧される。

表3-11 入力エネルギーの速度換算値及びエネルギー吸収量の評価

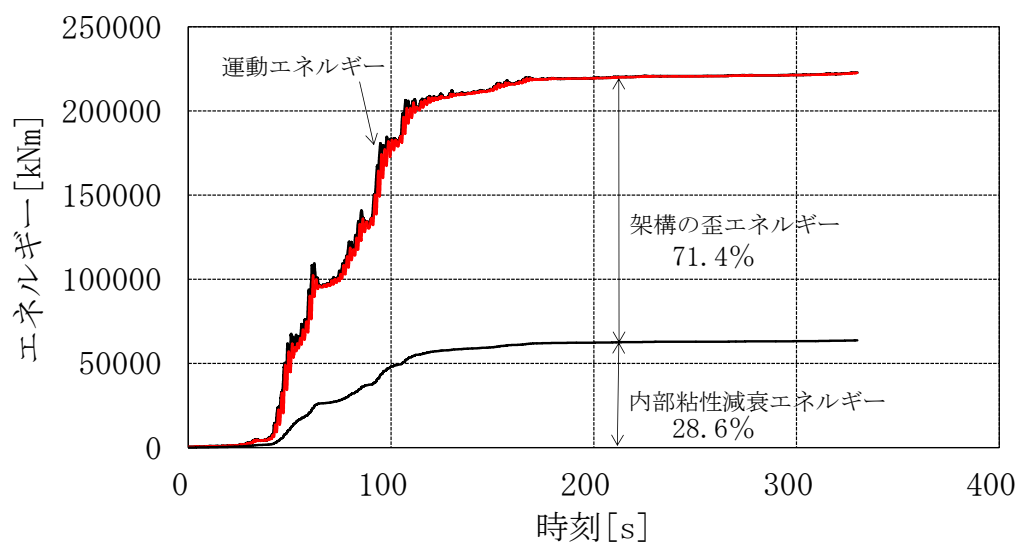
地震波名	総入力 エネルギー E [kNm]	入力エネルギー 速度換算値 V _E [cm/sec]	架構の 歪エネルギー		内部粘性減衰 エネルギー	
			Ep [kNm]	[%]	Ed [kNm]	[%]
EL CENTRO 1940 NS	34,679	129	18,280	52.7%	16,400	47.3%
TAFT 1952 EW	25,543	111	12,498	48.9%	13,045	51.1%
HACHINOHE 1968 NS	57,539	167	31,195	54.2%	26,344	45.8%
告示波(エルセントロ位相)	44,965	147	27,918	62.1%	17,048	37.9%
告示波(神戸位相)	59,148	169	35,142	59.4%	24,005	40.6%
告示波(八戸位相)	28,430	117	17,073	60.1%	11,357	39.9%
TS-TOK-NS	42,477	143	25,404	59.8%	17,072	40.2%
TS-YKL-NS	30,075	121	16,840	56.0%	13,235	44.0%
C-SAN-EW	222,684	328	159,023	71.4%	63,661	28.6%
KK-OSA-NS	19,377	97	10,715	55.3%	8,662	44.7%
KK-WOS-EW	23,800	107	14,250	59.9%	9,550	40.1%



a) 観測波 (HACHINOHE 1968 NS)



b) 告示波 神戸位相



c) 三の丸波 (C-SAN-EW)

図 3-30 エネルギーの時刻歴応答 (X方向)

3-3-9 静的荷重増分解析結果

時刻歴応答解析に用いた立体弾塑性モデルについて、時刻歴応答解析の最大応答せん断力を包絡する外力分布形にて静的荷重増分解析を行った。

(1) 静的荷重増分解析による層せん断力－層間変形関係

図 3-31 に静的荷重増分解析による層せん断力－層間変形関係を示す。

また、同図に、時刻歴応答解析結果の最大応答層せん断力と重心位置の最大応答層間変形をプロットした。なお、時刻歴応答解析結果の最大応答層せん断力と最大応答層間変形は、観測波 3 波を包絡したもの、告示波 3 波を包絡したもの、観測波・告示波・長周期地震動の全 11 波を包絡したものとした。

観測波 3 波包絡と告示波 3 波包絡を比較すると、観測波 3 波包絡の方が、概ね 4～10 階の低層階で応答値が大きい結果となっている。観測波・告示波・長周期地震動の全 11 波包絡（主として各階の最大応答値は三の丸波）は、観測波 3 波包絡と告示波 3 波包絡と比較すると、概ね 1～25 階で著しく応答値が大きい結果となっている。

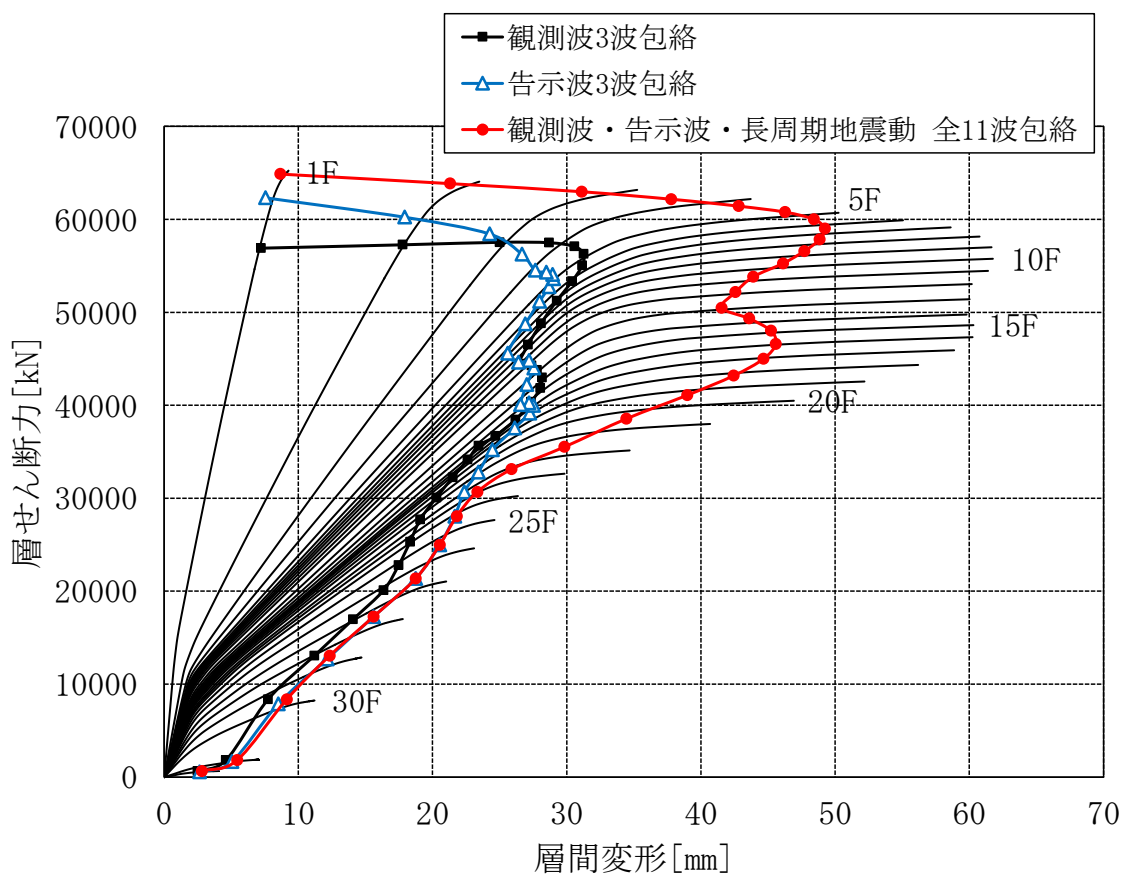


図 3-31 静的荷重増分解析による層せん断力－層間変形関係（X方向）

(2) 静的荷重増分解析による最下層柱の検討

表 3-12 にプロトタイプの最下層柱の諸元を示す。柱断面は中柱と隅柱ともに、 $B \times D = 1,100 \times 1,100 \text{mm}$ とし主筋本数が異なる。主筋径は D41 とし、全主筋本数は、中柱 20 本に対して、変動軸力の大きい隅柱を 36 本とした。

表 3-12 プロトタイプの最下層柱の諸元（中柱および隅柱）

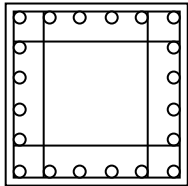
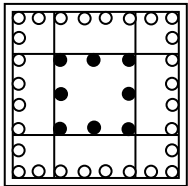
使用材料	コンクリート	60 N/mm ²	
	主筋	SD490	
	帯筋	SD785	
断面	中柱	$B \times D = 1,100 \times 1,100 \text{mm}$ 主筋 X方向 6-D41, Y方向 6-D41 (計 20-D41) 帯筋 X方向 4-D16@75, Y方向 4-D16@75 ($P_g = 2.21\%$, $P_t = 0.66\%$, $P_w = 0.96\%$)	
	隅柱	$B \times D = 1,100 \times 1,100 \text{mm}$ 主筋 X方向 8-D41, Y方向 8-D41 芯鉄筋 8-D41 (計 36-D41) 帯筋 X方向 4-D16@75, Y方向 4-D16@75 ($P_g = 3.99\%$, $P_t = 0.89\%$, $P_w = 0.96\%$)	

図 3-32 に静的荷重増分解析による下層階の応力図を示す。また、併せてヒンジ位置を示す。

1) 下層階柱の曲げモーメントの反曲点高さ比について

最下層柱の曲げモーメントの反曲点高さ比(y)は、おおよそ 1.0 となっている。実験は、柱に逆対称変形を与える載荷装置であり、反曲点が中央($y=0.5$)となることを考慮して試験体諸元を設定する。

2) 柱の曲げ降伏ヒンジについて

柱の曲げ降伏ヒンジは、X 方向加力時において、引張軸力となる 1 階隅柱の柱脚部 (Y1 通り, X1 位置) および 1~3 階外柱の脚部 (Y2 通り, X1 位置) に発生している。

第3章 超高層RC造建築物の構造特性の分析とプロトタイプの時刻歴応答解析

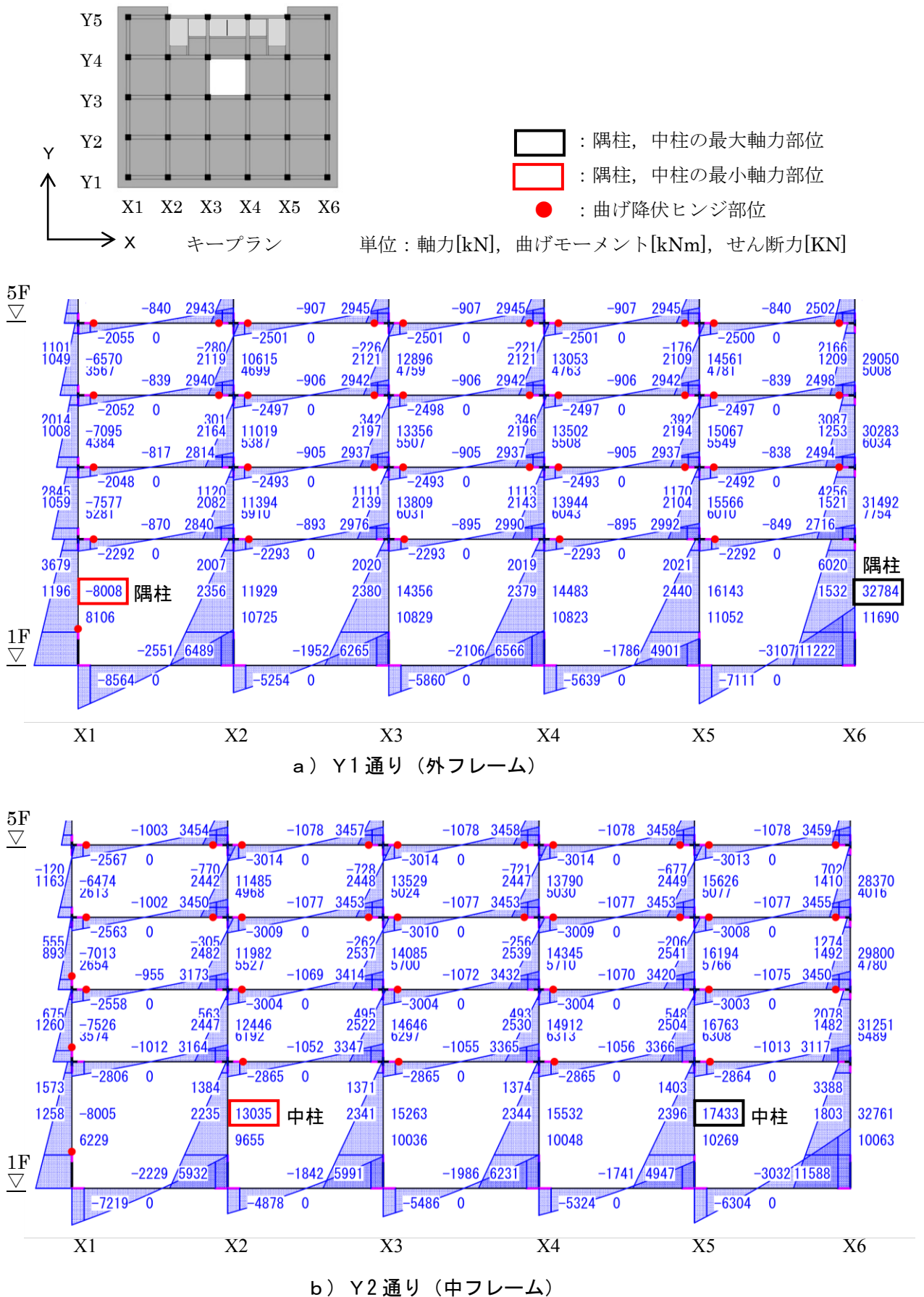


図3-32 静的荷重増分解析による下層階の応力図 (X方向)

3) 最下層中柱および隅柱柱脚部の軸力-曲げモーメント関係

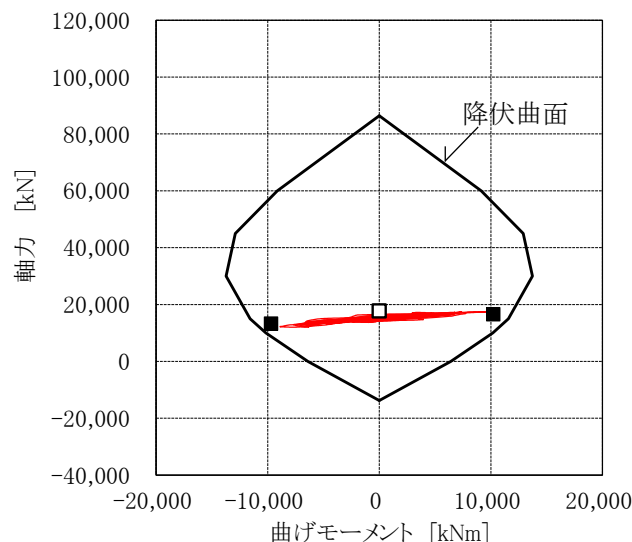
図3-33に最下層中柱および隅柱柱脚部の軸力-曲げモーメント関係を示す。同図には、静的荷重増分解析結果と併せて、時刻歴応答解析結果のうち、長周期地震動の三の丸波による応答値をプロットした。

最下層中柱の静的荷重増分解析の結果は、降伏曲面に達していないものの、降伏曲面近傍に位置している。また、三の丸波による時刻歴応答解析結果の応答値も、静的荷重増分解析結果と概ね同じ応答値を示しており、降伏曲面近傍となっている。

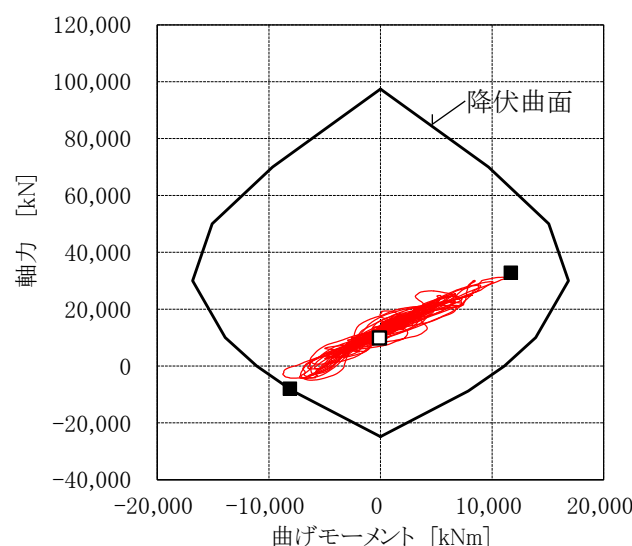
最下層隅柱の静的荷重増分解析の結果は、引張側で降伏曲面に達している。三の丸波による軸力が引張側となる応答値は、降伏に至っていないが降伏曲面近傍となっている。

静的荷重増分解析結果において、最下層隅柱の柱脚部に曲げ降伏ヒンジが発生していること、時刻歴応答解析結果において、最下層中柱および隅柱の柱脚部の応答値は、降伏曲面近傍であることから試験体は、最下層柱を想定する。

□：長期荷重時，■：静的荷重増分解析時（最大および最小軸力時）
 —：時刻歴応答解析結果の応答値（三の丸波）



a) 最下層中柱の柱脚部



b) 最下層隅柱の柱脚部

図3-33 最下層中柱および隅柱柱脚部の軸力-曲げモーメント関係

4) 最下層中柱および隅柱の軸力比

最下層中柱および隅柱について、静的荷重増分解析結果から求めた軸力比を表 3-13 に示す。また、隅柱については、平面主軸 (X,Y 方向) に対して 45 度方向の地震動の影響を考慮して、長期軸力と直交主軸 2 方向の変動軸力 (増分解析結果から長期軸力を差引いた軸力) を二乗和平方根により求めた軸力を組み合わせて、軸力比を算出した。

最下層中柱および隅柱の軸力比の最大は、中柱で 0.24、隅柱の 45 度方向で 0.58 である。なお、中柱については 2 階で柱断面を 1,000m×1,000m としているため、2 階中柱の最大軸力比は 0.28 となっている。

これらを参考として、試験体の軸力比は中柱を 0.3、隅柱を 0.6 と設定する。

表 3-13 静的荷重増分解析結果から求めた軸力比

部位	最下層中柱	最下層隅柱	
		X方向	45度方向
加力方向	長期荷重時		
最大軸力[kN]	17,688	32,784	42,252
軸力比($\eta = N/BDFc$)	0.24	0.45	0.58

※45 度方向の軸力は、長期軸力と X,Y 方向の変動軸力を二乗和平方根より求めた軸力を組み合わせて算出した

3-4 まとめ

超高層 RC 造建築物の評定建物 245 件を対象として構造諸元の分析を行った。分析の結果、最も件数の多い軒高 90~100m の建物に着目して、プロトタイプを設定した。プロトタイプについて時刻歴応答解析を行った。以下の知見を得ると共に、実験のパラメータを設定する。

【構造諸元の分析】

- ① 高層 RC 造建築物の主な用途は共同住宅が最も多く全体の 95%を占めている。これは、防音性・遮音性の観点から、共同住宅は構造種別として RC 造を採用するケースが多いためと推測される。
- ② 軒高 90~100m の建物が最も多く全体の 24%である。基準階の階高は 3.0~3.5m の範囲が最も多く全体の 77%を占めている。柱スパンは X,Y 方向共に 6.0~7.0m の範囲が最も多い。その各構造諸元の平均値は、基準階高さは 3.25m、スパン長さは 6.6m となる。また、1 次固有周期は概ね 2.0 秒である。
- ③ 軒高 90~100m の範囲では、コンクリート強度、主筋とせん断補強筋の強度及び使用鉄筋径の各建物に用いられている最大値は、コンクリート強度で 60N/mm²、主筋で D41(SD490)、せん断補強筋で D16(SD785)である。建物の高層化に伴いコンクリートおよび鉄筋（主筋、せん断補強筋）の高強度化と共に、主筋径の太径化が見られた。

【プロトタイプの時刻歴応答解析結果および実験パラメータ】

- ④ 現行の設計用地震動の観測波と告示波では、層間変形角 1/100 程度の応答は、最大で 1~2 回に対して、長周期地震動の三の丸波では長周期成分の波形を多く含むため、層間変形角 1/100 を超える応答は 10 回程度見られた。
- ⑤ 時刻歴応答解析による建物の応答吸収エネルギーを内部粘性減衰によるエネルギー吸収量と架構の歪エネルギー吸収量とに分けて検討した結果、架構の歪エネルギー吸収量（損傷エネルギー吸収量）は、三の丸波を観測波および告示波と比較すると 4.5~12.7 倍であり、架構の損傷が非常に大きくなるのが危惧される。
- ⑥ 実験における長周期地震動の繰り返し回数は、上記④、⑤の結果及び既往の研究 [3-23], [3-24], [3-25]を参考として、観測波と告示波による同一変位の繰り返し回数を 1~2 回と想定し、長周期地震動の繰り返し回数は 10 回と設定する。
- ⑦ 動的載荷実験の載荷速度は、プロトタイプの応答解析結果の層間変形レベルに応じた等価周期を求め設定する。

なお、時刻歴応答解析結果では、最大応答層間変形角は中間階で発生しているが、

- 1) 最下層の柱が軸力保持能力を喪失した際に最も被害が大ききこと、2) 時刻歴応答解析結果において、最下層中柱および隅柱ともに、応答値は軸力-曲げモーメント関係の

第3章 超高層 RC 造建築物の構造特性の分析とプロトタイプの時刻歴応答解析

降伏曲面近傍であること、3) 時刻歴応答解析の最大応答せん断力を包絡する外力分布形にて静的荷重増分解析を行った結果では、最下層隅柱の柱脚部に曲げ降伏ヒンジが発生していること、4) 文献[3-3]において RC 造建築物の柱の降伏ヒンジ想定部位として、最上階柱の柱頭および地震力により引張軸力となる外柱を除いては、1 階の柱脚のみ許容していることから、実験は最下層の柱を対象とした。

参考文献

- [3-1] 日本建築センター：ビルディングレター，2001.3～2011.11
- [3-2] 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説，1999
- [3-3] 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，1999
- [3-4] 日本建築学会：建築工事標準仕様書 JASS5 鉄筋コンクリート工事，2010
- [3-5] 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説，1999
- [3-6] 高強度せん断補強筋 UHY フープ－設計施工指針・同解説－，北越メタル株式会社および株式会社コーテックス，平成14年5月
- [3-7] OT685 フープ設計施工指針，大谷製鉄(株)および昭和産業グループ，平成25年1月22日
- [3-8] 鉄筋コンクリート造梁，柱に用いる高強度せん断補強筋スミフープ 設計施工指針・同解説，住友電気工業株式会社，平成18年6月21日
- [3-9] スーパーフープ(KH785)－785N/mm²級せん断補強筋－設計指針，岸和田金属株式会社，平成23年
- [3-10] 鉄筋コンクリート造梁・柱に用いる高強度せん断補強筋エムケーフープ (MK785)設計施工指針・同解説，株式会社 向山工場，平成24年2月
- [3-11] 高強度せん断補強筋パワーリング 785 設計施工指針・同解説，東京鉄鋼株式会社，平成24年7月18日
- [3-12] 高強度せん断補強筋「リバーボン 785」を用いた鉄筋コンクリート部材の設計施工指針・同解説，JFE テクノワイヤ株式会社，平成12年3月
- [3-13] 鉄筋コンクリート造はり，柱のせん断補強筋として PC 鋼棒ウルボンを使用する工法 設計指針・同解説，高周波熱錬株式会社，平成20年11月
- [3-14] 高強度せん断補強筋「リバーボン 1275」を用いた鉄筋コンクリート部材の設計施工指針・同解説，JFE テクノワイヤ株式会社，平成16年4月
- [3-15] 日本建築行政会議：建築物の構造関係技術基準解説書，2007.8
- [3-16] 日本建築センター：高層建築物の動的解析用地震動に関する研究（1994年日本建築センター研究助成版），平成6年度研究助成報告書，No.9404
- [3-17] 翠川三郎，三浦弘之：1968年十勝沖地震の八戸港湾での強震記録の再数値化，日本地震工学会論文集，第10巻，第2号，2010
- [3-18] 建築技術：新構造計算の実務，2006.7
- [3-19] 構造システム：SNAP Ver.5 テクニカルマニュアル，2009.8
- [3-20] 小谷俊介：RC造建築物の地震応答解析の現状と問題点，コンクリート工学，Vol.31，No.8，pp.15-23，1993.8
- [3-21] 日本建築学会：長周期地震動と建築物の耐震性，2007.12
- [3-22] 日本 ERI 高層評定委員会：性能評価を踏まえた免震・制震構造の設計，2014.5
- [3-23] 石川裕次，木村秀樹：高強度 RC 柱部材の同一変形繰返し载荷による耐力低下に関する研究，コンクリート工学論文集，Vol.16，No.2，pp.109-117，2005.5

- [3-24] 出光俊彦, 斎藤大樹, 福山洋, 森田高市, 向井智久, 濱田真, 菊田繁美, 金川基, 葉研地彰, 佐々木仁:長周期地震動を受ける RC 造超高層建築物の構造性能(その 1, 5, 6) , 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.499-500, 507-510, 2009.8
- [3-25] 鈴木芳隆, 兵頭陽, 丸田誠, 鈴木紀雄, 小鹿紀英:多数回繰り返し荷重を受ける鉄筋コンクリート造建物の挙動に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, Vol.74, No.646, pp.2317-2325, 2009.12

第4章 静的・動的載荷を一对とした多数回繰り返し載荷実験

4-1 はじめに

既往の長周期地震動を受ける RC 造柱部材の実験では、載荷方法を微小変形から大変形に至るまでの各変形レベルにおいて、同一変形の多数回の繰り返し載荷を行うことで長周期地震動の影響を検討している。実験結果として、最大水平耐力以降の変形レベルでは、同一変形の繰り返し回数により水平耐力が低下することが報告されている。しかしながら、超高層 RC 造の柱を対象とした多数回繰り返し載荷による実験例は少なく、これらの実験の載荷方法はいずれも静的載荷であり、地震動を模擬した動的載荷実験は例を見ない。また、多数回繰り返し載荷による軸力保持能力の挙動に関する研究例は殆どなく、柱の基本的な性能である軸力保持能力と軸力保持能力を喪失する際の水平耐力についての検討は行われていない。

一方、軸力比 $\eta=0.30$ 程度 ($\eta=N/bDFc$) が作用した状態での曲げ破壊先行型柱の軸力保持能力は、塑性変形能力が大きいことから、最大水平耐力時の部材角を大きく上回る部材角にて、軸力保持能力が喪失することが知られている。前述の通り最大水平耐力近傍の部材角での繰り返しにより、水平耐力の低下は確認されているが、軸力保持能力を喪失するまで繰り返し実験を行った例はない。

以上のことを踏まえ、本研究では、載荷履歴が異なる下記の 2 つのシリーズの実験を静的および動的載荷を一对として実験を行い、載荷履歴と載荷速度の違いが部材挙動に及ぼす影響と軸力保持能力を喪失する際の挙動について検討を行った。

シリーズ I の実験：最下層の中柱及び隅柱が長周期地震動により挙動している状態を想定し、軸力保持能力を喪失する大変形レベルまで同一部材角の繰り返しを 10 回（10 サイクル）とする漸増多数回繰り返し載荷実験

シリーズ II の実験：最下層の中柱（軸力比 $\eta=0.30$ ）を対象に、損傷限界レベルの部材角 ($R=1/200$) と最大水平耐力近傍の部材角 ($R=1/75$) を一对（1 セット、20 サイクル）として、軸力保持能力を喪失するまで多数回繰り返し載荷した実験

