

建築物の耐震性能評価と現行基準の課題

メタデータ	言語: jpn 出版者: 公開日: 2019-07-30 キーワード (Ja): キーワード (En): 作成者: 大出, 大輔 メールアドレス: 所属:
URL	http://hdl.handle.net/10291/20252

明治大学大学院理工学研究科

2018年度

博士学位請求論文

建築物の耐震性能評価と現行基準の課題

SEISMIC PERFORMANCE EVALUATION
OF BUILDINGS AND ISSUES OF
CURRENT STANDARDS

学位請求者 建築・都市学専攻

大出 大輔

2018年度 理工学研究科

博士学位請求論文（要旨）

建築物の耐震性能評価と現行基準の課題

建築・都市学専攻

大出 大輔

1 問題意識と目的

建築物の耐震設計に用いる基準は、大きな地震被害を教訓に、同じ被害を繰り返さないために幾度も改訂され、今日に至る。日本においては、Newmark のエネルギー一定則などに基づき地震応答時の建物の弾塑性挙動を評価する保有水平耐力計算が 1981 年に施行され、現在でも日本の多くの建物に適用されている。しかしながら、保有水平耐力計算は地震時の性能を直に規定したものではなく、仕様規定型の基準となっており、また施行から 30 年以上を経た現代の知見を踏まえると、保有水平耐力計算による必要ベースシア係数の算出に用いる構造因子にはさらなる検討の余地も多い。一方、仕様規定型の保有水平耐力計算とは別に、2000 年には性能規定型の基準として、限界耐力計算が施行された。限界耐力計算では等価線形化法に基づき、耐震性能を検証する。近年の耐震基準は世界的にも設計の自由度を拡大することを目的とし、仕様規定型から性能規定型を目指す傾向にある。しかるに日本においては、2005 年に耐震偽装事件が起これ、二種類の耐震設計法を用いて構造計算した際の必要耐力に大きな差異が生じることが議論となり、結果として、当該建物においては耐力的には設計可と判定される限界耐力計算の普及が足踏みすることとなった。

筆者らはすでに、保有水平耐力計算では加速度一定領域における減衰の効果を大きく取り過ぎていることや、建物の弾性周期に基づき設計されることから地震応答時の建物の塑性化による周期の変化が考慮されていないこと、地盤毎に異なる建物への地震入力を 3 種に限定して分類していること等が、保有水平耐力計算と限界耐力計算の必要耐力に大きな差異を生じる要因となることを、理論的に明らかにしている。また、筆者等はこのような理論的検討に加え、実地盤による地盤増幅を考慮した地震動による地震応答解析より、実地盤情報を精確に反映した首都圏の鉄筋コンクリート造建物の耐震性能の実状を解析的にも検討している。結果として、第 2、3 種地盤と判定される地域における変形能に乏しい低層建物では、建物が崩壊に至るほどの地震応答変形を受ける可能性があることを明らかにしている。

しかしながら、既往の理論的研究では、建物の耐震設計をする際に必要となる係数のうち、建物周期と減衰による低減係数以外の係数については、建物の耐震性能に与える影響を定量的に把握するに至っていない。これは、既往の研究において、地域係数 Z を 1 として応答評価式を例示したことや、表層地盤の加速度応答スペクトルに基づき応答評価式を構築したことにより、提示した応答評価式において地盤増幅係数 G_s が視認できない形となっていたことに起因する。また、既往の解析的な検討においても、建物と地盤の動的相互作用を考慮せずに耐震性能の検討を行っており、この影響が大きいとされている低層建物では、まだ検討の余地があるといえる。さらに、既往の研究では、建物モデルを鉄筋コンクリート造ラーメン構造に限定した検討としており、我が国の中低層集合住宅の代表的な構造である壁式構造についても耐震性能を検討することで、より多くの実在建物の耐震性能の実状を把握するための有用な資料になると考えられる。

そこで本論文では、まず、現行基準に基づき設計された建物が倒壊に至るほどの大変形を受けた時に、ど

のような応答周期となり、その結果、建物耐力と地震応答変形にどのような関係が得られるか検討した。この検討は等価線形化法に基づき、建物の地震応答時の等価周期と加速度応答スペクトルの関係から、理論的に行った。次に、等価線形化法に基づき、現行耐震基準に規定されている設計用の構造因子である構造特性係数、振動特性係数、地域係数、地盤増幅係数が、地震時最大応答変位に与える影響を容易に視認できる応答評価式を導いた。さらに、振動論とエネルギーの観点からも、同じ応答評価式が導かれることを示すとともに、この応答評価式に基づき、設計用の構造因子が建物の地震時最大応答変位に与える影響を検討した。また、建物周期を弾性周期とした場合と、地震応答時の等価周期とした場合で設計時に建物が属す加速度応答スペクトルの領域が異なることに着目し、必要ベースシア係数の算出式を比較することで、保有水平耐力計算と限界耐力計算が算出する必要耐力に差異が生じる原因および差異の定量的な検討をした。このように、耐震性能におよぼす構造因子の影響を容易に視認できる形で応答評価式を示し、体系的かつ総合的に検討することにより、技術者が容易に耐震を理解できることとともに耐震基準や耐震技術等に容易に反映しうることになり、学術的だけでなく実務的にも極めて意義の高いことだと考えられる。

本論文ではさらに、保有水平耐力計算に基づき耐力設定した鉄筋コンクリート造低層建物に対して、地盤との相互作用を考慮した地震応答解析を実施し、日本における現行基準の建物の地震応答の実状を解析的にも検討した。検討対象の建物モデルは我が国の鉄筋コンクリート造低層建物の代表的な架構であるラーメン構造と壁式構造とした。解析には首都圏実地盤情報を反映し、様々な地盤の増幅特性を考慮することで、地盤周期と建物の地震応答の関係性を明らかにするとともに、耐震性能に及ぼすスウェイの影響についても検討を行った。さらに、各解析条件における建物の靱性能と限界変形角との関係より、首都圏の鉄筋コンクリート造低層建物の危険度の指標となるマップを作成した。現在、保有水平耐力計算は主流の耐震設計であることから、保有水平耐力計算により耐力を算定した建物の耐震性能の実状をより精確に把握する事は設計だけではなく防災上の観点からも大きな意義を有すると考えられる。

2 構成及び各章の要約

本論文では我が国の建物の耐震性の実状と課題を検討するにあたり、既往の知見も含め体系的かつ総合的な耐震性能評価を行った。以下に各章における検討項目を記す。

〔第1章〕 序論

本論文の背景として、日本における主な地震被害と耐震設計基準の変遷を示した。次に、日本の現行基準による耐震性能評価に関する近年の研究動向について調査・分析し、現行基準の問題点を指摘するとともに、既往の研究では検討が不足している事項を明示した。さらに、既往の研究に対する本論文の位置づけならびに研究目的、研究方針、論文構成を示した。

〔第2章〕 等価線形化法に基づく応答評価

まず、等価線形化法に基づく応答評価法に基づき、建物が崩壊に至るほどの地震応答変形を受けた場合の、等価剛性に基づく等価周期を求めた。これにより得られた建物の等価周期と限界耐力計算により規定される加速度応答スペクトルの関係から、日本に実在するほとんどの建物は、崩壊時の等価周期が速度一定領域に属することを示した。また、疑似応答スペクトルの関係やエネルギーの釣り合いの関係から、速度一定領域における建物の必要ベースシア係数と地震応答変形角の関係式を導いた。この関係式から、限界耐力計算で規定される構造因子が建物の耐震性能評価に与える影響を容易に視認できる応答評価式を導いた。

〔第3章〕 現行基準の課題

前章で求めた応答評価式に基づいて、日本における現行の耐震基準である保有水平耐力計算と限界耐力計算により算出される必要ベースシア係数と変形角の関係を示した。保有水平耐力計算では弾性周期に基づき必

要ベースシア係数を算出することから、多くの中低層建物が振動特性係数一定の領域で建物が設計されるが、限界耐力計算では建物の地震応答時の等価周期を用いて必要ベースシア係数を算出することから、ほとんどの中低層建物が加速度応答スペクトルにおける速度一定領域で設計される。この違いに基づき、建物の立地条件や靱性能により、両設計基準により算出される必要ベースシア係数に生じる差を、定量的に示した。また、建物の耐震設計時に用いる構造因子である、構造特性係数、地域係数、振動特性係数、地盤増幅係数が、建物の耐震性能に与える影響をより詳細に検討し、設計者が現行基準において配慮すべき点を指摘した。

〔第4章〕 首都圏実地盤上における鉄筋コンクリート造低層建物の耐震性能

保有水平耐力計算により耐力を設定した低層鉄筋コンクリート造建物を対象として、首都圏各地における実地盤の地盤増幅を考慮した地震動を用いて、地盤との動的相互作用を考慮した地震応答解析を行い、実状により即した耐震性能を検証した。検討対象とする建物は、鉄筋コンクリート造ラーメン構造に加えて、我が国の代表的な中低層集合住宅である鉄筋コンクリート造壁式構造とし、地盤周期と建物の地震応答変形との関係を明らかにするとともに、理論的検討において得られた関係式の妥当性を確認した。なお、検討対象とした低層建物においては、建物と地盤との動的相互作用のうちロッキングの影響は非常に小さいと考えることができるため、本報では動的相互作用としてはスウェイのみを考慮し、スウェイの有無による建物の地震応答の違いを、累積消費エネルギーなどから明らかにした。また、各解析条件における建物の地震応答解析結果より、首都圏の中低層鉄筋コンクリート造建物の危険度の指標を示すマップを提示することで、保有水平耐力計算に基づく耐震性能評価と地震応答解析結果の差異や、地域による建物の危険度の傾向を明らかにした。さらに、地図上で地震応答解析結果と地盤増幅率の分布を比較し、保有水平耐力計算に基づき設計された建物の地震応答変形は地盤増幅率と相関性が高いことを示した。

〔第5章〕 結論

本論文の検討に対するまとめを記すとともに、今後の研究課題を示した。

目次

1	序論	
1.1	研究背景	1
1.2	既往研究	3
1.3	研究目的	12
1.4	研究内容	14
1.5	論文構成	15
2	等価線形化法に基づく応答評価	
2.1	はじめに	17
2.2	建物の等価周期	18
2.3	建物の応答領域	24
2.4	速度一定領域における建物の強度と変形	27
2.5	まとめ	30
3	現行基準の課題	
3.1	はじめに	33
3.2	保有水平耐力計算の必要ベースシア係数	34
3.3	限界耐力計算の必要ベースシア係数	35
3.4	現行基準による必要ベースシア係数の比較	38
3.5	入力地震動の大きさに関する検討	41
3.6	地盤増幅係数に関する検討	43
3.7	地盤種別に関する検討	48
3.7.1	IBCの地盤増幅係数	49
3.7.2	地盤増幅率の比較	52
3.8	まとめ	56

4	首都圏実地盤上における鉄筋コンクリート造低層建物の耐震性能	
4.1	はじめに	59
4.2	解析概要	60
4.2.1	地震動の算出	61
4.2.2	上部構造諸元	82
4.2.3	地盤ばねの算出	87
4.3	解析結果	93
4.3.1	ラーメンモデルの応答	93
4.3.2	壁式モデルの応答	99
4.3.3	スウェイの影響	104
4.3.4	地域別比較	112
4.4	まとめ	118
5	結論	
5.1	本論文のまとめ	121
5.2	今後の課題	123

本研究に関する発表論文

謝辞

1 序論

1.1 研究背景

日本における耐震基準は、大きな地震被害を教訓に、同じ被害を繰り返さないために幾度も改訂され現在に至る。Table 1.1.1 に、日本における近年の主な地震被害と、耐震設計基準に係わる出来事をまとめる¹⁻¹⁾¹⁻²⁾。

日本においては、1981年に強震記録や振動論ならびに弾塑性理論に基づいた保有水平耐力計算¹⁻³⁾が施行され、現在でも多くの中低層建物に適用されている。しかしながら保有水平耐力計算は、地震時の性能を直に規定したのではなく、また施行から30年以上を経た現代の知見を踏まえると、その耐震性能評価にはさらなる検討の余地も多い。一方、仕様規定型の保有水平耐力計算とは別に、2000年には性能規定型の基準として、限界耐力計算¹⁻³⁾が施行された。限界耐力計算では等価線形化法に基づき、耐震性能を検証する。近年の耐震基準は世界的にも設計の自由度を拡大することを目的とし、仕様規定から性能規定を目指す傾向にある¹⁻⁴⁾。しかるに日本においては、2005年に構造計算書偽装問題¹⁻⁵⁾が起り、二種類の耐震設計法を用いて構造計算した際の必要耐力に大きな差異が生じることが議論となり、結果として、当該建物においては耐力的には設計可と判定される限界耐力計算の普及が足踏みすることとなった¹⁻⁶⁾。

Table 1.1.1 Major earthquake damage and changes in seismic design code in Japan

年代	地震被害と耐震設計基準	内容
1880	横浜地震 (M=5.5)	地震被害としては小規模であったが、日本に滞在中の J.Milne 等がこの地震をきっかけに、日本地震学会を設立(1981)。地震学の基礎が築かれた。
1891	濃尾地震 (M=8) 全壊約 14 万棟、半壊約 8 万棟 死者約 7000 人	日本における内陸地震としては最大級であり、煉瓦造建物の多くが倒壊した。日本の建物に対する耐震性能の必要性を認識させ、震災予防調査会が文部省に設けられる(1892)契機となった。
1906	サンフランシスコ地震 (M=8.3) 死者約 700 人	鉄筋コンクリート造建物の耐震性、耐火性が優れていることに佐野利器が着目する。
1916	家屋耐震構造論	佐野利器により、耐震設計の手段として、建物に水平力を作用させること等が提案される。
1920	市街地建築物法施行	建築物に関する最初の法律として施行された。耐震設計に関する規定はない。
1923	関東地震 (M=7.9) 全壊約 13 万棟、 半壊約 13 万棟	組積造建物の倒壊や木造建物の火災による被害が大半で、鉄筋コンクリート造建物の地震被害は比較的少なかったとされる。また、下町の軟弱地盤上の建物と山手の建物の倒壊率の

	死者約 10 万人、行方不明者約 4 万人	違いから、地盤と震害の関係性も確認された。
1924	市街地建築物法施行規則改訂	関東地震を教訓に、設計震度 0.1 が導入される。
1948	福井地震 (M=7.1) 全壊約 4 万棟、半壊約 1 万棟 死者約 4 千人	局所的に大きな被害をもたらし、特に壁や配筋や基礎に問題があった鉄筋コンクリート造 6 階建てビルの倒壊が注目された。この地震を機に、気象庁震度階に震度Ⅶが設けられた。
1950	建築基準法施行	水平震度 0.2 以上が法的に定められる。
1964	新潟地震 (M=7.5) 全壊約 2 千棟、半壊約 7 千棟 死者 26 人	飽和砂質地盤の液状化現象による被害が注目された。
1968	十勝沖地震 (M=7.9) 全壊 673 棟、半壊 3004 棟 死者 52 人	耐震設計がなされた日本の鉄筋コンクリート造に被害が生じる。特に学校建築の短柱となった柱のせん断破壊が注目された。この地震を教訓に建築基準法施行令が改訂され(1971)、せん断補強筋に関する規則が厳しくなった。
1978	宮城県沖地震 (M=7.4) 全壊 1183 棟、半壊 5574 棟 死者 28 人	鉄筋コンクリート造では、1971 年の基準改定以前に建設された、壁が少ないものや、靱性の少ないものに被害があった。また、平面的な偏心が大きい建物や、高さ方向に剛性分布が大きく変化する建物などに特に大きな被害が出た。
1981	新耐震設計基準の施行	建築基準法施行令が大幅に改定され、60m 以下の建物に対して保有水平耐力計算等の設計ルートが規定される。
1995	兵庫県南部地震 (M=7.2) 全壊約 10 万棟、 半壊約 14 万棟 死者 6430 人	神戸市庁舎の層崩壊や、ピロティ構造の被害、鉄骨造建物の溶接部の脆性破壊、高速道路橋の倒壊等は特に問題となった。1981 年以前の建物被害が多いことから、「建築物の耐震改修の促進に関する法律」が施行された(1995)。
2000	限界耐力計算の施行	性能規定型の耐震設計基準として、等価線形化法に基づく限界耐力計算が施行された。
2005	エネルギーの釣合いに基づく耐震設計法の施行	建物への入力エネルギーと建物の吸収エネルギーを比較し、免制震装置の影響も考慮できる設計基準として施行された。
2005	構造計算書偽装問題	建築基準関係規定を満たさない建築物の構造計算書が偽装され、不正を見抜けないまま建築確認が下ろされ、建築された。
2011	東北地方太平洋沖地震(M=9.0) 全壊約 12 万棟、半壊約 28 万棟 死者行方不明者約 22,000 人	日本の観測史上最大規模の地震であり、埋立地等での液状化、首都圏等での長周期地震動、天井の落下、津波による被害、原子力発電所の被害など、甚大な被害を出した。
2016	熊本地震 (M=7.3) 全壊約 9 千棟、半壊約 3.5 万棟 死者 272 名	一連の地震活動において、震度 7 を 2 回観測する、初めての地震となった。建物の地震被害が特定の地域に集中したことなどが特に注目された。

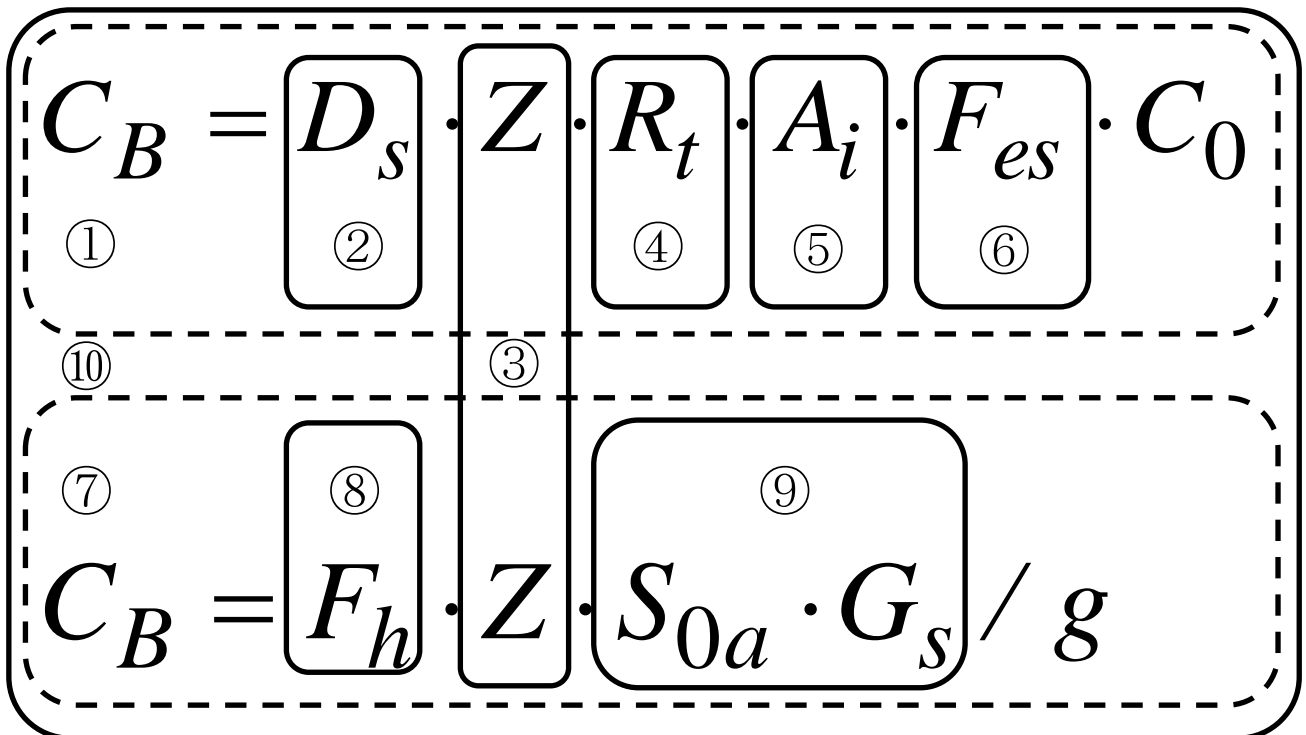
1.2 既往研究

我が国の耐震設計基準は、建築物を地震被害から守るために、これまでに得られた地震被害や工学的知見をもとに作成された。また、基準の施行後も、これまでに想定されていなかった地震被害の経験や、技術の進歩による新たな検討方法により、基準の妥当性に関する議論は続いている。保有水平耐力計算と限界耐力計算の必要ベースシア係数算定式を記すとともに、耐震工学における研究領域を視認できるよう分類した図を Fig. 1.2.1 に示す。以下に、Fig. 1.2.1 の各構造因子の簡単な紹介と、各研究領域に関して本研究との親和性の高い既往の研究を紹介する。なお、ここでは既往の研究をより確認しやすくするため、研究領域毎に文献番号を整理する。

①保有水平耐力計算の必要ベースシア係数

1972 年から 5 年間にわたる建設省の総合建設技術開発プロジェクトによる「新耐震設計法」の研究成果を反映し、建築基準法施行令が大幅に改定され、1981 年 6 月に施行された。この改正により、日本の耐震規定は、(一次設計) 中地震に対する許容応力度設計、(二次設計) 大地震に対する終局耐震性の検討の 2 段階の耐震設計を導入した。二次設計の中でも、31~60m の建物もしくは 31m 以下の建物のうち、弾塑性挙動等に対してより詳細な検討を行うための方法として建築基準法施行令第 82 条の 3(ルート 3) に規定されたのが保有水平耐力計算である。この基準の施行に関する歴史的背景についても多くの文献例例えば①-1)、①-2)等がある。また、基準制定における研究的背景や、各構造因子の解説についても、多くの文献例例えば①-3)、①-4)等に示されている。保有水平耐力計算全体を研究対象とした研究例としては、保有水平耐力計算で設計された各構造種の建物の耐震性能について、実験や解析的に妥当性を確認したものや、実際の地震被害との比較が主である RC 造に関しては①-5)等。また、耐震設計の実務的な側面から新耐震基準の運用上

Fig. 1.2.1 Map of research area



の問題等を指摘する研究もある^{①-6)}。この研究では、同一のモデルに対して複数の企業および複数の使用プログラムを用いて構造計算をした結果、単純な解析対象であっても設計者の工学的判断や仕様プログラムの解析方法の違いにより、算定される保有水平耐力値や崩壊モードに大きな差異があることが示されている。また、筆者等も保有水平耐力計算に基づき設計された建物に関して、首都圏実地盤情報を用いて地震応答解析をし、総合的な地震応答傾向の把握に資する研究をしている^{①-7)}。

【参考文献】

- ①-1) 大橋雄二：日本建築構造基準変遷史，日本建築センター出版部，1993.12
- ①-2) 小谷俊介：建築構造の耐震基準の変遷，コンクリート工学，Vol. 41， No. 5， pp. 11-16， 2003.5
- ①-3) 広沢雅也，山内博之：新しい耐震設計法に基づく建築物の構造計算の実際，季刊カラム，No. 82， pp. 5-38， 1981.10
- ①-4) 柴田明德：最新耐震構造解析，森北出版株式会社，1981.6
- ①-5) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造保有水平耐力計算規準（案）・同解説，2016.6
- ①-6) 辻栄一，魚木晴夫，中川佳久，山浦晋弘，大谷圭一，桜井譲爾：標準建物モデルによる実用構造計算プログラムの調査研究 その2 二次設計部分，日本建築学会構造系論文集，第 430 号，pp. 91-991， 1991.12
- ①-7) 大出大輔，和泉寛幹，大塚悠里，平石久廣：首都圏実地盤上における鉄筋コンクリート造低層建物の耐震性能に関する研究，日本建築学会技術報告集，第 58 号，pp.1035-1040， 2018.10

②構造特性係数 D_s

地震時の建築物の弾塑性挙動（減衰性、靱性性）に伴うエネルギー吸収能力を評価する係数であり、エネルギー吸収能力を地震入力エネルギーより大きくすることにより大地震時の地震動に対する安全性を確保しようとするものである^{②-1)}。構造特性係数 D_s の値は、Newmark のエネルギー一定則^{②-2)}に基づき規定されていることが広く知られている。しかし、エネルギー一定則に基づき塑性率と D_s を関係づけた場合、 D_s が小さく短周期の建物では崩壊の危険性があることが示されている^{②-3)}。また、崩壊形式の違いに着目して D_s の妥当性を検証した研究もある^{②-4)}。こうした中で、筆者等はエネルギー一定則で仮定される復元力特性が実際に設計される建物の実状に即さない場合もあることに着目し、復元力特性における降伏変形角モデルの仮定が建物の耐震性能評価に与える影響について検討している^{②-5)}。なお、実務的には D_s は柱や梁、耐力壁などの部材群としての種別（脆性破壊のしにくさにより A~D の 4 種類で分類される）により、表形式で規定された値を用いることが多い。部材群としての種別と塑性率のおおよその関係は広沢等の研究に示されており^{②-6)}、この関係を用いた耐震性能の検討例もある^{②-7)}。また、より妥当性の高い構造特性係数の提案を試みた研究もある^{②-8)}、^{②-9)}等。

【参考文献】

- ②-1) 建築物の構造関係技術基準解説書編集委員会編集：2015 年版建築物の構造関係技術基準解説書，2015.6
- ②-2) Veletsos, A.S. and N.M. Newmark：Effect of Inelastic Behavior on the Response of Simple System to Earthquake Motions，Proceedings of the 2nd WCEE，pp. 1061-1083， 1960
- ②-3) 石山祐二，麻里哲広，井上圭一：構造特性係数の極値について P- Δ 効果を考慮した 1 自由度モデルの解析，日本建築学会構造系論文集，第 520 号，pp. 29-35， 1999.6

-
-
- ②-4) 麻里哲広, 井上圭一, 石山祐二: 崩壊メカニズムが異なる建物の構造特性係数の極値について, 日本建築学会構造系論文集, 第 565 号, pp. 49-54, 2003.3
 - ②-5) 平石久廣, 大出大輔, 稲井栄一: 降伏変形角モデルが建築物の最大地震応答評価に及ぼす影響, 日本建築学会構造系論文集, 第 698 号, pp.1303-1309, 2014.4
 - ②-6) 広沢雅也, 山内博之: 新しい耐震設計法に基づく建築物の構造計算の実際, 季刊カラム, No. 82
 - ②-7) 稲井栄一, 北村梢, 丸橋奈々子, 平石久廣: 鉄筋コンクリート造建築物の必要水平耐力に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 73 号, pp. 1993-2000, 2008.11
 - ②-8) 島崎和司: 等価線形化法を利用した応答変位推定式による構造特性係数 D_s の評価, 日本建築学会構造系論文集, 第 516 号, pp.51-57, 1999.2
 - ②-9) 向井智久, 衣笠秀行, 野村設郎: エネルギー入力特性に着目した RC 構造物の構造特性係数に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.23, No.3, pp.27-36, 1975

③地震地域係数 Z

地震地域係数 Z は地震の発生しやすさに基づき、日本の地域別に 1~0.7 の値が規定されている。この係数は 1952 年の建設省告示第 1072 号の水平震度の数値を減らす基準を、今日に至るまでの 70 年弱の間ほぼそのまま踏襲している^{③-1)}。地震地域係数の値の分類は、河角の研究によりこれまでの地震記録から、再現周期 100 年の地震の最大加速度を日本地図上に等高線で表したマップ^{③-2)}と相関性が高い。一方で河角は当該文献の中で、“若し記録の不完全性とか、大地震再来の輪廻が 1000 年以上であるとか云ふ場合もあり得る筈であり、…統計学的の真意を忘れて、決定論的物と誤解するこのない様々も強調しておく次第である”とも記している。この記述通り、近年でも新潟県中越地震 (2004) や熊本地震 (2016) など、地震地域係数が 1 未満の地域が含まれる範囲での大地震が発生している。これらを背景に、近年の震災との対応性や、地震の長周期成分などへの対応性などを含め、確率論的に新しい地震地域係数を提案する研究^{③-3)}、^{③-4)}等や、地域係数および荷重指針の地震荷重の方向性についての議論^{③-5)}がある。また、上記は主に自然条件である地震活動の観点からの研究であるが、経済性などの社会条件の観点から地震地域係数を検討したものもある^{③-6)}。

【参考文献】

- ③-1) 日本建築学会: 建築物荷重設計指針・同解説 (2015)、2015.3
 - ③-2) 河角広: 我が国における地震危険度の分布, 建築雑誌, 第 773 号, pp. 3-8, 1951.4
 - ③-3) 地震調査研究推進本部地震調査委員会: 全国地震動予測地図 手引き・解説編 2018 年版、2018.6
 - ③-4) 友澤裕介, 高田毅士: 確率論的地震ハザード解析結果に基づく新しい地震地域係数の提案, 日本建築学会学術講演梗概集 (東北), B-1, pp. 15-16, 2009.7
 - ③-5) 2010 年度日本建築学会大会パネルディスカッション: これからの建築物の耐震設計に地域係数は必要か?, 2010.9
 - ③-6) 牧野稔, 清家規: 地震荷重及び地震地域係数に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 399 号, pp. 65-71, 1989.5
-
-

④振動特性係数 R_i

振動特性係数 R_i は、建築周期及び地盤の種別に応じた振動特性により、地震力の値を規定する係数である。ただし、 R_i は建築物の弾性域における固有周期を用いることから、弾塑性応答することで等価周期が長くなった建物に対しては、大きな余剰強度を与える可能性があることが指摘されている^{④-1)}。一方で、弾性周期に基づく振動特性係数の算出は全体崩壊（梁崩壊）する場合には妥当性があるが、層崩壊系の挙動を示した場合には、危険側評価となる恐れがある事も指摘されている^{④-2)}。

【参考文献】

- ④-1) 平石久廣，稲井栄一，和田寿一，福島徹：鉄筋コンクリート造建築物の地震応答と耐震性能評価に関する研究，日本建築学会構造系論文集，第 613 号，pp. 105-112，2007.3
- ④-2) 高橋徹，小豆畑達哉，尾崎昌凡：層崩壊形多層構造物の振動特性係数に関する一考察，日本建築学会学術講演梗概集（東北），B-1，pp. 61-62，1994.7

⑤地震層せん断力分布係数 A_i

地震層せん断力分布係数 A_i は、建築物の固有周期や階の位置によって振動の大きさが異なることに対応して地震層せん断力係数の大きさを変化させる係数である。この係数も、前述の振動特性係数同様に建物の弾性周期を基に算定することから、建物が弾塑性応答をする場合の層せん断力分布係数の妥当性が検討されている^{⑤-1)}。建物の周期に着目した研究としてはこのほかにも、建物と地盤の相互作用により応答周期が変化することに対する妥当性の検討等もある^{⑤-2)}。また、地震層せん断力分布係数 A_i は、建物が一次モード（逆三角形分布）で応答することを前提に規定されていることから、高次モードの影響を検討する必要のある建物に対する妥当性の検討や、高層建物に対応する地震層せん断力分布係数の提案がされている^{⑤-3)}、^{⑤-4)}。さらに、建物が一次モードで応答しない場合に関する研究として、層崩壊型の建物や P- Δ 効果の影響の検討^{⑤-5)}、免振層を有する建物の検討^{⑤-6)}等がある。また、制振装置の最適配置に関連して層せん断力の高さ方向の分布が検討されるケースもある^{⑤-7)}。

【参考文献】

- ⑤-1) 金大翰，井上豊：多層弾塑性構造物における適正層せん断力係数分布の設定，構造工学論文集，Vol. 38B，pp. 145-152，1992.1
- ⑤-2) 中川祥太，泉洋輔：基礎固定および SR モデルによる建物の地震層せん断力係数分布に関する研究，日本建築学会中国支部研究報告集，第 35 号，pp. 101-104，2012.3
- ⑤-3) 石山祐二：種々の建物に対する地震動せん断力の分布とベースシア係数，日本建築学会構造系論文集，第 439 号，1992.9
- ⑤-4) 島崎和司，和田章：高層鉄筋コンクリート建物の設計用せん断力分布の検討，日本建築学会構造系論文集，第 458 号，pp. 79-88，1994.4
- ⑤-5) 井上圭一，麻里哲広，石山雄一：建物の耐力分布や地震動によって異なる崩壊層の位置，構造工学論文集，Vol.46B，pp. 445-451，2000.3
- ⑤-6) 小林正人，小町祐介：多種のダンパーを併用した免震建物の設計用地震荷重分布と等価免震係数の提案 -免震部材の多様化に対応した免震建物の設計用地震荷重分布 その 2-，日本建築学会構造系論文集，第 720 号，pp.251-260，2016.2

⑤-7) 山下忠道, 伊藤真二, 向井洋一, 井上豊: 履歴減衰型制震構造物の設計用層せん断力係数分布の誘導, 構造工学論文集.B, Vol. 46B, pp. 365-374, 200.3

⑥形状係数 F_{es}

形状係数 F_{es} は、建物の立面的な剛性率に応じた数値 F_s と平面的な耐震要素の偏りに応じた数値 F_e の積で表され、応答に偏りが出るような建物の必要保有水平耐力を割り増す役割がある。しかし形状係数 F_{es} の値は、弾性域の性状で評価されるため、建物の塑性化に伴う剛性率や偏心率の変化への対応性などが課題とされ、妥当性の検討がされている^{⑥-1), ⑥-2), ⑥-3)}等。

【参考文献】

- ⑥-1) 長谷川 泰稔, 佐藤佑樹, 井戸田 秀樹: 一軸偏心を有する鋼構造ラーメン骨組の弾塑性挙動と形状係数, 日本建築学会構造系論文集, 第 694 号, pp. 2221-2228, 2013.12
- ⑥-2) 秋山宏, 東清仁: 鋼構造多層骨組みの捻じれに対する F_e 値について, 日本建築学会構造系論文集, 第 339 号, pp. 57-64, 1984.5
- ⑥-3) 長田正至, 前田匡樹, 淵脇常貴: 剛性・耐力偏心を有する建物の弾塑性地震応答性状, その 1~2, 日本建築学会学術講演梗概集, 構造 II, pp. 417-420, 1999.9

⑦限界耐力計算の必要ベースシア係数 C_B

構造設計の自由度を高めるため、世界的にも性能規定型の耐震基準への移行を進める中、世界に先駆けて導入された性能規定型耐震基準が限界耐力計算である^{⑦-1)}等。この基準では、表層地盤における地震動の増幅の評価や、多自由度の系を 1 自由度に縮約することの妥当性、弾塑性応答する建物に対する等価線形化法の妥当性などが主な研究課題とされる^{⑦-2)}。地盤増幅に関しては後述するが、建物を等価 1 自由度系に置換し耐震性能評価することについては、妥当性の確認のため種々の研究例がある^{⑦-3), ⑦-4), ⑦-5)}。また、等価線形化法の妥当性を検証するものも多くある^{例えば⑦-6), ⑦-7)}。さらに、限界耐力計算に基づき設計した建物の耐震性能を実験や地震応答解析により検証するものもある^{例えば⑦-8), ⑦-9), ⑦-10), ⑦-11)}。筆者等も理論式を用いた検討等をしている^{⑦-12)}。

【参考文献】

- ⑦-1) 倉本洋: 限界耐力計算① 限界耐力計算法の概要と応答値評価の方法概要, 建築雑誌, vol. 117, No.1488, 2002.5
- ⑦-2) 久保哲夫: 限界耐力計算の現状と課題 性能を規定する耐震設計法への期待と課題, 建築雑誌, Vol.120, No.1531, pp.42-43, 2005.3
- ⑦-3) 倉本洋, 勅使河原正臣, 小鹿紀英, 五十田博: 多層建築物の等価 1 自由度系縮約法と地震応答予測精度, 日本建築学会構造系論文集, 第 546 号, pp. 79-85, 2001.8
- ⑦-4) 倉本洋: 限界耐力計算による多層建築物の最大地震応答評価における高次モード応答の考慮, 日本建築学会構造系論文集, 第 587 号, pp. 69-76, 2005.1
- ⑦-5) 倉本洋, 中坂亮, 松本和行: 限界耐力計算による多層制震建築物の地震応答評価, 日本建築学会構造系論文集, 第 563 号, pp. 51-58, 2005.7
- ⑦-6) 柴田明德: 最新耐震構造解析, 森北出版株式会社, 1981.6

-
-
- ⑦-7) 岡野創, 宮本裕司: 等価線形化法に基づく応答評価式—エネルギーバランスに基づく考察と限界変形の超過確率の評価への適用—, 日本建築学会構造系論文集, 第 562 号, pp.45-52, 2002.12
- ⑦-8) 稲井栄一, 井上芳生, 木股信男, 勅使河原正臣: 壁式鉄筋コンクリート造建築物の地震応答の評価, 日本建築学会技術報告集, 第 24 号, pp.155-160, 2006.12
- ⑦-9) 石岡拓, 和泉信之, 藤堂正喜, 千葉侑: 限界耐力計算における応答変形の推定に関する考察, 構造工学論文集, Vol.51B, pp.189-196, 2005.3
- ⑦-10) 中村友紀子, 壁谷澤寿海: 地震動特性に基づく応答変位の時刻歴期待値の評価, 日本建築学会構造系論文集, 第 532 号, pp.51-56, 2000.6
- ⑦-11) 平石久廣, 金子雅之, 平塚高弘: 地盤増幅特性の影響を考慮した建築物の地震応答予測に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 641 号, pp.1303-1309, 2009.7
- ⑦-12) 高橋加南, 平石久廣, 大出大輔, 小橋祐人, 稲井栄一: 変形規定型設計法に関する研究, 日本建築学会技術報告集, 第 45 号, pp.551-556, 2014.6

⑧低減係数 F_h

低減係数は建物の減衰が地震応答に与える影響を考慮する係数である。告示で示された算定法^{⑧-1)}のほかに、多くの研究者により低減係数の合理化を目指した提案式が示されている^{例えば⑧-2)、⑧-3)}。また、筆者等も最大応答変形をとるときの 1 周期を検討対象とした低減係数を検討している^{⑧-4)、⑧-5)、⑧-6)}。

【参考文献】

- ⑧-1) 建築物の構造関係技術基準解説書編集委員会編集: 2015 年版建築物の構造関係技術基準解説書, 2015.6
- ⑧-2) 笠井和彦, 伊藤浩資, 渡辺厚: 等価線形化法による一質点弾塑性構造の最大応答予測法, 日本建築学会構造系論文集, 第 571 号, pp.53-62, 2003.9
- ⑧-3) 秋山宏: 建築物の耐震極限設計, 東京大学出版会, 1980
- ⑧-4) 平石久廣, 大塚悠里, 朱盈, 大井希良里, 大出大輔, 小林正人: 建築物の共振時における応答評価に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 719 号, pp.19-27, 2016.1
- ⑧-5) 平石久廣, 朱盈, 大井希良里, 大塚悠里, 大出大輔, 稲井栄一: エネルギーに立脚した非定常弾性応答における減衰による応答低減係数の評価, 日本建築学会構造系論文集, 第 719 号, pp.29-37, 2016.1
- ⑧-6) 大塚悠里, 朱盈, 伊藤美瑛, 大出大輔, 平石久廣: 非定常弾性応答時における応答低減係数の評価, 日本建築学会構造系論文集, 第 745 号, pp.363-371, 2018.3

⑨工学的基盤における加速度応答スペクトル S_{0a} 、地盤増幅係数 G_s

工学的基盤における加速度応答スペクトル S_{0a} の値に地盤増幅係数 G_s を乗じることで、表層地盤における加速度応答スペクトルが得られる^{⑨-1)}。工学的基盤における加速度応答スペクトルについては、地震の再現周期等から、告示で規定された値の妥当性検証等がある^{⑨-2)等}。また、地盤増幅係数は略算法と精算法の 2 種類が示されているが^{⑨-1)}、値の妥当性に関する研究や^{⑨-3)、⑨-4)等}、精算法の告示式を解析的に求める理論解により近似させるための修正 G_s を提案するものなどもある^{⑨-5)、⑨-6)等}。さらに、長周期地震動に関する検討をするものもある^{⑨-7)等}。

【参考文献】

- ⑨-1) 建築物の構造関係技術基準解説書編集委員会編集：2015年版建築物の構造関係技術基準解説書，2015.6
- ⑨-2) 森保宏，橋本義和，渡邊豊和：地震の活動履歴とモデルの不確定性を考慮した地震危険度の解析的評価，日本建築学会構造系論文集，第569号，pp.15-22，2003.7
- ⑨-3) 内山泰生，翠川三郎：地震記録および非線形応答解析を用いた地盤分類別の地盤増幅率の評価，日本建築学会構造系論文集，第571号，pp.87-93，2003.9
- ⑨-4) 林康裕，森井雄史，鬼丸貞友，吉川正隆：限界耐力計算法における地盤増幅係数評価に関する研究，日本建築学会構造系論文集，第567号，pp.41-46，2003.5
- ⑨-5) 泉洋輔，三浦賢治：限界耐力計算における基礎入力動評価の合理化に関する研究，日本建築学会構造系論文集，第616号，pp.57-65，2007.6
- ⑨-6) 境有紀，津野靖士，工藤一喜，壁谷澤寿海：改正建築基準法の解放工学的基盤波を想定した表層地盤増幅特性の簡便評価法，日本建築学会構造系論文集，第565号，pp.73-78，2003.3
- ⑨-7) 佐藤智美，大川出，西川孝夫，佐藤俊明：長周期応答スペクトルの地盤増幅率の経験的予測式とその理論的解釈，日本建築学会構造系論文集，第669号，pp.1905-1914，2011.11

⑩耐震設計基準の比較

耐震設計基準についての検討をするとき、様々な耐震設計基準に基づく耐震性能評価を比較することで、それぞれの基準が算出する建物耐力の特性や妥当性を検討する方法も多い^{例えは⑩-1)、⑩-2)等}。筆者等もこの研究領域での発表論文が多く、保有水平耐力計算と限界耐力計算の比較^{⑩-3)、⑩-4)等}や、日本の耐震基準の米国の耐震基準との比較^{⑩-5)、⑩-6)等}などがある。この結果、特に①建物周期を弾性周期とするか応答時の等価周期とするか、②建物の減衰による応答低減をどの程度見込むか、等が、それぞれの耐震基準により算出される必要ベースシア係数に大きな影響を与えていることを明らかにした。このほか、日本建築学会においても、現行耐震基準に対する課題を抽出する取り組みがなされている^{⑩-7)}。

【参考文献】

- ⑩-1) 嶋津孝之：日米の両建築耐震設計法，コンクリート工学，Vol44，No8，pp.16-22，2006.8
 - ⑩-2) Motohide Tada, Tomonori Fukui, Masayoshi Nakashima, Charles W. Roeder：Comparison of Strength Capacity for Steel Building Structures in the United states and Japan, Earthquake Engineering and Engineering Seismology, vol.4, Num.1, Sep 2003, pp.37-49
 - ⑩-3) 平石久廣，稲井栄一，福島徹：鉄筋コンクリート造建築物の耐震規準における規定の意義とその合理化について，日本建築学会構造系論文集，第622号，pp.163-168，2007.12
 - ⑩-4) Daisuke ODE, Miei ITO, Hisahiro HIRAISHI：SEISMIC PERFORMANCE OF BUILDINGS DESIGNED BY CURRENT JAPANESE CODES AND PROBLEMS TO BE CONSIDERED, The 7th Asia Conference on Earthquake Engineering, 2018.11
 - ⑩-5) 大出大輔，平石久廣，楠浩一：限界耐力計算とINTERNATIONAL BUILDING CODEの耐震規定により定まる建物要求耐力の比較と検討，第701号，pp.977-985，2014.7
 - ⑩-6) 大出大輔，平石久廣，楠浩一：保有水平耐力計算とInternational Building Codeの比較と検討，日本建築学会技術報告集，第45号，pp.563-568，2014.6
-
-

⑩-7) 日本建築学会：建築物の耐震性能評価手法の現状と課題—限界耐力計算・エネルギー法・時刻歴応答解析，2009.2

【明治大学構造第一研究室による研究】

筆者らはすでに、保有水平耐力計算の加速度一定領域では減衰の効果を大きく取り過ぎていることや、建物の弾性周期に基づき設計されることから速度一定領域においても地震応答時の建物の塑性化による周期の変化が考慮されていないこと、地盤毎に異なる地盤増幅特性を 3 種に限定して分類していること等が原因で、保有水平耐力計算と限界耐力計算の必要耐力に大きな差異を生じる要因となることを明らかにしている¹⁻⁷⁾。耐震性能評価に関しては多くの研究者により、各耐震設計基準の妥当性の検証や、等価線形化法に基づく建物の地震応答と建物強度や応答スペクトルの関係式が示されているが^{1-8), 1-9), 1-10)}、筆者等はこのような理論的検討に加え、実地盤による地盤増幅を考慮した地震動による地震応答解析より、実地盤情報を精確に反映した首都圏の鉄筋コンクリート造建物の耐震性能の実状を解析的にも検討している。結果として、特に変形能に乏しい低層建物では、第 2、3 種地盤と判定される地域で建物の限界変形を超える可能性が大きいことを明らかにしている¹⁻¹¹⁾。

耐震設計基準に関する論理的検討および解析的検討は多数あるが、Table 1.2.1 に、本研究室の研究成果のうち特に本論文に関連性の高ものを示す。

Table 1.2.1 List of relevant paper

年月	文献	出典
2007.4	平石久廣、稲井栄一、和田寿一、福島徹：鉄筋コンクリート造建築物の地震応答と耐震性能評価に関する研究	日本建築学会構造系論文集、第 613 号、pp.99-106
2007.12	平石久廣、稲井栄一、福島徹：鉄筋コンクリート造建築物の耐震規準における規定の意義とその合理化について	日本建築学会構造系論文集、第 622 号、pp.163-168
2009.7	平石久廣、平塚高弘：現行耐震基準による建物の耐震性能の検証	日本建築学会構造系論文集、第 641 号、pp.1311-1319
2009.7	平石久廣、金子雅之、平塚高弘：地盤増幅特性の影響を考慮した建築物の地震応答予測に関する研究	日本建築学会構造系論文集、第 641 号、pp.1303-1309
2013.7	平石久廣、小橋祐人：中地震時における建築物の地震応答予測法とその応用に関する研究	日本建築学会構造系論文集、第 891 号、pp.1299-1306
2014.4	平石久廣、大出大輔、稲井栄一：降伏変形角モデルが建築物の最大地震応答評価に及ぼす影響	日本建築学会構造系論文集、第 698 号、pp.1303-1309
2014.6	高橋加南、平石久廣、大出大輔、小橋祐人、稲井栄一：変形規定型設計法に関する研究	日本建築学会技術報告集、第 45 号、pp.551-556
2014.6	大出大輔、平石久廣、楠浩一：保有水平耐力計算と International Building Code の比較と検討	日本建築学会技術報告集、第 45 号、pp.563-568
2014.7	大出大輔、平石久廣、楠浩一：限界耐力計算と INTERNATIONAL BUILDING CODE の耐震規定により定まる建物要求耐力の比較と検討	日本建築学会構造系論文集、第 701 号、pp.977-985
2016.4	平石久廣、和泉寛幹、積山悠：首都圏における現行基準鉄筋コンクリート造建物の耐震性に関する研究	日本建築学会構造系論文集、第 722 号、pp.769-777
2016.8	大出大輔、平石久廣：地盤のせん断波速度に基づく日米の耐震性能評価に関する研究	日本建築学会大会学術講演梗概集（九州）、構造Ⅱ、pp.785-786
2018.10	大出大輔、和泉寛幹、大塚悠里、平石久廣：首都圏実地盤上における鉄筋コンクリート造低層建物の耐震性能に関する研究	日本建築学会技術報告集、第 58 号、pp.1035-1040
2018.11	Daisuke ODE, Miei ITO, Hisahiro HIRAISHI : SEISMIC PERFORMANCE OF BUILDINGS DESIGNED BY CURRENT JAPANESE CODES AND PROBLEMS TO BE CONSIDERED	The 7 th Asia Conference on Earthquake Engineering

1.3 研究目的

1.2 節の、【明治大学構造第一研究室による研究】でまとめた文献では、建物の耐震設計をする際に必要となる係数のうち、建物周期と減衰による低減係数以外の係数については、建物の耐震性能に与える影響を定量的に把握するに至っていない。これは文献¹⁻⁷⁾において、地域係数 Z を 1 として応答評価式を例示したことや、表層地盤の加速度応答スペクトルに基づき応答評価式を構築したこと、文献^{1-8), 1-9), 1-10)}では応答評価式を応答スペクトルと直接的に関係づけたことに起因する。結果として、地盤増幅係数 G_s や地域係数 Z が建物の耐震性能に与える影響に関しても検討されていない。

そこで本研究では、耐震性能におよぼす構造因子の影響を容易に視認できる形で応答評価式を示し、検討が不十分な項目についても体系的かつ総合的に検討することで、技術者が容易に耐震を理解できることとともに、耐震基準や耐震技術等に容易に反映しうる資料とすることを目的とする。

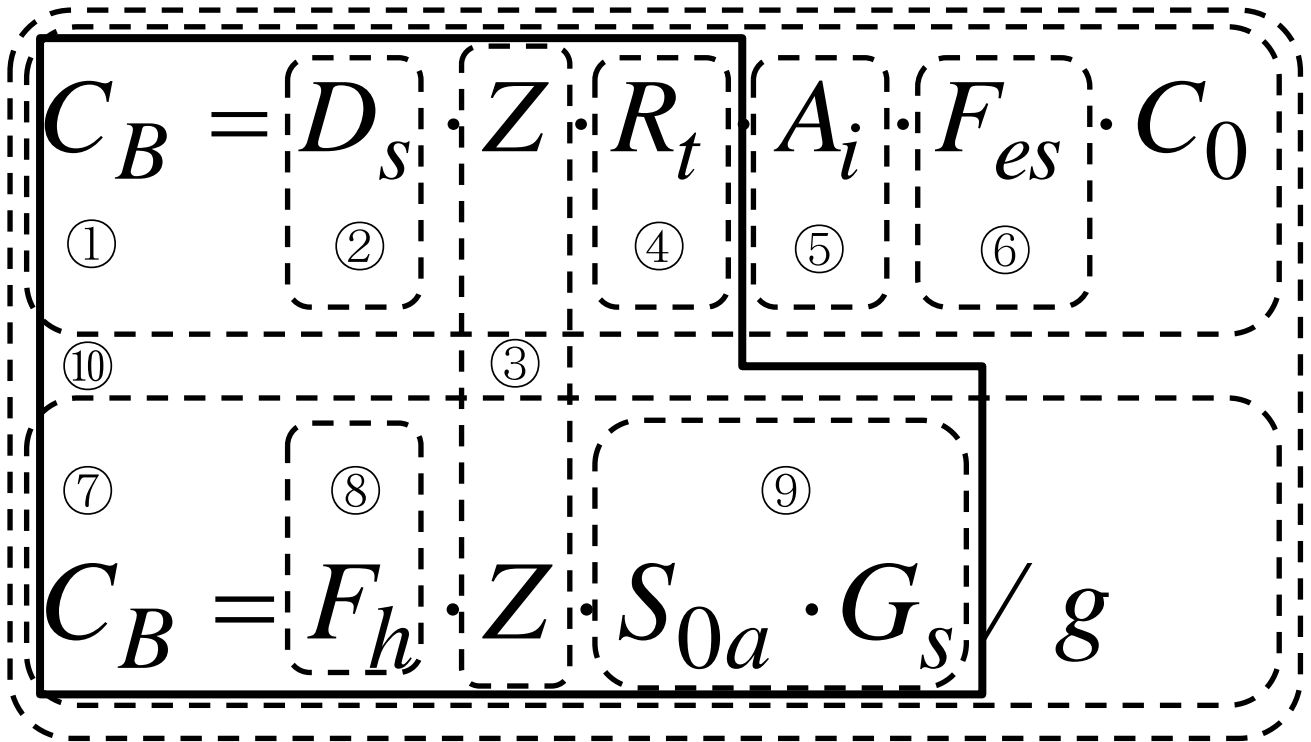
また、実地盤情報を反映した解析的な検討においては、文献¹⁻¹¹⁾では建物と地盤の動的相互作用を考慮せずに耐震性能の検討を行っており、この影響が大きいとされている低層建物では、まだ検討の余地があるといえる。さらに、建物モデルを鉄筋コンクリート造ラーメン構造に限定した検討としており、我が国の中低層集合住宅の代表的な構造である壁式構造についても耐震性能を検討することで、より多くの実在建物の耐震性能の実状を把握するための有用な資料になると考えられる。

そこで本研究では、壁式構造も含め、建物の動的相互作用を考慮した地震応答解析を実施し、保有水平耐力計算により耐力を算定した建物の耐震性能の実状をより詳細に把握するとともに、防災上の観点からも有用なマップの提示と、建物の立地条件が地震応答に与える影響を明らかにすることを目的とする。

なお、マクロな観点からの検討を主眼としていることから、検討対象は以下の建物としたため、本研究の検討結果を参考にする際は、これらの点に十分に注意されたい。また、具体的には、Fig. 1.3.1 の実線で示す範囲が、本研究で検討した範囲である。

- ・日本の現行耐震基準（特に保有水平耐力計算）に基づき設計された RC 造中低層建物を検討対象とした。
- ・一自由度系で地震応答を評価可能なものを検討対象とした。（ A_i や F_{es} の影響は本研究の範囲外とした）
- ・建物が崩壊に至るような、大きな地震応答変形の領域を検討対象とした。
- ・解析的検討において使用した地盤情報は、あくまでも K-net に掲載された観測点における情報であり、その地域全体の地震応答性状を示すものではない

Fig. 1.3.1 Map of research area



1.4 研究内容

本研究では、第一に、現行基準に基づき設計された建物が、倒壊に至るほどの大変形を受けた時に、どのような応答領域に属するかについて検討した。この検討は等価線形化法に基づき、建物の地震応答時の等価周期と加速度応答スペクトルの関係から、理論的に行った。次に、等価線形化法に基づき、現行耐震基準に規定されている設計用の構造因子である構造特性係数、振動特性係数、地域係数、地盤増幅係数が、地震時最大応答変位に与える影響を容易に視認できる応答評価式を導いた。さらに、振動論とエネルギーの観点からも、同じ応答評価式が導かれることを示した。この応答評価式に基づき、設計用の構造因子が建物の地震時最大応答変位に与える影響を検討した。また、建物周期を弾性周期とした場合と、地震応答時の等価周期とした場合で設計時に建物が属す加速度応答スペクトルの領域が異なることに着目し、各場合における必要ベースシア係数の算出式を比較することで、保有水平耐力計算と限界耐力計算が算出する必要耐力に差異が生じる原因についても検討した。耐震性能におよぼす構造因子の影響を容易に視認できる形で応答評価式を示し、体系的かつ総合的に検討することにより、技術者が容易に耐震を理解できることとともに耐震基準や耐震技術等に容易に反映しうることになり、学術的だけでなく実務的にも極めて意義の高いことだと考えられる。

本研究ではさらに、保有水平耐力計算に基づき耐力設定した鉄筋コンクリート造低層建物に対して、地盤との相互作用を考慮した地震応答解析を実施し、日本における現行基準の建物の地震応答の実状を解析的手法でも明らかにした。検討対象の建物モデルは我が国の鉄筋コンクリート造低層建物の代表的な架構であるラーメン構造と壁式構造とした。鉄筋コンクリート造建物の実状として、中低層集合住宅などでは一般に長辺方向よりも短辺方向に多くの耐震要素を配することから、短辺方向の地震応答時の層間変形角は小さくなるため、建物の長辺方向の地震応答評価を想定した。解析には首都圏実地盤情報を反映し、様々な地盤の増幅特性を考慮することで、地盤周期と建物の地震応答の関係を明らかにするとともに、低層建物に対しては耐震性能に影響を及ぼすと考えられるスウェイ¹⁻¹²⁾についても検討を行った。さらに、各解析条件における建物の靱性能と限界変形角との関係より、首都圏の鉄筋コンクリート造低層建物の危険度の指標となるマップを作成した。現在、保有水平耐力計算は主流の耐震設計であることから、保有水平耐力計算により耐力を算定した建物の耐震性能の実状をより精確に把握する事は設計だけではなく防災上の観点からも大きな意義を有すると考えられる。

1.5 論文構成

本研究では我が国の建物の耐震性の実状と課題を検討するにあたり、既往の知見も含め体系的かつ総合的な耐震性能評価を行った。以下に各章における検討項目を記す。

〔第1章〕 序論

本研究の背景として、日本における主な地震被害と耐震設計基準の変遷を示した。次に、日本の現行基準による耐震性能評価に関する近年の研究動向について調査・分析し、現行基準の問題点を指摘するとともに、既往の研究では検討が不足している事項を明示した。さらに、既往の研究に対する本研究の位置づけならびに研究目的、研究方針、論文構成を示した。

〔第2章〕 等価線形化法に基づく応答評価

まず、等価線形化法に基づく応答評価法に基づき、建物が崩壊に至るほどの地震応答変形を受けた場合の、等価剛性に基づく等価周期を求めた。これにより得られた建物の等価周期と限界耐力計算により規定される加速度応答スペクトルの関係から、日本に実在するほとんどの建物は、崩壊時の等価周期が速度一定領域に属することを示した。また、疑似応答スペクトルの関係やエネルギーの釣り合いの関係から、速度一定領域における建物の必要ベースシア係数と地震応答変形角の関係式を導いた。この関係式から、限界耐力計算で規定される構造因子が建物の耐震性能評価に与える影響を容易に視認できる応答評価式を導いた。

〔第3章〕 現行基準の課題

前章で求めた応答評価式に基づいて、日本における現行の耐震基準である保有水平耐力計算と限界耐力計算により算出される必要ベースシア係数と変形の関係を示した。保有水平耐力計算では弾性周期に基づき必要ベースシア係数を算出することから、多くの中低層建物が振動特性係数一定の領域で建物が設計されるが、限界耐力計算では建物の地震応答時の等価周期を用いて必要ベースシア係数を算出することから、ほとんどの中低層建物が加速度応答スペクトルにおける速度一定領域で設計される。この違いに基づき、建物の立地条件や靱性により、両設計基準により算出される必要ベースシア係数に生じる差を、定量的に示した。また、建物の耐震設計時に用いる構造因子である、構造特性係数、地域係数、振動特性係数、地盤増幅係数が、建物の耐震性能に与える影響をより詳細に検討し、設計者が現行基準において配慮すべき点を指摘した。

〔第4章〕 首都圏実地盤上における鉄筋コンクリート造低層建物の耐震性能

保有水平耐力計算により耐力を設定した低層鉄筋コンクリート造建物を対象として、首都圏各地における実地盤の地盤増幅を考慮した地震動を用いて、地盤との動的相互作用を考慮した地震応答解析を行い、実状により即した耐震性能を検証した。検討対象とする建物は、鉄筋コンクリート造ラーメン構造に加えて、我が国の代表的な中低層集合住宅である鉄筋コンクリート造壁式構造について、地盤周期と建物の地震応答変形の関係性を明らかにするとともに、理論的検討において得られた関係式の妥当性を確認した。なお、検討対象とした低層建物においては、建物と地盤との動的相互作用のうちロッキングの影響

は非常に小さいと考えることができるため、本報では動的相互作用としてはスウェイのみを考慮し、スウェイの有無による建物の地震応答の違いを、累積消費エネルギーなどから明らかにした。また、各解析条件における建物の地震応答解析結果より、首都圏の中低層鉄筋コンクリート造建物の危険度の指標を示すマップを提示することで、保有水平耐力計算に基づく耐震性能評価と地震応答解析結果の差異や、地域による建物の危険度の傾向を明らかにした。さらに、地図上で地震応答解析結果と地盤増幅率の分布を比較し、保有水平耐力計算に基づき設計された建物の地震応答変形は地盤増幅率と相関性が高いことを示した。

〔第5章〕 結論

本論の検討に対するまとめを記すとともに、今後の研究課題を示した。

参考文献

- 1-1) 柴田明德：最新耐震構造解析，森北出版株式会社，1981.6
- 1-2) 小谷俊介：建築構造の耐震基準の変遷，コンクリート工学，Vol. 41， No. 5， pp. 11-16，2003.5
- 1-3) 建築物の構造関係技術基準解説書編集委員会編集：2015年版建築物の構造関係技術基準解説書，2015.6
- 1-4) 建築構造基準体系の現状と国際動向，2018年度日本建築学会大会[東北]研究協議会，2018.9
- 1-5) 国土交通省：構造計算書偽装問題に関する緊急調査委員会 報告書，2009.4
- 1-6) 勅使河原正臣：社会としての設計規準の選択のあり方 限界耐力計算と保有水平耐力計算(構造,第2部)|建築をとりまく「選択と集中」の現状,<特集>建築をとりまく「選択と集中」)，建築雑誌，1962 卷，pp. 22-23，2017.1
- 1-7) 平石久廣，稲井栄一，福島徹：鉄筋コンクリート造建築物の耐震規準における規定の意義とその合理化について，日本建築学会構造系論文集，第 622 号，pp.163-168，2007.12
- 1-8) 舟橋洋佑，森保宏，渡辺豊和，中島正愛，高田直樹：構造物の変位応答に基づく耐震信頼性評価法（その1，その2），日本建築学会大会梗概集，pp.53-56，2001.9
- 1-9) 飯藤正之，嶺岸孝志，渋谷純一：設計用スペクトルと等価線形化法を用いた弾塑性最大応答変形の推定（その1，その2），日本建築学会大会梗概集，pp.673-676，2001.9
- 1-10) 岡野 創，宮本裕司：等価線形化法に基づく応答評価式—エネルギーバランスに基づく考察と限界変形の超過確率の評価への適用—，日本建築学会構造系論文集，第 562 号，pp.45-52，2002.12
- 1-11) 平石久廣，和泉寛幹，積山悠：首都圏における現行基準鉄筋コンクリート造建物の耐震性に関する研究，日本建築学会構造系論文集，第 722 号，pp.869-777，2016.4
- 1-12) 稲井栄一，井上芳生，木股信男，勅使河原正臣：壁式鉄筋コンクリート造建築物の地震応答の評価法，日本建築学会技術報告集，第 24 号，pp. 155-160，2007.12

2 等価線形化法に基づく応答評価

2.1 はじめに

等価線形化法は、2000年に施行された限界耐力計算²⁻¹⁾の論理的根拠になるなど、我が国の性能規定型の耐震設計基準を検討するうえで重要な手法である。

柴田は等価線形化法により、弾塑性応答する構造物の必要耐力と変形の間を求めている²⁻²⁾。また、平石、大塚等²⁻³⁾は一質点系が共振するときの1サイクルのエネルギーに着目して、復元力特性が応答に与える影響を検討し、復元力特性ごとに応答低減効果を示すとともに、等価剛性（等価周期）および減衰力によるエネルギー吸収が等しければ、復元力特性が異なっても応答にさほど差がないことを明らかにしている。

一方でこれらの研究では、理論的もしくは解析的な手法による地震応答評価の精度に関するものが多く、我が国の実在する建物が倒壊に至るほどの地震応答変形を受けた時の耐震性能の実状を把握するという観点では、検討の余地がある。

本章では、等価線形化法に基づき、建物の地震応答時の等価周期と応答変形の関係から、我が国に実在する建物が倒壊に至るほどの地震応答を受けた際には、多くの建物が速度一定領域に属するような等価周期となることを示した。また、疑似応答スペクトルの関係および、エネルギーの釣合いにより、速度一定領域に属する建物のベースシア係数と地震応答の関係式を導出した。この関係式から、限界耐力計算で規定される構造因子が建物の耐震性能評価に与える影響を容易に視認できる応答評価式を導いた。

2.2 建物の等価周期

柴田や、平石、大塚等の研究^{2-2),2-3)}で明らかなように、弾塑性応答する建物では、加速度応答スペクトルに対応する周期としては、応答時の等価周期を用いることで、解析結果との整合が良い応答評価ができる。我が国における現行基準の一つである限界耐力計算法²⁻¹⁾では、弾性周期ではなく最大応答時の等価周期が、加速度応答スペクトルに対応する周期として用いられている。

文献^{2-4), 2-5)}に示されているように、適切な外力分布による静的増分解析から定まる各層の水平変位が1次のモードベクトルに比例するとみなすことにより、建築物はFig. 2.2.1、2.2.2に示すような1自由度系に縮約できる。Fig. 2.2.1、2.2.2に示すような1自由度系の等価周期 T_e は、建物の地震応答時の等価剛性 K_e と縮約1自由度系の質量(建築物の有効質量) M_u を用いて(2.2.1)式で与えられる²⁻¹⁾。大地震時における等価剛性 K_e は、応答変位 δ 、せん断力を Q とすると、(2.2.2)式で与えられることから、大地震時の系の等価周期 T_e は(2.2.3)式で与えられる。また、 Q を $M_u \cdot g$ で基準化したものをベースシア係数 C_B とすると、地震応答時の建物等価周期とベースシア係数、地震時応答変形の関係式は(2.2.4)式で与えられる²⁻⁶⁾。ここで、 g は重力加速度である。

$$T_e = 2\pi \sqrt{\frac{M_u}{K_e}} \quad (2.2.1)$$

$$K_e = \frac{Q}{\delta} \quad (2.2.2)$$

$$T_e = 2\pi \sqrt{\frac{M_u \cdot \delta}{Q}} \quad (2.2.3)$$

$$T_e = 2\pi \sqrt{\frac{\delta}{C_B \cdot g}} \quad (2.2.4)$$

T_e : 建物の等価周期(s) M_u : 建築物の有効質量(kg) K_e : 地震応答時の等価剛性(kN/m)
 Q : 地震応答時のせん断力(kN) δ : 地震時応答変形(m) C_B : ベースシア係数
 g : 重力加速度(=9.8m/s²)

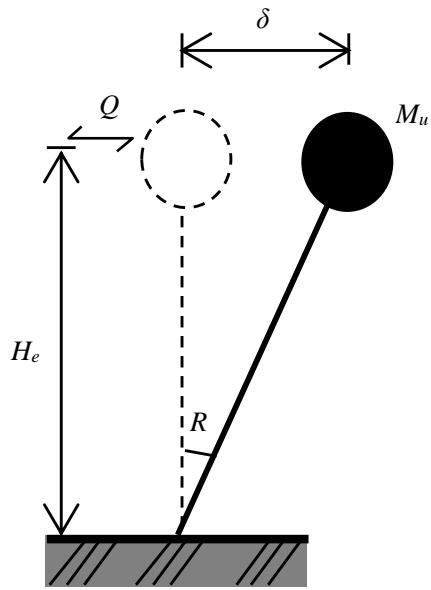


Fig. 2.2.1 Single degree of freedom system

Base shear coefficient

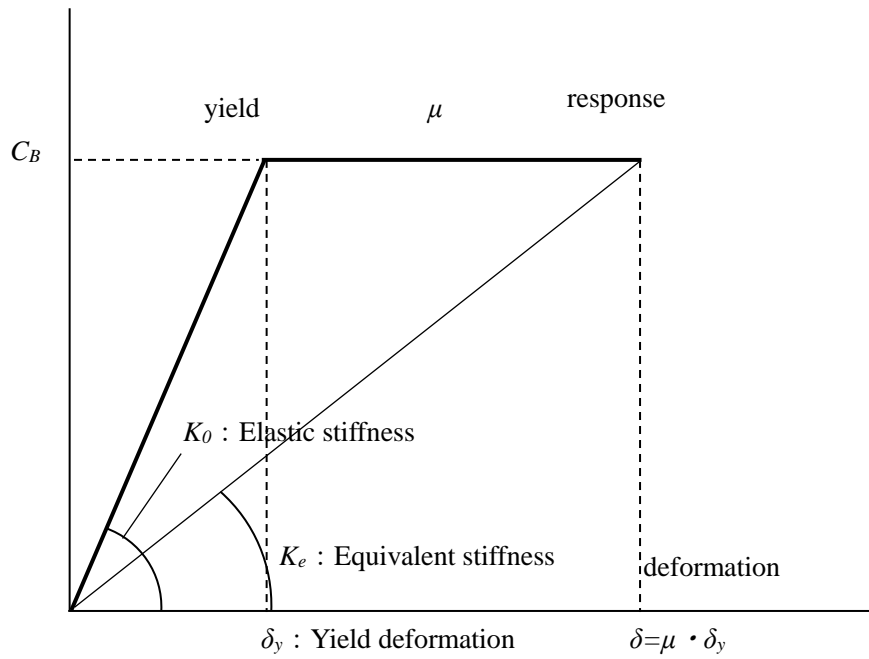


Fig. 2.2.2 Hysteresis model

Fig. 2.2.2 で示すような完全弾塑性型の復元力特性を仮定した場合、初期剛性 K_0 と等価剛性 K_e は、(2.2.5)、(2.2.6)式で表される。(2.2.5)式および(2.2.6)式より、初期剛性 K_0 と等価剛性 K_e は(2.2.7)式の関係が得られる。

$$K_0 = \frac{C_B}{\delta_y} \quad (2.2.5)$$

$$K_e = \frac{C_B}{\delta} = \frac{C_B}{\mu \cdot \delta_y} \quad (2.2.6)$$

$$K_0 = \mu \cdot K_e \quad (2.2.7)$$

(2.2.1)式と(2.2.7)式より、塑性化後の等価周期 T_e は、初期剛性 K_0 と建物の等価質量 M_u 、塑性率 μ を用いて、(2.2.8)式で表すこともできる。速度一定領域の加速度応答スペクトルの値は建物の等価周期に反比例するため、周期の伸びにより、速度一定領域の加速度応答スペクトルの値は塑性率の平方根に反比例することがわかる。

$$T_e = 2\pi \sqrt{\frac{M_u \cdot \mu}{K_0}} \quad (2.2.8)$$

また、弾性周期 T_0 は、初期剛性 K_0 と建物の有効質量 M_u を用いて(2.2.9)式で表される。(2.2.8)式と(2.2.9)式より、弾性周期 T_0 と等価周期 T_e には(2.2.10)式の関係がある。このため、耐震設計基準が弾性周期に基づくものか、等価周期に基づくものかで、耐震性能評価時に考慮する建物の周期には塑性率の平方根の差異が生じる。

$$T_0 = 2\pi \sqrt{\frac{M_u}{K_0}} \quad (2.2.9)$$

$$T_e = \sqrt{\mu} \cdot T_0 \quad (2.2.10)$$

これまでは完全弾塑性型の復元力特性を用いて等価周期の検討をした。鉄骨フレーム構造のような、バイリニア型に近い復元力特性の系に対しては適用可能であろう。

一方で、鉄筋コンクリート造建物の復元力特性は、一般的には Fig. 2.2.3 に表されるようなトリリニア型で表現される。このモデルは、曲げ降伏型部材に特有の紡錘型の履歴特性を表現するため、曲げひび割れと曲げ降伏に相当する 2 つの折れ点を有し、初期剛性の領域 ($\sim \delta_c$) と、コンクリートのひび割れによる剛性低下領域 ($\delta_c \sim \delta_y$) と、鉄筋の降伏後の領域 ($\delta_y \sim$) により構成される。ここで、 Q_y は降伏荷重、 Q_c はひび割れ荷重、 K_y は降伏時の等価剛性を表す。

昨今、曲げ降伏型部材の復元力特性モデルとして広く用いられているのは、D-Tri モデル²⁻⁷⁾や、武田モデル²⁻⁸⁾などである²⁻⁹⁾。

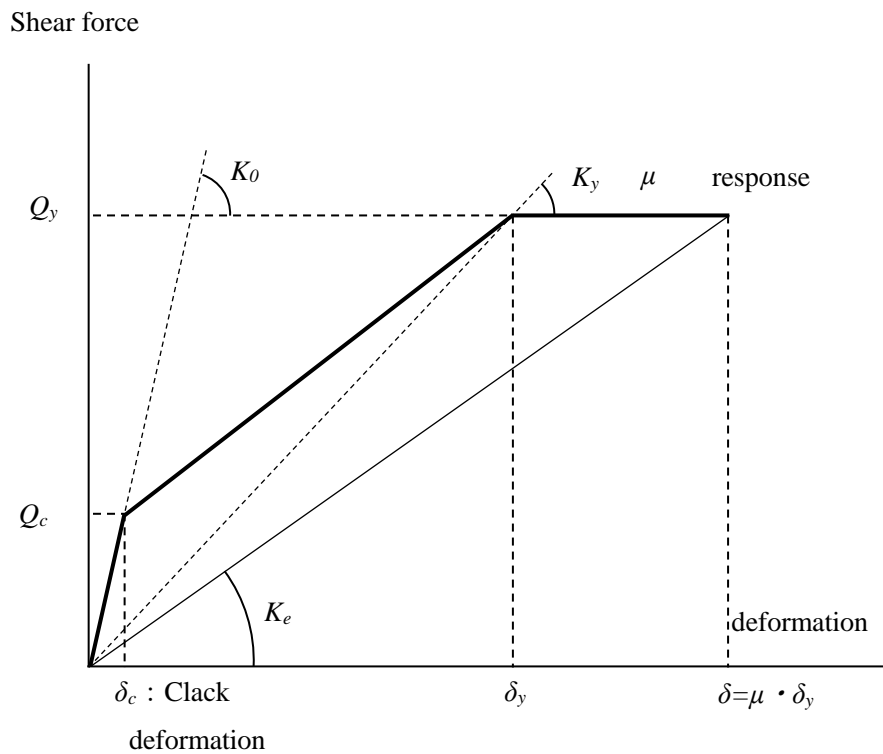


Fig. 2.2.3 Hysteresis model

Fig. 2.2.3 のようなトリリニア型の復元力特性の場合、等価周期 T_e と弾性周期 T_0 は(2.2.11)、(2.2.12)式で表されることから、弾性周期 T_0 と等価周期 T_e には、(2.2.13)式の関係が得られる。なお、文献²⁻¹⁰⁾・²⁻¹¹⁾では、降伏点における等価剛性 K_y と初期剛性 K_0 には、(2.2.14)式の関係があるとされている。

$$T_e = 2\pi \sqrt{\frac{M_u}{K_e}} = 2\pi \sqrt{\frac{\mu \cdot M_u}{K_y}} \quad (2.2.11)$$

$$T_0 = 2\pi \sqrt{\frac{M_u}{K_0}} \quad (2.2.12)$$

$$T_e = \sqrt{\frac{K_0}{K_e}} \cdot T_0 = \sqrt{\frac{\mu \cdot K_0}{K_y}} \cdot T_0 \quad (2.2.13)$$

$$K_y = 0.4 \sim 0.25 \cdot K_0 \quad (2.2.14)$$

また、文献²⁻¹¹⁾では、トリリニア型の復元力特性を等価なバイリニア型復元力特性に置換することが検討されている (Fig. 2.2.4 参照)。この手法では、文献²⁻¹²⁾より、等価初期剛性 $_{ef}K_0$ は初期剛性 K_0 の 0.6~0.4 倍となり、平均的に 0.5 倍とすると、初期周期 $_{ef}T_0$ と弾性周期 T_0 にはおおよそ(2.2.15)式の関係があることが示されている。さらに、トリリニア型での降伏点 δ_y に対する塑性率 μ は、等価なバイリニア型復元力特性の降伏点に対する見かけの塑性率の 1/2 になることから、弾性周期を $\sqrt{2}$ 倍した等価初期周期と、降伏点変位に対する許容塑性率 μ に対して 2 倍の等価許容塑性率 μ' を用いることで構造特性係数を算出し得ることなども示されている。

本章の検討は、復元力特性に関係なく成立する式であるが、本研究では鉄筋コンクリート造建物を対象としていることから、第 3 章に示す必要ベースシア係数に、建物が塑性化することによる周期の変化が与える影響を定量的に把握したい場合には、本節の内容を参考にされたい。

$$_{ef}T_0 = \sqrt{2} \cdot T_0 \quad (2.2.15)$$

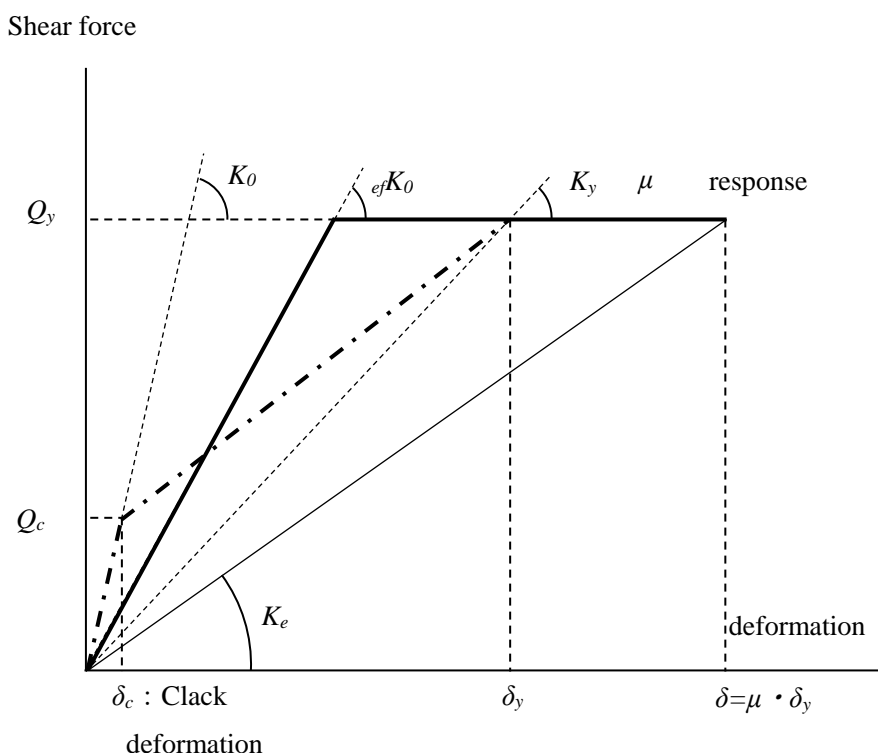


Fig. 2.2.4 Hysteresis model

2.3 建物の応答領域

建物の地震時応答変形角 R は地震時応答変位 δ と建物の有効高さ H_e を用いて(2.3.1)式で表されることから、(2.2.4)式は(2.3.2)式に変形できる。(2.3.2)式より、耐震設計において重要なクライテリアとなる応答変形角は、等価周期の 2 乗と建物のベースシア係数に比例し、建物の有効高さに反比例することがわかる。

$$R = \frac{\delta}{H_e} \quad (2.3.1)$$

$$R = \left(\frac{T_e}{2\pi} \right)^2 \cdot \frac{C_B \cdot g}{H_e} \quad (2.3.2)$$

R : 地震時応答変形角(rad) H_e : 建物の有効高さ(m)

限界耐力計算において、地震により建築物に作用する加速度 S_a は、Fig.2.3.1、2.3.2 に示すように、解放工学的基盤上の加速度応答スペクトル S_{a0} (減衰 5%に相当する) をもとに、建築物の地震応答時の等価周期 T_e および表層地盤による加速度の増幅率 G_s 等を考慮して算出する²⁻¹⁾。

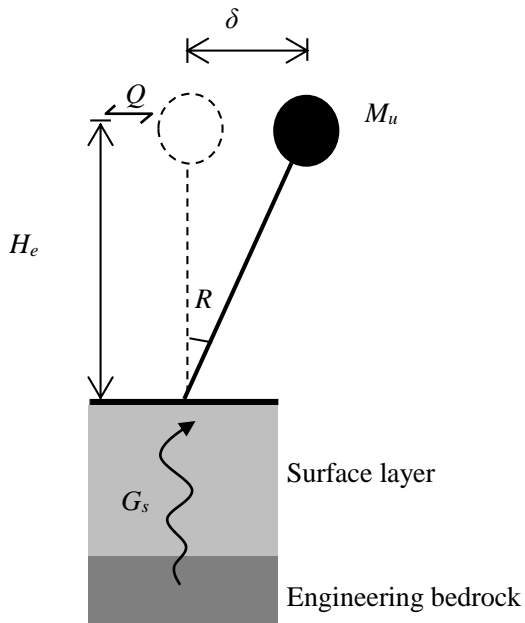


Fig. 2.3.1 Earthquake transmission

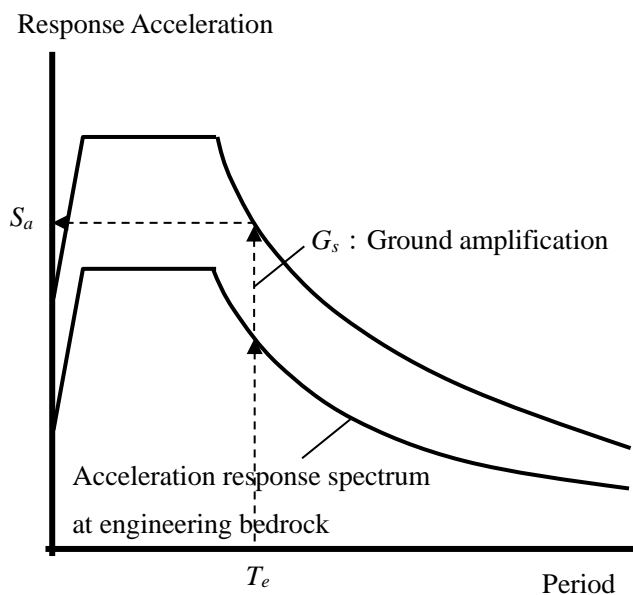


Fig. 2.3.2 Response spectrum

Fig. 2.3.3 に、限界耐力計算の略算法で規定されている加速度応答スペクトル S_a を示す²⁾。加速度応答スペクトル S_a は、解放工学的基盤における加速度応答スペクトル S_{a0} と地盤増幅係数 G_s を用いて、(2.3.3) 式で表される。限界耐力計算では、地盤周期により地盤種別が 3 種類（第一種、第二種、第三種）に分類され、地盤種別毎に地盤増幅係数 G_s の建物の等価周期 T_e との値の関係が異なることから、加速度応答スペクトル S_a の値も異なる。

限界耐力計算の略算法で規定されている加速度応答スペクトルは、建物の等価周期により 3 種類の領域に分類されるが、このうち加速度一定領域と速度一定領域の境界となる周期（地盤種毎に T_1 、 T_2 、 T_3 と表記する）を Tab. 2.3.1 に示す。(2.3.2) 式と、Tab. 2.3.1 より、加速度一定領域と速度一定領域の境界となる周期におけるベースシア係数 $C_B=0.3$ の建物の、有効高さ³⁾と建物変形角⁴⁾の関係を Tab. 2.3.2 に示す。仮に建物の許容し得る限界変形角 R_u が 1/50 程度とした場合、第三種地盤の平屋建て建物以外は崩壊時には速度一定領域に属することがわかる。このことから、一定の変形能を有する建物が倒壊に至るほどの応答が生じる場合、ほとんどの建物は速度一定領域に属していると言える。

$$S_a = S_{a0} \cdot G_s \quad (2.3.3)$$

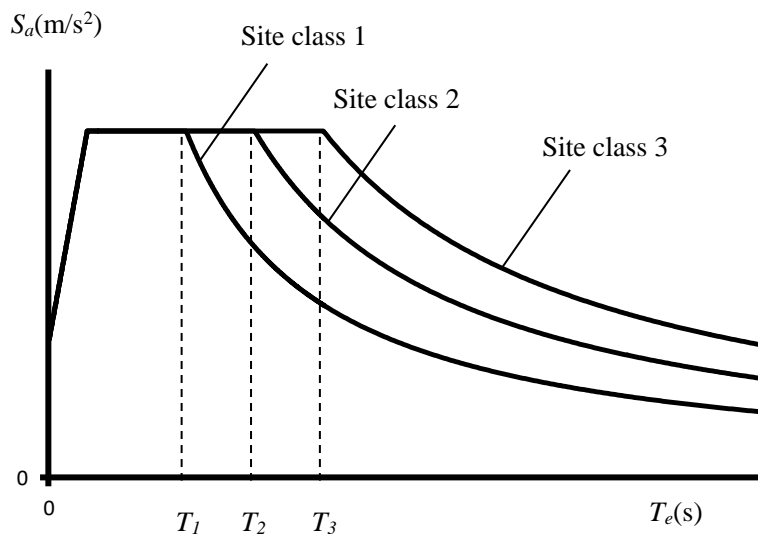


Fig. 2.3.3 Acceleration response spectrum

Table2.3.1 Boundary Period of Response Spectrum

	Boundary period (s)
T_1	0.576
T_2	0.864
T_3	1.152

Table2.3.2 Relationship of Building Height and Drift Angle
in case of the Base Shear Coefficient $C_B=0.3$

Site class	Site class 1	Site class 2	Site class 3
Boundary period	$T_1=0.576s$	$T_2=0.864s$	$T_3=1.152s$
$H_e=3m$	1/121	1/54	1/30
$H_e=6m$	1/243	1/108	1/61
$H_e=9m$	1/364	1/162	1/91

2.4 速度一定領域における建物の強度と変形

Fig. 2.4.1 に、等価剛性により応答する系の荷重と変形の関係を示す。Fig. 2.4.1 のように応答する建物の加速度応答スペクトル S_a 、速度応答スペクトル S_v 、変位応答スペクトル S_d には、疑似的に(2.4.1)～(2.4.3)式の関係がある²⁻²⁾。(2.4.1)～(2.4.3)式より、(2.4.4)式が得られる。速度一定領域においては V_{max} が一定となることから、ベースシア係数 C_B と建物の最大応答変位 δ_{max} の積は一定となることがわかる。ただし、後述する(2.4.9)式に示す通り、 V_{max} は減衰による低減係数 F_h に影響を受けるため、 F_h の影響が一定と考えられる範囲内での適用とする。

$$S_d = \delta_{max} \quad (2.4.1)$$

$$S_v = \omega \cdot S_d \approx V_{max} \quad (2.4.2)$$

$$S_a = \omega^2 \cdot S_d = \omega \cdot S_v \approx \alpha_{max} = C_B \cdot g \quad (2.4.3)$$

$$C_B \cdot \delta_{max} = \frac{V_{max}^2}{g} \doteq \text{一定} \quad (2.4.4)$$

δ_{max} : 建物の最大応答変位 V_{max} : 建物の最大応答速度 α_{max} : 建物の最大応答加速度

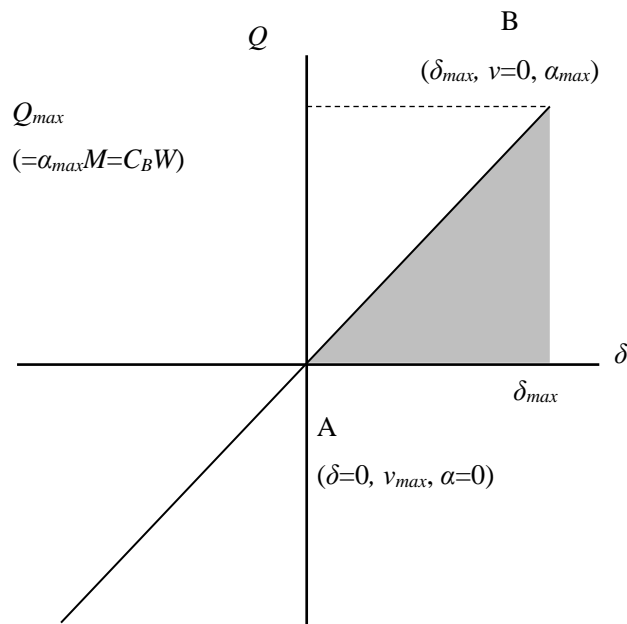


Fig. 2.4.1 Q- δ relationship

一方(2.4.4)式は、以下のようにエネルギー的な観点からも誘導することができる。Fig. 2.4.1 の A 点における運動エネルギー ${}_kE$ と、B 点における位置エネルギー ${}_pE$ は(2.4.5)、(2.4.6)式となる。

$${}_kE = \frac{1}{2} \cdot \frac{W}{g} \cdot V_{max}^2 \quad (2.4.5)$$

$${}_pE = \frac{1}{2} \cdot C_B \cdot W \cdot \delta_{max} \quad (2.4.6)$$

${}_kE$: A 点の運動エネルギー ${}_pE$: B 点の位置エネルギー W : 建物の重量

ここで、最大応答時 A (変位ゼロ : 最大速度時) -B (最大変形時 : 速度ゼロ) 間で入力エネルギーと消費エネルギーが等しい、すなわち ${}_kE = {}_pE$ とすると、やはり(2.4.4)式の関係が得られる。このことから、速度一定領域における建物は、必要ベースシア係数と最大応答変形の積が一定という関係が得られる。ただし、後述する(2.4.9)式に示す通り、 V_{max} は減衰による低減係数 F_h に影響を受けるため、 F_h の影響が一定と考えられる範囲内での適用とする。

$$C_B \cdot \delta_{max} = \frac{V_{max}^2}{g} \doteq \text{一定} \quad (2.4.4)$$

限界耐力計算において、解放工学的基盤の加速度応答スペクトルの値 S_{0a} は(2.4.7)式で与えられる。また、解放工学的基盤の加速度応答スペクトル S_{0a} と解放工学的基盤の速度応答スペクトル S_{0v} には疑似的に(2.4.8)式の関係がある。(2.4.8)式に(2.4.7)式の速度一定領域を代入した場合、 S_{0v} の値は 0.815(m/sec)となる。

限界耐力計算を構成する因子を用いると、速度一定領域における建物の地震応答速度は(2.4.9)式で与えられる。(2.4.4)式に(2.4.9)式を代入することで、速度一定領域での建物の強度と応答の基本的関係を表す(2.4.10)式が得られる。(2.4.10)式より、速度一定領域における建物の必要ベースシア係数は、地域係数 Z 、地盤増幅係数 G_s および低減係数 F_h の 2 乗に比例し、建物が許容し得る最大変形 δ_{max} に反比例することがわかる。

$$S_{0a} = \begin{cases} 3.2 + 30T_e & (T_e < 0.16) \\ 8 & (0.16 \leq T_e < 0.64) \\ 5.12/T_e & (0.64 \leq T_e) \end{cases} \quad (\text{m/s}^2) \quad (2.4.7)$$

$$S_{0v} = \frac{T_e}{2\pi} S_{0a} \quad (\text{m/s}) \quad (2.4.8)$$

$$V_{max} = Z \cdot G_s \cdot S_{0v} \cdot F_h = 0.815 \cdot Z \cdot G_s \cdot F_h \quad (\text{m/s}) \quad (2.4.9)$$

$$C_B = \frac{0.0678 \cdot Z^2 \cdot G_s^2 \cdot F_h^2}{\delta_{max}} \quad (2.4.10)$$

S_{0a} : 解放工学的基盤の加速度応答スペクトル S_{0v} : 解放工学的基盤の速度応答スペクトル
 Z : 地域係数 G_s : 地盤増幅係数 F_h : 応答低減係数

2.5 まとめ

本章では、性能規定型の耐震設計基準である限界耐力計算の論理的根拠にもなっている等価線形化法に基づき、我が国に実在する建物の、地震応答時の耐震性能の実状を、論理的観点から検討した。以下に、得られた知見をまとめる。

- ① 等価線形化法に基づき、地震応答時の等価周期を用いて建物の地震時応答変形角を検討すると、一定の変形能を保有する現在の日本の中低層建物のほとんどは、崩壊に至るほどの変形を受けた時の建物等価周期が速度一定領域に属す。
- ② 加速度応答スペクトルの関係から、必要ベースシア係数 C_B と、最大応答変位 δ_B および最大応答速度 V_{max} には以下の関係が得られる。この式は、等価剛性で応答する建物のエネルギー保存則の観点からも導くことができる。ただし、 V_{max} は減衰による低減係数 F_h に影響を受けるため、 F_h の影響が一定と考えられる範囲内での適用とする。

$$C_B \cdot \delta_{max} = \frac{V_{max}^2}{g} \div \text{一定}$$

- ③ 限界耐力計算に基づく必要ベースシア係数 C_B は下式で表される。この式により、耐震性能に各耐震設計用の構造因子が与える影響が容易に理解できる。

$$C_B = \frac{0.0778 \cdot Z^2 \cdot G_s^2 \cdot F_h^2}{R_y \cdot \mu \cdot H}$$

参考文献

- 2-1) 建築物の構造関係技術基準解説書編集委員会編集：2015年版建築物の構造関係技術基準解説書, 2015.6
- 2-2) 柴田明德：最新耐震構造解析, 森北出版株式会社, 1981.6
- 2-3) 大塚悠里, 平石久廣：建物の復元力特性が共振時の応答に及ぼす影響と評価, 構造工学, vol.64B, pp.179-185, 2018.3
- 2-4) 国土交通省住宅局建築指導課・国土交通省建築研究所・財団法人日本建築センター・財団法人建築研究振興協会編集：2001年度版 限界耐力計算法の計算例とその解説, 2001.3
- 2-5) 倉本洋, 勅使河原正臣, 小鹿紀英, 五十田博：多層建築物の等価1自由度系縮約法と地震応答予測精度, 日本建築学会構造系論文集, 第546号, pp.79-85, 2001.8
- 2-6) 平石久廣, 稲井栄一, 和田寿一, 福島徹：鉄筋コンクリート造建築物の地震応答と耐震性能評価に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第613号, pp.105-112, 2007.3
- 2-7) 深田泰夫：鉄筋コンクリート造建物の復元力特性に関する研究(その1), 日本建築学会関東支部学術研究発表会, 第40回, pp.121-124, 1969.11
- 2-8) Takeda, T., Sozen, M.A. and Nielsen, N.N., : Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 96, No. ST12, pp.2557-2573, 1970.12.
- 2-9) 日本建築学会関東支部：鉄筋コンクリート構造の設計 学びやすい構造設計, 2014.5
- 2-10) 青山博之：鉄筋コンクリート建物の終局強度型耐震設計法, 技報堂出版, pp.467-489, 1990
- 2-11) 島崎和司：等価線形化法を利用した応答変位推定式による構造特性係数 D_s の評価, 日本建築学会構造系論文集, 第516号, pp.51-57, 1999.2
- 2-12) 島崎和司, 鈴木威祐：RC構造物の地震時水平変位量の簡易な推定法について(その2), 日本建築学会学術講演梗概集, C, pp.23-24, 1985



3 現行基準の課題

3.1 はじめに

現在、日本の中低層建物は、多くの場合、1981年に施行された保有水平耐力計算³⁻¹⁾に基づき構造設計される。保有水平耐力計算は、強震記録に基づき規定された地域係数 Z や、振動特性係数 R_f に加え、Newmarkのエネルギー一定則などに基づいて建物の弾塑性挙動を考慮する構造特性係数 D_s や、層せん断力分布係数 A_i 、建物の地震応答に対する不正形さを考慮する形状係数 F_{es} など、制定当時までの地震被害の教訓を活かし、建物の安全性を確保するために規定された。しかしながら保有水平耐力計算は、地震時の性能を直に規定したものではなく、また施行から30年以上を経た現代の知見を踏まえると、その耐震性能評価にはさらなる検討の余地もある。

筆者等はすでに、保有水平耐力計算の加速度一定領域では減衰の効果を大きく取り過ぎていることや、建物の弾性周期に基づき設計されることから速度一定領域においても地震応答時の建物の塑性化による周期の変化が考慮されていないこと、地盤毎に異なる地盤増幅特性を3種に限定して分類していること等が、保有水平耐力計算と限界耐力計算の必要耐力に大きな差異を生じる要因となることを明らかにしている³⁻²⁾。

しかしながら、上記文献では、建物の耐震設計をする際に必要となる係数のうち、建物周期と減衰による低減係数以外の係数については、建物の耐震性能に与える影響を定量的に把握するに至っていない。これは文献³⁻²⁾において、地域係数 Z を1として応答評価式を例示したことや、表層地盤の加速度応答スペクトルに基づき応答評価式を構築したことに起因する。結果として、地盤増幅係数 G_s や地域係数 Z が建物の耐震性能に与える影響に関しても検討されていない。

そこで本章では、塑性変形に伴う周期の伸び、地域係数 Z 、および地盤増幅係数 G_s が、加速度一定領域もしくは速度一定領域において、建物の耐震性能に与える影響について検討する。また、構造特性係数 D_s と応答低減係数 F_h の関係より、保有水平耐力計算と限界耐力計算を比較し、現行基準、特に保有水平耐力計算の課題について検討する。さらに、日本では主に3種類の地盤種によって規定される地盤増幅率について、限界耐力計算の精算法や米国規準とも比較し妥当性を検討する。

3.2 保有水平耐力計算の必要ベースシア係数

現状の我が国における中低層建物の多くは、保有水平耐力計算に基づいて構造設計される。この計算法では(3.2.1)式による建物の弾性周期 T を用いて、Fig. 3.2.1 および(3.2.2)式の振動特性係数を求め、この値に対して構造性能を検証する。ここで T_c は建築物の底部の直下の地盤種別に応じて、Table 3.2.1 により定まる。なお、第一種地盤の T_c を T_1' 、第二種地盤の T_c を T_2' 、第三種地盤の T_c を T_3' と表記する。

$$T = H(0.02 + 0.01\alpha) \quad (\text{s}) \quad (3.2.1)$$

H : 建物高さ(m)

α : 木造または鉄骨造である階の高さの合計の H に対する比

$$R_t = \begin{cases} 1 & (T < T_c) \\ 1 - 0.2 \left(\frac{T}{T_c} - 1 \right)^2 & (T_c \leq T < 2T_c) \\ \frac{1.6T_c}{T} & (2T_c \leq T) \end{cases} \quad (3.2.2)$$

Fig. 3.2.2 に建物高さと建物の弾性周期の関係を示す。日本の建物の多くは第二種地盤もしくは第三種地盤で建設されており、鉄筋コンクリート造中低層建物のほとんどは $R_t=1$ の領域で設計されることがわかる。このため保有水平耐力計算においては、中低層建物を検討対象とした場合、地盤種別の影響や、速度一定領域における R_t の低減は、実務上ほとんど考慮されない ($R_t \doteq 1.0$)。このことに加え、形状特性係数を $F_{es}=1$ 、標準せん断力係数を $C_0=1.0$ 、層せん断力分布係数を $A_f=1.0$ とした場合、保有水平耐力計算の必要ベースシア係数 C_B' は(3.2.3)式で表される。

【保有水平耐力計算】

$$C_B' = Z \cdot D_s \quad (3.2.3)$$

Table3.2.1 Boundary Period of Vibration Characteristic Coefficient

	Boundary period (s)
T_1'	0.4
T_2'	0.6
T_3'	0.8

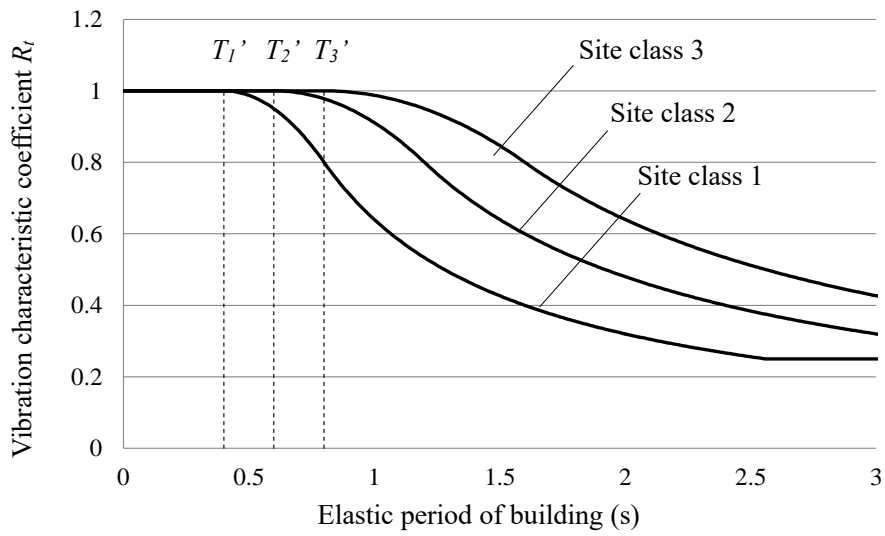


Fig.3.2.1 Vibration characteristic coefficient

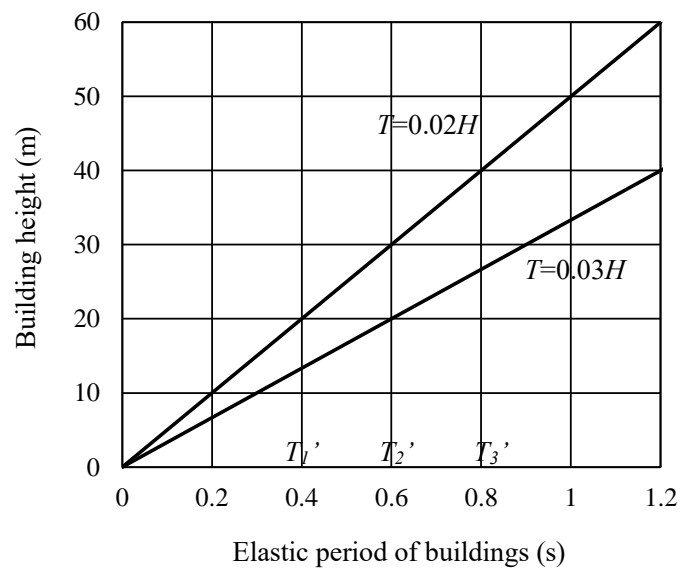


Fig.3.2.2 Relationship between building height and elastic period of buildings

3.3 限界耐力計算の必要ベースシア係数

限界耐力計算の速度一定領域における応答評価式として示した(2.4.10)式は、(3.3.1)式の関係を代入し、文献³⁻²⁾と同様に、有効質量比 $M_w/M=0.82$ 、代表高さ比 $H_e/H_f=0.715$ を用いると、(3.3.2)式となる。なお、(3.3.2)式に第二種地盤の速度一定領域での地盤増幅係数 $G_s=2.025$ を代入し、 $Z=1$ とした場合、文献³⁻²⁾の(15)式と同じ式となる。

$$\delta_{max} = R_y \cdot \mu \cdot H_t \quad (3.3.1)$$

$$C_B = \frac{0.0778 \cdot Z^2 \cdot G_s^2 \cdot F_h^2}{R_y \cdot \mu \cdot H} \quad (3.3.2)$$

R_y : 降伏変形角、 H_t : 建物高さ(m)

文献³⁻¹⁾³⁻²⁾より、限界耐力計算で用いられる低減係数 F_h は(3.3.3)式、減衰定数 h は(3.3.4)式で与えられる。文献³⁻²⁾³⁻³⁾では、主筋とコンクリートの付着が適切に確保されている場合 ($\gamma=0.25$)、保有水平耐力計算で用いられる構造特性係数 D_s と、限界耐力計算で用いられる低減係数 F_h の間に、Tab. 3.3.1、Fig. 3.3.1 の関係があることが示されている。なお文献³⁻²⁾³⁻⁴⁾では建物と部材の塑性率は等しいと仮定し、文献³⁻⁵⁾より D_s と建物の塑性率を定め、(3.3.3)式より D_s に対応する F_h の値を求めている。なお、構造特性係数 D_s に関しては、文献³⁻¹⁾ではエネルギー一定則と関係づけて係数が説明されている一方で、実務的には柱、梁、耐力壁の部材群としての種別により表形式で示された値が使用されており、日本に建設された中低層建物の耐震性能の実状と、等価線形化法に基づき想定される建物の耐震性能の差異を示すために、本論でも表形式に示された D_s 値に基づき検討した。Tab. 3.3.1 より、 $D_s \propto F_h^2$ の関係を用いると、(3.3.2)式は(3.3.5)式で表される。

$$F_h = \frac{1.5}{1+10h} \quad (3.3.3)$$

$$h = \gamma \left(1 - \frac{1}{\sqrt{\mu}} \right) + 0.05 \quad (3.3.4)$$

【限界耐力計算の換算式】

$$C_B = \frac{0.0778 \cdot Z^2 \cdot G_s^2 \cdot D_s}{R_y \cdot \mu \cdot H_t} \quad (3.3.5)$$

Table3.3.1 Value of D_s and F_h^{3-2}

μ	2	3	4
D_s	0.4	0.35	0.3
F_h	0.672	0.587	0.545
F_h^2	0.452	0.344	0.298

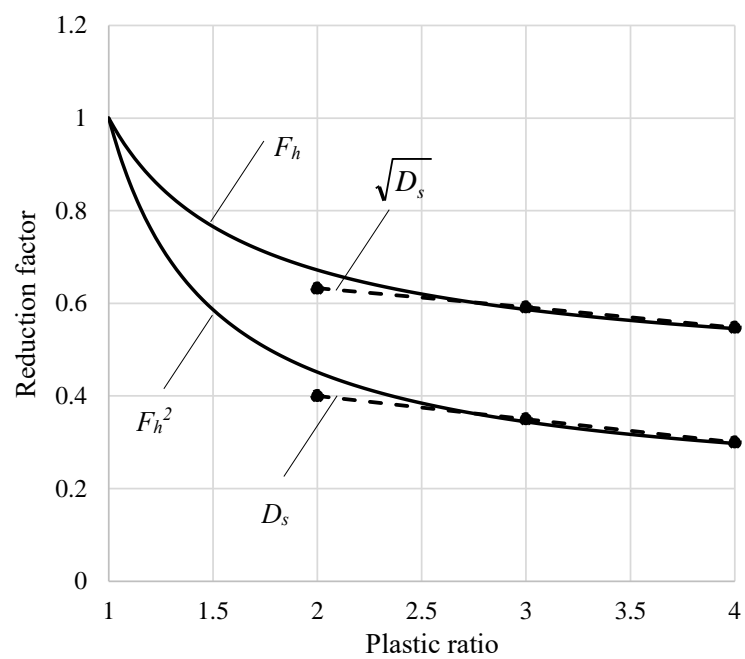


Fig.3.3.2 Relationship between D_s and F_h^{3-2}

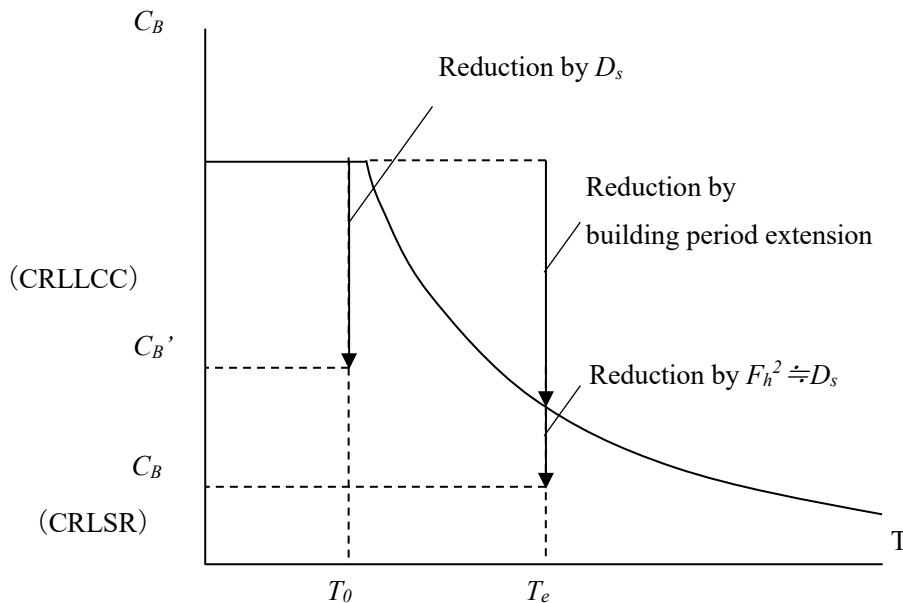
3.4 現行基準による必要ベースシア係数の比較

建物の降伏変形角は構造種別ごとにほぼ一定であることをふまえると、(3.2.3)および(3.3.5)式より、保有水平耐力計算と限界耐力計算で設計された多くの建物には、以下の差異があることがわかる。

- ①限界耐力計算においては、塑性率が大きくなるほど（≒等価周期が長くなるほど）、必要ベースシア係数の値が小さくなるが、保有耐力計算ではこのことが反映されていない。このため、塑性率が大きくなると、保有水平耐力計算と比較して限界耐力計算の必要ベースシア係数が小さくなる。
- ②限界耐力計算においては、地盤増幅係数 G_s は必要ベースシア係数に2乗で影響を与えるが、保有水平耐力計算では無視される場合が多い。
- ③限界耐力計算においては、地域係数 Z は必要ベースシア係数に2乗で影響を与えるが、保有水平耐力計算においては1乗で影響を与える。

保有水平耐力の必要ベースシア係数 C_B (3.2.3)式と限界耐力計算の必要ベースシア係数 C_B (3.3.5)式の比を(3.4.1)式に示す。地域係数が1未満の地点や、建物が弾塑性応答する場合には、限界耐力計算の方が必要ベースシア係数を小さく算出し、一方で地盤増幅係数が大きい場合には限界耐力計算では必要ベースシア係数を大きく算出する傾向があることがわかる。表層地盤上の加速度スペクトルが同一（ Z と G_s を無視）とした場合の、上記の塑性率による差異の概念を Fig. 3.4.1 に図示する。限界耐力計算では建物が塑性変形して速度一定領域に属す分、加速度スペクトルの値が小さくなり、必要ベースシア係数も小さくなることがわかる。

$$\frac{C_B'}{C_B} = \frac{0.0778 \cdot Z \cdot G_s^2}{R_y \cdot \mu \cdot H_t} \quad (3.4.1)$$



CLLCC: Calculation of Lateral Load Carrying Capacity

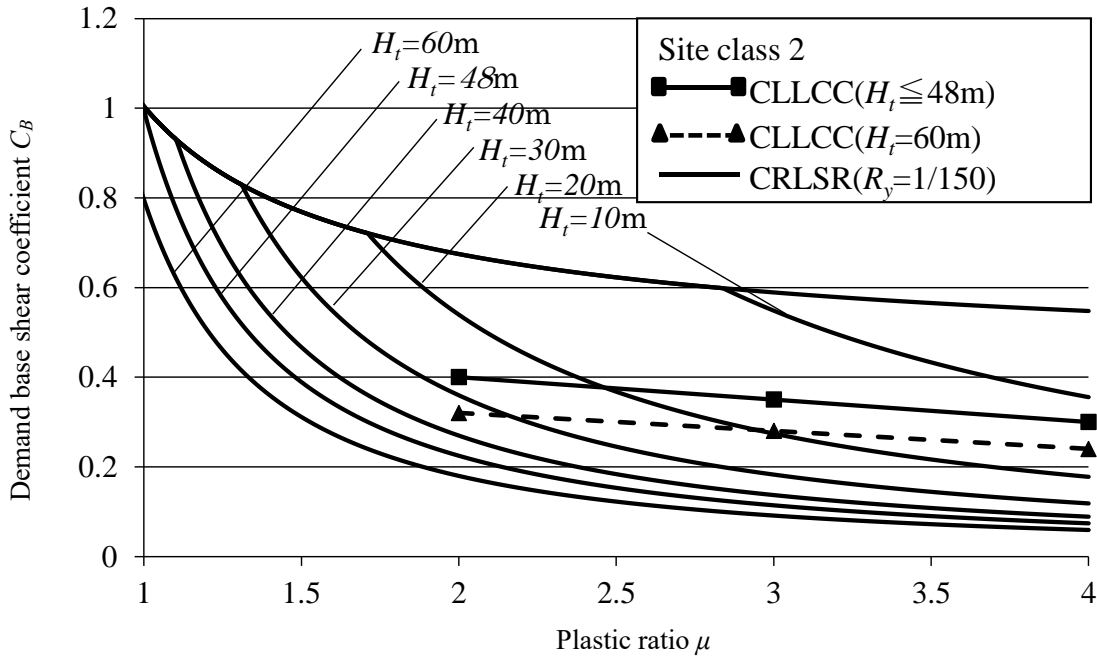
CRLSR: Calculation of Response and Limit Strength Rough

Fig.3.4.1 Concept of the base shear coefficient

次に、両耐震設計基準により算出される必要ベースシア係数の差異を定量的に検討する。文献³⁻²⁾では、例示的に $Z=1.0$ 、第2種地盤、 $R_y=1/150$ とした場合、必要ベースシアは Fig. 3.4.2 のようになり、建物高さ、塑性率の値によっては、両計算法の結果に大きな差が生じることが報告されている。

上記では建物の構造特性により定まる構造因子に着目した比較がされている。ここで、建物の立地により定まる構造因子である地域係数と地盤増幅係数を指標として、(3.4.1)式より算出される限界耐力計算の必要ベースシア係数 C_B と保有水平耐力計算の必要ベースシア係数 C_B' の比 C_B/C_B' を示したものが Table 3.4.1~3.4.3 である。2階建てを想定した建物高さ 6m では、ほとんどの場合で C_B' が C_B より小さくなる。特に、地盤周期が長く、地域係数が大きいほど、 C_B/C_B' が大きくなる。このことから、地域係数が大きい地域の軟弱地盤に立地する、保有水平耐力計算に基づき設計された低層建物は、限界耐力計算に基づき設計された建物よりも必要ベースシア係数が小さい傾向がある。5階建て相当である建物高さ 15m では、第一種地盤では C_B/C_B' が 0.20~0.57 と、保有水平耐力計算の必要ベースシア係数が大きくなる。一方で第三種地盤など地盤周期が長くなると限界耐力計算の必要ベースシア係数の方が大きくなる。建物高さ 30m では、ほとんどの場合で保有水平耐力計算による必要ベースシア係数が、限界耐力計算と比較して大幅に大きくなることわかる。

以上より、建物の立地条件によっても耐震設計基準毎に算定される必要ベースシア係数は大きく異なり、限界耐力計算と比較して保有水平耐力計算は、地域係数が大きく地盤周期の長い地盤上の低層建物の必要ベースシア係数を小さい値に、地域係数が小さく地盤周期の短い地盤上の高層建物の必要ベースシア係数を大きい値に評価する傾向がある。



CLLCC: Calculation of Lateral Load Carrying Capacity
 CRLSR: Calculation of Response and Limit Strength Rough

Fig.3.4.2 Demand base shear coefficient³⁻²⁾

Table 3.4.1 Value of $C_B/ C_B'(H_f=6m, R_y=1/120)$

(a) $\mu=2$

		Ground amplification factor		
		Site class 1	Site class 2	Site class 3
		1.35	2.025	2.7
Z	1	0.71	1.60	2.84
	0.9	0.64	1.44	2.55
	0.8	0.57	1.28	2.27
	0.7	0.50	1.12	1.99

(b) $\mu=4$

		Ground amplification factor		
		Site class 1	Site class 2	Site class 3
		1.35	2.025	2.7
Z	1	1.42	3.19	5.67
	0.9	1.28	2.87	5.10
	0.8	1.13	2.55	4.54
	0.7	0.99	2.23	3.97

Table 3.4.2 Value of $C_B/ C_B'(H_f=15m, R_y=1/120)$

(a) $\mu=2$

		Ground amplification factor		
		Site class 1	Site class 2	Site class 3
		1.35	2.025	2.7
Z	1	0.28	0.64	1.13
	0.9	0.26	0.57	1.02
	0.8	0.23	0.51	0.91
	0.7	0.20	0.45	0.79

(b) $\mu=4$

		Ground amplification factor		
		Site class 1	Site class 2	Site class 3
		1.35	2.025	2.7
Z	1	0.57	1.28	2.27
	0.9	0.51	1.15	2.04
	0.8	0.45	1.02	1.81
	0.7	0.40	0.89	1.59

Table 3.4.3 Value of $C_B/ C_B'(H_f=30m, R_y=1/120)$

(a) $\mu=2$

		Ground amplification factor		
		Site class 1	Site class 2	Site class 3
		1.35	2.025	2.7
Z	1	0.14	0.32	0.57
	0.9	0.13	0.29	0.51
	0.8	0.11	0.26	0.45
	0.7	0.10	0.22	0.40

(b) $\mu=4$

		Ground amplification factor		
		Site class 1	Site class 2	Site class 3
		1.35	2.025	2.7
Z	1	0.28	0.64	1.13
	0.9	0.26	0.57	1.02
	0.8	0.23	0.51	0.91
	0.7	0.20	0.45	0.79

3.5 入力地震動の大きさに関する検討

建物の必要ベースシアは、地域係数すなわち入力地震動の大きさによって大きく異なる。ここでは地域係数が耐震性能に与える影響について検討する。

現行基準において地域係数は Fig.3.5.1 に示す通り、例えば沖縄では 0.7、北海道や中国地方や九州の一部地域等では 0.8、日本海側や中国・四国地方の一部では 0.9 と定められている³⁻¹⁾。



Fig.3.5.1 Zone coefficient³⁻¹⁾

前述の通り、保有水平耐力計算では(3.2.3)式より、 C_B は地域係数 Z に比例する一方で、限界耐力計算の必要ベースシア係数は(3.3.5)式より、 Z の 2 乗に比例する。例えば $Z=0.8$ の地域では、建物の許容し得る変形が一定とすると、速度一定領域に属す建物のベースシア係数は $Z=1$ の地域と比べて、本来の 0.8 倍でなく 0.64 倍でよいことになる。

Tab. 3.5.1 には、減衰を一定とした場合に、 $Z \cdot C_B$ の耐力で設計された建物に、 $Z=1$ 級の地震動が入力された場合の建物の耐震性能を示す。加速度一定領域では $Z=Z$ として想定した変形に留めるためには $(1-Z)$ 分の耐力が不足と判定されるが、速度一定領域に属する場合には、 $Z=Z$ として想定した変形に対し、(3.3.5)式に示す通り $(1/Z)^2$ 倍大きな値となる。

地域係数については、現行基準の値との相関性が高い研究成果³⁻⁶⁾が示されてから既に 60 年以上を経ており、地域係数の必要性に関する議論や³⁻⁷⁾、地域係数の値の改変を提案する研究もある³⁻⁸⁾等。それらの研究成果を簡便な係数として耐震性能評価に導入する際には、現行基準による建物周期の考え方や、建物の応答周期と地盤周期の関係性を考慮しなければ、本節で示したような設計者が意図した以上に影響を建物に与える可能性があることに留意する必要がある。

Table3.5.1 Seismic Performance of Buildings When $Z=1$ Grade Seismic Motion Input to Buildings Designed With $Z \cdot C_B$ Strength

Z	The constant acceleration region of CLLCC or CRLSR	The constant velocity region of CRLSR
1	-	-
0.9	Strength insufficient to $0.1 \cdot C_B$	Deformation increase 23%
0.8	Strength insufficient to $0.2 \cdot C_B$	Deformation increase 56%
0.7	Strength insufficient to $0.3 \cdot C_B$	Deformation increase 104%

CLLCC: Calculation of Lateral Load Carrying Capacity

CRLSR: Calculation of Response and Limit Strength Rough

3.6 地盤増幅係数に関する検討

地盤増幅係数の値については、限界耐力計算の略算式では、加速度一定領域では 1.5 と想定されている。一方、前述のように建物崩壊時にはほとんどの建物が速度一定領域に存在し、この場合地盤増幅係数は限界耐力計算の略算式では Tab. 3.6.1 の G_{sv} のように設定されており、その 2 乗で建物の必要ベースシア係数に影響を与える。このため、建物の固有周期の考え方の違いにより建物が属す応答スペクトルの領域が異なると、 G_s が必要ベースシア係数に与える影響は $G_{sv}^2/G_{sa} (=G_{sv}^2/1.5)$ となり、卓越周期の長い地盤では特に影響が大きい。

Table3.6.1 Ground Amplification Factor

	G_{sv}	$G_{sv}^2/1.5$
Site class 1	1.35	1.215
Site class 2	2.025	2.734
Site class 3	2.7	4.86

また限界耐力計算における地盤増幅係数 G_s の算出法は、略算法と精算法の 2 種類が規定されている³⁻¹⁾。文献³⁻⁹⁾では限界耐力計算に基づいて設計された建物の中に、略算法により検討されたものと精算法により検討されたものがあることが示されているが、 G_s 算出法が建物の構造物に与える影響については検討されていない。筆者等³⁻¹⁰⁾は略算法および精算法に基づく応答評価式を示しているが、 G_s 算出法が建物の構造物に与える影響については特定の建物モデルと地盤を想定した数値計算例にとどまっている。そこで本論では、せん断波速度を介して、略算法と精算法の値の差異をより明快かつ定量的に示すことで、 G_s 算出法が建物の構造物に与える影響を検討する。

林等³⁻¹¹⁾は、精算法における工学的基盤の設定位置が地盤増幅率に与える影響について検討しているが、文献³⁻¹⁾において、地盤面からの深さに応じた水平震度の算出式が、地表面から20mを境に変化することや、液状化の判定を行う飽和土層を地表面から20m程度以浅としていることから、本論では例示的に表層地盤を厚さ20mの単層地盤と仮定すると、(3.6.1)、(3.6.2)式³⁻¹⁾より、Table 3.6.2に示す地盤種と地盤のせん断波速度の関係が得られる。なお、 T_1 は表層地盤の一次卓越周期、 H_i は地盤の各層の層厚（本論では20mの単層地盤とした）、 G_i は地震時における各層のせん断剛性、 ρ_i は地盤の各層の密度、 V_{si} は地盤の各層のせん断波速度を表す。

$$T_1 = 4 \frac{(\sum H_i)^2}{\sum \sqrt{\frac{G_i}{\rho_i}} H_i} \quad (3.6.1)$$

$$V_{si} = \sqrt{\frac{G_i}{\rho_i}} \quad (3.6.2)$$

Table 3.6.2 Relationship Between Site Class and Predominant Period of Ground and Shear Wave Velocity When Ground is a Single Layer with Thickness of 20m

Site class	Predominant period of the ground (s)	Shear wave velocity (m/s)
1	$T_1 \leq 0.2$	$400 \leq V_s$
2	$0.2 < T_1 \leq 0.75$	$106.7 < V_s \leq 400$
3	$0.75 < T_1$	$V_s < 106.7$

Fig. 3.6.1 に精算法の G_s' と、略算法の G_s (文献³⁻¹⁾参照) の比 G_s'/G_s を示す。精算法による地盤増幅係数 G_s' は(3.6.3)～(3.6.7)式により算出する³⁻¹⁾。ここで h は減衰定数、 T_2 は表層地盤の二次卓越周期、 G_{s1} は表層地盤の一次卓越周期に対する増幅率、 G_{s2} は表層地盤の二次卓越周期に対する増幅率、 α は波動インピーダンス比、 ρ_B は地盤調査によって求められた工学的基盤の密度、 V_B は地盤調査によって求められた工学的基盤のせん断波速度を表す。

$$G_s' = \begin{cases} G_{s2} \frac{T}{0.8T_2} & (T \leq 0.8T_2) \\ \frac{G_{s1} - G_{s2}}{0.8(T_1 - T_2)} T + G_{s2} - 0.8 \frac{G_{s1} - G_{s2}}{0.8(T_1 - T_2)} T & (0.8T_2 < T \leq 0.8T_1) \\ G_{s1} & (0.8T_1 < T \leq 1.2T_1) \\ \frac{G_{s1} - 1}{\frac{1}{1.2T_1} - 0.1} \cdot \frac{1}{T} + G_{s1} - \frac{G_{s1} - 1}{\frac{1}{1.2T_1} - 0.1} \cdot \frac{1}{1.2T_1} & (1.2T_1 < T) \end{cases} \quad (3.6.3)$$

$$T_2 = \frac{T_1}{3} \quad (3.6.4)$$

$$G_{s1} = \frac{1}{1.57h + \alpha} \quad (3.6.5)$$

$$G_{s2} = \frac{1}{4.71h + \alpha} \quad (3.6.6)$$

$$\alpha = \frac{\sum \sqrt{\frac{G_i}{\rho_i}} H_i \cdot \sum \rho_i H_i}{(\sum H_i)^2} \cdot \frac{1}{\rho_B V_B} \quad (3.6.7)$$

Fig. 3.6.1 に略算法の G_s と、精算法の G_s' を示す。また、建物のベースシア係数に直接的に関係する表層地盤の加速度応答スペクトル S_a と建物の等価周期の関係を Fig.3.6.2 に示す。精算法の G_s' は文献³⁻¹⁾より、地震時の表層地盤によるエネルギー吸収の程度を表す定数 $h=0.05$ 、工学的基盤の密度 $\rho_B=2\text{ton/m}^3$ 、工学的基盤のせん断波速度 $V_B=400\text{m/s}$ 、表層地盤は層厚 $H_i=20\text{m}$ の単層として算出し、表層地盤のせん断波速度は第一種地盤の境界となる $V_s=400\text{m/s}$ と、第二種地盤に属す $V_s=200\text{m/s}$ 、第三種地盤の境界となる $V_s=106.7\text{m/s}$ の値により比較した。(2.2.4)式より、建物崩壊時の変形角を $1/50$ 、ベースシア係数を 0.3 とした場合の建物崩壊時の等価周期は、建物高さ 15m の建物では約 2 秒、 35m の建物では約 3 秒、 60m の建物では約 4 秒となる。このような周期帯においては、Fig. 3.6.1 より、略算値よりも精算値による必要ベースシア係数が小さくなる。一方で建物の等価周期が 1 秒以下で、せん断波速度の小さい地盤上に建つ建物（一例として Fig. 3.6.1 の $V_s=106.7\text{m/s}$ ）では、精算法よりも略算法による必要ベースシア係数が小さい値となる。精算法のほうが実地盤の地盤増幅率に適合性が高いとすると、3 種地盤相当の地盤上に建つ周期 1 秒以下程度の建物を略算法により設計した場合には、地盤増幅率を過小評価する可能性がある。前述のとおり、速度一定領域では G_s が建物の必要ベースシア係数に 2 乗で影響を与えるが、精算法のように、周期とともに G_s が減少し、結果として S_a の値が略算法に比較して T_e に対してより急激に減少する場合は、 G_s 値による必要ベースシア係数への影響はさらに大きくなる。また、略算法と精算法の地盤増幅率の差異は、地盤周期の長い地盤ほど顕著となる。

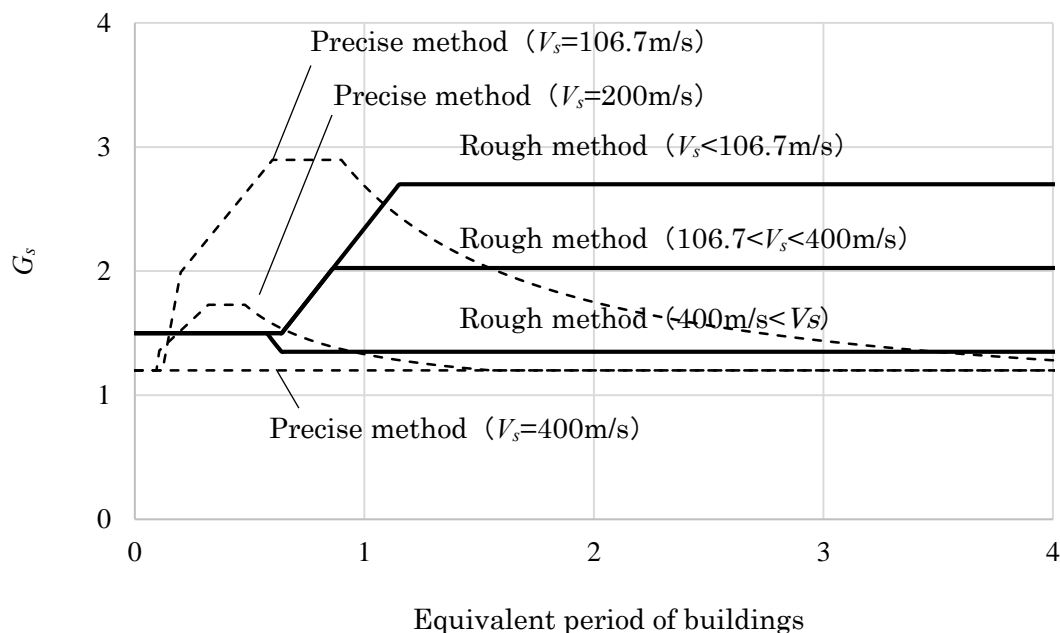


Fig.3.6.1 Relationship between G_s and T_e

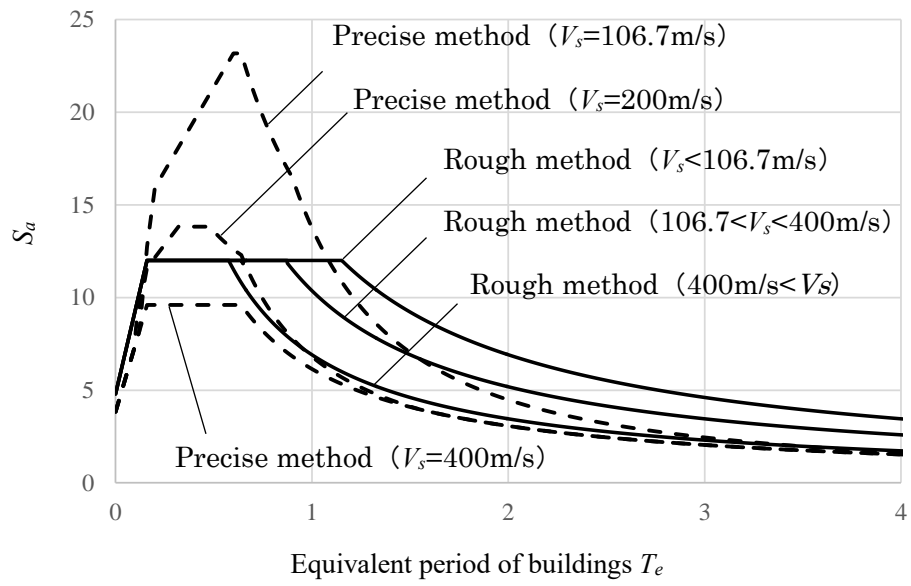


Fig.3.6.2 Relationship between S_a -and T_e

3.7 地盤種別に関する検討

前述の通り、日本における耐震設計基準では、限界耐力計算の精算法のように、実地盤の振動特性を詳細に検討する手法もあるが、実務的にはほとんどの建物が3種類に分類された地盤種別に基づき設計される。このため、2種地盤と分類される地盤の中でも、1種地盤に近い地盤と3種地盤に近い地盤では、耐震設計上は同じ扱いを受けるが、建物の地震応答は大きく異なる可能性がある。

本節では、同一地盤性状における日米の建物要求耐力の比較を行うことで、日米の耐震基規準における地盤評価の差異と、それによって生じる建物要求耐力の差異を比較及び検討する。文献³⁻¹²⁾で言及したとおり日米両国において地盤種別がせん断波速度（もしくは地盤周期）に基づき規定されることから、日米の地盤種の境界となるせん断波速度をそれぞれ求める。この境界となるせん断波速度時の地盤増幅係数もしくはそれに類する係数を、保有水平耐力計算、限界耐力計算の略算法及び精算法、IBC (International Building Code)^{3-13)、3-14)}の4種類の基規準により求める。以上によって求められた係数から、同一せん断波速度時の建物要求耐力を算出し、地盤の評価法によって各基規準の建物要求耐力にどのような差異が生じるかを比較することで、現行基準の課題を明らかにする。

3.7.1 IBC の地盤増幅係数

IBCでは、地盤種がTable 3.7.1.1に示すA～Fの6種類に分類されている。分類は主に、せん断波速度や標準貫入試験結果、非排水時せん断強度が影響するが³⁻¹⁴⁾、本論ではせん断波速度のみに着目して検討を進める。なお、IBCのSite classは、表層30mの平均地盤性状に基づき分類する。

Table 3.7.1.1 Site classification

Site Class	Shear wave velocity V_s
A. Hard rock	$\geq 5,000$ ft/s ($\geq 1,524$ m/sec)
B. Rock	2500 to 5000 ft/s (762 to 1,524 m/sec)
C. Very dense soil and soft rock	1200 to 2500 ft/s (366 to 762 m/sec)
D. Stiff soil	600 to 1200 ft/s (183 to 366 m/sec)
E. Soft clay soil	<600 ft/s (<183 m/sec)
F. Soils requiring site response analysis	

また、IBCでは(3.7.1.1)式より加速度応答スペクトルを求める^{3-13)、3-14)}。なお、設計用加速度応答スペクトルに関する種々の値は、(3.7.1.2)～(3.7.1.5)式により定まる。IBCで規定される加速度応答スペクトルをFig. 3.7.1.1に示す。限界耐力計算で規定される加速度応答スペクトルとは異なり、IBCでは変位一定領域 ($T_L \leq T$) が規定されている。なお、前述の通り建物の地震応答時の等価周期は多くの場合で速度一定領域に属することから、本論では速度一定領域 ($T_S \leq T < T_L$) を検討対象とする。

$$I S_a = \begin{cases} S_{DS} \cdot (0.4 + 0.6T/T_0) & (T < T_0) \\ S_{DS} & (T_0 \leq T < T_s) \\ S_{D1}/T & (T_s \leq T < T_L) \\ S_{D1} \cdot T_L/T^2 & (T_L \leq T) \end{cases} \quad (3.7.1.1)$$

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad (3.7.1.2)$$

$$S_{MS} = F_a \cdot S_S \quad (3.7.1.3)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \quad (3.7.1.4)$$

$$S_{M1} = F_v \cdot S_1 \quad (3.7.1.5)$$

S_{DS} : 周期 0.2 秒での設計用加速度応答スペクトル

S_{D1} : 周期 1 秒での設計用加速度応答スペクトル

S_S : 周期 0.2 秒での MCE_R 加速度応答スペクトル

S_1 : 周期 1 秒での MCE_R 加速度応答スペクトル

MCE_R : Maximum Considered Earthquake

F_a : 周期 0.2 秒での地盤係数で、Table 3.7.1.2 による

F_v : 周期 1 秒での地盤係数で、Table 3.7.1.3 による

T : 建物の 1 次固有周期

T_L : long-period transition period

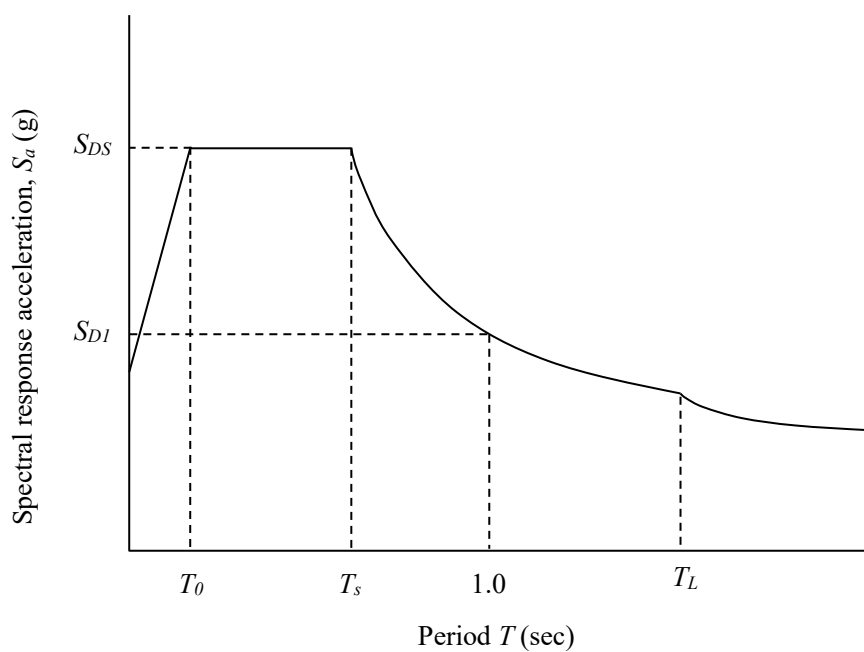


Fig.3.7.1.1 Design response spectrum of IBC

Table 3.7.1.2 Value of site coefficient F_a

Site Class	$S_s \leq 0.25$	$S_s = 0.5$	$S_s = 0.75$	$S_s = 0.1$	$S_s \geq 1.25$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	Obtained by site-specific ground motion procedures				

Table 3.7.1.3 Value of site coefficient F_v

Site Class	$S_I \leq 0.1$	$S_I = 0.2$	$S_I = 0.3$	$S_I = 0.4$	$S_I \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F	Obtained by site-specific ground motion procedures				

Table 3.7.1.3に示す地盤種によって定まる係数 F_v の値は、Site classBを $F_v=1$ と基準化し、それに対するその他のSite classの F_v の値となっており、限界耐力計算法の地盤増幅係数に相当する機能をもつ係数といえる。 S_I の値は地域によって異なる値が与えられており、本論ではSanfrancisco等で用いられる $S_I \geq 0.5$ の値を用いる。なお、このとき、(1)式で示した加速度応答スペクトルの各領域の境界となる建物周期はsite classによって、 T_s は0.4~1.07sec、 T_L は12secとなる。

3.7.2 地盤増幅率の比較

地盤種の違いによる地盤増幅率評価の差異を4種類の耐震基規準で比較したものが Table 3.7.2.1、Fig. 3.7.2.1 である。ここで β は(3.7.2.1)式により規定する基準地盤の地盤増幅係数 G_{SB} に対する対象地盤の地盤増幅係数 G_{Si} の比であり、本論ではせん断波速度 400m/sec を基準地盤とする。そこで本論で扱う4種類の耐震設計基規準の G_{SB} は、IBC においては SiteclassC の F_v の値を、保有水平耐力計算と限界耐力計算の略算法は第二種地盤の T_c の値を、限界耐力計算の精算法ではせん断波速度 400m/sec の G_s の値を、それぞれ G_{SB} とした。なお、IBC の Site class が表層 30m の平均地盤性状に基づき分類されることから³⁻¹⁴⁾、日本の基準に基づく β も表層地盤を 30m として算出した。

$$\beta = \frac{\text{対象地盤の地盤増幅率 } G_{Si}}{\text{基準地盤の地盤増幅率 } G_{SB}} \quad (3.7.2.1)$$