4-2 試験体概要

4-2-1 試験体および使用材料

試験体概要を表 4-1 に、試験体形状及び配筋詳細を図 4-1 に示す。試験体は曲げ破壊先行型柱とし、最下層の中柱及び隅柱を想定したシリーズ I および最下層の中柱を想定したシリーズ II であり、中柱を想定した試験体は、シリーズ I とシリーズ II は同一諸元である。試験体は、プロトタイプの中下層中柱及び隅柱を想定した縮尺約 1/5.5 の模型である。主な構造諸元は、柱断面 $b \times D=200 \times 200\text{mm}$ 、柱内法高さ $H=1000\text{mm}$ (シアスパン比 $M/QD=2.5$)、コンクリート設計基準強度 $F_c=60\text{N/mm}^2$ 、高強度せん断補強筋 2-D6@30(SD785, $P_w=1.06\%$, 溶接閉鎖型)である。

コンクリートの材料試験結果を表 4-2 に、鉄筋の材料試験結果を表 4-3 に示す。中柱を想定した試験体は、軸力比 $\eta=0.3$ 、主筋 8-D13(SD390, $P_g=2.53\%$)で、隅柱を想定した試験体は、軸力比 $\eta=0.6$ 、主筋 12-D13(SD390, $P_g=3.80\%$)である。

なお、プロトタイプの中下層柱の反曲点高さ比(y)がおおよそ 1.0 である (図 3-32) のに対し、実験では装置の関係で反曲点が中央($y=0.5$)となることから、柱内法高さ $H=500\text{mm}$ を 2.0 倍して柱内法高さ $H=1000\text{mm}$ の試験体とした。従って、試験体中央部がプロトタイプの柱頭部、試験体の柱頭・柱脚部がプロトタイプの柱脚部に相当する。

表 4-1 試験体概要

シリーズ名	シリーズ I				シリーズ II	
試験体名	BS0.3-I	BD0.3-I	BS0.6-I	BD0.6-I	BS0.3-R	BD0.3-R
軸力比 (N/bDF_c)	$\eta = 0.3$ (中柱)		$\eta = 0.6$ (隅柱)		$\eta = 0.3$ (中柱)	
載荷方法	静的	動的	静的	動的	静的	動的
加力スケジュール	1/10まで漸増増分変位制御				1/200と1/75を1セット	
コンクリート設計基準強度	$F_c = 60 \text{ N/mm}^2$					
主筋	8-D13(SD390) $P_g=2.53\%$		12-D13(SD390) $P_g=3.80\%$		8-D13(SD390) $P_g=2.53\%$	
せん断補強筋	2-D6@30(SD785), $P_w=1.06\%$					
M/Qd	2.5					

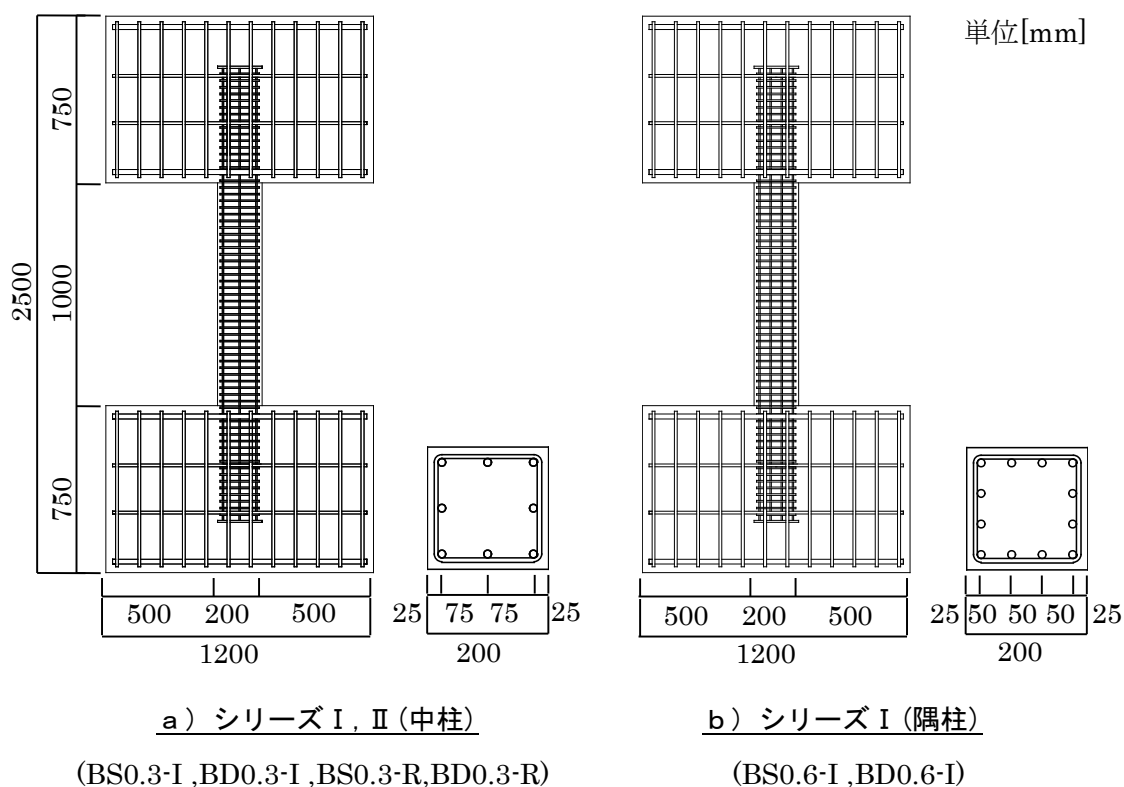


図 4-1 試験体形状及び配筋詳細

表 4-2 コンクリート材料試験結果

シリーズ名	シリーズ I				シリーズ II	
試験体名称	BS0.3-I	BD0.3-I	BS0.6-I	BD0.6-I	BS0.3-R	BD0.3-R
圧縮強度 σ_B [N/mm ²]	66.3	63.9	65.7	64.5	61.3	64.7
ヤング係数 $\times 10^4$ [N/mm ²]	3.57	3.64	3.55	3.68	3.59	3.50
割裂引張強度 [N/mm ²]	4.4	4.5	3.8	4.8	4.8	5.6

※実験の軸力比は材料試験結果のコンクリート圧縮強度 σ_B を用いた

表 4-3 鉄筋材料試験結果

シリーズ名	シリーズ I		シリーズ II	
鉄筋名	D13 (SD390)	D6 (SD785)	D13 (SD390)	D6 (SD785)
降伏強度 σ_y [N/mm ²]	427.4	968.6	418.2	1021.2
降伏歪 $[\mu]$	2337	6671	2081	8104
引張強度 [N/mm ²]	609.3	1228.1	622.8	1251.0
ヤング係数 $\times 10^5$ [N/mm ²]	1.94	2.08	2.01	1.71

4-2-2 計測方法

試験体の水平変位は、レーザー変位計及びストローク式変位計により上下スタブ間の相対変位を、巻込型変位計により柱軸方向の伸縮量を測定した。図4-2は試験体に取り付けた計測器を示す。主筋に貼付けた歪ゲージは、主筋、試験体の柱頭・柱脚のフェイス位置より柱内側にそれぞれ35mm、215mmの位置に計16カ所とした。せん断補強筋に貼付けた歪ゲージは、試験体の柱頭・柱脚のフェイス位置より柱内側にそれぞれ80mm、140mm位置に計8カ所とした。

また、先行して行ったシリーズIの動的荷重実験では、静的荷重実験に比べ柱の曲げひび割れ本数が少なく1箇所のひび割れ幅が大きくなる傾向（損傷が集中する傾向）が確認された。そこでシリーズIIの実験では、曲げひび割れが生じる試験体柱脚部の5区間の回転角を定量的に把握するため、図4-2に示すように試験体柱脚部より反曲点高さ500mmまで100mm間隔にて5区間（プロトタイプの柱脚から柱頭に相当する区間）にわたってパイゲージを取り付け、柱側面の伸縮量を計測した。サンプリング間隔は動的荷重では0.01secとして多点同時計測を行った。

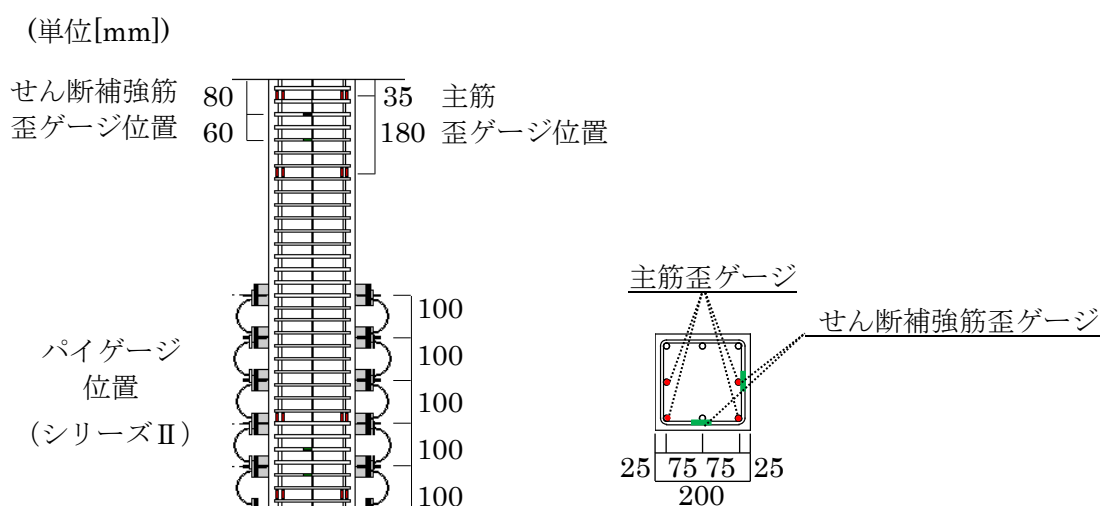


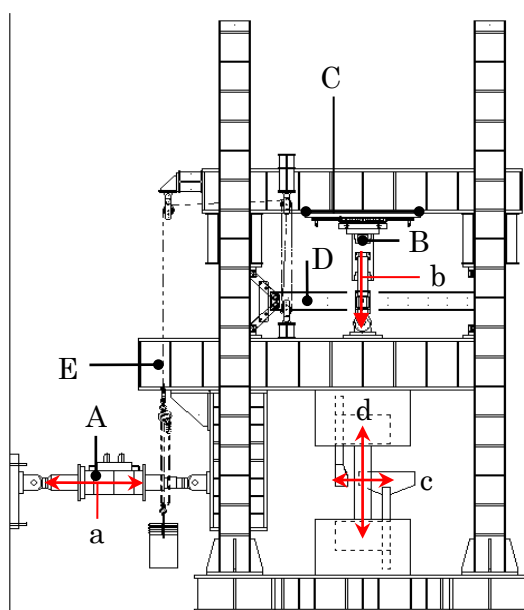
図4-2 試験体に取り付けた計測器

4-3 実験方法

4-3-1 載荷装置及び載荷方法

載荷装置を図 4-3 に示す。本実験は、日本大学理工学部大型構造物試験センター内の水平載荷装置を用いて行った。本水平載荷装置は、柱に逆対称変形を与える載荷装置である。

試験体の上下は十分に剛なスタブを設け、そのスタブを反力床に固定したベッドと上部の加力 L 字ビームに PC 鋼棒で圧着した。L 字ビームはパンタグラフ機構で平行に維持されるため、試験体は逆対称の変形状態となる。水平力は反力壁に取り付けたアクチュエータにより、変位制御で静的並びに動的に正負交番繰り返し載荷を行った。軸力は鉛直加力用ジャッキで荷重制御により負荷した。ジャッキ上面にスライド支承を設け、試験体の水平変位に追従し、常に柱頭柱心に鉛直方向の定軸力を作用させた。



主要装置一覧

- A. 水平力用アクチュエータ
- B. 軸力用油圧ジャッキ
- C. スライド支承
- D. パンタグラフ
- E. L 字ビーム

測定点項

- a. 内部変位・内部荷重
- b. 軸力
- c. 水平変位
- d. 鉛直変位

図 4-3 載荷装置

4-3-2 加力方法

加力スケジュールを表 4-4, 図 4-4 に示す。

シリーズ I の実験 : BS0.3-I, BD0.3-I 及び BS0.6-I, BS0.6-I の 4 体の加力スケジュールは, 部材角 $R=1/500, 1/200, 1/100, 1/75, 1/50, 1/30, 1/20, 1/10$ [rad]の漸増増分変位制御とし, 軸力保持能力を喪失するまで実験を行った。繰り返し回数は, 長周期かつ継続時間の長い地震動を再現するために, 時刻歴応答解析結果及び既往の研究^{[4-1], [4-2], [4-3]}を参考として, 各部材角において 10 回とした。なお, プロトタイプの時刻歴応答解析結果では, 最大応答層間変形角は $1/66$ であるが, 軸力保持能力を喪失する大変形領域までの柱の構造性能を把握するため, $R=1/10$ までの漸増増分変位とした。

シリーズ II の実験 : BS0.3-R, BD0.3-R の 2 体の加力スケジュールは, $R=1/75$ までシリーズ I と同様の漸増増分変位を与えた後に, 損傷限界レベル (曲げ降伏耐力) の $R=1/200$ を 10 回と最大水平耐力近傍の変形レベルである $R=1/75$ を 10 回の合計 20 回の繰り返しを 1 セットとし, 試験体の軸力保持能力を喪失するまで実験を継続した。

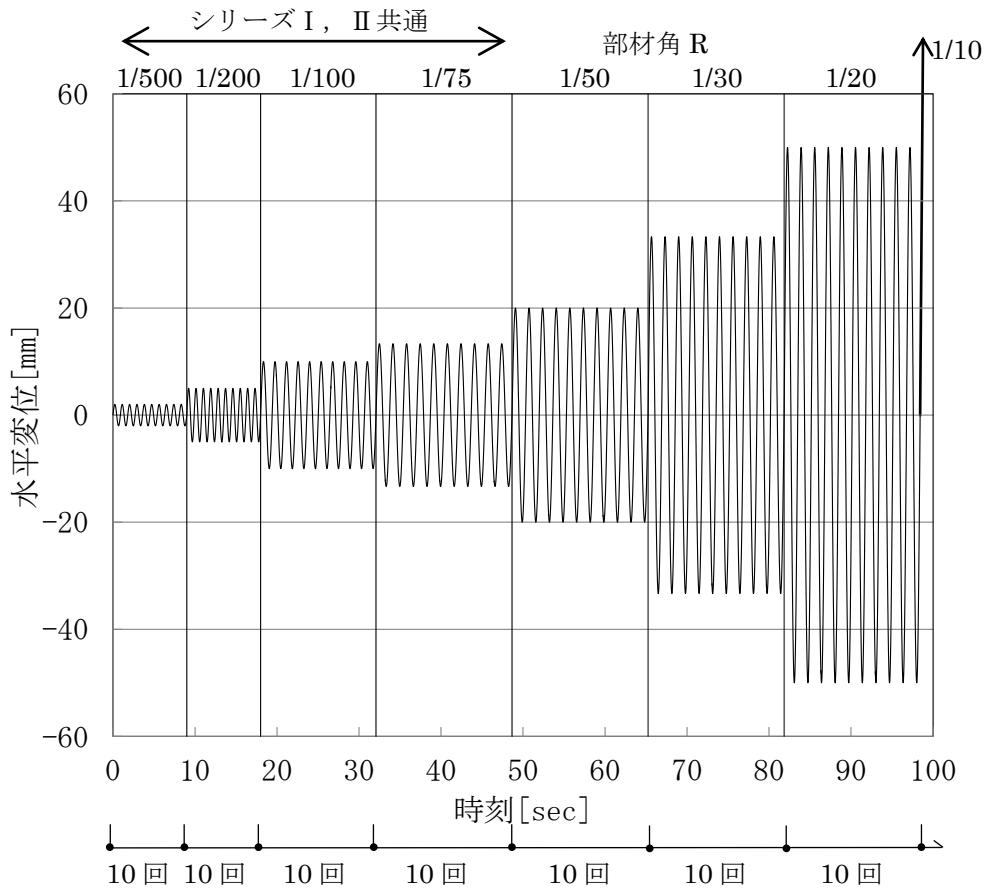
動的載荷実験の載荷速度の設定は, $R=1/500, 1/200$ では, プロトタイプの弾性 1 次固有周期(2.11sec), $R=1/100$ は HACHINOHE 1968 NS 波での最大応答時の等価周期 $T_e(3.30\text{sec})$, $R=1/75$ では, 長周期地震動の三の丸波での最大応答時の等価周期 $T_e(3.89\text{sec})$ とし, 試験体の縮尺から相似則^[4-4] ($TD=T/\sqrt{5.5}$)に基づいて動的載荷時の加振周期を定めた。加振は正弦波を用いた。各サイクルにおける載荷速度の最大値は加振周期に合わせて決定した。なお, $R=1/50\sim 1/10$ の加振周期は最大載荷速度が $R=1/75$ と同じ速度となるように定めた。

表 4-4 加力スケジュール

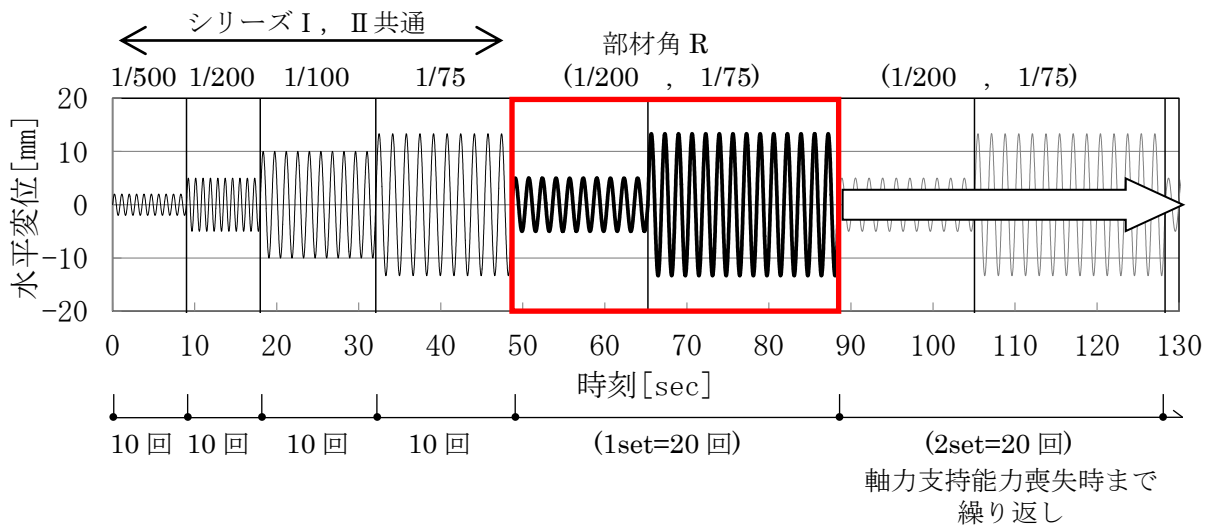
サイクル	共通				シリーズ I				シリーズ II	
	1~10C	11~20C	21~30C	31~40C	41~50C	51~60C	61~70C	71~80C	1セット目(41~60C)	
部材角 (R)	1/500	1/200	1/100	1/75	1/50	1/30	1/20	1/10	1/200	1/75
目標変位[mm]	2	5	10	13.3	20	33.3	50	100	5	13.3
目標部材角[%]	0.2	0.5	1	1.33	2	3.3	5	10	0.5	1.33
繰り返し回数[回]	10	10	10	10	10	10	10	10	10+10=20	
プロトタイプの周期 T [sec]	固有周期		層間変形角 1/100相当 の等価周期	層間変形角 1/75相当の 等価周期	層間変形角 1/75相当の 速度を一定とした				層間変形角 1/75相当 の等価周期	
	2.11	2.11	3.3	3.89	5.84	9.73	14.6	29.2	3.89	3.89
動的載荷実験時周期 T_D [sec]	0.9	0.9	1.41	1.66	2.49	4.15	6.22	12.44	1.66	1.66
載荷速度の最大値 V_D [mm/sec]	14.0	34.9	44.6	50.5	50.5				18.9	50.5

左表を1セットとし軸力保持能力を喪失するまで繰り返し

第4章 静的・動的载荷を一对とした多数回繰り返し载荷実験



a) シリーズ I



b) シリーズ II

図 4-4 加カスケジュール

4-4 実験結果

4-4-1 最終破壊状況と水平荷重一部材角関係

全試験体の実験結果一覧（P-δ 効果を考慮）を表 4-5 に、水平荷重一部材角関係を図 4-6 に示す。また、軸力保持能力喪失後の最終破壊状況を写真 4-1 に示す。

なお、本実験における軸力保持能力喪失点は所定の軸力を支持できなくなった時点とした。

また、図 4-6 に軸力保持能力を喪失する直前の最終繰り返し載荷の正負の最大部材角時の水平耐力（以下、軸力保持限界水平耐力 Q_y （図 4-5））を併せて示す。なお、表 4-5 において、シリーズ I の動的載荷実験を行った BD0.3-I、BD0.6-I 試験体は、鉛直加力用ジャッキが軸変形の進行に追従できないまま軸力が低下したことから、軸力保持限界水平耐力 Q_y の評価を除外している。

いずれのシリーズの実験においても、荷重一部材角関係は典型的な曲げ破壊型の紡錘形の履歴曲線を描いている。また、軸力保持能力の喪失は、全ての試験体で確認された。

静的載荷試験体と動的載荷試験体の比較：いずれのシリーズにおいても構造諸元が同一の試験体において、最大水平耐力は静的載荷試験体より、動的載荷試験体の方が 5～12%程度、大きい結果となった（表 4-5）。

シリーズ I：BS0.3-I 及び BD0.3-I 試験体は共に、 $R=1/75$ のサイクル（BS0.3-I は +31 サイクル、BD0.3-I は -31 サイクル）で最大水平耐力に達し、 $R=1/20$ のサイクルで軸力保持能力を喪失した。動的載荷実験を行った BD0.3-I 試験体は、鉛直加力用ジャッキが軸変形の進行に追従できず、軸力の低下が生じた。

最終破壊形式は、両試験体とも曲げ降伏後の圧縮破壊であり、主筋の座屈とせん断補強筋の破断が見られた。

BS0.6-I 及び BD0.6-I 試験体は共に、 $R=1/100$ の -21 サイクルで最大水平耐力に達した。BS0.6-I 試験体は $R=1/75$ のサイクルで、BD0.6-I 試験体は $R=1/50$ のサイクルで軸力保持能力を喪失した。BD0.6-I 試験体も BD0.3-I と同様に、鉛直加力用ジャッキが軸変形の進行に追従できず軸力の低下が生じた。従って、BD0.3-I 及び BD0.6-I 試験体の軸力保持能力の喪失は、表 4-5 において BD0.3-I は -61 サイクル、BD0.6-I は -41 サイクルとしているが、そのサイクル以降に生じた可能性がある。

最終破壊形式は、両試験体とも付着割裂ひび割れを伴う曲げ圧縮破壊であり、主筋の座屈とせん断補強筋の破断が見られた。

シリーズ II：BS0.3-R 及び BD0.3-R 試験体は共に、 $R=1/100$ の -21 サイクルで最大水平耐力に達し、最大水平耐力経過後の $R=1/200$ 、 $1/75$ をセットとした繰り返し載荷により、BS0.3-R 試験体は、 $R= -1/75(33 \text{ セット}(-699 \text{ サイクル}))$ で、BD0.3-R 試験

第4章 静的・動的荷重を一对とした多数回繰返し荷重実験

体は、 $R=1/75$ (27セット(+571 サイクル))で、軸力保持能力を喪失した。最終破壊形式は、両試験体ともシリーズ I と同様に曲げ降伏後の圧縮破壊であり、主筋の座屈及びせん断補強筋の破断が見られた。

BS0.3-R 及び BD0.3-R 試験体は共に、最大水平耐力経験後の $R=1/200$ (41～-50 サイクル) による繰返し荷重 (図 4-6 d) では、最初に経験した $R=1/200$ (11～-20 サイクル)の繰返し荷重と比較して剛性は低下しているが、10回の繰返しによる耐力低下はなく、安定したループを描いている。その後の $R=1/200$, $1/75$ を1セットとした繰返し荷重においても、両試験体とも、軸力保持能力喪失時まで安定したループを描いた。

表 4-5 実験結果一覧 (P- δ 効果を考慮)

シリーズ名		シリーズ I				シリーズ II	
試験体名		BS0.3-I	BD0.3-I	BS0.6-I	BD0.6-I	BS0.3-R	BD0.3-R
最大水平耐力時 正側 Q_{max}	サイクル	31C	21C	21C	21C	21C	21C
	水平耐力[kN]	171.6	165.7	198.8	220.8	139.9	158.9
	部材角[%]	1.25	0.74	0.81	0.66	0.90	1.06
最大水平耐力時 負側 Q_{max}	サイクル	-31C	-31C	-21C	-21C	-21C	-21C
	水平耐力[kN]	-171.0	-179.7	-209.7	-234.4	-152.8	-165.9
	部材角[%]	-1.09	-0.98	-0.62	-0.66	-0.93	-0.94
強度上昇率 Q_{max} 動的/ Q_{max} 静的		1.05		1.12		1.09	
軸力保持限界 水平耐力時 正側 Q_y	サイクル	65C	-	39C	-	699C	560C
	水平荷重[kN]	76.3	-	64.7	-	86.7	83.9
	部材角[%]	4.93	-	1.26	-	1.55	1.59
軸力保持限界 水平耐力時 負側 Q_y	サイクル	-65C	-	-39C	-	-698C	-560C
	水平荷重[kN]	-88.8	-	-66.0	-	-59.4	-103.3
	部材角[%]	-4.91	-	-1.05	-	-1.57	-1.41
軸力保持能力 喪失時	サイクル	66C	-61C	-39C	-41C	-699C	571C
	水平耐力[kN]	53.3	-129.2	34.6	-203.9	-18.2	50.5
	部材角[%]	3.92	-3.58	-0.30	-1.53	-0.24	0.70