保有水平耐力計算および限界耐力計算の略算法の地盤種の境界となるせん断波速度は(3.7.2.2)式と Table 3.6.2 より求めた。IBC の地盤種別の境界となるせん断波速度は、Table 3.7.1.1 による。各耐震設計基規準の β の値は、せん断波速度が非常に大きい範囲と小さい範囲では、値の差が比較的大きくなる傾向が得られた。これは主に保有水平耐力計算と限界耐力計算の略算法で用いている地盤種が3種類しかないため、地盤種の境界となるせん断波速度付近や、せん断波速度が非常に大きい範囲と小さい範囲を評価することが十分にできていないためであると考えられる。また、限界耐力計算の精算法で評価すると、他の耐震基規準と比較して、せん断波速度の変化に対して急激に β の値が変化することがわかる。限界耐力計算精算法の値が実状に近いと仮定すると、せん断波速度が小さい領域では IBC や略算法による β の値が精算法の β の値よりも小さくなっていることから、地盤増幅係数を過小評価する可能性があることがわかる。

$$T_1 = 4 \frac{(\sum H_i)^2}{\sum V_{si} H_i} \quad (3.7.2.2)$$

Table 3.7.2.1 Site class and shear wave velocity

Shear wave velocity (m/sec)	CRLSP* β	CRLSR** or CLLCC***		IBC	
		Site class	β	Site class	β
1524	0.28	1	0.67	A	0.615
762	0.54			B	0.769
600	0.68	2	1	C	1
400	1.00			D	1.154
366	1.09			E	1.846
183	2.01				
160	2.25	3	1.33		

* CRLSP: Calculation of Response and Limit Strength Precise method

** CRLSR: Calculation of Response and Limit Strength Rough method

***CLLCC: Calculation of Lateral Load Carrying Capacity

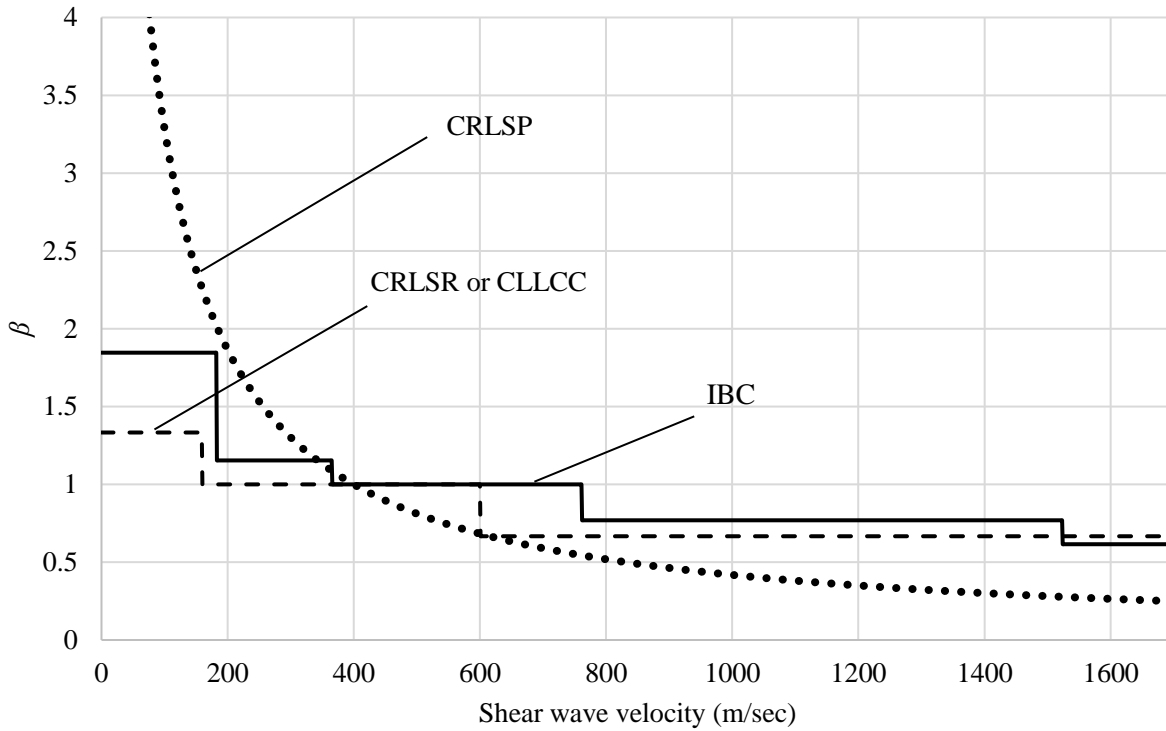


Fig. 3.7.2.1 Site class and shear wave velocity

IBC の Site class が表層 30m の平均地盤性状に基づき分類することを明示している一方で、日本の耐震基準では検討すべき地盤について、表層からの深さを規定していない。そこで、3.6 節でも述べた通り、日本の耐震基準では表層から 20m の深さを基準に様々な数値を規定していることから、日本の基準に基づく β を、表層地盤を 20m として算出したものが Table 3.7.2.2、Fig. 3.7.2.2 である。全体の傾向は変わらないが、保有水平耐力計算と限界耐力計算略算法では第 1 種地盤と第 2 種地盤の境界となるせん断波速度が 400m/sec、第 2 種地盤と第 3 種地盤の境界となるせん断波速度が 107m/sec と変化する。工学的基盤とする地盤の条件の 1 つが、せん断波速度が 400m/sec 以上とされていることから³⁻¹⁾、日本の耐震基準は表層から 20m の深さを基準に検討したほうが、耐震基準の意図に合致する検討となり得よう。

一方で、表層からの深さが変化することで地盤種別の判定が変化することは、日本の現行基準の課題といえる。地盤は一般に深い場所ほどせん断波速度の大きい土質となるため、表層からの検討深さが地盤種別の判定にどのような影響を与えるかは個々の地盤によって異なるが、本節の検討例では、せん断波速度が 400m/sec の場合、検討深さが 30m だと第 2 種地盤と判定されるが、検討深さが 20m だと第 1 種地盤と判定される。Table 3.6.1 でも示した通り、地盤種が異なれば地盤増幅係数の値は 1.5 倍異なり、速度一定領域に属す建物の必要ベースシア係数に与える影響は、その 2 乗となる。また、せん断波速度の小さい地盤で精算法の値が大きいが、建物の等価周期が地盤の卓越周期から離れれば、 G_s の値は小さくなる。本節で示した精算法の G_s は、建物と地盤の周期が同等となる場合の最大値であることに留意されたい。

Table 3.7.2.2 Site class and shear wave velocity

Shear wave velocity (m/sec)	CRLSP* β	CRLSR** or CLLCC***		IBC	
		Site class	β	Site class	β
1524	0.28	1	0.67	A	0.615
762	0.54			B	0.769
600	0.68	2	1	C	1
400	1.00			D	1.154
366	1.09			E	1.846
183	2.01	3	1.33		
107	3.12				

* CRLSP: Calculation of Response and Limit Strength Precise method

** CRLSR: Calculation of Response and Limit Strength Rough method

***CLLCC: Calculation of Lateral Load Carrying Capacity

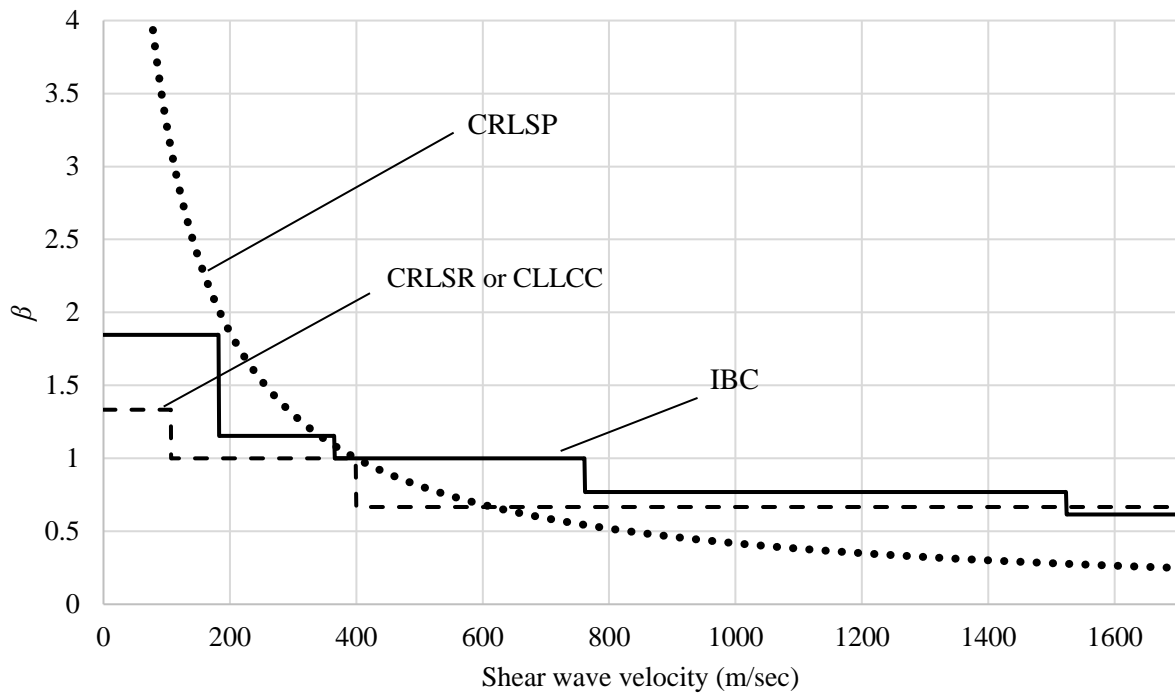


Fig. 3.7.2.2 Site class and shear wave velocity

3.8 まとめ

本章では、前章で導いた等価線形化法に基づく応答評価式から、限界耐力計算に基づく応答評価と、保有水平耐力計算に基づく応答評価を比較した。以下に得られた知見を示す。

- ① 現在の日本の中低層建物の多くは建物の弾性周期に基づき計算されることから、加速度一定領域で耐震設計されることが多いため、建物の周期が変化しても振動特性係数 R_t の値は変化しない。一方でほとんどの建物の崩壊時の等価周期は、速度一定領域に属す。このことが、保有水平耐力計算における必要耐力と実際の地震応答結果に差異を生む大きな要因の1つと考えられる。
- ② 保有水平耐力計算と限界耐力計算の建物崩壊時の必要ベースシア係数は、 $F_h^2 \propto D_s$ の関係を用いて、下式で表される。

【保有水平耐力計算】 $C_B' = Z \cdot D_s$

【限界耐力計算の換算式】
$$C_B = \frac{0.0778 \cdot Z^2 \cdot G_s^2 \cdot D_s}{R_y \cdot \mu \cdot H_t}$$

- ③ 限界耐力計算の必要ベースシア係数また、両者の比は下記 C_B と保有水平耐力計算の必要ベースシア係数 C_B' の比は下記 C_B / C_B' で表される。この式より、限界耐力計算と比較して保有水平耐力計算は、地域係数が大きく地盤周期の長い地盤上の低層建物の必要ベースシア係数を小さい値に、地域係数が小さく地盤周期の短い地盤上の高層建物の必要ベースシア係数を大きい値に評価する傾向がある。

$$\frac{C_B}{C_B'} = \frac{0.0778 \cdot Z \cdot G_s^2}{R_y \cdot \mu \cdot H_t}$$

- ④ 限界耐力計算においては、地域係数 Z は必要ベースシア係数に2乗で影響を与えるが、保有水平耐力計算においては1乗で影響を与える。このため地域係数 Z が1未満で設計された建物に $Z=1$ 級の地震動が入力された場合、保有水平耐力計算では $Z=Z$ として想定した変形にとどめるためには $(1-Z)$ 分の耐力不足と判定されるが、限界耐力計算では $Z=Z$ として想定した変形に対して $(1/Z)^2$ 倍大きな値となる。
- ⑤ 限界耐力計算においては、地盤増幅係数 G_s は必要ベースシア係数に2乗で影響を与えるが、保有水平耐力計算では建物周期が弾性周期で表されるため無視される場合が多い。また、地盤増幅係数の値

を略算法と精算法で比較すると、3種地盤相当の地盤上に建つ周期1秒以下程度の建物を略算法により設計した場合には、精算法と比較して地盤増幅率を過小評価する可能性がある。なお、精算法のように、周期とともに G_s が減少する場合、 G_s 値による保有水平耐力計算と限界耐力計算の必要ベースシア係数には、 G_s はさらに大きな影響を与える。

- ⑥ 日本の現行基準では地盤種別は3種類に大別されるが、例えば米国の規準であるIBCでは6種類に分類される。基準となる地盤に対する対象地盤の地盤増幅係数の比 β を保有水平耐力計算と限界耐力計算略算法、精算法、IBCで比較すると、地盤のせん断波速度が小さい地盤ほど、限界耐力計算精算法の最大値による β が他よりも大きい値となる。
- ⑦ 保有水平耐力計算や限界耐力計算略算法では、検討対象とする地盤の表層からの深さを変化させることで、地盤種別を区分するせん断波速度が変化する。なお、地盤は一般に深い場所ほどせん断波速度の大きい土質となるため、表層からの検討深さが地盤種別の判定にどのような影響を与えるかは個々の地盤によって異なる。

参考文献

- 3-1) 建築物の構造関係技術基準解説書編集委員会編集：2015年版建築物の構造関係技術基準解説書, 2015.6
- 3-2) 平石久廣, 稲井栄一, 福島徹：鉄筋コンクリート造建築物の耐震規準における規定の意義とその合理化について, 日本建築学会構造系論文集, 第 622 号, pp.163-168, 2007.12
- 3-3) 平石久廣, 稲井栄一, 和田寿一, 福島徹：鉄筋コンクリート造建築物の地震応答と耐震性能評価に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 613 号, pp.105-112, 2007.3
- 3-4) 平石久廣, 大出大輔, 稲井栄一：降伏変形角モデルが建築物の最大地震応答評価に及ぼす影響, 日本建築学会構造系論文集, 第 698 号, pp.499-506, 2014.7
- 3-5) 広沢雅也, 山内博之：新しい耐震設計法に基づく建築物の構造計算の実際, 季刊カラム, No82, pp5-38, 1981.10
- 3-6) 河角広：我が国における地震危険度の分布, 建築雑誌, 第 773 号, pp. 3-8, 1951.4
- 3-7) 大淵正博：これからの建築物の耐震設計に地域係数は必要か?、2010 年度日本建築学会大会パネルディスカッション、2010.9
- 3-8) 友澤裕介, 高田毅士：確率論的地震ハザード解析結果に基づく新しい地震地域係数の提案, 日本建築学会学術講演梗概集 (東北), B-1, pp. 15-16, 2009.7
- 3-9) 有木寛江, 林康裕, 南宏一, 井上豊：限界耐力計算法による設計建築物の保有耐力の分析～表層地盤の増幅特性と相互作用効果の評価について, 日本建築学会技術報告集, 第 18 号, pp.61-66, 2003.12
- 3-10) 高橋加南, 平石久廣, 大出大輔, 小橋祐人, 稲井栄一：変形規定型設計法に関する研究, 日本建築学会技術報告集, 第 45 号, pp.551-556, 2014.6
- 3-11) 林康裕, 森井雄史, 鬼丸貞友, 吉川正隆：限界耐力計算法における地盤増幅係数評価に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 567 号, pp.41-46, 2003.5
- 3-12) 大出大輔, 平石久廣：地盤のせん断波速度に基づく日米の耐震性能評価に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (九州)、構造Ⅱ、pp785-786、2016.8
- 3-13) INTERNATIONAL CODE COUNCIL：2012 INTERNATIONAL BUILDING CODE
- 3-14) AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS：Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures

4 首都圏実地盤上における

鉄筋コンクリート造低層建物の耐震性能

4.1 はじめに

現行耐震設計法の一つとして、現在広く用いられている保有水平耐力計算は、Newmark のエネルギー一定則などに基づいている。しかし実情は一種の仕様規定であり、地震時の性能を直に規定したのではなく、その耐震性能は不明確な点が多い。特に保有水平耐力計算では、地盤毎に異なる地盤増幅特性を3種に限定して分類していることや、最大応答時とは関係性の低い弾性周期を用いてこれを考慮していることが、地震時の耐震性能を不明確なものとしている点として挙げられる⁴⁾⁴²⁾。

このため筆者等は、保有水平耐力計算により耐力を設定した鉄筋コンクリート造に対し、実地盤による地盤増幅を考慮した地震動を用いて地震応答解析を行い、実地盤情報を精確に反映した首都圏の鉄筋コンクリート造建物の耐震性能の実状を検討している⁴²⁾。この結果、特に変形能に乏しい低層建物では、第2、3種地盤と判定される多くの地域で、建物の限界変形を超える可能性が大きいことを明らかにしている。

しかしながら、文献⁴²⁾では建物と地盤の動的相互作用(スウェイ)を考慮せずに耐震性能の検討を行っており、この影響が大きいとされている低層建物では、まだ検討の余地があるといえる。

本論文では現行耐震設計法である保有水平耐力計算により、耐力を設定した低層鉄筋コンクリート造建物を対象として、地盤との動的相互作用(スウェイ)を考慮した地震応答解析を行い、耐震性能を検証した。また文献⁴²⁾では検討されていない、我が国の代表的な中低層集合住宅である鉄筋コンクリート造壁式構造について、同様な検証を行った。鉄筋コンクリート造建物の実情として、短辺方向には耐震要素を配することから地震応答時の層間変形角は小さくなるため、文献⁴³⁾と同様に建物の長辺方向の地震応答を想定した。検証には文献⁴²⁾と同様に首都圏各地における実地盤の地盤増幅を考慮した地震動を用いた。また文献⁴²⁾の解析結果との比較を行うことで、耐震性能に及ぼす地盤との動的相互作用の影響についても検討を行った。最後に、各解析条件における建物の靱性能と限界変形角との関係を、地図上に示した。現在、保有水平耐力計算は多くの中低層建物に適用されていることから、保有水平耐力計算により耐力を算定した建物の耐震性能の実状をより精確に把握する事は設計だけではなく防災上の観点からも大きな意義を有すると考えられる。

4.2 解析概要

本論文の検証に用いる解析モデルの概念図を Fig. 4.2.1 に示す。解析対象は工学的基盤上の複数層からなる表層地盤と、その上に建つ鉄筋コンクリート造建物とした。工学的基盤から地震動を入力し、首都圏各地の実地盤の地盤増幅を考慮することで表層の地震動を解析的に求める。得られた表層の地震動を、保有水平耐力計算により耐力を設定した鉄筋コンクリート造建物に入力し、地盤と建物のスウェイを考慮した地震応答解析を行う。これにより、地盤増幅を精確に反映した現行基準鉄筋コンクリート造建物の耐震性能の検証を行う。なお、本論文で扱う鉄筋コンクリート造建物の構造形式はラーメン構造と、スウェイの影響が大きいと考えられる壁式構造の2種類を想定してモデル化した。

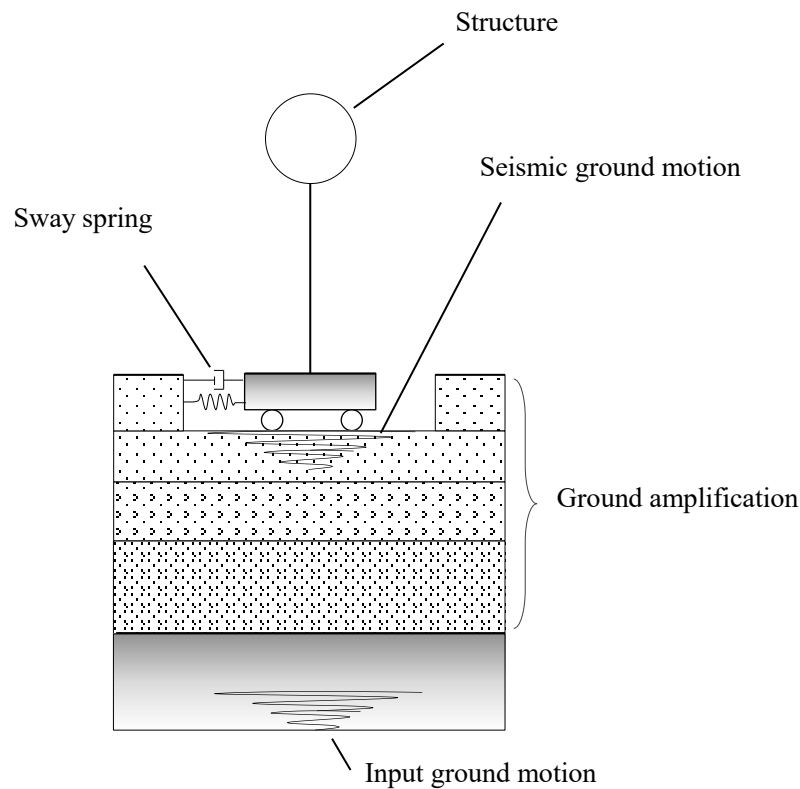
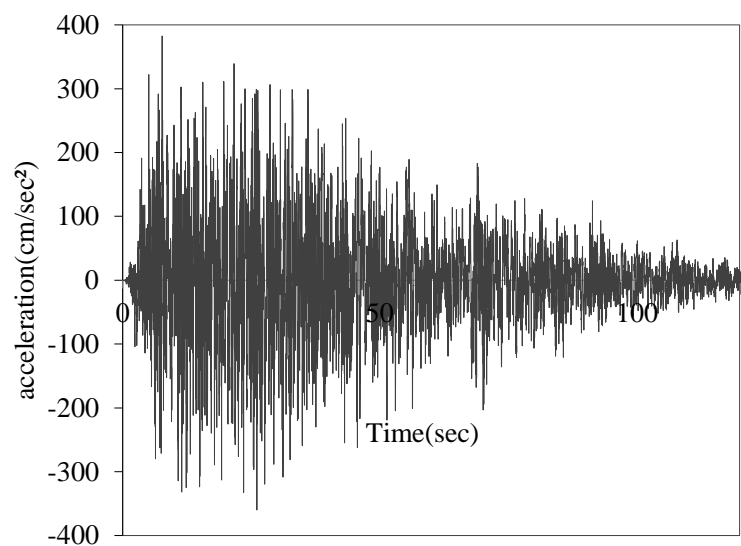


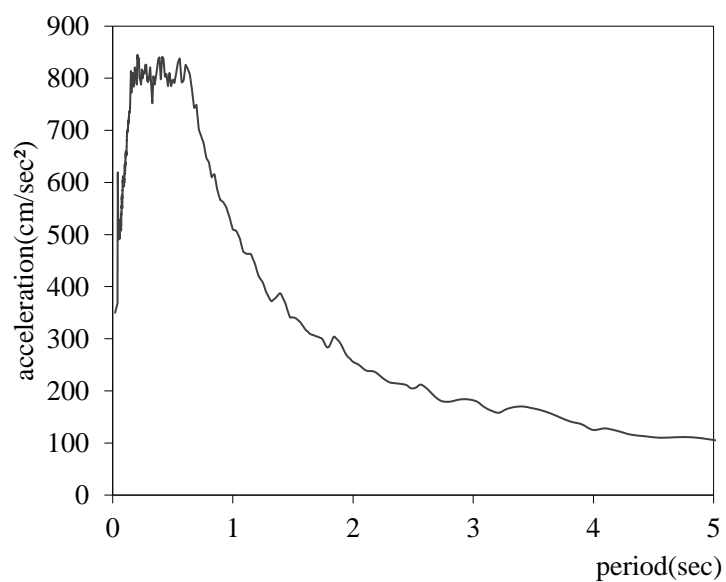
Fig. 4.2.1 Concept of analysis

4.2.1 地震動の算出

解放工学的基盤における入力地震動には平12建告第1461号に示された「極めて稀に発生する地震動」の加速度応答スペクトルに対応する模擬地震動を用い、位相特性は乱数位相とした。Fig. 4.2.1.1に入力地震動の時刻歴波形と加速度応答スペクトルを示す。



(a) Time history waveform



(b) Acceleration response spectrum

Fig. 4.2.1.1 Input ground motion

本論文における表層地盤は、防災科学研究所強震ネットワーク(K-NET)に公開されている首都圏各地(東京都・神奈川県・埼玉県・千葉県・栃木県・茨城県・群馬県・山梨県)における地盤の情報(118ヶ所)を用いた。Fig. 4.2.1.2 に解析地点を示す。

また、K-NETにより公開されている地盤情報の深度は20mまで示されているが、文献⁴⁴⁾に従い、せん断波速度が400m/s以上の層が5m以上に渡って続いている場合にはその層を工学的基盤とした。工学的基盤に該当する層がない場合にはその最深である深度20mを工学的基盤の上部とした。解析に用いる地盤の非線形モデルは、Hardin-Drnevich model⁴⁵⁾とした。基準せん断歪み $\gamma_{0.5}$ 、最大減衰定数 h_{max} は文献⁴⁶⁾より、砂質土においてはそれぞれ0.10%、21%、粘性土においてはそれぞれ0.18%、17%とした。 $G/G_0-\gamma$ 曲線および $h-\gamma$ 曲線をFig. 4.2.1.3に示す。なお、土質はK-NETに記載されている土質図を参考に、砂質土と粘性土の2種類に簡略化した。また、地盤の液状化については考慮しないものとした。上記の条件の下、表層の地震動の算出には等価線形一次元地盤応答解析プログラムSHAKE⁴⁷⁾を用いて求めた。

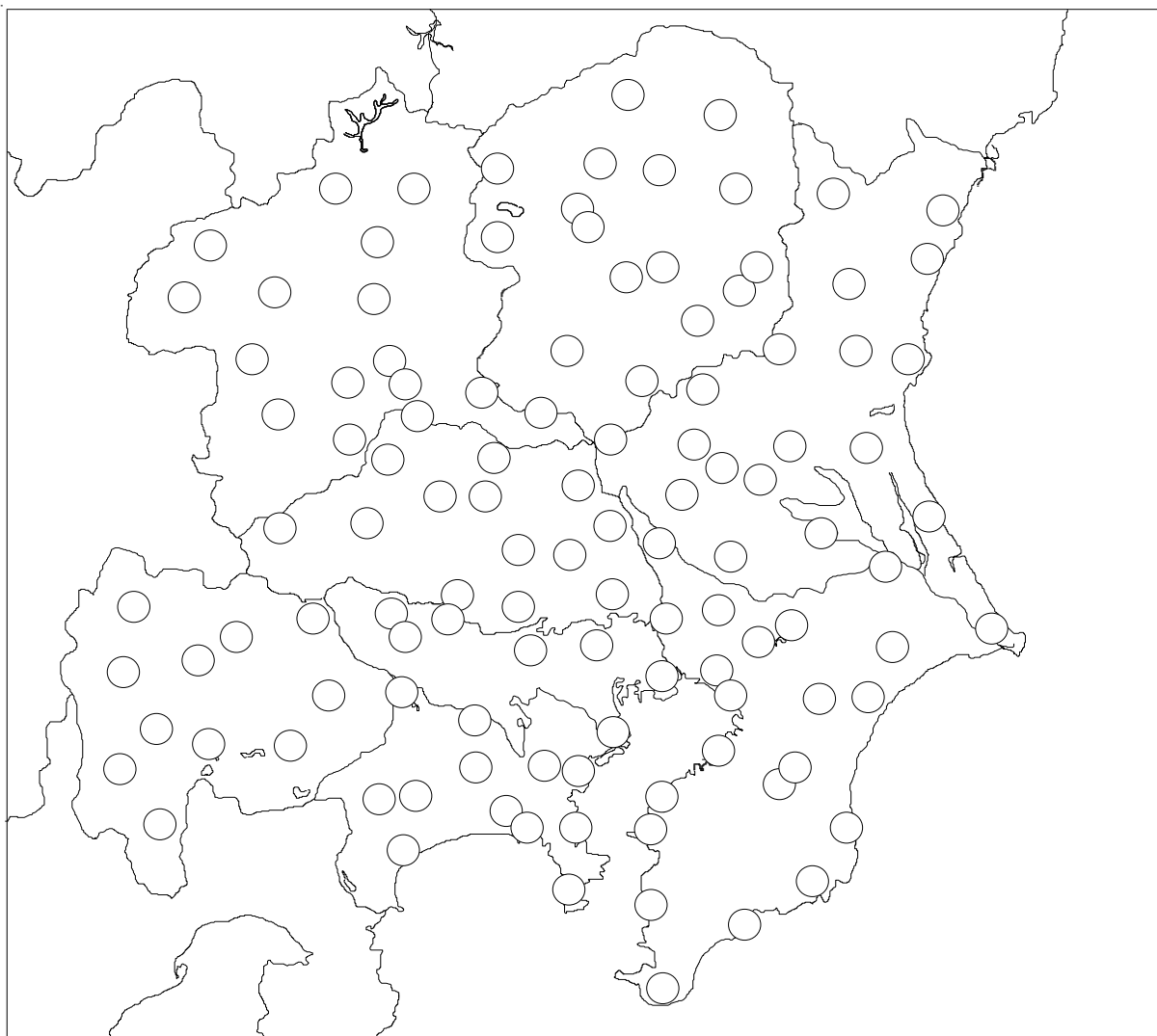
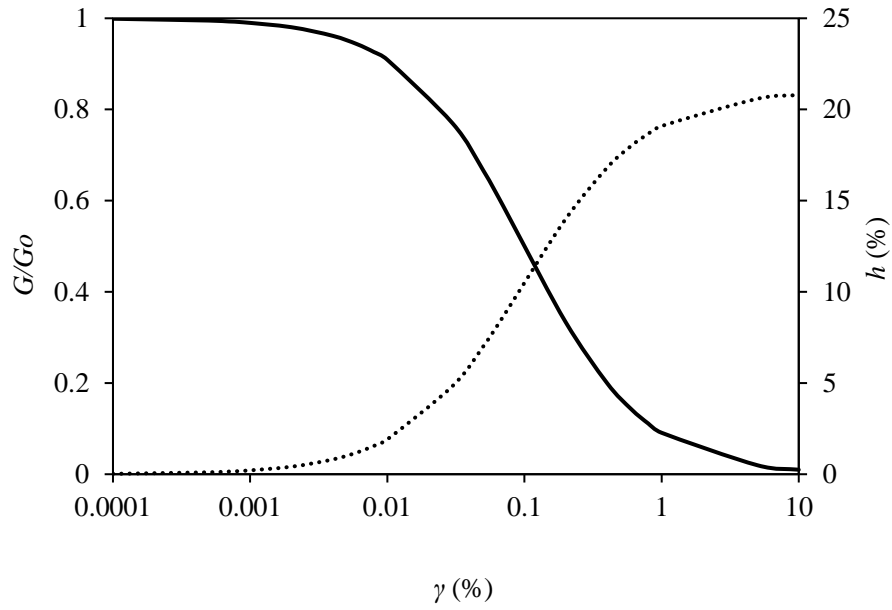
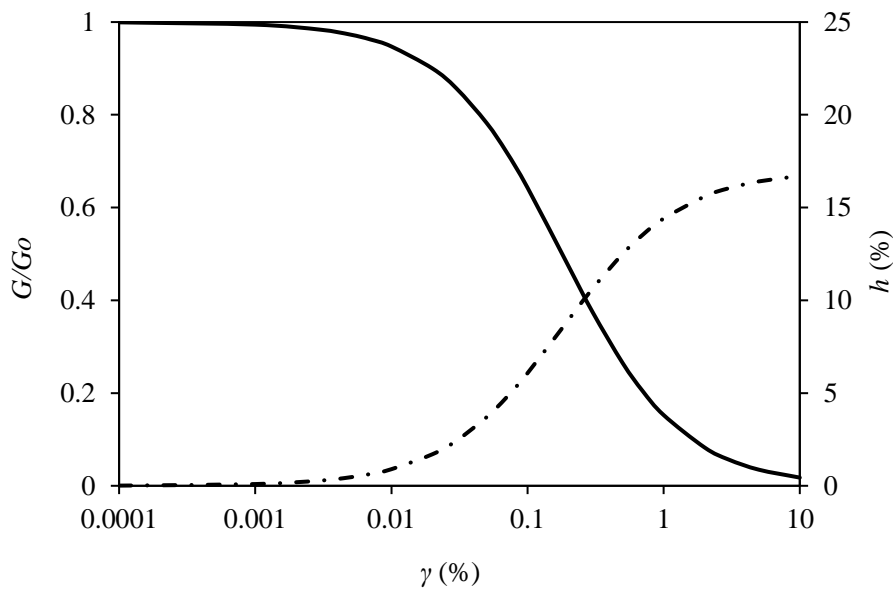


Fig. 4.2.1.2 Sites for analysis



(a) Sand model



(b) Cohesive soil model

Fig. 4.2.1.3 Hardin-Drnevich model

地盤の種別判定には文献⁴⁶⁾を参考に、(4.2.1.1)式の地盤の1次卓越周期 T_1 (s)により行った。また T_1 を算出する際には文献⁴⁴⁾を参考とした。以上の手法により算出した解析地点名、地盤の1次卓越周期 T_1 、地盤種別をTable 4.2.1.1にまとめ、なお、解析地点名はK-NETに公開されている観測地点名とした。

$T_1 \leq 0.20$ の場合	1種地盤	
$0.20 < T_1 \leq 0.75$ の場合	2種地盤	(4.2.1.1)
$0.75 < T_1$ の場合	3種地盤	

各解析地点の地質情報をTable. 4.2.1.2~4.2.1.9に示す。

Table 4.2.1.1 Predominant period of the ground

Prefecture name	Site class	Analysis location	Primary period	Prefecture name	Site class	Analysis location	Primary period
TOKYO	1	HIKAWA	0.18	CHIBA	1	KATSUURA	0.11
		HINOHARA	0.13			SHIRAHAMA	0.05
	2	HACHIOJI	0.23			FUTTSU	0.20
		KOGANEI	0.24			NODA	0.38
		OME	0.44			SHIROI	0.50
		MACHIDA	0.30			NARITA	0.40
		SHINJUKU	0.30			SAKURA	0.37
KANAGAWA	1	YOKOSUKA	0.10		CHIBA	0.67	
		KAMAKURA	0.11		YOUKAICHIBA	0.53	
		FUTAMATAGAWA	0.17		HASUNUMA	0.56	
		FUJINO	0.07		TOGANE	0.38	
		HADANO	0.10		ANEZAKI	0.65	
	2	YAMAKITA	0.11		KISARAZU	0.67	
		MISAKI	0.21		MISAKI	0.63	
		SAGAMIHARA	0.22	ICHIBA	0.43		
		KAWASAKI	0.72	INAGE	0.50		
	3	FUJISAWA	0.31	URAYASU	0.99		
ATSUGI		0.65	KYONAN	0.99			
YOKOHAMA		1.12	KAMOGAWA	0.82			
ODAWARA		0.10	NAKATSUGAWA	0.15			
MATSUDO		0.15	CHICHIBU	0.08			
CHIBA	1	SAWARA	0.20	SAITAMA	1	HIGASHIMATSUYAMA	0.09
		CHOSHI	0.04			KAWAGOE	0.18
		MOBARA	0.04			HANNO	0.04

Prefecture name	Site class	Analysis location	Primary period	Prefecture name	Site class	Analysis location	Primary period	Prefecture name	Site class	Analysis location	Primary period			
SAITAMA	2	NAGATORO	0.23	IBARAKI	2	TSUCHIURA	0.30	GUNMA	1	AGATSUMA	0.16			
		HONJO	0.27			IWAI	0.51			SHIBUKAWA	0.19			
		KUMAGAYA	0.31			EDOSAKI	0.44			KIRYU	0.12			
		OGAWA	0.26	TOCHIGI	1	KUROISO	0.03			ISESAKI	0.19			
		KASUKABE	0.57			SHIOBARA	0.02			SAKAMOTO	0.05			
		OMIYA	0.73			FUJIHARA	0.16			SHIMONITA	0.04			
		TOKOROZAWA	0.34			YUMOTO	0.11			MANBA	0.09			
	3	KAWAGUCHI	1.13			OGAWA	0.13		MAEBASHI	0.27				
KUKI		1.37	UTSUNOMIYA			0.04	TATEBAYASHI		0.39					
IBARAKI	1	TAKAHAGI	0.17			TOCHIGI	1		ASHIO	0.03	2	OTA	0.31	
		SHIMODATE	0.04						KUZUU	0.15		TAKASAKI	0.35	
	2	MITO	0.20						MAOKA	0.14	YAMANASHI	1	TABAYAMA	0.03
		DAIGO	0.23						MOTEGI	0.15			OTSUKI	0.19
		KASAMA	0.21	SERINUMA	0.10				FUJIYOSHIDA	0.13				
		NAKAMINATO	0.23	KTTATAKAOKA	0.02			ENZAN	0.15					
		TORIDE	0.22	OYAMA	0.22			MOTOSU	0.07					
		KASHIMA	0.21	YAITA	0.38			NANBU	0.11					
		HITACHI	0.30	KANUMA	0.31			HAYAKAWA	0.08					
		OMIYA	0.25	IMAICHI	0.31			SUTAMA	0.07					
		KOGA	0.38	GUNMA	1	KATASHINA	0.09	KOFU	0.51					
		SHIMOTSUMA	0.45			MIZUKAMI	0.12	ROKUGO	0.28					
		TSUKUBA	0.45			NUMATA	0.13	ASHIYASU	0.41					
		ISHIOKA	0.69			KUSATSU	0.17							
HOKOTA	0.28			TUMAGOI	0.17									

HIKAWA						HINOHARA						HACHIOJI					
Ground depth (m)	N	P-wave velocity (m/s)	S-wave velocity (m/s)	Density (g/m ³)	Soil type	Ground depth (m)	N	P-wave velocity (m/s)	S-wave velocity (m/s)	Density (g/m ³)	Soil type	Ground depth (m)	N	P-wave velocity (m/s)	S-wave velocity (m/s)	Density (g/m ³)	Soil type
1	5	560	350	1.85	cray	1	99	625	265	1.83	sand	1	11	340	150	1.65	cray
2	5	560	350	1.73	cray	2	10	740	265	2.02	sand	2	4	820	150	1.6	cray
3	8	560	350	1.59	cray	3	45	740	200	1.95	sand	3	3	820	150	1.44	cray
4	16	880	350	1.43	cray	4	36	1345	200	1.88	sand	4	2	820	150	1.49	cray
5	17	880	350	1.36	cray	5	99	1345	200	1.65	sand	5	34	820	150	1.48	cray
6	35	880	350	1.41	cray	6	40	1345	200	1.68	sand	6	15	820	340	1.63	cray
7	28	1890	350	1.31	sand	7	99	2000	400	1.84	bedrock	7	16	2000	340	1.91	cray
8	32	1890	350	1.37	sand	8	99	2000	400	2.08	bedrock	8	22	2000	340	1.9	sand
9	39	1890	350	1.43	sand	9	99	2000	400	2.17	bedrock	9	29	2000	340	1.93	sand
10	34	1890	350	1.38	sand	10	99	2000	400	2.17	bedrock	10	99	2000	340	1.96	sand
11	21	1890	350	1.5	sand	11	99	2000	400	1.56	bedrock	11	43	2000	340	2.04	sand
12	37	1890	350	1.77	sand	12	99	2000	400	1.58	bedrock	12	99	2000	340	2.01	sand
13	15	1890	350	1.65	sand	13	99	2000	400	1.56	bedrock	13	99	2000	340	1.96	sand
14	15	1890	350	1.55	sand	14	99	2000	400	1.55	bedrock	14	99	2000	340	1.99	sand
15	27	1890	350	1.71	sand	15	99	2000	400	1.58	bedrock	15	99	2000	340	1.92	sand
16	99	2000	400	2	bedrock	16	99	2000	400	1.55	bedrock	16	99	2000	400	2	bedrock
17	99	2000	400	2	bedrock	17	99	2000	400	1.59	bedrock	17	99	2000	400	2	bedrock
18	99	2000	400	2	bedrock	18	99	2000	400	1.57	bedrock	18	99	2000	400	2	bedrock
19	99	2000	400	2	bedrock	19	99	2000	400	1.61	bedrock	19	99	2000	400	2	bedrock
20	99	2000	400	2	bedrock	20	99	2000	400	1.82	bedrock	20	99	2000	400	2	bedrock
T ₁ (s)		Site class				T ₁ (s)		Site class				T ₁ (s)		Site class			
0.182		1				0.130		1				0.235		2			

KOGANEI						OME						MACHIDA					
Ground depth (m)	N	P-wave velocity (m/s)	S-wave velocity (m/s)	Density (g/m ³)	Soil type	Ground depth (m)	N	P-wave velocity (m/s)	S-wave velocity (m/s)	Density (g/m ³)	Soil type	Ground depth (m)	N	P-wave velocity (m/s)	S-wave velocity (m/s)	Density (g/m ³)	Soil type
1	4	290	110	1.62	sand	1	2	370	160	1.43	cray	1	0	530	120	1.42	cray
2	3	290	110	1.61	cray	2	2	370	160	1.5	cray	2	5	530	120	1.49	cray
3	4	290	135	1.62	cray	3	3	370	160	1.42	cray	3	5	530	120	1.46	cray
4	4	290	135	1.63	cray	4	3	1630	160	1.43	cray	4	9	530	240	1.62	cray
5	4	290	135	1.63	cray	5	3	1630	125	1.43	cray	5	17	530	240	1.65	cray
6	4	405	165	1.64	cray	6	2	1630	125	1.33	cray	6	13	1410	240	1.69	cray
7	6	405	165	1.67	cray	7	3	1630	125	1.25	cray	7	11	1410	240	1.68	cray
8	17	405	165	1.71	cray	8	2	1630	125	1.3	cray	8	5	1410	240	1.7	cray
9	99	2000	400	2	bedrock	9	1	1630	125	1.33	cray	9	6	1410	240	1.66	cray
10	99	2000	400	2	bedrock	10	2	1630	125	1.41	cray	10	9	1410	240	1.67	sand
11	99	2000	400	2	bedrock	11	2	1630	125	1.23	cray	11	50	1410	240	1.81	sand
12	99	2000	400	2	bedrock	12	2	1630	125	1.15	cray	12	50	1410	560	1.97	sand
13	99	2000	400	2	bedrock	13	99	2000	400	2	bedrock	13	50	1410	560	1.97	sand
14	99	2000	400	2	bedrock	14	99	2000	400	2	bedrock	14	45	1410	560	2.07	sand
15	99	2000	400	2	bedrock	15	99	2000	400	2	bedrock	15	22	1410	340	1.96	sand
16	99	2000	400	2	bedrock	16	99	2000	400	2	bedrock	16	22	1410	340	1.87	sand
17	99	2000	400	2	bedrock	17	99	2000	400	2	bedrock	17	29	1410	340	1.88	sand
18	99	2000	400	2	bedrock	18	99	2000	400	2	bedrock	18	36	1410	340	1.94	sand
19	99	2000	400	2	bedrock	19	99	2000	400	2	bedrock	19	21	1410	340	1.92	sand
20	99	2000	400	2	bedrock	20	99	2000	400	2	bedrock	20	47	1410	340	1.91	sand
T ₁ (s)		Site class				T ₁ (s)		Site class				T ₁ (s)		Site class			
0.244		2				0.440		2				0.304		2			

SHINJUKU					
Ground depth (m)	N	P-wave velocity (m/s)	S-wave velocity (m/s)	Density (g/m ³)	Soil type
1	5	1210	150	1.48	cray
2	4	1210	150	1.48	cray
3	4	1210	150	1.51	cray
4	3	1210	150	1.51	cray
5	4	1210	150	1.51	cray
6	2	1210	150	1.52	cray
7	3	1210	150	1.54	cray
8	4	1210	150	1.66	cray
9	24	1380	255	1.79	cray
10	30	1380	255	1.77	cray
11	99	1380	255	1.78	cray
12	99	1380	255	1.82	cray
13	99	2000	400	2	bedrock
14	99	2000	400	2	bedrock
15	99	2000	400	2	bedrock
16	99	2000	400	2	bedrock
17	99	2000	400	2	bedrock
18	99	2000	400	2	bedrock
19	99	2000	400	2	bedrock
20	99	2000	400	2	bedrock
T ₁ (s)		Site class			
0.302		2			

Table 4.2.1.2 Ground information (TOKYO)

FUJISAWA						ATSUGI						YOKOHAMA					
Ground depth (m)	N	P-wave velocity (m/s)	S-wave velocity (m/s)	Density (g/m ³)	Soil type	Ground depth (m)	N	P-wave velocity (m/s)	S-wave velocity (m/s)	Density (g/m ³)	Soil type	Ground depth (m)	N	P-wave velocity (m/s)	S-wave velocity (m/s)	Density (g/m ³)	Soil type
1	7	1190	245	1.74	sand	1	2	570	85	1.41	cray	1	3	385	135	2.14	cray
2	15	1190	245	1.64	sand	2	6	570	85	1.48	cray	2	3	385	135	2.16	cray
3	31	1190	245	1.57	sand	3	2	570	85	1.52	cray	3	1	385	135	1.78	cray
4	30	1190	245	1.63	sand	4	2	570	85	1.54	cray	4	1	975	85	1.69	cray
5	32	1190	280	1.68	sand	5	2	570	85	1.56	cray	5	0	975	85	1.57	cray
6	34	1190	280	1.76	sand	6	5	1445	120	1.48	cray	6	0	975	85	1.58	cray
7	99	1190	280	1.73	sand	7	5	1445	120	1.54	cray	7	1	975	85	1.65	cray
8	99	1190	280	1.71	sand	8	4	1445	120	1.61	cray	8	0	975	85	1.7	cray
9	99	2000	400	2	bedrock	9	4	1445	120	1.6	cray	9	0	975	85	1.68	cray
10	99	2000	400	2	bedrock	10	5	1445	120	1.58	cray	10	1	975	85	1.68	cray
11	99	2000	400	2	bedrock	11	13	1445	120	1.56	sand	11	1	975	85	1.65	cray
12	99	2000	400	2	bedrock	12	99	1560	260	1.79	sand	12	0	975	85	1.63	cray
13	99	2000	400	2	bedrock	13	99	1560	260	2.02	sand	13	1	975	85	1.64	cray
14	99	2000	400	2	bedrock	14	99	1560	260	2.04	sand	14	1	975	85	1.64	cray
15	99	2000	400	2	bedrock	15	7	1560	260	1.85	sand	15	1	975	85	1.67	cray
16	99	2000	400	2	bedrock	16	8	1560	260	1.6	cray	16	1	975	110	1.69	cray
17	99	2000	400	2	bedrock	17	10	1560	140	1.61	cray	17	1	975	110	1.81	cray
18	46	2000	400	2	bedrock	18	9	1560	140	1.6	cray	18	2	975	110	1.97	cray
19	99	2000	400	2	bedrock	19	11	1560	140	1.58	cray	19	99	2000	400	2	bedrock
20	47	2000	400	2	bedrock	20	16	1560	140	1.61	cray	20	99	2000	400	2	bedrock
T ₁ (s)		Site class				T ₁ (s)		Site class				T ₁ (s)		Site class			
0.310		2				0.645		2				1.121		3			

ODAWARA					
Ground depth (m)	N	P-wave velocity (m/s)	S-wave velocity (m/s)	Density (g/m ³)	Soil type
1	4	740	70	1.45	cray
2	2	740	70	1.46	cray
3	1	740	70	1.49	cray
4	1	740	70	1.51	cray
5	2	740	55	1.46	cray
6	1	740	55	1.46	cray
7	1	740	55	1.49	cray
8	2	740	55	1.51	cray
9	2	740	55	1.52	cray
10	3	740	55	1.54	cray
11	3	740	90	1.56	cray
12	3	740	90	1.58	cray
13	3	740	90	1.56	cray
14	3	1340	125	1.55	cray
15	6	1340	125	1.58	cray
16	5	1340	125	1.55	cray
17	7	1340	125	1.59	cray
18	6	1340	125	1.57	cray
19	41	1340	250	1.61	sand
20	99	1340	250	1.82	sand
T ₁ (s)		Site class			
0.980		3			

Table 4.2.1.3 Ground information (KANAGAWA)

ICHIBA						INAGE						URAYASU					
Ground depth (m)	N	P-wave velocity (m/s)	S-wave velocity (m/s)	Density (g/m ³)	Soil type	Ground depth (m)	N	P-wave velocity (m/s)	S-wave velocity (m/s)	Density (g/m ³)	Soil type	Ground depth (m)	N	P-wave velocity (m/s)	S-wave velocity (m/s)	Density (g/m ³)	Soil type
1	16	1150	195	1.53	sand	1	3	1400	137	1.51	sand	1	3	1330	140	1.75	cray
2	50	1150	195	1.38	sand	2	4	1400	127	1.44	sand	2	5	1330	140	1.74	sand
3	9	1150	195	1.46	sand	3	6	1400	160	1.75	sand	3	16	1330	140	1.73	sand
4	9	1150	195	1.64	sand	4	4	1400	185	1.86	sand	4	22	1330	140	1.75	sand
5	8	1150	195	1.7	sand	5	23	1400	217	1.91	sand	5	7	1330	140	1.75	sand
6	3	1150	195	1.7	sand	6	26	1400	210	1.9	sand	6	7	1330	140	1.74	sand
7	3	1150	195	1.77	sand	7	11	1500	246	1.88	sand	7	7	1330	125	1.74	sand
8	2	1150	195	1.77	sand	8	10	1500	242	1.88	sand	8	3	1330	125	1.73	cray
9	4	1150	195	1.79	sand	9	12	1500	268	1.87	sand	9	3	1330	125	1.68	cray
10	5	1150	195	1.77	sand	10	12	1500	246	1.87	sand	10	3	1330	125	1.67	cray
11	11	1150	195	1.69	cray	11	19	1500	245	1.87	sand	11	3	1330	125	1.67	cray
12	12	1150	195	1.63	cray	12	11	1500	207	1.87	sand	12	2	1330	125	1.67	cray
13	10	1150	195	1.62	cray	13	10	1500	234	1.87	sand	13	1	1330	125	1.67	cray
14	99	1150	195	1.62	cray	14	17	1500	245	1.84	sand	14	3	1330	125	1.66	cray
15	99	1150	195	1.67	sand	15	15	1500	215	1.87	sand	15	3	1330	125	1.66	cray
16	99	1580	340	1.8	sand	16	16	1500	253	1.87	sand	16	3	1330	125	1.66	cray
17	99	1580	340	1.83	sand	17	10	1500	233	1.8	sand	17	3	1330	125	1.67	cray
18	99	1580	340	1.8	sand	18	12	1500	255	1.88	sand	18	3	1330	125	1.67	cray
19	99	1580	340	1.89	sand	19	5	1500	201	1.86	sand	19	2	1330	125	1.67	cray
20	99	1580	340	1.96	sand	20	5	1500	197	1.87	sand	20	3	1330	125	1.67	cray
T ₁ (s)		Site class				T ₁ (s)		Site class				T ₁ (s)		Site class			
0.434		2				0.495		2				0.988		3			

KYONAN						KAMOGAWA					
Ground depth (m)	N	P-wave velocity (m/s)	S-wave velocity (m/s)	Density (g/m ³)	Soil type	Ground depth (m)	N	P-wave velocity (m/s)	S-wave velocity (m/s)	Density (g/m ³)	Soil type
1	3	590	105	1.44	cray	1	7	1155	150	1.56	cray
2	4	590	105	1.45	cray	2	2	1155	150	1.56	cray
3	3	590	105	1.49	cray	3	14	1155	150	1.56	cray
4	5	590	105	1.55	cray	4	9	1155	150	1.56	cray
5	9	1250	130	1.65	sand	5	6	1155	150	1.56	cray
6	6	1250	130	1.81	sand	6	4	1155	150	1.58	cray
7	6	1250	130	1.75	sand	7	3	1155	150	1.57	cray
8	6	1250	130	1.62	cray	8	3	1155	150	1.58	cray
9	7	1250	130	1.59	cray	9	3	1155	150	1.55	cray
10	8	1250	130	1.56	cray	10	6	1155	150	1.51	cray
11	8	1250	130	1.6	cray	11	9	1155	150	1.56	cray
12	8	1250	130	1.63	cray	12	10	1155	150	1.61	cray
13	7	1250	160	1.64	cray	13	5	1340	175	1.55	cray
14	7	1250	160	1.61	cray	14	6	1340	175	1.55	cray
15	7	1250	160	1.58	cray	15	6	1340	175	1.58	cray
16	7	1250	160	1.6	cray	16	6	1340	175	1.57	cray
17	6	1250	160	1.63	cray	17	6	1340	175	1.56	cray
18	6	1250	160	1.61	cray	18	7	1340	175	1.54	cray
19	7	1250	160	1.57	cray	19	16	1340	175	1.61	cray
20	8	1250	160	1.64	cray	20	15	1340	175	1.79	cray
T ₁ (s)		Site class				T ₁ (s)		Site class			
0.993		3				0.823		3			

Table 4.2.1.4 Ground information (CHIBA)

KASUKABE						OMIYA						TOKOROZAWA					
Ground depth (m)	N	P-wave velocity (m/s)	S-wave velocity (m/s)	Density (g/m ³)	Soil type	Ground depth (m)	N	P-wave velocity (m/s)	S-wave velocity (m/s)	Density (g/m ³)	Soil type	Ground depth (m)	N	P-wave velocity (m/s)	S-wave velocity (m/s)	Density (g/m ³)	Soil type
1	1	410	100	1.49	cray	1	5	1090	120	1.19	cray	1	5	430	130	1.48	cray
2	1	1520	90	1.5	cray	2	5	1090	120	1.38	cray	2	4	1750	130	1.48	cray
3	1	1490	90	1.42	cray	3	21	1090	120	1.5	cray	3	3	1750	130	1.51	cray
4	1	1490	90	1.4	cray	4	2	1090	120	1.36	cray	4	3	1750	130	1.51	cray
5	3	1520	130	1.43	cray	5	2	1090	120	1.22	cray	5	5	1750	180	1.51	cray
6	0	1520	80	1.48	cray	6	0	1090	120	1.27	cray	6	4	1750	180	1.52	cray
7	0	1540	80	1.29	cray	7	0	1090	120	1.44	cray	7	6	1750	180	1.54	cray
8	0	1540	80	1.28	cray	8	0	1090	120	1.42	cray	8	5	1750	180	1.66	cray
9	0	1540	80	1.29	cray	9	7	1700	120	1.49	cray	9	3	1750	180	1.79	cray
10	9	1540	190	1.35	cray	10	17	1700	160	1.8	cray	10	1	1750	180	1.77	cray
11	10	1540	200	1.59	cray	11	18	1700	160	1.97	cray	11	9	1750	180	1.78	sand
12	24	1540	270	1.62	cray	12	99	1700	160	1.96	cray	12	99	1750	355	1.82	sand
13	27	1540	280	1.7	cray	13	11	1700	160	1.78	cray	13	99	1750	355	1.9	sand
14	15	1540	230	1.66	cray	14	13	1700	160	1.67	cray	14	99	1750	355	1.92	sand
15	13	1540	220	1.6	cray	15	14	1700	160	1.73	cray	15	99	1750	355	1.89	sand
16	11	1540	200	1.59	cray	16	21	1700	160	1.74	cray	16	99	1750	355	1.9	sand
17	11	1540	200	1.58	cray	17	21	1700	160	1.93	cray	17	99	2000	400	2.0	bedrock
18	10	1540	200	1.61	cray	18	6	1700	160	1.84	cray	18	99	2000	400	2.0	bedrock
19	39	1540	190	1.63	cray	19	5	1700	160	1.52	cray	19	99	2000	400	2.0	bedrock
20	34	1540	300	1.75	sand	20	5	1700	160	1.54	cray	20	99	2000	400	2.0	bedrock
T ₁ (s)		Site class				T ₁ (s)		Site class				T ₁ (s)		Site class			
0.568		2				0.728		2				0.335		2			

KAWAGUCHI						KUKI					
Ground depth (m)	N	P-wave velocity (m/s)	S-wave velocity (m/s)	Density (g/m ³)	Soil type	Ground depth (m)	N	P-wave velocity (m/s)	S-wave velocity (m/s)	Density (g/m ³)	Soil type
1	2	2000	95	1.17	cray	1	6	770	94	1.46	cray
2	0	2000	95	1.46	cray	2	1	1770	94	1.51	cray
3	6	2000	95	1.58	cray	3	1	1770	94	1.31	cray
4	1	2000	95	1.5	sand	4	0	1770	94	1.21	cray
5	2	2000	125	1.52	cray	5	1	1770	94	1.35	cray
6	1	2000	125	1.5	cray	6	1	1770	94	1.35	cray
7	0	2000	125	1.46	cray	7	9	1770	94	1.46	cray
8	0	2000	125	1.58	cray	8	1	1770	94	1.42	cray
9	0	2000	125	1.51	cray	9	1	1770	88	1.25	cray
10	0	2000	125	1.42	cray	10	0	1770	88	1.35	cray
11	0	1490	125	1.38	cray	11	0	1770	88	1.34	cray
12	0	1490	125	1.33	cray	12	0	1770	88	1.32	cray
13	0	1490	125	1.39	cray	13	0	1770	88	1.36	cray
14	0	1490	125	1.35	cray	14	0	1770	88	1.35	cray
15	0	1490	125	1.45	cray	15	0	1770	88	1.34	cray
16	0	1490	125	1.48	cray	16	0	1770	88	1.33	cray
17	0	1490	125	1.41	cray	17	0	1770	88	1.31	cray
18	0	1490	125	1.45	cray	18	0	1770	88	1.33	cray
19	0	1490	125	1.42	cray	19	0	1770	88	1.25	cray
20	0	1490	125	1.44	cray	20	0	1770	88	1.37	cray
T ₁ (s)		Site class				T ₁ (s)		Site class			
1.129		3				1.368		3			

Table 4.2.1.5 Ground information (SAITAMA)

ROKUGO						ASHIYASU					
Ground depth (m)	N	P-wave velocity (m/s)	S-wave velocity (m/s)	Density (g/m ³)	Soil type	Ground depth (m)	N	P-wave velocity (m/s)	S-wave velocity (m/s)	Density (g/m ³)	Soil type
1	4	555	135	1.49	cray	1	4	560	130	1.53	cray
2	9	555	135	1.46	sand	2	6	560	130	1.54	cray
3	16	2000	135	1.8	sand	3	5	560	130	1.49	cray
4	8	2000	135	1.99	sand	4	5	560	130	1.55	cray
5	4	2000	220	1.93	sand	5	4	1200	160	1.59	cray
6	15	2000	220	1.97	sand	6	2	1200	160	1.58	cray
7	4	2000	220	1.74	cray	7	6	1200	160	1.65	cray
8	6	2000	220	1.51	cray	8	7	1200	160	1.67	cray
9	16	2000	220	1.64	cray	9	18	1480	290	1.73	cray
10	7	2000	220	1.89	cray	10	11	1480	290	1.79	cray
11	6	2000	220	1.87	cray	11	12	1480	290	1.7	cray
12	6	2000	220	1.95	cray	12	14	1480	290	1.7	cray
13	99	2000	220	1.97	sand	13	16	1480	290	1.72	cray
14	99	2000	400	2	bedrock	14	18	1480	290	1.7	cray
15	99	2000	400	2	bedrock	15	19	1480	290	1.7	cray
16	99	2000	400	2	bedrock	16	14	1480	290	1.71	cray
17	99	2000	400	2	bedrock	17	15	1480	290	1.71	cray
18	99	2000	400	2	bedrock	18	17	1480	290	1.7	cray
19	99	2000	400	2	bedrock	19	20	1480	290	1.7	cray
20	99	2000	400	2	bedrock	20	20	1480	290	1.72	cray
T ₁ (s)		Site class				T ₁ (s)		Site class			
0.278		2				0.411		2			

Table 4.2.1.9 Ground information (YAMANASHI)

4.2.2 上部構造諸元

上部構造は表層地盤上の鉄筋コンクリート造無限均等ラーメン構造建物とし、解析対象は建物中央部に位置している1フレーム(6m×6m)とした(Fig. 4.2.2.1 参照)。建物階数は3階、5階の2種類とし、1質点系化して解析を行った。階高 $h=3.5\text{m}$ 、階数を n とし、建物高さ $H(\text{m})$ を(4.2.2.1)式より与えた。また、1質点系化による有効高さ $H_u(\text{m})$ は文献⁴⁾⁸⁾にならひ、対象とする建物の1次モードの変位分布が直線系となると仮定し、(4.2.2.2)式により求めた。

$$H = h \times n \quad (4.2.2.1)$$

$$H_u = \left(\frac{2}{3} + \frac{1}{3n} \right) \times H \quad (4.2.2.2)$$

建物周期 $T(\text{sec})$ は(3.2.1)式より⁴⁾⁵⁾、RC造建築物に対応する周期として(4.2.2.3)式より求めた。

$$T = 0.02H \quad (4.2.2.3)$$

また、上部構造の単位面積あたりの重量は \bar{w} とし、各階重量 $w(\text{kN})$ は(4.2.2.4)式に、建物全重量 $W(\text{kN})$ は(4.2.2.5)式により算出した。

$$w = \bar{w} \times S \quad (4.2.2.4)$$

$$W = w \times n \quad (4.2.2.5)$$

なお、文献⁴⁾²⁾同様にラーメンモデルは単位当たりの重量 $\bar{w}=12\text{kN}$ とし、壁式モデルではラーメンモデルよりも単位当たりの重量が大きくなることを考慮し、単位当たりの重量 $\bar{w}=13\text{kN}$ とした。

また、各階質量 m_i (ton)、各階水平変位 δ_i (m)とすると、有効質量 M_u (ton)は(4.2.2.6)式となる。また、有効質量 M_u (ton)に重力加速度 g (m/s²)を乗じたものを有効重量 W_u (kN)とすると有効重量 W_u (kN)は(4.2.2.7)式となる。

$$M_u = \frac{(\sum m_i \cdot \delta_i)^2}{(\sum m_i \cdot \delta_i^2)} \quad (4.2.2.6)$$

$$W_u = M_u \times g \quad (4.2.2.7)$$

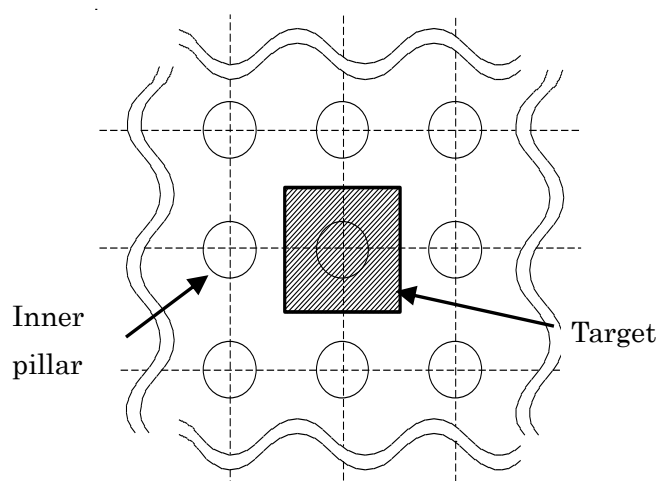


Fig.4.2.2.1 Plan of target structure

有効質量 M_u (ton)と建物周期 $T(=0.02H)$ より、ラーメンモデルの初期剛性 K_{f1} (kN/m)は(4.2.2.8)式に、また壁式モデルの初期剛性 K_{w1} はラーメンモデルの降伏変形角 $Ry_f(1/120)$ と壁式モデルの降伏変形角 Ry_w (1/200)の比からラーメンモデルの初期剛性 K_{f1} を用いて(4.2.2.9)式により求めた。また、壁式モデルの固有周期は(2.2.9)式と K_{w1} より求めた。

$$K_{f1} = 4\pi^2 \cdot \frac{M_u}{T^2} \quad (4.2.2.8)$$

$$K_{w1} = \frac{Ry_f}{Ry_w} \cdot K_{f1} \quad (4.2.2.9)$$

以上のように求めた上部構造の諸言を Table 4.2.2.1 に示す。

Table 4.2.2.1 Structural parameters

	Number of storeys	Height (m)	Effective Height (m)	Effective weight (kN)	Period (s)	Rigidity (kN/mm)
Rigid frame model	3	10.5	8.17	1111	0.21	101
	5	17.5	12.83	1767	0.35	58.1
Boxed wall model	3	10.5	8.17	1203	0.17	169
	5	17.5	12.83	1915	0.28	96.9

なお、3種地盤の5階建て建築物では杭基礎を採用する 경우가一般的と考えられるが、本論文では直接基礎としている。これは、杭基礎を想定すると地盤・建物ごとに杭径、杭長を設定する必要があることから、事例的な検討となり⁴⁻⁹等)、本論の趣旨である首都圏全体の建物の耐震性のマクロな把握が複雑で、困難になりかねないためである。なお文献⁴⁻¹⁰の通り、杭基礎では杭抵抗により水平入力動が低減されるため、入力の点からは一般に杭基礎よりも直接基礎のほうが安全側の検討となることも配慮した。

上部構造の降伏せん断耐力 Q_y (kN)は、保有水平耐力計算を用いて算定した必要せん断耐力 Q_{un} (kN)とし、(4.2.2.10)式～(4.2.2.12)式から求めた。

$$Q_{un} = D_s \cdot F_{es} \cdot Q_{ud} \quad (4.2.2.10)$$

$$Q_{ud} = C_i \cdot W_u \quad (4.2.2.11)$$

$$C_i = Z \cdot R_i \cdot A_i \cdot C_0 \quad (4.2.2.12)$$

ここで D_s は構造特性係数、 F_{es} は形状係数、 Q_{ud} は標準せん断力係数 $C_0=1.0$ として求めたときに生じる地震層せん断力、 C_i は地震層せん断力係数、 Z は地震地域係数、 R_i は振動特性係数、 A_i は層せん断力分布係数である。 $F_{es}=1.0$ 、 $Z=1$ とし、1質点系であるため A_i は1.0とした。また、ラーメンモデルでは構造特性係数 $D_s=0.3$ 、 0.4 、 0.55 の計3種とし、壁式モデルでは $D_s=0.55$ 、 0.75 、 1.0 の計3種とした。なお、現行基準によった建物の構造特性係数の最大値はラーメン構造で $D_s=0.45$ 、壁式構造で $D_s=0.55$ であるが、実在する鉄筋コンクリート造建物の建物耐力は D_s 値を用いて算出したものよりも大きいことが想定されるため、ラーメンモデルでは $D_s=0.55$ 、壁式モデルでは $D_s=0.75$ 、 1.0 についても検討を行っている。

また、ひび割れせん断耐力 Q_{cr} (kN)は文献⁴⁾¹¹⁾など鉄筋コンクリート造の一般的な性能評価において用いられている(4.2.2.13)式の関係を用いた。降伏変形 δ_y (m)、ひび割れ変形 δ_{cr} (m)、ひび割れ降伏時の剛性低下率 α_y 、ひび割れ後の剛性 K_2 (kN/m)、降伏後の剛性 K_3 (kN/m)は各々(4.2.2.14)式～(4.2.2.18)式により求めた。

$$Q_{cr} = \frac{Q_y}{3} \quad (4.2.2.13)$$

$$\delta_y = H_u \times R_y \quad (4.2.2.14)$$

$$\delta_{cr} = \frac{Q_{cr}}{K_1} \quad (4.2.2.15)$$

$$\alpha_y = \frac{K_2}{K_1} \quad (4.2.2.16)$$

$$K_2 = \frac{Q_y - Q_{cr}}{\delta_y - \delta_{cr}} \quad (4.2.2.17)$$

$$K_3 = \frac{K_1}{1000} \quad (4.2.2.18)$$

降伏変形角 R_y はラーメンモデルの降伏変形角を $R_{y1}=1/120$ とし、壁式モデルの降伏変形角 R_{yw} は文献 4¹²⁾ を参照し $R_{yw}=1/200$ とした。上部構造の $Q-\delta$ 関係を Fig. 4.2.2.2 に示す。

建物の復元力特性は修正 Takeda モデル 4¹³⁾ とした。また、減衰は 3% の瞬間剛性比例型とした。なお、壁式構造での復元力特性はスリップ挙動を示すことが知られているが、文献 4¹²⁾4¹⁴⁾ では最大耐力近傍のかなり大きな変形まで安定した履歴を示していることから、本論文では壁式モデルにおいても復元力特性を修正 Takeda モデルとした。上記により求めた上部構造耐力を Table 4.2.2.2 にまとめた。

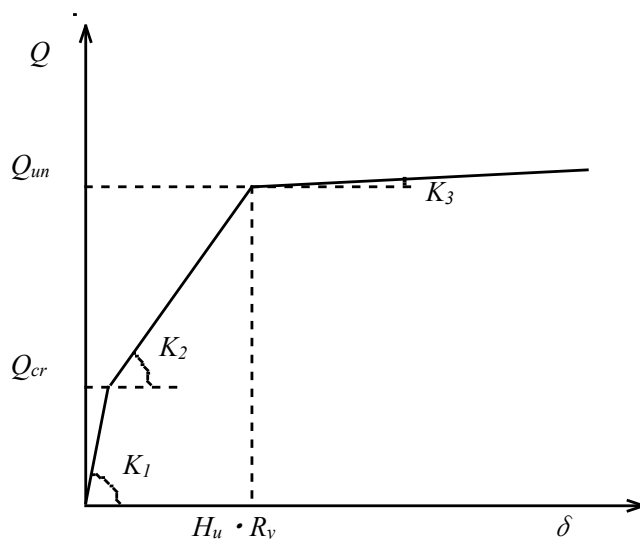


Fig. 4.2.2.2 Q- δ relationship of structure

Table 4.2.2.2 Yield drift angle and structural strength

	Number of storeys	Yield drift angle(rad)	Structural characteristic coefficient	Crack strength (kN)	Yield strength (kN)
Rigid frame model	3	1/120	0.30	110.80	332.41
			0.40	148.11	444.34
			0.55	203.65	610.97
	5		0.30	176.56	529.69
			0.40	235.63	706.90
			0.55	324.00	972.00
Boxed wall model	3	1/200	0.55	220.62	661.88
			0.75	300.85	901.57
			1.00	401.14	1203.43
	5		0.55	351.00	1053.00
			0.75	478.63	1435.90
			1.00	638.18	1914.54

4.2.3 地盤ばねの算出

本節では、解析に用いる地盤ばねの算出法を示す。本論文では、無限均等ラーメンを解析対象としているためロッキング挙動については考慮せず、スウェイ挙動のみを考慮している。なお、一般に梁間方向には耐震要素が多く配置されることから、耐震性能評価には桁行方向の地震応答を検討対象とする場合が多く、桁行方向の検討かつ一般にロッキングの影響が小さい低層建物である場合には、スウェイの影響が支配的であること⁴⁾¹⁵⁾、5階建て壁式鉄筋コンクリート造建築物ではロッキングの影響が小さいこと⁴⁾³⁾、長辺方向は回転方向のインピーダンスは短辺方向と比較して非常に大きな値となること⁴⁾¹⁶⁾などから、本論で対象とする建物の実情としても、ロッキングの影響は小さいと考えられる。

地盤との動的相互作用（スウェイ）を考慮する際に用いる地盤ばね定数 K_h (kN/m^2) と地盤の減衰係数 C_h ($\text{kN} \cdot \text{s/m}$) はコーンモデルを利用した方法⁴⁾⁴⁾にて算出した。以下にその算定方法を示す。

水平地盤ばね K_{hb} (kN/m) は(4.2.3.1)式により算定した。

$$K_{hb} = \beta_h K_{1hb} \quad (4.2.3.1)$$

ただし、 β_h は成層地盤における水平地盤ばね定数の補正係数であり、(4.2.3.2)式により求められる。 K_{hb} は基礎直下地盤が半無限につづくことと仮定した場合の直接基礎の水平ばね定数であり、(4.2.3.3)式により求められる。また、 α_{hi} は以下の(4.2.3.4)式により求められる。なお、 i は地盤を各層ごとに区分した際の層番号、 ν_1 はポアソン比、 G_i は地盤各層のせん断剛性、 Z_{hi} (m) はコーンの頂点からの i 層地盤底面までの距離である。 Z_{h0} (m) はコーン頂点から地表面までの距離で、(2.3.5)式より求められる。また、 r_{h0} (m) は水平地盤ばね算定用の等価基礎半径であり、(4.2.3.6)式により求められる。

$$\beta_h = \frac{1}{\sum_{i=1}^n \frac{1}{\alpha_{hi}}} \quad (4.2.3.2)$$

$$K_{1hb} = \pi G_1 \frac{r_{h0}^2}{Z_{h0}} \quad (4.2.3.3)$$

$$\alpha_{hi} = \left(\frac{G_i}{G_1} \right) \cdot \frac{Z_{hi} Z_{hi-1}}{Z_{h0} (Z_{hi} - Z_{hi-1})} \quad (4.2.3.4)$$

$$Z_{h0} = \pi r_{h0} \frac{2 - \nu_1}{8} \quad (4.2.3.5)$$

$$r_{h0} = \sqrt{B \cdot D / \pi} \quad (4.2.3.6)$$

B 、 D (m)はそれぞれ基礎の幅と奥行きである。ここで、(4.2.3.7)式のようにばね定数を算定する際に用いる地盤のせん断剛性を複素ばねとして表現して計算し、地盤ばね定数を複素数として計算する。なお、 G_i は地盤各層での等価せん断剛性、 h_i は等価減衰定数を表す。

$$\bar{G}_i = G_i(1 + 2ih_i) \quad (4.2.3.7)$$

(4.2.3.7)式を(4.2.3.3)式、(4.2.3.4)式に代入することにより、複素数で示した水平地盤ばね定数を \bar{K}_{hb} とすると、次の(4.2.3.8)のように表すことができる。(4.2.3.8)式の実部が地盤ばね定数となる。

$$\bar{K}_{hb} = K_{hb} + iK'_{hb} = K_{hb}(1 + 2ih_{sw}) \quad (4.2.3.8)$$

水平減衰係数 c_h (kN・s/m)は(4.2.3.9)式で表される。

$$c_h = \frac{K'}{\omega_e} = \frac{2h_{sw}K_h}{\omega_e} \quad (4.2.3.9)$$

水平減衰 h_{hb} は以下の(4.2.3.10)、(4.2.3.11)式で求められる。

a) $T_g < T_e$ のとき

$$h'_{sw} = \sin \left(0.5 \tan^{-1} \left(\frac{K'_{hb}}{K_{hb}} \right) \right) \quad (4.2.3.10)$$

b) $T_g > T_e$ のとき

$$h''_{sw} = \sin \left(0.5 \tan^{-1} \left(\frac{K''_{hb}}{K_{hb}} \right) \right) \quad (4.2.3.11)$$

$$K''_{hb} = 2K_{hb}h_{sw}' + 2\pi^2 r_{h0}^2 \sqrt{\rho_e G_{hb}} \left(\frac{1}{T_e} - \frac{1}{T_g} \right) \quad (4.2.3.12)$$

地盤のせん断剛性 G_i は地盤のせん断ひずみ γ_i に応じて減少するため、地盤のせん断剛性 G_i と地盤のせん断ひずみの収斂計算が必要となる。以下にその計算課程を示す。

第 i 層の弾性時のせん断剛性 G_{0i} 、第 i 層のせん断剛性 G_i 、第 i 層の減衰定数 h_i は以下の(4.2.3.13)～(4.2.3.15)式による。

$$G_{0i} = \rho_i V_{s_i}^2 \quad (4.2.3.13)$$

$$G_i = \frac{1}{1 + \gamma_i / \gamma_{0.5}} \cdot G_{0i} \quad (4.2.3.14)$$

$$h_i = h_{\max}(1 - G_i / G_{0i}) \quad (4.2.3.15)$$

ただし、本論で使用する地盤の非線形モデルは **Hardin-Drnevich model** とし、基準せん断歪み $\gamma_{0.5}$ 、最大減衰定数 h_{\max} は文献³⁾より、砂質土においてはそれぞれ 0.10%、21%、粘性土においてはそれぞれ 0.18%、17%とした。また、第 i 層のせん断ひずみ γ_i の算出方法については後に記述する。

第 i 層のせん断剛性 K_i 、第 n 層(解放工学的基盤)のせん断剛性 K_n は以下の(4.2.3.16)式～(4.2.3.17)式より求めた。

$$K_i = \frac{G_i}{H_i} \quad (4.2.3.16)$$

$$K_n = \frac{8G_{0n}B}{2 - \gamma_B} \quad (4.2.3.17)$$

ただし、 B は等価半径、 γ_B は解放工学的基盤のポアソン比は以下の(4.2.3.18)式～(4.2.3.19)式より求めた。

$$B = \sqrt{\frac{1.0}{\pi}} = 0.564 \quad (4.2.3.18)$$

$$\gamma_B = \frac{1 - 2(v_s / v_p)^2}{2 - 2(v_s / v_p)^2} \quad (4.2.3.19)$$

地盤の減衰定数 h は各層の減衰定数 h_i を用いて(4.2.3.20)式より算出した。ただし、収束計算 1 回目では $h=0.02$ とする。

$$h = \frac{\sum_{i=1}^{n-1} h_i \cdot \frac{G_i}{2H_i} (u_{i+1} - u_i)^2}{\sum_{i=1}^{n-1} \frac{G_i}{2H_i} (u_{i+1} - u_i)^2} \quad (4.2.3.20)$$

地盤の 1 次卓越周期、地盤の 2 次卓越周期は(4.2.3.21)～(4.2.3.22)式により求めた。

$$T_1 = \frac{4 \sum_{i=1}^{n-1} H_i}{V_{SE}} = \frac{4 \left(\sum_{i=1}^{n-1} H_i \right)^2}{\sum_{i=1}^{n-1} \sqrt{\frac{G_i}{\rho_i}}} \quad (4.2.3.21)$$

$$T_2 = \frac{T_1}{3} \quad (4.2.3.22)$$

以上により、地盤の 1 次卓越周期を求め、これが収束するまで収斂計算を行い、地盤のせん断剛性 G_i を算出した。

第 i 層のせん断ひずみ γ_i の算出に当たっては各層の相対変形 u_i が必要となるが、これを算出する際には、Sotodola 法による収斂計算により 1 次モード形を求め、地表面の変位と工学的基盤の変位の差に表層地盤の 1 次モード形を適用させて算出した。

地表面の多質点系モデルに図に示すように各質点に収斂回数 j 回目の質点 i の静的水平力 $P_i^{(j)}$ を作用させる。よって収束計算 j 回目の質点 i の静的水平力 $P_i^{(j)}$ は(4.2.3.23)式で表せる。 $U_i^{(j)}$ は、収束回数 j 回目のモード(初期値 $U_i^{(1)}=1.0$) である

$$P_i^{(j)} = m_i U_i^{(j)} \quad (4.2.3.23)$$

また、質点 n の水平変位 $u_n^{(j)}$ 、質点 i の水平変位 $u_i^{(j)}$ は(4.2.3.24)～(4.2.3.25)式により求めた。

$$u_n^{(j)} = \frac{1}{K_n} \sum_{i=1}^n P_i^{(j)} \quad (4.2.3.24)$$

$$u_i^{(j)} = u_{i+1}^{(j)} + \frac{1}{K_i} \sum_{s=1}^i P_s^{(j)} \quad (4.2.3.25)$$

変位を基準化して収束回数 $j+1$ 回目の 1 次モード形 $U^{(j+1)}$ を(4.2.3.26)式で算定する。

$$U_i^{(j+1)} = \frac{u_i^{(j)}}{u_1^{(j)}} \quad (4.2.3.26)$$

収束計算 j 回目の換算質量 $M^{(j)}$ 、収束計算 j 回目の換算剛性 $K^{(j)}$ は(4.2.3.27)式～(4.2.3.28)式により求めた。

$$M^{(j)} = \sum_{i=1}^n m_i U_i^{(j+1)2} \quad (4.2.3.27)$$

$$K^{(j)} = K_1 U_1^{(j+1)} + \sum_{i=2}^{n-1} (K_{i-1} + K_i) U_i^{(j+1)2} + K_n U_n^{(j+1)2} - 2 \sum_{i=1}^{n-1} K_i U_i^{(j+1)} U_{i+1}^{(j+1)} \quad (4.2.3.28)$$

また、収束計算 j 回目の 1 次固有周期 $T^{(j)}$ は(4.2.3.29)式により求めた。

$$T^{(j)} = 2\pi \sqrt{\frac{M^{(j)}}{K^{(j)}}} \quad (4.2.3.29)$$

以上により、1 次固有周期が収斂計算を行い、各質点の水平変位 u_i を求めた。

次に、地表面の変位と工学的基盤の変位の差を一次卓越周期 T_1 と増幅率 G_s 及び、加速度応答スペクトル S_a を用いて(4.2.3.30)～(4.2.3.31)式により求めた。

$$u_{s1} = \left(\frac{T_1}{2\pi} \right)^2 \frac{1}{2\pi} G_{s1} S_a(T_1, \xi = 0) \quad (4.2.3.30)$$

$$u_B = \left(\frac{T_1}{2\pi} \right)^2 \frac{1}{2\pi} G_B S_a(T_1, \xi = 0) \quad (4.2.3.31)$$

u_{s1} は地盤面の変位、 u_B は工学的基盤の変位である。また一次卓越周期に対する地表面の増幅率 G_1 、工学的基盤の増幅率 G_B は(4.2.3.32)～(4.2.3.33)式により求めた。ここで、(4.2.3.34)式の α は波動インピーダンス比である。

$$G_1 = \frac{1}{1.57h + \alpha} \quad (4.2.3.32)$$

$$G_B = \frac{1.57h}{1.57h + \alpha} \quad (4.2.3.33)$$

$$\alpha = \frac{\sum_{i=1}^{n-1} \sqrt{\frac{G_i}{\rho_i}} H_i \sum_{i=1}^{n-1} \rho_i H_i}{\left(\sum_{i=1}^{n-1} H_i \right)^2} \cdot \frac{1}{\rho_B V_B} \quad (4.2.3.34)$$

以上により求めた u_{s1} 、 u_b 、 u_{si} を用いて各層の水平変位 u_i 、各層のせん断ひずみを(4.2.3.35)～(4.2.3.36)式により求めた。

$$u_i = |u_{s1} - u_B| \cdot U_i \quad (4.2.3.35)$$

$$\gamma_i = 0.65(u_i - u_{i+1})/H_i \quad (4.2.3.36)$$

4.3 解析結果

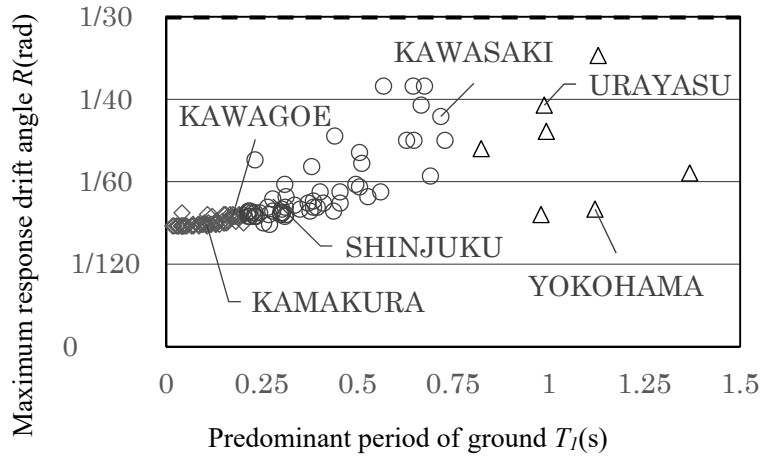
以下には、4.2 に示した方法により求めた首都圏各地の表層の地震動と上部構造諸元を用いて地震応答解析を行った結果を示す。

4.3.1 ラーメンモデルの応答

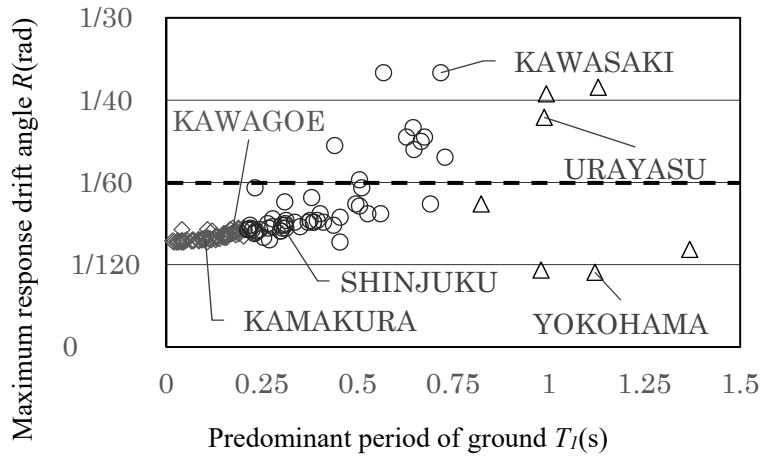
3 階および 5 階建てラーメンモデルの各解析地点における最大応答変形角と地盤の 1 次卓越周期および、文献⁴⁾²⁾同様に $D_s=0.3$ 、 0.4 、 0.55 に対応する塑性率として、塑性率 $\mu=4$ 、 2 、 1 を採用し、降伏変形角 ($=1/120$) に μ を乗じて求めた限界変形角の関係を Fig. 4.3.1.1、4.3.1.2 に示す。Fig. 4.3.1.1 より、3 階建てモデルでは D_s 値に関わらず最大応答変形角が $1/40$ を越えている解析地点があり、Fig. 4.3.1.2 に示した 5 階建てモデルと比較して大きな変形角を伴う結果となった。全体としては、 D_s の値 ($\equiv C_B$ の値) が大きくなるにつれて、建物の地震応答変形角は小さくなる傾向があるが、 D_s が大きいほど想定した限界変形角を超えるケースが多い。また、地盤周期の長い解析地点ほど地震応答が大きくなり、限界変形角を超えるケースも多い。さらに、建物高さが高くなると、地震応答変形角が小さくなる傾向がある。以上のような全体の傾向から、第 3 章で理論的に示したように、保有水平耐力計算で設計された軟弱地盤上の低層建物の必要ベースシア係数は危険側評価を与える可能性があることを、解析的にも示している。また、解析地点毎にばらつきはあるが、一例として川崎の地震応答変形角は、3 階建てモデルでは $1/40$ 程度だが、5 階建てモデルでは $1/60$ 程度と、 $2/3$ 割程度の地震応答変形角となった。ここで、3 階建てモデルは高さ 10.5m 、5 階建てモデルは 17.5m と高さの比が $3/2$ であることから、地震応答変形 δ_{max} は同等であることがわかる。このことから、第 2 章で示した $C_B \cdot \delta_{max} \equiv$ 一定の傾向が解析的にも得られた。

また 1 種地盤では解析地点毎に最大応答変形角の差は少ないが、2 種地盤、3 種地盤では同一地盤種別に分類されるにもかかわらず、解析地点毎に最大応答変形角の差が非常に大きいことが確認できる。これは日本の設計基準において、地盤種を 3 種類に大別していることに起因する。例えば米国の International Building Code⁴⁾¹⁷⁾では、地盤種を 6 種類に分類しており、同一地盤種内での応答変形の差が生じにくくなっている。このことから、3 種類に大別された地盤種に基づき耐震設計することは、地盤の 1 次卓越周期が大きく異なる地盤も同じ地盤種として評価することにつながり、結果として過剰な余裕度のある設計もしくは危険側の設計がなされる可能性があると考えられる。特に中低層建物では、地震応答時の等価周期が 2 種、3 種地盤の卓越周期と近い値となる場合が多く、この点に留意が必要と考えられる。

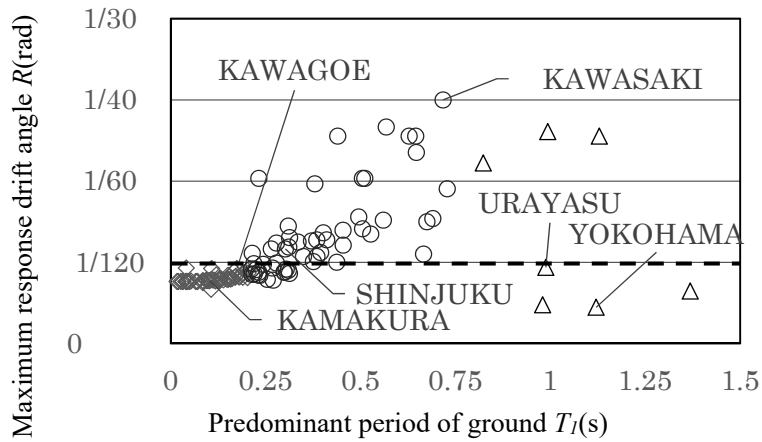
- - Critical drift angle \diamond Site class 1 \circ Site class 2 \triangle Site class 3



(a) $D_s=0.3$



(b) $D_s=0.4$



(c) $D_s=0.55$

Fig. 4.3.1.1 Analytical results (3-story rigid frame model)

-- Critical drift angle ◇ Site class 1 ○ Site class 2 △ Site class 3

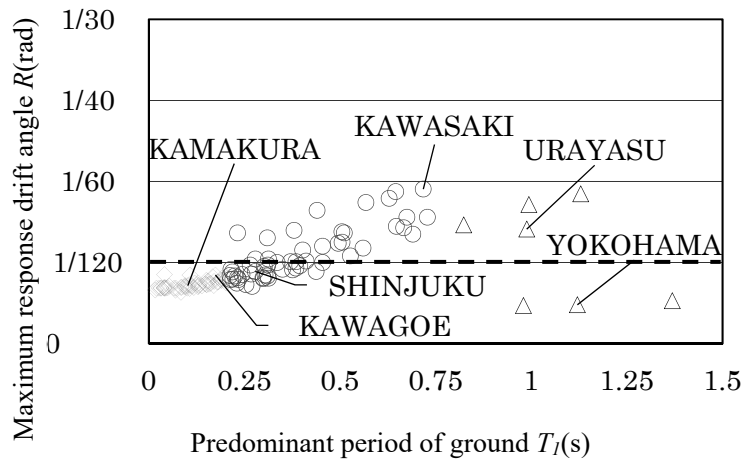
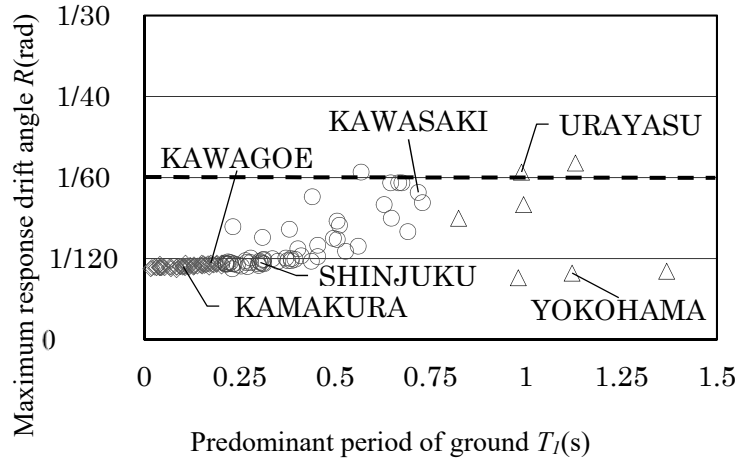
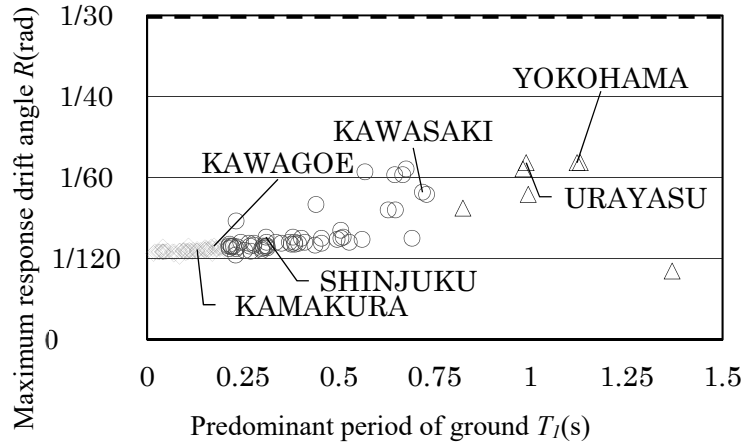
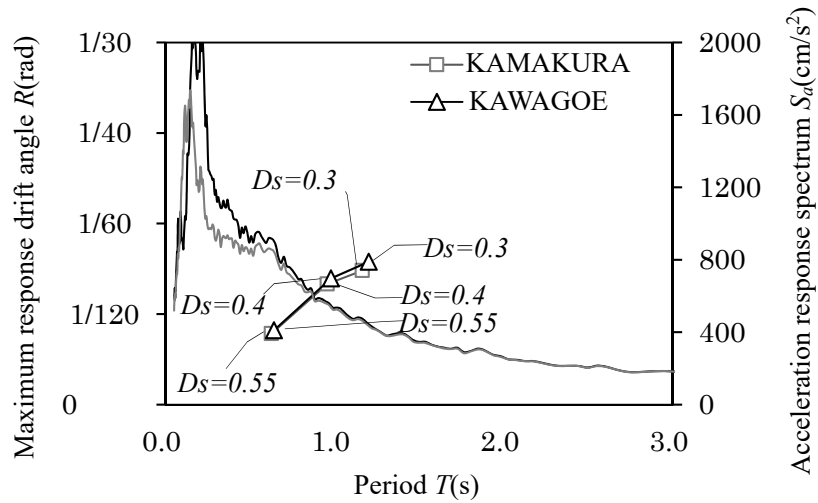


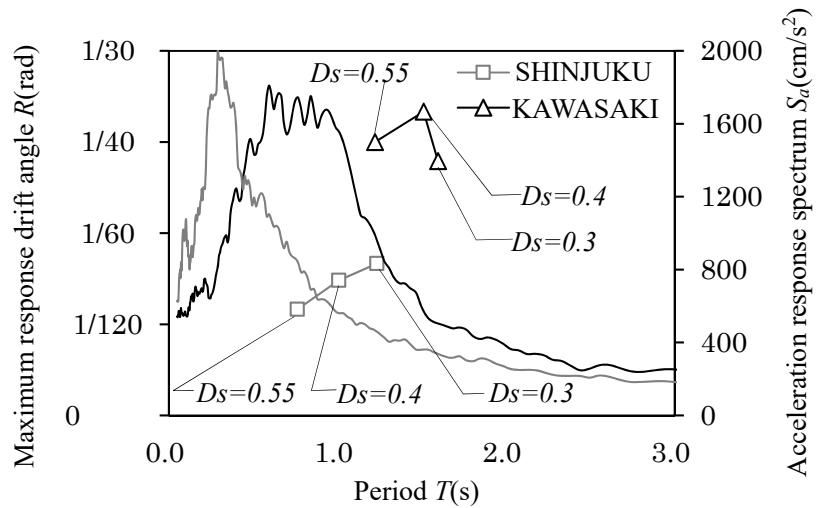
Fig. 4.3.1.2 Analytical results (5-story rigid frame model)

また、Fig. 4.3.1.3、4.3.1.4 に 3 階および 5 階建てラーメンモデルにおける各地盤種別から 2 つの解析地点(1 種地盤の鎌倉、川越、2 種地盤の新宿、川崎、3 種地盤の浦安、横浜)における加速度応答スペクトルと各スペクトルに対応する建物の最大応答時の等価周期、最大応答変形角を示した。Fig. 4.3.1.3 から、一般に D_s の値が小さいほど建物耐力が小さくなるため、最大応答変形角が大きくなる傾向がある。一方で Fig. 4.3.1.3 (b)の川崎のように、 $D_s=0.3$ の最大応答変形角が $D_s=0.4$ 、 $D_s=0.55$ に比べてむしろ小さくなる解析地点もある。川崎では、周期の伸びにより急激に加速度応答スペクトルの値が低下しており、 D_s の値が小さいほど建物の等価周期が長くなったことで加速度応答スペクトルの値が急激に低下したためと考えられる。各地盤種別について加速度応答スペクトルと最大応答変形角の関係について検討すると、1 種地盤である鎌倉、川越の加速度応答スペクトルの値は短周期帯では多少異なるものの、建物の等価周期帯では値がほぼ同一となり、最大応答変形角の差も少ない。2 種地盤である新宿、川崎では地盤の卓越周期が解析地点毎に大きく異なり、新宿では卓越周期が約 0.3 秒であるのに対し、川崎では周期が約 1 秒まで卓越している。このため建物の等価周期帯で加速度応答スペクトルがピークとなった川崎では最大応答変形角が非常に大きくなっている。また、3 種地盤である浦安、横浜でも地盤の卓越周期が異なり、浦安では周期が約 1 秒で卓越しているのに対し、横浜では約 2 秒で卓越している。この結果 2 種地盤と同様に最大応答変形角の差が大きい。

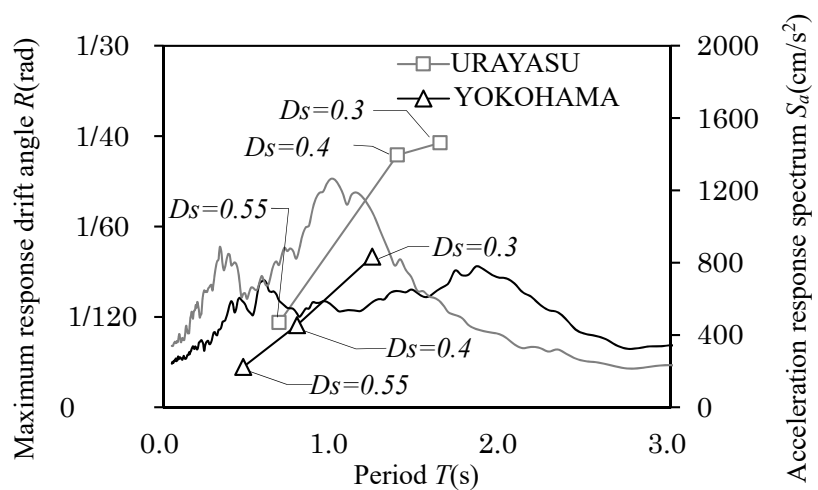
また Fig. 4.3.1.4 の(a)、(b)より、地盤の 1 次卓越周期が短い地盤では 5 階建てモデルでは 3 階建てモデルよりも最大応答変形角が小さいが、地震応答時の等価周期は同等となっている。一方で Fig. 4.3.1.4(c)の横浜のように、加速度応答スペクトルのピークが長い周期まで続いているため、5 階建てモデルの最大応答変形角が 3 階建てモデルの最大応答変形角よりも大きくなることもある。以上のように 1 種地盤と比較して 2 種、3 種地盤では、 D_s により応答変形角が大きく変化する。低層建物の地震応答時の等価周期と 2、3 種地盤の卓越周期が近似しやすく、結果として建物周期の因子である D_s の影響を強く受けるためと考えられる。一方で 1 種地盤では、低層建物の地震応答時の等価周期が地盤の卓越周期を超えていることにより、 D_s が応答変形角へ与える影響が小さいと考えられる。



(a) Site class 1

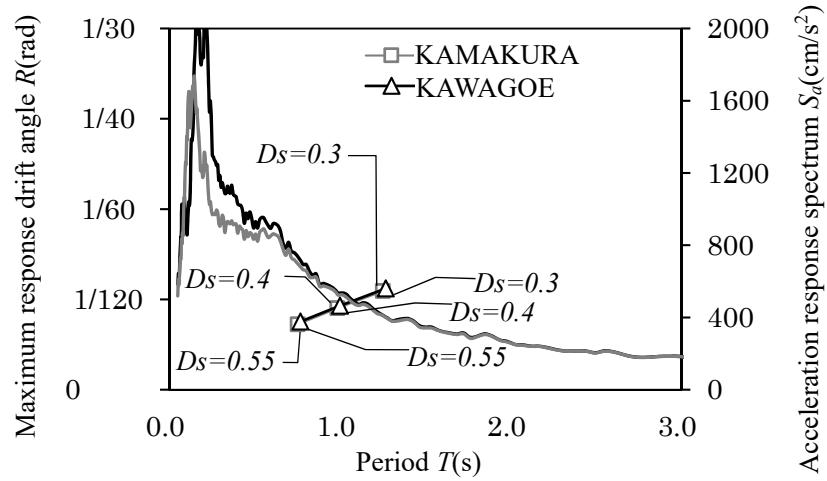


(b) Site class 2

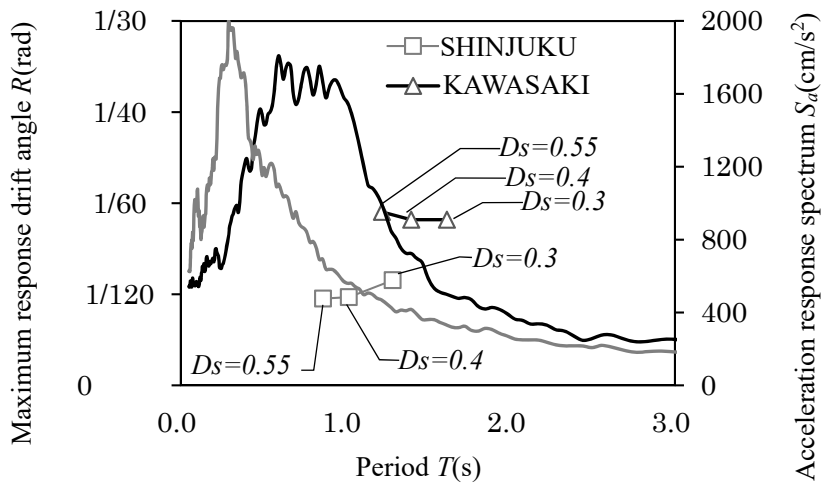


(c) Site class 3

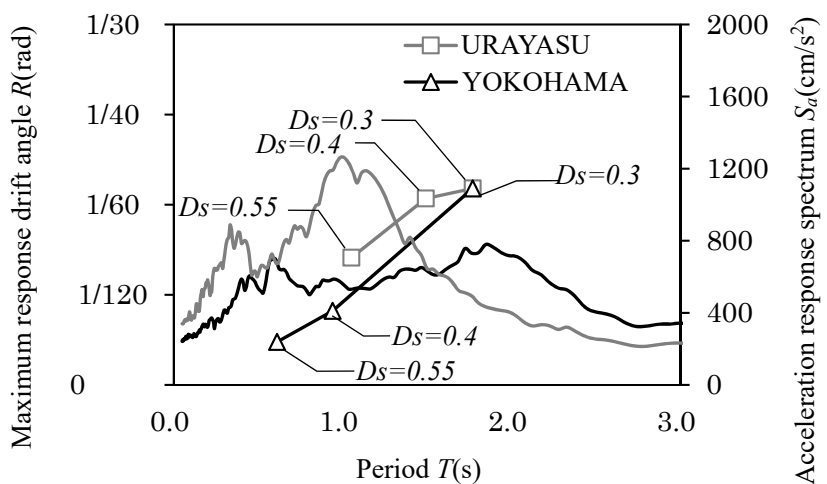
Fig. 4.3.1.3 Acceleration response spectrum and maximum response deformation angle (3-story rigid frame model)



(a) Site class 1



(b) Site class 2



(c) Site class 3

Fig. 4.3.1.4 Acceleration response spectrum and maximum response deformation angle (5-story rigid frame model)

4.3.2 壁式モデルの応答

3階および5階建て壁式モデルの各解析地点における最大応答変形角と地盤の1次卓越周期の関係と、一定の幅を持った限界変形角(1/120~1/80)を Fig. 4.3.2.1、4.3.2.2 に示す。限界変形角については文献⁴³⁾においては、5階建てRC壁式構造の1階層間変形角が1/100に達した時点を耐力壁の曲げ破壊時としていることなどを勘案した値である。なお壁式モデルにおいては、 D_s による限界変形角の増減は考慮していない。ラーメンモデルと同様に、 D_s の値が大きくなることで建物耐力が大きくなるため、最大応答変形角が小さくなる傾向がある。また、ラーメンモデルと同様に多くの場合で3階モデルよりも5階モデルの最大応答変形角が小さくなるが、加速度応答スペクトルのピークと建物周期が近い場合には5階モデルの最大応答変形角が大きくなる。なお、ラーメンモデルと異なり、地盤の1次卓越周期に着目すると、0.5~0.75秒周辺で地震応答が大きくなっており、地盤周期がそれ以上になると、地震応答がむしろ小さくなる傾向がある。これは、壁式モデルの建物の応答周期が0.5~0.75付近にあることや、地盤周期が長い地盤ではスウェイの影響が大きく、建物の応答が減少しやすいためと考えられる。

また、Fig. 4.3.2.3に3階モデルにおける各地盤種別の加速度応答スペクトルと各スペクトルに対応する建物の最大応答時の等価周期、最大応答変形角を示した。Fig. 4.3.2.3により各地盤種別について加速度応答スペクトルと最大応答変形角の関係について検討すると、1種地盤である鎌倉、川越の加速度の値は建物の等価周期帯で多少異なるが最大応答変形角はほぼ同じである。2種地盤である新宿、川崎では建物周期帯で加速度の値が大きく異なり、最大応答変形角の差も非常に大きいことが確認できる。また川崎では加速度応答スペクトルのピークと建物の等価周期が一致し、最大応答変形角が非常に大きい。3種地盤である浦安、横浜では建物周期帯で多少浦安の加速度が大きい値となっているものの、建物周期が地盤の卓越周期より大幅に短いため、浦安、横浜、共に最大応答変形角が小さい値となっている。また、Fig. 4.3.2.4に5階モデルにおける加速度応答スペクトルと各スペクトルに対応する建物の最大応答時の等価周期、最大応答変形角を示した。ラーメンモデルと比較すると、建物の応答周期が短いことがわかる。なお、3階モデルは5階モデルと同様の傾向となったため、例示は省略する。

- - Critical drift angle ◇ Site class 1 ○ Site class 2 △ Site class 3

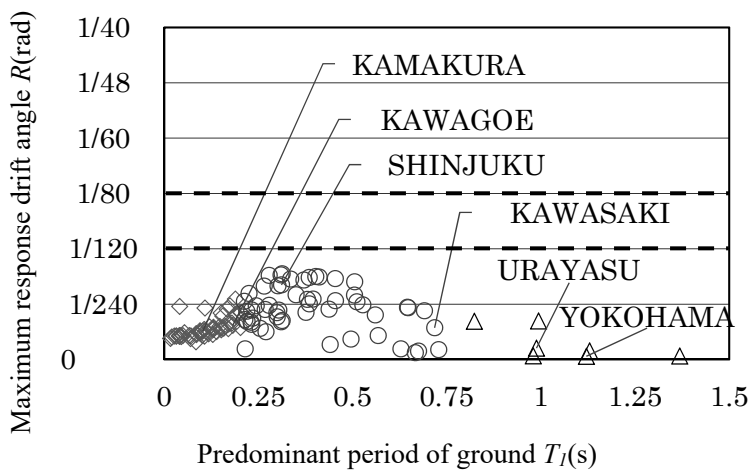
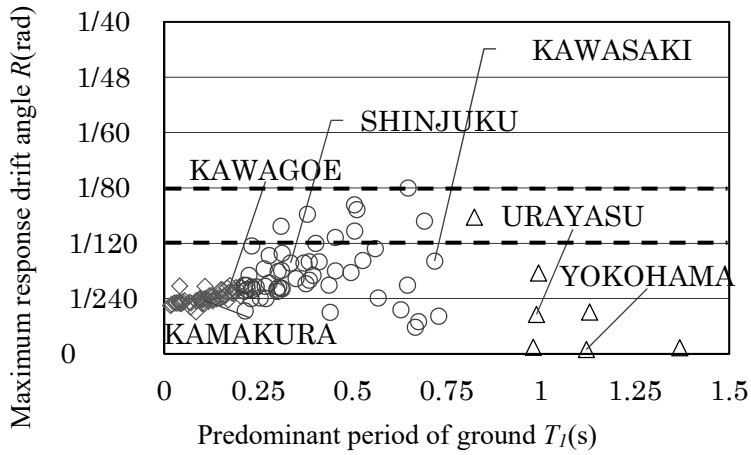
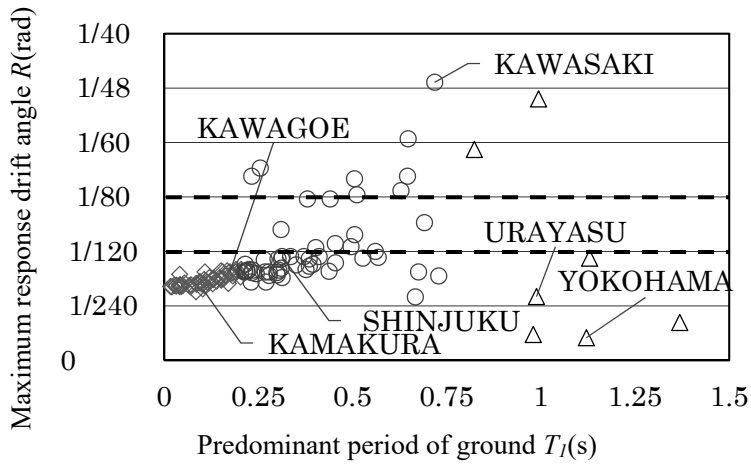
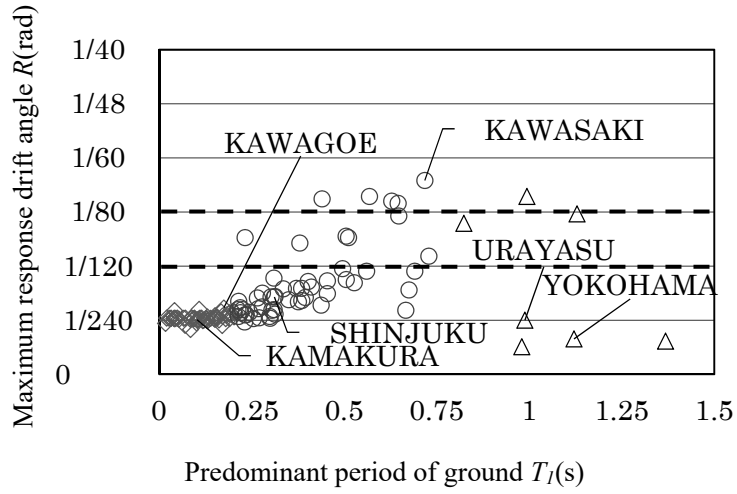
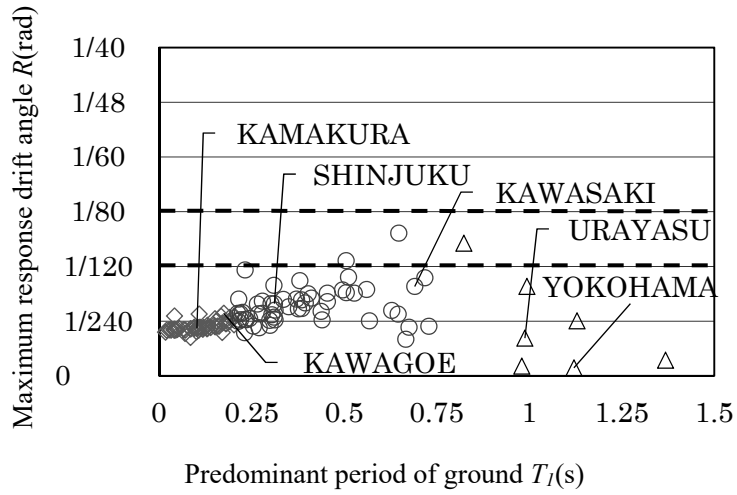


Fig. 4.3.2.1 Analytical results (3-story boxed wall model)

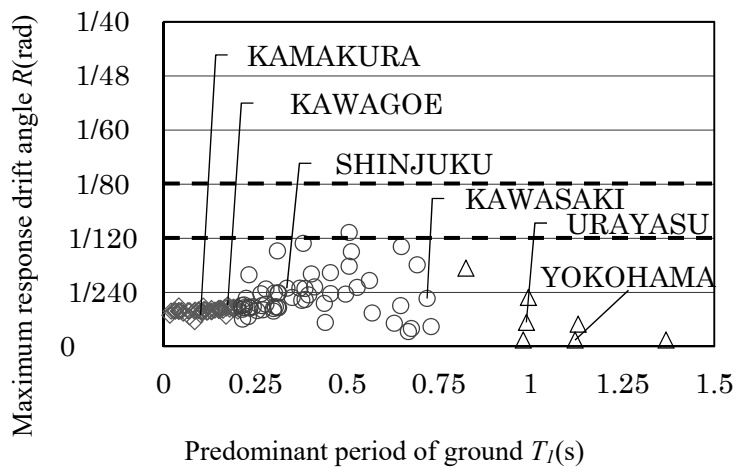
-- Critical drift angle ◇ Site class 1 ○ Site class 2 △ Site class 3



(a) $D_s=0.55$

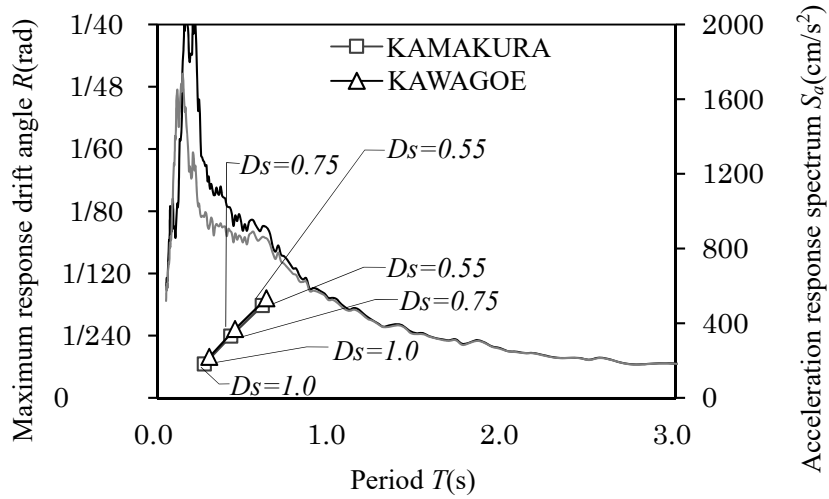


(b) $D_s=0.75$

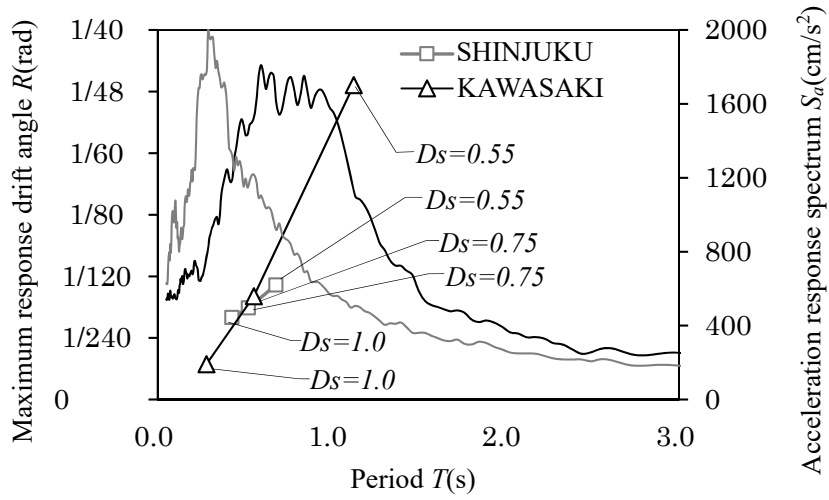


(c) $D_s=1.0$

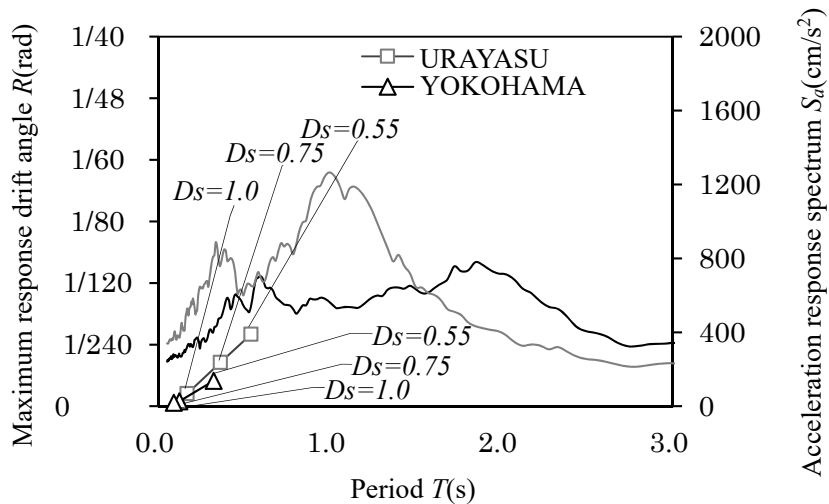
Fig. 4.3.2.2 Analytical results (5-story boxed wall model)



(a) Site class 1

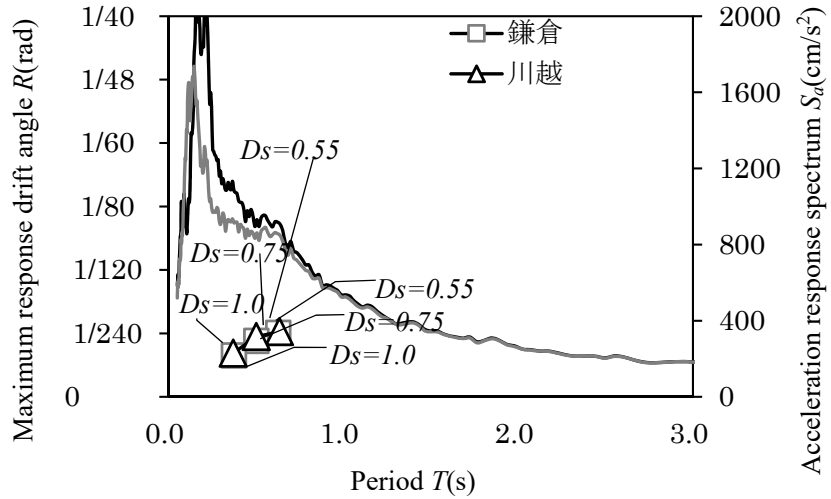


(b) Site class 2

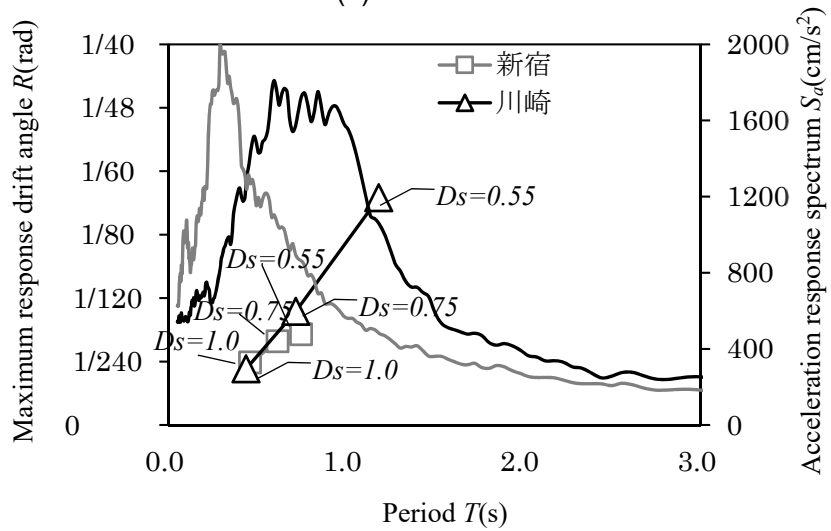


(c) Site class 3

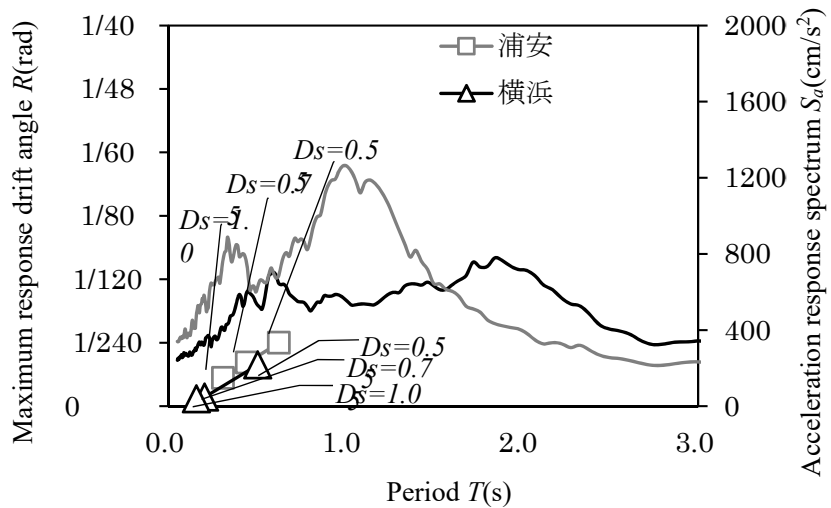
Fig. 4.2.3.3 Acceleration response spectrum and maximum response deformation angle (3-story boxed wall model)



(a) Site class 1



(b) Site class 2



(c) Site class 3

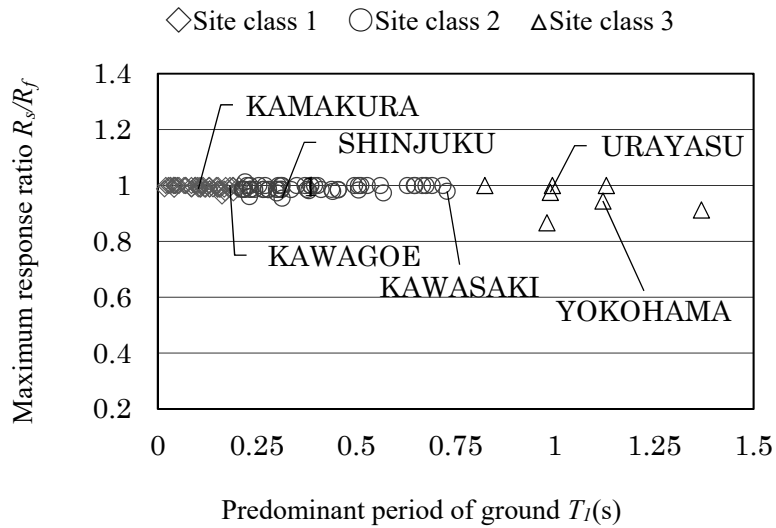
Fig. 4.2.3.4 Acceleration response spectrum and maximum response deformation angle (5-story boxed wall model)

4.3.3 スウェイの影響

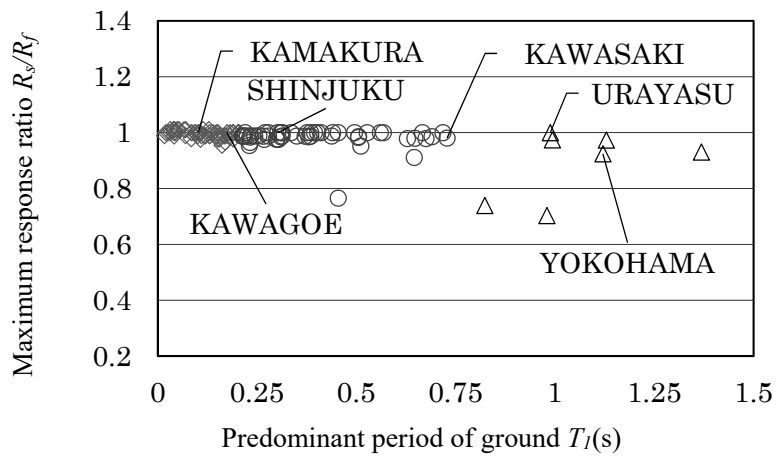
以下では保有水平耐力計算によった鉄筋コンクリート造建物の耐震性に及ぼす地盤との動的相互作用による影響を把握するため、文献¹⁾の基礎固定モデルによる解析結果と本研究のスウェイモデルによる解析結果との比較を行う。なお3階建てモデルと5階建てモデルで同様の解析結果傾向が得られたため、本論では3階建てモデルの解析結果のみを掲載する。

Fig. 4.3.3.1 に3階ラーメンモデルにおける、スウェイモデルの最大応答変形角 R_s (rad) を基礎固定モデルの最大応答変形角 R_f (rad) で除した値である最大応答比 R_s/R_f を示す。また、Fig. 4.3.3.2 に3階ラーメンモデルにおける各地盤種別(1種地盤の鎌倉、川越、2種地盤の新宿、川崎、3種地盤の浦安、横浜)の基礎固定モデルとスウェイモデルの累積消費エネルギーを、Fig. 4.3.3.3 に各部の累積消費エネルギーの割合を示す。Fig. 4.3.3.1 を D_s 値の関係から比較すると、それぞれの最大応答比 R_s/R_f は $D_s=0.3$ のとき 1.0~0.87、 $D_s=0.4$ のとき 1.0~0.70、 $D_s=0.55$ のとき 1.0~0.61 となった。 $D_s=0.3$ のとき、スウェイモデルと基礎固定モデルの応答の差は小さいが D_s 値が $D_s=0.4$ 、 $D_s=0.55$ と増加するにあたって、スウェイモデルの応答が基礎固定モデルに比べより小さくなる傾向を示した。この傾向は1種地盤に比べ、2種、3種地盤と地盤周期が長くなるほど、顕著に確認できる。

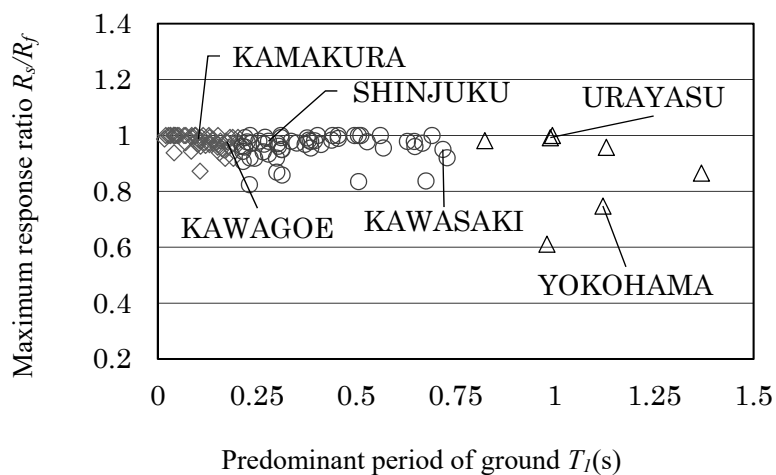
また、Fig. 4.3.3.2、4.3.3.3 よりスウェイモデルの地盤減衰におけるエネルギーの消費は、 $D_s=0.3$ では3種地盤で多少確認できるものの概して少ない。 $D_s=0.4$ では $D_s=0.3$ に比べ2種、3種地盤で地盤減衰における消費エネルギーは大きく、 $D_s=0.55$ ではさらに2種、3種地盤で地盤減衰における消費エネルギーは大きい。特に川崎、横浜では累積消費エネルギーのうち地盤減衰における消費エネルギーの割合がそれぞれ 15%、31%と大きな割合を示した。なお、このときの川崎、横浜の最大応答比 R_s/R_f はそれぞれ 0.95、0.74 となっている。このことから、地盤減衰における累積消費エネルギーは D_s 値が増加するほど大きくなり、この傾向は2種、3種地盤で大きいことが分かる。



(a) $D_s=0.3$

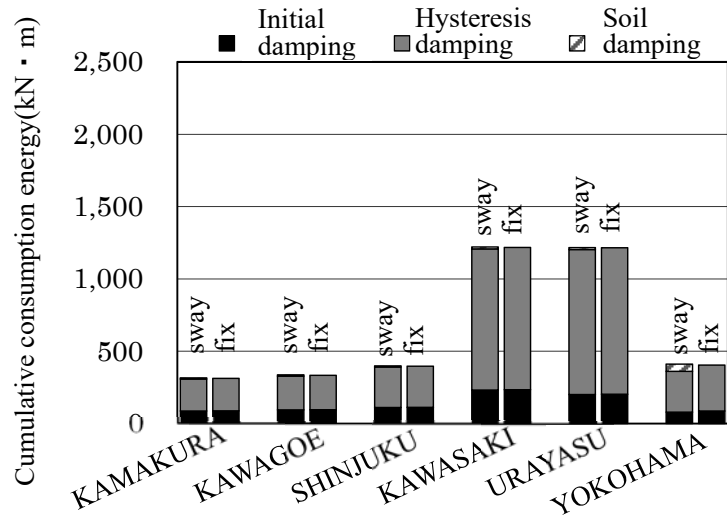


(b) $D_s=0.4$

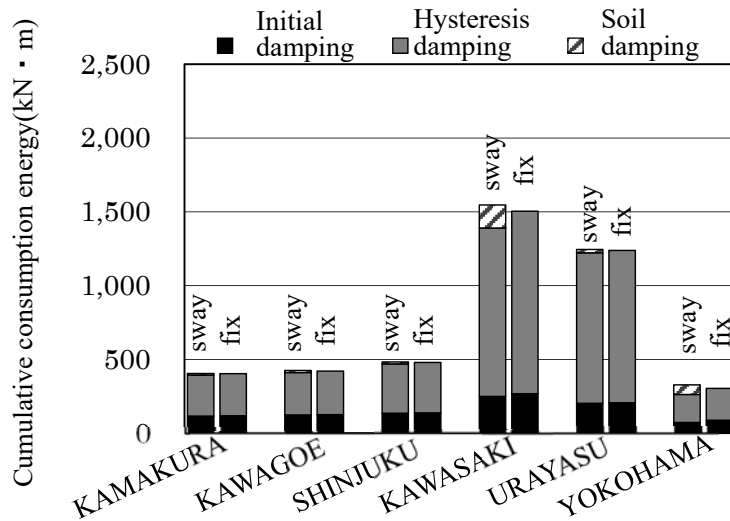


(c) $D_s=0.55$

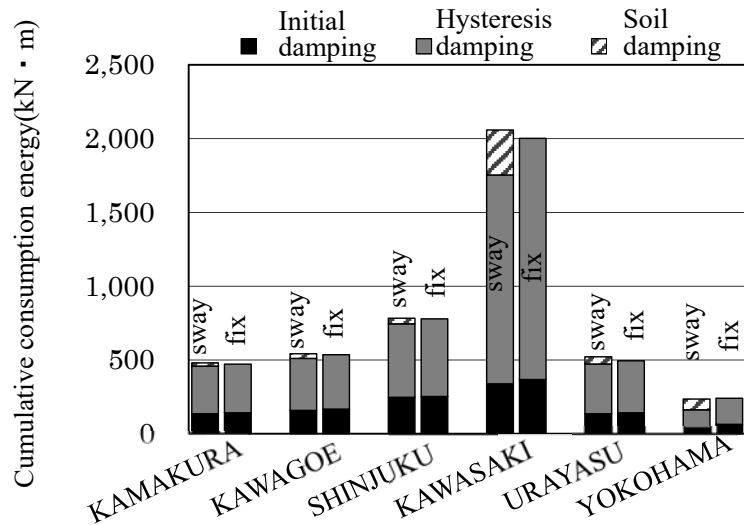
Fig. 4.3.3.1 Maximum response ratio between sway model and fixed model
(3-story rigid frame model)



(a) $D_s=0.3$

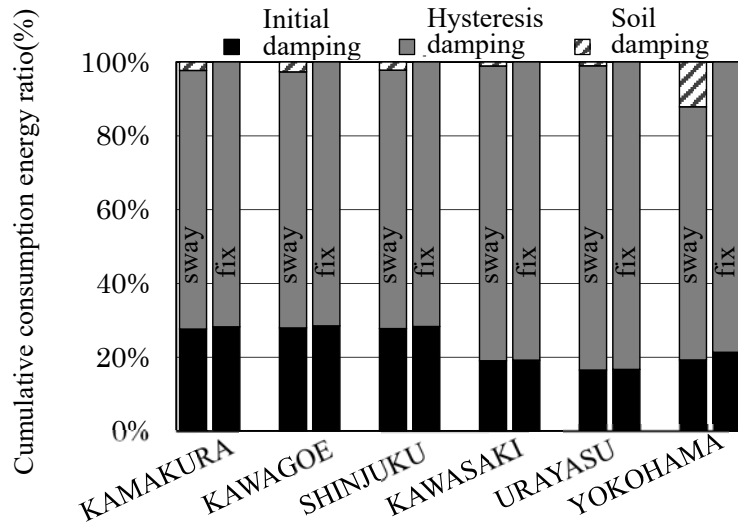


(b) $D_s=0.4$

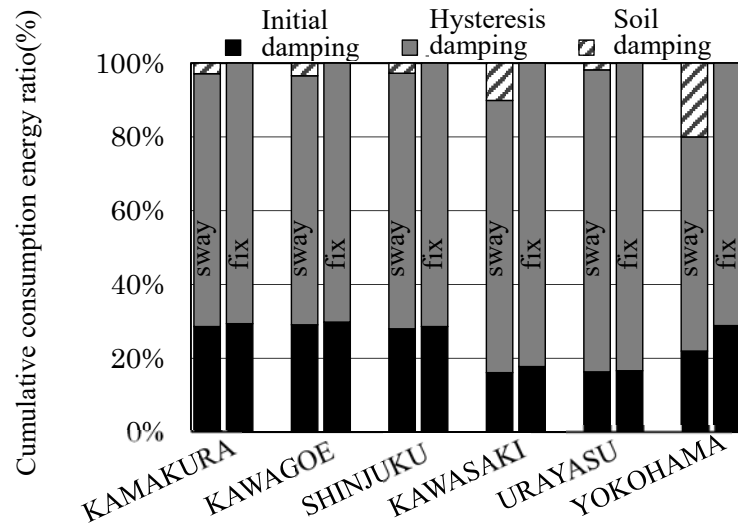


(c) $D_s=0.55$

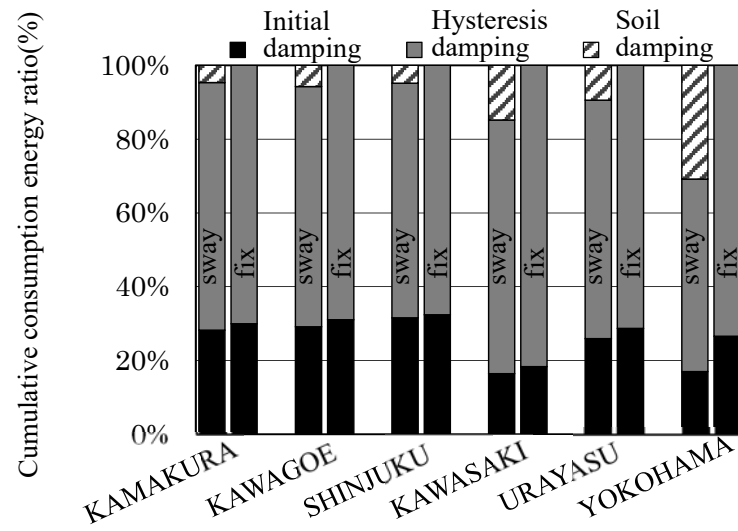
Fig. 4.3.3.2 Cumulative consumption energy(3-story rigid frame model)



(a) $D_s=0.3$



(b) $D_s=0.4$



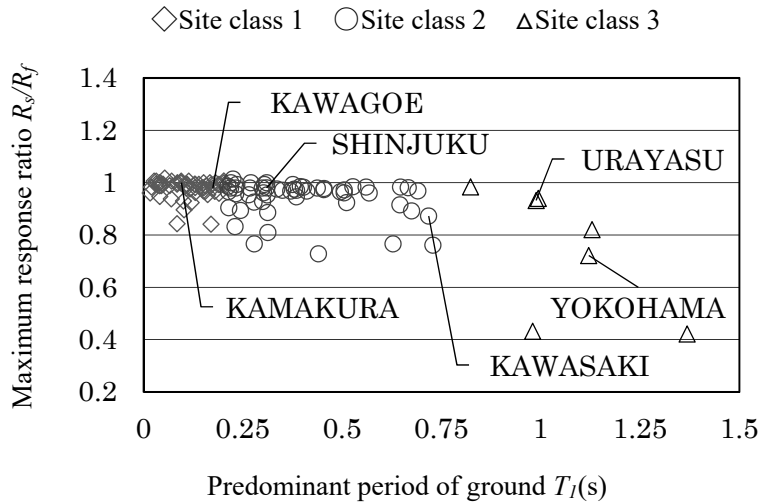
(c) $D_s=0.55$

Fig. 4.3.3.3 Cumulative consumption energy of each part(3-story rigid frame model)

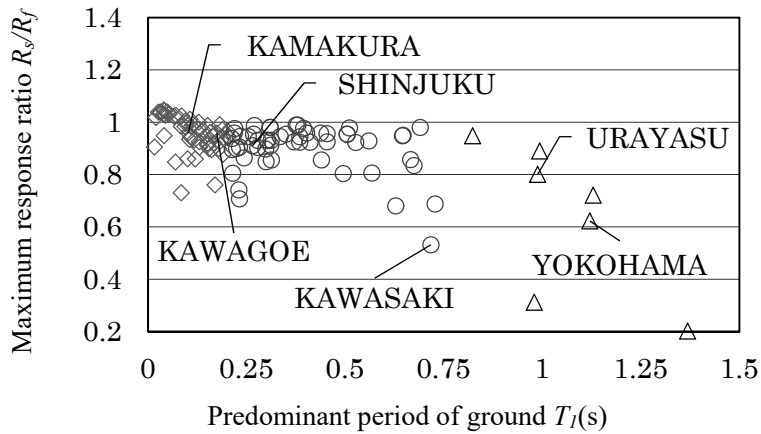
Fig. 4.3.3.4 に 3 階壁式モデルにおける、スウェイモデルの最大応答変形角 R_s (rad) を基礎固定モデルの最大応答変形角 R_f (rad) で除した値である最大応答比 R_s/R_f を示す。また、Fig. 4.3.3.5 に 3 階壁式モデルにおける各地盤種別(1 種地盤の鎌倉、川越、2 種地盤の新宿、川崎、3 種地盤の浦安、横浜)の基礎固定モデルとスウェイモデルの累積消費エネルギーを、Fig. 4.3.3.6 各部の累積消費エネルギーの割合について示す。Fig. 4.3.3.4 より D_s 値について、それぞれの最大応答比 R_s/R_f は $D_s=0.55$ のとき 1.02~0.42、 $D_s=0.75$ のとき 1.04~0.20、 $D_s=1.0$ のとき 1.01~0.28 となった。

$D_s=0.55$ のとき、スウェイモデルと基礎固定モデルの応答の差は地盤の 1 次卓越周期が長くなるほど大きくなる。またこの差は D_s 値が $D_s=0.75$ 、 $D_s=1.0$ と増加するほど大きくなる。特に $D_s=0.75$ では 1 次卓越周期の最も長い久喜で、スウェイモデルの最大応答変形角が基礎固定モデルの最大応答変形角の 2 割となった。