※上表の は、正側・負側水平耐力のうち絶対値が大きい方を示す

- : 最大水平耐力時 Q_{max}
- ▲ : 軸力保持限界水平耐力時 Q_y
- × : 軸力保持能力喪失点

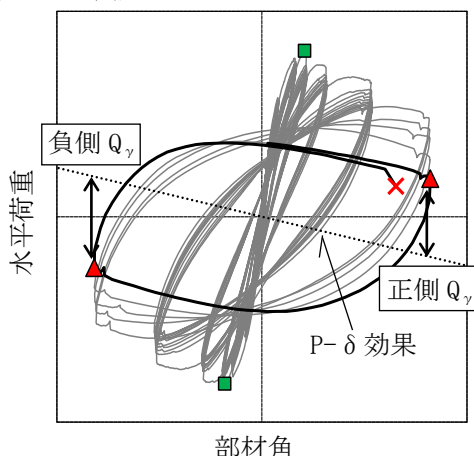
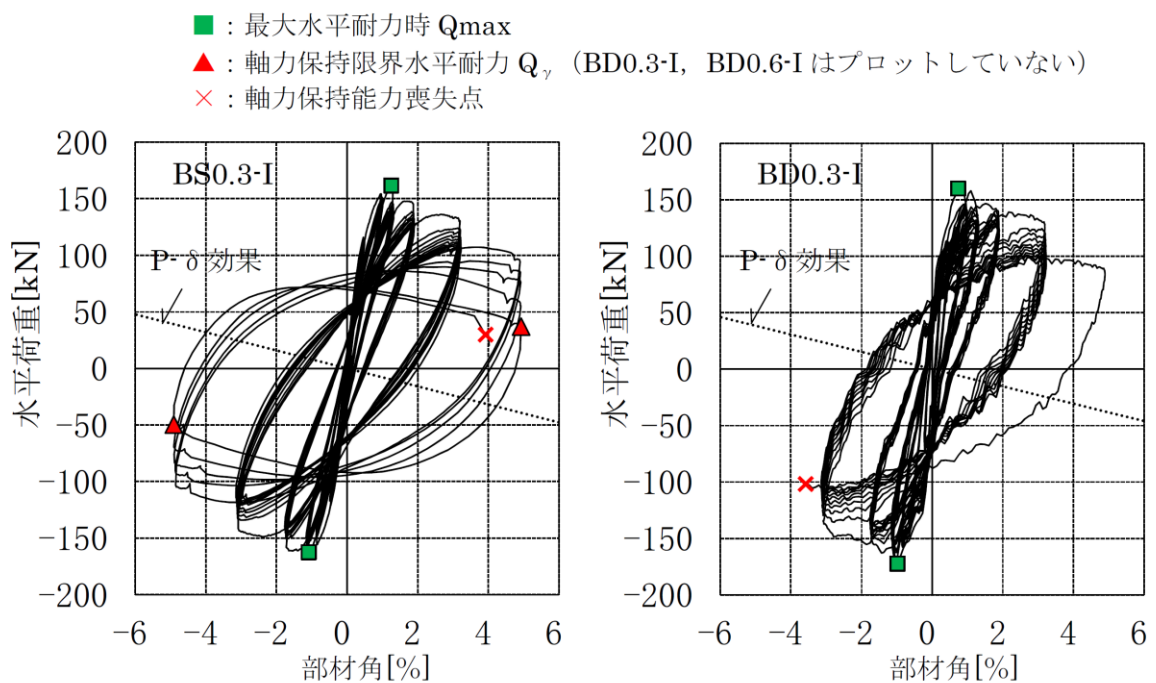
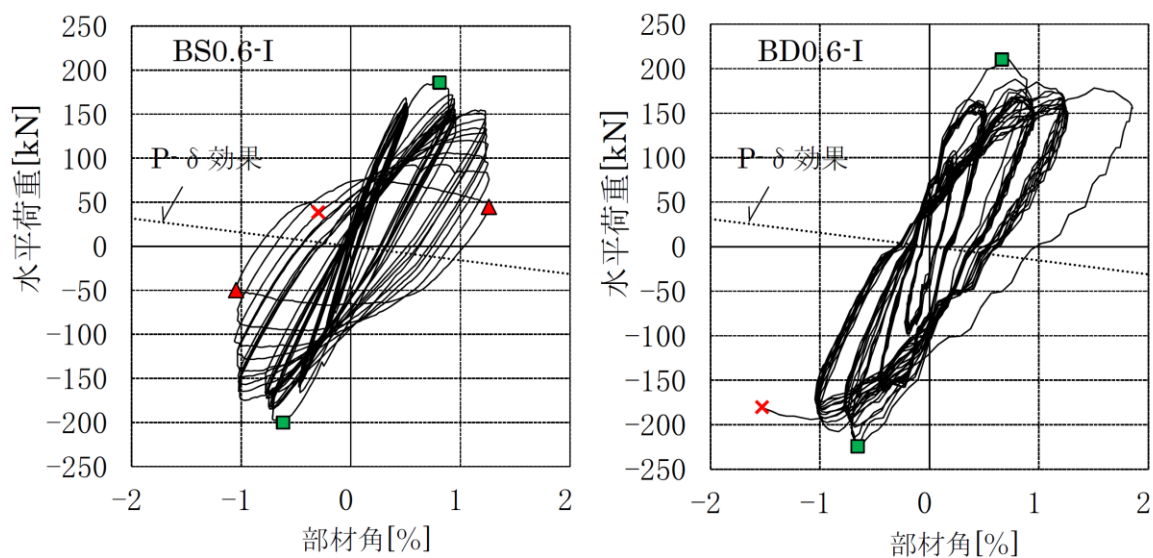


図 4-5 軸力保持限界水平耐力の定義

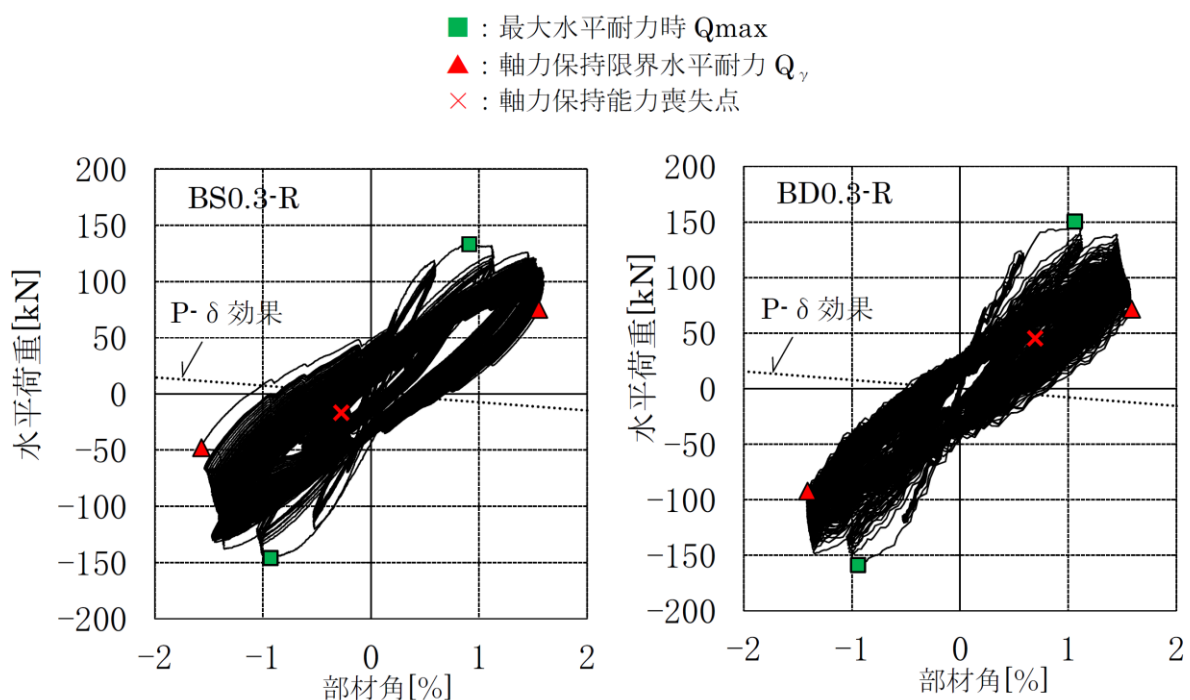


a) シリーズ I (実験開始から軸力保持能力喪失時)

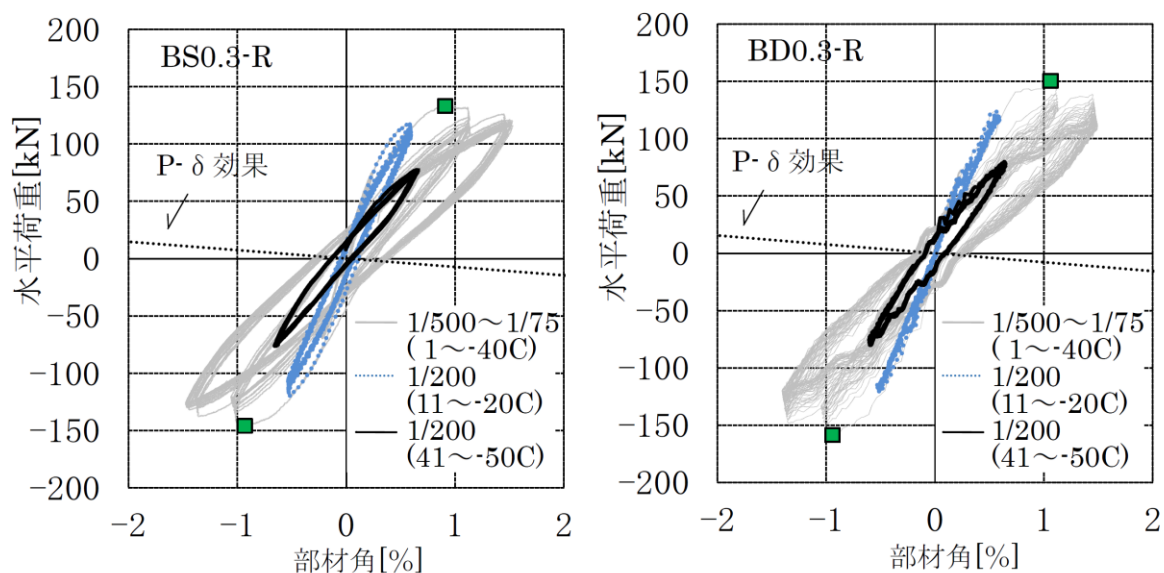


b) シリーズ I (実験開始から軸力保持能力喪失時)

図 4-6(a) 水平荷重-部材角関係



c) シリーズⅡ (実験開始から軸力保持能力喪失時)



d) シリーズⅡ (実験開始から最大水平耐力経験後のR=1/200)

図 4-6(b) 水平荷重-部材角関係



BS0.3-I

BD0.3-I

BS0.6-I

BD0.6-I

a) シリーズ I



BS0.3-R



BD0.3-R

b) シリーズ II

写真 4-1 軸力保持能力喪失後の最終破壊形状

4-4-2 繰り返し載荷による水平耐力の低下及び軸歪・軸変形の推移

(1) 繰り返し載荷による水平耐力の低下の推移

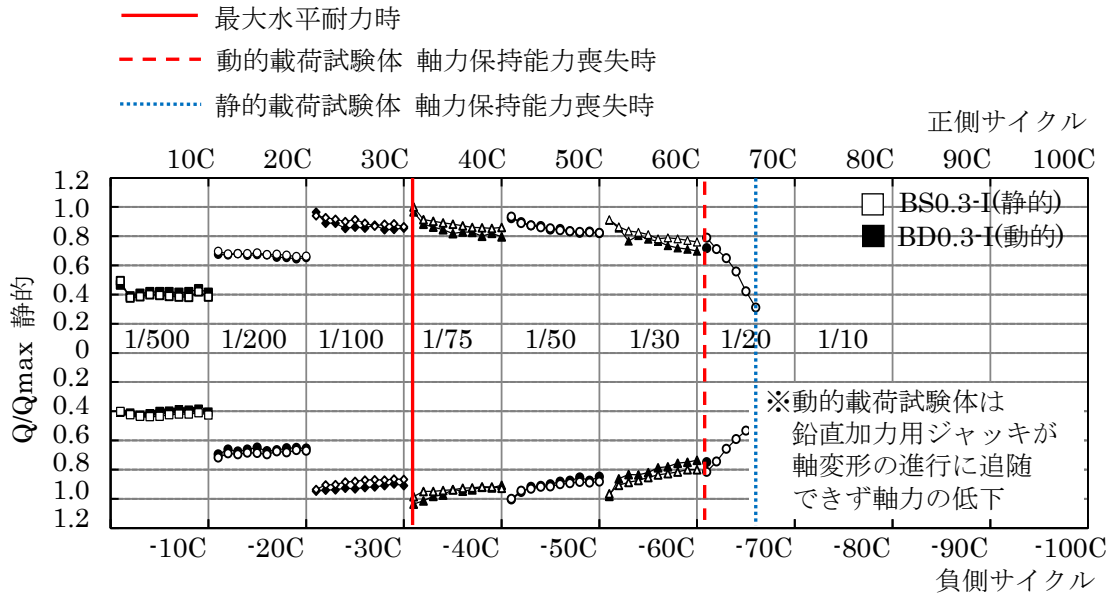
繰り返し載荷による水平耐力の推移 ($P-\delta$ 効果を考慮) を図 4-7 に示す。縦軸は静的、動的載荷両試験体の各サイクルにおける正負それぞれの最大水平耐力を、静的載荷時の正負それぞれの最大水平耐力で除したもので、繰り返し載荷による水平耐力低下率 ($P-\delta$ 効果を考慮) を示している。

シリーズ I : BS0.3-I 及び BD0.3-I 試験体は共に、最大水平耐力時までの $R=1/500$, $1/200$, $1/100$ における各 10 回の繰り返し載荷による水平耐力の低下は小さく、最大水平耐力経験後の $R=1/75$ 以降の繰り返し載荷では、水平耐力の低下が大きくなる傾向がある。

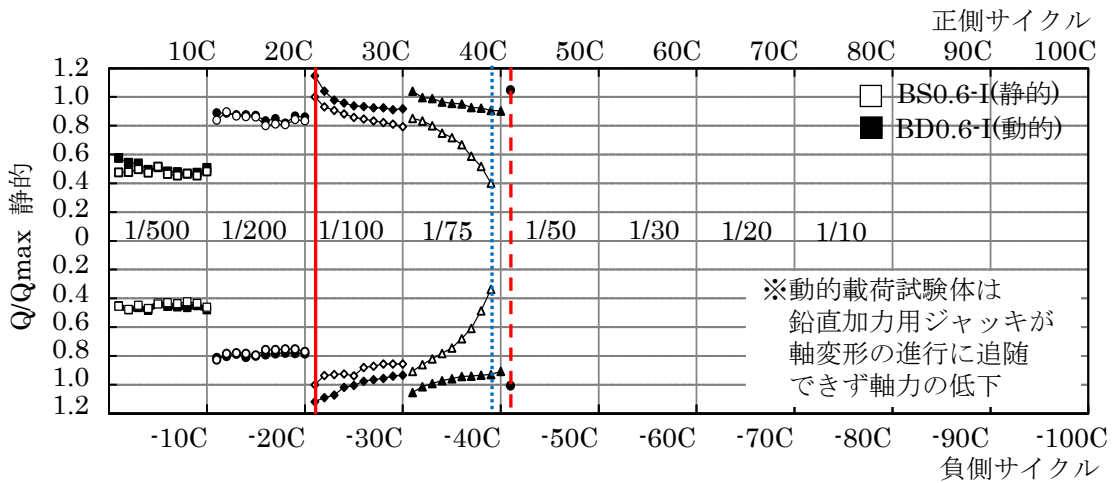
BS0.6-I 及び BD0.6-I 試験体は共に、最大水平耐力時までの $R=1/500$, $1/2000$ における各 10 回の繰り返し載荷による水平耐力の低下は小さく、最大水平耐力経験後の $R=1/100$ 以降の繰り返し載荷では、水平耐力の低下が大きい。特に静的載荷試験体の BS0.6-I では、軸力保持能力を喪失した $R=1/75$ の繰り返し載荷で水平耐力が著しく低下した。

シリーズ II : BS0.3-R 及び BD0.3-R 試験体は共に、最大水平耐力時までの $R=1/500$, $1/200$ における各 10 回の繰り返し載荷による水平耐力の低下は小さく、最大水平耐力経験後の $R=1/100$, $1/75$ において繰り返し載荷により水平耐力が 2 割ほど低下した。その後の $R=1/200$, $1/75$ を 1 セットとした繰り返し載荷では、両試験体は共に $R=1/200$ において水平耐力の低下がみられないのに対し、 $R=1/75$ では徐々に水平耐力が低下している。静的載荷試験体の BS0.3-R は +651 サイクル ($R=1/75$) より水平耐力が徐々に低下し、-699 サイクル ($R=1/75$) で軸力保持能力を喪失した。動的載荷試験体の BD0.3-R は、+551 サイクル ($R=1/75$) より水平耐力の低下が著しく進行し、+571 サイクル ($R=1/75$) で軸力保持能力を喪失した。

第4章 静的・動的載荷を一对とした多数回繰り返し載荷実験



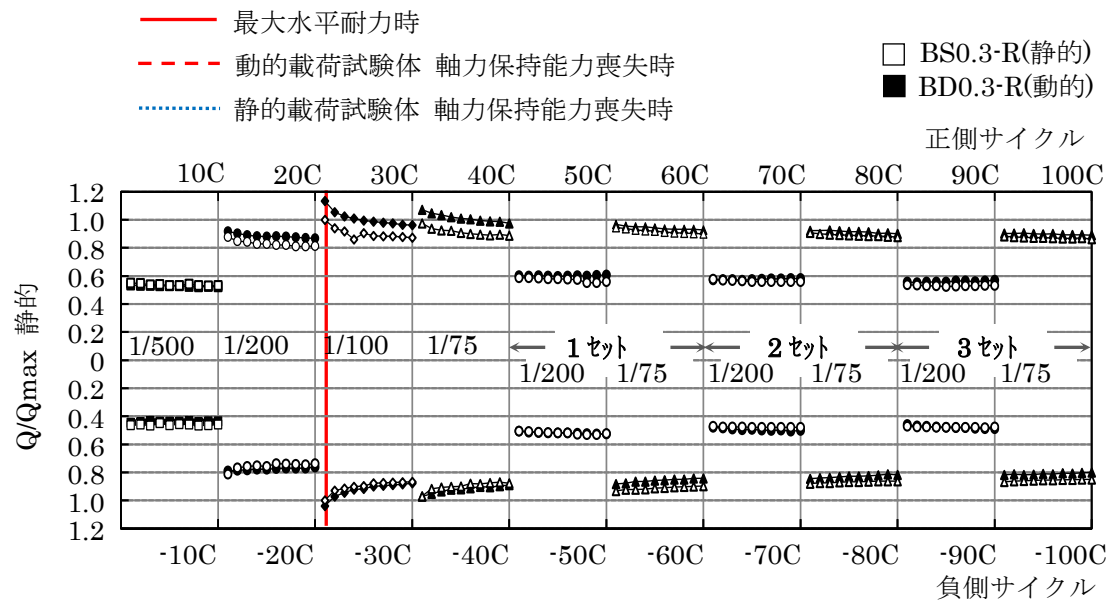
a) シリーズ I : BS0.3-I および BD0.3-I



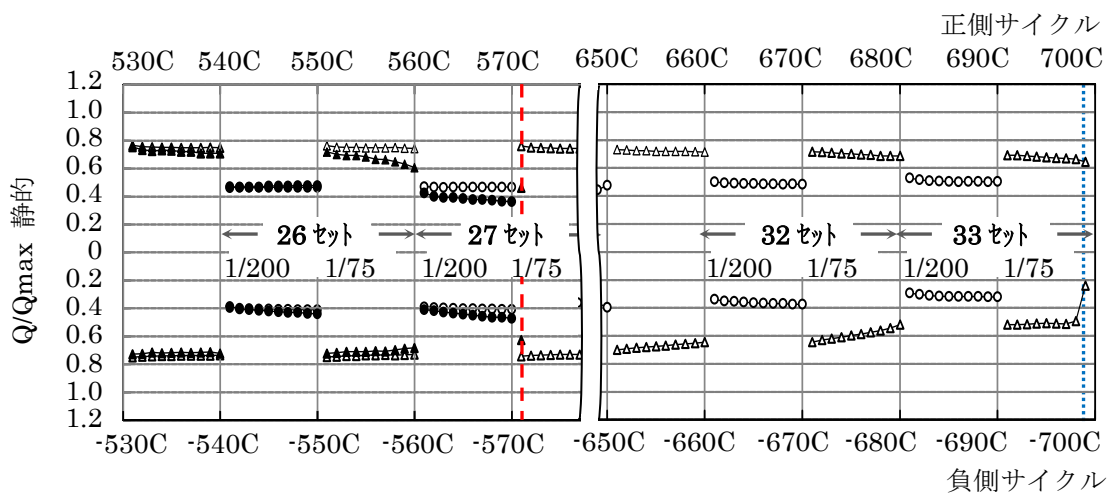
b) シリーズ I : BS0.6-I および BD0.6-I

図 4-7(a) 繰り返しによる水平耐力の推移 (P-δ 効果を考慮)

第4章 静的・動的載荷を一对とした多数回繰り返し載荷実験



a) シリーズⅡ : BS0.3-R および BD0.3-R (1C~100C まで)



b) シリーズⅡ : BS0.3-R および BD0.3-R (軸力保持能力喪失時まで)

図4-7(b) 繰り返しによる水平耐力の推移 (P-δ 効果を考慮)

(2) 繰返し載荷による水平耐力の低下率と軸歪・軸変形の推移

繰返し載荷による水平耐力低下率（ $P-\delta$ 効果を考慮）を表 4-6 に示す。

写真 4-2 に試験体柱頭部の繰返し載荷による破壊状況を示す。静的載荷実験の BS0.6-I, BS0.3-R 試験体の軸力保持限界水平耐力時の破壊状況は、最大水平耐力以降は 5 サイクルごとの撮影としたため、表 4-6 に示す軸力保持能力喪失前の直近のサイクルの破壊状況を示した（動的載荷実験の BD0.3-R 試験体は動画撮影）。また、試験体柱頭部の破壊状況は、4.2.1 節に記載の通り RC 造建築物では 1 階の柱脚部に相当する。

なお、表 4-6、写真 4-2 において、シリーズ I の動的載荷実験を行った BD0.3-I, BD0.6-I 試験体は、鉛直加力用ジャッキが軸変形の進行に追従できず、軸力が低下したことから除外している。

1) 繰返し載荷による水平耐力の低下及び軸変形

全ての試験体について、最大水平耐力時までの部材角における各 10 回の繰返し載荷による水平耐力の低下は小さい。最大水平耐力経過後の繰返し載荷では、水平耐力の低下が大きい。

結果として、軸力保持限界水平耐力時の水平耐力低下率は、シリーズ I の BS0.3-I 試験体では、0.444 であり、BS0.6-I 試験体では 0.315 である。シリーズ II の BS0.3-R 試験体では、0.389 であり、BD0.3-R 試験体では 0.528 である。

高軸力かつ最大水平耐力の大きい試験体の方が水平耐力の低下は大きい（図 4-8）。本研究の軸力比 0.6 の BS0.6-I 試験体は最大水平耐力時に鈎合鉄筋比を超える領域である。本試験体の帯筋比は高いため、コアコンクリートの帯筋による拘束効果が期待でき最大水平耐力が大きい。しかしながら、繰返し載荷により、コアコンクリートが損傷し、帯筋の拘束効果が小さくなることにより、コンファインド効果が期待できずに、軸力保持限界水平耐力時の水平耐力が大きく低下したと考えられる。

また、同一諸元の BS0.3-I, BS0.3-R, BD0.3-R 試験体で比較すると、図 4-9 に示す軸変形の進行が大きい BS0.3-R 試験体（軸変形－38.6mm）が水平耐力の低下（0.389）は最も大きい。軸変形の進行が小さい BD0.3-R 試験体（軸変形－12.8mm）が水平耐力の低下（0.528）は最も小さくなっており、軸変形が大きいほど、水平耐力の低下が大きい結果となった。コンクリートの損傷が大きいほど、軸変形の進行が大きいと考えられ、コンクリートの損傷と軸力保持限界水平耐力は相関性があると推測される。

全ての試験体において、最大水平耐力以降の繰返し載荷によって水平耐力の低下と共に、軸圧縮変形が進行し軸力保持能力を喪失しており、水平耐力の低下と軸力保持能力の喪失には相関性があると推測される。

表 4-6 繰り返し荷重による水平耐力低下率 (P-δ 効果を考慮)

シリーズ名	シリーズ I							
試験体名	BS0.3-I				BS0.6-I			
	正側		負側		正側		負側	
	低下率	サイクル	低下率	サイクル	低下率	サイクル	低下率	サイクル
軸力保持限界 水平耐力時	0.444	65C	0.519	-65C	0.326	39C	0.315	-39C

シリーズ名	シリーズ II							
試験体名	BS0.3-R				BD0.3-R			
	正側		負側		正側		負側	
	低下率	サイクル	低下率	サイクル	低下率	サイクル	低下率	サイクル
1セット R=1/75,10サイクル目	0.900	60C	0.896	-60C	0.818	60C	0.776	-60C
10セット R=1/75,10サイクル目	0.725	240C	0.735	-240C	0.643	240C	0.663	-240C
20セット R=1/75,10サイクル目	0.685	440C	0.686	-440C	0.598	440C	0.627	-440C
30セット R=1/75,10サイクル目	0.643	640C	0.626	-640C	-	-	-	-
軸力保持限界 水平耐力時	0.619	33セット 690C	0.389	33セット -698C	0.528	26セット 560C	0.622	26セット -560C

※水平耐力低下率は、各試験体における正負それぞれの最大水平耐力に対する比率を示す
また、上表の は、正側・負側の小さい方を示す

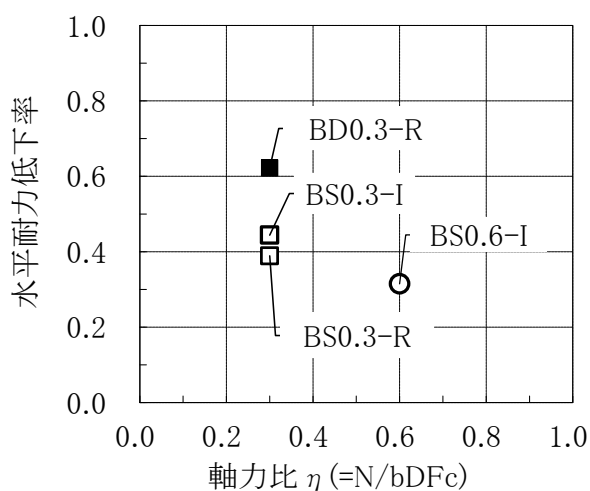


図 4-8 水平耐力低下率—軸力比関係

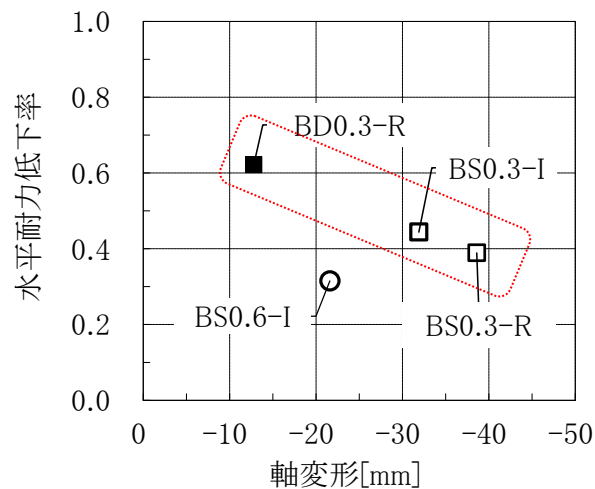


図 4-9 水平耐力低下率—軸変位関係

2) 破壊状況

全ての試験体について、軸力保持限界水平耐力時では、せん断補強筋の破断が生じていないのに対して、軸力保持能力喪失後では、せん断補強筋の破断が見られた。また、最終破壊時には、主筋の座屈が見られた。

シリーズ I : BS0.3-I 及び BS0.6-I 試験体は共に、最大水平耐力時の破壊状況は、軸力保持限界水平耐力時及び軸力保持能力喪失後の最終破壊状況と比較して、コンクリートの損傷が少ない。

軸力保持限界水平耐力時の破壊状況は、BS0.3-I 試験体では、BS0.6-I 試験体と比較してコンクリートの損傷が広範囲である。BS0.3-I 試験体では、かぶりコンクリートの剥離が著しく帯筋の露出と共に、コアコンクリートも部分的に損傷を受け、帯筋の面外方向への変形が見られた。BS0.6-I 試験体は、かぶりコンクリートの剥離が一部見られた。







軸力保持能力喪失後の最終破壊状況は、BS0.3-I 試験体は曲げ降伏後の圧縮破壊であり、BS0.6-I 試験体は付着割裂ひび割れを伴う曲げ圧縮破壊である。

シリーズ II : BS0.3-R 及び BD0.3-R 試験体は共に、10 セット目の破壊状況の方が 1 セット目と比較して、コンクリートの損傷は大きい。

軸力保持限界水平耐力時の破壊状況は、BS0.3-R 試験体では、BS0.3-I 試験体同様に、かぶりコンクリートの剥離が著しく帯筋の露出と共に、コアコンクリートも部分的に損傷を受け、帯筋の面外方向への変形が見られた。BD0.3-R 試験体は、かぶりコンクリートが剥離し帯筋の露出が見られた。













軸力保持能力喪失後の最終破壊状況は、BS0.3-I 試験体同様に、BS0.3-R 及び BD0.3-R 試験体は共に、曲げ降伏後の圧縮破壊である。

また、BS0.3-R 試験体は、BD0.3-R 試験体と比較して、1 セット目から軸力保持限界水平耐力時まで、それぞれの破壊状況において、コンクリートの損傷が大きい。しかしながら、図 4-10 に示す通り、試験体柱脚部より反曲点高さ 500mm まで 100mm 間隔に取り付けた左右のパイゲージ (図 4-2) から計測した区間回転角は、両試験体において同等であった。これは、動的載荷試験体の曲げひび割れ本数は静的載荷試験体より少ないが、ひび割れ幅が大きくなる傾向であったため、本実験結果では区間回転角の差がない結果となったと考えられる。