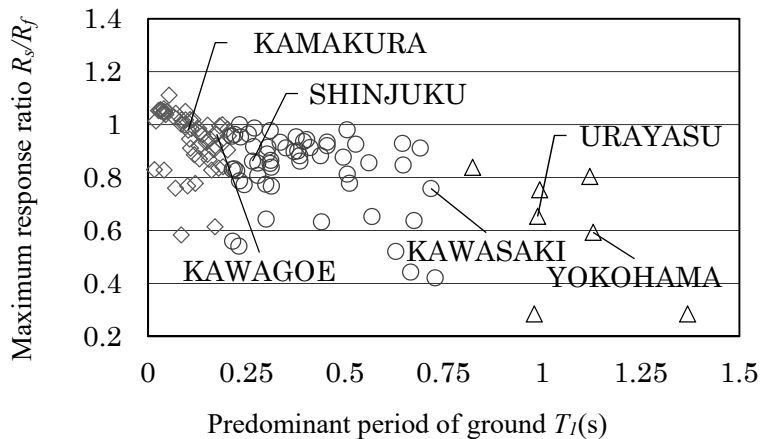
また、Fig. 4.3.3.5、4.3.3.6 よりスウェイモデルの地盤減衰におけるエネルギーの消費は $D_s=0.55$ のとき、ラーメンモデル (Fig. 4.3.3.2、4.3.3.3) と比較して壁式モデルのほうが大きな値となった。壁式モデルの $D_s=0.55$ での累積消費エネルギーのうち地盤減衰における消費エネルギーの割合は 1 種地盤の川越で 11%、2 種、3 種地盤の川崎、横浜でそれぞれ 23%、56%となった。このときの川越、川崎、横浜の最大応答比 R_s/R_f はそれぞれ 0.96、0.87、0.72 となっている。また、 $D_s=0.75$ のときスウェイモデルの地盤減衰におけるエネルギーの消費はさらに大きく、累積消費エネルギーのうち地盤減衰における消費エネルギーの割合は 1 種地盤の川越で 18%、2 種、3 種地盤の川崎、横浜ではそれぞれ 58%、93%となった。このときの川越、川崎、横浜の最大応答比 R_s/R_f はそれぞれ 0.89、0.53、0.62 となっている。 $D_s=1.0$ のとき累積消費エネルギーのうち地盤減衰における消費エネルギーの割合は 1 種地盤の川越で 25%、2 種、3 種地盤の川崎、横浜でそれぞれ 79%、97%となり横浜では累積消費エネルギーのうち地盤減衰における消費エネルギーが大半を占めていることが分かる。なお、このときの川越、川崎、横浜の最大応答比 R_s/R_f はそれぞれ 0.83、0.75、0.80 となっている。



(a) $D_s=0.55$



(b) $D_s=0.75$



(c) $D_s=1.0$

Fig. 4.3.3.4 Maximum response ratio between sway model and fixed model
(3-story boxed wall model)

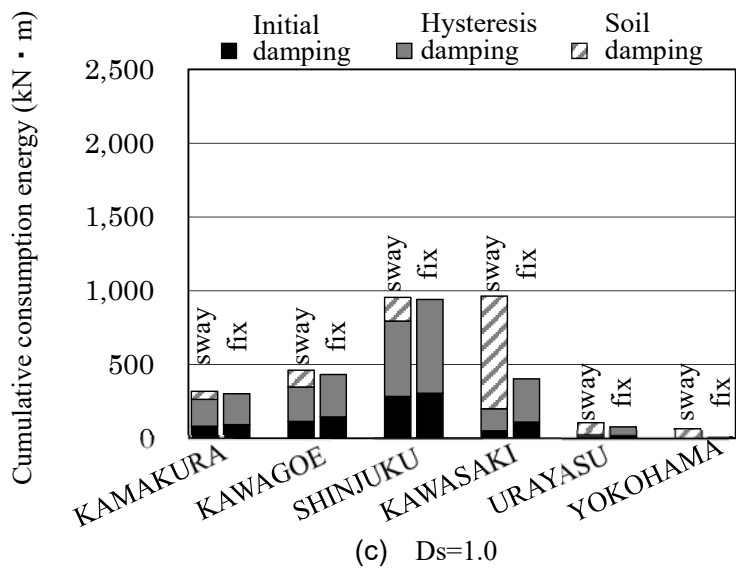
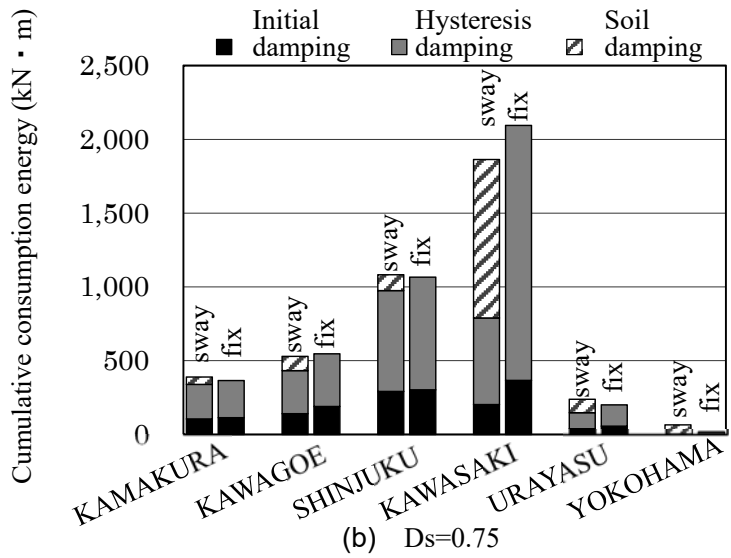
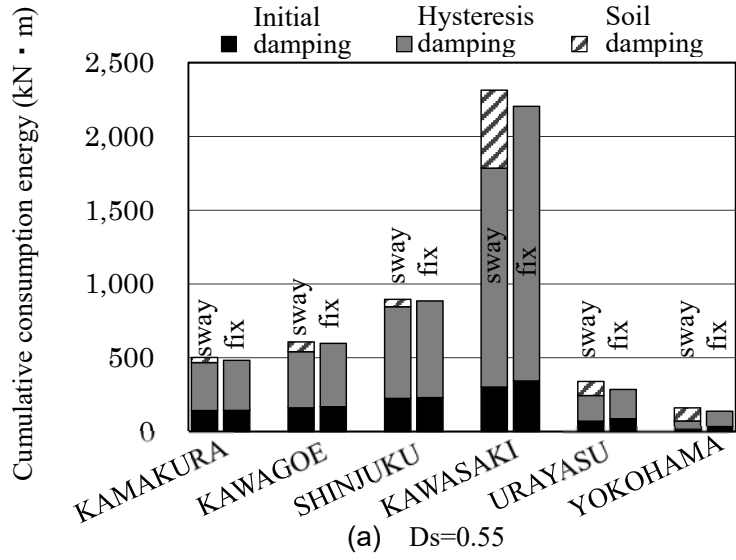


Fig. 4.3.3.5 Cumulative consumption energy (3-story boxed wall model)

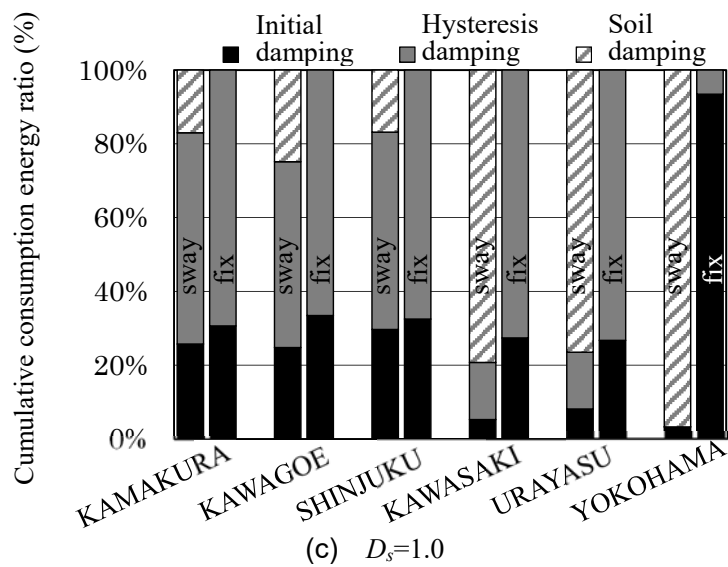
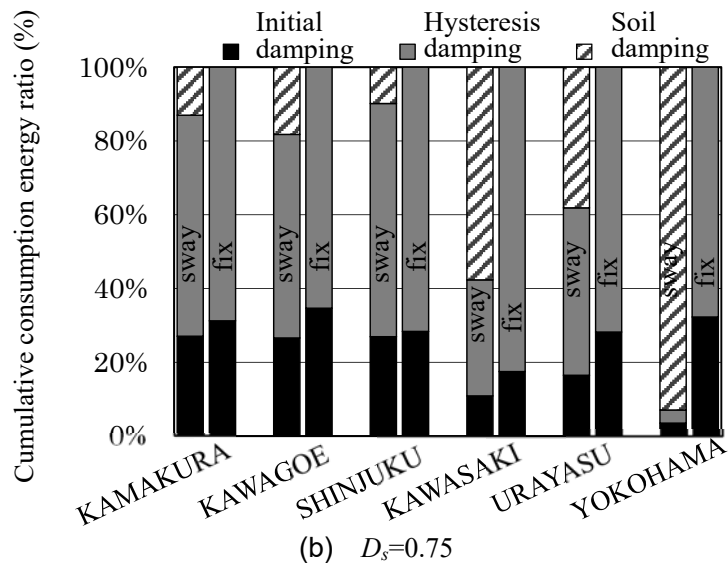
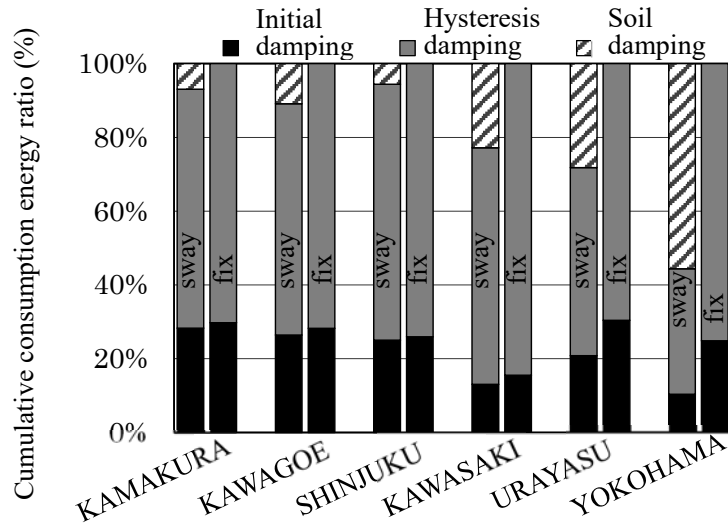


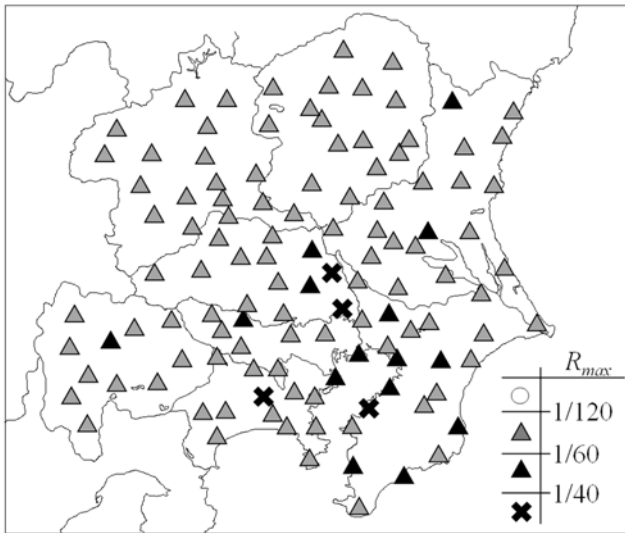
Fig. 4.3.3.6 Cumulative consumption energy of each part(3-story boxed wall model)

4.3.4 地域別比較

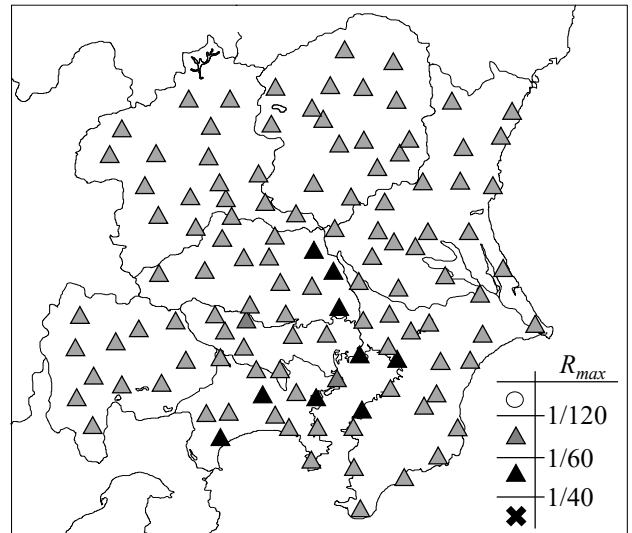
Fig. 4.3.4.1、4.3.3.2 は、ラーメンモデルの最大応答変形角 R_{max} の解析結果を地図上に示したものである。凡例は、 $R_{max} < 1/120$ (塑性率 1 未満) を○、 $1/120 \leq R_{max} < 1/60$ (塑性率 1~2) を△、 $1/60 \leq R_{max} < 1/40$ (塑性率 2~3) を▲、 $1/40 \leq R_{max}$ (塑性率 3 以上) を×とした。スウェイの有無や D_s 値によらず、首都圏の湾岸エリアで応答変形角が大きくなり、首都圏の北西部で応答変形角が小さくなる傾向がある。また、 $D_s = 0.4$ では▲×の解析ケースが、 $D_s = 0.55$ では△▲×の解析ケースが、最大応答変形角が限界変形角を超えることを意味する。ラーメンモデルでは、 D_s が小さくなるほど、限界変形角が大きくなり、崩壊判定となる建物が少なくなる。さらに、建物高さが高くなると、地震応答変形角は全地域的に大幅に低下することも視認できる。なお、ラーメンモデルではスウェイの有無が建物の応答変形角に与える影響は小さく、スウェイの影響による地域別の傾向に有意な差は得られない。

Fig. 4.3.4.3、4.3.3.4 は、壁式モデルの最大応答変形角 R_{max} の解析結果を地図上に示したものである。凡例は、 $R_{max} < 1/200$ (塑性率 1 未満) を○、 $1/200 \leq R_{max} < 1/100$ (塑性率 1~2) を△、 $1/100 \leq R_{max} < 1/67$ (塑性率 2~3) を▲、 $1/67 \leq R_{max}$ (塑性率 3 以上) を×とした。 D_s が小さいモデル($D_s = 0.55$)では首都圏の沿岸部で地震応答が大きくなりやすいが、 D_s が大きいモデル($D_s = 1.0$)では沿岸部の地震応答が小さくなる傾向がある。このケースでは Fig. 4.3.2.2 の(c)からも、地盤の 1 次卓越周期が 0.5 秒前後で建物の地震応答がピークとなり、軟弱地盤では地震応答が小さくなっていることがわかる。また、ラーメンモデルと比較すると、壁式モデルではスウェイの考慮により地震応答が低下するケースが多い。一般的な低層建物の耐震設計においてはスウェイを考慮していないことから、実在の建物はスウェイ効果の分だけの余裕度を有していると考えられる。

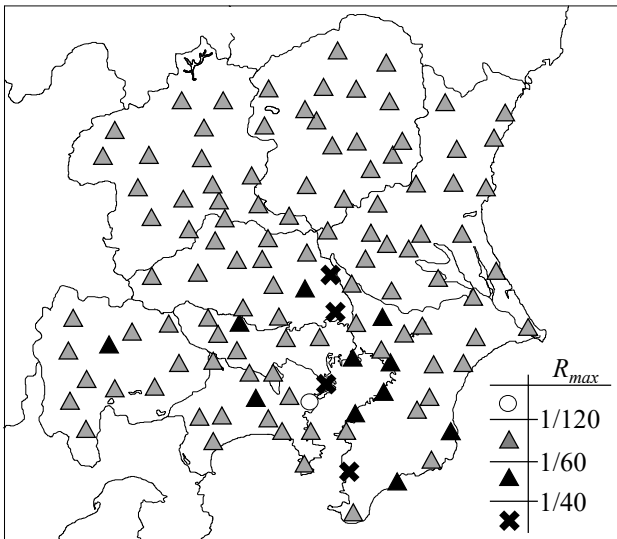
なお、本検討はあくまでも本論で対象とした解析地点ピンポイントにおける地質情報を用いて、本論で設定した解析条件および限界変形角による評価値であり、地図上の地域全体の耐震性能を示すものではなく、また、個々の建物では異なる結果となることも十分あり得ることに留意されたい。



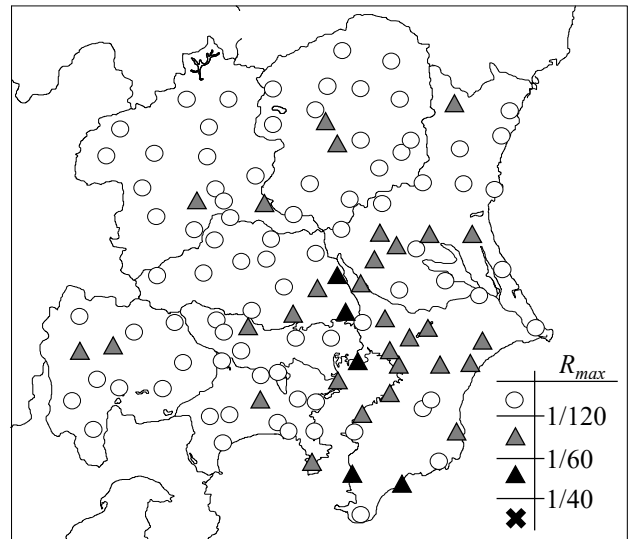
(a) 3-story rigid frame model ($D_s=0.3$)



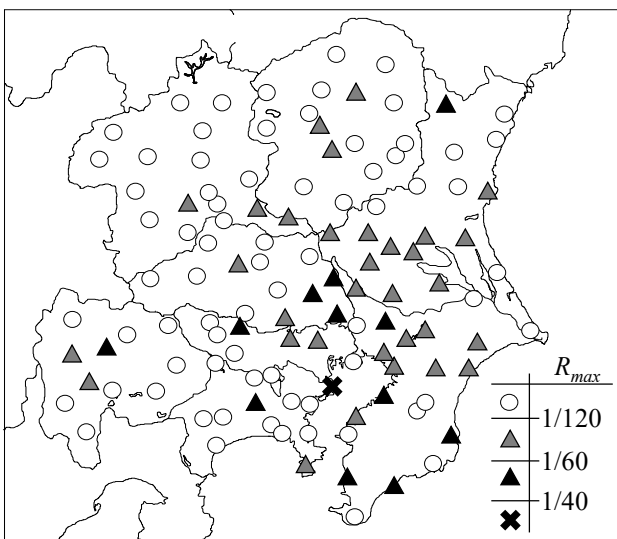
(d) 5-story rigid frame model ($D_s=0.3$)



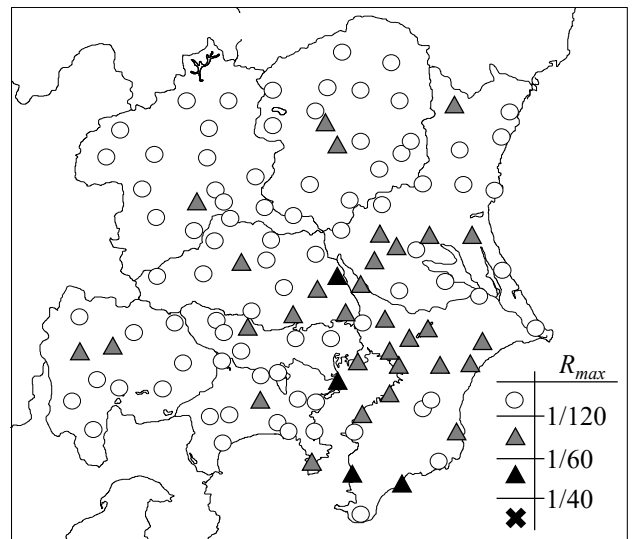
(b) 3-story rigid frame model ($D_s=0.4$)



(e) 5-story rigid frame model ($D_s=0.4$)

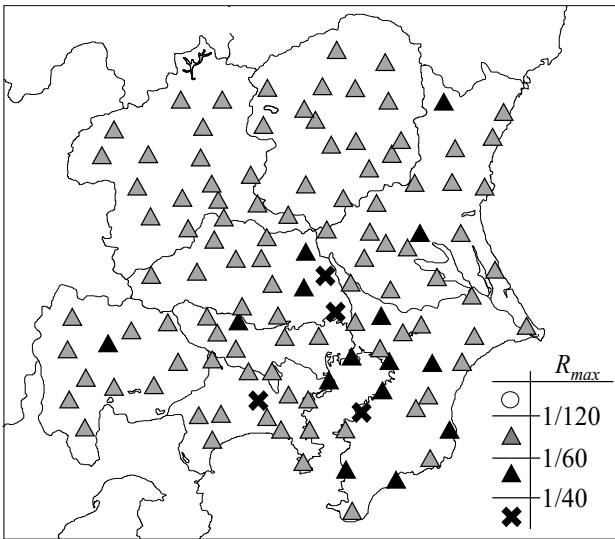


(c) 3-story rigid frame model ($D_s=0.55$)

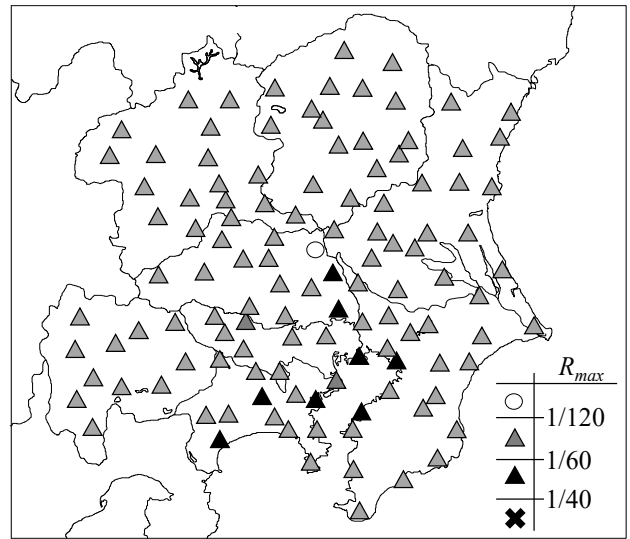


(f) 5-story rigid frame model ($D_s=0.55$)

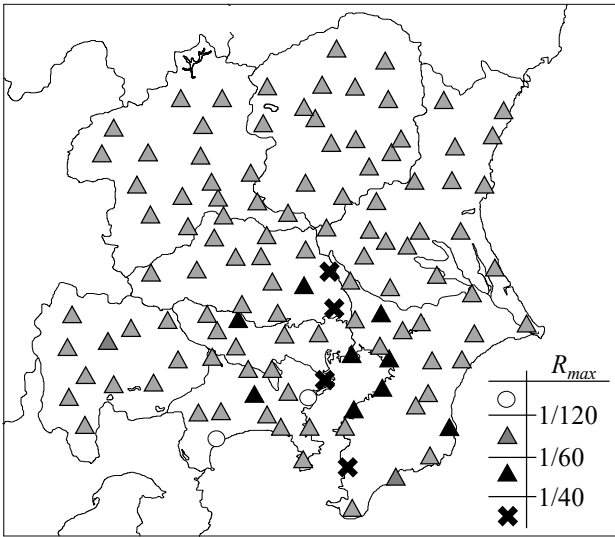
Fig. 4.3.4.1 Map of analysis results (fixed model)



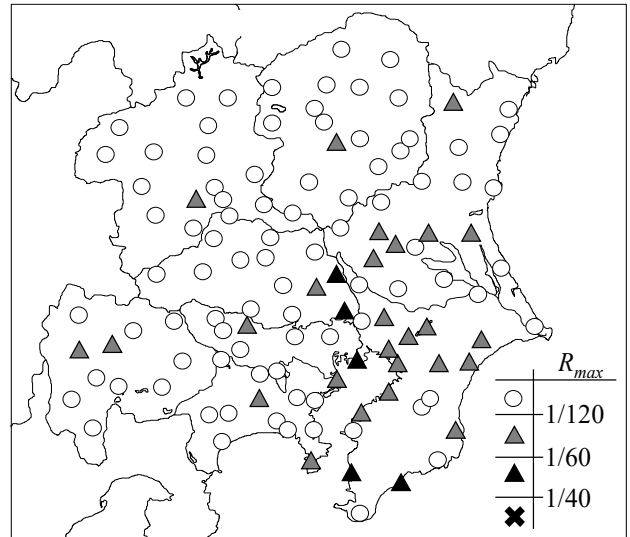
(a) 3-story rigid frame model ($D_s=0.3$)



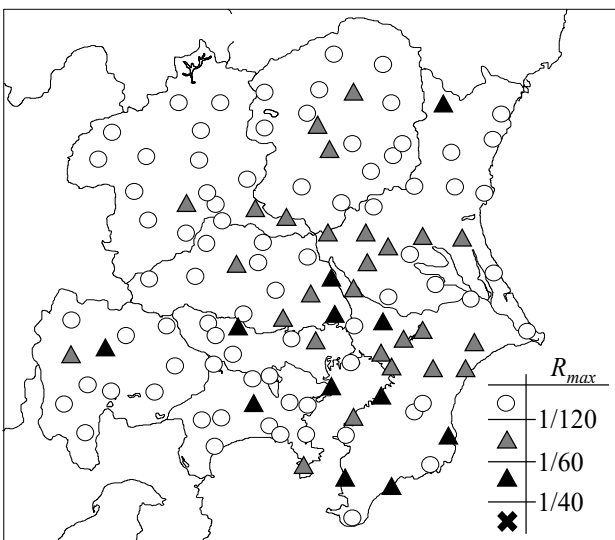
(d) 5-story rigid frame model ($D_s=0.3$)



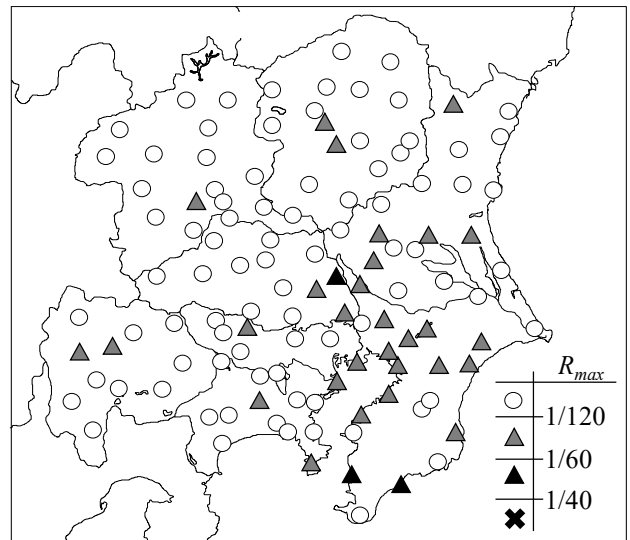
(b) 3-story rigid frame model ($D_s=0.4$)



(e) 5-story rigid frame model ($D_s=0.4$)

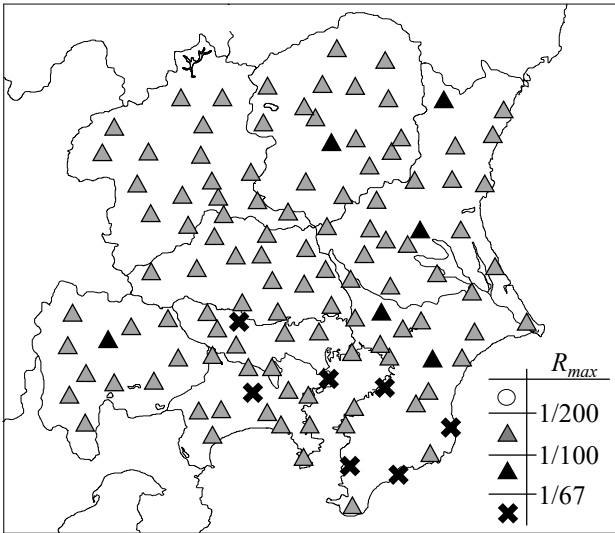


(c) 3-story rigid frame model ($D_s=0.55$)

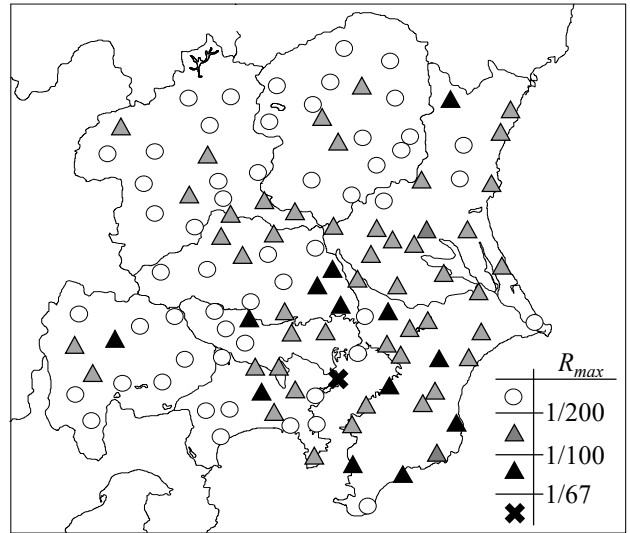


(f) 5-story rigid frame model ($D_s=0.55$)

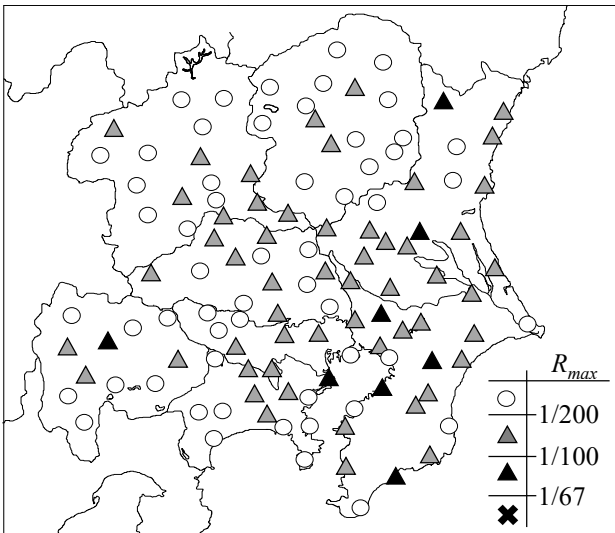
Fig. 4.3.4.2 Map of analysis results (sway model)



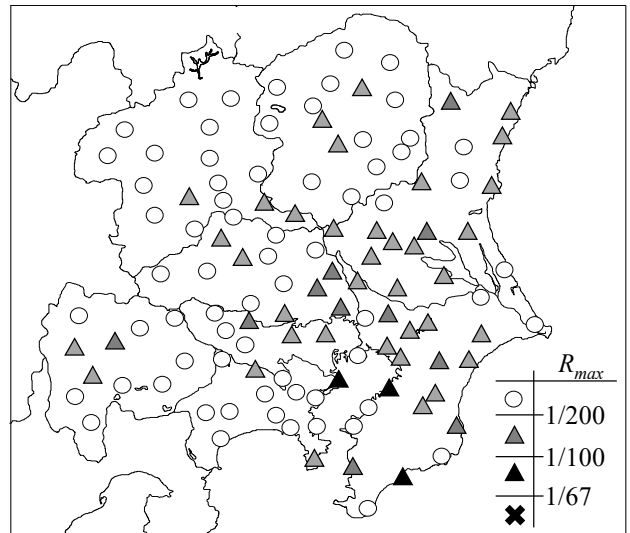
(a) 3-story boxed wall model ($D_s=0.55$)



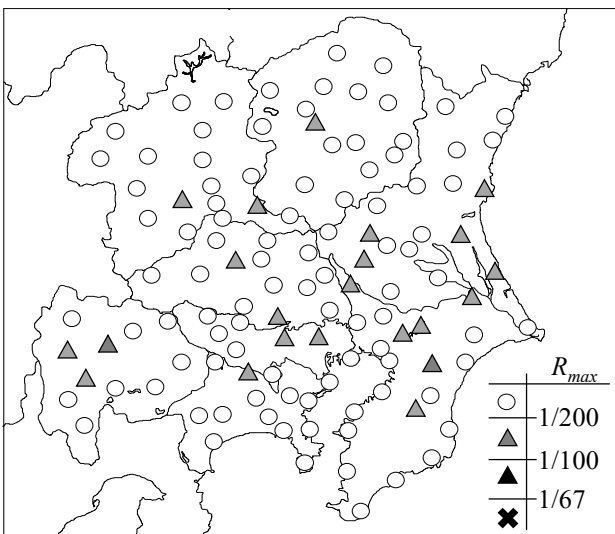
(d) 5-story boxed wall model ($D_s=0.55$)



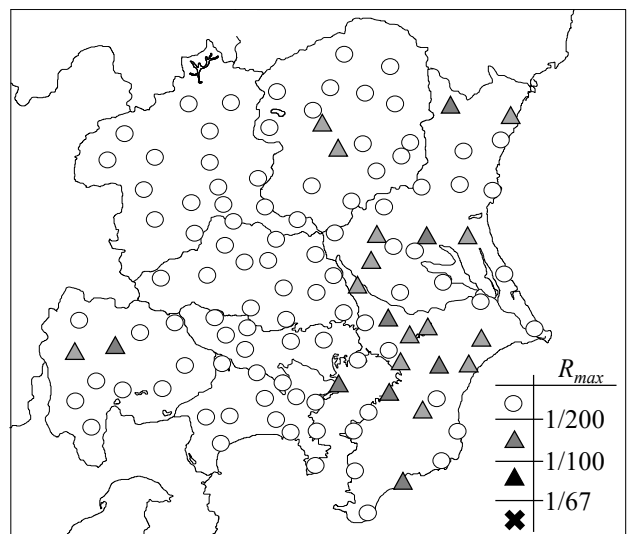
(b) 3-story boxed wall model ($D_s=0.75$)



(e) 5-story boxed wall model ($D_s=0.75$)

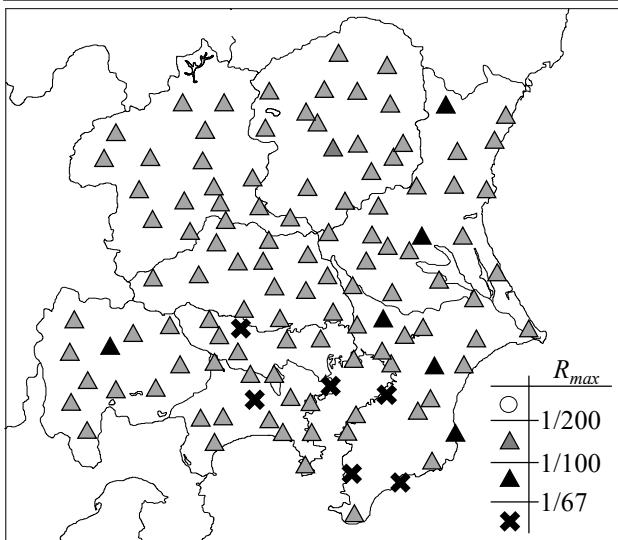


(c) 3-story boxed wall model ($D_s=1.0$)

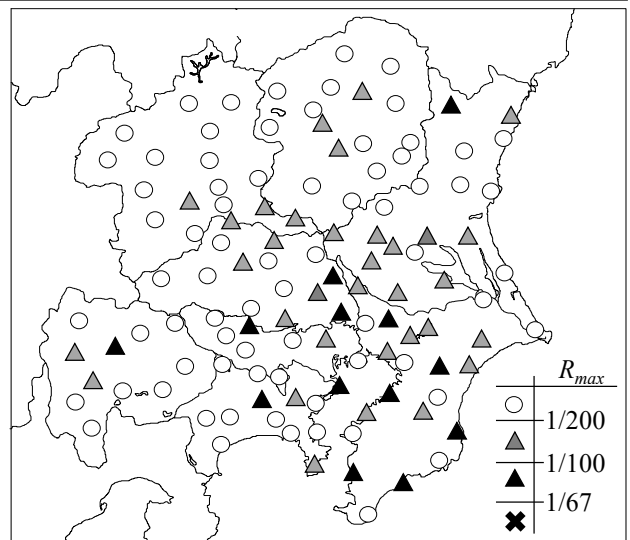


(f) 5-story boxed wall model ($D_s=1.0$)

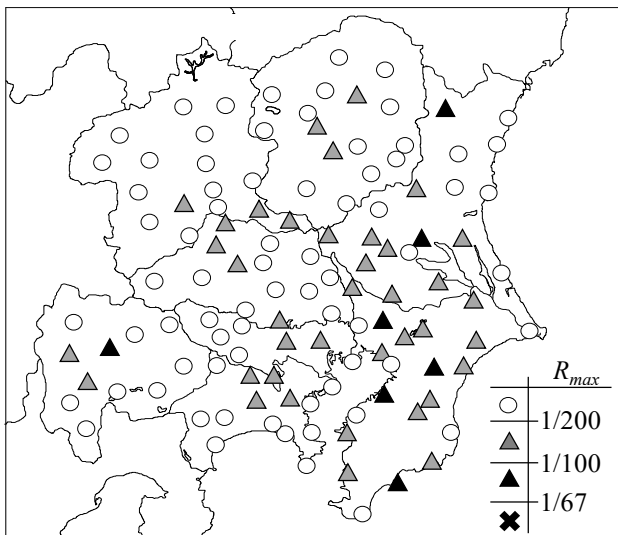
Fig. 4.3.4.3 Map of analysis results (fixed model)



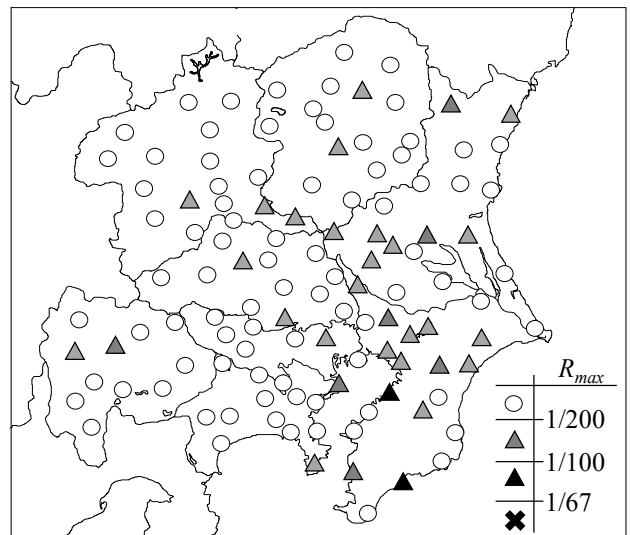
(a) 3-story boxed wall model ($D_s=0.55$)



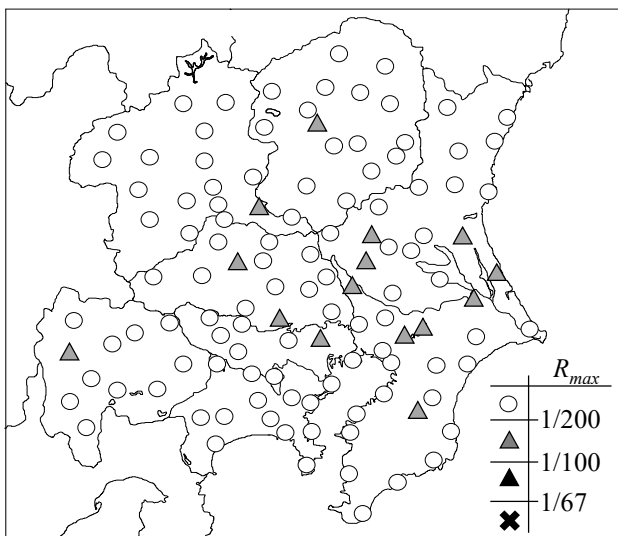
(d) 5-story boxed wall model ($D_s=0.55$)



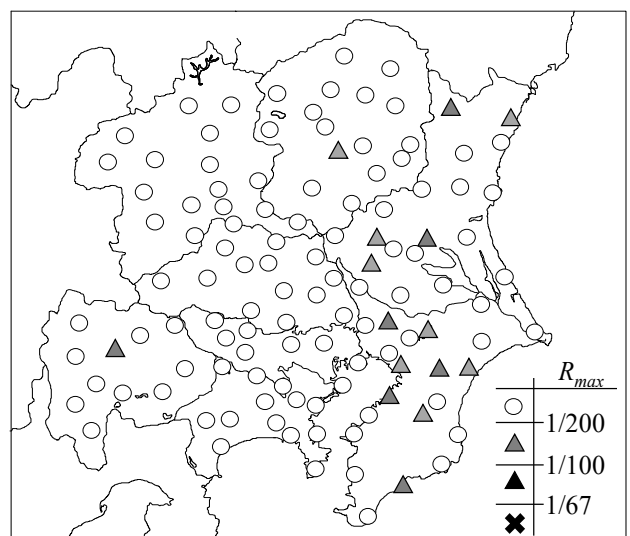
(b) 3-story boxed wall model ($D_s=0.75$)



(e) 5-story boxed wall model ($D_s=0.75$)



(c) 3-story boxed wall model ($D_s=1.0$)



(f) 5-story boxed wall model ($D_s=1.0$)

Fig. 4.3.4.4 Map of analysis results (sway model)

地震応答解析による建物の地震応答変形角と、J-SHIS⁴⁻¹⁸⁾による表層地盤の地盤増幅率 ($V_s=400\text{m/s}$ から地表まで) の分布図を合わせたものを、Fig.4.3.4.5 に示す。解析結果は例として、3階建てラーメンモデル、 $D_s=0.3$ 、基礎固定モデルとした。地図上で赤くマッピングされた場所ほど、地盤増幅率が高いことが想定され、地盤増幅率が2以上の地点では、▲や× (蘇生率2もしくは3以上) となる場所が多いなど、解析結果と地盤増幅率は相関性が高いことがわかる。このことより、限界耐力計算に基づいた場合、地盤増幅係数は建物の応答に2乗で影響を与えるが、保有水平耐力計算では無視される場合が多いことにより、軟弱地盤上の低層建物では保有水平耐力計算による必要ベースシア係数が限界耐力計算による必要ベースシア係数よりも小さくなり、危険側評価となり得ることが理解できる (第3章参照)。

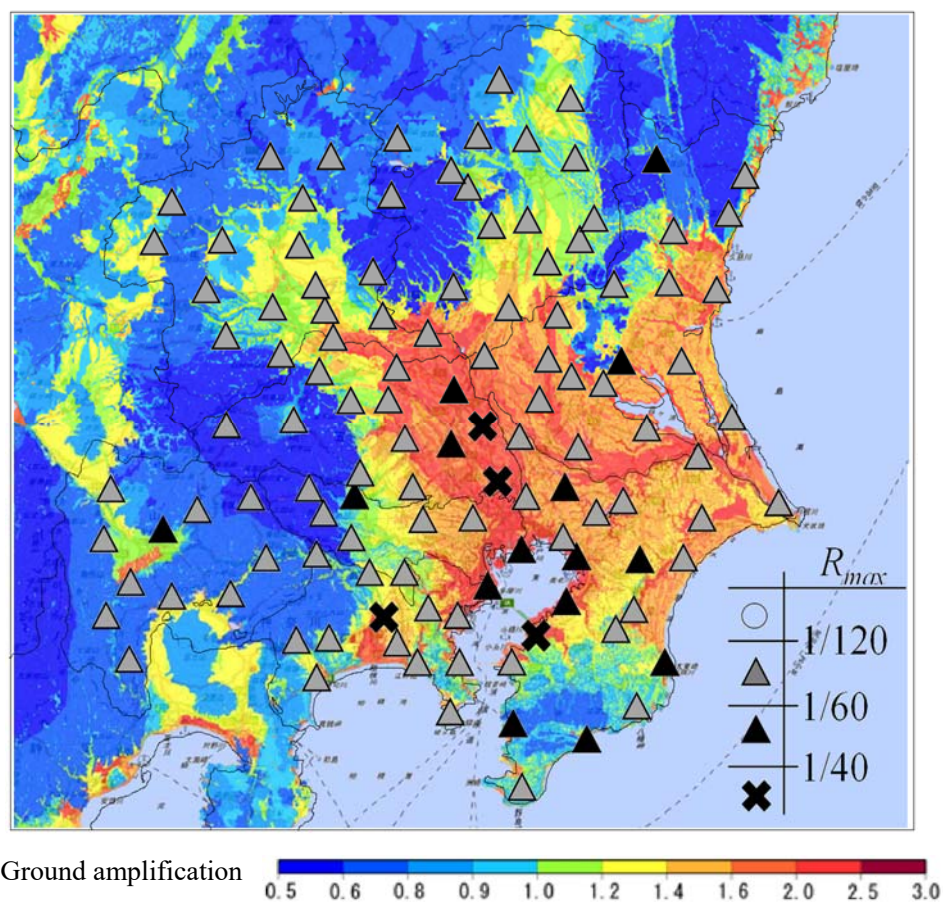


Fig. 4.3.4.5 Analysis results and ground amplification factor (3-story rigid frame model, $D_s=0.3$, fixed model)

4.4 まとめ

本章では現行耐震設計法である保有水平耐力計算により耐力を設定した低層の鉄筋コンクリート造建物に対し、地盤との動的相互作用(スウェイ)を考慮した地震応答解析を行い、耐震性能の検証を行った。検証には首都圏各地における実地盤上の極めて稀に発生する地震動を用いた。また、文献⁴⁻²⁾の基礎固定モデルと本研究のスウェイモデルの解析結果を比較することで、鉄筋コンクリート造建物の耐震性に及ぼす地盤との動的相互作用の影響についても検討を行った。以下に得られた知見についてまとめる。

- ① 地震応答解析の結果、全体的な傾向としては、理論的な検討により示した、保有水平耐力計算で設計された軟弱地盤上の低層建物の必要ベースシア係数は危険側評価を与える可能性があることや、 $C_B \cdot \delta_{max}$ に一定の関係が得られた。
- ② 低層の鉄筋コンクリート造建物は同じ地盤種別に分類される地盤上で比較を行っても最大応答変形角の差が大きい。この傾向は特に2種、3種地盤にて顕著である。これは2種、3種地盤では同一の地盤種に分類される地盤であっても地盤毎に卓越周期が大幅に異なることと、低層建物の極めて稀な地震応答時の等価周期帯が2種、3種地盤の卓越周期と近い値となる場合が多いことに起因する。
- ③ 建物の地震応答時の等価周期が地盤の1次卓越周期と同等の場合、構造特性係数 D_s 値の変化によって最大応答変形角が大きく変化する。低層建物では地震応答時の等価周期と2、3種地盤の卓越周期が近似しやすく、結果として建物周期の因子である D_s の影響を強く受けるためと考えられる。一方で1種地盤では、中低層建物の地震応答時の等価周期が地盤の卓越周期を超えていることにより、安全性の観点からは D_s が応答変形角へ与える影響が小さいと考えられる。
- ④ 鉄筋コンクリート造3階建て建物において、スウェイを考慮することによる応答変形角の低減率の最大値は、ラーメンモデル $D_s=0.3, 0.4, 0.55$ の場合に0.9、0.7、0.6、壁式モデル $D_s=0.55, 0.75, 1.0$ の場合に0.4、0.2、0.2程度となる。地盤と建物の動的相互作用の大小は、一般に地盤の卓越周期と建物の等価周期との関係による影響を大きく受ける。 D_s は建物の等価周期に影響を与えることから、建物の設計時には D_s に応じた建物等価周期に配慮が必要と考えられる。
- ⑤ 地震応答解析結果を地図上にプロットすると、ほとんどの解析ケースで沿岸部の地震応答が大きい。これらの解析ケースでは、地震応答変形角と地盤増幅率との相関性が高い。一方で、壁式モデルで D_s が大きい解析ケースでは、内陸部の地震応答が大きくなった。架構形式の差異により地震応答変形角の地域別の傾向が異なる場合がある。
- ⑥ 首都圏の南東の地域に地盤の卓越周期が長い地点が多く、応答最大変形角が限界変形角を超える(崩壊判定)解析ケースが多い。ラーメンモデルでは、 D_s が小さくなるほど崩壊判定となる解析ケースが多く、壁式モデルでは限界変形角が D_s に依存しないとしたこともあり、 D_s が大きいほど崩壊判定

となる解析ケースが少ない。ただし壁式モデルでは、 $D_s=0.75$ 程度であっても崩壊判定となる解析地点がある。

- ⑦ 建物の地震応答変形角と、表層地盤の地盤増幅率の分布図を合わせると、地盤増幅率の大きい場所で地震応答変形角が大きくなりやすい。このことから、第3章で示した通り、限界耐力計算に基づいた場合、地盤増幅係数は建物の応答に2乗で影響を与えるが、保有水平耐力計算では無視される場合が多いことにより、軟弱地盤上の低層建物では保有水平耐力計算による必要ベースシア係数が限界耐力計算による必要ベースシア係数よりも小さくなり、危険側評価となり得ることが理解できる。

参考文献

- 4-1) 平石久廣, 稲井栄一, 福島徹 : 鉄筋コンクリート造建築物の耐震規準における規定の意義とその合理化について, 日本建築学会構造系論文集, 第 622 号, pp.163-168, 2007.12
- 4-2) 平石久廣, 和泉寛幹, 積山悠 : 首都圏における現行基準鉄筋コンクリート造建物の耐震性に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 722 号, pp.869-777, 2016.4
- 4-3) 稲井栄一, 井上芳生, 木股信男, 勅使河原正臣: 壁式鉄筋コンクリート造建築物の地震応答の評価法, 日本建築学会技術報告集, 第 24 号, pp. 155-160, 2007.12
- 4-4) 国土交通省住宅局建築指導課, 国土交通省建築研究所, 財団法人日本建築センター, 社団法人建築研究振興協会 編集 : 2001 年版限界耐力計算法の計算例とその解説, 工学図書, 2001.3
- 4-5) Hardin, B.O. and Drnevich, V.P.: Shear Modulus and Damping in Soils: Design Equations and Curves, Proc. ASCE, SM7, pp667-692,1972
- 4-6) 建築物の構造関係技術基準解説書編集委員会編集 : 2015 年版建築物の構造関係技術基準解説書, 全国官報販売協同組合, 2015.6
- 4-7) Per B.Schnabel, John Lysmer, H.Bolton Seed : SHAKE A computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites, Report No.EERC 72-12, EERC University of California, Berkeley, December 1972)
- 4-8) 平石久廣, 稲井栄一, 和田寿一, 福島徹 : 鉄筋コンクリート造建築物の地震応答と耐震性能評価に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 613 号, pp.105-112, 2007.03
- 4-9) 平石久廣, 平塚高弘 : 現行耐震基準による建物の耐震性能の検証, 日本建築学会構造系論文集, 第 641 号, pp. 1311-1319, 2009.7
- 4-10) 飯場正紀, 田守伸一郎, 北川良和 : 建物-地盤連成系モデルの振動台実験による杭基礎への地震作用の基本性状, 日本建築学会構造系論文集, 第 566 号, pp. 29-36, 2003.4
- 4-11) 建築研究振興協会 編集 : 鉄筋コンクリート造建物の性能評価ガイドライン, 技報堂出版, 2000.8
- 4-12) 日本建築学会 : 壁式構造関係設計規準集・同解説(壁式鉄筋コンクリート造編), 2003.9
- 4-13) Takeda, Sozen and Nielsen : Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, Journal, Structural Division, ASCE, vol.96, No.ST12, 1970.
- 4-14) 広沢雅也, 後藤哲郎, 平石久廣, 芳村学, 高層(6~8階建)壁式鉄筋コンクリート造の標準化を目的とした実大建物の耐震破壊実験, コンクリート工学, 第 19 号, pp.91-105, 1981
- 4-15) 林康裕, 藤森健史, 安井譲, 井口道雄 : 1995 年兵庫県南部地震における相互作用効果と建物応答, 日本建築学会構造系論文集, 第 520 号, pp.45-51, 1999.6
- 4-16) 榊原啓太, 福和信夫, 飛田潤, 小島宏章: 観測された動特性を説明可能な構造物の振動解析モデルの構築, 日本建築学会技術報告集, 第 25 号, pp. 65-68, 2007.6 (in Japanese)
- 4-17) INTERNATIONAL CODE COUNCIL : 2012 INTERNATIONAL BUILDING CODE
- 4-18) J-SHIS 地震ハザードステーション, 国立研究開発法人防災科学技術研究所, <http://www.jshis.bosai.go.jp/>

5 結論

5.1 本論文のまとめ

本論では、等価線形化法に基づく応答評価式を提示し、日本の現行耐震基準の課題を明らかにした。また、首都圏の実地盤の地盤増幅を考慮した地震応答解析により、現行基準に基づき設計された建物の耐震性能の実状を示した。詳細なまとめは各章で示す通りだが、以下に得られた知見を簡潔にまとめる。

章	まとめ
2	<ul style="list-style-type: none"> 一定の変形能を有する中低層建物のほとんどは、崩壊時の建物等価周期が加速度応答スペクトルの速度一定領域に属す。 必要ベースシア係数 C_B と、最大応答変位 δ_B および最大応答速度 V_{max} には以下の関係が得られる。 $C_B \cdot \delta_{max} = \frac{V_{max}^2}{g} \div \text{一定}$ 限界耐力計算に基づく必要ベースシア係数 C_B は下式で表される。この式により、耐震性能に各耐震因子が与える影響が容易に理解できる。 $C_B = \frac{0.0778 \cdot Z^2 \cdot G_s^2 \cdot F_h^2}{R_y \cdot \mu \cdot H}$
3	<ul style="list-style-type: none"> 現在の日本の中低層建物の多くは建物の弾性周期に基づき計算されるため、加速度一定領域で耐震設計されることが多い。このことが、保有水平耐力計算における必要耐力と実際の地震応答結果に差異を生む大きな要因の1つと考えられる。 建物崩壊時の応答評価は、低減係数 $F_h^2 \div$ 構造特性係数 D_s の関係を用いて、下式で表される。 <p>【保有水平耐力計算】 $C_B' = Z \cdot D_s$</p> <p>【限界耐力計算の換算式】 $C_B = \frac{0.0778 \cdot Z^2 \cdot G_s^2 \cdot D_s}{R_y \cdot \mu \cdot H_t}$</p> $\frac{C_B}{C_B'} = \frac{0.0778 \cdot Z \cdot G_s^2}{R_y \cdot \mu \cdot H_t}$ 限界耐力計算においては、地盤増幅係数 G_s は必要ベースシア係数に2乗で影響を与えるが、保有水平耐力計算では建物周期が弾性周期で表されるため無視される場合が多い。

	<ul style="list-style-type: none"> ・限界耐力計算においては、地域係数 Z は必要ベースシア係数に 2 乗で影響を与えるが、保有水平耐力計算においては 1 乗で影響を与える。 ・3 種地盤相当の地盤上に建つ周期 1 秒以下程度の建物を略算法により設計した場合には、精算法と比較して地盤増幅率を過小評価する可能性がある。 ・基準となる地盤に対する対象地盤の地盤増幅係数の比を保有水平耐力計算と限界耐力計算略算法、精算法、IBC で比較すると、地盤のせん断波速度が小さい地盤ほど、限界耐力計算精算法の値が他の基準の値よりも大きくなる。 ・保有水平耐力計算や限界耐力計算略算法では、検討対象とする地盤の表層からの深さの変化により、地盤種別を区分するせん断波速度が変化する。
4	<ul style="list-style-type: none"> ・地震応答解析の結果、全体的な傾向としては、理論的な検討により示した、保有水平耐力計算で設計された軟弱地盤上の低層建物の必要ベースシア係数は危険側評価を与える可能性があることや、$C_B \cdot \delta_{max}$ に一定の関係が得られた。 ・鉄筋コンクリート造 3 階建て建物において、スウェイを考慮することによる応答変形角の低減率の最大値は、ラーメンモデル $D_s=0.3, 0.4, 0.55$ の場合に 0.9、0.7、0.6、壁式モデル $D_s=0.55, 0.75, 1.0$ の場合に 0.4、0.2、0.2 程度となる。 ・地震応答解析結果を地図上にプロットすると、ほとんどの解析ケースで沿岸部の地震応答が大きい。これらの解析ケースでは、地震応答変形角と地盤増幅率との相関性が高い。一方で、壁式モデルで D_s が大きい解析ケースでは、内陸部の地震応答が大きくなった。架構形式の差異により地震応答変形角の地域別の傾向が異なる場合がある。

5.2 今後の課題

本研究では、等価線形化法に基づく建物の地盤を含めた簡便な耐震性能評価を示すとともに、それに基づき日本のほとんどの中低層建物に適用されている保有水平耐力計算に基づく耐震性能評価を比較することで、現行耐震規準の課題を明らかにした。さらに、実在地盤の地盤増幅を考慮して、保有水平耐力計算に基づき設計された鉄筋コンクリート造建物の耐震性能を地震応答解析により検討した。

しかし、本研究はあくまでも体系的かつ総合的な検討を主眼としたものである。このため、理論式の検討においては、個々の構造因子は基準等で規定された値を用いた。また、建物を1質点系として理論展開している。さらに、解析的検討においても、鉄筋コンクリート造建物のラーメン構造と壁式構造についてのみの検討であることや、マクロな検討を目的としたことにより一部の条件下においては解析モデルと実在建物に相違があることなど、検討の余地が残されている。以下に、今後の課題を記す。

(1) 構造特性係数や地域係数、地盤増幅係数など、保有水平耐力計算で用いられる構造因子のほとんどは、1981年の施行以来、大きな変更がなされていない。一方で1981年から現在に至るまでの間にも、日本では数多くの地震被害を受け、新たな知見が蓄積されてきた。これらの知見を、今後の耐震設計基準に適切に組み込むには、各構造因子に対するより詳細な検討が別途必要である。

(2) 世界的には性能規定型の耐震設計法へのシフトが進んでいる。日本においては性能規定型の耐震設計法として限界耐力計算が2000年に施行されたが、耐震偽装問題等の様々な影響を受けて、1981年に制定された仕様規定型の耐震設計法である保有水平耐力計算が、今なおほとんどの中低層建物に適用されている。より自由度が高く、最新技術を活かした建物の設計には性能規定型の耐震基準が不可欠であるが、日本において性能規定型の耐震基準を普及させるためには、既存設計者への教育のほかにも、社会全体からの耐震設計基準に対する理解を得る必要があると考えられる。

(3) 本研究では建物を1質点系に置換して検討を進めた。複雑な建物の形状を1質点系に置換するためには様々な条件を仮定していることや、1質点系とすることによって検討対象から外れた構造因子である層せん断力分布係数や形状係数などについては、さらなる検討の余地がある。

(4) 本研究での解析的検討では、鉄筋コンクリート造建物のラーメン構造と壁式構造についてのみの検討にとどまっている。鉄骨造や木造など、このほかの代表的な建物構造については、さらなる検討の余地がある。

(5) 鉄筋コンクリート造建物のラーメン構造と壁式構造の解析モデル化手法について、マクロな視点での傾向を把握するためには現状の検討でも大きな問題がないと考えられるが、個々のケースに対してより詳細な検討をする場合の建物のモデル化手法には検討の余地がある。

(6) 第三種地盤相当の地盤上に建つ中層程度の建物は、一般に杭基礎として設計されるが、本研究では個々の地盤条件に対して個々の解析モデルを用意することで事例的な検討となることを避けるため、す

べての建物を直接基礎として解析モデル化した。個々の建物を検討する際には、地盤条件ごとにより基礎形式もパラメータとした検討が必要となろう。

(7) 本研究で地震応答解析に用いた地震波は乱数位相 1 種類のみである。地盤増幅や建物の地震応答は、地震波の位相特性に影響を受けることから、異なる地震波を用いた場合、解析結果に多少の差異が生じることが考えられる。

本研究に関する発表論文

平石久廣，大出大輔，稲井栄一：降伏変形角モデルが建築物の最大地震応答評価に及ぼす影響，日本建築学会構造系論文集，第 79 巻，第 698 号，pp.499-506，2014.4

大出大輔，平石久廣，楠浩一：保有水平耐力計算と International Building Code の比較と検討，建築学会技術報告集，第 20 巻，第 45 号，pp. 563-568，2014.6

高橋加南，平石久廣，大出大輔，小橋祐人，稲井栄一：変形規定型設計法に関する研究，建築学会技術報告集，第 20 巻，第 45 号，pp. 551-556，2014.6

大出大輔，平石久廣，楠浩一：限界耐力計算と INTERNATIONAL BUILDING CODE の耐震規定により定まる建物要求耐力の比較と検討，日本建築学会構造系論文集，第 79 巻，第 701 号，pp. 977-985，2014.7

大出大輔，平石久廣，飯場正紀：地盤のせん断波速度に基づく日米の地盤増幅係数に関する研究，日本建築学会大会学術講演梗概集（関東），構造II，pp.785-786，2016.8

大出大輔，和泉寛幹，大塚悠里，平石久廣：首都圏実地盤上における鉄筋コンクリート造低層建物の耐震性能に関する研究，日本建築学会技術報告集，第 24 巻，第 58 号，pp.1035-1040，2018.10

Daisuke ODE, Miei ITO, Hisahiro HIRAIISHI : SEISMIC PERFORMANCE OF BUILDINGS DESIGNED BY CURRENT JAPANESE CODES AND PROBLEMS TO BE CONSIDERED, The 7th Asia Conference on Earthquake Engineering, 22-25 November 2018, Bangkok, Thailand

降伏変形角モデルが建築物の最大地震応答評価に及ぼす影響

EFFECT OF YIELD DEFORMATION MODELS ON THE MAXIMUM EARTHQUAKE RESPONSE EVALUATION OF BUILDINGS

平石久廣*, 大出大輔**, 稲井栄一***
Hisahiro HIRAISHI, Daisuke ODE and Eiichi INAI

This paper proposes the equations to predict the seismic response of the buildings whose yield deformation angles depend on the horizontal strength, based on the equivalent linearization method. Then, the paper discussed the difference and characteristic of the seismic performance of the buildings due to the types of the yield deformation angle. Finally, the paper presents the approximate equations of the seismic response in the form of the function of the factors used in the Calculation of Lateral Load Carrying Capacity, and discusses the difference between the Calculation of Response and Limit Strength and the Calculation of Lateral Load Carrying Capacity.

Keywords : Seismic response prediction, Seismic performance evaluation, Calculation of Response and Limit Strength, Equivalent linearization method, Calculation of Lateral Load Carrying Capacity, Reinforced concrete buildings
 地震応答予測, 耐震性能評価, 限界耐力計算, 等価線形化法, 保有水平耐力計算, 鉄筋コンクリート構造

1. はじめに

現行の建築基準法では耐震設計法として保有水平耐力計算と限界耐力計算が規定されており、文献¹⁾²⁾等、今日までにこれら両者の耐震性能評価手法は、入力レベル、架構のモデル化、復元力特性や限界値(設計目標値)などについて横断的に研究がなされてきたが、両設計法の関係・差異について明確に説明するには至っていない。

一方、筆者等の研究³⁾では、等価線形化法に基づき一般的な加速度応答スペクトルと減衰を対象に、応答変形角と水平耐力との関係を明らかにするとともに、水平耐力と降伏変形角が独立の場合について応答変位を一義的に求める解明な式を提示している。また純ラーメンのRC造では実状に近い R_y 一定モデル(降伏変位が水平耐力の大きさに拘らず一定であるモデル、図1-(2)参照)について「保有水平耐力計算」と「限界耐力計算」との要求耐力を比較し、建物高さ、塑性率によっては両者に大きな差異があることが指摘されている。また R_y 一定モデルについて、「限界耐力計算に基づく応答予測式」を「保有水平耐力計算」で用いられる構造特性係数を用いて近似修正し、両計算法の関係を簡明に論じている⁴⁾。

しかしながら降伏変位と水平耐力の間には種々のパターンがあり、現に保有水平耐力計算では鉄筋の降伏点が異なる場合などに対応する $R_y \propto C_B$ モデル(降伏変位が水平耐力に比例するモデル、図1-(1)参照)を用いており、また耐力壁が併用されるような架構では、降伏変位は水平耐力が高くなるにつれて小さくなるモデル(図1-(3)参照)が

対応すると考えられる。

以上のような背景から、本論文では文献³⁾⁴⁾にならない、図1に示す(1) $R_y \propto C_B$ モデル、(3) $R_y \propto (1/C_B)$ モデルについて応答変形角と水平耐力の関係を示すとともに、3種類の降伏変形角モデルが建物の耐震性能に及ぼす影響および降伏変形角モデルと設計法との関係について論じる。なお文献¹²⁾においてRC造フレームの多層建築物の最大応答時付近の振動は1次モードで振動するとされているため、検討対象は縮約1自由度系を対象とした1次モードの応答が支配的な建築物とする。具体的にはまず文献³⁾にならない、一般的な加速度応答スペクトルから各領域での要求耐力と応答変形角の関係式である応答予測算定式の基本式を導く。その後、図1に示した3種類の降伏変形角モデルごとに、水平耐力と降伏変形角を関係づけた応答予測算定式を示すとともに、各モデル間の比較検討を行う。また文献⁴⁾に

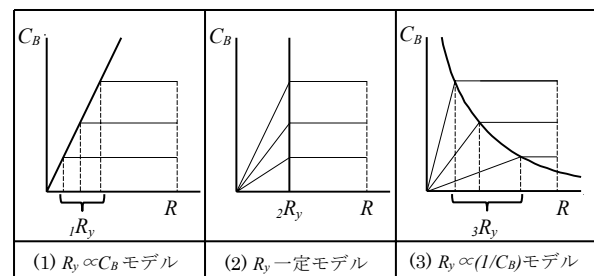


図1 3種類の降伏変形角モデル

* 明治大学理工学部建築学科 教授・工博
 (独立行政法人建築研究所 客員研究員)
 ** 明治大学大学院理工学研究科 博士前期課程
 *** 山口大学大学院理工学研究科 教授・博士(工学)

Prof., Dept. of Architecture, School of Science and Technology, Meiji Univ., Dr. Eng.
 (Visiting Research Fellow, Building Research Institute)
 Graduate School of Science and Technology, Meiji Univ.
 Prof., Graduate School of Science and Eng., Yamaguchi Univ., Dr. Eng.

ならい、降伏変形角モデルごとの「限界耐力計算に基づく応答予測式」と「保有水平耐力計算」の耐震性能評価について論じる。

近年建築物の耐震設計では性能設計の重要性が増しつつある。構造設計者は単に法令の規準を満足するだけでなく、耐震因子と応答の関係を正確に把握し、クライアントとの合意の上で適切な因子の組み合わせを設定することが望まれる。本論で示す降伏変形角モデルのパターンごとの強度と変形の関係は地震時の応答特性の基本的関係を示したものであり、適切な強度の設定や変形量の推定などに資するものである。

2. 応答予測算定式の導出

2.1 応答予測算定式の基本式導出

筆者等による既往の研究³⁾において、建物の等価周期 T_e 式を変形した上で限界耐力計算の応答スペクトル式に代入することにより、必要ベースシア係数を目標応答変形量から直接的に算定する式「応答予測式」が導出されることが分かっている。

検討に用いる大地震時の地表面での加速度応答スペクトルを(1)式で表す(図2参照)。

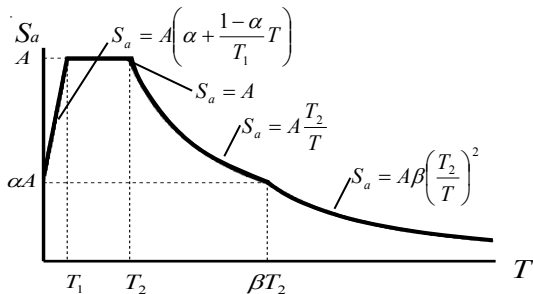


図2 (1)式による地表面の加速度応答スペクトル

$$S_a = \begin{cases} A \cdot \left(\alpha + \frac{1-\alpha}{T_1} T \right) & (T < T_1) \\ A & (T_1 \leq T < T_2) \\ A \cdot \frac{T_2}{T} & (T_2 \leq T < \beta T_2) \\ A \cdot \beta \cdot \left(\frac{T_2}{T} \right)^2 & (\beta T_2 \leq T) \end{cases} \quad (1)$$

ここで T は周期を表す。 A は応答加速度一定領域における応答加速度の値である。 α は A に対する地震動の最大加速度の比を表す。また、 T_1 、 T_2 、 βT_2 はそれぞれの領域の境界の周期を表す。告示³⁾には限界耐力計算で用いる(2)式による地表面での加速度応答スペクトルが示されており、図3に示すような加速度応答スペクトル S_a が得られる。 Z は地震地域係数、 S_0 は解放工学的基盤における加速度応答スペクトル(5%減衰)、 G_S は表層地盤による加速度増幅率を表している。前出の(1)式は、パラメータである A 、 α 、 β 、 T_1 および T_2 の値を適切に設定することにより、図3に示した S_a を表すことができる。例えば、地震地域係数 $Z=1$ においては、表1に示す値とすることにより図3の S_a が表される。なお本論文の諸計算では表1に示す値を用いて算定した。

$$S_a = Z \cdot S_0 \cdot G_S \quad (2)$$

文献³⁾に示されているように、図4および図5に示す縮約1自由度系の地震時の等価周期 T_e は、系の質量(建築物の有効質量)を M_u 、系の応答変位を δ 、せん断力を Q とすると(3)式で与えられる。また、(3)式において Q を $M_u \cdot g$ で基準化したものをベースシア係数 C_B とし、(4)式を代入することで(5)式が得られる。ここで g は重力加速度(本論文では 9.8 m/s^2 とする)、 R は系の応答変形角、 R_y は系の降伏変形角、 μ は塑性率、 H_e は系の高さ(建築物の有効高さ)である。

$$T_e = 2\pi \sqrt{\frac{M_u \cdot \delta}{Q}} \quad (3)$$

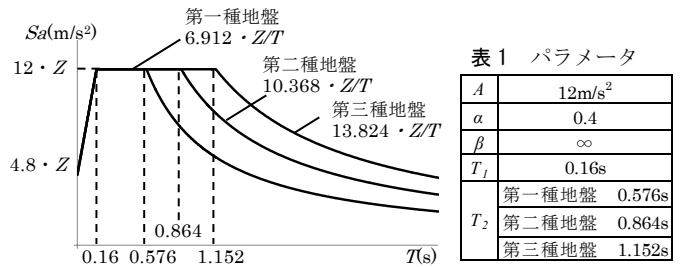


図3 加速度応答スペクトル

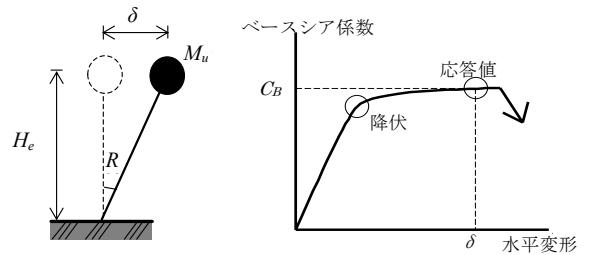


図4 縮約1自由度系モデル

図5 C_B - δ 関係

$$\delta = R \cdot H_e = R_y \cdot \mu \cdot H_e \quad (4)$$

$$T_e = 2\pi \sqrt{\frac{R_y \cdot \mu \cdot H_e}{C_B \cdot g}} \quad (5)$$

またベースシア係数 C_B は加速度応答スペクトル S_a を用いて(6)式で表される。式中 F_h は、減衰による応答加速度の低減率である。文献³⁾を参考に文献⁴⁾において主筋とコンクリートの付着が適切に確保されている場合に適用される(7)式を本論文では用いる。

$$C_B = \frac{S_a \cdot F_h}{g} \quad (6)$$

$$F_h = \frac{1.5\sqrt{\mu}}{4\sqrt{\mu} - 2.5} \quad (7)$$

(6)式の S_a に(1)式を代入し、さらに周期 T_e を(5)式を用いて消去することで、(1)式の各領域において C_B と μ の基本関係を表す(8)式が得られる。

a $T_e < T_1$ の場合：

$$\mu = \left[\left\{ \frac{T_1}{2\pi(1-\alpha)} \right\} \left(\frac{C_B \cdot g}{A \cdot F_h} - \alpha \right) \right]^2 \frac{C_B \cdot g}{R_y \cdot H_e} \quad (8a)$$

ただし, $C_B \geq \frac{\alpha \cdot A \cdot F_h}{g}$

b $T_1 \leq T_e < T_2$ の場合 すなわち

$\left(\frac{T_1}{2\pi}\right)^2 \frac{C_B \cdot g}{R_y \cdot H_e} \leq \mu < \left(\frac{T_2}{2\pi}\right)^2 \frac{C_B \cdot g}{R_y \cdot H_e}$ の場合 :

$$C_B = \frac{A}{g} F_h \quad (8b)$$

c $T_2 \leq T_e < \beta T_2$ の場合 すなわち

$\left(\frac{T_2}{2\pi}\right)^2 \frac{C_B \cdot g}{R_y \cdot H_e} \leq \mu < \left(\frac{\beta \cdot T_2}{2\pi}\right)^2 \frac{C_B \cdot g}{R_y \cdot H_e}$ の場合 :

$$C_B = \left(\frac{AT_2}{2\pi}\right)^2 \frac{1}{H_e \cdot R_y \cdot g} \cdot \frac{F_h^2}{\mu} \quad (8c)$$

d $\beta T_2 \leq T_e$ の場合 すなわち

$\left(\frac{\beta \cdot T_2}{2\pi}\right)^2 \frac{C_B \cdot g}{R_y \cdot H_e} \leq \mu$ の場合 :

$$\mu = A \cdot \beta \cdot \left(\frac{T_2}{2\pi}\right)^2 \frac{1}{H_e \cdot R_y} \cdot F_h \quad (8d)$$

ここで、本論文において保有水平耐力計算と応答予測式を比較する際、3章で説明する通り簡略化のため保有水平耐力計算における振動特性係数 R_i は加速度一定領域 ($T_e < T_c$) 及び速度一定領域 ($T_c \leq T_e$) からなるものとする。そのため応答予測式も加速度一定領域及び速度一定領域のみを扱うこととする。また、限界耐力計算は建物を1自由度系に縮約した状態での諸計算を考慮しており、建築物の全質量ではなく有効質量を、建築物の全高さではなく代表高さを用いている。そのため多質点系での計算を基礎としている保有水平耐力計算と比較する際は、(8)式に有効質量比 M_u/M を乗じ、建築物の全高さ H_i を用いた、(9)、(10)式を使用する。これが本論文での応答予測式の基本式である。なお文献⁹⁾を参考に、以下では標準的な値として、 $M_u/M=0.82$ 、 $H_e/H_i=0.715$ とする。

[加速度一定領域] ($T_e < T_2$)

$$C_{Ba} = \frac{M_u}{M} \cdot \frac{A}{g} \cdot F_h \quad (9)$$

[速度一定領域] ($T_2 \leq T_e$)

$$C_{Bv} = \frac{M_u}{M} \cdot \left(\frac{A \cdot T_2}{2\pi}\right)^2 \cdot \frac{1}{H_e \cdot H_i \cdot g} \cdot \frac{1}{R_y} \cdot \frac{F_h^2}{\mu} \quad (10)$$

2.2 $R_y \propto C_B$ モデルの応答予測式導出

図1の(1)に示す、降伏変形角 iR_y は必要ベースシア係数 C_B に比例するとしたモデルである。このモデルは構造特性係数 D_s が論理的根拠としたエネルギー一定則における仮定と等しいものである。高強度材料を用いたRCラーメン構造において、使用する鉄筋の強度を変更する場合などに対応するものであると考えられる。降伏変形角

iR_y を(11)式に示す。なお R_{y0} は基準となる降伏変形角、 C_{00} はそのときのベースシア係数で任意に定める事ができる。

$$iR_y = \frac{C_B}{C_{00}} R_{y0} \quad (11)$$

(11)式を(10)式に代入して C_B について解いた上でまとめると、 $R_y \propto C_B$ モデルの応答予測式である(12)、(13)式が得られる。

[加速度一定領域] ($T_e < T_2$)

$$iC_{Ba} = \frac{M_u}{M} \cdot \frac{A}{g} \cdot F_h \quad (12)$$

[速度一定領域] ($T_2 \leq T_e$)

$$iC_{Bv} = \frac{A \cdot T_2}{2\pi} \cdot \sqrt{\frac{1}{H_e \cdot H_i \cdot g} \cdot \frac{C_{00}}{R_{y0}} \cdot \frac{M_u}{M} \cdot \frac{F_h}{\sqrt{\mu}}} \quad (13)$$

また、建物の変形をより考慮しやすくするために、(12)、(13)式に(7)、(14)式を代入することで、ベースシア係数と応答変形角の関係式である(15)、(16)式が得られる。

$$\mu = \frac{R}{R_y} = \frac{C_{00}}{R_{y0}} \cdot \frac{R}{C_B} \quad (14)$$

[加速度一定領域] ($T_e < T_2$)

$$iC_{Ba}^3 - \frac{64}{25} \cdot \frac{C_{00}}{R_{y0}} \cdot R \cdot iC_{Ba}^2 + \frac{48}{25} \cdot \frac{M_u}{M} \cdot \frac{A}{g} \cdot \frac{C_{00}}{R_{y0}} \cdot R \cdot iC_{Ba} - \frac{C_{00}}{R_{y0}} \cdot R \cdot \left(\frac{3}{5} \cdot \frac{M_u}{M} \cdot \frac{A}{g}\right)^2 = 0 \quad (15)$$

[速度一定領域] ($T_2 \leq T_e$)

$$iC_{Bv}^2 - \left(\frac{64}{25} \cdot \frac{C_{00}}{R_{y0}} \cdot R - \frac{6}{5} \cdot \frac{AT_2}{2\pi} \sqrt{\frac{1}{H_e \cdot g} \cdot \frac{C_{00}}{R_{y0}} \cdot \frac{M_u}{M}}\right) iC_{Bv} + \frac{9}{25} \left(\frac{AT_2}{2\pi} \sqrt{\frac{1}{H_e \cdot g} \cdot \frac{C_{00}}{R_{y0}} \cdot \frac{M_u}{M}}\right)^2 = 0 \quad (16)$$

第二種地盤での(12)、(13)式を図6に示す。その際定数 R_{y0} と C_{00} の値は任意に設定することが可能だが、以下の計算例では「降伏変形角 $R_y=1/120$ のときにベースシア係数 $C_B=0.3$ 」が標準的な架構であると考え、 $R_{y0}=1/120$ 、 $C_{00}=0.3$ と設定した。さらに、第二種地盤での(15)式を図7に、(16)式を図8に、それぞれに(11)式から導かれる塑性率 $\mu=1$ と塑性率 $\mu=4$ のときの iC_{Ba} および iC_{Bv} と応答変形角 R の関係を表す直線を加えて示す。なお C_B-R と $\mu=1$ を表す直線との交点は塑性率1の応答を、 $\mu=4$ を表す直線との交点は塑性率4の応答を表す。

また図6においては $H_i=10m$ の $\mu=1.1$ 以下の範囲でしか加速度一定領域に属していないなど、 $R_y \propto C_B$ モデルでは、低層建物の小さな塑性率の範囲でしか加速度一定領域に属さないことが分かる。これは他の地盤種においても同様の傾向である。また図7、8の通り、この降伏変形角モデルの C_B-R 関係は極値をもつ形となり、塑性率が1から4の範囲は、 C_B-R 関係における極値付近に値する。図8より極値以下の塑性率ではベースシア係数を大きくすると塑性率は小さくなるものの応答変形角は大きくなり、極値以上の塑性率ではべ

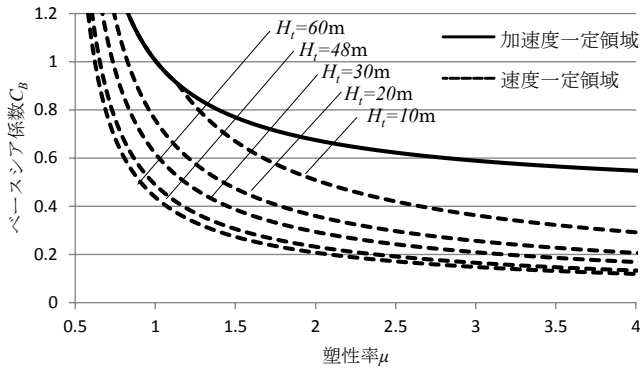


図6 $R_y \propto C_B$ の $C_B-\mu$ 関係

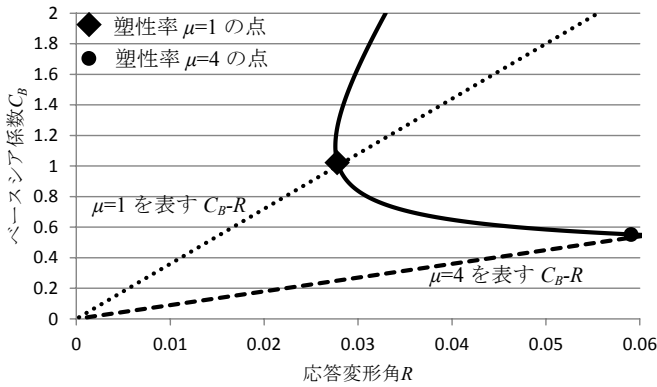


図7 $R_y \propto C_B$ の加速度一定領域の C_B-R 関係

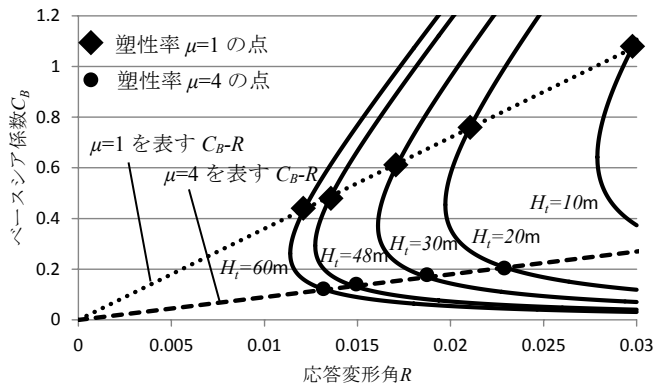


図8 $R_y \propto C_B$ の速度一定領域の C_B-R 関係

ースシア係数の減少とともに塑性率及び変形角が急激に増大するという特徴があることが分かる。

2.3 R_y 一定モデル

図1の(2)に示す、降伏変形角 ΔR_y は必要ベースシア係数 C_B の値によらず一定であるとしたモデルである。既往の研究⁴⁾においてこのモデルを採用した場合の保有水平耐力計算修正法は既に提案されており、その概要を以下に示す。このモデルは一般的なRC純ラーメン構造において、主筋量や断面の一定量以内での変更を行う場合に対応するものと考えられる。降伏変形角 ΔR_y 式を(17)式に示す。

$${}_2R_y = \text{const}(= R_{y0}) \quad (17)$$

R_y 一定モデルの場合は(10)式中の R_y を定数(R_{y0})とみなせばよいので、式の形に変化はない。

[加速度一定領域] ($T_e < T_2$)

$${}_2C_{Ba} = \frac{M_u}{M} \cdot \frac{A}{g} \cdot F_h \quad (18)$$

[速度一定領域] ($T_2 \leq T_e$)

$${}_2C_{Bv} = \frac{M_u}{M} \cdot \left(\frac{A \cdot T_2}{2\pi}\right)^2 \cdot \frac{1}{\frac{H_e}{H_i} \cdot H_i \cdot g} \cdot \frac{1}{R_{y0}} \cdot \frac{F_h^2}{\mu} \quad (19)$$

(18)、(19)式に(7)、(20)式を代入することで、ベースシア係数と応答変形角の関係式である(21)、(22)式が得られる。

$$\mu = \frac{R}{R_{y0}} \quad (20)$$

[加速度一定領域] ($T_e < T_2$)

$${}_2C_{Ba} = \frac{M_u}{M} \cdot \frac{A}{g} \cdot \frac{1.5\sqrt{R}}{4\sqrt{R} - 2.5\sqrt{R_{y0}}} \quad (21)$$

[速度一定領域] ($T_2 \leq T_e$)

$${}_2C_{Bv} = \frac{M_u}{M} \cdot \left(\frac{A \cdot T_2}{2\pi}\right)^2 \cdot \frac{1}{\frac{H_e}{H_i} \cdot H_i \cdot g} \cdot \frac{2.25}{(4\sqrt{R} - 2.5\sqrt{R_{y0}})^2} \quad (22)$$

第二種地盤での(18)式および $R_{y0}=1/120$ と設定した(19)式の $C_B-\mu$ 関係を図9に示す。また第二種地盤での $R_{y0}=1/120$ と設定した(21)、(22)式の C_B-R 関係に、 $R_{y0}=1/120$ と設定した(17)式を加え図10に示す。

このモデルでは、ベースシア係数が小さくなると塑性率が大きくなり(図9)応答変形角も大きくなる(図10)。

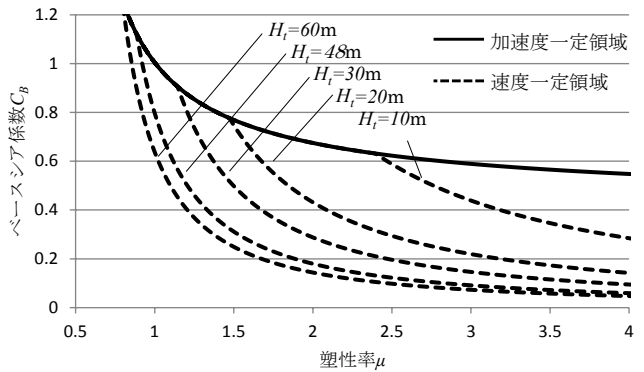


図9 R_y 一定の $C_B-\mu$ 関係

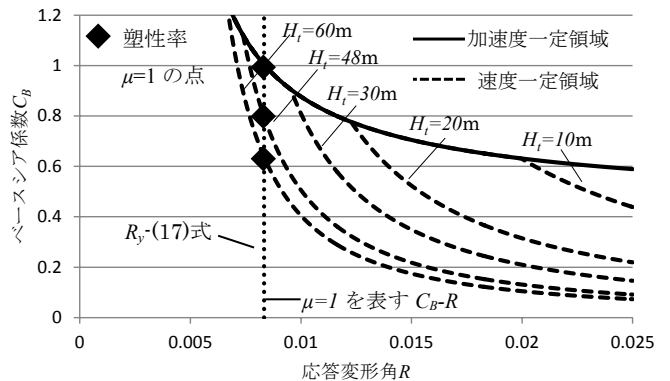


図10 R_y 一定の C_B-R 関係

2.4 $R_y \propto (1/C_B)$ モデル

図1の(3)に示す、降伏変形角 μR が必要ベースシア係数 C_B に反比例するとしたモデルである。このモデルは耐震壁を設置した RC 造において、耐震壁の量や壁厚を変更した場合などに対応するものと考えられる。降伏変形角 μR 式を(23)式で表す。

$${}_3R_y = \frac{C_{00}}{C_B} R_{y0} \quad (23)$$

(23)式を(10)式に代入して μ について解いた上でまとめると、 $R_y \propto (1/C_B)$ モデルの応答予測式である(24)、(25)式が得られる。

[加速度一定領域] ($T_e < T_2$)

$${}_3C_{Ba} = \frac{M_u}{M} \cdot \frac{A}{g} \cdot F_h \quad (24)$$

[速度一定領域] ($T_2 \leq T_e$)

$${}_3\mu = \frac{M_u}{M} \cdot \left(\frac{AT_2}{2\pi}\right)^2 \cdot \frac{1}{H_e \cdot H_i \cdot g} \cdot \frac{1}{C_{00} \cdot R_{y0}} \cdot F_h^2 \quad (25)$$

(24)、(25)式に(7)、(26)式を代入することで、ベースシア係数と応答変形角の関係式である(27)、(28)式が得られる。

$$\mu = \frac{R}{{}_3R_y} = \frac{C_B \cdot R}{C_{00} \cdot R_{y0}} \quad (26)$$

[加速度一定領域] ($T_e < T_2$)

$${}_3C_{Ba}^2 - \left(\frac{3}{4} \cdot \frac{M_u}{M} \cdot \frac{A}{g} + \frac{25}{64} \cdot \frac{C_{00} \cdot R_{y0}}{R}\right) \cdot {}_3C_{Ba} + \left(\frac{3}{8} \cdot \frac{M_u}{M} \cdot \frac{A}{g}\right)^2 = 0 \quad (27)$$

[速度一定領域] ($T_2 \leq T_e$)

$${}_3C_{Bv} = \frac{C_{00} \cdot R_{y0}}{R} \left[\frac{3}{8} \cdot \frac{A \cdot T_2}{2\pi} \cdot \sqrt{\frac{M_u}{M} \cdot \frac{1}{H_e \cdot H_i \cdot g} \cdot \frac{1}{C_{00} \cdot R_{y0}}} + \frac{5}{8} \right]^2 \quad (28)$$

第二種地盤での(24)式および $R_{y0}=1/120$ 、 $C_{00}=0.3$ と設定した(25)式の $C_B-\mu$ 関係を図11に示す。(25)式および図11より $R_y \propto (1/C_B)$ モデルでは、速度一定領域において必要ベースシア係数に関わらず塑性率 μ が一定値となることが分かる。また第二種地盤での $R_{y0}=1/120$ 、 $C_{00}=0.3$ と設定した(27)、(28)式の C_B-R 関係と、 $R_{y0}=1/120$ 、 $C_{00}=0.3$ と設定した(23)式より得られる $\mu=1$ を表す C_B-R 関係を図12に示した。さらに特定のベースシア係数(本論では 0.4 を例に挙げる)を規準としたときの「 $\mu=1$ を表す C_B-R 関係の応答変形角 \blacklozenge 」から「建物高さごとの速度一定領域での応答変形角 \bullet 」までの応答変形倍率(塑性率)も示した。この図ではベースシア係数 0.4 を基準として図示したが、速度一定領域内にある 0.4 以外のベースシア係数でもこの応答変形倍率は同じ値となり、図11の各建物高さの速度一定領域の塑性率の値と同じ値となる。このことから $R_y \propto (1/C_B)$ モデルの速度一定領域が塑性率一定となることが分かる。なお、応答変形角はベースシア係数の減少とともに大きく増大する。

2.5 応答予測式のモデルごとの比較

ここで、図1に示した3種類の降伏変形角モデルを比較しやすいよう、第二種地盤における建物全高さ $H_i=30m$ のモデル間の比較を図13に示す。加速度一定領域においては3種類の降伏変形角モデルの間に違いはない。これは(9)式において式中に R_y の項がないことから分かる。速度一定領域では、前述のように $R_y \propto (1/C_B)$ モデル

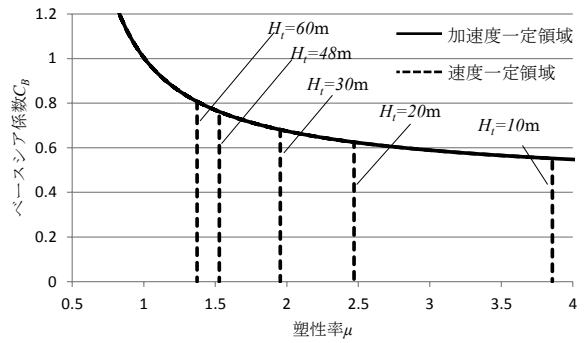


図11 $R_y \propto 1/C_B$ の $C_B-\mu$ 関係

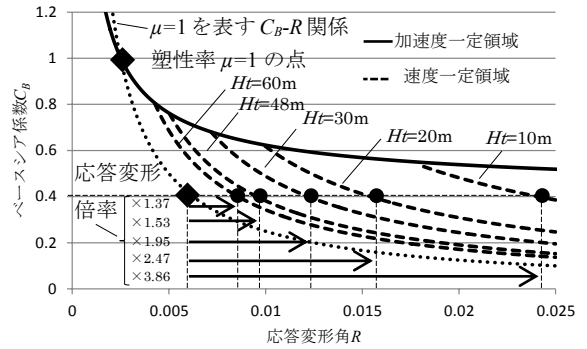


図12 $R_y \propto 1/C_B$ の C_B-R 関係

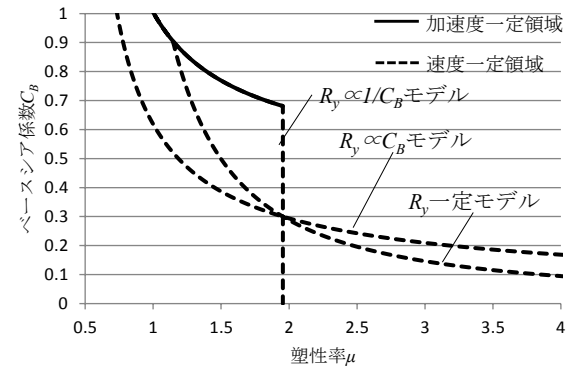


図13 $H_i=30m$ のモデル間の $C_B-\mu$ 関係比較

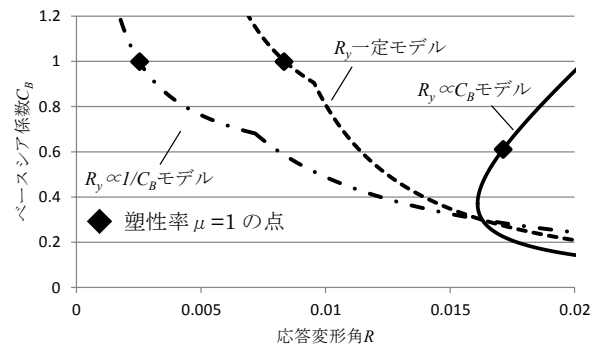


図14 $H_i=30m$ のモデル間の C_B-R 関係比較

はベースシア係数に関わらず塑性率が一定となる。また、 $R_y \propto C_B$ モデルと R_y 一定モデルを比較すると、塑性率の小さい範囲では R_y 一定モデルが大きいベースシア係数を要求し、塑性率の大きい範囲では $R_y \propto C_B$ モデルが大きいベースシア係数を要求する傾向がある。また、3種類のモデルにおいて同じ高さの建物でも3種類のモデル

の要求耐力には最大で2倍程度の差異が生じている。

図13と同じ条件での C_B - R 関係を図14に示す。降伏変形角モデルの違いにより、同じ建物高さでも塑性率が1となるときに要求耐力と変形角は大きく異なる。

以上のように本論文では、既往の研究で行われてきた R_y 一定モデルに加え、2種類の異なる構造種を表す降伏変形角モデルを比較することで、建物の構造種が建物耐力と変形能の関係性にどのような影響を与えるかを考察し、それぞれの降伏変形角モデルにおいて特徴的な傾向を明らかにした。建物の強度と変形能は建物の耐震性能を規定する根幹となる構造因子であり、構造設計者は単に法令が定めた仕様書的な数値を用いるだけでなく、これらの構造因子が耐震性能に及ぼす影響を十分把握したうえで、クライアントにとっても最適な建物の変形量もしくは強度等の耐震性能や建設コストの組み合わせを定め、両者の合意の上で設計する事が望まれる。本論で示したように一般にクライアントにとって要求耐震性能の重要な指標となるベースシア係数と応答変形の関係は降伏変形角モデルと大きな相関を有する。設計者は本論に示したこれらの関係を十分理解した上でクライアントの要求に対応することが望まれる。

3. 限界耐力計算と保有水平耐力計算の比較

以下ではまず、文献³⁷⁾に基づき構造特性係数 D_s と塑性率の関係を示した。その後振動特性係数 R_t と D_s を「限界耐力計算に基づく応答予測式」に代入できる形へ変形し、代入することによって降伏変形角モデルごとの保有水平耐力計算の近似法を示した。

3.1 部材種別と塑性率、構造特性係数 D_s の関係

文献³⁸⁾では、文献³⁷⁾に基づき、以下の表2に示すような構造特性係数 D_s と塑性率 μ の関係を用いて保有水平耐力計算の要求耐力について検討を行っている。

また既往の研究³⁹⁾において、構造特性係数 D_s と加速度低減率 F_h には表3、図15に示す関係があることが分かっている。なお、 D_s については前述の表2を、 F_h については(7)式を用いる。ここで、考察する塑性率は2以上の範囲とする。

表3、図15より、 D_s と F_h の近似式として(29)式が得られる。

$$F_h \doteq \sqrt{D_s} \quad (29)$$

3.2 振動特性係数 R_t の簡略化

文献⁴⁰⁾の振動特性係数 R_t には加速度一定領域と速度一定領域の転移領域が存在するが、以下では文献³⁹⁾に基づき限界耐力計算に基づく応答予測式との対応を明確にするため、この領域を無視する。

この場合、振動特性係数は簡略化され、以下の式で表すことができる。

$$R_t = \begin{cases} 1 & (T < T_c') \text{ [加速度一定領域]} \\ T_c' / T & (T_c' \leq T) \text{ [速度一定領域]} \end{cases} \quad (30)$$

(30)式中の T_c' は中間領域を無視した R_t の境界周期であり、第一種地盤 $_1T_c'=0.64$ [s]、第二種地盤 $_2T_c'=0.96$ [s]、第三種地盤 $_3T_c'=1.28$ [s]である。

この簡略化した R_t 式に、RC造建物の弾性固有周期の略算式 $T=0.02H_f(H_f$:建物の全高さ)を代入すれば(31)式で表すことができる。

$$R_t = \begin{cases} 1 & (H_f < H_c) \text{ [加速度一定領域]} \\ \frac{H_c}{H_f} & (H_f \leq H_c) \text{ [速度一定領域]} \end{cases} \quad (31)$$

(31)式中の H_c は中間領域を無視した R_t の境界周期に対応する建物の高さであり、第一種地盤 $_1H_c=32$ [m]、第二種地盤 $_2H_c=48$ [m]、第三種地盤 $_3H_c=64$ [m]である。

R_t を建物高さで表したのは、保有水平耐力計算を用いる際の周期算定が主に略算式 $T=0.02H_f$ によることを考慮して、利便を図ったためである。

なお、 R_t を建物高さで表すことに修正法導出のための理論式展開における必然性はなく、建物周期で表した場合についても同様に修正法を導出することが可能である。

3.3 $R_y \propto C_B$ モデルの修正法

(12)、(13)式に(31)式を代入して(32)、(35)式が得られる。

[加速度一定領域]

$${}_1C_{Ba}' = \frac{M_u}{M} \cdot \frac{A}{g} \cdot \sqrt{D_s} \quad (32)$$

保有水平耐力計算の加速度一定領域では(30)式より振動特性係数 $R_t=1$ であることから、地域係数 $Z=1$ 、標準せん断力係数 $C_0=1.0$ としたときの必要ベースシア係数 $C_B=Z \cdot C_0 \cdot R_t \cdot D_s$ は $C_B=D_s$ となる。

表2 部材種別と塑性率、構造特性係数の関係

部材種別	FA	FB	FC	FD
塑性率 μ	4	3	2	2未満
構造特性係数 D_s	0.3	0.35	0.4	—

表3 構造特性係数 D_s と加速度低減率 F_h の値の関係

μ	2	3	4
D_s	0.4	0.35	0.3
$\sqrt{D_s}$	0.632	0.592	0.548
F_h	0.672	0.587	0.545

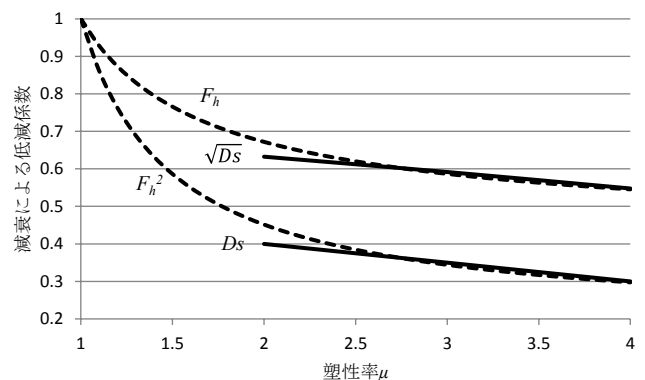


図15 構造特性係数 D_s と加速度低減率 F_h の関係

また $M_u/M \cdot A \doteq g$ である。よって、(32)式中の D_s を保有水平耐力計算における必要ベースシア係数とみなせば、限界耐力計算における必要ベースシア係数との近似式が得られたことになる。

(32)式の適用範囲は、加速度一定領域の条件式である $T_c < T_2$ に(33)式を代入することによって、(34)式で表すことができる。なお(33)式は(5)式に(11)式を代入することで得られる。

$${}_1T_e = 2\pi \sqrt{\frac{R_{y0} \cdot H_e \cdot \mu}{C_{00} \cdot g}} \quad (33)$$

$${}_1\mu < \frac{C_{00} \cdot g}{R_{y0} \cdot H_e} \cdot \left(\frac{T_2}{2\pi}\right)^2 \quad (34)$$

[速度一定領域]

$$\begin{aligned} {}_1C_{Bv}' &= \frac{A \cdot T_2}{2\pi} \cdot \sqrt{\frac{1}{\frac{H_e}{H_t} \cdot H_t \cdot g} \cdot \frac{C_{00}}{R_{y0}} \cdot \frac{M_u}{M}} \cdot \sqrt{\frac{D_s}{\mu}} \\ &= \frac{A \cdot T_2}{2\pi} \cdot \sqrt{\frac{1}{\frac{H_e}{H_t} \cdot g} \cdot \frac{C_{00}}{R_{y0}} \cdot \frac{H_c}{H_t} \cdot \frac{1}{H_c} \cdot \frac{M_u}{M}} \cdot \sqrt{\frac{D_s}{\mu}} \end{aligned} \quad (35)$$

(30)式より、(35)式中の $(H_e/H_t)=R_t$ (速度一定領域)であることから、(36)式が得られる。

$${}_1C_{Bv}' = \frac{A \cdot T_2}{2\pi} \cdot \sqrt{\frac{1}{\frac{H_e}{H_t} \cdot g} \cdot \frac{C_{00}}{R_{y0}} \cdot \frac{1}{H_c} \cdot \frac{M_u}{M}} \cdot \sqrt{R_t \cdot \frac{D_s}{\mu}} \quad (36)$$

保有水平耐力計算の速度一定領域では、 $Z=1$ 、 $C_0=1.0$ としたときの必要ベースシア係数 $C_B=R_t \cdot D_s$ である。よって、(36)式中の $R_t \cdot D_s$ を保有水平耐力計算における必要ベースシア係数とみなせば、限界耐力計算における必要ベースシア係数との近似式が得られたことになる。

(36)式中の適用範囲は、(34)式の不等号を逆にしたものであり、(37)式で表すことができる。

$${}_1\mu \geq \frac{C_{00} \cdot g}{R_{y0} \cdot H_e} \cdot \left(\frac{T_2}{2\pi}\right)^2 \quad (37)$$

3.4 R_y 一定モデルの修正法

式の導出過程での変形は3.3と同様であるので、結果のみを記載する。

[加速度一定領域]

$${}_2C_{Ba}' = \frac{M_u}{M} \cdot \frac{A}{g} \cdot \sqrt{D_s} \quad (38)$$

$${}_2\mu < \frac{g}{R_{y0} \cdot H_e} \cdot \left(\frac{T_2}{2\pi}\right)^2 \cdot {}_2C_{Ba}' \quad (39)$$

[速度一定領域]

$${}_2C_{Bv}' = \frac{M_u}{M} \cdot \left(\frac{A \cdot T_2}{2\pi}\right)^2 \cdot \frac{1}{\frac{H_e}{H_t} \cdot g} \cdot \frac{1}{H_c} \cdot \frac{1}{R_{y0}} \cdot R_t \cdot \frac{D_s}{\mu} \quad (40)$$

$${}_2\mu \geq \frac{g}{R_{y0} \cdot H_e} \cdot \left(\frac{T_2}{2\pi}\right)^2 \cdot {}_2C_{Bv}' \quad (41)$$

3.5 $R_y \propto (1/C_B)$ モデルの修正法

式の導出過程での変形は3.3、3.4と同様であるので、結果のみを記載する。

[加速度一定領域]

$${}_3C_{Ba}' = \frac{M_u}{M} \cdot \frac{A}{g} \cdot \sqrt{D_s} \quad (42)$$

$${}_3\mu < \frac{g}{C_{00} \cdot R_{y0} \cdot H_e} \cdot \left(\frac{T_2 \cdot {}_3C_{Ba}'}{2\pi}\right)^2 \quad (43)$$

[速度一定領域]

$${}_3\mu = \frac{M_u}{M} \cdot \left(\frac{A \cdot T_2}{2\pi}\right)^2 \cdot \frac{1}{\frac{H_e}{H_t} \cdot g \cdot C_{00} \cdot R_{y0}} \cdot \frac{1}{H_c} \cdot R_t \cdot D_s \quad (44)$$

$${}_3\mu > \frac{g}{C_{00} \cdot R_{y0} \cdot H_e} \cdot \left(\frac{T_2 \cdot {}_3C_{Ba}'}{2\pi}\right)^2 \quad (45)$$

前述のとおり、 $R_y \propto (1/C_B)$ モデルではほかの降伏変形角モデルの場合と異なり、速度一定領域において塑性率は一定値となり、ベースシア係数は不定となる。3.4同様に $R_t \cdot D_s$ を保有水平耐力計算における必要ベースシア係数 ${}_3C_{Bv}''$ とみなすと、(46)式が得られる。

$${}_3C_{Bv}'' = \frac{M}{M_u} \cdot \left(\frac{2\pi}{A \cdot T_2}\right)^2 \cdot \frac{H_e}{H_t} \cdot g \cdot C_{00} \cdot R_{y0} \cdot H_c \cdot \mu \quad (46)$$

3.6 3種類の降伏変形角モデルにおける修正法のまとめと考察

等価線形化法に基づく応答値の近似値を、保有水平耐力計算で用いられる構造特性係数と振動特性係数、塑性率で表す。以下ではこの近似した応答値の水平耐力を C_B' とし、この水平耐力を保有水平耐力計算と同様に(47)式で表す。 D_s' 、 R_t' 、 γ は保有水平耐力計算を限界耐力計算に近似する修正構造特性係数、修正振動特性係数、修正係数ということができる。

$$C_B' = \gamma \cdot R_t' \cdot D_s' \quad (47)$$

表4、5、6に「 $R_y \propto C_B$ モデル」、「 R_y 一定モデル」、「 $R_y \propto (1/C_B)$ モデル」の3種類の降伏変形角モデルに対応する D_s' 、 R_t' 、 γ を示す。なお、 R_y 一定モデルについては既に筆者等⁹⁾が示したものであるが、ここで改めて示す。

表4、5、6より D_s 、 R_t と D_s' 、 R_t' の関係が明瞭に判断できる。例えば加速度一定領域ではいずれのモデルでも D_s を $\sqrt{D_s}$ とすることにより近似できる。また速度一定領域では、 $R_y \propto C_B$ モデルでは $R_t' \cdot D_s' = \sqrt{R_t \cdot D_s} / \mu$ とすればよいのに対し、 R_y 一定モデルでは $R_t' \cdot D_s' = R_t \cdot D_s / \mu$ とすればよく、 $R_y \propto (1/C_B)$ モデルでは D_s' は μ のみ関係となり建物高さ H にも影響されない。

以上のように、等価線形化法に基づく必要耐力と保有水平耐力計算の必要耐力との関係性に対して、降伏変形角モデルは大きな影響を及ぼす。限界耐力計算と保有水平耐力計算による必要耐力に大きな差異が生じることが指摘されているが、その差異の要因の一つとして降伏変形角モデルの影響が考えられる。

4. まとめ

本論文では降伏変形角の異なる3種類の降伏変形角モデルを考慮して応答予測式を導き、また「限界耐力計算に基づく応答予測式」を「保有水平耐力計算」に近似させる方法によって、降伏変形角モデルが地震時最大応答評価に与える影響を比較、検討した。以下に得られた知見を示す。本論で得られた成果は保有水平耐力計算など

現行規準の見直し、改定などに資するほか、ベースシアや変形量などを設計クライテリアとする設計などでの適切な強度の設定や、変形量の推定などに資することが出来よう。

- 1) 「 R_y 一定モデル」、 $R_y \propto C_B$ モデル」、「 $R_y \propto (1/C_B)$ モデル」の3種類の降伏変形角モデルについて、応答時のベースシア係数 C_B 、塑性率 μ 、応答変形角 R 、降伏変形角 R_y の関係を明らかにした。
- 2) C_B - μ 関係において、速度一定領域では $R_y \propto 1/C_B$ モデルではベースシア係数に関わらず応答塑性率が一定となり、 $R_y \propto C_B$ モデルでは応答時のベースシア係数は $F_h / \sqrt{\mu}$ に比例し、 R_y 一定モデルでは F_h^2 / μ に比例する。 C_B - R 関係においては各降伏変形角モデルとも加速度一定領域及び速度一定領域の両領域において同一応答時の R に対するベースシア係数は大きく異なり、 $R_y \propto C_B$ モデルの応答は極値をもつ C_B - R 関係となる。以上より、耐震性能を把握するうえで、建物の架構に適した降伏変形角モデルを選択し考察することが重要と言える。
- 3) 3種類の降伏変形角モデルごとの応答予測式を、構造特性係数 D_s を用いて保有水平耐力計算法に近似修正することにより、

表4 $R_y \propto C_B$ モデルの保有水平耐力計算修正法

	加速度一定領域	速度一定領域
修正法	$Ds' = \sqrt{Ds}$	$Ds' = \sqrt{\frac{Ds}{\mu}}$ $R_t' = \sqrt{R_t} \quad \propto 1/\sqrt{H}$ $\gamma = \frac{A \cdot T_2}{2\pi} \cdot \sqrt{\frac{1}{He} \cdot \frac{C_{00}}{R_{y0}} \cdot \frac{1}{Hc} \cdot \frac{Mu}{M}}$
適用範囲	$\mu < \frac{C_{00}}{R_{y0}} \cdot \frac{g}{He} \left(\frac{T_2}{2\pi}\right)^2$	$\mu \geq \frac{C_{00}}{R_{y0}} \cdot \frac{g}{He} \left(\frac{T_2}{2\pi}\right)^2$

表5 R_y 一定モデルの保有水平耐力計算修正法

	加速度一定領域	速度一定領域
修正法	$Ds' = \sqrt{Ds}$	$Ds' = \frac{Ds}{\mu}$ $R_t' = R_t \quad \propto 1/\sqrt{H}$ $\gamma = \left(\frac{A \cdot T_2}{2\pi}\right)^2 \cdot \frac{1}{He} \cdot \frac{1}{R_{y0}} \cdot \frac{1}{Hc} \cdot \frac{Mu}{M}$
適用範囲	$\mu < \frac{C_{00}}{R_{y0}} \cdot \frac{g}{He} \left(\frac{T_2}{2\pi}\right)^2 \cdot C_B$	$\mu \geq \frac{C_{00}}{R_{y0}} \cdot \frac{g}{He} \left(\frac{T_2}{2\pi}\right)^2 \cdot C_B$

表6 $R_y \propto (1/C_B)$ モデルの保有水平耐力計算修正法

	加速度一定領域	速度一定領域
修正法	$Ds' = \sqrt{Ds}$	$Ds' = \mu$ $R_t' = 1$ (高さによらず一定) $\gamma = \frac{M}{Mu} \cdot \left(\frac{2\pi}{A \cdot T_2}\right)^2 \cdot \frac{He}{Ht} \cdot g \cdot C_{00} \cdot R_{y0} \cdot Hc$
適用範囲	$\mu < \frac{g}{C_{00} \cdot R_{y0} \cdot He} \cdot \left(\frac{T_2 \cdot C_B}{2\pi}\right)^2$	$\mu \geq \frac{g}{C_{00} \cdot R_{y0} \cdot He} \cdot \left(\frac{T_2 \cdot C_B}{2\pi}\right)^2$

「限界耐力計算に基づく応答予測式」と「保有水平耐力計算」の応答時のベースシア係数の差異を簡明に示した。加速度一定領域でのベースシア係数においては、どの降伏変形角モデルにおいても構造特性係数 D_s を平方根とすることで近似修正できる。一方、速度一定領域でのベースシア係数は、 $R_y \propto C_B$ モデルでは $\sqrt{D_s / \mu}$ に比例し、 R_y 一定モデルでは D_s / μ に比例し、 $R_y \propto 1/C_B$ モデルでは μ に比例する。

謝辞

本研究は大場彬史氏(株式会社日建設計)から多大なる助言を頂いた。ここに記して謝意を表す。

参考文献

- 1) 日本建築学会：建築物の耐震性能評価手法の現状と課題—限界耐力計算・エネルギー法・時刻歴応答解析—、技報堂、2009
- 2) 久保哲夫：限界耐力計算の現状と課題、建築雑誌、120(1531)、42-43、2005.03.20
- 3) 平石久廣、稲井栄一、和田寿一、福島徹：鉄筋コンクリート造建築物の地震応答と耐震性能評価に関する研究、日本建築学会構造系論文集、No613,pp105-112,2007.3
- 4) 平石久廣、稲井栄一、和田寿一、福島徹：鉄筋コンクリート造建築物の耐震規準における規定の意義とその合理化について、日本建築学会構造系論文集、No622,pp163-166,2007.12
- 5) 建設省告示第1792号：Ds及びFesを算定する方法、1980
- 6) 建築物の構造関係技術基準解説書編集委員会編集：2007年度版建築物の構造関係技術基準解説書、2007.8
- 7) 広沢雅也、山内博之：新しい耐震設計法に基づく建築物の構造計算の実際、季刊カラム、No82,pp5-38,1981.10
- 8) 笠井和彦、伊藤浩資、渡辺厚：等価線形化手法による一質点弾塑性構造の最大応答予測法、日本建築学会構造系論文集、No571,pp53-62,2003.9
- 9) 石山裕二：応答スペクトル法によるベースシア係数について、日本建築学会大会学術講演梗概集、B-1,pp621-622,1987
- 10) 倉本洋、勅使川原正臣、小鹿紀英、五十田博：多層建築物の等価1自由度系縮約法と地震応答予測精度、日本建築学会構造系論文集、No.546,pp79-85,2001.8
- 11) 建設省告示第1457号：Tdi、Bdi、Fh及びGsを計算する方法並びに屋根ふき材など及び外壁などの構造耐力上の安全を確かめるための構造計算の基準を定める件、2000
- 12) 倉本洋：多層建築物における等価1自由度系の地震応答特性と高次モード応答の予測、日本建築学会構造系論文集、No.580,pp61-68,2004.6

(2013年6月7日原稿受理、2013年12月24日採用決定)

保有水平耐力計算と International Building Code の 比較と検討

COMPARISON AND DISCUSSION OF CALCULATION OF LATERAL LOAD CARRYING CAPACITY AND THE INTERNATIONAL BUILDING CODE

大出大輔 ——— * 1 平石久廣 ——— * 2
楠 浩一 ——— * 3

Daisuke ODE ——— * 1 Hisahiro HIRAISHI — * 2
Koichi KUSUNOKI ——— * 3

キーワード:

耐震設計法, 地盤種, 加速度応答スペクトル, 構造特性係数,
耐震性能

Keywords:

Seismic design codes, Class of soil, Design acceleration response
spectrum, Structural characteristic factor, Seismic performance

This paper compares the design concept and factors in the specifications of the seismic design codes of International Building Code used in U.S. and Calculation of Lateral Load Carrying Capacity. The paper also researches the relationship between required strength and response ductility of the buildings designed by two codes. Finally, the paper compares the maximum drift angle based on two patterns of yield drift angle models.

1. はじめに

現在の日本及び米国の建物は、同じような地震動レベルを想定していると考えられる建物であっても構造部材の断面寸法が大きく異なり、建物耐力も異なっており、その差異の根幹である日米両国の耐震規準の比較検討については今日までに多くの研究者によって行われてきた。

例えば嶋津¹⁾は、保有水平耐力計算や International Building Code(以下 IBC とする)などの耐震設計手法を吟味し、それぞれの設計法に基づき設計された建物モデルの耐震性能を比較し、部材断面や層せん断力に大きな違いが生じることを指摘している。また、多田等²⁾は、Uniform Building Code に基づき鉄骨造建物について、応答スペクトルや高さ方向のせん断力分布、建物の靱性能や減衰による低減係数など、耐震規定を構成する各因子について具体的な比較を行い、両国の低減係数や要求耐力の差異を指摘している。

しかしながらこれらの研究は、特定の建物や構造種を例に挙げた限定的な範囲での比較であり、日米の耐震設計法の要求耐力の体系的な差異を明らかにするに至っていない。また、米国基準で定められた低減係数がファーストヒンジを対象としているため、保有水平耐力計算が対象とする保有水平耐力での比較がなされていない。

本研究では日本の耐震設計法である保有水平耐力計算と米国で使用されている中でも汎用性の広い基準である IBC について、各々の耐震設計法から算出される必要ベースシア係数を体系的に比較する。この比較を行うにあたり、各設計法の必要ベースシア係数算出に必要な因子である振動特性係数について、せん断波速度と地盤周期の関係を用いて検討する。同様に主要な構成因子である、建物の靱性能等による低減係数についても、IBC で規定されている低減係数のうち、ファーストヒンジを対象とする低減係数 $1/R$ と、最大耐力を対象とする低減係数 Ω_0/R などを用いて、平石等³⁾の研究を参照にし

て比較を行い、IBC と保有水平耐力計算との低減係数の差異を構造種別に考察する。なお考察にあたっては、保有水平耐力計算と IBC が規定の前提としている強度比例型の降伏変形角モデルとともに、RC 造においてはより一般的と考えられる強度によらず降伏変形角を一定とするモデルについても検討を行い、降伏変形角モデルが両国規準による建物応答評価に及ぼす影響についても検討する。

2. 日米の耐震設計法

2.1 保有水平耐力計算のベースシア係数

保有水平耐力計算におけるベースシア係数は(1)式による。(1)式中の構造特性係数 D_s は建築物の減衰性及び靱性を考慮して、エネルギー一定則に基づき(2)式、図1を拠り所として定められている。また(2)式中の減衰定数 $h=0.05$ とすると、塑性率 μ は(3)式で表される。なお D_s の実体は架構に用いられる構造部材の性状により、鉄筋コンクリートの場合は0.3(靱性大)~0.55(靱性小)の値とされる。

$${}_1C_B = Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot C_0 \cdot D_s \cdot F_{cs} \quad (1)$$

Z : 地域係数 R_t : 振動特性係数 A_i : 層せん断力分布係数
 C_0 : 標準せん断力係数 D_s : 構造特性係数 F_{cs} : 形状係数

$$D_s = \frac{1.5}{(1+10h)\sqrt{2\mu-1}} \left(= \frac{Q_{ur}}{Q_{er}} \right) \quad (2)$$

h : 減衰定数 μ : 塑性率

$$\mu = \frac{1}{2} \left\{ \left(\frac{Q_{ur}}{Q_{er}} \right)^2 + 1 \right\} \quad (3)$$

Q_{er} : 弾性応答せん断力 Q_{ur} : 弾塑性応答せん断力

以下では大地震時の必要ベースシア係数を検討対象とし、保有水平耐力計算のベースシア係数を $Z=1$, $A_i=1$, $C_0=1$, $F_{cs}=1$ とし(4)

¹⁾ 明治大学大学院博士前期課程
(〒214-8571 神奈川県川崎市多摩区東三田 1-1-1)

²⁾ 明治大学理工学部建築学科 教授・工博
(御建築研究所 客員研究員)

³⁾ 横浜国立大学大学院都市イノベーション研究院
建築都市文化専攻 准教授・博士 (工学)

¹⁾ Graduate School of Science and Technology, Meiji Univ.

²⁾ Div. Prof., Dept. of Architecture, School of Science and Technology, Meiji Univ.,
Dr. Eng. (Visiting Research Fellow, Building Research Institute)

³⁾ Assoc. Prof., Institute of Urban Innovation Dept. of Architecture and Urban Culture,
Graduate School of Yokohama National Univ., Dr. Eng.

式とした。

$${}_1C_B = R_f \cdot D_s \quad (4)$$

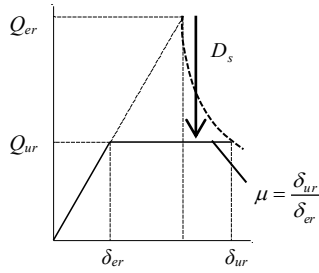


図1 弾塑性モデル

2.2 IBCのベースシア係数

IBCにおけるベースシア係数は加速度応答スペクトルを用いた算定法で、(5)式によって与えられる。

$${}_2C_B = \frac{S_a}{g} \cdot \frac{1}{R} \quad (5)$$

R :応答修正係数 S_a :加速度応答スペクトル g :重力加速度

文献⑥では荷重変形関係と応答修正係数 R 、強度上昇係数 Ω_0 、変形増大係数 C_d の関係が図2によって表される。応答修正係数 R は建築物の材料や架構の保有する靱性能の程度によって、せん断力最大弾性せん断力から初ヒンジ発生時せん断力まで低減する係数であり、(6)式で表される。

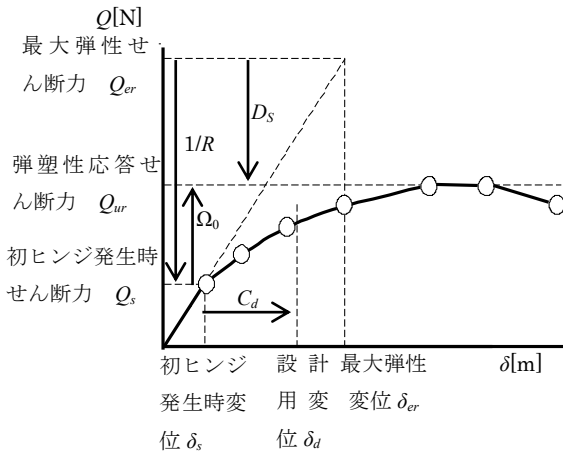


図2 構造特性係数

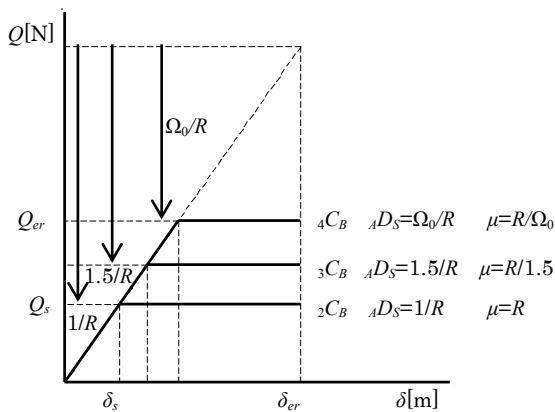


図3 IBCの骨格曲線

$$\frac{1}{R} = \frac{Q_s}{Q_{er}} \left(= \frac{\delta_s}{\delta_{er}} \right) \quad (6)$$

強度上昇係数 Ω_0 は、より安全な設計を行うために特定の条件下で用いる係数で、(7)式で表される。また、変形増大係数 C_d は設計用変位算出時に用いる係数で、(8)式で表される。

$$\Omega_0 = \frac{Q_{ur}}{Q_s} \quad (7)$$

$$C_d = \frac{\delta_d}{\delta_s} \quad (8)$$

文献⑦によると、建物の使用材料がコンクリートのものに、 $R=C_d$ の関係を持つものが多いが、 $R=C_d$ の場合 $\delta_d=\delta_{er}$ となるため、これらの関係をもつものは変位一定則に従う。言い換えればIBC基準は変位一定則を前提として基準の大枠が構成されているということが出来よう。このことから以下ではIBCのベースシア係数算定時に変位一定則の関係を用いる。

次に、IBCの設計ベースシア係数について考察する。以下ではIBCにおいて暗示されている、図3に示す3種類の設計用ベースシア係数を(9)式の形式で表して検討を行う。なお ${}_A D_s$ は建物の靱性能等による低減係数を表す。1つ目は(5)式によって示した ${}_2C_B$ である。 ${}_2C_B$ は(9)式において低減係数 ${}_A D_s=1/R$ とした設計用ベースシア係数で、図2及び(6)式からわかるように、ファーストヒンジ発生時のせん断力を対象としたベースシア係数である。2つ目は(10)式に示す ${}_4C_B$ である。 ${}_4C_B$ は(9)式において低減係数 ${}_A D_s=\Omega_0/R$ とした設計用ベースシア係数で、図2及び(6)式に(7)式を乗じることで得られる(11)式からわかるように、弾塑性応答せん断力を対象としたベースシア係数である。3つ目は(12)式に示す ${}_3C_B$ である。 ${}_3C_B$ は(9)式において低減係数 ${}_A D_s=1.5/R$ とした設計用ベースシア係数で、安全性が求められる建物の設計時に用いられるMCE_G(Maximum Considered Earthquake)の値が通常の加速度応答スペクトルを1.5倍した値であることや、一般にファーストヒンジから最大耐力に達するまでの建物耐力の倍率として1.5倍程度が妥当であると考えられることから定めたベースシア係数である。

$$C_B = \frac{S_a}{g} \cdot {}_A D_s \quad (9)$$

$${}_4C_B = \frac{S_a}{g} \cdot \frac{\Omega_0}{R} \quad (10)$$

$$\frac{\Omega_0}{R} = \frac{Q_{ur}}{Q_s} \quad (11)$$

$${}_3C_B = \frac{S_a}{g} \cdot \frac{1.5}{R} \quad (12)$$

後の章ではこの図3及び(5)、(10)、(12)式に基づいてベースシア係数を計算する。また、いずれの低減係数の取り方も変位一定則に従うため、(13)式の関係が得られる。

$${}_A D_s = \frac{1}{\mu} \quad (13)$$

3. 日米の設計法の比較

3.1 耐震設計法構成因子の比較

各設計法のベースシア係数算定式(4)、(5)、(10)、(12)式を比較す

ると、表1の対応が得られる。

地盤種及び振動特性係数の比較は文献³⁾でも一部同様の手法でなされているが、ここで改めて地盤種及び振動特性係数を比較する。日本の地盤種は(14)式による地盤周期 T_G を用いて、表2より得られる。

表1 各設計法の要素比較

	地震力の係数	靱性能等による低減係数
1 C_B	R_I	D_S
2 C_B	S_a/g	1/R
3 C_B	S_a/g	1.5/R
4 C_B	S_a/g	Ω_0/R

表2 地盤種別と地盤周期

地盤種	地盤性状	地盤周期 T_G
第一種地盤	良好な洪積地盤、岩盤	$T_G \leq 0.2$
第二種地盤	1,3に属さない洪積、沖積地盤	$0.2 < T_G \leq 0.75$
第三種地盤	沖積地盤のうち軟弱地盤	$0.75 < T_G$

表3 IBCのSite class

Site Class	地盤	表層30mの平均性状		
		せん断波速度 V_s ft/sec (m/sec)	N値	未排水土質のせん断強度 S_u psf (kN/m ²)
A	強固な岩盤	$5000 < V_s$ (1524 < V_s)	N/A	N/A
B	岩盤	$2500 < V_s \leq 5000$ (762 < $V_s \leq 1524$)	N/A	N/A
C	非常に密度の高い土質地盤 あるいはやわらかい岩盤	$1200 < V_s \leq 2500$ (366 < $V_s \leq 762$)	$50 < N$	$2000 < S_u$ (95.76 < S_u)
D	硬い土質地盤	$600 < V_s \leq 1200$ (183 < $V_s \leq 366$)	$15 < N \leq 50$	$1000 < S_u \leq 2000$ (47.88 < $S_u \leq 95.76$)
E	軟弱地盤	$V_s \leq 600$ ($V_s \leq 183$)	$N \leq 15$	$S_u \leq 1000$ ($S_u \leq 47.88$)
F		3m以上の厚さの地盤が下記の性状を全て有する場合 ・塑性指数PI>20 ・含水率 $w \geq 40$ ・未排水土質のせん断強度 $S_u < 500$ psf (23.94kN/m ²) 下記の何れかの性状を有する地盤 ・液化が予測される地盤、鋭敏比の高い粘土地盤、崩壊が予測される軟弱なコンクリート地盤等 ・泥炭かつあるいは有機分を含むクレイで厚さ10ft(3.048m)以上 ・非常に塑性な地盤 PI>75の厚さ25ft(7.62m)以上 ・非常に厚い軟い/中程度に硬い粘土層で厚さ100ft(30.48m)以上		

Site

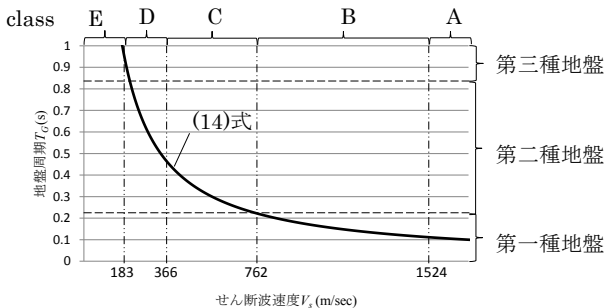


図4 地盤周期とせん断波速度

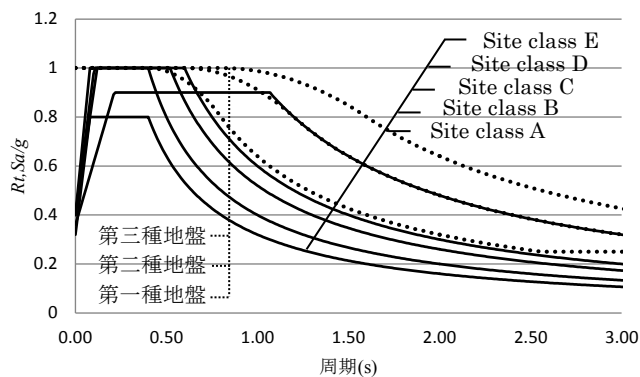


図5 地震係数の比較

$$T_G = \sqrt{32 \sum_{i=1}^n \left\{ h_i \cdot \left(\frac{H_{i-1} + H_i}{2} \right) / V_{si}^2 \right\}} \quad (14)$$

n : 基礎から基礎底面までの間の層の数

H_i : 建築物の基礎底面あるいは剛強な杭の支持層面から i 層下面までの深さ(m)

V_{si} : i 層のせん断波速度(m/sec)

h_i : i 層の厚さ(m)

一方でIBCによる地盤種は表3による。表2,3より、両国の地盤種は主にせん断波速度によって区分されていることがわかる。そこで(14)式と表2,3の関係を用いて両国の地盤種とせん断波速度の関係を表したものが、図4である。このときIBCのせん断波速度の単位がft/secのため、1ft/sec=0.3048m/secとして計算した。両国の地盤種別のせん断波速度と地盤周期による領域及び(14)式の曲線の関係から両国の地盤種の対応が把握できる。この図によると、第一種地盤はSite class AもしくはB相当、第二種地盤はSite class CもしくはD相当、第三種地盤はSite class DもしくはEに相当するという関係が得られる。

また保有水平耐力計算の振動特性係数及びIBCの加速度応答スペクトルを重力加速で除したものと建物周期の関係を図5に表す。なおIBCのスペクトルは米国の都市において、地震頻度の多いSAN FRANCISCOなどに相当するものである。また日本でも広く用いられている地震波が観測されたEL CENTROも同等の値である。この図では第一種地盤はSite class Dと、第二種地盤はSite class Eとよい対応を示す。図4による地盤種の対応関係と比較すると、同等のせん断波速度に区分される地盤種における R_I もしくは S_a/g では、日本の R_I が大きい値をとる傾向がある。なお本論文では、文献³⁾でも言及されている第二種地盤とSite class Eの R_I 及び S_a/g を用いて諸計算を行う。

各設計法の低減係数と塑性率の関係を図6に表す。なお、 D_S は文献⁴⁾を参考に表4の値を、 $A D_S$ は(13)式の値を用いた。塑性率の小さい範囲では $A D_S$ が大きい、塑性率の大きい範囲では D_S が大きい値となることがわかる。

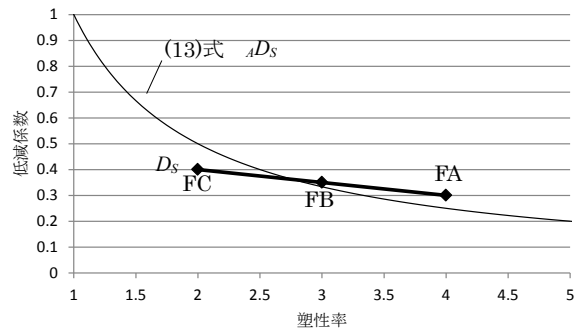


図6 低減係数と塑性率の関係

表4 部材種別と塑性率、構造特性係数の関係

部材種別	FA	FB	FC	FD
塑性率 μ	4	3	2	2未満
構造特性係数 D_S	0.3	0.35	0.4	—

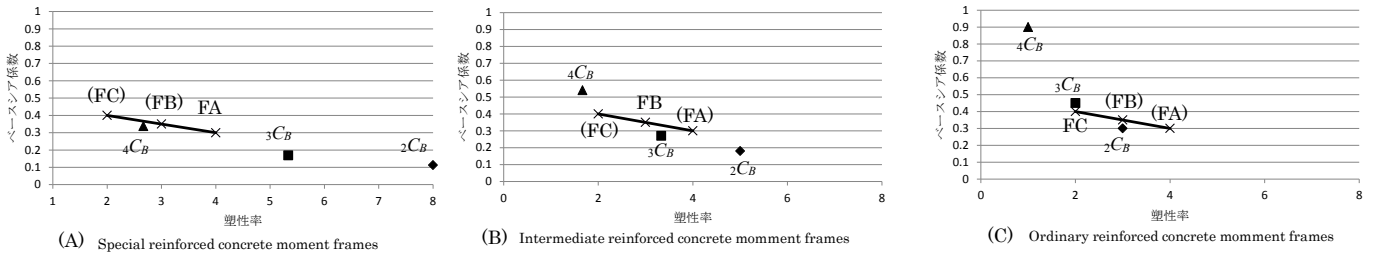


図7 ベースシア係数の日米比較

表5 各構造種の R 、 Ω_0 、 C_d

	R	Ω_0	C_d
Special reinforced concrete moment frames	8	3	5
Intermediate reinforced concrete moment frames	5	3	4.5
Ordinary reinforced concrete moment frames	3	3	2.5

3.2 IBCと保有水平耐力計算の必要ベースシア係数の比較

図5に示す加速度応答スペクトルのSite class Eの加速度一定領域に対応する値($S_a=8.82[m/s^2]$ 、 $g=9.8[m/s^2]$)を(5)、(10)、(12)式に代入して、IBCの一部の構造種における R 、 Ω_0 の値を代入して得られるベースシア係数とそのときの図3による塑性率の関係をプロットしたものが図7である。図中の直線は、保有水平耐力計算の要求耐力を部材種別に表しており、(4)式と表4の D_s の値を用いて、 R_y は加速度一定領域の値($R_y=1$)として求めた。図7で例示した構造種の R 、 Ω_0 、 C_d を表5に示す。IBCの(A)Special reinforced concreteは、保有水平耐力計算で靱性能のある建物に適用される部材種FAを用いた架構に対応すると考えられ、IBCの要求耐力を ${}_2C_B$ で規定すると部材種FAを用いた架構の必要ベースシア係数の約1/3のベースシア係数を要求し、塑性率は約2倍大きくなる。(A)の架構で、IBCの要求耐力を ${}_3C_B$ で規定すると、部材種FAを用いた架構の必要ベースシア係数の約2/3の値となり、塑性率は約1.3倍大きくなる。一方IBCの要求耐力を ${}_4C_B$ で規定するとFAを用いた架構の要求耐力と同等となるが、塑性率は約2/3となる。一方で図8の(B)Intermediate reinforced concrete moment framesの架構の要求耐力を日本の部材種FBを用いた架構の要求耐力と、(C)Ordinary reinforced concrete moment framesの架構の要求耐力を日本の部材種FCの要求耐力と比較すると、 ${}_3C_B$ が保有水平耐力計算と同等の要求耐力及び塑性率をとる傾向がある。

3.3 降伏変形角モデルの影響

前述の検討及び結果は、エネルギー一定則及び変位一定則を用いて行ったものである。これらの法則は降伏変形角が建物強度に比例する降伏変形角モデル(図8-(1)参照)に基づいたものである。一方で文献⁴⁾では純ラーメンのRC造では実状に近い R_y 一定モデル(降伏変形角が水平耐力の大きさに拘らず一定であるモデル、図8-(2)参照)を用いて検討を行っている。そこで、この2種類の降伏変形角モデルを用いて両国の要求ベースシア係数と応答変形角を算出し、2種類の降伏変形角モデルが応答変形角の評価に与える影響を明らかにする。