シリーズ I	
BS0.3-I	BS0.6-I
	
+31 サイクル (R=1/75)	+21 サイクル (R=1/100)
最大水平耐力時	
	
+65 サイクル (R=1/30)	+35 サイクル (R=1/75) ※
軸力保持限界水平耐力時	
	
+66 サイクル (R=1/20) 後	-39 サイクル (R=1/75) 後
軸力保持能力喪失後の最終破壊状況	

a) シリーズ I

写真 4-2(a) 繰り返し載荷による破壊状況

シリーズⅡ	
BS0.3-R	BD0.3-R
	
最大水平耐力時	
	
1セット, R=1/75 の 10 サイクル目 (+60C)	
	
10セット, R=1/75 の 10 サイクル目 (+240C)	
	
20セット, R=1/75 の 10 サイクル目 (+440C)	
	
32セット (+680C) ※	26セット (+560C)
軸力保持限界水平耐力時	
	
33セット (-699C) 後	27セット (+571C) 後
軸力保持能力喪失後の最終破壊状況	

※軸力保持水平耐力時直近の状況写真を示す

b) シリーズⅡ

写真 4-2(b) 繰り返し載荷による破壊状況

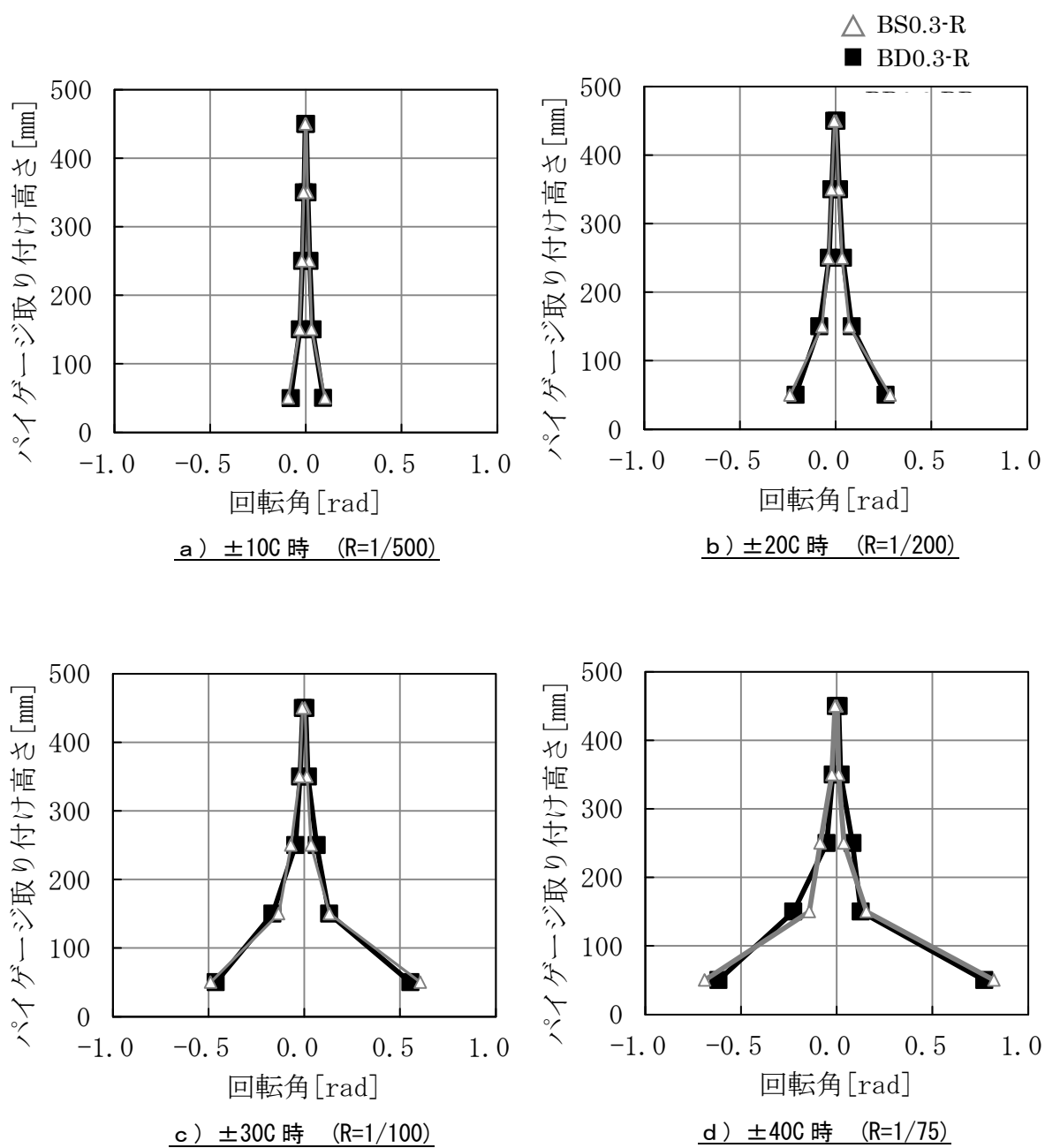


図 4-10 柱の区間回転角 (シリーズ II)

3) 軸歪・軸変形の推移

図 4-12 に軸歪・軸変形の推移を示す。軸歪は、試験体の柱頭・柱脚のフェイス位置より柱内側にそれぞれ 35mm の位置に取り付けた主筋の歪ゲージ 8 ヶ所 (図 4-11) のうち、代表的なものを示した。また、軸歪は変位制御による載荷において、水平荷重の影響を最も受けにくい部材角 0 rad における値とし、計測できた範囲をプロットしている。軸変形は各サイクルにおける正負それぞれの最大水平耐力時の軸変形を示している。

主筋の軸歪は、全試験体共に最大水平耐力経過後の繰り返し載荷において圧縮歪の増加が顕著である。これは、最大水平耐力時以降の繰り返し載荷においてコンクリートの損傷が進行し、それに伴い軸力抵抗要素として主筋の圧縮歪が増大したと考えられる。一方で軸圧縮変形の進行は、圧縮歪の進行と比較して緩やかに推移している。

また、図 4-12 c) の同一諸元のシリーズ II を比較すると、BS0.3-R、BD0.3-R 試験体は共に 500 サイクル付近まで同量で進行するが、動的載荷試験体では水平耐力の低下が生じた 550 サイクル(26 セット)付近で、急激に軸縮み(7.5mm)が進行し+571 サイクル(27 セット)で、軸力保持能力を喪失した。一方、静的載荷試験体では動的載荷試験体と同様に 550 サイクル(26 セット)過ぎから軸縮みが進行するものの軸力保持能力は維持し続け、水平耐力が低下し始めた 650 サイクル付近で軸縮みが進行(12mm)し、-699 サイクル(33 セット)で軸力保持能力を喪失した。動的載荷では、静的載荷に比べ、軸変形の進行が速く軸力保持能力の喪失も急激であることが確認された。これは、動的載荷試験体の曲げひび割れ本数は静的載荷試験体より少なく、ひび割れ幅が大きくなる傾向であったことから、ひび割れ部分にコンクリートの損傷が集中し、結果として軸変形が急速に進行したと考えられる。

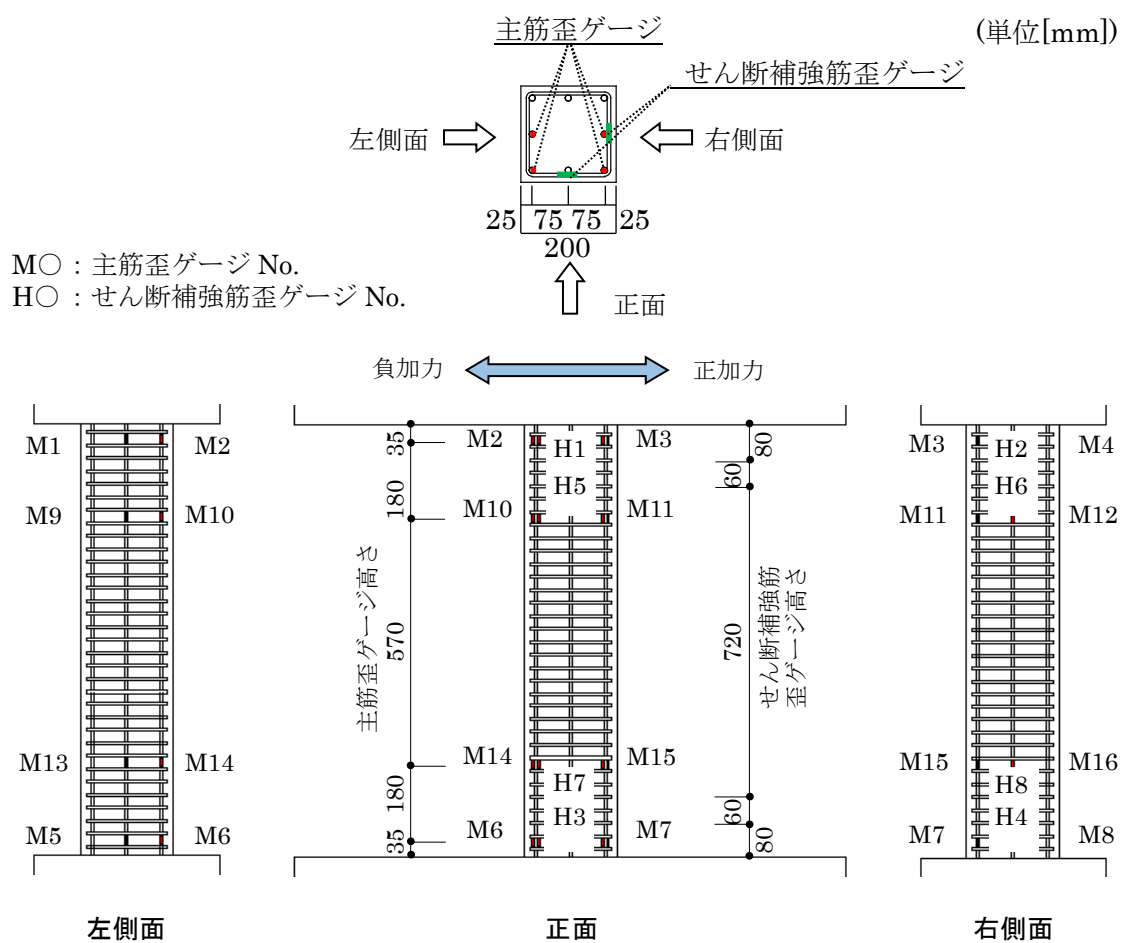


図 4-11 歪ゲージ取付け位置

第4章 静的・動的载荷を一对とした多数回繰り返し载荷実験

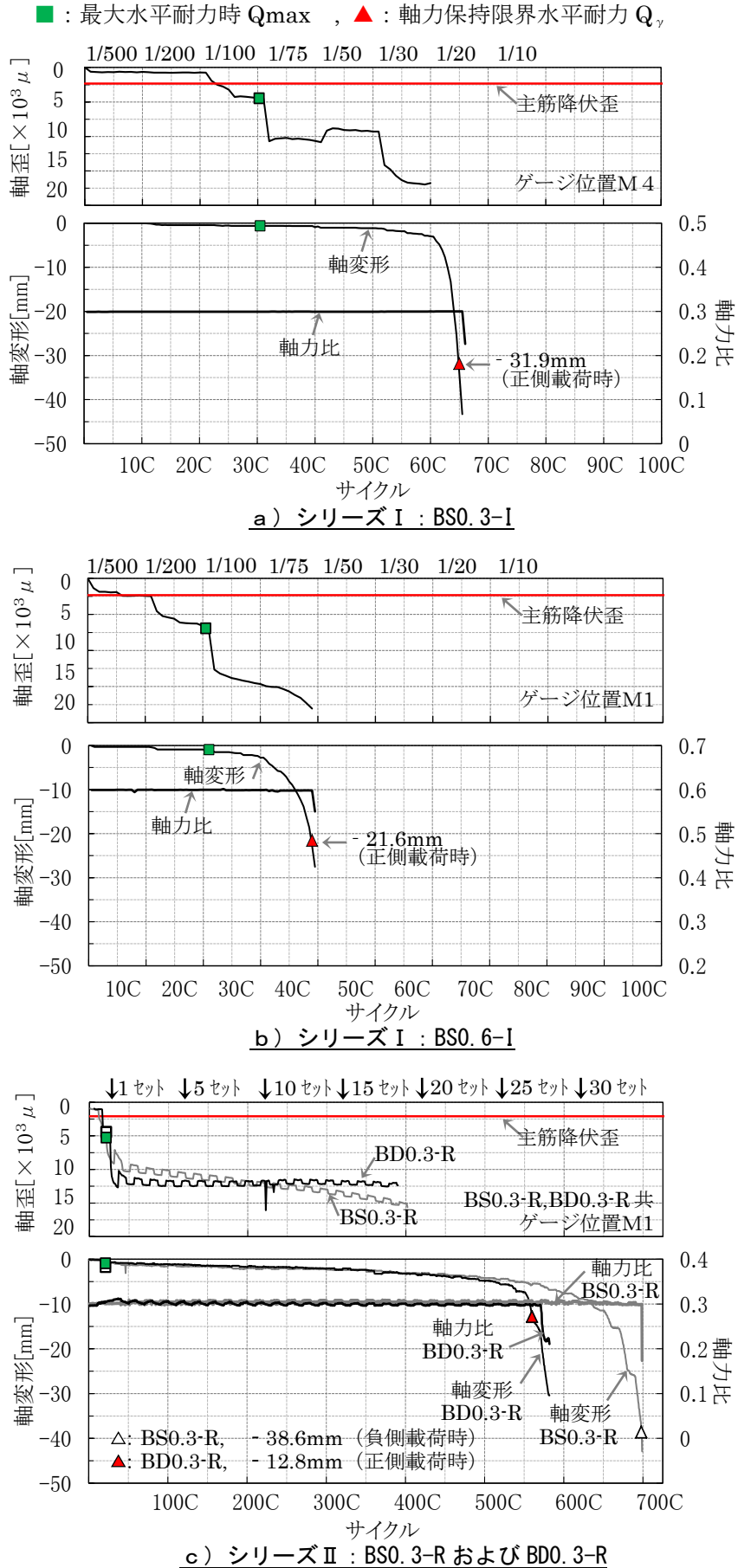


図4-12 軸歪・軸変形の推移

4-4-3 等価粘性減衰定数

等価粘性減衰定数 heq は、正加力側と負加力側の各荷重-変形曲線ループの面積を基に、(4.1)式で求めた値である。(4.1)式と併せて、図 4-13 に等価粘性減衰定数の概念図を示す。

等価粘性減衰定数の推移を図 4-14 に示す。シリーズ I は軸力保持能力喪失時までとし、シリーズ II は 1~100 サイクル、201~240 サイクル、460~500 サイクルの等価粘性減衰定数の推移とした。

シリーズ I : BS0.3-I 及び BD0.3-I 試験体の等価粘性減衰は、静的・動的載荷共に同等となっており、載荷方法の違いによる差異は殆どない。最大水平耐力までの部材角レベルでは静的・動的載荷共に約 4~8%である。最大水平耐力時 ($R=1/75$) から $R=1/30$ 部材角レベルでは約 7~26%と部材角が大きくなると、等価粘性減衰が大きくなっている。これは、部材角が大きくなると履歴吸収エネルギーの低下より、水平耐力の低下(等価剛性の低下)する割合の方が大きいため、ポテンシャルエネルギーが小さくなり、結果として等価粘性減衰が大きくなるためである。

同様に、BS0.6-I 及び BD0.6-I 試験体の静的・動的載荷共に同等となっており、載荷方法の違いによる差異は殆どない。最大水平耐力までの部材角レベルでは静的・動的載荷共に約 3~7%である。最大水平耐力時 ($R=1/100$) から軸力保持能力喪失時 ($R=1/75$) 部材角レベルでは約 5~10%である。

シリーズ II : 等価粘性減衰は、全体として静的載荷実験の BS0.3-R 試験体と比較して動的載荷実験の BD0.3-R 試験体の方が若干小さな値となっている。最大水平耐力経過後の $R=1/200$, $1/75$ を 1 セットとした繰り返し載荷では、 $R=1/200$ 部材角レベルでは静的・動的載荷共に約 7~12%である。 $R=1/75$ の部材角レベルでは、静的で約 12~15%、動的では約 9~13%となっており、載荷方法の違いによる差異は殆どない。

$$heq = \frac{1}{4\pi} \cdot \frac{\Delta W}{W} = \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{\Delta W_{CAD}}{W} \dots (4.1)$$

ここで、 ΔW , W は、図 4-13 より、

ΔW : 履歴吸収エネルギー

ΔW_{CAD} : 履歴吸収エネルギー

( CAD)

W : 等価剛性 ke による
ポテンシャルエネルギー

( OAB)

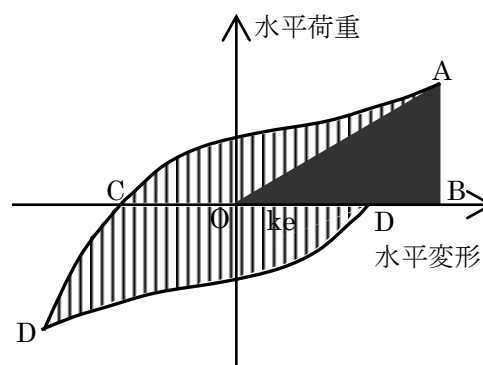
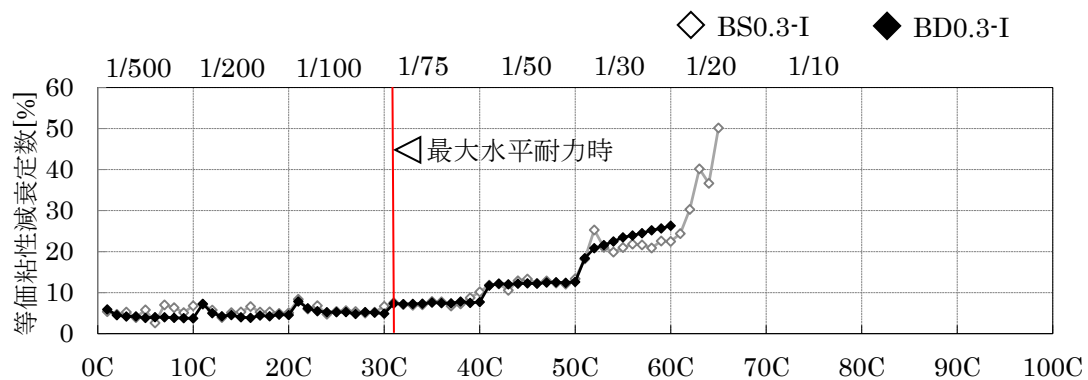
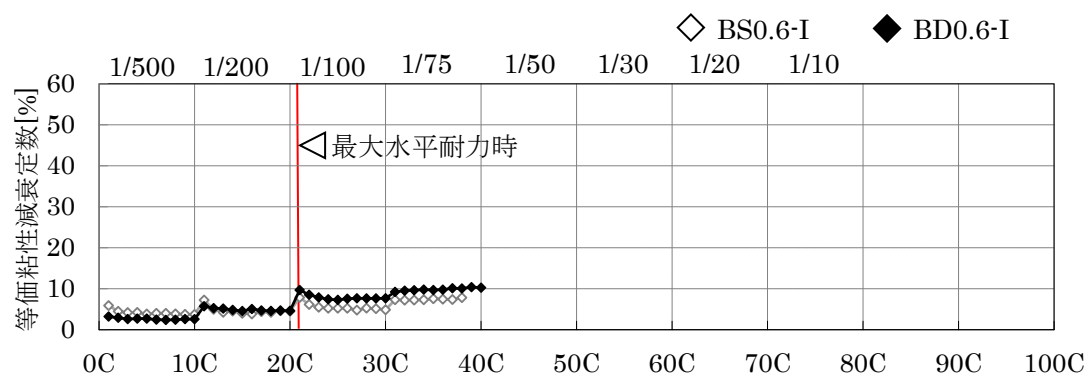


図 4-13 等価粘性減衰定数の概念図

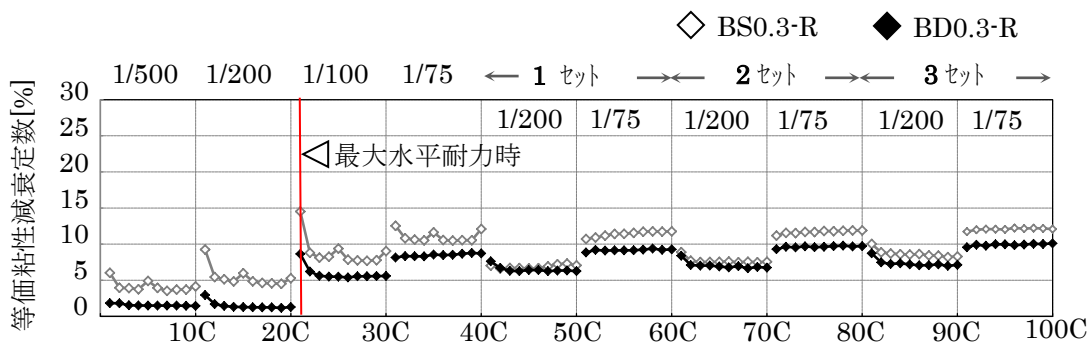
第4章 静的・動的载荷を一对とした多数回繰り返し载荷実験



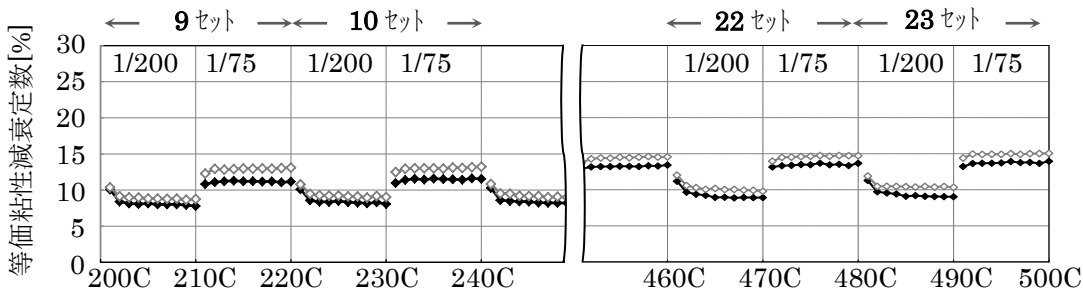
a) シリーズ I : BS0.3-I, BD0.3-I



b) シリーズ I : BS0.6-I, BD0.6-I



c-1) シリーズ II : BS0.3-R, BD0.3-R (10C~100C)



c-2) シリーズ II : BS0.3-R, BD0.3-R (201C~240C, 460C~500C)

図 4-14 等価粘性減衰定数

4-5 まとめ

シリーズ I の $R=1/10$ までの漸増増分変位制御による多数回繰り返し実験（軸力比 $\eta=0.3$ 及び 0.6 の静的・動的実験）及びシリーズ II の損傷限界レベルの $R=1/200$ と最大水平耐力近傍の $R=1/75$ を一对とした多数回繰り返し載荷実験（軸力比 $\eta=0.3$ の静的・動的実験）を行った。以下に得られた知見を示す。

- ① 同一諸元の試験体では、既往の研究と同様に、静的試験体より動的試験体の方が最大水平耐力は大きい。本研究の試験体では、動的試験体の方が $5\sim 12\%$ 程度最大水平耐力が大きい結果となった。
- ② 全ての試験体において軸力保持能力喪失を確認した。
 - 1) シリーズ I の軸力比 $\eta=0.3$ の BS0.3-I 及び BD0.3-I 試験体は $R=1/20$ にて、軸力比 $\eta=0.6$ の BS0.6-I 試験体は $R=1/75$ 、BD0.6-I 試験体は $R=1/50$ にて軸力保持能力を喪失した。
 - 2) シリーズ II の損傷限界レベルの $R=1/200$ と最大水平耐力近傍の $R=1/75$ を一对とした軸力比 $\eta=0.3$ の多数回繰り返し載荷では、静的載荷実験の BS0.3-R 試験体は 33 セット (-699 サイクル)、動的載荷実験の BD0.3-R 試験体は 27 セット ($+571$ サイクル) で、軸力保持能力を喪失した。
 - 3) また、全試験体共に軸力保持限界水平耐力時では、せん断補強筋の破断が生じていないのに対して、軸力保持能力喪失後の最終破壊状況では、全ての試験体でせん断補強筋の破断が見られた。
- ③ 全ての試験体において、最大水平耐力経験後の繰り返し載荷では、既往の研究と同様に、水平耐力の低下が大きい。ただし、シリーズ II の BS0.3-R 及び BD0.3-R 試験体は、最大水平耐力経験後の $R=1/200$ での繰り返し載荷では耐力低下がほとんど見られないのに対し、 $R=1/75$ では、徐々に耐力が低下した。

また、主筋の軸歪は、全試験体共に最大水平耐力経験後の繰り返し載荷において圧縮歪の増加が顕著である。これは、最大水平耐力時以降の繰り返し載荷においてコンクリートの損傷が進行し、それに伴い軸力抵抗要素として主筋の圧縮歪が増大したと考えられる。

- ④ シリーズ II の同一諸元の静的載荷実験の BS0.3-R 試験体は、動的載荷実験の BD0.3-R 試験体と比較して、1 セット目から軸力保持限界水平耐力時まで、それぞれの破壊状況において、静的載荷実験の BS0.3-R 試験体の方がコンクリートの損傷が大きい。

しかしながら、試験体中央部から柱脚部までの計測した 5 区間の回転角は、両試験体において同等であった。これは、動的載荷試験体の曲げひび割れ本数は静的載荷試験体より少ないが、ひび割れ幅が大きくなる傾向であったため、本実験結果では区間回転角の差が結果となったと考えられる。

- ⑤ 等価粘性減衰定数は、同一諸元の試験体では、静的・動的試験体共に同等であり、
载荷方法の違いによる差異は殆どない。
- ⑥ 全ての試験体において、最大水平耐力以降の繰り返し载荷によって水平耐力の低下
と共に、軸圧縮変形が進行し軸力保持能力を喪失しており、水平耐力の低下と軸力保
持能力の喪失には相関性があると推測される。

参考文献

- [4-1] 石川裕次, 木村秀樹: 高強度 RC 柱部材の同一変形繰返し載荷による耐力低下に関する研究, コンクリート工学論文集, Vol.16, No.2, pp.109-117, 2005.5
- [4-2] 出光俊彦, 斎藤大樹, 福山洋, 森田高市, 向井智久, 濱田真, 菊田繁美, 金川基, 葉研地彰, 佐々木仁: 長周期地震動を受ける RC 造超高層建築物の構造性能(その 1, 5, 6), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.499-500, 507-510, 2009.8
- [4-3] 鈴木芳隆, 兵頭陽, 丸田誠, 鈴木紀雄, 小鹿紀英: 多数回繰返し荷重を受ける鉄筋コンクリート造建物の挙動に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, Vol.74, No.646, pp.2317-2325, 2009.12
- [4-4] 石丸辰治, 安達洋, 白井伸明, 中西三和, 牛丸裕: 動的実験法における相似則について, 日本大学理工学部学術講演会論文集, pp.77-79, 1985

第5章 ひずみ速度が最大水平耐力に及ぼす影響に関する検討

5-1 はじめに

既往の動的載荷実験の研究では、ひずみ速度の影響を受けて材料強度の上昇により最大水平耐力が上昇することが報告^{[5-1]・[5-2]・[5-3]}されており、本論においてもその効果を確認する。既往の研究と同様に、実験結果より得られた鉄筋のひずみ速度と材料強度推定式よりひずみ速度が最大水平耐力に影響を及ぼすとして検討を行う。