IBC設計法における(9)式は図4に示した通り、(13)式の関係を用いて(15)式で表すことができる。

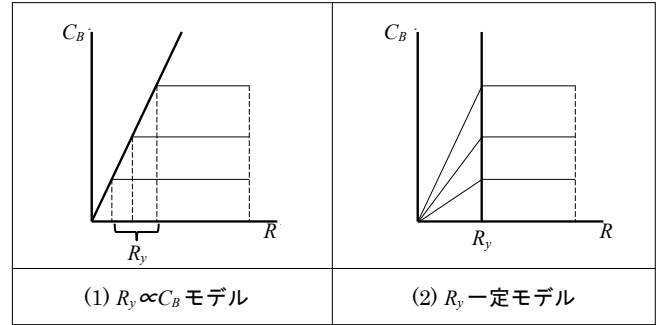


図8 降伏変形角モデル

$$C_B = \frac{S_a}{g} \cdot \frac{1}{\mu} \quad (15)$$

また、(16)式で表される塑性率を(15)式に代入することにより、(17)式が得られる。ここで、 R_y は降伏変形角、 R_R は応答変形角を表す。

$$\mu = \frac{R_R}{R_y} \quad (16)$$

$$C_B = \frac{S_a}{g} \cdot \frac{R_y}{R_R} \quad (17)$$

ここで、(17)式中の降伏変形角 R_y は図8の降伏変形角モデルごとに定まる係数とする。 $R_y \propto C_B$ モデルの降伏変形角 ${}_1R_y$ を(18)式、 R_y 一定モデルの降伏変形角 ${}_2R_y$ を(19)式に示す。なお、 R_{y0} は基準となる降伏変形角、 C_{00} は R_{y0} に対応するベースシア係数である。本論文では「降伏変形角 $R_y=1/120$ のときにベースシア係数 $C_B=0.3$ 」が標準的な架構であると考え、 $R_{y0}=1/120$ 、 $C_{00}=0.3$ と設定して以下の検討を行った。

$${}_1R_y = \frac{C_B}{C_{00}} R_{y0} \quad (18)$$

$${}_2R_y = \text{const}(=R_{y0}) \quad (19)$$

(18)、(19)式を(17)式の R_y に代入することで、 $R_y \propto C_B$ モデルの耐震性能を表す(20)式、 R_y 一定モデルの要求ベースシア係数 ${}_2C_B$ を表す(21)式が得られる。この両式から得られる両降伏変形角モデルの要求ベースシア係数と応答変形角の関係を表したものが図9である。(20)式は変位一定則に従うため、ベースシア係数によらず応答変形角が一定である。要求ベースシア係数が C_{00} のとき両モデルは同じ復元力特性となる。 $C_B > C_{00}$ の場合、 $R_y \propto C_B$ モデルが大きい応答変形角となり、 $C_B < C_{00}$ の場合、 R_y 一定モデルが大きい応答変形角となる。なお、両降伏変形角モデルの応答変形角の差異は(18)、(19)式より(22)式で表されることから、このような差異が生じる。また塑性率は両モデルとも(13)式の関係を用いて、低減係数の逆数とした。

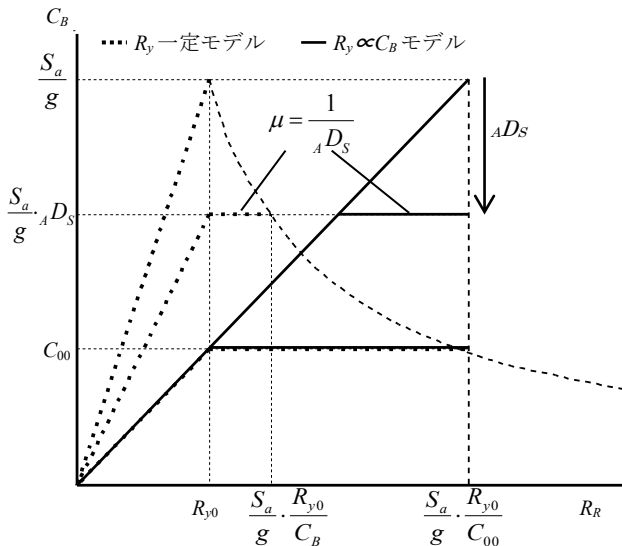


図9 C_B - R_R 関係

$$C_{00} = \frac{S_a}{g} \cdot \frac{R_{y0}}{R_R} \quad (20)$$

$$C_B = \frac{S_a}{g} \cdot \frac{R_{y0}}{R_R} \quad (21)$$

$$\frac{1}{2} \frac{R_R}{R_R} = \frac{1}{2} \frac{R_R \cdot \mu}{R_R \cdot \mu} = \frac{C_B}{C_{00}} \quad (22)$$

以上の2種類の降伏変形角モデルを考慮して、(5)、(10)、(12)、(20)、(21)式を用いて表5に示したIBCの架構のベースシア係数と応答変形角の関係を図10に示す。 R_y 一定モデルの応答変形角の値は(A)、(B)、(C)の3種類の架構や $2C_B$ 、 $3C_B$ 、 $4C_B$ の3種類の要求レベルに拘らず一定となる。一方で $R_y \propto C_B$ モデルでは架構の種類や要求レベルの違いにより、応答変形角が異なる。また、(A)の架構では $4C_B$ が、(B)の架構では $3C_B$ が、(C)の架構では $2C_B$ が2種類の降伏変形角モデルでよい対応を示す。これは図10及び(22)式で示した通り、要求ベースシア係数が C_{00} となるとき2種類の降伏変形角モデルが同じ骨格曲線となることに起因する。本論文では前述の通り、 $C_{00}=0.3$ として諸計算を行ったため、要求ベースシア係数が0.3付近の耐震性能を示すものは、応答変形角は降伏変形角モデルの違いによる差異が生じにくい。

次に保有水平耐力計算についても降伏変形角モデルによる応答の差異を検討する。 $R_y \propto C_B$ モデルの保有水平耐力計算のベースシア係数と応答変形角の値は、(4)式中の R_f を加速度一定領域の値($R_f=1$)として、表4の値と(16)、(18)式から表6によって与えられる。また、 R_y 一定モデルで算出したベースシア係数と応答変形角の値を表7に

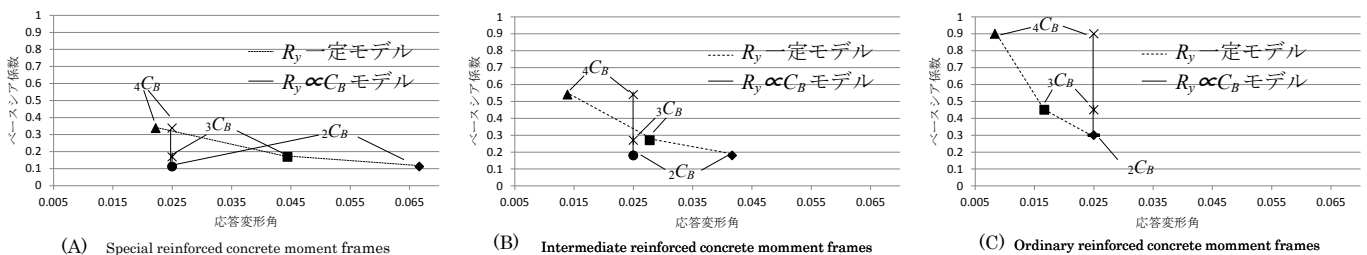


図10 IBCの降伏変形角モデルごとの C_B - R_R 比較

表6 保有水平耐力計算の耐震性能($R_y \propto C_B$ モデル)

部材種別	FA	FB	FC
塑性率 μ	4	3	2
構造特性係数 $D_S(=C_B)$	0.3	0.35	0.4
降伏変形角 R_y	1/120	1/103	1/90
応答変形角 R_R	1/30	1/34	1/45

表7 保有水平耐力計算の耐震性能(R_y 一定モデル)

部材種別	FA	FB	FC
塑性率 μ	4	3	2
構造特性係数 $D_S(=C_B)$	0.3	0.35	0.4
降伏変形角 R_y	1/120	1/120	1/120
応答変形角 R_R	1/30	1/40	1/60

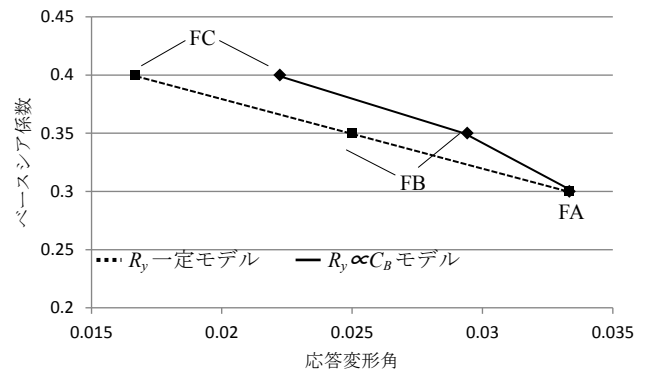


図11 保有水平耐力計算の降伏変形角モデルごとの C_B - R_R 比較

示す。表6と同様に(4)、(19)式及び表4の値を用いて算出した。この値を比較したものが図11である。前述の通り、 $C_{00}=0.3$ として諸計算を行ったため、要求ベースシア係数が0.3となる部材種FAを用いた架構では降伏変形角モデルの違いによる応答変形角の差異が生じない。 C_{00} は任意に定める係数であることから、図11によって、一概に $R_y \propto C_B$ モデル応答変形角 $1R_R$ が R_y 一定モデルの応答変形角 $2R_R$ よりも大きくなるとは言えず、両降伏変形角モデルによる応答変形角の差異は、やはり(22)式の関係で与えられる。

また、保有水平耐力計算とIBCの $R_y \propto C_B$ モデルの各々の要求ベースシア係数と応答変形角の関係を図12に示す。保有水平耐力計算では靱性能の大きい架構ほど、要求ベースシア係数が小さくなり、応答変形角は大きくなる。一方でIBCでは靱性能の大きい架構ほど要求ベースシア係数は小さくなるが、応答変形角は常に一定となる。図7の C_B - μ 関係では、IBCの要求耐力を $3C_B$ とすることで、日米のベースシア係数と塑性率は比較的良好な対応を示したが、図12ではベースシア係数は図7同様の対応がとれるが、応答変形角は日米で大きく異なる。これは保有水平耐力計算で用いられる構造特性係数 D_S

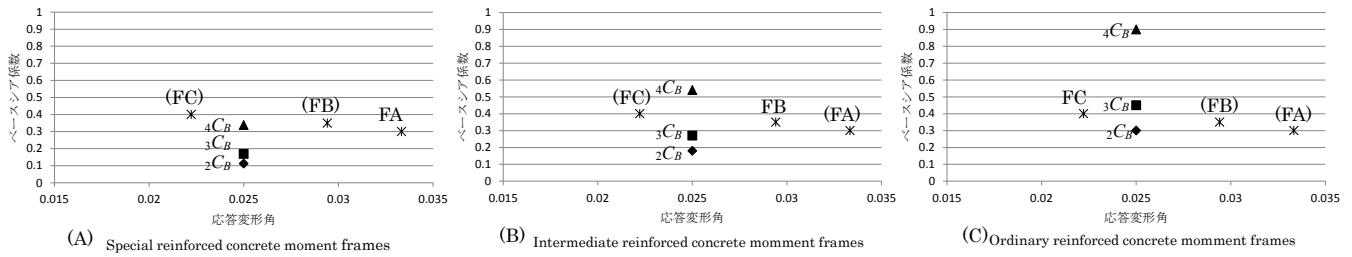


図 12 $R_y \propto C_B$ モデルの C_B-R_R の日米比較

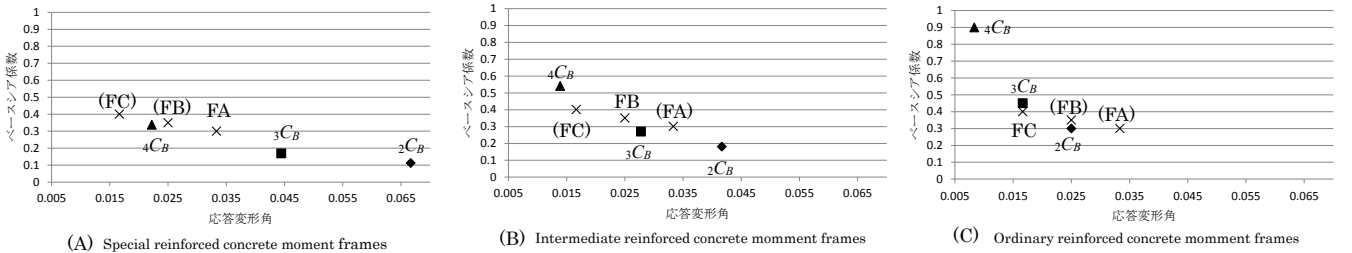


図 13 R_y 一定モデルの C_B-R_R の日米比較

がエネルギー一定則に基づき定められているのに対し、IBC の低減係数 $4D_S$ を変位一定則に基づき設定したことに起因する。

次に保有水平耐力計算と IBC の R_y 一定モデルの各々の要求ベースシア係数と応答変形角の関係を図 13 に示す。 R_y 一定モデルでは一定の降伏変形角に図 7 同様の塑性率を乗じて応答変形角を算出しているため、図 7 同様の日米の対応関係が得られる。

4. まとめ

本論では日本と米国の耐震設計法における諸要素の比較、ならびに各設計法の要求する耐震性能の比較を行い、以下の知見を得た。

- ① 日本と IBC の地盤種はせん断波速度によって比較することができ、第一種地盤は Site class D と、第二種地盤は Site class E と、それぞれよい対応を示す。またこのせん断波速度の対応に基づいて振動特性係数と加速度応答スペクトルを比較すると、日本の振動特性係数が大きくなる傾向がある。
- ② 架構の保有する靱性能を考慮した低減係数を日米で比較すると、保有水平耐力計算で用いられる D_S と IBC の変位一定則に従った $4D_S$ は、塑性率の小さい範囲では $4D_S$ が、塑性率の大きい範囲では D_S がそれぞれ大きい値をとる。
- ③ 日本の保有水平耐力計算と IBC の各々の要求ベースシア係数と塑性率の関係を比較すると、保有水平耐力計算で部材種 FA を用いた架構に相当すると考えられる IBC の中でも靱性能の大きい Special reinforced concrete moment frames の架構は、IBC の低減係数を Ω_0/R とすると要求ベースシア係数ではほぼ同等な値となり、塑性率は保有水平耐力計算の 2/3 程度となる。IBC の低減係数を $1.5/R$ とすると保有水平耐力計算の要求ベースシア係数の 2/3 程度となり、塑性率は 1.3 倍程度となる。IBC の低減係数を $1/R$ とすると保有水平耐力計算の要求ベースシア係数の 1/3 程度となり、塑性率は 2 倍程度となる。その他の構造種別においては、低減係数を $1.5/R$ とした IBC の要求耐力が日本の要求耐力及び塑性率と比較的よい対応を示す。
- ④ 異なる 2 種類の降伏変形角モデルによる応答変形角の差異は (22) 式で表され、要求ベースシア係数が両降伏変形角モデルで同一に設定した降伏変形角 R_{y0} に対応するベースシア係数 C_{00} の付

近では、日米両規準共に応答変形角にはほとんど差異が生じない。また日本の保有水平耐力計算と IBC の各々の要求ベースシア係数と応答変形角の関係を比較すると、 $R_y \propto C_B$ モデルの場合、保有水平耐力計算と IBC とで、応答変形角に大きな差異が生じる。一方で R_y 一定モデルの場合、応答変形角についても③で述べたベースシア係数と塑性率の関係と同様の日米の対応関係が得られる。

参考文献

- 1) 嶋津孝之：日米の両建築耐震設計法，コンクリート工学，Vol44，No8，pp.16-22，2006.8
- 2) 嶋津孝之：日米 12 層事務所建築の両耐震設計例の比較，コンクリート工学，Vol44，No11，pp.3-9，2006.11
- 3) Motohide Tada, Tomonori Fukui, Masayoshi Nakashima, Charles W. Roeder : Comparison of Strength Capacity for Steel Building Structures in the United states and Japan, Earthquake Engineering and Engineering Seismology, vol.4, Num.1, Sep 2003, pp.37-49
- 4) 平石久広, 稲井栄一, 和田寿一, 福島徹：鉄筋コンクリート造建築物の地震応答と耐震性能評価に関する研究，日本建築学会構造系論文集，第 613 号，pp.105-112，2007.3
- 5) American Society of Civil Engineers : Minimum Design Loads for Buildings And Other Structures, Sei/asce 7-10
- 6) FEMA : 2009 NEHRP RECOMMENDED SEISMIC PROVISIONS FOR NEWBUILDINGS AND OTHER STRUCTURES
- 7) Edoardo M. Marino, Masayoshi Nakashima, Khalid M. Mosalam : Comparison of European and Japanese seismic design of steel building structures, Engineering Structures 27 (2005) 827-840
- 8) INTERNATIONAL CODE COUNCIL : 2012 INTERNATIONAL BUILDING CODE
- 9) 建築物の構造関係技術基準解説書編集委員会編集：2007 年度版建築物の構造関係技術基準解説書，2007.8

[2013 年 10 月 16 日原稿受理 2013 年 12 月 11 日採用決定]

変形規定型設計法に関する研究

STUDY ON A DESIGN METHOD THAT DEFINING THE RESPONSE DEFORMATION AS TARGET DESIGN INDEXES

高橋加南 — * 1 平石久廣 — * 2
大出大輔 — * 1 小橋祐人 — * 3
稲井栄一 — * 4

Kanan TAKAHASHI — * 1 Hisahiro HIRAISHI — * 2
Daisuke ODE — * 1 Yuto KOBASHI — * 3
Eiichi INAI — * 4

キーワード：
設計法, 限界耐力計算, 等価線形化法, 鉄筋コンクリート構造

Keywords:
Design method of building, Calculation of response and limit strength, Equivalent linearization method, Reinforced concrete

This paper proposes a detailed design method which defines response deformation of buildings as the target design index. In the design, the required base shears corresponding to design deformations for the moderate and severe earthquakes are estimated by the response calculation formulas based on the dynamic theory. Then, the paper examines the obtained restoring force characteristics by the time history response analysis, in order to verify the appropriateness of the proposed design method. It is proved that the proposed method excellently satisfies the target design deformations.

1. はじめに

著者らは、限界耐力計算法をベースとして一質点系建物における地震時の応答値と必要強度の関係を一義的に表す式（以下、応答算定式と呼ぶ）を示し、それらを用いた新しい設計法の提案を行っている^{1), 2), 3)}。

この設計法とは、建物変形を指標としたものであり、地震時に想定する変形（以下、設計変形と呼ぶ）を設定し、その設計変形以内に地震時応答を収めるために必要な強度（以下、必要強度と呼ぶ）を応答算定式から求め、地震時の応答を所定の変形に収めることを可能とするものである。以下この設計法を変形規定型設計法と呼ぶ。

本論文では文献³⁾で示した変形規定型設計法概念をさらに具体的な設計フローとして示し、それを基に地震時の応答を所定の変形に収めることが可能となるような復元力特性（以下、目標復元力特性と呼ぶ）の設定例を示した。また、このような目標復元力特性を有する一質点系モデルの地震応答解析を行い、地震時の応答変形が設計変形を満足していることを確認した。

2. 応答算定式

等価線形化法における荷重変形関係より、等価剛性を用いて(2.1)式のように、等価周期 T_c が求められる。

$$T_c = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \sqrt{\frac{RH_u}{C_B}} \quad \dots(2.1)$$

ここで、 g : 重力加速度、 R : 応答変形角、 H_u : 有効高さ、 C_B : ベースシア係数である。

また、一質点系建物のベースシア係数を (2.2)式より求めることができる。

$$C_B = \frac{1}{g} \cdot S_0 \cdot G_S \cdot F_h \quad \dots(2.2)$$

ここで、 S_0 : 標準加速度応答スペクトル、 G_S : 地盤増幅係数、 F_h : 加速度低減係数である。 S_0 、 G_S は定数または等価周期 T_c の関数であり、 F_h は塑性率 μ の関数として建築基準法施行令および告示で与えられている。

(2.2)式に(2.1)式および S_0 、 G_S を定数または T_c の関数として、 F_h を μ の関数として代入するとベースシア係数 C_B と応答変形角 R の関係式が得られる。これらの式を整理することで、応答変位から必要強度を一義的に算出できる応答算定式を得る。文献^{2), 3)}において示されたこれらの応答算定式を表 2.1~表 2.4 にまとめる。表中の $\alpha_1 \sim \alpha_3$ 、 $C_1 \sim C_3$ 、は(2.3)式~(2.8)式による。

$$\alpha_1 = \frac{G_{S2}}{0.8T_2} \quad \dots(2.3) \quad \alpha_2 = \frac{G_{S1} - G_{S2}}{0.8(T_1 - T_2)} \quad \dots(2.4)$$

$$\alpha_3 = \frac{G_{S1} - 1}{1/1.2T_1 - 0.1} \quad \dots(2.5)$$

$$C_1 = G_{S2} - 0.8 \cdot \frac{G_{S1} - G_{S2}}{0.8(T_1 - T_2)} T_2 \quad \dots(2.6)$$

$$C_2 = G_{S1} \quad \dots(2.7)$$

$$C_3 = G_{S1} - \frac{G_{S1} - 1}{1/1.2T_1 - 0.1} \cdot \frac{1}{1.2T_1} \quad \dots(2.8)$$

¹⁾ 明治大学大学院理工学研究科建築学専攻 博士前期課程 (〒214-8571 川崎市多摩区東三田 1-1-1)

²⁾ 明治大学理工学部建築学科 教授・工博 (副建築研究所客員研究員)

³⁾ 三井住友建設(株)

⁴⁾ 山口大学大学院理工学研究科 教授・博士 (工学)

¹⁾ Graduate School of Science and Technology, Meiji Univ.

²⁾ Prof., Dept. of Architecture, School of Science and Technology, Meiji Univ., Dr. Eng. (Visiting Research Fellow, Building Research Institute)

³⁾ Sumitomo Mitsui Construction Co., Ltd.

⁴⁾ Prof., Graduate School of Science and Eng., Yamaguchi Univ., Dr. Eng.

ここで、 G_{Si} : i 次固有周期に対する増幅係数、 T_i : 表層地盤の i 次固有周期である。

また、 F_h は(2.9)式で与えられ、中地震時においては特別な場合を除き、建物の減衰定数 $h=0.05$ とする。

$$F_h = \frac{1.5}{1+10h} \quad \dots(2.9)$$

大地震時においては(2.10)式、(2.11)式を(2.9)式に代入し、 R と降伏変形角 R_y を用いた(2.12)式より求める。

$$h = 0.25 \left(1 - \frac{1}{\sqrt{\mu}} \right) + 0.05 \quad \dots(2.10) \quad \mu = \frac{R}{R_y} \quad \dots(2.11)$$

$$F_h = \frac{1.5\sqrt{R}}{4\sqrt{R} - 2.5\sqrt{R_y}} \quad \dots(2.12)$$

G_S の算出に、地盤種別による簡便な算出法 (以下、簡略法) を用いた中地震時の応答算定式を表 2.1 に、大地震時のものを表 2.2 に示す。表層地盤の特性から求める算出法 (以下、精算法) を用いた中地震時の応答算定式を表 2.3、大地震時のものを表 2.4 に示す。なお、周期 0.16 秒以下の範囲については、塑性化を前提とした本研究においては実用性が低いことから表記を省略した。

表 2.1 応答算定式 (中地震時・簡略法)

【第一種地盤】	
$(0.16 \leq T_e < 0.576)$	$(0.576 \leq T_e)$
$C_b = \frac{1}{g} \cdot 2.4F_h \quad \dots(2.13)$	$C_b = \frac{1}{g} \cdot \left(\frac{1.3824F_h}{2\pi\sqrt{RH_u}} \right)^2 \quad \dots(2.14)$
【第二種地盤】	
$(0.16 \leq T_e < 0.864)$	$(0.864 \leq T_e)$
$C_b = \frac{1}{g} \cdot 2.4F_h \quad \dots(2.15)$	$C_b = \frac{1}{g} \cdot \left(\frac{2.0736F_h}{2\pi\sqrt{RH_u}} \right)^2 \quad \dots(2.16)$
【第三種地盤】	
$(0.16 \leq T_e < 1.152)$	$(1.152 \leq T_e)$
$C_b = \frac{1}{g} \cdot 2.4F_h \quad \dots(2.17)$	$C_b = \frac{1}{g} \cdot \left(\frac{2.7648F_h}{2\pi\sqrt{RH_u}} \right)^2 \quad \dots(2.18)$

表 2.2 応答算定式 (大地震時・簡略法)

【第一種地盤】	
$(0.16 \leq T_e < 0.576)$	$(0.576 \leq T_e)$
$C_b = \frac{1}{g} \cdot 12F_h \quad \dots(2.19)$	$C_b = \frac{1}{g} \cdot \left(\frac{6.912F_h}{2\pi\sqrt{RH_u}} \right)^2 \quad \dots(2.20)$
【第二種地盤】	
$(0.16 \leq T_e < 0.864)$	$(0.864 \leq T_e)$
$C_b = \frac{1}{g} \cdot 12F_h \quad \dots(2.21)$	$C_b = \frac{1}{g} \cdot \left(\frac{10.368F_h}{2\pi\sqrt{RH_u}} \right)^2 \quad \dots(2.22)$
【第三種地盤】	
$(0.16 \leq T_e < 1.152)$	$(1.152 \leq T_e)$
$C_b = \frac{1}{g} \cdot 12F_h \quad \dots(2.23)$	$C_b = \frac{1}{g} \cdot \left(\frac{13.824F_h}{2\pi\sqrt{RH_u}} \right)^2 \quad \dots(2.24)$

表 2.3 応答算定式 (中地震時・精算法)

$(0.16 \leq T_e < 0.64)$ かつ、 $(T_e \leq 0.8T_1)$	$C_b = \frac{1}{g} \cdot \left(\sqrt[3]{1.6\alpha_s F_h \cdot 2\pi\sqrt{RH_u}} \right)^2 \quad \dots(2.25)$
$(0.16 \leq T_e < 0.64)$ かつ、 $(0.8T_1 < T_e \leq 0.8T_1)$	$C_b = \frac{1}{g} \cdot \left(\sqrt[3]{\frac{1}{2} \cdot 1.6\alpha_s F_h \cdot 2\pi\sqrt{RH_u} + \sqrt{\left(\frac{1}{2} \cdot 1.6\alpha_s F_h \cdot 2\pi\sqrt{RH_u}\right)^2 - \left(\frac{1}{3} \cdot 1.6C_s F_h\right)^3}} + \sqrt[3]{\frac{1}{2} \cdot 1.6\alpha_s F_h \cdot 2\pi\sqrt{RH_u} - \sqrt{\left(\frac{1}{2} \cdot 1.6\alpha_s F_h \cdot 2\pi\sqrt{RH_u}\right)^2 - \left(\frac{1}{3} \cdot 1.6C_s F_h\right)^3}} \right)^2 \quad \dots(2.26)$
$(0.16 \leq T_e < 0.64)$ かつ、 $(0.8T_1 < T_e \leq 1.2T_1)$	$C_b = \frac{1}{g} \cdot 1.6C_s F_h \quad \dots(2.27)$
$(0.16 \leq T_e < 0.64)$ かつ、 $(1.2T_1 < T_e)$	$C_b = \frac{1}{g} \cdot \frac{1}{4} \cdot \left(\frac{1.6\alpha_s F_h}{2\pi\sqrt{RH_u}} + \sqrt{\left(\frac{1.6\alpha_s F_h}{2\pi\sqrt{RH_u}}\right)^2 + 4 \cdot 1.6C_s F_h} \right)^2 \quad \dots(2.28)$
$(0.64 \leq T_e)$ かつ、 $(T_e \leq 0.8T_1)$	$C_b = \frac{1}{g} \cdot 1.024\alpha_s F_h \quad \dots(2.29)$
$(0.64 \leq T_e)$ かつ、 $(0.8T_1 < T_e \leq 0.8T_1)$	$C_b = \frac{1}{g} \cdot \frac{1}{4} \cdot \left(\frac{1.024C_s F_h}{2\pi\sqrt{RH_u}} + \sqrt{\left(\frac{1.024C_s F_h}{2\pi\sqrt{RH_u}}\right)^2 + 4 \cdot 1.024\alpha_s F_h} \right)^2 \quad \dots(2.30)$
$(0.64 \leq T_e)$ かつ、 $(0.8T_1 < T_e \leq 1.2T_1)$	$C_b = \frac{1}{g} \cdot \left(\frac{1.024C_s F_h}{2\pi\sqrt{RH_u}} \right)^2 \quad \dots(2.31)$
$(0.64 \leq T_e)$ かつ、 $(1.2T_1 < T_e)$	$C_b = \frac{1}{g} \cdot \left(\frac{1.024C_s F_h \cdot 2\pi\sqrt{RH_u}}{1.024\alpha_s F_h - (2\pi\sqrt{RH_u})^2} \right)^2 \quad \dots(2.32)$

表 2.4 応答算定式 (大地震時・精算法)

$(0.16 \leq T_e < 0.64)$ かつ、 $(T_e \leq 0.8T_1)$	$C_b = \frac{1}{g} \cdot \left(\sqrt[3]{8\alpha_s F_h \cdot 2\pi\sqrt{RH_u}} \right)^2 \quad \dots(2.33)$
$(0.16 \leq T_e < 0.64)$ かつ、 $(0.8T_1 < T_e \leq 0.8T_1)$	$C_b = \frac{1}{g} \cdot \left(\sqrt[3]{\frac{1}{2} \cdot 8\alpha_s F_h \cdot 2\pi\sqrt{RH_u} + \sqrt{\left(\frac{1}{2} \cdot 8\alpha_s F_h \cdot 2\pi\sqrt{RH_u}\right)^2 - \left(\frac{1}{3} \cdot 8C_s F_h\right)^3}} + \sqrt[3]{\frac{1}{2} \cdot 8\alpha_s F_h \cdot 2\pi\sqrt{RH_u} - \sqrt{\left(\frac{1}{2} \cdot 8\alpha_s F_h \cdot 2\pi\sqrt{RH_u}\right)^2 - \left(\frac{1}{3} \cdot 8C_s F_h\right)^3}} \right)^2 \quad \dots(2.34)$
$(0.16 \leq T_e < 0.64)$ かつ、 $(0.8T_1 < T_e \leq 1.2T_1)$	$C_b = \frac{1}{g} \cdot 8C_s F_h \quad \dots(2.35)$
$(0.16 \leq T_e < 0.64)$ かつ、 $(1.2T_1 < T_e)$	$C_b = \frac{1}{g} \cdot \frac{1}{4} \cdot \left(\frac{8\alpha_s F_h}{2\pi\sqrt{RH_u}} + \sqrt{\left(\frac{8\alpha_s F_h}{2\pi\sqrt{RH_u}}\right)^2 + 4 \cdot 8C_s F_h} \right)^2 \quad \dots(2.36)$
$(0.64 \leq T_e)$ かつ、 $(T_e \leq 0.8T_1)$	$C_b = \frac{1}{g} \cdot 5.12\alpha_s F_h \quad \dots(2.37)$
$(0.64 \leq T_e)$ かつ、 $(0.8T_1 < T_e \leq 0.8T_1)$	$C_b = \frac{1}{g} \cdot \frac{1}{4} \cdot \left(\frac{5.12C_s F_h}{2\pi\sqrt{RH_u}} + \sqrt{\left(\frac{5.12C_s F_h}{2\pi\sqrt{RH_u}}\right)^2 + 4 \cdot 5.12\alpha_s F_h} \right)^2 \quad \dots(2.38)$
$(0.64 \leq T_e)$ かつ、 $(0.8T_1 < T_e \leq 1.2T_1)$	$C_b = \frac{1}{g} \cdot \left(\frac{5.12C_s F_h}{2\pi\sqrt{RH_u}} \right)^2 \quad \dots(2.39)$
$(0.64 \leq T_e)$ かつ、 $(1.2T_1 < T_e)$	$C_b = \frac{1}{g} \cdot \left(\frac{5.12C_s F_h \cdot 2\pi\sqrt{RH_u}}{5.12\alpha_s F_h - (2\pi\sqrt{RH_u})^2} \right)^2 \quad \dots(2.40)$

3. 目標復元力特性の設定フロー

ここでは、文献³⁾で示した変形規定型設計法の概念を基に作成した、具体的な設計フローを図3.1に示す。

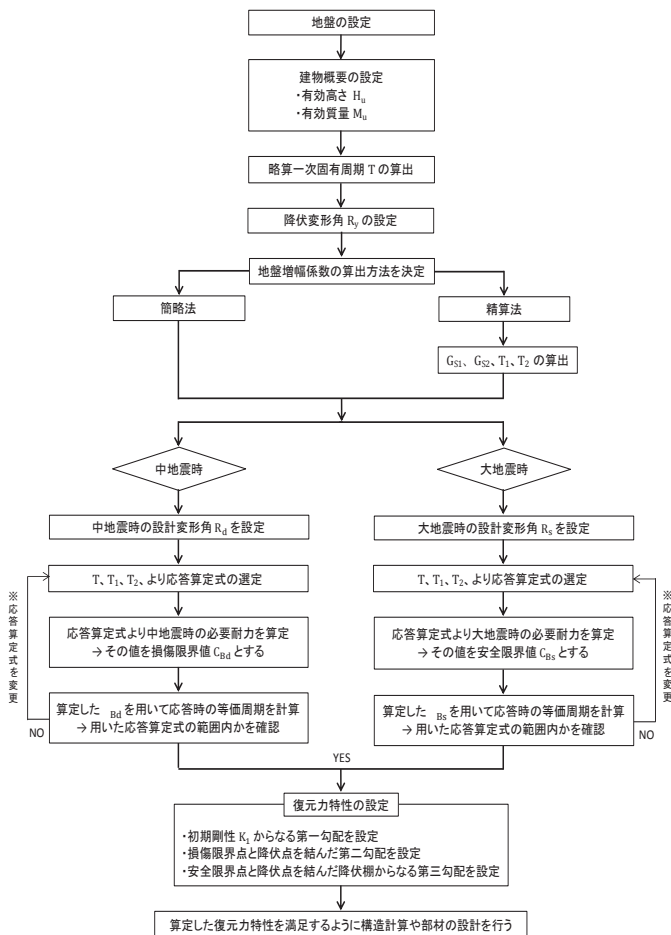


図 3.1 設計フロー

大まかな流れとしては、目標とする設計変形を設定し、応答算定式より必要強度を求める。これらを用いて目標復元力特性を設定し、それを満足するように架構の設計を行うことで、地震時の応答を所定の変形に収めることが可能となる。

ここで、本論文で算定することができる目標復元力特性は一質点系モデルにおけるものであり、代表変形角となることを考慮して各設計変形角を設定すべきである。

なお、降伏変形角 R_y としては一般の梁部材の実験では降伏変形角が $1/150 \sim 1/80$ 程度が多く見られる(例えば文献⁴⁾)こと、日本建築防災協会の耐震診断基準⁵⁾では曲げ降伏時の柱部材の既往の実験結果から層の降伏変形角が $1/150$ とされていること、近年材料の高強度化が進み、降伏変形角が大きくなっていること等を勘案すると、純ラーメン構造の建物降伏変形角としては $1/150 \sim 1/100$ 程度が一応の目安となろう。また、中地震時の設計変形角 R_d は建築基準法施行令に規定される中地震時の層間変形角 $1/200$ が上限値の目安となろう。さらに大地震時の設計変形角 R_s は本設計手法が等価線形化法によることから、大きな塑性率を設定すると変形の片ぶれが生じるため、建物全体としての塑性率は2以下程度の値、建物変形角にして $1/75 \sim 1/60$ 程度が一応の目安となろう。

また、一般的に復元力特性は図3.2のようにひび割れ強度 Q_{cr} を降伏強度 Q_y の $1/3$ とし、ひび割れ後の剛性 K_2 は初期剛性 K_1 の 0.4 倍、降伏後の剛性 K_3 は K_1 の $1/1000$ となるように設定する。本論文で提案する設計法では、応答算定式により設計変形と必要強度の関係が求められているので復元力特性の自由な設定が可能となるが、設計する建物の安全性を考慮し、本設定例では上記一般的手法に近くなるように復元力特性を設定する。そのため、通常では初期剛性は階高・部材断面・材料・重量などから決定されるものであるが、本論文では図3.2のような復元力特性となるように初期剛性を設定する。 $K_2=0.4K_1$ 、 $Q_{cr}=1/3Q_y$ となるような復元力特性の初期剛性 K_1 は降伏時の剛性 K_y の α 倍と仮定すると(3.1)式より K_1 は K_y の2倍となる。

$$\frac{1/3Q_y}{\alpha K_y} + \frac{2/3Q_y}{0.4\alpha K_y} = \frac{Q_y}{K_y} \quad \dots(3.1)$$

具体的な目標復元力特性の設定方法については後述の4章で示す。

4. 目標復元力特性の設定と地震応答解析

4.1 解析概要

解析対象は工学的基盤上における複数層からなる表層地盤と、その上に建つ直接基礎の鉄筋コンクリート造建物とする。上部構造は図4.1に示すような鉄筋コンクリート造無限均等ラーメンの魚骨モデルとする。柱一本当たりの支配面積は 36m^2 、単位面積当たりの重量を 1.2t とした。また、階高は 3.5m とし、3階・10階・18階建てモデルの3種類とした。

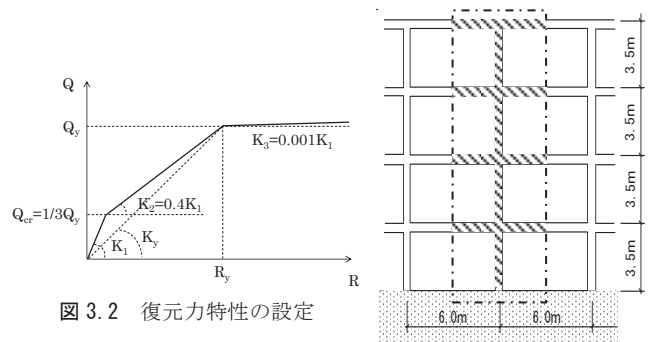


図 3.2 復元力特性の設定

図 4.1 解析対象

解析モデルは上部構造を一質点系モデルとし、有効質量 M_u 、有効高さ H_u は(4.1)式、(4.2)式によった³⁾。減衰は瞬間剛性比例型とし、一次固有周期に対して3%とした。また、履歴モデルについては武田モデル⁶⁾を用いた。ただし、 M : 建物全重量、 H : 建物高さ、 n : 建物階数である。

$$M_u = \frac{3}{2} \cdot \frac{n+1}{2n+1} \cdot M \quad \dots(4.1)$$

$$H_u = \frac{1}{3} \cdot \frac{2n+1}{n} \cdot H \quad \dots(4.2)$$

地盤については文献³⁾を参考とし、第一種地盤相当の藤沢地盤、第二種地盤相当の佐倉地盤、第三種地盤相当の鋸南地盤の3種類の実在地盤について検討する。表4.1に地盤の特性を示し、 $G_{S1} \cdot G_{S2} \cdot T_1 \cdot T_2$ の算定には文献⁷⁾を参考としてSHAKEを用いて算定した⁸⁾。

また、本論文では地盤増幅係数の算出方法として、中地震時に簡略法のみを用いる従来の方法以外に精算法も用いた以下の3ケースについて検討する。

- [Casa 1]...中地震時：簡略法、大地震時：簡略法
- [Casa 2]...中地震時：簡略法、大地震時：精算法
- [Casa 3]...中地震時：精算法、大地震時：精算法

4.3に示す目標復元力特性の算定例で用いるこの3ケースの各設計変形角を表4.2に示す。中地震時の設計変形角が各ケースで異なるのは、降伏変形角と大地震時の設計変形角を統一し、図3.2のような復元力特性の形状に近くなるように設定したためである。

4.2 入力地震動

工学的基盤より告示波を入力し、表層地盤によって増幅された表層の地震波を計算し、それを上部構造に入力した。位相特性は乱数とし、表層における地震波の導出にはSHAKEを用いた。図4.2に中地震時の告示波の時刻歴波形を示す。

4.3 目標復元力特性の算定

ここでは3章の設計フローに基づいて、例として中地震時に簡略法、大地震時に精算法を用いる[Case 2]の佐倉地盤・10階建てモデルの目標復元力特性の設定を行う。

応答算定式より得られた佐倉地盤・10階建て、 G_s の算出法を精算法・簡易法としたときの C_{B-R} 関係を図4.3(中地震時)、図4.4(大地震時)に示す。

表4.2 各設計変形角

	中地震時の設計変形角 R_d	降伏変形角 R_y	大地震時の設計変形角 R_s
Case1	1/420	1/120	1/75
Case2	1/210	1/120	1/75
Case3	1/400	1/120	1/75

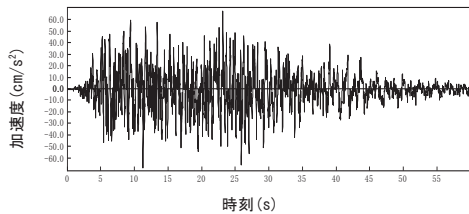


図4.2 入射波の時刻歴波形(告示波)

以下に目標復元力特性の具体的な算定手順を示す。

- (4.1)式、(4.2)式より建物の有効高さは24.5m、有効質量は346.4tとなる。降伏変形角 $R_y=1/120$ とする。また、略算一次固有周期 T は $T=0.02 \times 3.5 \times 10 = 0.7s$ である。
- 中地震時の目標とする設計変形角を、 $R_d=1/210$ と設定する。略算一次固有周期 $T=0.7s$ であるから、表2.1中の(2.15)式を用いてベースシア係数を算出すると $C_{Bd}'=0.245$ となる。これを(2.1)式に代入すると応答時の等価周期 $T_{ed}'=1.39s$ となり、(2.15)式の適用範囲 $0.16 \leq T_e < 0.864$ とは異なるため、再度応答算定式の選定を行う。
- 表2.1中の(2.16)式を用いて算出すると、 $C_{Bd}'=0.0953$ となる。これを(2.1)式に代入すると、 $T_{ed}'=2.22s$ となり(2.16)式の適用範囲 $0.864 \leq T_e$ と一致する。したがって、中地震時の必要ベースシア係数 $C_{Bd}=0.0953$ となる(これを損傷限界値とする)。
- 大地震時の設計変形角を $R_s=1/75$ と設定し、 $T=0.7s$ 、 $T_1=0.46$ 、 $T_2=0.15$ であるから、表2.4中の(2.40)式を用いてベースシア係数を算出すると、 $C_{Bs}'=0.144$ となる。これを(2.1)式に代入すると、応答時の等価周期 $T_{es}'=3.03s$ となり(2.40)式の適用範囲 $0.64 \leq T_e$ かつ $1.2T_1 < T_e$ と一致する。したがって、大地震時の必要ベースシア係数 $C_{Bs}=0.144$ となる(これを安全限界値とする)。
- 以上の値を用い、図3.2の手法に適合するように復元力特性を設定する。図3.2に適合するように求めた初期剛性 K_1 からなる第一勾配、損傷限界点と降伏点を結んだ第二勾配、安全限界点と降伏点を結んだ降伏棚からなる第三勾配より、地震時の応答を設計変形角以内に収めるために必要な目標復元力特性が得られる(図4.5)。

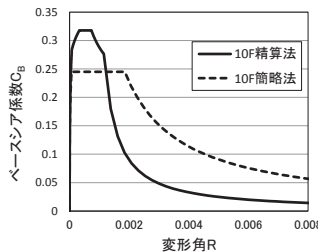


図4.3 C_{B-R} 関係(中地震時)

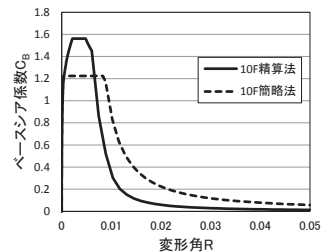


図4.4 C_{B-R} 関係(大地震時)

表4.1 地盤の特性

藤沢地盤				
深度(m)	V_s (m/s)	N値	密度(t/m^3)	土質
0~1	200	8	1.8	粘性
1~2	247	15	1.7	粘性
2~3	254	32	1.6	砂質
3~4	249	30	1.7	砂質
4~5	257	33	1.7	砂質
5~6	295	50	1.8	砂質
6~7	295	50	1.7	砂質
7~8	295	50	1.7	砂質
8~9	400	50	2	砂質
9~10	400	50	2.3	砂質
10~11	400	50	0.9	砂質
11~12	400	50	1.7	砂質
12~13	400	50	1.7	砂質
13~14	400	50	1.8	砂質
14~15	400	50	1.8	砂質
15~16	400	50	1.8	砂質
16~17	400	50	1.8	砂質
17~18	400	50	1.8	砂質
18~19	400	50	1.8	砂質
19~20	400	50	1.8	砂質
中地震時	G_{s1}	1.201	T_1	0.23
	G_{s2}	1.183	T_2	0.08
大地震時	G_{s1}	1.217	T_1	0.24
	G_{s2}	1.138	T_2	0.08

佐倉地盤				
深度(m)	V_s (m/s)	N値	密度(t/m^3)	土質
0~1	215	10	1.6	粘性
1~2	200	8	1.5	粘性
2~3	191	7	1.5	粘性
3~4	191	7	1.6	粘性
4~5	200	8	1.7	粘性
5~6	191	7	1.7	粘性
6~7	171	5	1.6	粘性
7~8	172	10	1.6	砂質
8~9	183	12	1.7	砂質
9~10	188	13	1.7	砂質
10~11	197	15	1.7	砂質
11~12	202	16	1.7	砂質
12~13	202	16	1.7	砂質
13~14	210	18	1.7	砂質
14~15	217	20	1.7	砂質
15~16	234	25	1.8	砂質
16~17	271	39	1.8	砂質
17~18	269	38	1.8	砂質
18~19	269	38	1.8	砂質
19~20	295	50	1.8	砂質
中地震時	G_{s1}	1.946	T_1	0.40
	G_{s2}	1.665	T_2	0.13
大地震時	G_{s1}	1.913	T_1	0.46
	G_{s2}	1.325	T_2	0.15

銀南地盤				
深度(m)	V_s (m/s)	N値	密度(t/m^3)	土質
0~1	144	3	1.6	粘性
1~2	159	4	1.5	粘性
2~3	144	3	1.5	粘性
3~4	171	5	1.6	粘性
4~5	160	8	1.7	砂質
5~6	145	6	1.7	砂質
6~7	171	5	1.6	粘性
7~8	171	5	1.6	粘性
8~9	191	7	1.7	粘性
9~10	200	8	1.7	粘性
10~11	200	8	1.7	粘性
11~12	200	8	1.7	粘性
12~13	200	8	1.7	粘性
13~14	200	8	1.7	粘性
14~15	200	8	1.7	粘性
15~16	200	8	1.8	粘性
16~17	200	8	1.8	粘性
17~18	200	8	1.8	粘性
18~19	200	8	1.8	粘性
19~20	209	9	1.8	粘性
中地震時	G_{s1}	2.296	T_1	0.46
	G_{s2}	1.981	T_2	0.15
大地震時	G_{s1}	2.308	T_1	0.55
	G_{s2}	1.629	T_2	0.18

図 4.6 には地盤増幅係数の算出方法を変えた[Case 1],[Case 3]の場合の佐倉地盤・10階建てモデルの復元力特性を示す。

4.4 地震応答解析による検証

ここでは目標復元力特性を有する一質点系モデルの地震応答解析を行い、地震時応答値の検証を行う。4.3 で設定した目標復元力特性を有するものを図 4.7～図 4.10 に、さらに藤沢・鋸南地盤で3ケース、3種類の階数についても解析・検証を行い、佐倉地盤・10階の結果とあわせて図 4.11～図 4.13 に示す。

[Case 2]の佐倉地盤・10階建てモデルの場合の上部構造の履歴を図 4.7 に示す。また、解析値を目標復元力特性(図 4.5)上にプロットしたものを図 4.8 に示す。同様に、佐倉地盤・10階建てモデルの

[Case 1]、[Case 3]の場合についても目標復元力特性上に解析値をプロットし、図 4.9、図 4.10 に示す。これらを比較すると、中地震時・大地震時ともに精算法を用いた[Case 3]では、目標とする設計変形と良い対応を示した。また、[Case 1]、[Case 2]においても地震応答解析結果は目標とする設計変形に近い値もしくは目標とする設計変形以内に収まっている。

図 4.11～図 4.13 は階数ごとのベースシア係数と建物変形角の設定値と解析値の比較を表す。階数が多くなるほど、解析値と設定値の差が大きくなるものが一部見られるが、これは主として Case1 の場合である。これは、理論値で用いる地盤増幅係数の値が、階数が多くなるほど(周期が長くなるほど)解析値で用いた SHAKE の値よりも大きな値となり、結果として地盤増幅係数の算出法に略算値を

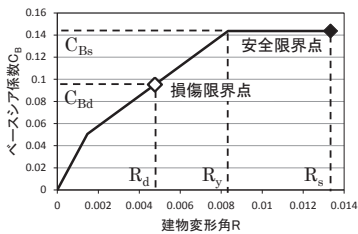


図 4.5 目標復元力特性
(Case 2、佐倉、10階)

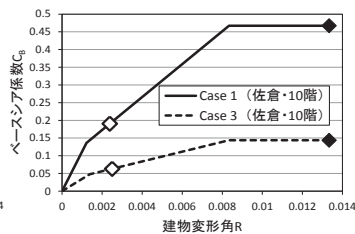


図 4.6 目標復元力特性
(Case 1、Case 3)

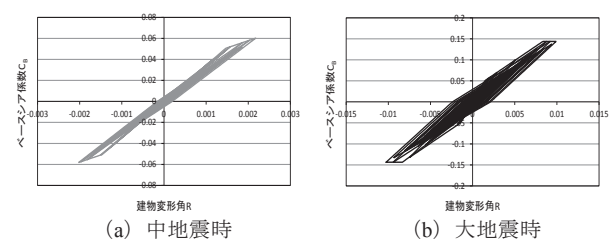


図 4.7 上部構造履歴
(Case 2、佐倉、10階)

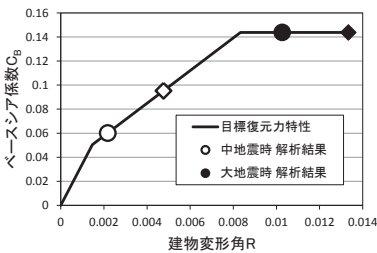


図 4.8 地震時応答値
(Case 2、佐倉、10階)

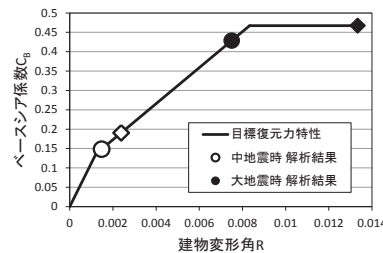


図 4.9 地震時応答値
(Case 1、佐倉、10階)

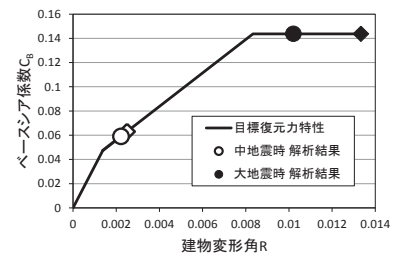
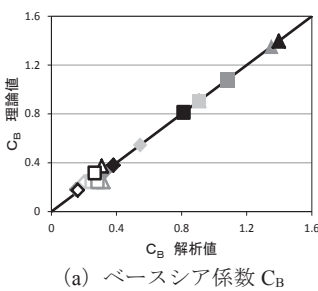
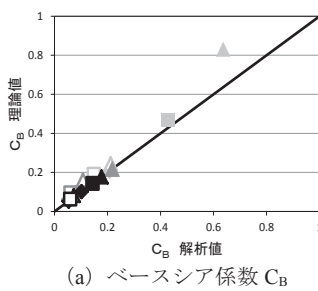


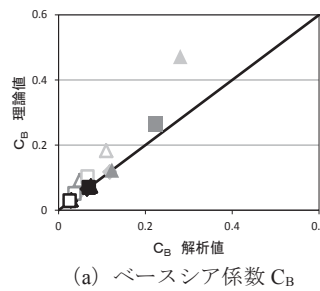
図 4.10 地震時応答値
(Case 3、佐倉、10階)



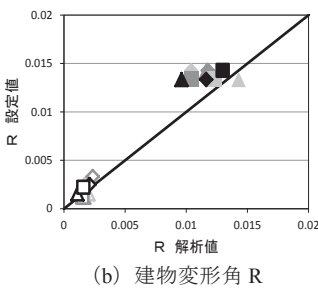
(a) ベースシア係数 C_B



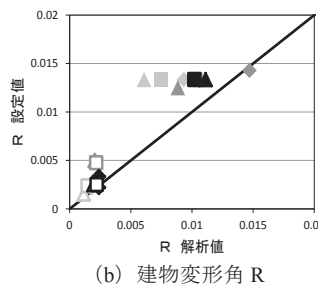
(a) ベースシア係数 C_B



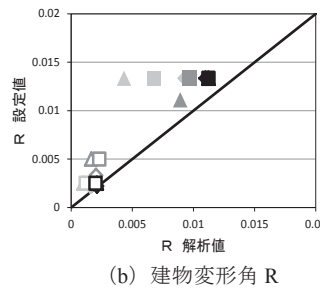
(a) ベースシア係数 C_B



(b) 建物変形角 R



(b) 建物変形角 R

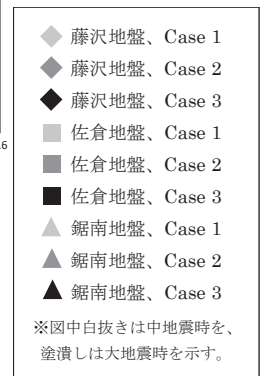


(b) 建物変形角 R

図 4.11 理論値と解析値の比較
(3階)

図 4.12 理論値と解析値の比較
(10階)

図 4.13 理論値と解析値の比較
(18階)



用いた Case1 のベースシア係数と建物変形角の理論値（設定値）が解析値を上回るためである。それ以外では階数、地盤種、地盤増幅係数の算出法に関わらず、解析値は概ね設定値と同様な値もしくはそれ以内に収まっていることがわかる。

以上より、一質点系建物の地震時応答は、本論文で提案する変形規定型設計法に基づいて応答算定式を用いて設定した復元力特性を満足させることで、概ね目標とする設計変形と一致もしくは目標とする設計変形以内に収めることができる。

5. まとめ

- 1) 応答算定式を用いた変形を指標とした変形規定型設計法の具体的な設計フローを示し、その設計フローに基づいて地震時の応答を所定の変形に収めるための目標復元力特性の設定例を示した。
- 2) 設定した目標復元力特性を持つ一質点系モデルの地震応答解析を行い、地盤増幅係数の算出法として中地震時・大地震時ともに精算法を用いた場合が最も目標とする設計変形と良い対応を示した。それ以外の算出法の場合でも、地震時の応答変形は概ね目標とする設計変形と同様な値もしくはそれ以内に収まった。

参考文献

- 1) 平石久廣、稲井栄一、和田寿一、福島徹：鉄筋コンクリート造建築物の地震応答と耐震性能評価に関する研究、日本建築学会構造系論文集、No.613、pp.105-112、2007.3
- 2) 平石久廣、金子雅之、平塚高弘：地盤特性の影響を考慮した建築物の地震応答予測法に関する研究、日本建築学会構造系論文集、No.641、pp.45-52、2009.7
- 3) 平石久廣、小橋祐人：中地震時における建築物の地震応答予測法とその応用に関する研究、日本建築学会構造系論文集、No.689、pp.1299-1305、2013.7
- 4) 前田匡樹、有菌祐介、幸村信行：鉄筋コンクリート梁部材の変形評価法に関する実験的研究、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.19、No.2、pp.861-866、1997
- 5) 国土交通省住宅局建築指導課：2001年改訂版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準同解説、財団法人日本建築防災協会、2005.2
- 6) Takeda, Sozen and Nielsen: Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, Journal Structural Division, ASCE, vol.96, No.ST12, pp.2557-2573, 1970
- 7) 国土交通省建築研究所：改正建築基準法の構造関係規定の技術的背景、株式会社ぎょうせい、2001.3
- 8) Per B. Schnabel, John Lysmer, H. Bolton Seed: SHAKE A Computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites, Report No.EERC 72-12, EERC University of California, Berkeley, December 1972

[2013年10月15日原稿受理 2014年1月7日採用決定]

限界耐力計算と INTERNATIONAL BUILDING CODE の 耐震規定により定まる建物要求耐力の比較と検討

COMPARISON AND DISCUSSION OF REQUIRED STRENGTH DETERMINED BY SEISMIC PROVISIONS OF CALCULATION OF RESPONSE AND LIMIT STRENGTH AND THE INTERNATIONAL BUILDING CODE

大出大輔*, 平石久廣**, 楠 浩一***
Daisuke ODE, Hisahiro HIRAISHI and Koichi KUSUNOKI

This paper compares and investigates the relationship between required strength and response ductility of the seismic design codes of International Building Code used in the U.S., and Calculation of Response and Limit Strength used in Japan. Based on dynamic theory, the paper also proposes the rational modification for International Building Code for two patterns of yield drift angle models which significantly affect on the dynamic response of the buildings. The modified International Building Code shows excellent correspondence to Calculation of Response and Limit Strength.

Keywords : *Seismic response prediction, Seismic performance evaluation, Calculation of Response and Limit Strength, Equivalent linearization method, Reduction factor, Reinforced concrete buildings*

地震応答予測, 耐震性能評価, 限界耐力計算, 等価線形化法, 低減係数, 鉄筋コンクリート構造

1. はじめに

日米両国の建物の耐震設計規準は我が国の震度階で6もしくはそれを上回るような強さの地震動を経験し、それらから得られた地震教訓を考慮して規準の整備が行われてきた。しかしながら両国で規定された設計用地震力や設計された建物耐力は大きく異なることから、今日までに多くの研究者によって両国の規準の比較等の研究が行われてきた。

例えば嶋津¹⁾の研究では、仕様規定型の規準であるIBC設計法と性能規定型の規準である限界耐力計算の計算手順等の解説が行われている。また、熊谷等²⁾の研究では、RC造建物について、米国の性能規定型の設計規準であるATC-40及びFEMA273と限界耐力計算の3種類の設計規準の最大地震応答評価値と時刻歴応答解析値を比較し、各規準の地震応答推定精度が検討されている。その結果、限界耐力計算とFEMA273の応答評価値の精度が良好であることが示されている。

しかしながらこれらの研究では振動論に基づく応答予測による両国規準の要求耐力の体系的な比較は行われていない。一方で筆者等³⁾は、RC造建築物を対象に、仕様規定型の規準である保有水平耐力計算と性能規定型の規準である限界耐力計算の応答評価の比較方

法を提示し、両規準の比較ならびに検討を行っている。また文献¹⁶⁾では文献³⁾に基づく限界耐力計算(精算法)の応答予測式が地震時時刻歴応答解析値と整合性が高いことを示している。

本論文では、両国の耐震規定の前提となっている耐震性能評価の差異を明確にし、より合理的な耐震規準を提案することを目的に、1次モードの応答が支配的な建物を対象に、仕様規定型の規準であるIBC設計法と性能規定型の規準である限界耐力計算の2つの耐震設計規準について、必要ベースシア係数の算出法を解説する。なお、IBCにおいては初ヒンジ発生時のせん断力を対象とするベースシア係数が基本的には用いられる。一方、限界耐力計算のベースシア係数は建物の最大応答時のせん断力を対象とする。従って両者の比較は直接的には出来ない。このためIBCの必要ベースシア係数を限界耐力計算同様に塑性応答時の必要ベースシア係数とするために、IBCにおいてより安全な設計を行うために特定の条件下で用いる構造種別によって規定される設計用因子を用いる。また平石等による文献⁴⁾で示された等価線形化法に基づく応答算定式を用いて、両規準の必要ベースシア係数の差異を明らかにする。さらに文献³⁾を参考にIBCに基づく応答予測式を、応答評価値の精度が高いことが示されている限界耐力計算に基づく応答予測式に近似修正する方法を

* 明治大学大学院 博士前期課程

** 明治大学理工学部建築学科 教授・工博
(独立行政法人建築研究所 客員研究員)

*** 横浜国立大学大学院都市イノベーション研究院
建築都市文化専攻 准教授・博士(工学)

Graduate School of Science & Technology, Meiji Univ.
Div. Prof., Dept. of Architecture, School of Science & Technology, Meiji Univ., Dr. Eng.
(Visiting Research Fellow, Building Research Institute)
Assoc. Prof., Graduate School, Institute of Urban Innovation, Department of Architecture
and Urban Culture, Yokohama National University, Dr. Eng.