既往の研究によると、一般的に鉄筋やコンクリートなどの材料が地震時に経験する最大ひずみ速度のレベルでは、ひずみ速度の影響を受けて材料強度は上昇することが知られている。地震時に材料が経験するひずみ速度の最大値の範囲は、 $10^{-3} \sim 10^{-1} [\text{sec}]$ ^[5-1]とされ、鉄筋の降伏点強度の上昇率は、静的載荷実験に対し、約10~30%上昇し、コンクリートでは圧縮強度が10~30%上昇することが確認されている。

図5-1にひずみ速度の算出概念図を示す。ひずみ速度は、物体が変形する速さを表す量である。ここで、ひずみを簡単に、(ひずみ) = (変形量) / (もとの物体の長さ) と考えると、ひずみ速度は、(ひずみ速度) = (ひずみの変化量) / (変形に費やした時間) である。

動的な載荷実験など動的な外力下の材料の力学的特性を調べる際に、応力速度やひずみ速度は重要なパラメータとなる。ひずみ速度は、図5-1に示すように、鋼材などに貼付けたひずみゲージの実験値より、計測インターバル間の変化量 ($\Delta \epsilon$) を求め、計測インターバル (Δt) で除すことにより (5.1) 式にて算出される。

$$\dot{\epsilon} = \Delta \epsilon / \Delta t \quad \dots (5.1)$$

ここで、 $\dot{\epsilon}$: ひずみ速度 [1/sec], $\Delta \epsilon$: ひずみ変化量, Δt 計測インターバル [sec]

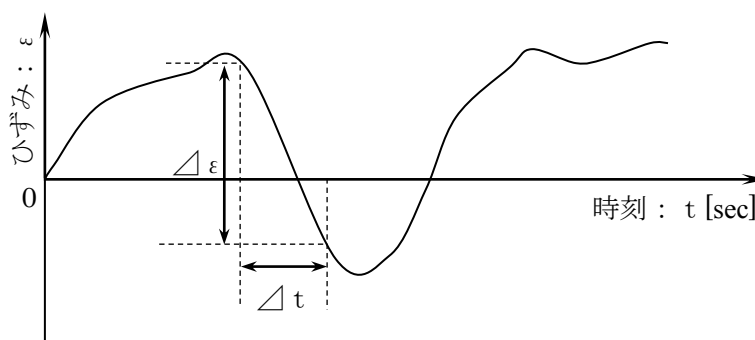


図5-1 ひずみ速度算出概念図

5-2 動的載荷時の材料強度に及ぼすひずみ速度の影響

主筋のひずみ速度は、図 5-2 に示す試験体のフェイス位置に最も近い歪ゲージ計 8 点より計測した歪をサンプリング間隔(0.01sec)毎の歪の時間的变化量($\Delta \epsilon$)として算出した。せん断補強筋のひずみ速度も同様に、フェイス位置に最も近い歪ゲージ計 4 点より算出した。コンクリートのひずみ速度は、コンクリートが圧縮となる側の主筋のひずみ速度から推定した。

最大水平耐力経験時の引張側主筋 4 点の最大ひずみ速度を平均した値を鉄筋のひずみ速度に、圧縮側主筋の最大ひずみ速度 4 点を平均した値をコンクリートのひずみ速度とした。

せん断補強筋のひずみ速度は、最大水平耐力経験時のせん断補強筋 4 点の最大ひずみ速度を平均した値とした。

表 5-1 に鉄筋とコンクリートの動的降伏強度と強度上昇率を示す。また、表 5-2 に各歪ゲージ位置での最大ひずみ速度を、図 5-3 に代表的な歪ゲージ位置の水平荷重-ひずみ速度関係を示す。主筋の引張側の最大ひずみ速度は 0.0350~0.0918[1/sec]、コンクリートの圧縮側の最大ひずみ速度は 0.0186~ 0.0732[1/sec] であった。せん断補強筋のひずみ速度は 0.0028~0.0083[1/sec]であり、主筋の引張側の最小のひずみ速度と比較しても 1/4.2~1/12.5 倍と非常に小さい。

上述のひずみ速度を以下の(5.2)式^[5-2]、(5.3)式^[5-3]に代入し、材料試験結果から鉄筋の動的降伏点強度とコンクリートの動的圧縮強度を算出した。式の適用範囲はひずみ速度が 10^{-3} ~ 10^{-1} [1/sec]であり、本実験結果は適用範囲内である。表 5-1 より主筋の動的降伏強度上昇率は、12.7~14.8%、コンクリートの動的材料強度上昇率は 24.1~28.9%である。この材料強度の上昇が部材の最大水平耐力を上昇させた要因であるとして、静的載荷試験体に対しては材料試験結果を、動的載荷試験体に対しては動的材料強度を用いた。曲げ耐力は、塑性理論に基づく略算式である (5.4) 式^[5-4] (以下 ag 式) により求め、(5.5)式により水平耐力を算出した。ただし、軸力比 0.6 の BS0.6-I 試験体の曲げ耐力の算定は、釣合鉄筋比を超える圧縮領域であることから、コアコンクリートの帯筋による拘束効果を考慮するため、ファイバー法 (ag 式による計算値は $Q_a=141.4\text{kN}$) により求めた。ここで、コンファインドコンクリートの応力-歪関係は、中塚らのモデル^[5-5]によった。

$$\frac{Df_y}{Sf_y} = 1.20 + 0.05 \log \left| \dot{\epsilon} \right| \quad \dots (5.2)$$

Sf_y : 鉄筋の材料試験結果, Df_y : 鉄筋の動的降伏強度, $\dot{\epsilon}$: ひずみ速度

$$\frac{DF_c}{SF_c} = 1.38 + 0.08 \log \left| \dot{\epsilon}_D \right| \quad \dots (5.3)$$

SF_c : コンクリートの材料試験結果, DF_c : コンクリートの動的圧縮強度, $\dot{\epsilon}_D$: ひずみ速度

$$M_u = 0.5a_g \sigma_y g_1 D + 0.5ND \left(1 - \frac{N}{bDF_c} \right) \quad \dots (5.4)$$

$$Q_a = 2M_u / H \quad \dots (5.5)$$

ここで M_u : 曲げ耐力 b : 柱断面幅
 Q_a : 最大水平耐力 D : 柱断面せい
 a_g : 柱主筋全断面積 F_c : コンクリートの圧縮強度
 σ_y : 主筋降伏強度 N : 軸力
 g_1 : 引張筋重心と圧縮筋重心 H : 内法高さ
 との全せいに対する比

表 5-1 鉄筋とコンクリートの動的降伏強度と強度上昇率

シリーズ名		シリーズ I		シリーズ II
試験体名称		BD0.3-I	BD0.6-I	BD0.3-R
主筋	最大ひずみ速度 $\dot{\epsilon}$ [1/sec]	0.0918	0.0350	0.0380
	材料試験結果の降伏強度 $s f_y$ [N/mm ²]	427.4	427.4	418.2
	動的降伏点強度 $D f_y$ [N/mm ²]	490.7	481.8	472.1
	降伏点強度上昇率[%] $(D f_y - s f_y) / s f_y$	14.8	12.7	12.9
コンクリート	最大ひずみ速度 $\dot{\epsilon}_D$ [1/sec]	0.0522	0.0186	0.0732
	材料試験結果の圧縮強度 $s F_c$ [N/mm ²]	63.9	64.5	64.7
	動的材料強度 $D F_c$ [N/mm ²]	81.6	80.1	83.4
	動的材料強度上昇率[%] $(D F_c - s F_c) / s F_c$	27.7	24.1	28.9
せん断補強筋	最大ひずみ速度 $\dot{\epsilon}_h$ [1/sec]	0.0048	0.0028	0.0083
	材料試験結果の降伏強度 $s f_{hy}$ [N/mm ²]	968.6	968.6	1021.2
	動的降伏点強度 $D f_{hy}$ [N/mm ²]	1048.5	1032.6	1115.3
	降伏点強度上昇率[%] $(D f_{hy} - s f_{hy}) / s f_{hy}$	8.2	6.6	9.2

第5章 ひずみ速度が最大水平耐力に及ぼす影響に関する検討

- ◇ : 引張時の最大ひずみ速度(主筋の材料強度に影響)
- : 圧縮時の最大ひずみ速度(コンクリートの材料強度に影響)
- : 引張時の最大ひずみ速度(せん断補強筋の材料強度に影響)

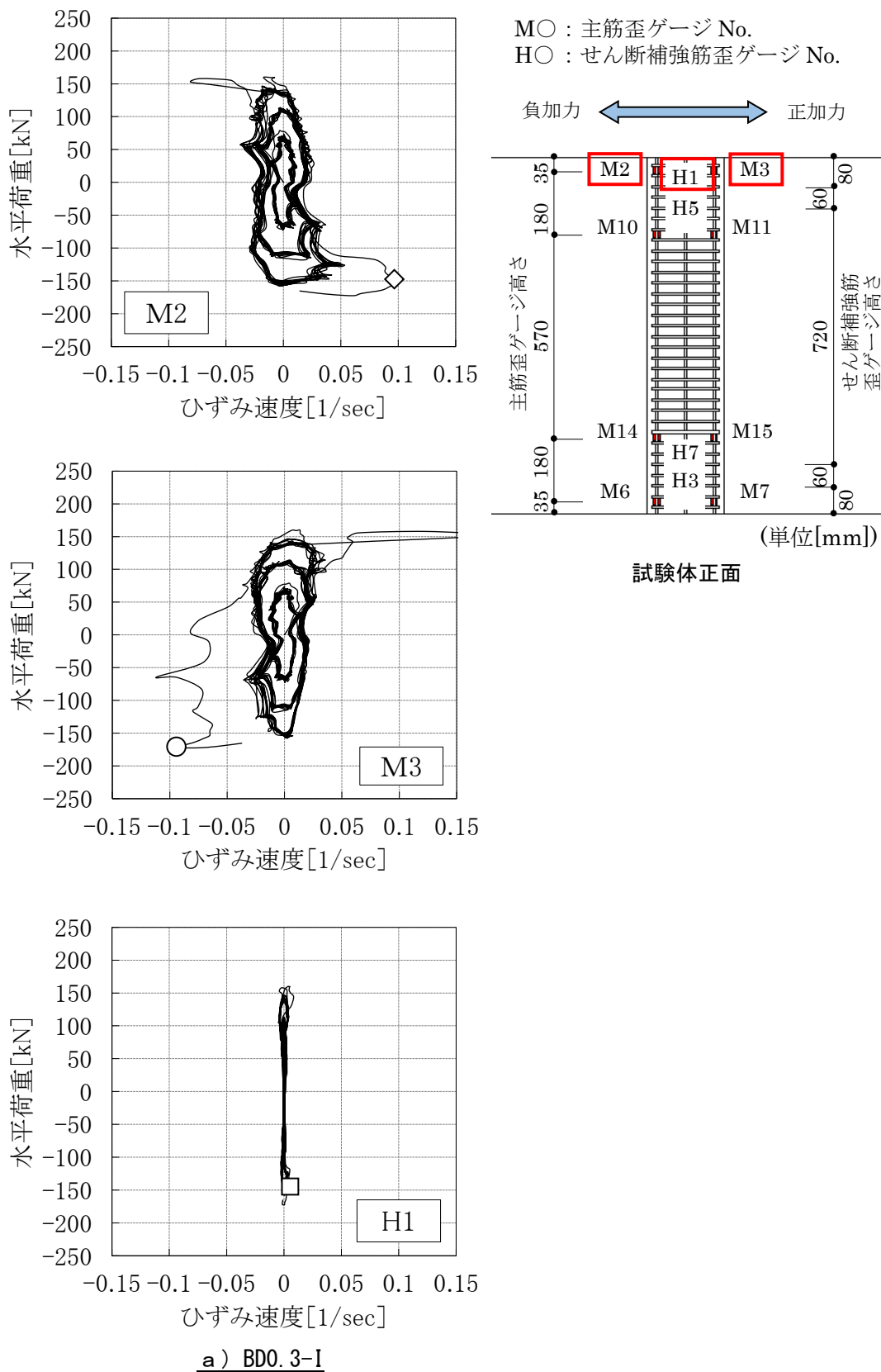
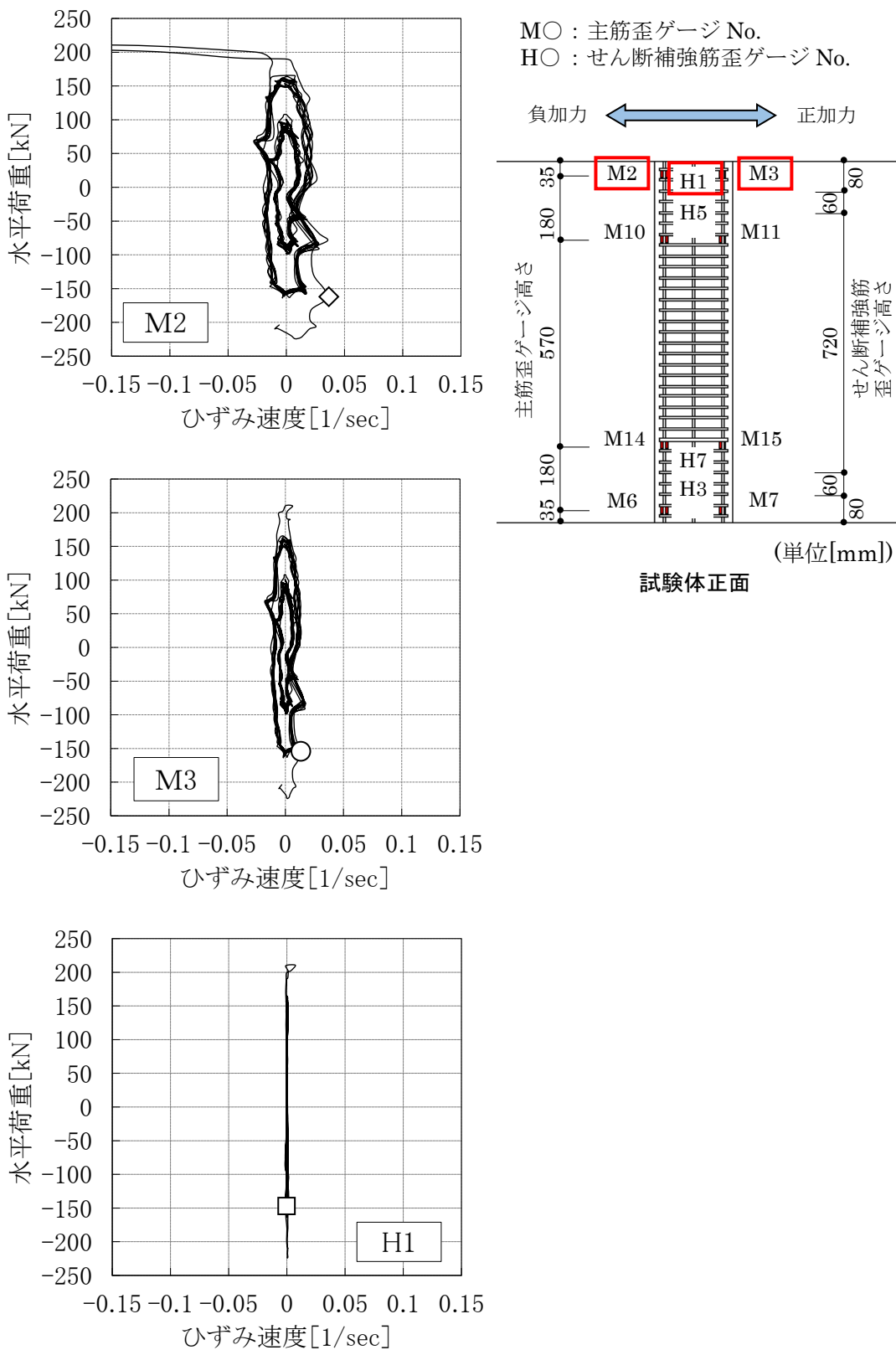


図 5-3(a) 代表的な歪ゲージ位置の水平荷重－ひずみ速度関係

第5章 ひずみ速度が最大水平耐力に及ぼす影響に関する検討

- ◇ : 引張時の最大ひずみ速度(主筋の材料強度に影響)
- : 圧縮時の最大ひずみ速度(コンクリートの材料強度に影響)
- : 引張時の最大ひずみ速度(せん断補強筋の材料強度に影響)

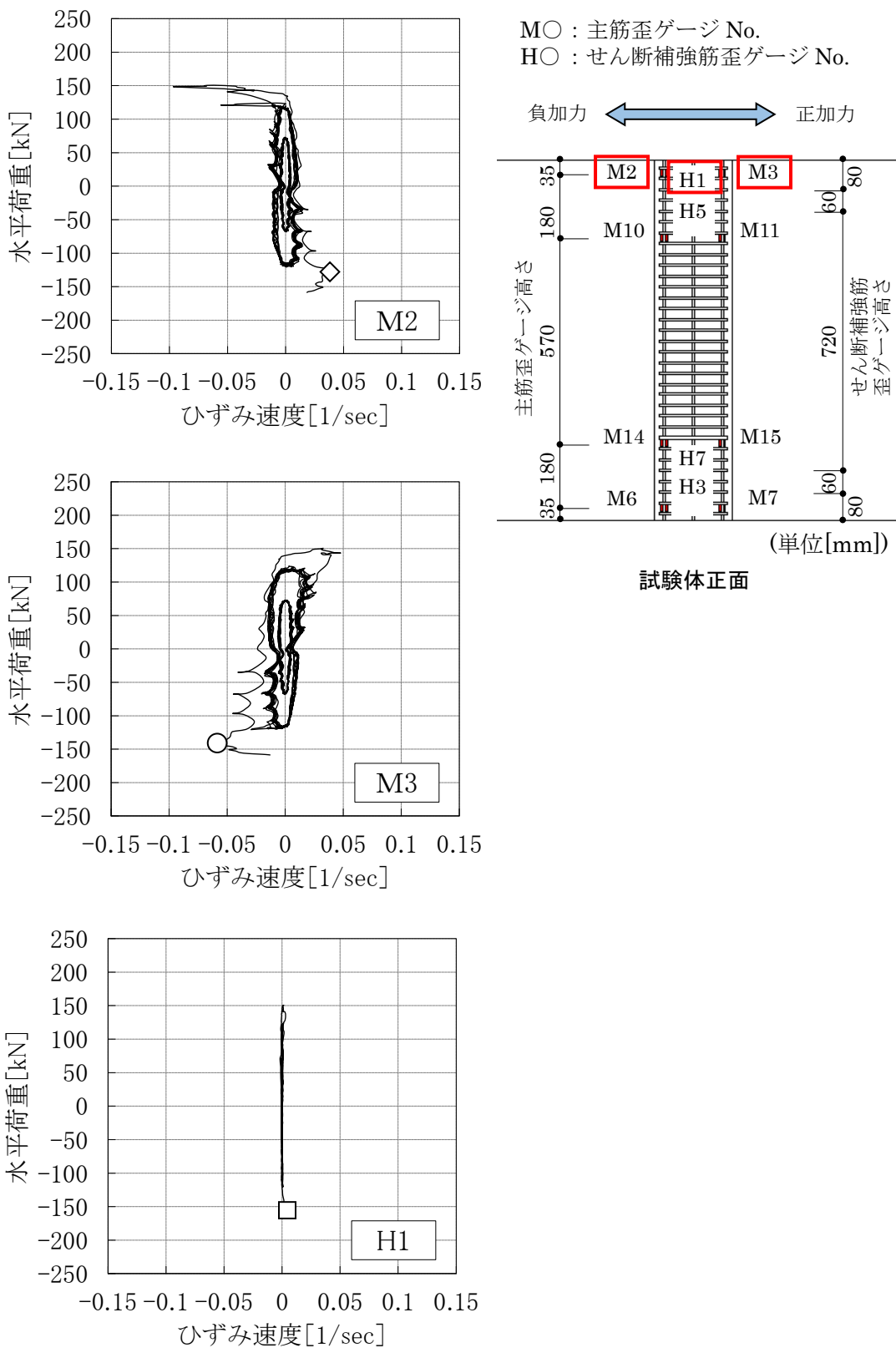


b) BD0.6-1

図 5-3(b) 代表的な歪ゲージ位置の水平荷重-ひずみ速度関係

第5章 ひずみ速度が最大水平耐力に及ぼす影響に関する検討

- ◇ : 引張時の最大ひずみ速度(主筋の材料強度に影響)
- : 圧縮時の最大ひずみ速度(コンクリートの材料強度に影響)
- : 引張時の最大ひずみ速度(せん断補強筋の材料強度に影響)



c) BDO. 3-R

図 5-3(c) 代表的な歪ゲージ位置の水平荷重-ひずみ速度関係

5-3 ひずみ速度による材料強度上昇を考慮した検討結果

5-3-1 実験値と計算値による最大水平耐力の検討結果

実験値と計算値を比較して表 5-3 に示す。静的载荷試験体における実験値に対する計算値の比が 0.94~1.01 である。動的载荷試験体に対してひずみ速度による材料強度上昇を考慮した動的材料強度を用いて算定した計算値は、実験値に対して 0.96~1.07 と概ね一致した。

表 5-3 実験値と計算値による最大水平耐力の比較

シリーズ名	シリーズ I				シリーズ II	
試験体名	BS0.3-I	BD0.3-I	BS0.6-I	BD0.6-I	BS0.3-R	BD0.3-R
最大水平耐力 Q_{max} [kN]	171.0	179.7	209.7	234.4	152.8	165.9
計算値 Q_a [kN]	160.1	173.3	212.1	250.0	153.1	162.5
Q_a / Q_{max}	0.94	0.96	1.01	1.07	1.00	0.98

5-3-2 実建物におけるひずみ速度の影響について

本研究の動的載荷実験においても、ひずみ速度の影響を受けて材料強度の上昇により最大水平耐力が上昇することが確認された。

実建物（プロトタイプ）においてもひずみ速度の影響により、最大水平耐力が上昇することを確認する。

動的載荷実験では、実建物と試験体の加速度が等しくなるように、表 5-4 に示す相似則に基づいている。その結果、ヤング係数、応力、ひずみは実建物と等しくなる。

しかしながら、動的載荷実験の加振周期は、実建物の周期に対して $1/\sqrt{\lambda}$ （相似比 $\lambda=5.5$ ）を乗じて短くしているため、(5.6)～(5.8)式により実建物のひずみ速度を過大に評価することになる。

従って、実建物におけるひずみ速度として、実験で得られたひずみ速度に $1/\sqrt{5.5}$ を乗じた値を本章で用いた (5.2), (5.3) 式に代入し検討を行う。

表 5-4 相似則^[5-6]

	相似則
質量	$m_m=(1/\lambda^2)m_p$
重量	$W_m=(1/\lambda^2)W_p$
加速度	$\alpha_m=\alpha_p$
速度	$V_m=(1/\sqrt{\lambda})V_p$
変位	$\delta_m=(1/\lambda)\delta_p$
慣性力	$F_m=(1/\lambda^2)F_p$
ヤング係数	$E_m=E_p$
応力	$\sigma_m=\sigma_p$
ひずみ	$\varepsilon_m=\varepsilon_p$
ばね定数	$K_m=(1/\lambda)K_p$
固有振動数	$f_m=\sqrt{\lambda}f_p$
周期	$T_m=(1/\sqrt{\lambda})T_p$

実建物のひずみ速度

$$\dot{\varepsilon}_p = \frac{\varepsilon_p}{T_p} = \frac{\varepsilon_p}{T_m \sqrt{\lambda}} \quad \dots (5.6)$$

試験体のひずみ速度

$$\dot{\varepsilon}_m = \frac{\varepsilon_m}{T_m} \quad \dots (5.7)$$

$\varepsilon_p = \varepsilon_m$ より

実建物のひずみ速度と試験体のひずみ速度と

$$\dot{\varepsilon}_p = \frac{\varepsilon_m}{T_m \sqrt{\lambda}} = \frac{\dot{\varepsilon}_m}{\sqrt{\lambda}} \quad \dots (5.8)$$

※添え字 m(model)は試験体を示し、添え字 p(prototype)は実建物を示す
 λ は長さに対する相似比(=実建物/試験体)を示す

静的載荷実験を行う際に採用される載荷速度の範囲は、鉄筋では、ISO 6892-2009（金属材料のひずみ速度制御による引張試験）において $2.5 \times 10^{-4} [1/\text{sec}] \pm 20\%$ ($2.0 \sim 3.0 \times 10^{-4} [1/\text{sec}]$) と定められている。コンクリートは、JIS A 1108 -2006（コンクリートの圧縮強度試験方法）において、載荷速度の範囲は応力度の増分として 0.6 ± 0.4 N/mm²/sec と定められている。コンクリートのヤング係数の範囲を $2.1 \sim 3.5 \times 10^4$ N/mm² と設定し、その平均値 2.8×10^4 N/mm² とし、最大耐力近傍ではヤング係数が 1/3 倍程度と仮定すると、コンクリートの載荷速度の範囲は概ね $2.0 \times 10^{-5} \sim 1.0 \times 10^{-4}$

[1/sec]となる。

以上より、鉄筋コンクリートの静的実験の載荷速度の最大を鉄筋とコンクリートの載荷速度のそれぞれの上限の小さい方とし 1.0×10^{-4} [1/sec]と仮定した。

表 5-5 に実建物とした場合のひずみ速度と強度上昇率を示す。実建物とした場合のひずみ速度の範囲は鉄筋で $1.62 \sim 3.91 \times 10^{-2}$ 、コンクリートで $7.9 \times 10^{-3} \sim 3.12 \times 10^{-2}$ であり、本実験と同様に式の適用範囲 ($10^{-3} \sim 10^{-1}$ [1/sec]) である。試験体の主筋の動的降伏強度上昇率 12.7~14.8%、コンクリートの動的材力強度上昇率 24.1~28.9%に対して、実建物とした場合の主筋の動的降伏強度上昇率は 10.9~13.0%、コンクリートの動的材力強度上昇率は 21.2~26.0%であり、実建物とした場合においても、ひずみ速度による動的材力強度上昇が確認できた。

また、図 5-4 及び図 5-5 に試験体とプロトタイプの主筋とコンクリートそれぞれの動的強度上昇率 - ひずみ速度関係を示す。図中には上記で仮定した静的実験のひずみ速度を併せて示す。(5.2)、(5.3) 式はいずれも log 関数式であることから、ひずみ速度による動的強度上昇率は緩やかであるが、式の適用範囲 ($10^{-3} \sim 10^{-1}$ [1/sec]) においては動的強度上昇が確認できる。なお、プロトタイプのひずみ速度は静的実験のひずみ速度に対して、鉄筋で 149~391 倍、コンクリートで 79~312 倍となっており、実建物においてもひずみ速度による材力強度に与える影響が大きい。

以上、実建物としたひずみ速度においても、主筋の動的降伏強度上昇率は 10.9~13.0%、コンクリートの動的材力強度上昇率は 21.2~26.0%であり、実建物においてもひずみ速度の影響により、最大水平耐力が上昇することを確認できた。

表 5-5 実建物とした場合のひずみ速度と強度上昇

シリーズ名		シリーズ I			シリーズ II	
試験体名称		BD0.3-I	BD0.6-I	BD0.3-R		
試験体	主筋	最大ひずみ速度 $\dot{\epsilon}$ [1/sec]	0.0918	0.0350	0.0380	
		降伏点強度上昇率[%] $(_d f_y - _s f_y) / _s f_y$	14.8	12.7	12.9	
	コンクリート	最大ひずみ速度 $\dot{\epsilon}_D$ [1/sec]	0.0522	0.0186	0.0732	
		動的材力強度上昇率[%] $(_d F_c - _s F_c) / _s F_c$	27.7	24.1	28.9	
実建物 (プロトタイプ)	主筋	最大ひずみ速度 $\dot{\epsilon}$ [1/sec]	0.0391	0.0149	0.0162	
		降伏点強度上昇率[%] $(_d f_y - _s f_y) / _s f_y$	13.0	10.9	11.0	
	コンクリート	最大ひずみ速度 $\dot{\epsilon}_D$ [1/sec]	0.0223	0.0079	0.0312	
		動的材力強度上昇率[%] $(_d F_c - _s F_c) / _s F_c$	24.8	21.2	26.0	

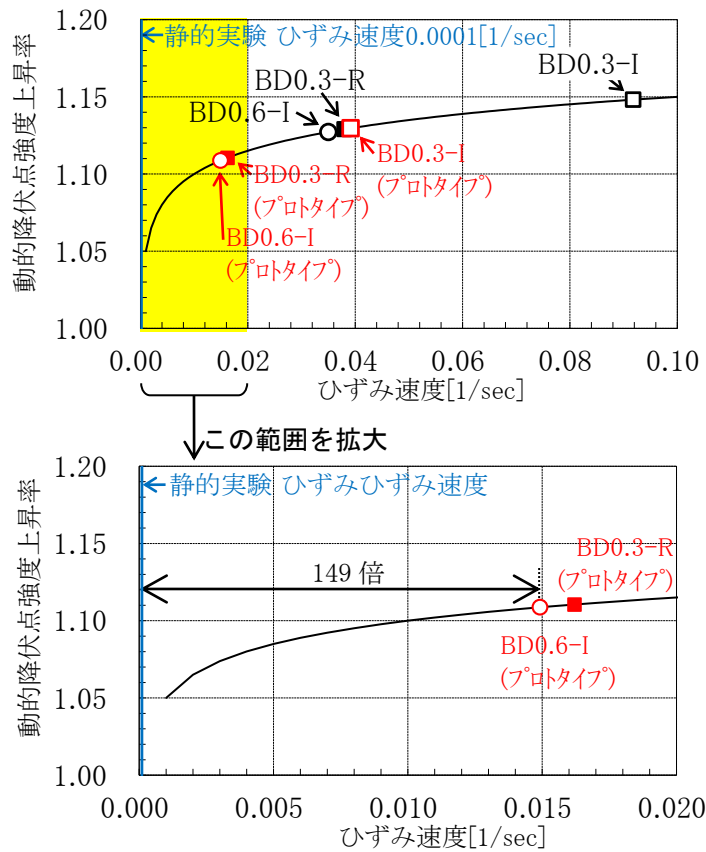


図 5-4 主筋の動的降伏点強度上昇率—ひずみ速度

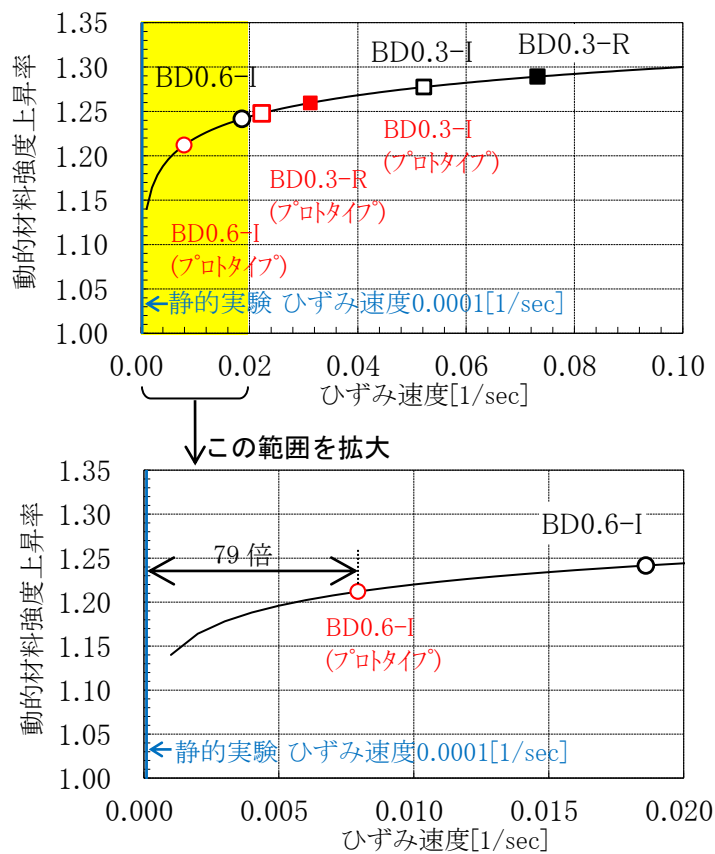


図 5-5 コンクリートの動的圧縮強度上昇率—ひずみ速度関係

5-4 まとめ

既往の動的載荷実験の研究と同様に、ひずみ速度の影響を受けて材料強度の上昇により最大水平耐力が上昇するとして、実験結果より得られた鉄筋のひずみ速度と材料強度推定式にて最大水平耐力の検討を行った。以下に得られた知見を示す。

- ① 静的載荷試験体に対しては材料試験結果の強度を、動的載荷試験体に対してはひずみ速度による材料上昇を考慮した動的材料強度を用いて、塑性理論により曲げ耐力から求めた水平耐力は、実験値と概ね一致している。従って、本研究においても材料強度推定式の適合性を確認できた。
- ② 動的載荷実験より得られたひずみ速度を実建物（プロトタイプ）のひずみ速度に換算した結果、実建物とした場合においても、ひずみ速度による動的材料強度上昇が確認できた。
 - 1) 動的載荷実験の試験体の主筋の動的降伏強度上昇率 12.7~14.8%に対して、実建物とした場合の主筋の動的降伏強度上昇率は 10.9~13.0%である。
 - 2) 動的載荷実験の試験体のコンクリートの動的材料強度上昇率 24.1~28.9%に対して、実建物とした場合のコンクリートの動的材料強度上昇率は 21.2~26.0%である。
 - 3) また、実建物のひずみ速度は静的実験のひずみ速度に対して、鉄筋で 149~391 倍、コンクリートで 79~312 倍となっており、実建物においてもひずみ速度による材料強度に与える影響が大きい。

参考文献

- [5-1] 小川勤, 北嶋圭二, 中西三和, 安達洋, 青山博之: 動的載荷時における鉄筋コンクリート造ト形柱梁接合部の力学的性状に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, No.600, pp.155-162, 2006.2
- [5-2] 小谷俊介: 鉄筋コンクリートにおける載荷速度の影響, コンクリート工学, Vol.21, No.11, pp.23-33, 1983.11
- [5-3] W.H.Dilger, R.Koch, R.Kowalczyk: Ductility of Plain and Confined Concrete under Different Strain Rates, ACI Journal, 1984. 1-2
- [5-4] 日本建築学会: 建築耐震設計における保有耐力と変形性能, 1990.10
- [5-5] 鈴木計夫, 中塚侑, 菅田昌宏: 角形横補強筋によるコンファインドコンクリートの拘束機構と強度・変形特性, コンクリート工学年次論文報告集 Vol.11, No.2, pp.449-454, 1989.6
- [5-6] 石丸辰治, 安達洋, 白井伸明, 中西三和, 牛丸裕: 動的実験法における相似則について, 日本大学理工学部学術講演会論文集, pp.77-79, 1985

第6章 軸力保持能力と軸力保持能力を喪失する際の水平耐力に関する検討

6-1 はじめに

実験結果は、最大水平耐力以降の繰り返し繰り返し荷重によって水平耐力の低下と共に、軸圧縮変形が進行し軸力保持能力を喪失しており、水平耐力の低下と軸力保持能力の喪失には相関性があると推測される（4.4.2節）。

従って、大変形レベルまで荷重を行った試験体および最大耐力近傍での多数回繰り返し荷重を行った試験体について、軸力保持能力と軸力保持能力を喪失する際の水平耐力との関係を明らかにできれば、柱の基本的な性能である軸力保持能力の解明に繋がると考える。

ここでは、軸力保持能力を喪失する直前の最終繰り返し荷重の正負の最大部材角時の水平耐力（以下、軸力保持限界水平耐力 Q_y （図 6-1））について検討を行う。なお、シリーズIIの BS0.3-R 試験体は、図 4-7 (b) b) に示すように $R=1/75$ の1回目のサイクル(+571 サイクル)で軸力保持能力を喪失していることから、直前の最大部材角 $R=1/75$ を目標変位とした±560 サイクルの水平耐力とした。また、シリーズ I の動的荷重実験を行った BD0.3-I, BD0.6-I 試験体は、鉛直加力用ジャッキが軸変形の進行に追従できず、軸力が低下したことから Q_y の評価をしていない。

- : 最大水平耐力時 Q_{max}
- ▲ : 軸力保持限界水平耐力時 Q_y
- × : 軸力保持能力喪失点

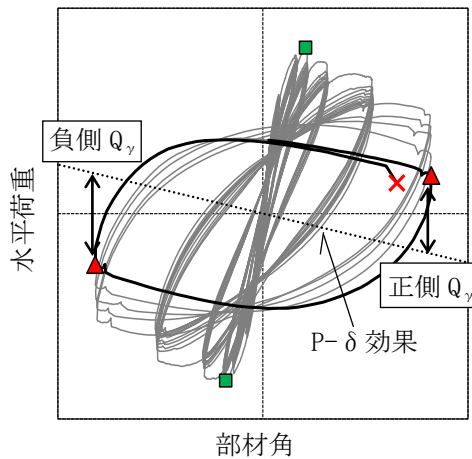


図 6-1 軸力保持限界水平耐力の定義 (図 4-5 と同じ)

6-2 コンクリート圧縮強度の低下により M-N 降伏曲面が縮小するとした
軸力保持限界水平耐力の検討

島崎^[6-1]は柱の軸力保持能力と水平耐力との関係について、昭和 56 年以前の旧基準で設計された建物の柱を対象として、曲げモーメントと軸力との降伏相関曲面（以下 M-N 降伏曲面）を用いて以下のように説明している。図 6-2 に示すように、縦軸上の軸圧縮耐力 N_c が、クラックなどの影響により N_R まで低下（以下、低下後軸耐力）した割合 γ で、M-N 降伏曲面が縮小すると仮定している。低下する割合は、水平力により試験体に損傷を与えた後に水平力を除荷し、鉛直力を漸増载荷した実験に基づき、図 6-2 の a) に示す軸引張耐力 N_T を起点として、軸圧縮耐力 N_c に対する低下後軸耐力 N_R までの比率として縮小率 γ を定めている。

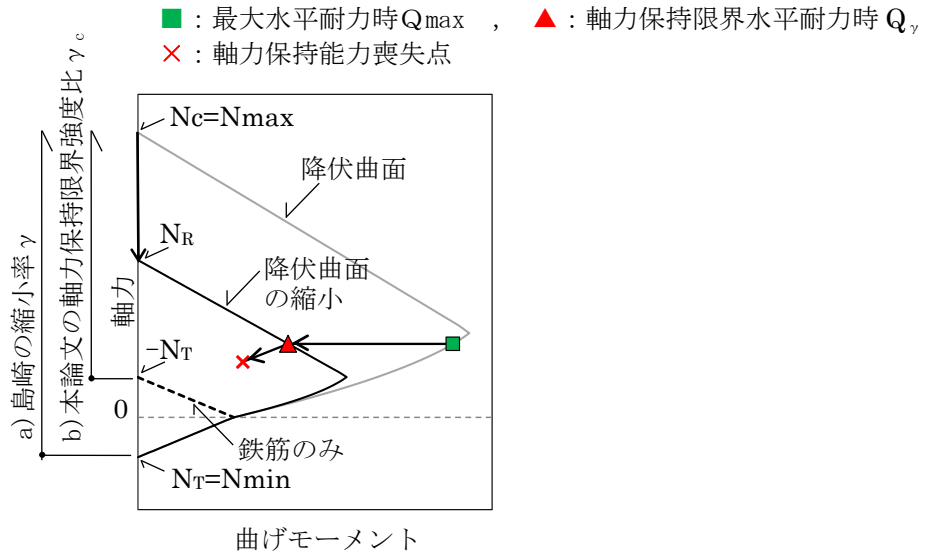


図 6-2 M-N降伏曲面の縮小

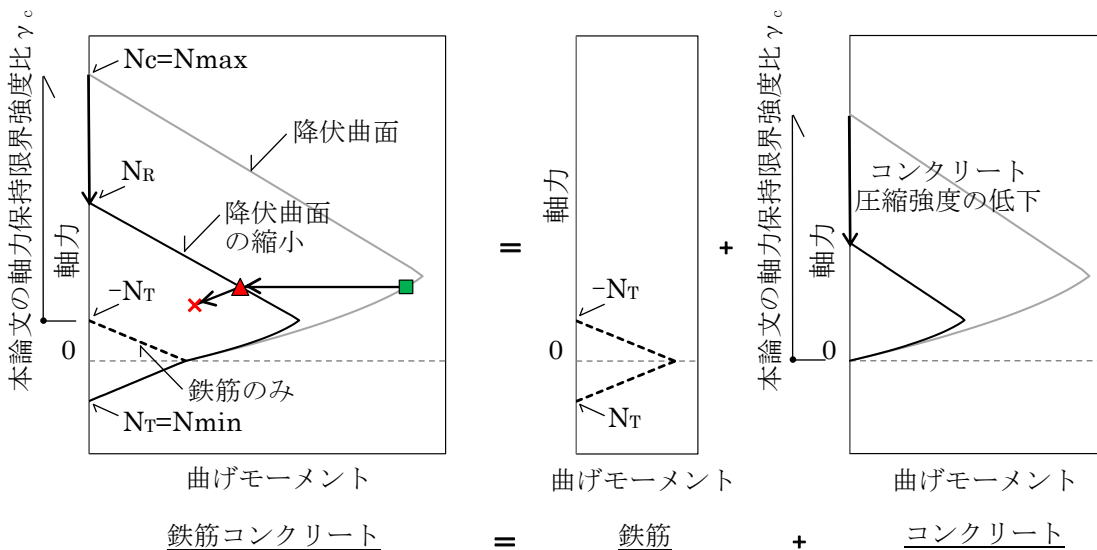


図 6-3 M-N降伏曲面の縮小の考え

第6章 軸力保持能力と軸力保持能力を喪失する際の水平耐力に関する検討

縮小した M-N 降伏曲面の定式化を以下の方法で行っている。まず、塑性論に基づく略算式の (6.1) 式について、せん断補強筋が少なくコンクリートの拘束効果が小さいとして、コンクリートの応力ブロック係数を 0.85 とし、コンクリート圧縮強度 F_c に縮小率 γ を乗じた(6.2)式を仮定している。(6.2)式を近似曲線に置き換えて、軸引張耐力 N_T を起点として、縮小率 γ により相似形で M-N 降伏曲面が縮小するとして、(6.3)式として定式化している。

また、縮小率 γ について、昭和 56 年以前の旧基準で設計された建物を対象とした柱試験体 23 体について実験データを整理し、回帰分析を行っている。その結果として、せん断補強筋、せん断余裕度、柱断面せい及び水平変形をパラメータとした(6.4)式の提案を行っている。

$$M_u = 0.8a_t\sigma_y D + 0.5ND \left(1 - \frac{N}{bDF_c}\right) \quad \dots (6.1)$$

$$M_{\gamma u} = 0.8a_t\sigma_y D + 0.5ND \left(1 - \frac{N}{0.85bD\gamma F_c}\right) \quad \dots (6.2)$$

$$M_{\gamma u} = \gamma M_{\max} \left(1 - \left(\frac{N - \gamma N_o / 2 - (1 - \gamma)N_T}{\gamma N_T - \gamma N_o / 2}\right)^2\right) \quad \dots (6.3)$$

ここで $M_{\max} = 0.8a_t\sigma_y D + \frac{N_o D}{8}$	a_t : 柱引張主筋断面積
$N_o = 0.85bDF_c$	a_g : 柱主筋全断面積
$N_T = -a_g\sigma_y$	b : 柱断面幅
N : 軸力	D : 柱断面せい
	σ_y : 主筋降伏強度
	F_c : コンクリートの圧縮強度
	γ : 縮小率

$$\gamma = 0.014 + 0.00332P_w\sigma_{wy} + 1.17m - 7.04R \quad \dots (6.4)$$

ただし $1.0 \geq \gamma \geq \gamma_{\min}$, $\gamma_{\min} = \min \left(0.3, \frac{2a_g\sigma_y}{2a_g\sigma_y + bDF_c} \right)$

ここで $P_w\sigma_{wy}$: せん断補強筋強度[N/mm²]
 m : せん断余裕度
 R : 最大変形比 (水平変形を柱断面せいで除した値)

上記を参考として、本検討でも塑性論に基づく曲げ耐力略算式において、コンクリート圧縮強度に γ_c を乗じて評価する。なお、本研究では略算式は ag 式 ((5.4)式) について、せん断補強筋が密であることから、コンクリートの応力ブロック係数を低減せずに(6.5)~(6.7)式によった。また、軸力保持限界水平耐力 Q_γ は(6.8)式により求めた。

$N_{\min} \leq N < 0$ のとき

$$M_{\gamma u} = 0.5a_g\sigma_y g_1 D + 0.5Ng_1 D \quad \dots (6.5)$$

$0 \leq N < N_{\gamma b}$ のとき

$$M_{\gamma u} = 0.5a_g\sigma_y g_1 D + 0.5ND \left(1 - \frac{N}{bD\gamma_c F_c} \right) \quad \dots (6.6)$$

$N_{\gamma b} \leq N \leq N_{\gamma \max}$ のとき

$$M_{\gamma u} = \left(0.5a_g\sigma_y g_1 D + 0.024(1+g_1)(3.6-g_1)bD^2\gamma_c F_c \right) \left(\frac{N_{\gamma \max} - N}{N_{\gamma \max} - N_{\gamma b}} \right) \quad \dots (6.7)$$

$$Q_\gamma = 2M_{\gamma u} / H \quad \dots (6.8)$$

ここで $N_{\gamma b} = 0.22(1+g_1)bD\gamma_c F_c$ g_1 : 引張筋重心と圧縮筋重心との全せいに対する比
 $N_{\min} = -a_g\sigma_y$
 $N_{\gamma \max} = bD\gamma_c F_c + a_g\sigma_y$ b : 柱断面幅, D : 柱断面せい, H : 内法高さ
 a_t : 柱引張主筋断面積 σ_y : 主筋降伏強度
 a_g : 柱主筋全断面積 F_c : コンクリートの圧縮強度
 γ_c : 軸力保持限界強度比

軸力保持限界水平耐力時の破壊状況は、かぶりコンクリートの剥離およびコアコンクリートの部分的な損傷が見られる試験体 (写真 4-2(b)の BS0.3-I, BS0.3-R) もあるが、せん断補強筋の破断及び主筋の座屈も見られないことから、全ての試験体について平面保持の仮定が成立するとして、図 6-3 に示すように(6.5)~(6.7)式の鉄筋とコンクリートの累加強度式によった。鉄筋は、4.4.2 節に記載の通りコンクリートの損傷に伴い軸力抵抗要素として寄与しているため、鉄筋に γ_c は乗じていない。従って、図 6-2 の図中 a), b)に示す通り、 γ_c は軸引張耐力 N_T を起点とする島崎の定義とは異なるため、本論文では、コンクリート圧縮強度の低下する比率として、軸力保持限界強度比 γ_c と定義する。

コンクリート圧縮強度に軸力保持限界強度比を乗じることは、近似的に断面 ($b \times D$) が小さくなることを示しており、繰り返し载荷によるかぶりコンクリート及びコアコンクリートの損傷を表している。

本手法は、超高層 RC 造建築物の曲げ破壊先行型の柱を対象とし、载荷方法の異なる軸力保持能力喪失直前の水平耐力 (軸力保持限界水平耐力) について、コンクリートの損傷として、縮小した M-N 降伏曲面により、説明しようとする提案である。試験体諸

第6章 軸力保持能力と軸力保持能力を喪失する際の水平耐力に関する検討

元が異なる場合においても、断面寸法、主筋、コンクリート、軸力をパラメータとして水平耐力を算定するため、適用できると考えている。

BS0.6-I 試験体の最大水平耐力の算定は、コンファインド効果を考慮するためにファイバー法を用いているが、繰り返し载荷によるコンクリートの損傷により拘束効果が小さくなるとして、コンファインド効果を無視し、(6.5)~(6.8)式を用いた。

軸力保持能力喪失後の最終破壊状況は、せん断補強筋の間隔において主筋が座屈し、せん断補強筋の破断が見られることから、軸力保持能力にせん断補強筋量と間隔が影響を及ぼすと考えられる。しかしながら、本検討は一般的な超高層 RC 造建物の最下層柱の軸力保持能力の解明手法の提案であり、せん断補強筋量は他の超高層 RC 造建物においても概ね同量であると判断し、せん断補強筋量は実験の変動因子から除外した。

動的試験体の鉄筋降伏強度とコンクリート圧縮強度は、ひずみ速度による強度上昇を考慮した。ここでひずみ速度は、最大水平耐力以降の繰り返し载荷において、最大速度を同じとしているため、最大水平耐力算定時のひずみ速度とした。表 6-1 に軸力保持限界水平耐力の実験値（水平耐力、部材角、軸変形）を示す。ここに示す軸力保持限界水平耐力時の実験値（P- δ 効果を考慮）が、図 6-2 の M-N 降伏曲面が縮小した軸力-水平荷重関係上にプロットされるとして、軸力保持限界強度比 γ_c を求めた。なお、実験値の水平耐力は P- δ 効果による付加曲げモーメントを考慮した水平耐力（図 6-1）としているため、(6.5)~(6.8)式で求めた水平耐力と対応している。

表 6-1 軸力保持限界水平耐力時の実験値一覧（P- δ 効果を考慮）

シリーズ名		シリーズ I		シリーズ II	
試験体名		BS0.3-I	BS0.6-I	BS0.3-R	BD0.3-R
軸力[kN]		795.5	1576.8	735.6	776.4
軸力保持限界 水平耐力時 正側 Q_y	サイクル	65C	39C	699C	560C
	水平耐力[kN]	76.3	64.7	86.7	83.9
	部材角[%]	4.93	1.26	1.55	1.59
	軸変形[mm]	-31.9	-21.6	-39.4	-12.8
軸力保持限界 水平耐力時 負側 Q_y	サイクル	-65C	-39C	-698C	-560C
	水平耐力[kN]	-88.8	-66.0	-59.4	-103.3
	部材角[%]	-4.91	-1.05	-1.57	-1.41
	軸変形[mm]	-38.5	-23.4	-38.6	-13.7

※上表の は、正側・負側 Q_y の絶対値が小さい方（採用値）を示す

また、図 4-6 の水平荷重-部材角関係にプロットしている

6-3 軸力保持限界水平耐力の検討結果

6-3-1 実験結果に対する軸力保持限界強度比 γ_c の算定結果

表 6-2 に軸力保持限界強度比の算出結果を示す。また、同表に水平耐力低下率と軸力保持限界水平耐力時の軸変形を示す。算出の結果、軸力比 0.3 の試験体 3 体では、軸力保持限界強度比は 0.408~0.497 の範囲である。軸力比 0.6 の BS0.6-I 試験体では、軸力保持限界強度比は 0.633 である。

図 6-4 に示すように、コンクリート圧縮強度の低下により M-N 降伏曲面が縮小するとして軸力-水平荷重関係に、軸力保持限界水平耐力をプロットすると全ての試験体は、釣り合い軸力を超える領域（曲げ圧縮破壊領域）に位置した。軸力比 0.3 のシリーズ I の BS0.3-I とシリーズ II の BS0.3-R, BD0.3-R 試験体は、最大水平耐力算定時の降伏曲面では釣り合い軸力以下の領域であるが、軸力保持限界水平耐力の縮小した降伏曲面上では、釣り合い軸力を超える領域となった。曲げ圧縮破壊は、コンクリートの圧壊や主筋の座屈が想定される破壊形式であり、全ての実験で同様な破壊が見られたことと一致している（4.4.1 節）。

図 6-5 に水平耐力低下率-軸力保持限界強度比関係を示す。試験体諸元の異なる BS0.6-I 試験体を除く軸力比 0.3 のシリーズ I の BS0.3-I, シリーズ II の BS0.3-R, BD0.3-R の試験体 3 体は、本手法で算定した軸力保持限界強度比の値が小さいほど、水平耐力の低下が大きい傾向にあることが分かる。BS0.6-I 試験体は、水平耐力低下率が 0.315 と水平耐力の低下が最も大きい。これは 4.4.2 節で述べた通り、本研究の軸力比 0.6 の試験体は最大水平耐力時に釣合鉄筋比を超える領域であることから、コアコンクリートの帯筋による拘束効果が期待できるため、最大水平耐力が大きい。しかしながら、繰り返し载荷により、コアコンクリートが損傷し、帯筋の拘束効果が小さくなることにより、コンファインド効果が期待できずに、軸力保持限界水平耐力時の水平耐力が大きく低下したと考えられる。

図 6-6 に軸力保持限界水平耐力時の軸変形-軸力保持限界強度比関係を示す。試験体諸元の異なる BS0.6-I 試験体を除く軸力比 0.3 のシリーズ I の BS0.3-I, シリーズ II の BS0.3-R, BD0.3-R の試験体 3 体は、本手法で算定した軸力保持限界強度比の値が小さいほど、実験値の軸変形（軸縮み量）が大きい傾向にあることが分かる。

また、図 6-7 に軸力比-軸力保持限界強度比関係を示す。軸力比 0.6 の BS0.6-I 試験体では 0.633 と軸力比が大きいほど、軸力保持限界強度比の値が大きい結果が得られた。これは、軸力比が大きい試験体ほど、コンクリートの軸力分担が大きいいため、コンクリート圧縮強度の低下が小さいうちに軸力保持能力を喪失したと考えられ、軸力比と軸力保持限界強度比との有意な相関性を示唆している。

表 6-2 軸力保持限界強度比の算出結果

シリーズ名	シリーズ I		シリーズ II	
試験体名	BS0.3-I	BS0.6-I	BS0.3-R	BD0.3-R
軸力保持限界強度比 γ_c	0.479	0.633	0.408	0.497
水平耐力低下率	0.444	0.315	0.389	0.622
軸変形[mm]	-31.9	-21.6	-38.6	-12.8

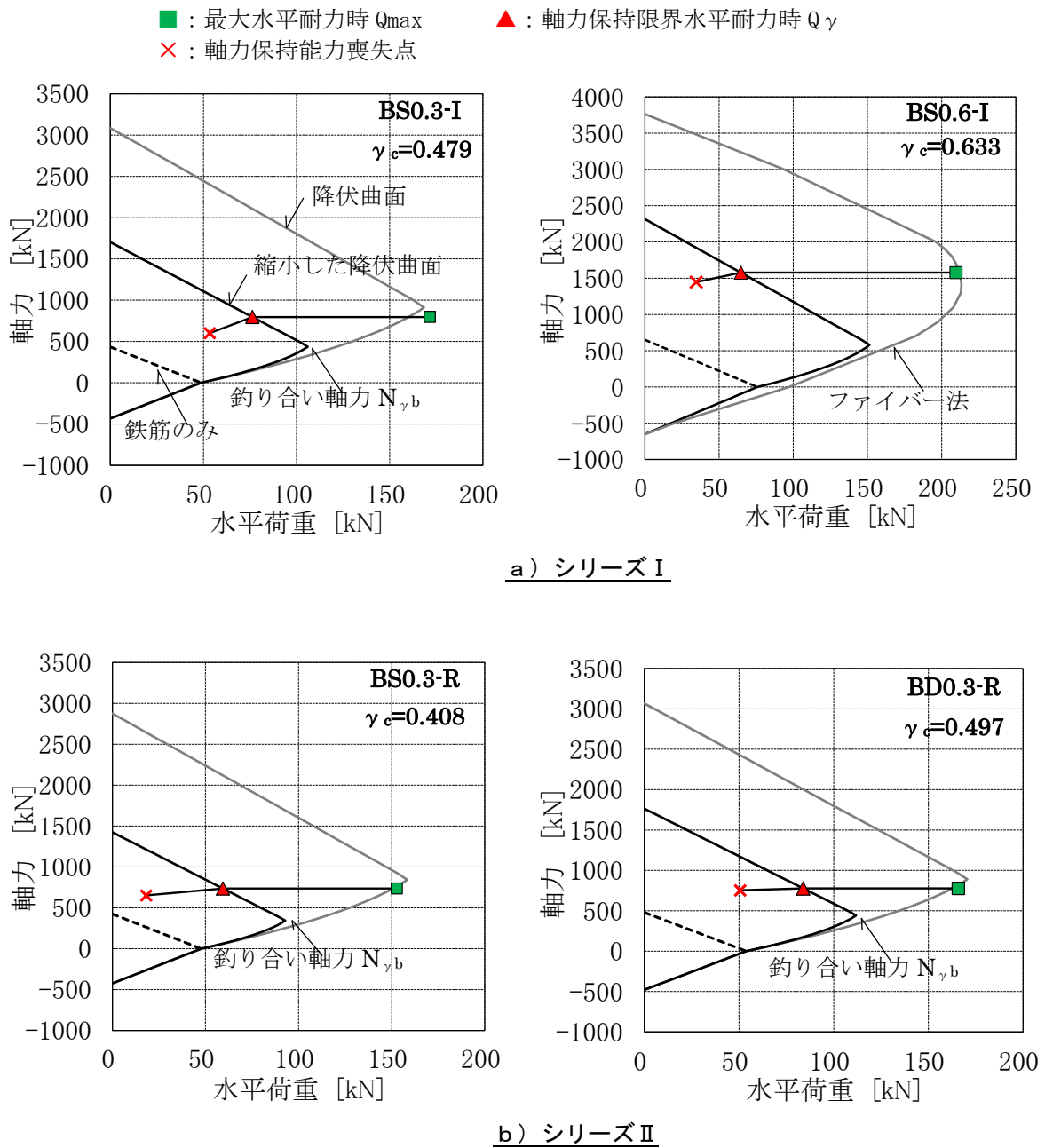


図 6-4 M-N 降伏曲面が縮小した軸力-水平荷重関係

第6章 軸力保持能力と軸力保持能力を喪失する際の水平耐力に関する検討

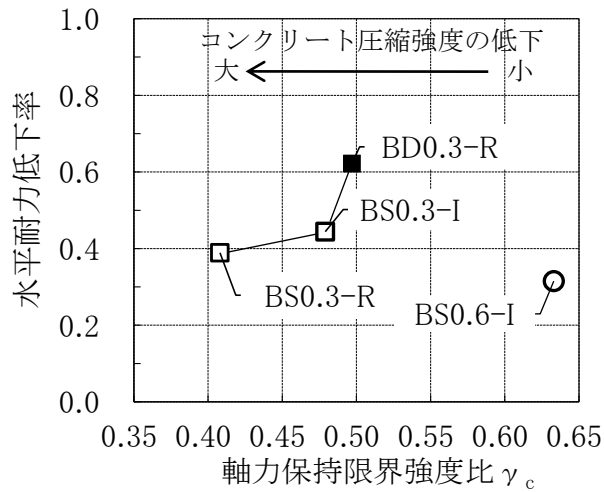


図 6-5 水平耐力低下率－軸力保持限界強度比関係

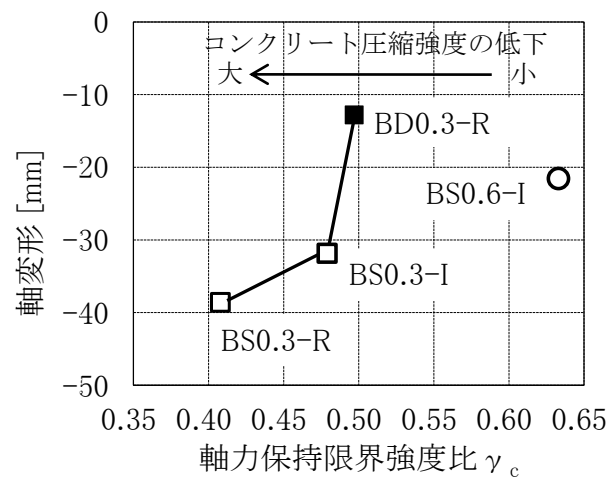


図 6-6 軸力保持限界水平耐力時の軸変形－軸力保持限界強度比関係

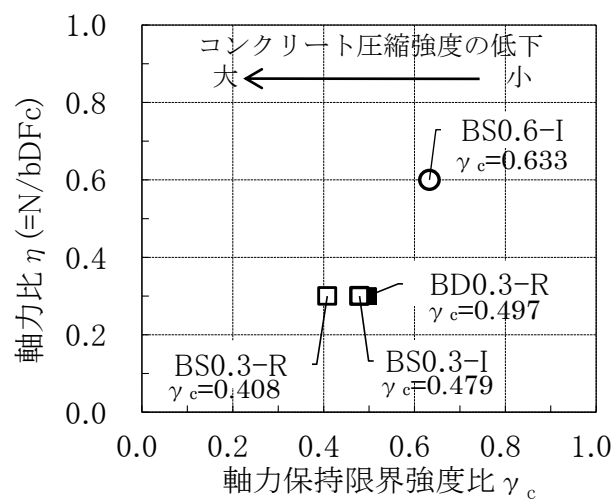


図 6-7 軸力比－軸力保持限界強度比関係

6-3-2 軸力保持限界強度比 γ_c を軸力比 η の関数とした推定式の提案

6.3.1 節にて、軸力比と軸力保持限界強度比との有意な相関性を示唆していることを述べた。しかしながら、本研究の軸力保持限界強度比は試験体 4 体のみを対象としており、相関関係の提案まで至っていない。ここでは、長周期地震動を対象とした既往の研究を含めて検討し、軸力保持限界強度比を軸力比の関数とした推定式の提案を行う。

(1) 既往の研究の試験体諸元と実験パラメータ

長周期地震動を対象として、軸力保持能力を喪失する直前の最終繰り返し載荷の正負の最大部材角時の水平耐力の記載がある既往の実験結果は、出光ら^[6-2]の文献のみである。出水らは、超高層 RC 造建築物の柱を対象として、試験体 4 体について長周期地震動を想定した静的漸増載荷実験を行っている。試験体の諸元および実験のパラメータを表 6-3 に示す。試験体の諸元は、断面 $b \times D=400 \times 400\text{mm}$ 、柱内法高さ $H=1,000\text{mm}$ 、シアスパン比 $M/QD=3.0$ 、主筋 16-D19 (SD490, $P_g=2.87\%$)、せん断補強筋 4-D6@40 (SD685, $P_w=0.8\%$)、コンクリート設計基準強度 $F_c=60\text{N/mm}^2$ であり曲げ破壊先行型の柱である。

実験のパラメータは軸力比 (軸力比 $N/bDF_c=0.246 \sim 0.426$) および同一変位の繰り返し回数としている。標準の載荷方法は、部材角 $R=1/1000$ は 1 回とし、以降の $R=1/400, 1/200, 1/100, 1/75, 1/50, 1/33, 1/25, 1/20[\text{rad}]$ を各 2 回としている。長周期地震動の載荷方法は、部材角 $R=1/1000$ は 1 回とし、 $R=1/400$ で 2 回、以降の $R=1/200, 1/100, 1/75, 1/50, 1/33, 1/25, 1/20[\text{rad}]$ を各 10 回としている。

表 6-3 試験体の諸元および実験のパラメータ

試験体名	C1-N	C1-L	C2-N	C2-L
軸力比 (N/bDF_c)	0.256	0.246	0.426	0.402
軸力 [kN]	2880.0		4800.0	
載荷方法	R=1/1000~1/20までの漸増増分変位制御			
繰り返し回数	2回	10回	2回	10回
断面寸法 $b \times D$, 内法高さ H , M/QD	400mm \times 400mm, $H=1200\text{mm}$, $M/QD=1.5$			
主筋, 降伏強度 σ_y	主筋 16-D19 ($P_g=2.87\%$), SD490 ($\sigma_y=543\text{N/mm}^2$)			
せん断補強筋, 降伏強度 σ_{yw}	帯筋 4-D6@40 ($P_w=0.8\%$), SD685 ($\sigma_{yw}=747\text{N/mm}^2$)			
コンクリート圧縮強度 σ_B [N/mm^2]	70.4	73.0	70.5	74.7

(2) 既往の研究の最大水平耐力と軸力保持限界水平耐力

出水らの文献の最大水平耐力および軸力保持限界水平耐力を表 6-4 に示す。出水らの文献では、4 試験体すべて、正側載荷で最大水平耐力を経験しており、文献の表中に最大水平耐力の記載がある。しかしながら、負側載荷の最大水平耐力および軸力保持限界水平耐力の値について、記載がないため、文献の荷重 - 変形関係の図中より、数値を読み取った結果を記載した。なお、最大水平耐力および軸力保持限界水平耐力は、表 6-3 の軸力と表 6-4 の部材角より、P- δ 効果を考慮した値とした。

軸力保持限界水平耐力は文献の記載から以下の水平耐力とした。

C1-N 試験体は所定の目標載荷である部材角 1/20 を 2 回行った後も軸力保持したとの記載がある。しかしながら、最大水平耐力に対して、部材角 1/20 を 2 サイクル目の水平耐力の低下は大きく、それ以降載荷を行っていないことから、部材角 1/20 を 2 サイクル目の正側、負側それぞれの軸力保持限界水平耐力とした。

C1-L 試験体は部材角 1/20 の 1 サイクル目（正側）で軸力保持能力を喪失したとの記述があり、その時点の水平耐力を正側の軸力保持限界水平耐力とし、負側の軸力保持限界水平耐力は直前の最終繰り返しの最大部材角 1/40 の水平耐力とした。なお、正側 1 サイクル目は、目標部材角 1/20 まで載荷は行われている。

C2-N 試験体は部材角 1/33 の 2 サイクル目（負側）で軸力保持能力を喪失したとの記述があり、その時点の水平耐力を負側の軸力保持限界水平耐力とし、正側の軸力保持限界水平耐力は直前の部材角 1/33 の 2 サイクル目の水平耐力とした。なお、負側 2 サイクル目は、目標部材角 1/33 まで載荷は行われている。

C2-L 試験体は部材角 1/33 の 1 サイクル目（正側）で軸力保持能力を喪失したとの記述があり、その時点の水平耐力を正側の軸力保持限界水平耐力とし、負側の軸力保持限界水平耐力は直前の最終繰り返しの最大部材角 1/50 の水平耐力とした。なお、正側 1 サイクル目は、目標部材角 1/33 まで載荷は行われている。

表 6-4 既往の研究の最大水平耐力と軸力保持限界水平耐力 (P- δ 効果考慮)

試験体名		C1-N	C1-L	C2-N	C2-L
最大水平荷重時 正側 Q_{max}	水平荷重[kN]	1171.4	1132.4	1306.0	1260.0
	部材角[%]	1.33	1.33	1.33	1.00
最大水平荷重時 負側 Q_{max}	水平荷重[kN]	-1148.4	-1088.4	-1198.0	-1218.0
	部材角[%]	-1.33	-1.33	-1.00	-1.00
軸力保持限界 水平耐力時 正側 Q_y	水平荷重[kN]	564.0	454.0	705.5	585.5
	部材角[%]	5.00	5.00	3.03	3.03
軸力保持限界 水平耐力時 負側 Q_y	水平荷重[kN]	-464.0	-435.2	-605.5	-606.0
	部材角[%]	-5.00	-4.00	-3.03	-2.00

※上表の は、正側・負側 Q_y の絶対値が小さい方（採用値）を示す

(3) 既往の研究について算出した軸力保持限界強度比

表 6-4 の軸力保持限界水平耐力に対して、6.3.1 節と同様に、軸力保持限界強度比の算出結果を表 6-5 に示す。算出の結果、軸力比 0.256 の C1-N 試験体及び軸力比 0.246 の C1-L 試験体の軸力保持限界強度比は、それぞれ 0.300, 0.268 である。軸力比 0.426 の C2-N 試験体及び軸力比 0.402 の C2-L 試験体の軸力保持限界強度比は、それぞれ 0.575, 0.530 である。

図 6-7 に示すように、既往の研究の試験体についても本研究の試験体と同様に、コンクリート圧縮強度の低下により M-N 降伏曲面が縮小するとして軸力-水平荷重関係に、軸力保持限界水平耐力をプロットすると全ての試験体は、釣り合い軸力を超える領域（曲げ圧縮破壊領域）に位置した。

表 6-5 既往の研究について算出した軸力保持限界強度比

試験体名	C1-N	C1-L	C2-N	C2-L
軸力比	0.256	0.246	0.426	0.402
軸力保持限界強度比 γ_c	0.300	0.268	0.575	0.530

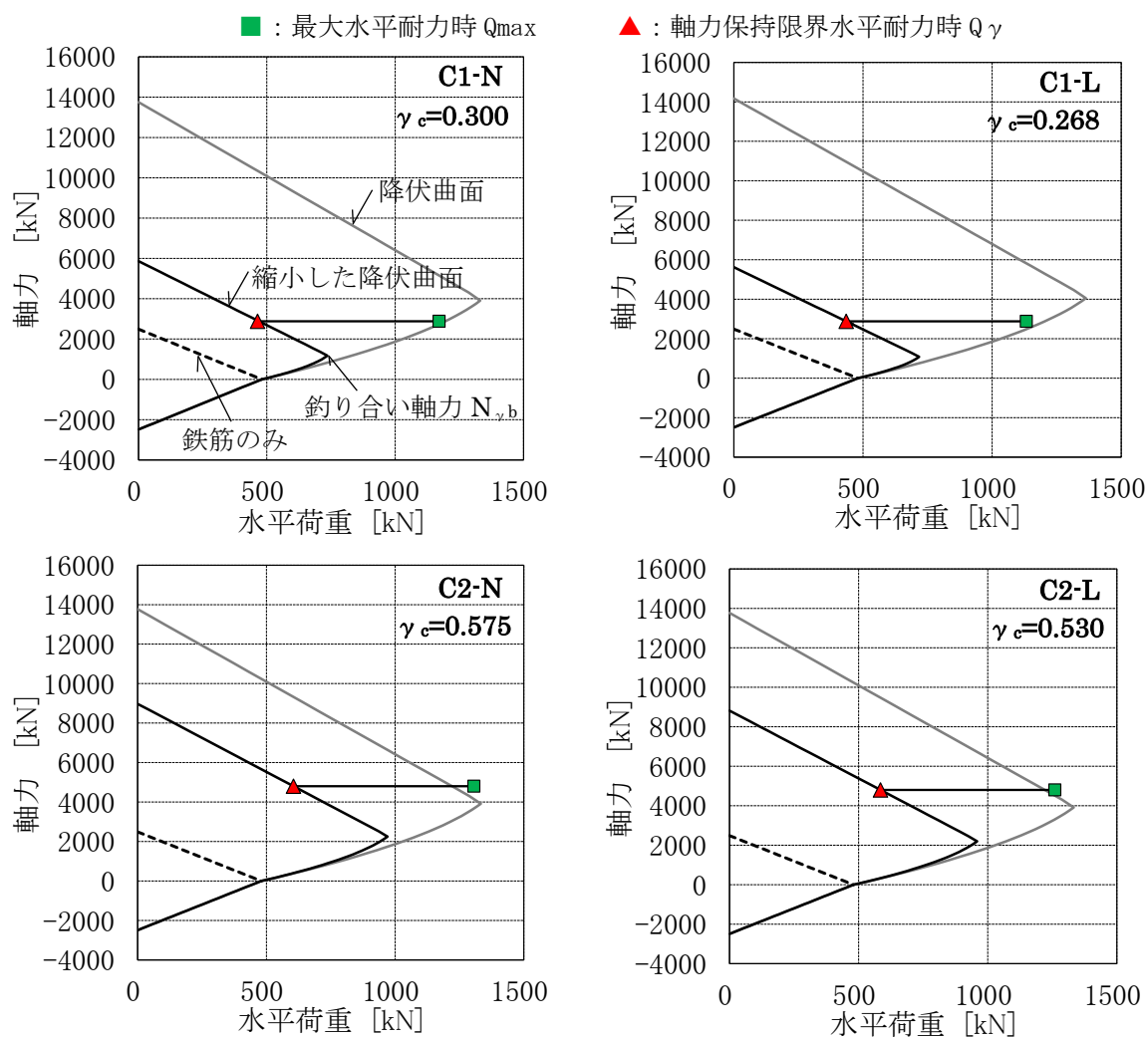


図 6-7 M-N 降伏曲面が縮小した軸力-水平荷重関係（既往の研究の試験体について）

(4) 本研究の実験と既往の実験結果の軸力保持能力と軸力保持限界強度比の相関関係

図 6-8 に本研究の実験と既往の実験結果の軸力比—軸力保持限界強度比関係を示す。同図は 6.3.1 節の本研究の試験体 4 体と既往の研究の試験体 4 体の合計 8 体について、軸力比と算定した軸力保持限界強度比の値をプロットしている。

8 体の試験体について、最小二乗近似法による回帰分析を行った。求めた近似式を(6.9)式に示すと共に、図 6-8 に併せて示す。

また、近似式の適合度を示す寄与率（決定係数） R^2 値を(6.10)式に示す。 R^2 値は、近似式の推定値が実際のデータにどの程度近いかを表し、0~1.0 の範囲の値となる。 R^2 値が 1.0 の時は、近似式とデータが完全に一致（完全な相関）し、 R^2 値が 0 の時は、相関なしとなる。近似式の適合度を示す寄与率 R^2 値は 0.726 であり、軸力比と軸力保持限界強度比の強い相関性があると判断できる（表 6-6）。

$$\eta = 0.79\gamma_c - 0.01 \quad \dots (6.9)$$

ここで η : 軸力比, γ_c : 軸力保持限界強度比

$$\text{寄与率 (決定係数) } R^2 \text{ 値} = 0.726 \quad \dots (6.10)$$

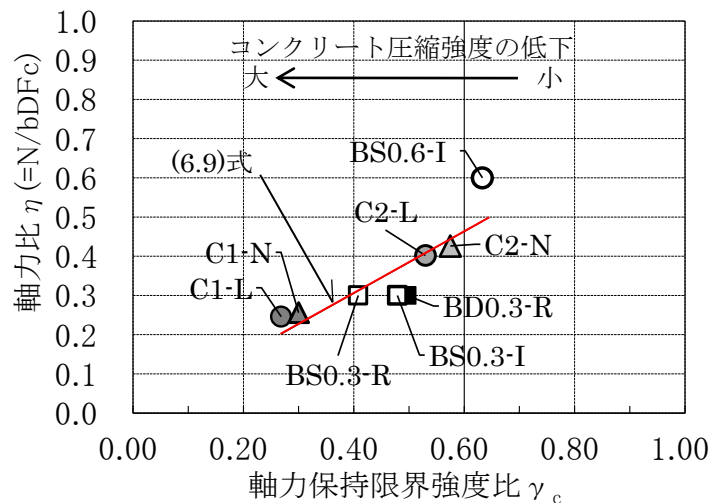


図 6-8 本研究の実験と既往の実験結果の軸力比—軸力保持限界強度比関係

表 6-6 寄与率 R^2 値と相関強さの目安^[6-3]

寄与率 R^2 値	相関の強さ
0	相関なし
$0 < R^2 \text{ 値} \leq 0.2$	ほとんど相関なし
$0.2 < R^2 \text{ 値} \leq 0.4$	弱い相関あり
$0.4 < R^2 \text{ 値} \leq 0.7$	相関あり
$0.7 < R^2 \text{ 値} \leq 1.0$	強い相関あり
1.0	完全な一致

(5) 軸力保持限界強度比 γ_c を軸力比 η の関数とした推定式の提案

超高層 RC 造建築物の曲げ破壊先行型の柱を対象とし、大変形レベルまで载荷を行った試験体および最大耐力近傍での多数回繰り返し载荷を行った試験体の軸力保持限界水平耐力の検討を行った。コンクリート圧縮強度の低下により M-N 降伏曲面が縮小するとして、軸力保持限界水平耐力の推定式を提案する。

図 6-9 に軸力比—軸力保持限界強度比関係と推定式を示す。同図は、図 6-8 の本研究の実験と既往の実験結果の軸力比—軸力保持限界強度比関係に、以下を仮定の下で図中に 2 点をプロットした。

軸力保持限界強度比 $\gamma_c=0$ の時は、軸力比を 0 とした。軸力保持限界強度比 $\gamma_c=1.0$ の時は、軸力比を 1.0 とした。

これらの 8 体の試験体及び上記の仮定による 2 点のプロット値の合計 10 点について、回帰分析による近似式を求めた。ここで、軸力比と軸力保持限界強度比の関係は概ね凹形であることから、原点を通る次数 2 の多項式による最小二乗近似法による計算を行った。求めた近似式を(6.11)式に示す。近似式の適合度を示す寄与率（決定係数） R^2 値は 0.960 であり、強い相関性がある。この(6.11)式を軸力保持限界強度比 γ_c について解き、軸力保持限界強度比 γ_c を軸力比 η の関数とした推定式を(6.12)式として提案する。

ただし、柱に作用する軸力は、 $N_{min}=-ag\sigma_y \leq N \leq N_{max}=bDFc+agoy$ の範囲となるため、軸力保持限界強度比 γ_c は、 $0 \leq \eta (=N/bDFc) \leq 1.0$ とする。

ここで提案する軸力保持限界強度比—軸力比関係の推定式は、軸力比が大きいほど、コンクリート圧縮強度の低下が小さいところで、軸力比が小さいほど、コンクリート圧縮強度が大きいく低下した際に、軸力保持能力が喪失する関係を示している。これは、6.3.1 節の軸力比の大きい試験体ほど、コンクリートの軸力分担が大きいため、軸力保持限界強度比の値が大きい（コンクリート圧縮強度の低下が小さい）うちに軸力保持能力を喪失したと考えられることと一致している。

軸力比—軸力保持限界強度比関係の回帰分析による近似式

$$\eta = 0.47\gamma_c^2 + 0.53\gamma_c \quad \dots (6.11)$$

軸力保持限界強度比—軸力比関係の推定式の提案

$$\gamma_c = -0.564 + \sqrt{0.318 + 2.128\eta} \quad \dots (6.12)$$

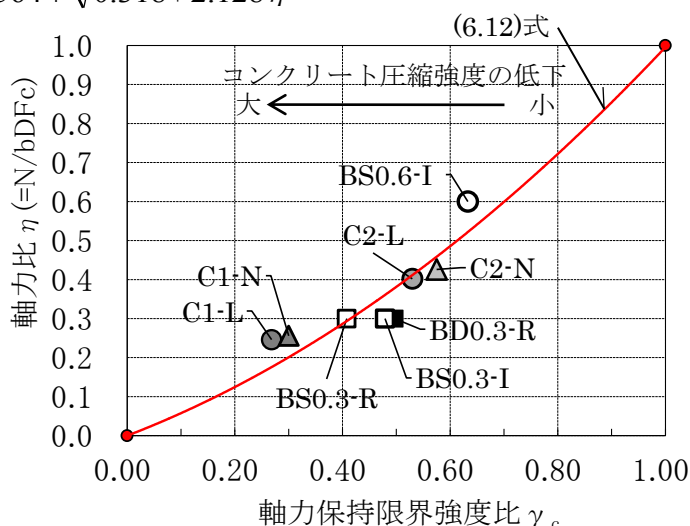


図 6-9 軸力比—軸力保持限界強度比関係と推定式

図6-10の軸力保持限界水平耐力の推定フローに示すように、柱に作用する軸力を設定することによって軸力保持限界強度比 γ_c が求まる(ステップ1)。次に、求めた γ_c より、M-N降伏曲面が縮小した軸力-水平荷重関係を求める(ステップ2)。これにより、最大水平耐力に対して水平耐力がどの程度低下した際に、軸力保持能力を喪失するか(軸力保持限界水平耐力)を推定することができる(ステップ3)。

従って、柱に作用する軸力を設定することによって、最大水平耐力に対して水平耐力がどの程度低下した際に、軸力保持能力を喪失するか(軸力保持限界水平耐力)を推定できる。

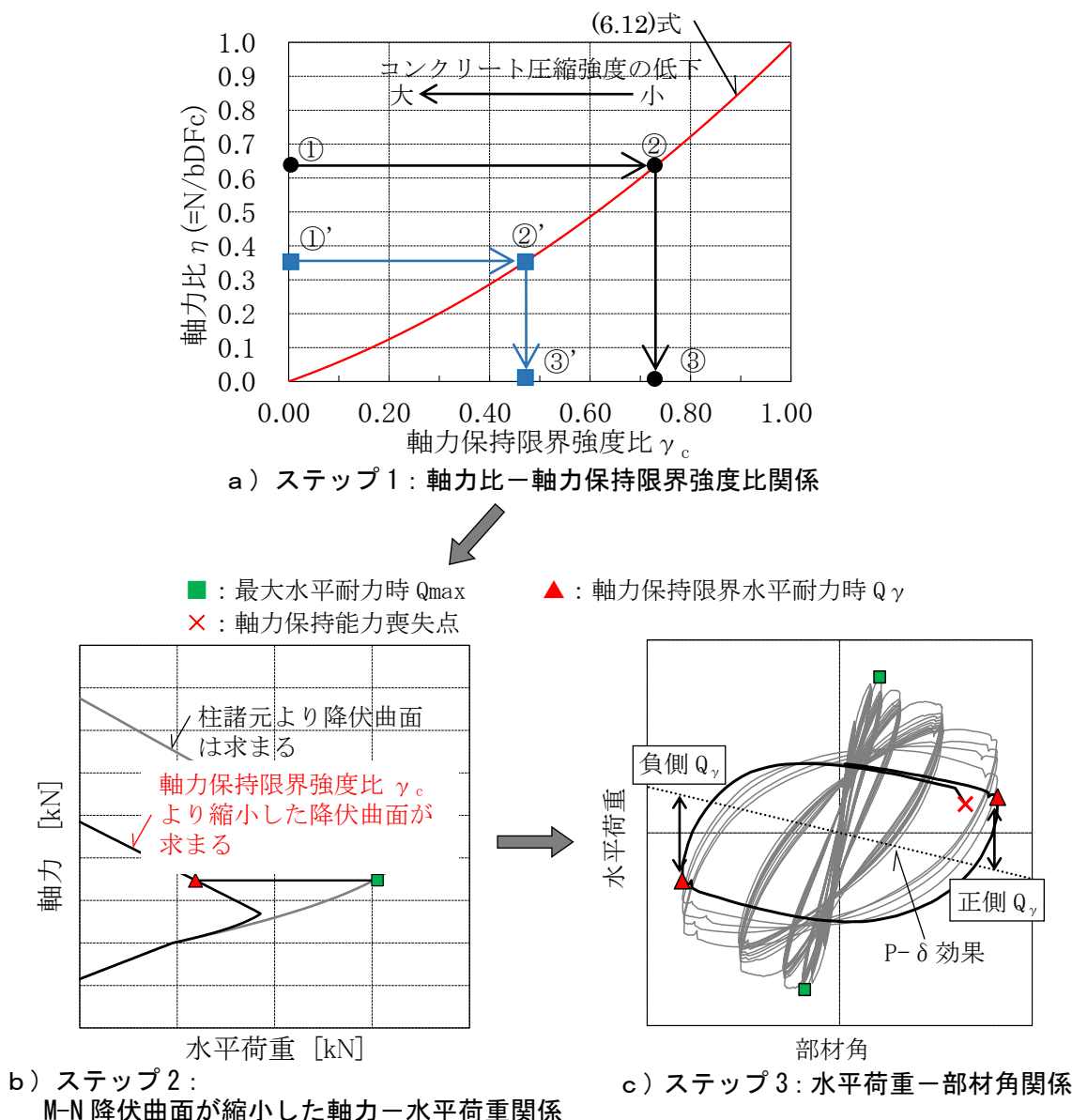


図6-10 軸力保持限界水平耐力の推定フロー

(6) 推定式による軸力保持限界水平耐力の計算例

表 6-7, 図 6-11 に, 一例として BS0.3-I 試験体の軸力比を除く諸元について, 軸力保持限界水平耐力 Q_y を推定式(6.5)~(6.8), (6.12)式を用いた算定結果を示す。また, 表中には Q_y を試験体諸元の最大水平耐力 Q_{max} にて除した水平耐力低下率を示す。

軸力比 η は 0 から軸力比 0.2 刻みにて, 1.0 までの範囲を設定した。併せて, 試験体諸元より求めた釣り合い軸力 N_b 時の $\eta=0.34$ も設定した。

はじめに, (6.12)式にて設定した η より γ_c を求めた。次に, (6.5)~(6.8)式により γ_c を用いて Q_y を算定した。なお, Q_y は各軸力比 η において, $N_{y,b} \leq N \leq N_{y,max}$ の範囲 (縮小した M-N 降伏曲面上は, 曲げ圧縮破壊領域) となるため, 結果として(6.7)式より曲げ耐力 $M_{y,u}$ を算定していることとなる。

設定した各軸力比 η に対して Q_y を算定した結果, N_b 以上の領域においては, η が大きいほど γ_c の値が大きくなり, Q_{max} と Q_y との差は小さくなる。 $\eta=1.0$ 時において, Q_{max} と Q_y は等しくなる。また, N_b 時において, Q_{max} と Q_y との差が最大となる。すなわち, N_b 以上の領域においては, η が大きいほど最大水平耐力に対して, 水平耐力の低下が小さいところで, Q_y に達し軸力保持能力を喪失することとなる。

N_b 未満の領域においては, η が小さくなるほど, γ_c の値は小さくなるものの, Q_{max} が小さくなることと同様に, Q_y は小さくなる。 $\eta=0.0$ 時において, Q_{max} と Q_y は等しくなる。しかしながら, γ_c の値を小さくするためには, コンクリートに非常に大きな損傷を与える必要があるため, 結果として, 軸力保持能力は極めて大きいこととなる。

以上のことから, 実験結果の η が大きい試験体ほど, γ_c の値が大きく, η が小さい試験体ほど γ_c の値が小さい結果と一致している。また, η の大きい試験体ほど, コンクリートの軸力分担が大きいため, γ_c の値が大きい (コンクリート圧縮強度の低下が小さい) ところで, 軸力保持能力を喪失する考えと一致している。

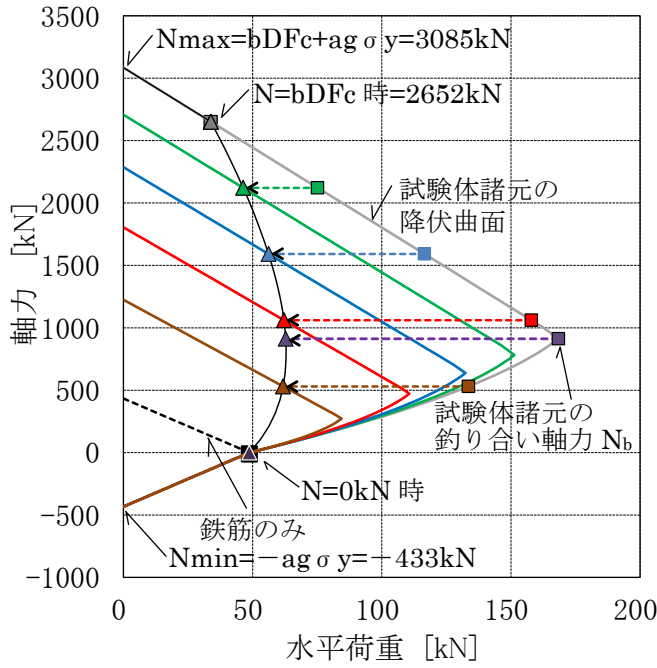
表 6-7 提案式による軸力保持限界水平耐力の算定結果 (BS0.3-I 試験体)

軸力比 $\eta=(N/bDFc)$	最大水平耐力 $Q_{max}[kN]$ ag式より	軸力保持限界 強度比 γ_c (6.12)式より	軸力保持限界 水平耐力 $Q_y [kN]$ (6.7, 6.8)式より	水平耐力 低下率 Q_y/Q_{max}	備考
1.00	33.8	1.00	33.8	1.00	試験体諸元時の降伏 曲面は, 釣り合い軸力 N_b を超える領域
0.80	75.2	0.86	46.4	0.62	
0.60	116.6	0.70	56.2	0.48	
0.40	157.9	0.52	62.1	0.39	
0.34	168.4	0.46	62.8	0.37	釣り合い軸力 N_b 時
0.20	133.6	0.30	61.8	0.46	試験体諸元時の降伏 曲面は, 釣り合い軸力 N_b 未満の領域
0.00	48.7	0.00	48.7	1.00	

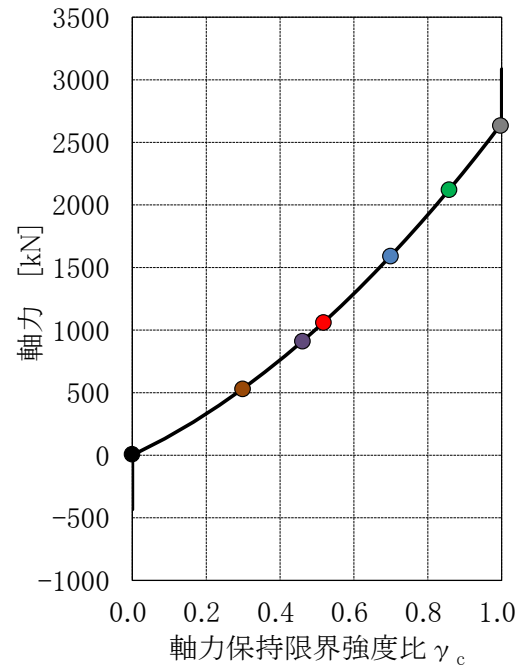
第6章 軸力保持能力と軸力保持能力を喪失する際の水平耐力に関する検討

縮小した降伏曲面	軸力比 $\eta=(N/bDFc)$	最大水平耐力 $Q_{max}[kN]$	軸力保持限界水平耐力 $Q_y[kN]$
	1.00	33.8	33.8
	0.80	75.2	46.4
	0.60	116.6	56.2
	0.40	157.9	62.1
	0.34	168.4	62.8
	0.20	133.6	61.8
	0.00	48.7	48.7

	軸力比 $\eta=(N/bDFc)$	軸力保持限界強度比 γ_c
	1.00	1.00
	0.80	0.86
	0.60	0.70
	0.40	0.52
	0.34	0.46
	0.20	0.30
	0.00	0.00



a) 軸力-水平荷重関係



b) 軸力-軸力保持限界強度比関係

図6-11 提案式による軸力保持限界水平耐力の算定結果(BS0. 3-I 試験体)

6-4 まとめ

超高層 RC 造建築物の曲げ破壊先行型の柱を対象として、大変形レベルまで载荷を行った試験体および最大耐力近傍での多数回繰り返し载荷を行った試験体について、軸力保持能力と軸力保持能力を喪失する際の水平耐力（軸力保持限界水平耐力）との関係について検討を行った。柱の基本的な性能である軸力保持能力の解明を試みた。以下に得られた知見を示す。

- ① コンクリート圧縮強度の低下により M-N 降伏曲面が縮小するとして軸力-水平荷重関係を求めた結果、全ての試験体は釣り合い軸力を超える領域（曲げ圧縮破壊領域）に位置し、破壊形式はコンクリートの圧壊や主筋の座屈が想定されることから、実験結果の破壊状況と一致している。
- ② 試験体数は限定的であるが、本手法により軸力保持限界強度比と実験値の軸変形（軸縮み量）の相関性を示した。また、軸力比と軸力保持限界強度比の関係においても有意な相関性を示している。
- ③ コンクリート圧縮強度の低下により M-N 降伏曲面が縮小するとして、軸力保持限界水平耐力の推定式を提案した。提案式は、軸力保持限界強度比を軸力比の関数とした推定式である。これにより、柱に作用する軸力を設定ことによって、最大水平耐力に対して水平耐力がどの程度低下した際に、軸力保持能力を喪失するか（軸力保持限界水平耐力）を推定できる。

なお、本検討は限られた試験体についての提案式であり、今後、軸力保持能力に着目した超高層 RC 造柱の多数回繰り返し载荷実験の実験結果の蓄積と共に、更なる軸力保持能力と水平耐力との関係の究明が望まれる。

参考文献

- [6-1] 島崎和司：曲げヒンジ部で破壊する RC 造柱の地震後の残存軸耐力，日本建築学会構造系論文集，Vol.75，No.656，pp.1867-1872，2010.10
- [6-2] 出光俊彦，斎藤大樹，福山洋，森田高市，向井智久，濱田真，菊田繁美，金川基，葉研地彰，佐々木仁：長周期地震動を受ける RC 造超高層建築物の構造性能(その 1，5，6)，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.499-500，507-510，2009.8
- [6-3] 内田治：エクセルによる統計解析，東京図書，2000.9

第7章 結論

近年、長周期地震動を受ける RC 造柱部材の多数回繰り返し載荷実験が行われている。これらの実験では、載荷方法を微小変形から大変形に至るまでの各変形レベルにおいて、同一変形の多数回の繰り返し載荷を行うことで長周期地震動の影響を検討している。実験結果として、最大水平耐力に達するまでの変形レベルでは、同一変形の繰り返し回数による影響は小さく、最大水平耐力以降の変形レベルでは、同一変形の繰り返し回数により水平耐力が低下することが報告されている。しかしながら、超高層 RC 造の柱を対象とした多数回繰り返し載荷による軸力保持能力に関する研究例は殆どなく、柱の基本的な性能である軸力保持能力と軸力保持能力を喪失する際の水平耐力についての検討は行われていない。また、これらの実験の載荷方法は、いずれも静的載荷であり地震動を受ける部材挙動と同様な動的載荷によって実施された例はない。

一方、軸力比 $\eta=0.30$ 程度 ($\eta=N/bDFc$) が作用した状態での曲げ破壊先行型柱の軸力保持能力は、塑性変形能力が大きいことから、最大水平耐力時の部材角を大きく上回る部材角にて、軸力保持能力が喪失することが知られている。また、前述の通り最大水平耐力近傍の部材角での繰り返しにより、水平耐力の低下は確認されているが、軸力保持能力を喪失するまで繰り返し実験を行った例はない。

以上のことを踏まえ、本研究では、載荷履歴が異なる下記の 2 つのシリーズの実験を静的および動的載荷を一对として実験を行い、載荷履歴と載荷速度の違いが部材挙動に及ぼす影響と軸力保持能力を喪失する際の挙動について確認した。

シリーズ I の実験：最下層の中柱及び隅柱が長周期地震動により挙動している状態を想定し、軸力保持能力を喪失する大変形レベルまで同一部材角の繰り返しを 10 回（10 サイクル）とする漸増多数回繰り返し載荷実験

シリーズ II の実験：最下層の中柱（軸力比 $\eta=0.30$ ）を対象に、損傷限界レベルの部材角 ($R=1/200$) と最大水平耐力近傍の部材角 ($R=1/75$) を一对（1 セット、20 サイクル）として、軸力保持能力を喪失するまで多数回繰り返し載荷した実験

以下、第 3 章から第 6 章までの結論を各々まとめて述べる。

第 3 章「超高層 RC 造建築物の構造特性の分析とプロトタイプの時刻歴応答解析」では、超高層 RC 造建築物の評定建物 245 件を対象として構造諸元の分析を行った。分析の結果、最も件数の多い軒高 90~100m の建物に着目して、プロトタイプを設定した。プロトタイプについて時刻歴応答解析を行った。得られた主な知見を示す。

【構造諸元の分析】

- ① 高層 RC 造建築物の主な用途は共同住宅が全体の 95% を占めている。これは、防音性・遮音性の観点から、共同住宅は構造種別として RC 造を採用するケースが多いと推測される。
- ② 軒高 90~100m の建物が最も多く全体の 24% である。基準階の階高は 3.0~3.5m

の範囲が最も多く全体の77%を占めている。柱スパンはX,Y方向共に6.0~7.0mの範囲が最も多い。その各構造諸元の平均値は、基準階高さは3.25m、スパン長さは6.6mとなる。また、1次固有周期は概ね2.0秒である。

- ③ 軒高90~100mの範囲では、コンクリート強度、主筋とせん断補強筋の強度及び使用鉄筋径の各建物に用いられている最大値は、コンクリート強度で60N/mm²、主筋でD41(SD490)、せん断補強筋でD16(SD785)である。建物の高層化に伴いコンクリートおよび鉄筋（主筋、せん断補強筋）の高強度化と共に、主筋径の太径化が見られた。

【プロトタイプの時刻歴応答解析結果】

- ④ 現行の設計用地震動の観測波と告示波では、層間変形角1/100程度の応答は、1~2回に対して、長周期地震動の三の丸波では長周期成分の波形を多く含むため、層間変形角1/100を超える応答は10回程度見られた。
- ⑤ 時刻歴応答解析による建物の応答吸収エネルギーを内部粘性減衰によるエネルギー吸収量と架構の歪エネルギー吸収量とに分けて検討した結果、架構の歪エネルギー吸収量（損傷エネルギー吸収量）は、三の丸波を観測波および告示波と比較すると4.5~12.7倍であり、架構の損傷が非常に大きくなるのが危惧される。

なお、実験における長周期地震動の繰り返し回数は、上記④、⑤の結果及び既往の研究を参考として、観測波と告示波による同一変位の繰り返し回数を1~2回と想定し、長周期地震動の繰り返し回数は10回と設定した。

第4章「静的・動的載荷を一对とした多数回繰り返し載荷実験」では、シリーズⅠのR=1/10までの漸増増分変位制御による多数回繰り返し実験（軸力比 $\eta=0.3$ 及び0.6の静的・動的実験）及びシリーズⅡの損傷限界レベルのR=1/200と最大水平耐力近傍のR=1/75を一对とした多数回繰り返し載荷実験（軸力比 $\eta=0.3$ の静的・動的実験）を行った。得られた主な知見を示す。

- ① 同一諸元の試験体では、既往の研究と同様に、静的試験体より動的試験体の方が最大水平耐力は大きい。
- ② 全ての試験体において軸力保持能力喪失を確認した。
- ③ 全ての試験体において、最大水平耐力経験後の繰り返し載荷では、既往の研究と同様に、水平耐力の低下が大きい。ただし、シリーズⅡのBS0.3-R及びBD0.3-R試験体は、最大水平耐力経験後のR=1/200での繰り返し載荷では耐力低下がほとんど見られないのに対し、R=1/75では、徐々に耐力が低下した。

また、主筋の軸歪は、全試験体共に最大水平耐力経験後の繰り返し載荷において圧縮歪の増加が顕著である。これは、最大水平耐力時以降の繰り返し載荷においてコンクリートの損傷が進行し、それに伴い軸力抵抗要素として主筋の圧縮歪が増大したと考えられる。

- ④ シリーズⅡの同一諸元の静的載荷実験のBS0.3-R試験体は、動的載荷実験のBD0.3-R試験体と比較して、1セット目から軸力保持限界水平耐力時まで、それぞれ

の破壊状況において、静的載荷実験の BS0.3-R 試験体の方がコンクリートの損傷が大きい。

しかしながら、試験体中央部から柱脚部までの計測した 5 区間の回転角は、両試験体において同等であった。これは、動的載荷試験体の曲げひび割れ本数は静的載荷試験体より少ないが、ひび割れ幅が大きくなる傾向であったため、本実験結果では区間回転角の差がない結果となったと考えられる。

- ⑤ 等価粘性減衰定数は、同一諸元の試験体では、静的・動的試験体共に同等であり、載荷方法の違いによる差異は殆どない。

第5章「ひずみ速度が最大水平耐力に及ぼす影響に関する検討」では、既往の動的載荷実験の研究と同様に、ひずみ速度の影響を受けて材料強度の上昇により最大水平耐力が上昇するとして、実験結果より得られた鉄筋のひずみ速度と材料強度推定式にて最大水平耐力の検討を行った。得られた知見を示す。

- ① 静的載荷試験体に対しては材料試験結果の強度を、動的載荷試験体に対してはひずみ速度による材料上昇を考慮した動的材料強度を用いて、塑性理論により曲げ耐力から求めた最大水平耐力は、実験値と概ね一致している。従って、本研究においても材料強度推定式の適合性を確認できた。
- ② 動的載荷実験より得られたひずみ速度について、相似則により実建物（プロトタイプ）のひずみ速度に換算した結果、実建物とした場合においても、ひずみ速度による動的材料強度上昇が起ることを確認できた。
- 1) 動的載荷実験の試験体の主筋の動的降伏強度上昇率 12.7~14.8%に対して、相似則により実建物のひずみ速度に換算した結果、主筋の動的降伏強度上昇率は 10.9~13.0%である。
 - 2) 動的載荷実験の試験体のコンクリートの動的材料強度上昇率 24.1~28.9%に対して、相似則により実建物のひずみ速度に換算した結果、コンクリートの動的材料強度上昇率は 21.2~26.0%である。
 - 3) また、実建物のひずみ速度は静的実験のひずみ速度に対して、鉄筋で 149~391 倍、コンクリートで 79~312 倍となっており、実建物においてもひずみ速度による材料強度に与える影響が大きい。

第6章「軸力保持能力と軸力保持能力を喪失する際の水平耐力に関する検討」では、超高層 RC 造建築物の曲げ破壊先行型の柱を対象として、大変形レベルまで載荷を行った試験体および最大耐力近傍での多数回繰り返し載荷を行った試験体について、軸力保持能力と軸力保持能力を喪失する際の水平耐力（軸力保持限界水平耐力）との関係について検討を行った。柱の基本的な性能である軸力保持能力の解明を試みた。以下に得られた知見を示す。

- ① コンクリート圧縮強度の低下により M-N 降伏曲面が縮小するとして軸力-水平荷重関係を求めた結果、全ての試験体は釣り合い軸力を超える領域（曲げ圧縮破壊領域）

に位置し、破壊形式はコンクリートの圧壊や主筋の座屈が想定されることから、実験結果の破壊状況と一致している。

- ② 試験体数は限定的であるが、本手法によりコンクリート圧縮強度の損傷を表す軸力保持限界強度比と実験値の軸変形（軸縮み量）の相関性を示した。また、軸力比と軸力保持限界強度比の関係においても有意な相関性を示している。
- ③ コンクリート圧縮強度の低下により $M-N$ 降伏曲面が縮小するとして、軸力保持限界水平耐力の推定式を提案した。提案式は、軸力保持限界強度比を軸力比の関数とした推定式である。これにより、柱に作用する軸力を設定ことによって、最大水平耐力に対して水平耐力がどの程度低下した際に、軸力保持能力を喪失するか（軸力保持限界水平耐力）を推定できる。

以上、本論文は超高層 RC 造建築物の最下層柱を対象として、長周期地震動による柱挙動を模擬した動的実験により載荷速度の影響および、大変形レベルまでの漸増多数回繰り返し載荷実験と最大耐力近傍の変形レベルまでの多数回繰り返し載荷実験により載荷履歴の違いによる柱の挙動を明らかとした。また、軸力保持能力を喪失する際の水平耐力について推定式を提案した。本研究の成果は、上述のような多くの知見を加えることができた。

なお、本検討は限られた試験体についての提案式であり、今後、軸力保持能力に着目した超高層 RC 造柱の多数回繰り返し載荷実験の実験結果の蓄積と共に、更なる軸力保持能力と水平耐力との関係の究明が望まれる。

発表論文リスト

I. 査読付き論文 4編

(国内会議論文)

- 1) 古谷章, 北嶋圭二, 楠浩一, 田才晃, 中西三和, 安達洋: 多数回繰り返し載荷を受ける超高層 RC 造建築物の最下層柱の構造性能に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 80 巻, 第 709 号, 2015.3(掲載予定)
- 2) 佐々木成紀, 瑞慶覧長尚, 古谷章, 中西三和: 長周期地震動を受ける超高層 RC 造建物の柱梁接合部の性能に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol. 36, No. 2, pp. 241-246, 2014.7※
- 3) 石坂優樹, 古谷章, 中西三和, 田才晃: 長周期地震動を受ける超高層 RC 造建物の最下層中柱を対象とした多数回繰り返し載荷実験, コンクリート工学年次論文集, Vol. 35, No. 2, pp. 175-180, 2013.7

(国際会議論文)

- 4) 古谷章, 北嶋圭二, 楠浩一, 田才晃, 中西三和, 安達洋, 青山博之: STUDY ON BEHAVIOR OF COLUMNS IN RC HIGH-RISE BUILDING UNDER LONG-PERIOD EARTHQUAKE GROUND MOTION, 第 10 回日中建築構造技術交流會文集, pp. 741-750, 2013.11

II. 口頭発表論文 10編

(国内会議論文)

- 1) 伊藤渚, 瑞慶覧長尚, 佐々木成紀, 古谷章, 北嶋圭二, 楠浩一, 田才晃, 中西三和, 安達洋: 長周期地震動を受ける超高層 RC 造建物の柱梁接合部の性能に関する実験的研究—その 1 実験概要, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 IV, pp. 437-438, 2014.9※
- 2) 瑞慶覧長尚, 伊藤渚, 佐々木成紀, 古谷章, 北嶋圭二, 楠浩一, 田才晃, 中西三和, 安達洋: 長周期地震動を受ける超高層 RC 造建物の柱梁接合部の性能に関する実験的研究—その 2 実験結果-1, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 IV, pp. 439-440, 2014.9※
- 3) 佐々木成紀, 伊藤渚, 瑞慶覧長尚, 古谷章, 北嶋圭二, 楠浩一, 田才晃, 中西三和, 安達洋: 長周期地震動を受ける超高層 RC 造建物の柱梁接合部の性能に関する実験的研究—その 3 実験結果-2, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 IV, pp. 441-442, 2014.9※
- 4) 伊藤渚, 石坂優樹, 安武悠, 古谷章, 北嶋圭二, 楠浩一, 田才晃, 中西三和, 安達洋: 長周期地震動を受ける超高層 RC 造建物の最下層中柱の軸力支持性能に関する研究—その 1 実験概要, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 IV, pp. 505-506, 2013.9
- 5) 栗橋成紀, 石坂優樹, 安武悠, 古谷章, 北嶋圭二, 楠浩一, 田才晃, 中西三和, 安達洋: 長周期地震動を受ける超高層 RC 造建物の最下層中柱の軸力支持性能に関する研究—その 2 実験結果-1, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 IV, pp. 507-508, 2013.9
- 6) 瑞慶覧長尚, 石坂優樹, 安武悠, 古谷章, 北嶋圭二, 楠浩一, 田才晃, 中西三和, 安達洋: 長周期地震動を受ける超高層 RC 造建物の最下層中柱の軸力支持性能に関する研究—その 3 実験結果-2, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 IV, pp. 509-510, 2013.9

- 7) 瑞慶覧長尚, 坂東大輔, 古谷章, 北嶋圭二, 楠浩一, 田才 晃, 中西三和, 安達洋: 長周期地震動を受ける超高層 RC 造建物の応答性状と柱部材の性能に関する研究—その 1 超高層 RC 造建物の統計的分析, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 IV, pp. 437-439, 2012. 9
- 8) 栗橋成紀, 坂東大輔, 古谷章, 北嶋圭二, 楠浩一, 田才 晃, 中西三和, 安達洋: 長周期地震動を受ける超高層 RC 造建物の応答性状と柱部材の性能に関する研究—その 2 超高層 RC 造建物の時刻歴応答解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 IV, pp. 440-441, 2012. 9
- 9) 石坂優樹, 坂東大輔, 古谷章, 北嶋圭二, 楠浩一, 田才 晃, 中西三和, 安達洋: 長周期地震動を受ける超高層 RC 造建物の応答性状と柱部材の性能に関する研究—その 3 水平載荷実験概要及び実験結果, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 IV, pp. 441-442, 2012. 9
- 10) 安武悠, 坂東大輔, 古谷章, 北嶋圭二, 楠浩一, 田才 晃, 中西三和, 安達洋: 長周期地震動を受ける超高層 RC 造建物の応答性状と柱部材の性能に関する研究—その 4 実験結果, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 IV, pp. 443-444, 2012. 9

上記の※は, 一連の研究における論文を示す

謝 辞

本論文は、著者が日本大学大学院博士後期課程海洋建築工学専攻の在学中に行った成果をまとめたものです。

本研究は、平成 22 年度文科省学術研究費補助金（基盤研究 B）「鉄筋コンクリート造柱の地震時軸耐力喪失過程と建物の倒壊リスクに関する動的検証」（代表者：中西三和）の一環として行ったものです。

本論文をまとめるにあたり、指導教授として日本大学理工学部海洋建築工学科 教授 中西三和先生ならびに、日本大学名誉教授 安達洋先生におかれましては、研究の方向が正しく進むように懇切丁寧なご指導ご鞭撻をいただきました。出来の悪い筆者がこのような論文をまとめることが出来たのも教育に対する深い情熱をもち、温かく見守って下さったおかげであり、ここに心より深く感謝の意を表します。また、同学科 准教授 北嶋圭二先生のご指導および温かい激励のお蔭で現在まで研究を進めることができました。心より感謝を申し上げます。

日本大学理工学部建築学科 教授 白井伸明先生におかれましては、著者が同学科卒業から修士課程、さらには本論文をまとめるに至るまで、懇切丁寧なご指導を賜り誠に有難うございました。

横浜国立大学大学院 教授 田才晃先生、同大学院 准教授 楠浩一先生（現・東京大学地震研究所 准教授）におかれましては、本研究の実験計画から日本建築学会構造系論文集の論文執筆に際しても、大変貴重なご指導を賜りました。

このような素晴らしい先生方との出会いを授かった礎は、著者が学生時代に所属させて頂いた研究室である亡き日本大学理工学部建築学科 小野新先生のお蔭であり、心より感謝を申し上げます。

日本 ERI 高層評定委員会 青山博之 初代委員長（東京大学 名誉教授）、秋山宏 前委員長（東京大学 名誉教授）、長田正至 委員長（前横浜国立大学大学院 教授）、河村壮一 副委員長（芝浦工業大学 客員教授）をはじめとして、評定委員の先生方におかれましては、時刻歴応答解析建築物の性能評価について大変貴重なお考えをお聞かせ頂いたこと、ならびに日本 ERI 高層評定委員会著「性能評価を踏まえた免震・制震構造の設計」の執筆に際して、携わらせて頂いたことは、本論文をまとめるにあたって大いに参考とさせて頂きました。誠に有難うございました。

著者は、日本 ERI 株式会社にて在職のまま社会人大学院生として、博士後期課程に入学し研究を進めてまいりました。社会人大学院生として研究することを認めて下さり、学費をご支援頂きました日本 ERI 株式会社 鈴木崇英会長ならびに中澤芳樹社長をはじめ、同社役員、社員の皆様には深く御礼申し上げます。また、博士後期課程に進学を後押し頂いた同社取締役 深田良雄博士には終始変わらぬ激励のお言葉をいただきました。著者が所属する部門の原孝文 評定部長、渡部杏子氏、森山圭吾氏をはじめとして、部門の皆様には、著者が社会人大学院生として入学した当初から現在に至るまで、大変多くのご支援とご配慮を頂きました。誠に有難うございました。

本研究を遂行するにあたり著者が所属する研究室の大学院生、卒業研究生の学生諸氏方々には、大変、多くの協力をいただきました。当時大学院生であった坂東大輔氏（現・株式会社 川崎設計）、安武悠氏（現・大成建設株式会社）、石坂優樹氏（現・株式会社 大林組）、佐々木成紀氏（現・大成建設株式会社）、瑞慶覧長尚氏（現・株式会社竹中工務店）並びに、現大学院生の伊藤渚氏におかれましては、実験計画から実験結果のデータ整理をはじめ全面的にご協力頂き、改めて感謝いたします。

最後に、現在 8 年に及ぶ単身赴任において、ほとんど家に帰らず、小さい子供たちがいる中で、私のわがままを了承し、家庭を支えてくれた妻・美代子と、休日に一緒に遊んであげられず寂しい思いをさせたにも関わらず、明るく元気に育ってくれている長女・夏音（9 歳）、長男・遼介（5 歳）からも、たくさんのパワーをもらうことで達成できたことを深く感謝して、本論文を捧げます。