示す。なお検討にあたっては、文献³⁾同様に RC 造においてはより一般的と考えられる強度によらず降伏変形角を一定とするモデルとともに、IBCが規定の前提としている強度比例型の降伏変形角モデルについても応答予測式を導き、降伏変形角モデルが両国規準による建物応答評価に及ぼす影響について考察する。

2. 両耐震設計法の必要ベースシア係数

2.1 限界耐力計算の必要ベースシア係数

限界耐力計算は図1に示すような応答スペクトルから必要耐震性能を算出する方法である。必要ベースシア係数を $J C_B$ と表し (1) 式に示す。低減係数 F_h は建築物の減衰定数 h に応じて (2) 式で定められ、既往の研究³⁾より主筋とコンクリートの付着が適切に確保されている場合には塑性率 μ を用いて (3) 式で与えられる。

$$J C_B = \frac{J S_a}{g} \cdot F_h \quad (1)$$

S_a : 加速度応答スペクトル g : 重力加速度 F_h : 低減係数

$$F_h = \frac{1.5}{1+10h} \quad (2)$$

$$F_h = \frac{1.5\sqrt{\mu}}{4\sqrt{\mu}-2.5} \quad (3)$$

応答値は等価剛性と最大応答時の減衰から定められ、実務的には適切な剛性と減衰を設定するために収斂計算をすることによって得られる。

また文献⁴⁾では、建物の等価周期 T_e 式を変形した上で限界耐力計算の応答スペクトル式に代入することにより、限界耐力計算の必要ベースシア係数を目標応答変形量から直接的に算定する式「応答予測式」を導出している。図2および(4)式に示す加速度応答スペクトルに対する限界耐力設計に基づく応答予測式は、(1)式に(4)式及び建物の地震応答時の等価周期(5)式を代入することで(6)、(7)式によって得られる。なお本論文では一般的な建物を検討対象とし、 T_1 を下回るような極短周期と βT_2 を上回るような極長周期の周期帯は検討外とした。

$$S_a = \begin{cases} A \cdot \left(\alpha + \frac{1-\alpha}{T_1} T \right) & (T < T_1) \\ A & (T_1 \leq T < T_2) \\ A \cdot \frac{T_2}{T} & (T_2 \leq T < \beta T_2) \\ A \cdot \beta \cdot \left(\frac{T_2}{T} \right)^2 & (\beta T_2 \leq T) \end{cases} \quad (4)$$

$$T_e = 2\pi \sqrt{\frac{R_y \cdot \mu \cdot H_e}{C_B \cdot g}} \quad (5)$$

[加速度一定領域] $(T_1 \leq T < T_2)$

$$J C_{Ba} = \frac{A}{g} \cdot F_h \quad (6)$$

[速度一定領域] $(T_2 \leq T < \beta T_2)$

$$J C_{Bv} = \left(\frac{A \cdot T_2}{2\pi} \right)^2 \cdot \frac{1}{H_e \cdot g} \cdot \frac{1}{R_y} \cdot \frac{F_h^2}{\mu} \quad (7)$$

H_e : 建物代表高さ R_y : 降伏変形角

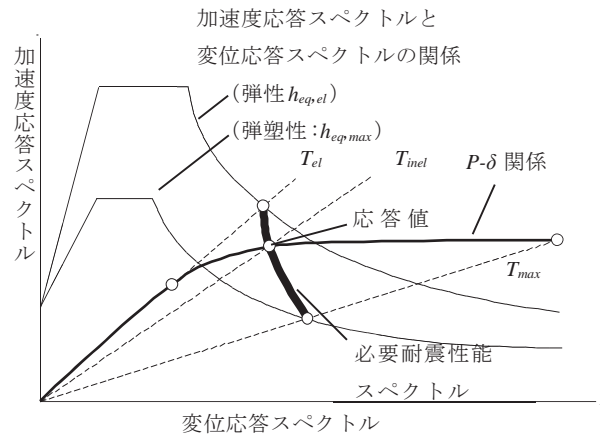


図1 限界耐力計算の耐震性能評価法

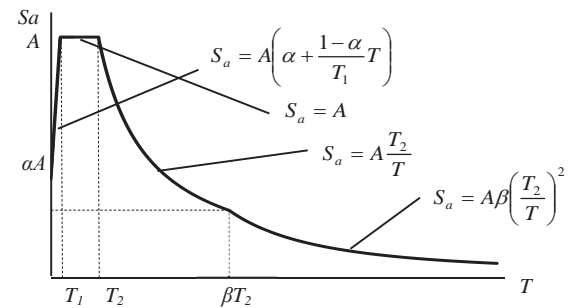


図2 地表面の加速度応答スペクトル

また、一質点系での計算を前提とする限界耐力計算の要求耐力を多質点系での計算を前提とするIBC規準と比較するために文献³⁾を参考に、建物全質量 M と一質点系の有効質量 M_u の比 M_u/M 、建物全高さ H_t と一質点系の代表高さ H_e の比 H_e/H_t を考慮した(8)、(9)式で表した。文献³⁾でも言及されているとおり、一質点系に基づく加速度応答スペクトルの加速度一定領域の値 A は多質点系に基づく値の1.22倍であるため、有効質量比 M_u/M を考慮した(8)、(9)式は一次モードの応答が支配的な多質点系を対象とした建物全重量と全高さに関するベースシア係数である。なお以下の検討では文献³⁾と同様に $M_u/M=0.82$ 、 $H_e/H_t=0.715$ とした。

[加速度一定領域] $(T_1 \leq T < T_2)$

$$J C_{Ba} = \frac{M_u}{M} \cdot \frac{A}{g} \cdot F_h \quad (8)$$

[速度一定領域] $(T_2 \leq T < \beta T_2)$

$$J C_{Bv} = \frac{M_u}{M} \left(\frac{A \cdot T_2}{2\pi} \right)^2 \cdot \frac{1}{H_e \cdot H_t \cdot g} \cdot \frac{1}{R_y} \cdot \frac{F_h^2}{\mu} \quad (9)$$

2.2 IBCの必要ベースシア係数

IBCにおける必要ベースシア係数を C_S と表し、(10)式に示す。文献⁵⁾によればIBCの設計用応答スペクトルの単位系は重力加速度 g で表される。本論では(1)式と同様の表現にするために図2及び(4)式で表現できるIBCの設計用応答スペクトル S_a を重力加速度 g で除した形式で表した。

$$C_S = \frac{J S_a}{g} \cdot \frac{1}{R} \cdot I_e \quad (10)$$

R : 応答修正係数 I_e : 重要度係数

応答修正係数 R は建築物の材料や架構の保有する靱性能の程度によって、地震時に発生するせん断力を最大弾性応答せん断力 Q_{er} から初ヒンジ発生時せん断力 Q_s まで低減する係数であり、(11)式で表される。このことから(11)式を低減係数とする(10)式は初ヒンジ発生時せん断力を対象とする必要ベースシア係数であると言える。なお最大耐力との関係については文献⁵⁾において荷重変形関係と応答修正係数 R 、強度上昇係数 Ω_0 、変形増大係数 C_d の関係を図3のように表している。

$$\frac{1}{R} = \frac{Q_s}{Q_{er}} \left(= \frac{\delta_s}{\delta_{er}} \right) \quad (11)$$

強度上昇係数 Ω_0 は、より安全な設計を行うために特定の条件下で用いる係数で、(12)式で表される。またIBC規準では必要ベースシア係数とともに応答変位の上限に関する規定があり、その変位を算出するため変形増大係数 C_d が(13)式で規定されている(図3参照)。

$$\Omega_0 = \frac{Q_{ur}}{Q_s} \quad (12)$$

$$C_d = \frac{\delta_d}{\delta_s} \quad (13)$$

図3に示す設計用変位 δ_d が変位一定則に従うとした場合 $\delta_d = \delta_{er}$ となるため、(11)、(13)式より(14)式が得られる。

$$R = C_d \quad (14)$$

なお、図4に示すように設計用変位 δ_d がエネルギー一定則に従うとした場合、弾性応答エネルギー(図4、O-A-B)と弾塑性応答エ

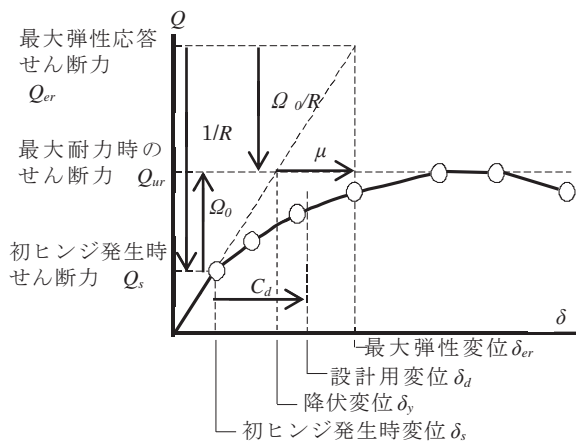


図3 IBCの設計用因子と骨格曲線の関係

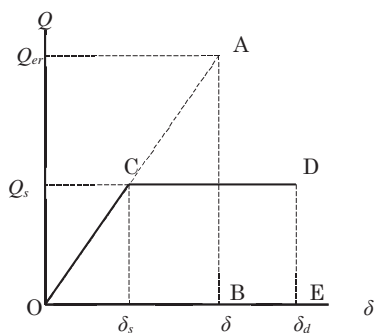


図4 エネルギー一定則

ネルギー(図4、O-C-D-E)が等価な面積となることから(11)、(13)式より(15)式が得られる。

$$C_d = \frac{1}{2}(R^2 + 1) \quad (15)$$

文献⁵⁾で規定される建物の使用材料がRCである構造種別の R と C_d の値のプロットと(14)、(15)式の関係を図5に示す。 R と C_d の値の関係は変位一定則に近いが、値の大きい範囲では変位一定則から外れる傾向がある。このことからIBC規準は変位一定則を前提として規準の大枠が構成されているということが出来よう。よって以下ではIBCのベースシア係数算定時に変位一定則の関係を用いる。ただし R の値が大きくなると、 R に対して C_d は小さい値となり、後の検討で用いる表 1-(A) に示す構造種別では $R=8$ 、 $C_d=5.5$ であるため、 $C_d \approx 0.69R$ となる。3章以降のIBCと限界耐力計算との必要ベースシア係数の体系的な比較とは別にこの値の関係を単独で評価する場合は、図7、8、10、11、15、16に示す(A)の耐震性能を示すプロットの塑性率もしくは応答変形角を、塑性率を0.69倍して算出すればよい。なお、本論では共通な条件下での体系的な比較を行うために、IBCの全ての構造種別に対して変位一定則を用いて比較検討した。

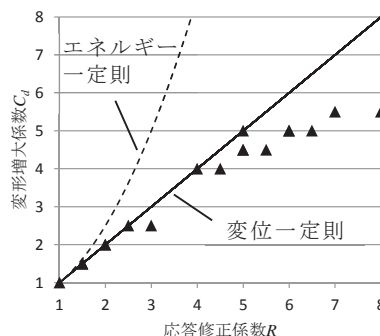


図5 $R-C_d$ 関係

次に、IBCの設計用ベースシア係数について考察する。前述のように(10)式の C_s は初ヒンジ発生時のせん断力 Q_s を対象とした必要ベースシア係数である。一方で限界耐力計算では、応答時の等価剛性、減衰を用いて求める応答せん断力が、その剛性に対応する建物の復元力を上回らないことを検証することから、建物に要求される必要ベースシア係数の下限値の対象となるのは、最大耐力時のせん断力 Q_{ur} となる。この最大耐力に対応するIBCの必要ベースシア係数を C_B と表し、(16)式に示す。ここで $I_e=1$ とした。以下では限界耐力計算の必要ベースシア係数の最小値と比較するため、IBCが最大耐力について規定した(16)式を用いて検討を進める。また(16)式の低減係数である Ω_0/R は(11)、(12)式から(17)式で表される。

$${}_I C_B = \frac{I_e S_a}{g} \cdot \frac{\Omega_0}{R} \quad (16)$$

$$\frac{\Omega_0}{R} = \frac{Q_{ur}}{Q_{er}} \quad (17)$$

(17)式で定められた低減係数の値は変位一定則の場合、(18)式で与えられる。(18)式を(16)式に代入すると(19)式が得られる。

$$\frac{\Omega_0}{R} = \frac{1}{\mu} \quad (18)$$

$${}_I C_B = \frac{I_e S_a}{g} \cdot \frac{1}{\mu} \quad (19)$$

3. 両耐震設計法の比較

3.1 必要ベースシア係数と塑性率

文献⁶⁾では日本における地域係数 $Z=1$ の第二種地盤と、IBCにおけるSan Franciscoなどの地域のSite class Eが非常に近似した加速度応答スペクトルとなることが示されている。このため以下では上記の地盤条件を検討対象とし、必要ベースシア係数の比較を行う。対象地盤における両設計法の加速度応答スペクトルを図6に示す。なお重力加速度 $g=9.8\text{m/s}^2$ とした。加速度一定領域において特に大きな差異が生じているのは、文献⁴⁾でも言及されている通り文献⁷⁾の均一せん断棒の層せん断力係数と応答スペクトルの関係による影響が大きいと考えられる。またIBCの加速度応答スペクトルも(4)式の形式で表すことができるため、両加速度応答スペクトルの加速度一定領域と速度一定領域の値は、限界耐力計算では $A=12\text{m/s}^2$ 、 $\alpha=0.4$ 、 $T_1=0.16\text{s}$ 、 $T_2=0.864\text{s}$ を、IBCでは $A=8.82\text{m/s}^2$ 、 $\alpha=0.4$ 、 $T_1=0.21\text{s}$ 、 $T_2=1.07\text{s}$ を(4)式に代入することで得られる。

限界耐力計算に基づいた応答算定式(8)、(9)式と、IBCの(19)式による要求ベースシア係数と塑性率の関係を図7に示す。図中の(A)、(B)、(C)のプロットは表1に示すIBCの構造種別が要求するベースシア係数及び塑性率である。なお、降伏変形角 R_y としては一般の梁部材の実験では降伏変形角が $1/150 \sim 1/80$ 程度が多く見

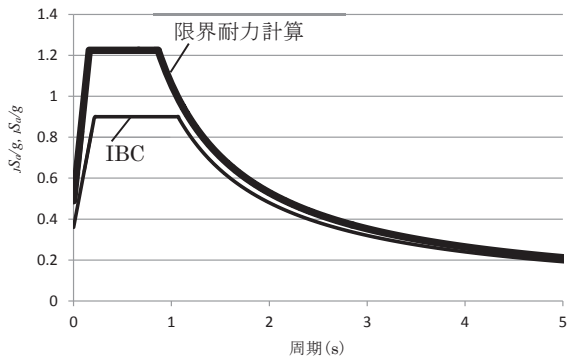


図6 加速度応答スペクトル

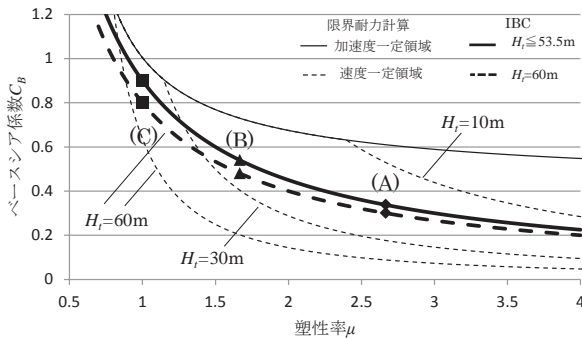


図7 日米の $C_B-\mu$ 関

表1 各構造種別の R 、 Ω_0

	R	Ω_0
(A) Special reinforced concrete moment frames	8	3
(B) Intermediate reinforced concrete moment frames	5	3
(C) Ordinary reinforced concrete moment frames	3	3

られる¹⁴⁾こと、日本建築防災協会の耐震診断基準¹⁵⁾では曲げ降伏時の柱部材の既往の実験結果から層の降伏変形角が $1/150$ とされていること、近年材料の高強度化が進み、降伏変形角が大きくなっていること等を勘定すると、純ラーメン構造の建物降伏変形角としては $1/150 \sim 1/100$ 程度が妥当であると考えられ、本論では降伏変形角は $R_y=1/120$ とした。またIBCの弾性一次固有周期は文献⁶⁾によれば構造種別や使用材料別に種々の算出法があるが、本論では全ての構造種別を一義的に比較することおよび、必要ベースシア係数の算定の基となる弾性一次固有周期は日米の規準で大きな差異がないことから(文献⁶⁾参照)、弾性一次固有周期は文献⁶⁾同様の $T=0.02H_i$ を用いた。その結果、建物高さ 53.5m のときにIBCの加速度応答スペクトルの領域の境界となる $T=1.07\text{s}$ となるため、(19)式中の s_d の値は 53.5m 以下では加速度一定領域の値(A)を代入するため建物高さによらず一定となる。一方で s_d の値は 53.5m 以上では速度一定領域の値($A \cdot T_2/T$)を代入するため、建物高さにより異なる。加速度一定領域では同一塑性率時に限界耐力計算の必要ベースシア係数が常に大きい値となる(図7参照)。これは加速度応答スペクトルの値や低減係数の値の差異によるものである。また加速度一定領域ではIBCの要求耐力を表す曲線の傾きが限界耐力計算の曲線よりも大きい。これはIBCの(18)式で表す低減係数が、限界耐力計算の

(3)式で表す低減係数よりも傾きが大きくなることの影響している。一方で速度一定領域では、限界耐力計算の要求耐力を表す曲線の傾きがIBCの曲線よりも大きくなる。これには両規準での建物周期の取り方が大きく異なることが関係している。すなわちIBCの周期は基本的に弾性一次固有周期としているため、必要ベースシア係数への塑性率の影響は単に塑性化による減衰効果のみとなる。一方で限界耐力計算は(5)式に示した地震応答時の等価周期を用いているため、建物高さに加えて塑性率が大きくなることにより周期が大きくなり、その結果加速度応答スペクトルの減少の度合いがIBCよりも大きくなる。また速度一定領域では限界耐力計算の要求耐力はIBCの要求耐力よりも建物高さに応じて塑性率に関して急激に減少する。

3.2 必要ベースシア係数と応答変形角

前章と同様の条件で両国の必要ベースシア係数と応答変形角 R_R の比較を行う。塑性率 μ は応答変形角 R_R と降伏変形角 R_y を用いて(20)式で表す。

$$\mu = \frac{R_R}{R_y} \quad (20)$$

(3)、(20)式を(8)、(9)式に代入することで、限界耐力計算に基づく応答予測式は(21)、(22)式となる。

[加速度一定領域] $(T_1 \leq T < T_2)$

$${}_j C_{Ba} = \frac{M_u}{M} \cdot \frac{A}{g} \cdot \frac{1.5\sqrt{R_R}}{4\sqrt{R_R} - 2.5\sqrt{R_y}} \quad (21)$$

[速度一定領域] $(T_2 \leq T < \beta T_2)$

$${}_j C_{Bv} = \frac{Mu}{M} \left(\frac{A \cdot T_2}{2\pi} \right)^2 \cdot \frac{1}{\frac{H_e}{H_i} H_i \cdot g} \cdot \frac{2.25}{\left(4\sqrt{R_R} - 2.5\sqrt{R_y} \right)^2} \quad (22)$$

一方でIBCの必要ベースシア係数と応答変形角の関係式は、(20)式を(19)式に代入することで(23)式により表される。

$${}_i C_B = \frac{{}_i S_d}{g} \cdot \frac{R_y}{R_R} \quad (23)$$

限界耐力計算に基づく応答予測式(21)、(22)式とIBCの必要ベースシア係数算定式(23)式を比較したものが図8である。なお、図7同様に表1に示した構造種別が要求するベースシア係数と応答変形角をプロットした。両規準の関係は図7と同様に建物周期の違いによる差異などがある。なお降伏変形角1/120に対して、構造種別での応答変形角の値は(A)の構造種別では1/45と、非常に大きな応答変形角となる。また(B)の構造種別では1/72となり、(A)よりも小さい応答変形角となり、(C)の構造種別では降伏変形角と同じ1/120となる。

3.3 靱性能や減衰が建物耐力に及ぼす影響

ここでは両設計法の低減係数の比較及びIBCの低減係数の値を限界耐力計算の低減係数の値に近似修正するための簡便な方法を示す。(18)式で示したIBCの低減係数 Ω_0/R と(3)式で示した限界耐力計算の低減係数 F_h を比較したものが図9である。IBCの低減係数は限界耐力計算の低減係数に比べ大きな低減係数となっており、塑性率が大きくなるほどその差は大きくなる。そこでIBCの低減係数を限界耐力計算の低減係数に簡便に近似するために、(24)式を提案する。(24)式による値は F_h とかなりよい対応を示す(図9参照)。

$$\sqrt{\frac{\Omega_0}{R}} = \sqrt{\frac{1}{\mu}} (\doteq F_h) \quad (24)$$

3.4 IBCの必要ベースシア係数の修正

前章(24)式に示した関係を用いて、文献²⁾において応答評価が時刻歴による地震応答解析結果とよい対応を示すとされる限界耐力計算に近似するようにIBCの必要ベースシア係数を修正し、両設計法の間を比較する。限界耐力計算の要求ベースシア係数を表す(1)式と、本論でIBCの要求ベースシア係数算出時に用いた(16)式は、共に加速度応答スペクトルを重力加速度で除し、低減係数を乗じる

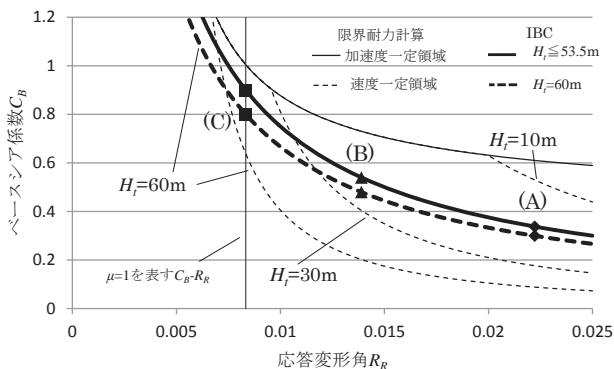


図8 日米の C_B-R_R 関係

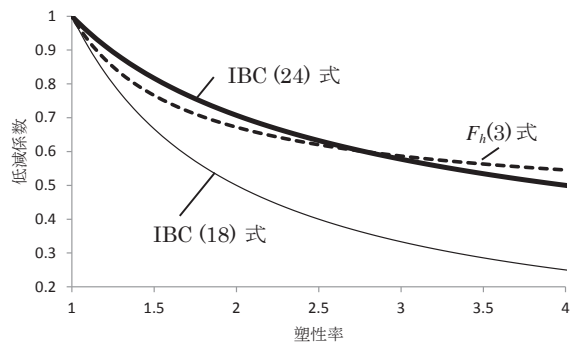


図9 低減係数と塑性率の関係

形式となっている。また図6に示した通り、IBCの加速度応答スペクトルは限界耐力計算で用いられる加速度応答スペクトルと同様に加速度一定領域と速度一定領域を持つスペクトルであり、(4)式によって表現できる。このことから、IBCにおいても(5)式に示した地震応答時の等価周期を用いて(6)、(7)式と同様に(16)式を式変形することで、IBCのベースシア係数を規定する因子を用いた応答予測式(25)、(26)式が得られる。

[加速度一定領域] $(T_1 \leq T < T_2)$

$${}_i C_{Ba} = \frac{A}{g} \cdot \frac{\Omega_0}{R} \quad (25)$$

[速度一定領域] $(T_2 \leq T < \beta T_2)$

$${}_i C_{Bv} = \left(\frac{A \cdot T_2}{2\pi} \right)^2 \cdot \frac{1}{H_i \cdot g} \cdot \frac{1}{R_y} \cdot \left(\frac{\Omega_0}{R} \right)^2 \cdot \frac{1}{\mu} \quad (26)$$

(6)、(7)式と(25)、(26)式を比較すると、低減係数の項のみが異なる式であることから、(24)式の関係より、(25)、(26)式の低減係数項を Ω_0/R ではなく $\sqrt{\Omega_0}/R$ とした(27)、(28)式は限界耐力計算に基づく応答予測式に近似した式となる。

[加速度一定領域] $(T_1 \leq T < T_2)$

$${}_i C_{Ba} = \frac{A}{g} \cdot \sqrt{\frac{\Omega_0}{R}} \quad (27)$$

[速度一定領域] $(T_2 \leq T < \beta T_2)$

$${}_i C_{Bv} = \left(\frac{A \cdot T_2}{2\pi} \right)^2 \cdot \frac{1}{H_i \cdot g} \cdot \frac{1}{R_y} \cdot \frac{\Omega_0}{R} \cdot \frac{1}{\mu} \quad (28)$$

限界耐力計算に基づく応答予測式(8)、(9)式とIBCのベースシア係数規定因子を用いた修正応答予測式(以下修正IBCと呼ぶ)である(27)、(28)式を比較したものが図10である。なお、図7同様に表1に示した構造種別が要求するベースシア係数と塑性率をプロットした。両者の必要ベースシア係数は概ね良い対応を示す。なお図6に示したとおり、日米の加速度応答スペクトルの値に差異があり、また速度一定領域では建物周期(≒建物高さ)の影響を考慮することから $H_i/H_j=0.715$ の分だけ日米で差異が生じる。このため本論の検討における日米の必要ベースシア係数の差異は主に建物高さの影響するときの加速度応答スペクトルの差異によるものである。

また(27)、(28)式に(18)、(20)式を代入することで修正IBCは(29)、(30)式で表される。

[加速度一定領域] $(T_1 \leq T < T_2)$

$${}_i C_{Ba} = \frac{A}{g} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{R_R}} \quad (29)$$

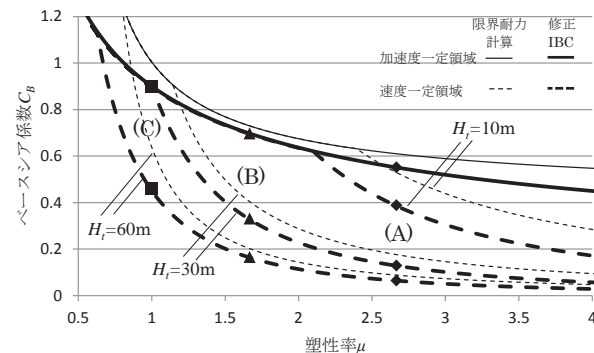


図10 応答予測式による日米の $C_B-\mu$ 関係

[速度一定領域] $(T_2 \leq T < \beta T_2)$

$${}_I C_{Bv} = \left(\frac{A \cdot T_2}{2\pi} \right)^2 \cdot \frac{1}{H_t \cdot g} \cdot R_y \cdot \left(\frac{1}{R_R} \right)^2 \quad (30)$$

(21)、(22)式と(29)、(30)式を比較したものが図11である。必要ベースシア係数と応答変形角の関係においても、修正IBCは限界耐力計算に基づく応答予測式に対して、図10同様に概ね良い対応を示す。

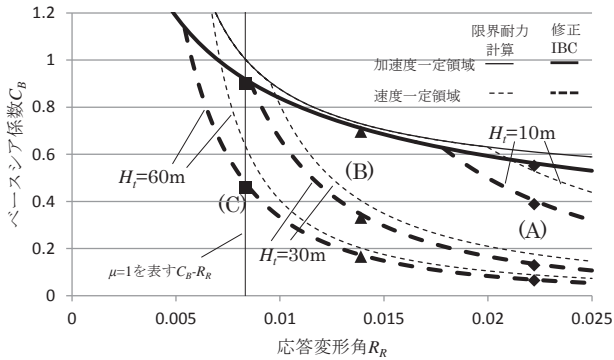


図11 応答予測式による日米の C_B - R_R 関係

以上の結果から、IBCの耐震規準において建物周期を地震応答時の等価周期を用い、また限界耐力計算で規定された低減係数 F_h に近似的ように修正したIBCの低減係数を用いることで、IBC規準による耐震性能評価はより実建物の地震応答に則した耐震性能評価法とすることができる。

4 降伏変形角モデルが耐震性能評価に与える影響の検討

4.1 限界耐力計算に基づく応答予測での降伏変形角モデルの検討

前章までは文献^{3),4)}を参考に、降伏変形角を一定の値として検討を行った(図12-(1)参照)。この R_y 一定モデルは純ラーメンのRC造では比較的事実近くに、主筋量の変更を行う場合などに対応すると考えられる。しかしながら建物耐力と降伏変形角の間には様々なパターンがあり、本論でも用いている変位一定則は図12-(2)に示す降伏変形角が建物強度に比例するモデル ($R_y \propto C_B$ モデルと呼ぶ)を前提条件としている。このモデルは鉄筋の降伏点が異なる場合などに対応すると考えられる。そこで本章では文献¹⁰⁾を参考に $R_y \propto C_B$ モデルでも両規準の応答予測式を導き、両降伏変形角モデルが耐震性能評価に与える影響の比較、検討を行う。

$R_y \propto C_B$ モデルの降伏変形角 R_y' を(31)式で規定する。なお R_{y0} は基準となる降伏変形角、 C_{00} は R_{y0} に対応するベースシア係数である。本論文では「降伏変形角 $R_y=1/120$ のときにベースシア係数

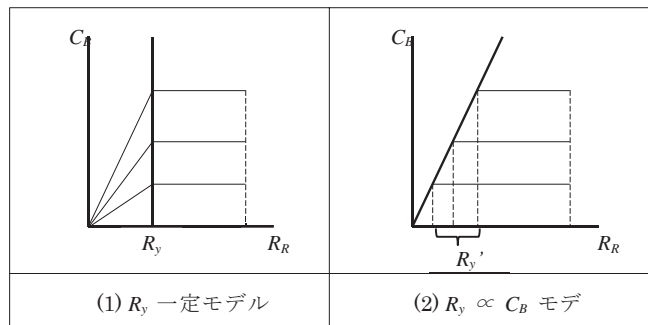


図12 降伏変形角モデル

$C_B=0.3$ 」がここでの標準的な架構であると設定し、 $R_{y0}=1/120$ 、 $C_{00}=0.3$ として以下の検討を行った。

$$R_y' = \frac{C_B}{C_{00}} R_{y0} \quad (31)$$

(31)式を(9)式に代入すると、 $R_y \propto C_B$ モデルの限界耐力計算に基づく応答予測式である(32)、(33)式が得られる。

[加速度一定領域] $(T_1 \leq T < T_2)$

$${}_J C_{Ba} = \frac{M_u}{M} \cdot \frac{A}{g} \cdot F_h \quad (32)$$

[速度一定領域] $(T_2 \leq T < \beta T_2)$

$${}_J C_{Bv} = \frac{A \cdot T_2}{2\pi} \cdot \sqrt{\frac{1}{H_t} \cdot \frac{C_{00}}{R_{y0}} \cdot \frac{M_u}{M} \cdot \frac{F_h}{\sqrt{\mu}}} \quad (33)$$

また、(32)、(33)式に(3)、(20)、(31)式を代入することで、ベースシア係数と応答変形角の関係式である(34)、(35)式が得られる。

[加速度一定領域] $(T_1 \leq T < T_2)$

$${}_J C_{Ba}^3 - \frac{64}{25} \cdot \frac{C_{00}}{R_{y0}} \cdot R_R \cdot {}_J C_{Ba}^2 + \frac{48}{25} \cdot \frac{M_u}{M} \cdot \frac{A}{g} \cdot \frac{C_{00}}{R_{y0}} \cdot R_R \cdot {}_J C_{Ba} - \frac{C_{00}}{R_{y0}} \cdot R_R \cdot \left(\frac{3}{5} \cdot \frac{M_u}{M} \cdot \frac{A}{g} \right)^2 = 0 \quad (34)$$

[速度一定領域] $(T_2 \leq T < \beta T_2)$

$${}_J C_{Bv}^2 - \left(\frac{64}{25} \cdot \frac{C_{00}}{R_{y0}} \cdot R_R - \frac{6}{5} \cdot \frac{A T_2}{2\pi} \sqrt{\frac{1}{H_t} \cdot \frac{C_{00}}{R_{y0}} \cdot \frac{M_u}{M}} \right) \cdot {}_J C_{Bv} + \frac{9}{25} \left(\frac{A T_2}{2\pi} \sqrt{\frac{1}{H_t} \cdot \frac{C_{00}}{R_{y0}} \cdot \frac{M_u}{M}} \right)^2 = 0 \quad (35)$$

R_y 一定モデルの応答算定式(8)、(9)式および(21)、(22)式と $R_y \propto C_B$ モデルの応答算定式(32)、(33)式および(34)、(35)式を比較したものが図13および図14である。図13に示す C_B - μ 関係において加速度一定領域では、両降伏変形角モデル共に同じ曲線となる。また速度一定領域では塑性率の小さい範囲では R_y 一定モデルの要求ベースシア係数が大きくなり、塑性率の大きい範囲では $R_y \propto C_B$ モデルの要求ベースシア係数が大きくなる傾向がある。一方で図14に示す C_B - R_R 関係においては $R_y \propto C_B$ モデルの加速度一定領域は図14の領域の右上に大きく外れた範囲の値となり、一般的なベースシア係数と応答変形角の値にはならない。また $R_y \propto C_B$ モデルの応答算定式は極値を持つ曲線となり、 R_y 一定モデルとは大きく異なる耐震性能評価となる。これは $R_y \propto C_B$ モデルの降伏変形角 R_y' を(31)式で規定することにより得られた応答算定式(34)、(35)式が R_y 一定モデルの応答算定式と大きく異なるためである。図12に示したように、 $R_y \propto C_B$ モデルはベースシア係数が小さくなると塑性率が大きくなることから減衰も大きくなる。このことから $R_y \propto C_B$ モデルの必要ベースシア係数が小さくなると塑性率および応答変形角は急激に大きくなる傾向がある。以上のことから降伏変形角モデルが耐震性能評価に与える影響は大きいと言える。

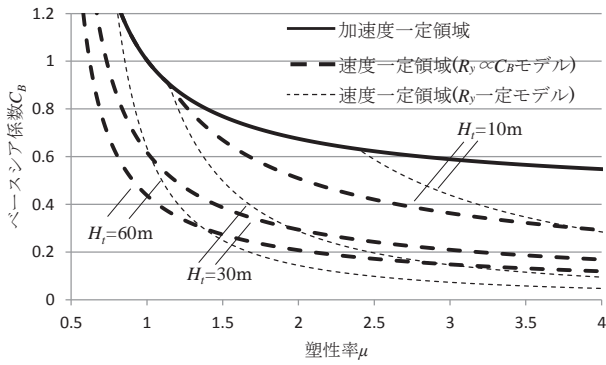


図 13 限界耐力計算の降伏変形角モデル毎の C_B - μ 関係

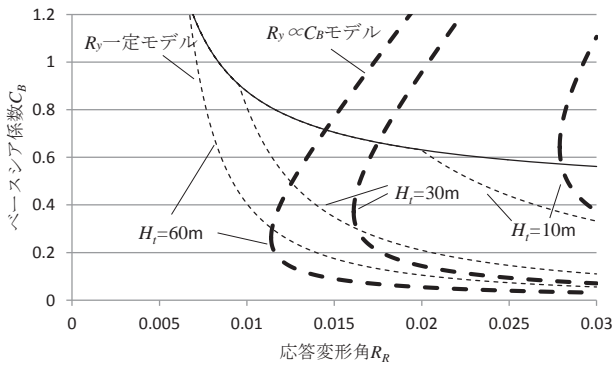


図 14 限界耐力計算の降伏変形角モデル毎の C_B - R_R 関係

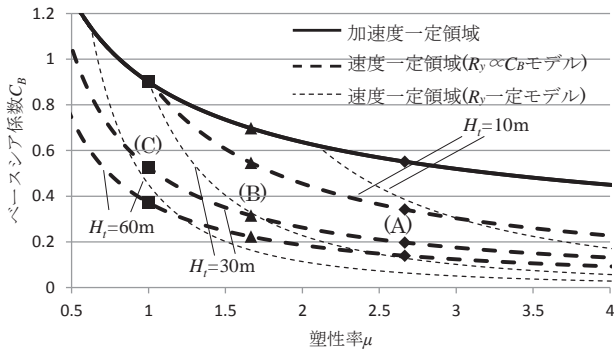


図 15 修正 IBC の降伏変形角モデル毎の C_B - μ 関係

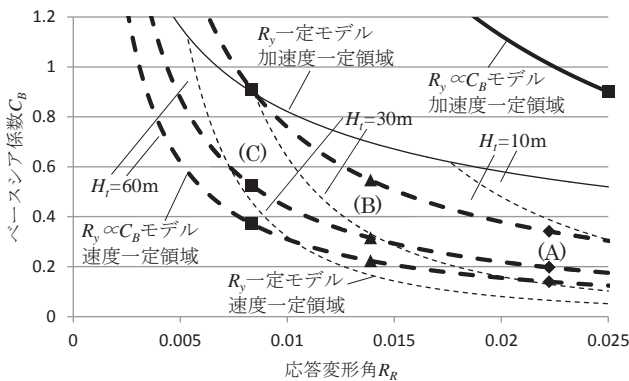


図 16 修正 IBC の降伏変形角モデル毎の C_B - R_R 関係

4.2 IBC のベースシア係数規定因子を用いた応答予測での降伏変形角モデルの検討

修正 IBC(27)、(28)式に対して前章と同様の式変形をすると、 $R_y \propto C_B$ モデルの修正 IBC である (36)、(37)式および(38)、(39)式が得られる。

[加速度一定領域] $(T_1 \leq T < T_2)$

$${}_i C_{Ba} = \frac{A}{g} \cdot \sqrt{\frac{\Omega_0}{R}} \quad (36)$$

[速度一定領域] $(T_2 \leq T < \beta T_2)$

$${}_i C_{Bv} = \frac{A \cdot T_2}{2\pi} \cdot \sqrt{\frac{1}{H_i \cdot g} \cdot \frac{C_{00}}{R_{y0}}} \cdot \sqrt{\frac{\Omega_0}{R \cdot \mu}} \quad (37)$$

[加速度一定領域] $(T_1 \leq T < T_2)$

$${}_i C_{Ba} = \left(\frac{A}{g}\right)^2 \cdot \frac{R_{y0}}{R_R \cdot C_{00}} \quad (38)$$

[速度一定領域] $(T_2 \leq T < \beta T_2)$

$${}_i C_{Bv} = \frac{A \cdot T_2}{2\pi} \cdot \sqrt{\frac{C_{00} \cdot R_{y0}}{H_i \cdot g}} \cdot \frac{1}{R_R} \quad (39)$$

R_y 一定モデルの応答算定式(27)、(28)式および(29)、(30)式と $R_y \propto C_B$ モデルの応答算定式(36)、(37)式および(38)、(39)式を比較したものが図 15 および図 16 である。図 15 に示す C_B - μ 関係においては、図 13 で示した限界耐力計算に基づく応答予測での降伏変形角モデル間の比較と同様の傾向が得られる。一方で図 16 に示す C_B - R_R 関係においては、 $R_y \propto C_B$ モデルの加速度一定領域は図中右上の大きなベースシア係数と応答変形角の範囲の地震応答評価となる。また速度一定領域においては、応答変形角の小さい範囲では R_y 一定モデルの要求ベースシア係数が大きくなり、応答変形角の大きい範囲では $R_y \propto C_B$ モデルの要求ベースシア係数が大きくなる。

4.3 $R_y \propto C_B$ モデルでの日米両規準の比較

ここで $R_y \propto C_B$ モデルでの限界耐力計算に基づく応答予測式と修正 IBC の比較を行う。限界耐力計算に基づく応答予測式(32)、(33)式と修正 IBC である(36)、(37)式を比較したものが図 17 である。両応答予測式は R_y 一定モデルに基づく比較を行った図 8 と同様に、概ね良い対応を示す。また限界耐力計算に基づく応答予測式(34)、(35)式と修正 IBC である(38)、(39)式を比較したものが図 18 である。両応答予測式の曲線の形状は大きく異なり、同一応答変形角時の要求ベースシア係数も大きく異なる。このことから $R_y \propto C_B$ モデルの要求ベースシア係数と応答変形角の関係を評価する場合には、IBC の低減係数を限界耐力計算の低減係数に簡便に近似する方法として示した(24)式は有効ではないと言える。そこで図 3 に示した IBC で用いられる構造種別によって定まる係数を用いて、限界耐力計算の低減係数と同じ値となる低減係数 F_h を(40)式に示す。(40)式は(3)式の塑性率 μ に(18)式を代入した式である。 R_y 一定モデルの C_B - μ 関係や C_B - R_R 関係などの評価の場合においても修正 IBC の低減係数として(40)式を用いることで、より限界耐力計算に基づく応答予測式に近似した値が得られる。(40)式を低減係数として用いた修正 IBC の C_B - μ 関係および C_B - R_R 関係を、降伏変形角モデルごとに(41)から(48)式に示す。

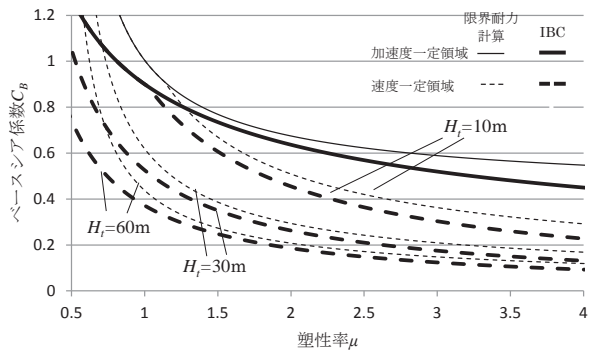


図 17 $R_y \propto C_B$ モデルにおける日米の $C_B-\mu$ 関係

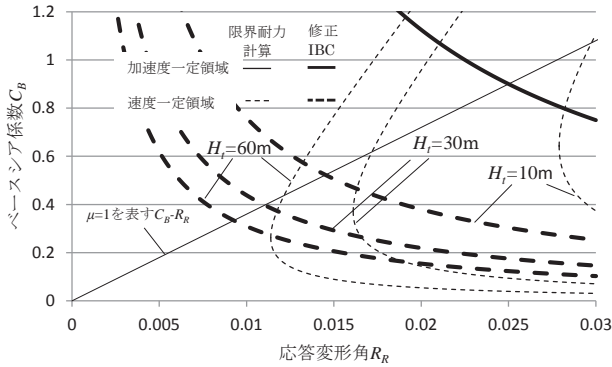


図 18 $R_y \propto C_B$ モデルにおける日米の C_B-R_R 関係

$${}_I F_h = \frac{1.5\sqrt{\mu}}{4\sqrt{\mu} - 2.5} = \frac{1.5\sqrt{R/\Omega_0}}{4\sqrt{R/\Omega_0} - 2.5} \quad (40)$$

・ R_y 一定モデルの修正IBC(C_B-R_R 関係)

[加速度一定領域] $(T_1 \leq T < T_2)$

$${}_I C_{Ba} = \frac{A}{g} \cdot {}_I F_h \quad (41)$$

[速度一定領域] $(T_2 \leq T < \beta T_2)$

$${}_I C_{Bv} = \left(\frac{A \cdot T_2}{2\pi} \right)^2 \cdot \frac{1}{H_f \cdot g} \cdot \frac{1}{R_y} \cdot \frac{{}_I F_h^2}{\mu} \quad (42)$$

・ R_y 一定モデルの修正 IBC(C_B-R_R 関係)

[加速度一定領域] $(T_1 \leq T < T_2)$

$${}_I C_{Ba} = \frac{A}{g} \cdot \frac{1.5\sqrt{R_R}}{4\sqrt{R_R} - 2.5\sqrt{R_y}} \quad (43)$$

[速度一定領域] $(T_2 \leq T < \beta T_2)$

$${}_I C_{Bv} = \left(\frac{A \cdot T_2}{2\pi} \right)^2 \cdot \frac{1}{H_f \cdot g} \cdot \frac{2.25}{(4\sqrt{R_R} - 2.5\sqrt{R_y})^2} \quad (44)$$

・ $R_y \propto C_B$ モデルの修正IBC($C_B-\mu$ 関係)

[加速度一定領域] $(T_1 \leq T < T_2)$

$${}_I C_{Ba} = \frac{A}{g} \cdot {}_I F_h \quad (45)$$

[速度一定領域] $(T_2 \leq T < \beta T_2)$

$${}_I C_{Bv} = \frac{A \cdot T_2}{2\pi} \cdot \sqrt{\frac{1}{H_f \cdot g} \cdot \frac{C_{00}}{R_{y0}} \cdot \frac{{}_I F_h}{\sqrt{\mu}}} \quad (46)$$

・ $R_y \propto C_B$ モデルの修正 IBC(C_B-R_R 関係)

[加速度一定領域] $(T_1 \leq T < T_2)$

$${}_I C_{Ba}^3 - \frac{64}{25} \cdot \frac{C_{00}}{R_{y0}} \cdot R_R \cdot {}_I C_{Ba}^2 + \frac{48}{25} \cdot \frac{A}{g} \cdot \frac{C_{00}}{R_{y0}} \cdot R_R \cdot {}_I C_{Ba} - \frac{C_{00}}{R_{y0}} \cdot R_R \cdot \left(\frac{3}{5} \cdot \frac{A}{g} \right)^2 = 0 \quad (47)$$

[速度一定領域] $(T_2 \leq T < \beta T_2)$

$${}_I C_{Bv}^2 - \left(\frac{64}{25} \cdot \frac{C_{00}}{R_{y0}} \cdot R_R - \frac{6}{5} \cdot \frac{AT_2}{2\pi} \sqrt{\frac{1}{H_f \cdot g} \cdot \frac{C_{00}}{R_{y0}}} \right) \cdot {}_I C_{Bv} + \frac{9}{25} \left(\frac{AT_2}{2\pi} \sqrt{\frac{1}{H_f \cdot g} \cdot \frac{C_{00}}{R_{y0}}} \right)^2 = 0 \quad (48)$$

(40)式による低減係数を用いた修正IBCである(48)式と限界耐力計算に基づく応答予測式(35)式を図 19 に示す。 $R_y \propto C_B$ モデルにおける C_B-R_R 関係(図 18 参照)では、(24)式によるIBCの低減係数の簡便な近似方法で導いた(38)、(39)式は限界耐力計算に基づく応答予測式と対応関係が得られなかったが、(47)、(48)式は良い対応を示す。

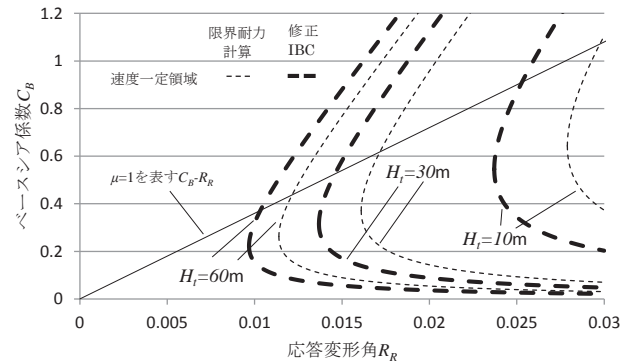


図 19 $R_y \propto C_B$ モデルにおける日米の C_B-R_R 関係

5. まとめ

本論文では限界耐力計算に基づく応答予測式とIBC規準の要求耐力を比較し、IBCで構造種別に定められた係数を用いた応答予測式を示すことで、より実状に即した合理的設計法が得られた。以下に得られた知見を示す。

- 1) 限界耐力計算に基づく応答予測式の要求ベースシア係数とIBCにおいてより安全な設計を行うために特定の条件下で用いる強度上昇係数 Ω_0 を用いた最大耐力時のせん断力を規準とする要求ベースシア係数を比較すると、加速度一定領域ではIBCの要求耐力が限界耐力計算に基づく応答予測式よりも小さく、建物高さが大きい速度一定領域ではIBCの要求耐力が限界耐力計算に基づく応答予測式よりも大きくなる。この要因として、IBCでは基本的に弾性一次周期を用いて要求耐力を算定するのに対し、限界耐力計算に基づく応答予測式では地震応答時の等価周期を用いることで建物の塑性率が大きくなることによる周期の伸びを考慮していることが挙げられる。

- 2) 変位一定則に基づき算定した IBC の低減係数 Ω_0/R は限界耐力計算で用いる低減係数 F_h よりも同一塑性率時に小さい値となり、塑性率が大きくなるほど両者の値の差は大きくなる。

IBC の低減係数を簡便に F_h と近似する値とするためには

$\sqrt{\Omega_0/R}$ とすることが挙げられる。

- 3) 地震応答時の等価周期と近似修正した低減係数 $\sqrt{\Omega_0/R}$ を用いて IBC のベースシア係数規定因子を用いた修正応答予測式を提示した。提示した応答予測式は、降伏変形角を一定とした場合、限界耐力計算に基づく応答予測式と同等の必要ベースシア係数と塑性率もしくは応答変形角の対応を得る。
- 4) 降伏変形角が強度に比例するとした場合の C_B-R_R 関係についても、IBC で用いられる構造種別によって定まる係数を用いて、限界耐力計算の低減係数と同じ値となる (40) 式を IBC の応答予測式に用いることで、限界耐力計算に基づく応答予測式と良い対応を示す。

参考文献

- 1) 嶋津孝之：日米の両建築耐震設計法，コンクリート工学，Vol.44, No.8, pp. 16-22, 2006.8
- 2) 熊谷誠幸，倉本洋，松本和行：RC 造建築物の耐震性能評価法に関する日米比較，コンクリート工学年次論文集，Vol.24, No.2, 2002
- 3) 平石久廣，稲井栄一，和田寿一，福島徹：鉄筋コンクリート造建築物の地震応答と耐震性能評価に関する研究，日本建築学会構造系論文集，第 613 号，pp.105-112, 2007.3
- 4) 平石久廣，稲井栄一，福島徹：鉄筋コンクリート造建築物の耐震基準における規定の意義とその合理化について，日本建築学会構造系論文集，第 622 号，pp.163-168, 2007.12
- 5) American Society of Civil Engineers：Minimum Design Loads for Buildings And Other Structures, Sei/asce 7-10
- 6) Motohide Tada, Tomonori Fukui, Masayoshi Nakashima, Charles W. Roeder：Comparison of Strength Capacity for Steel Building Structures in the United States and Japan, Earthquake Engineering and Engineering Seismology, vol.4, Num.1, pp.37-49, 2003.9
- 7) 石山裕二：応答スペクトル法によるベースシア係数について，日本建築学会大会学術講演梗概集，B-1, pp.621-622, 1987.10
- 8) 宗曉強，高橋徹：日中米耐震設計法の比較研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，B-1, pp.43-44, 2003.7
- 9) FEMA：2009 NEHRP RECOMMENDED SEISMIC PROVISIONS FOR NEWBUILDINGS AND OTHER STRUCTURES
- 10) 大場彬史，平石久廣：降伏変形角と水平耐力の関係を考慮した鉄筋コンクリート造建築物の必要水平耐力計算法，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2, pp.709-710, 2011.7
- 11) Edoardo M. Marino, Masayoshi Nakashima, Khalid M. Mosalam：Comparison of European and Japanese seismic design of steel building structures, Engineering Structures, vol.27, pp. 827-840, 2005.5
- 12) INTERNATIONAL CODE COUNCIL：2012 INTERNATIONAL BUILDING CODE
- 13) 建築物の構造関係技術基準解説書編集委員会編集：2007年度版建築物の構造関係技術基準解説書、2007.8
- 14) 前田匡樹、有菌祐介、幸村信行：鉄筋コンクリート梁部材の変形評価法に関する実験的研究、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.19、No.2、pp.861-866、1997
- 15) 国土交通省住宅局建築指導課：2001年改訂版既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準同解説、財団法人日本建築防災協会、2005.2
- 16) 平石久廣，平塚高弘：現行耐震性規準による建物の耐震性能の検証，日本建築学会構造系論文集，第 641 号，pp.1311-1319, 2009.7

(2013年11月10日原稿受理、2014年3月31日採用決定)

地盤のせん断波速度に基づく日米の地盤増幅係数に関する研究

地盤増幅率 地盤種 IBC
保有水平耐力計算 限界耐力計算 せん断波速度

正会員 大出 大輔*¹ 同 平石 久廣*²
同 飯場 正紀*³

1. はじめに

筆者等は日米の耐震規準について振動論に基づく理論式を用いて広範な構造種に適応できる比較方法により、日米の耐震規準により定まる建物必要ベースシア係数の差異について検討してきた。この検討に際しては低減係数の評価のみではなく、建物の固有周期や地盤種、加速度応答スペクトルの差異についても言及している¹⁾²⁾。

本報告では、加速度応答スペクトルの値に大きく影響する地盤種の評価と、地盤の増幅係数について、日米で比較を行う。文献¹⁾で言及したとおり日米両国において地盤種とせん断波速度に関係性があることから、せん断波速度に基づいて比較検討を行う。比較する耐震設計規準は保有水平耐力計算、限界耐力計算の略算法及び精算法³⁾、IBC⁴⁾(International Building Code)の4種類の規準とする。なお検討に用いる表層地盤は、厚さ30mの単層地盤とし、加速度応答スペクトルの速度一定領域における地盤増幅率を比較検討する。

2. 各耐震設計規準の地盤増幅係数

IBCでは(1)式より加速度応答スペクトルを求める。速度一定領域における地盤種による値の差異は、表1に示す地盤種によって定まる係数 F_v によって生じる。この値はSiteclassBを $F_v=1$ と基準化し、それに対するその他のSiteclassの F_v の値となっており、日本の地盤増幅係数に相当する係数である。 S_1 の値は地域によって異なる値が与えられており、本論ではSanfrancisco等で用いられる $S_1 \geq 0.5$ の値を用いる。またSiteclassは表2のように、主にせん断波速度によって区分される。なおこのとき、 T_s はSiteclassにより0.4~1.07sec、 T_L は12secとなる。

保有水平耐力計算では振動特性係数 R_i が(2)式により定められており、速度一定領域における R_i の値の差異は表3に示す T_c によって生じる。

限界耐力計算の略算法では速度一定領域の地盤増幅係数 G_s は表3に示す値となる。一方、精算法によれば表層地盤の一次卓越周期に対する増幅率 G_{s1} は(3)式による。ここで h は減衰定数、 α は(4)式の波動インピーダンス比、 H_i は地盤調査によって求められた地盤の各層の層厚、 G_i は地震時における各層のせん断剛性、 ρ_i は地盤調査によって求められた地盤の各層の密度、 ρ_B は地盤調査によって求められた工学的基盤の密度、 V_B は地盤調査によって求められた工学的基盤のせん断波速度を表す。 V_{SE} は(5)式で表す。本論の検討に当たっては、 $h=0.05$ 、 $\rho_i=2\text{ton/m}^3$ 、

$$\frac{1}{g} S_a = \begin{cases} \frac{2F_a \cdot S_s}{3} \cdot \left(0.4 + 0.6 \frac{T}{T_0}\right) & (T < T_0) \\ \frac{2F_a \cdot S_s}{3} & (T_0 \leq T < T_s) \\ \frac{2F_v \cdot S_1}{3T} & (T_s \leq T < T_L) \\ \frac{2F_v \cdot S_1 \cdot T_L}{3T^2} & (T_L \leq T) \end{cases} \quad (1)$$

$$R_i = \begin{cases} 1.0 & T < T_c \\ 1 - 0.2 \left(\frac{T}{T_c} - 1\right)^2 & T_c \leq T < 2T_c \\ 1.6 \frac{T_c}{T} & 2T_c \leq T \end{cases} \quad (2)$$

$\rho_B=2\text{ton/m}^3$ 、 $V_B=2500\text{m/s}$ 、 $H_i=30\text{m}$ とした。IBCのSiteclassA相当のせん断波速度まで検討するために V_B の値を非常に大きな値としたが、後に説明するとおり本報告では地盤増幅係数の比を比較するため、 V_B の値が大きいことによる弊害は生じない。

また、日本の地盤種は(6)式に示す地盤周期 T_G の値を用いて、表3で区分される。 n は基盤から基礎底面までの間の層の数、 H_i の建築物の基礎底面あるいは剛強な杭の支持層面から i 層下面までの深さ(m)、 V_{si} は i 層のせん断波

表1 F_v の値

Site Class	$S_1 \leq 0.1$	$S_1 = 0.2$	$S_1 = 0.3$	$S_1 = 0.4$	$S_1 \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1	1	1	1	1
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F	周期0.5秒以下は他の地盤の値を、それ以外は地盤応答解				

表2 IBCのSiteclass

Site Class	地盤	表層30mの平均性状		
		せん断波速度 V_s ft/sec (m/sec)	N値	未排水土質のせん断強度 S_u psf (kN/m ²)
A	強固な岩盤	$5000 < V_s$ (1524 < V_s)	N/A	N/A
B	岩盤	$2500 < V_s \leq 5000$ (762 < $V_s \leq 1524$)	N/A	N/A
C	非常に密度の高い土質地盤 あるいはやわらかい岩盤	$1200 < V_s \leq 2500$ (366 < $V_s \leq 762$)	$50 < N$	$2000 < S_u$ (95.76 < S_u)
D	硬い土質地盤	$600 < V_s \leq 1200$ (183 < $V_s \leq 366$)	$15 < N \leq 50$	$1000 < S_u \leq 2000$ (47.88 < $S_u \leq 95.76$)
E	軟弱地盤	$V_s \leq 600$ ($V_s \leq 183$)	$N \leq 15$	$S_u \leq 1000$ ($S_u \leq 47.88$)
F	—	3m以上の厚さの地盤が下記の性状を全て有する場合 ・塑性指数PI>20 ・含水率w \geq 40 ・未排水土質のせん断強度 $S_u < 500\text{psf}$ (23.94kN/m ²) 下記の何れかの性状を有する地盤 ・液状化が予測される地盤、鋭敏比の高い粘土地盤、崩壊が予測される軟弱なコンクリート地盤等 ・泥炭かつあるいは有機分を含むクレイで厚さ10ft(3.048m)以上 ・非常に塑性な地盤 PI>75の厚さ25ft(7.62m)以上 ・非常に厚い軟い/中程度に硬い粘土層で厚さ100ft(30.48m)以上		

表3 地盤種と地盤増幅率、地盤周期の関係

第一種地盤	$T_c=0.4$	$G_s=1.35$	$T_g \leq 0.2$
第二種地盤	$T_c=0.6$	$G_s=2.025$	$0.2 < T_g \leq 0.75$
第三種地盤	$T_c=0.8$	$G_s=2.7$	$0.75 < T_g$

速度(m/sec)、 h_i は i 層の厚さ(m)を表す。本論では厚さ 30m の単層地盤と設定したことから、 $h_i = 30\text{m}$ として検討を行った。

$$G_{s1} = \frac{1}{1.57h + \alpha} \quad (3) \quad \alpha = \frac{\sum_{i=1}^{N-1} \rho_i H_i}{\sum_{i=1}^{N-1} H_i} \cdot \frac{V_{SE}}{\rho_B V_B} \quad (4)$$

$$V_{SE} = \frac{\sum_{i=1}^{N-1} V_{Si} H_i}{\sum_{i=1}^{N-1} H_i} \quad (5) \quad T_G = \sqrt{32 \sum_{i=1}^n \left\{ h_i \cdot \left(\frac{H_{i-1} + H_i}{2} \right) / V_{Si}^2 \right\}} \quad (6)$$

3. 地盤増幅率の比較

地盤種の違いによる地盤増幅率評価の差異を 4 種類の耐震規準で比較したものが表 4、図 1 である。ここで β は(7)式により規定する基準地盤の地盤増幅係数 G_{sB} に対する対象地盤の地盤増幅係数 G_{s1} の比であり、本報告ではせん断波速度 600m/sec を基準地盤とする。そこで本報告で扱う 4 種類の耐震設計規準の G_{sB} は、IBC においては SiteclassC の F_v の値を、保有水平耐力計算と限界耐力計算の略算法は第一種地盤の T_c の値を、限界耐力計算の精算法ではせん断波速度 600m/sec の G_s の値を、それぞれ G_{sB} とした。保有水平耐力計算と限界耐力計算の略算法の地盤種の境界となるせん断波速度は(5)式と表 3 より求めた。各耐震設計規準の β の値は、おおむね近い値の傾向となることがわかる。一方でせん断波速度が 366~400m/sec の範囲や、せん断波速度が非常に大きい範囲と小さい範囲では、値の差が比較的大きくなる傾向が得られた。これは主に保有水平耐力計算と限界耐力計算の略算法で用いている地盤種が 3 種類しかないため、地盤種の境界となるせん断波速度付近や、せん断波速度が非常に大きい範囲と小さい範囲を評価することが十分にできていないためであると考えられる。また、限界耐力計算の精算法で評価すると、他の耐震規準と比較して、せん断波速度の変化に対して急激に β の値が値変化することがわかる。

$$\beta = \frac{\text{対象地盤の地盤増幅係数 } G_{s1}}{\text{基準地盤の地盤増幅係数 } G_{sB}} \quad (7)$$

4. まとめ

本論文では保有水平耐力計算、限界耐力計算の略算法と精算法および IBC の 4 種類の耐震設計規準について、地盤のせん断波速度に基づき、地盤増幅率の評価を比較した。以下に得られた知見を示す。

表 4 せん断波速度と地盤増幅率の関係

せん断波速度 (m/sec)	限界耐力計算精算法 β	保有水平耐力計算限界耐力計算略算法		IBC	
		地盤種	β	Siteclass	β
1524	0.463	第一種地盤	1	A	0.615
762	0.831			B	0.769
600	1.000			C	1
366	1.416	第二種地盤	1.5	D	1.154
183	2.010			E	1.846
160	2.235	第三種地盤	2		

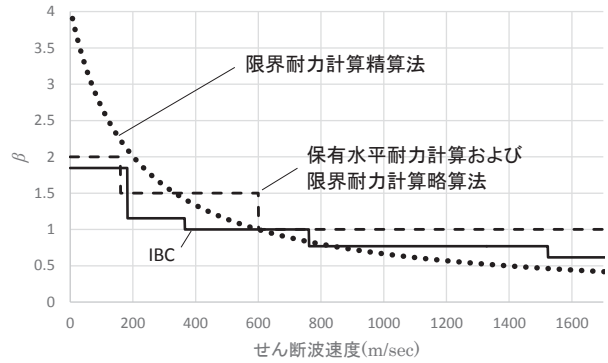


図 1 せん断波速度と地盤増幅率の関係

- ① 日米の耐震設計規準による地盤種および地盤増幅率の値は、主に地盤のせん断波速度によって定まる。このことから異なる耐震設計規準においても、せん断波速度を介して、様々な地盤に関する耐震性能評価の比較検討を行うことが出来る。
- ② 第一種地盤相当の地盤性状を基準地盤としたときの、検討対象地盤の地盤増幅率の比 β を算出し比較した。この結果、保有水平耐力計算と限界耐力計算略算法の β と IBC の β 、限界耐力計算精算法の β はおおむね近い値をとる。
- ③ 一部のせん断波速度の範囲においては β の値に比較的大きな差異が生じる。これは保有水平耐力計算と限界耐力計算の略算法で用いる地盤種が 3 種類であることで、地盤増幅係数の詳細な評価が十分にできないことに起因する。

参考文献

- 1) 大出大輔、平石久廣、楠浩一：保有水平耐力計算と International Building Code の比較と検討，日本建築学会技術報告集，第 45 号，pp.563-568, 2014.6
- 2) 大出大輔、平石久廣、楠浩一：限界耐力計算と INTERNATIONAL BUILDING CODE の耐震規定により定まる建物要求耐力の比較と検討，日本建築学会構造系論文集，第 701 号，pp.977-985, 2014.7
- 3) 建築物の構造関係技術基準解説書編集委員会編集：2007 年度版建築物の構造関係技術基準解説書，2007.8
- 4) INTERNATIONAL CODE COUNCIL：2012 INTERNATIONAL BUILDING COD

*1 株式会社大林組

*2 明治大学理工学部建築学科 教授 工博 (独立行政法人建築研究所 客員研究員)

*3 北海道大学大学院 教授 博士(工学)

*1 Obayashi Co,

*2 Prof., Dept. of Architecture, School of Science & Technology, Meiji Univ., Dr.Eng.(Visiting Research Fellow, Building Research Institute)

*3 Prof., Hokkaido University, Dr.Eng

首都圏実地盤上における鉄筋コンクリート造低層建物の耐震性能に関する研究

STUDY ON SEISMIC PERFORMANCE OF REINFORCED CONCRETE LOW-RISE BUILDINGS ON ACTUAL GROUND IN METROPOLITAN AREA

大出大輔 — * 1 和泉寛幹 — * 2
大塚悠里 — * 3 平石久廣 — * 4

Daisuke ODE — * 1 Hiroki IZUMI — * 2
Yuri OTSUKA — * 3 Hisahiro HIRAISHI — * 4

キーワード：
地震応答解析, 耐震性能, 等価周期, 保有水平耐力計算,
地盤と建物の動的相互作用

Keywords:
Seismic response analysis, Seismic performance, Equivalent period,
Calculation of lateral load carrying capacity, Soil-structure interaction

This paper verified the seismic performance of low-rise reinforced concrete buildings in metropolitan area, designed by Lateral Load Carrying Capacity. The validation target is rigid frame structures and boxed wall structures. In the verification, profile of the grounds and interaction between the ground and structure are considered. The paper concludes that the response of the buildings is significantly affected by the ground profiles, height of the buildings and deformability of the buildings. Finally, the paper indicates the map showing their risk index based on the relationship between their deformability of buildings and response drift angle.

1. はじめに

現行耐震設計法の一つとして、現在広く用いられている保有水平耐力計算は、Newmark のエネルギー一定則などに基づいている。しかし実情は一種の仕様規定であり、地震時の性能を直に規定したのではなく、その耐震性能は不明確な点が多い。特に保有水平耐力計算では、地盤毎に異なる地盤増幅特性を3種に限定して分類していることや、最大応答時とは関係性の低い弾性周期を用いてこれを考慮していることが、地震時の耐震性能を不明確なものとしている点として挙げられる¹⁾²⁾。

このため筆者等は保有水平耐力計算により耐力を設定した鉄筋コンクリート造に対し、実地盤による地盤増幅を考慮した地震動を用いて地震応答解析を行い、実地盤情報を正確に反映した首都圏の鉄筋コンクリート造建物の耐震性能の実状を検討している²⁾。この結果、特に変形能に乏しい低層建物では、第2、3種地盤と判定される地域で建物の限界変形を超える可能性が大きいことを明らかにしている。

しかしながら、文献 2)では建物と地盤の動的相互作用を考慮せずに耐震性能の検討を行っており、この影響が大きいとされている低層建物では、まだ検討の余地があるといえる。

本報では現行耐震設計法である保有水平耐力計算により、耐力を設定した低層鉄筋コンクリート造建物を対象として、地盤との動的相互作用を考慮した地震応答解析を行い、実状により即した耐震性能を検証した。また文献 2)では検討されていない、我が国の代表的な中低層集合住宅である鉄筋コンクリート造壁式構造について、同様な検証を行った。検証においては、鉄筋コンクリート造建物の実状として、中低層集合住宅などでは一般に長辺方向よりも短辺方向に多くの耐震要素を配することから、短辺方向の地震応答時の層間変形角は小さくなるため、文献 3)と同様に建物の長辺方向を検討対象

とした。このため本報では動的相互作用としては、スウェイを考慮して検討を行った。検証には文献 2)と同様に首都圏各地における実地盤の地盤増幅を考慮した地震動を用いた。また文献 2)の解析結果との比較を行うことで、耐震性能に及ぼすスウェイの影響についても検討を行った。さらに、各解析条件における建物の靱性能と限界変形角との関係より、首都圏の鉄筋コンクリート造建物の危険度の指標を示すマップを提示した。現在、保有水平耐力計算は主流の耐震設計であることから、保有水平耐力計算により耐力を算定した建物の耐震性能の実状をより正確に把握する事は設計だけではなく防災上の観点からも大きな意義を有すると考えられる。

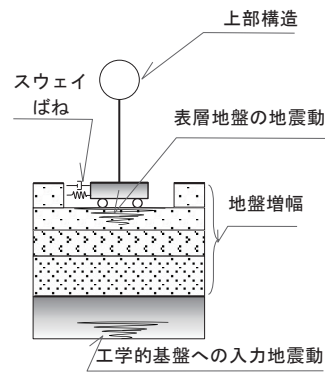
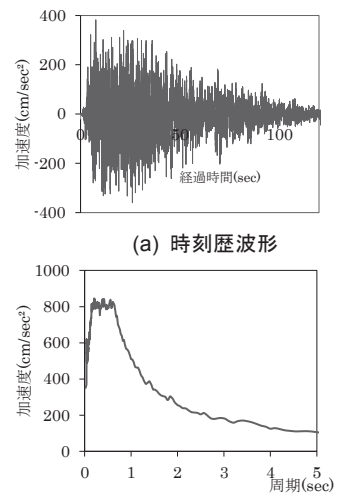


図1 解析モデル



(a) 時刻歴波形
(b) 加速度応答スペクトル
図2 入力地震動

¹⁾ 榎大林組技術研究所 / 明治大学大学院博士後期課程 大学院生・修士 (工学) (〒214-8571 神奈川県川崎市多摩区東三田 1-1-1)
²⁾ 榎鹿島建設 修士 (工学)
³⁾ 明治大学大学院博士後期課程 大学院生 / 日本学術振興会特別研究員 DC1 修士 (工学)
⁴⁾ 明治大学理工学部建築学科 教授・工博 (国立研究開発法人建築研究所 客員研究員)

¹⁾ Technical Research Institute, Obayashi Corporation / Grad. Student, Graduate School of Science and Technology, Meiji Univ., M. Eng.
²⁾ Kajima Corporation, M. Eng.
³⁾ Grad. Student, Graduate School of Science and Technology, Meiji Univ. / Research Fellow of Japan Society for the Promotion of Science, M. Eng.
⁴⁾ Div. Prof., Dept. of Architecture, School of Science & Technology, Meiji Univ., Dr. Eng. (Visiting Research Fellow, Building Research Institute)

2 解析概要

本報の検証に用いる解析モデルの概念図を図 1 に示す。解析対象は文献 2) と同様に、工学的基盤上の複数層からなる表層地盤と、その上に建つ 6m×6m スパンの無限均等鉄筋コンクリート造建物とした。工学的基盤から地震動を入力し、首都圏各地の実地盤の地盤増幅を考慮することで表層の地震動を解析的に求める。得られた表層の地震動を、保有水平耐力計算により耐力を設定した鉄筋コンクリート造建物に入力し、地盤と建物のスウェイを考慮した地震応答解析を行う。これにより、地盤増幅を精確に反映した現行基準鉄筋コンクリート造建物の耐震性能の検証を行う。なお、本報で扱う鉄筋コンクリート造建物の構造形式はラーメン構造と、スウェイの影響が大きいと考えられる壁式構造の 2 種類を想定してモデル化した。

入力地震動や地盤諸元、上部構造のモデル化方法や、耐力設定は、文献 2) と同様とした。図 2 に入力地震動の時刻歴波形と加速度応答スペクトルを示す。防災科学研究所強震ネットワーク (K-NET) による解析地点と各地点の 1 次卓越周期^{2 参照}を図 3、表 1 に示す。上部構造の Q-δ 関係を図 4 に示す。なお本報ではラーメンモデルの降伏変形角を $R_{yf}=1/120$ 、壁式モデルの降伏変形角を $R_{yw}=1/200$ とした。文献 2) および本報の設定により求めた上部構造の諸元を表 2 に示す。

ラーメンモデルの建物の復元力特性は修正 Takeda モデル⁴⁾とした。また、減衰は 3% の瞬間剛性比例型とした。なお、壁式構造での復元力特性はスリップ挙動を示すことが知られているが、文献 5) 6) で

は最大耐力近傍のかなり大きな変形まで安定した履歴を示していることから、本報では壁式モデルにおいても復元力特性を修正 Takeda モデルとした。文献 2) および本報の設定により求めた上部構造耐力を表 3 にまとめた。

なお、3 種地盤の 5 階建て建築物では杭基礎を採用する場合は一般的と考えられるが、本報では直接基礎としている。これは、杭基礎を想定すると地盤・建物ごとに杭径、杭長を設定する必要があることから、事例的な検討となり⁷⁾、本報の趣旨である首都圏全体の建物の耐震性のマクロな把握が複雑で、困難になりかねないためである。なお、杭基礎では杭抵抗により、直接基礎と比較して建物への水平入力動が低減される⁸⁾。このため、一般に直接基礎よりも杭基礎として検討したほうが、建物の応答変形は小さくなることにも配慮した。

表 2 上部構造諸元

	階数	建物高さ (m)	有効高さ (m)	有効重量 (kN)	周期 (s)	初期剛性 K_1 (kN/mm)
ラーメンモデル	3	10.5	8.17	1111	0.21	101
	5	17.5	12.83	1767	0.35	58.1
壁式モデル	3	10.5	8.17	1203	0.17	169
	5	17.5	12.83	1915	0.28	96.9

表 3 降伏変形角と上部構造耐力

	階数	降伏変形角 R_y (rad)	構造特性係数 D_o	ひび割れ耐力 Q_{cr} (kN)	降伏耐力 Q_{un} (kN)
ラーメンモデル	3F	1/120	0.3	110.80	332.41
			0.4	148.11	444.34
			0.55	203.65	610.97
	5F		0.3	176.56	529.69
			0.4	235.63	706.90
			0.55	324.00	972.00
壁式モデル	3F	1/200	0.55	220.62	661.88
			0.75	300.85	902.57
			1.0	401.14	1203.42
	5F		0.55	351.00	1053.00
			0.75	478.63	1435.90
			1.0	638.18	1914.54

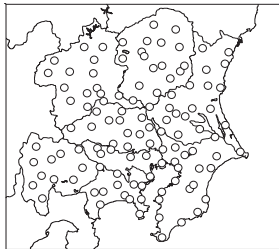


図 3 解析地点

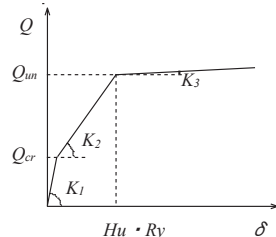


図 4 上部構造の復元力特性

表 1 解析地点の地盤の 1 次卓越周期

県名	地盤種別	解析地点名	一次卓越周期	県名	地盤種別	解析地点名	一次卓越周期	県名	地盤種別	解析地点名	一次卓越周期	県名	地盤種別	解析地点名	一次卓越周期					
東京	1	氷川	0.18	埼玉	1	勝浦	0.11	茨城	2	土浦	0.30	群馬	1	吾妻	0.16					
		梶原	0.13			白浜	0.05			岩井	0.51			渋川	0.19					
		八王子	0.23			富津	0.20			熊谷	0.31			江戸崎	0.44	桐生	0.12			
		小金井	0.24			野田	0.38			小川	0.26			黒磯	0.03	伊勢崎	0.19			
		青梅	0.44			白井	0.50			春日部	0.57			塩原	0.02	坂本	0.05			
	2	町田	0.30		成田	0.40	大宮		0.73	藤原	0.16		下仁田	0.04						
		新宿	0.30		佐倉	0.37	所沢		0.34	湯本	0.11		万場	0.09						
		横須賀	0.10		千葉	0.67	川口		1.13	小川	0.13		前橋	0.27						
		鎌倉	0.11		八日市場	0.53	久喜		1.37	宇都宮	0.04		館林	0.39						
		二俣川	0.17		蓮沼	0.56	高萩		0.17	足尾	0.03		太田	0.31						
神奈川	1	藤野	0.07	1	東金	0.38	栃木	1	水戸	0.20	1	1	葛生	0.15	山梨	1	丹波山	0.03		
		秦野	0.10		姉崎	0.65			下館	0.04			真岡	0.14			大月	0.19		
		山北	0.11		姉崎	0.63			大子	0.23			茂木	0.15			富士吉田	0.13		
		三崎	0.21		木更津	0.67			笠間	0.21			芹沼	0.10			北高岡	0.02	塩山	0.15
		相模原	0.22		鉾	0.63			那珂湊	0.23			北高岡	0.02			北高岡	0.02	本栖	0.07
		川崎	0.72		市場	0.43			那珂湊	0.23			那珂湊	0.23			北高岡	0.02	南部	0.11
	2	川崎	0.72	稲毛	0.50	那珂湊		0.23	那珂湊	0.23	北高岡	0.02	早川	0.08						
		藤沢	0.31	浦安	0.99	那珂湊		0.23	那珂湊	0.23	北高岡	0.02	須玉	0.07						
		厚木	0.65	銚南	0.99	那珂湊		0.23	那珂湊	0.23	北高岡	0.02	甲府	0.51						
		横濱	1.12	鴨川	0.82	那珂湊		0.23	那珂湊	0.23	北高岡	0.02	六郷	0.28						
		3	小田原	0.10	中津川	0.15		那珂湊	0.23	那珂湊	0.23	北高岡	0.02	芦安	0.41					
			小田原	0.10	飯能	0.04		那珂湊	0.23	那珂湊	0.23	北高岡	0.02	須玉	0.07					
千葉	1	松戸	0.15	埼玉	1	秩父	0.08	群馬	1	片品	0.09	山梨	2	甲府	0.51					
		佐原	0.20			東松山	0.09			水上	0.12			須玉	0.07					
		銚子	0.04			川越	0.18			つくば	0.45			沼田	0.13	六郷	0.28			
		野原	0.04			飯能	0.04			石岡	0.69			草津	0.17	須玉	0.07			
		野原	0.04			飯能	0.04			鉾田	0.28			草津	0.17	須玉	0.07			
		野原	0.04			飯能	0.04			鉾田	0.28			草津	0.17	須玉	0.07			

地盤との動的相互作用を考慮する際に用いる地盤ばね定数 K_h (kN/m)と地盤の減衰係数 C_h (kN・s/m)はコーンモデルを利用した方法⁹⁾にて算出した。算出法の一部を(1)、(2)式に示す。 K_h は(1)式に示す複素表示された水平地盤ばね定数 \bar{k}_h の実部とする。 $\bar{\beta}_h$ は複素表示された水平地盤ばね定数の補正係数、 \bar{k}_h は複素表示された基礎直下地盤が半無限に続くと仮定した場合の直接基礎の水平地盤ばね定数、 h_{se} はスウェイ固有周期における水平変位に対応した等価粘性減衰定数、 ω_e は建物と地盤の相互作用を考慮した建物の等価円振動数である。これらの係数は地盤のせん断ひずみによる剛性低下を考慮した等価せん断剛性に基づき算出した⁹⁾。なお基礎も6m×6mの無限均等ラーメンとし、水平地盤ばねの値は基礎形状を6m×6mの直接基礎として算出した。また本報では、無限均等ラーメンを解析対象としているためロッキング挙動については考慮せず、スウェイ挙動のみを考慮している。また本報では桁行方向が検討対象であり、かつ一般にロッキングの影響が小さい低層建物であることから、スウェイの影響が支配的であると考えられること¹⁰⁾、5階建て壁式鉄筋コンクリート造建築物ではロッキングの影響が小さいこと³⁾、長辺方向は回転方向のインピーダンスは短辺方向と比較して非常に大きな値となること¹¹⁾などから、本報で対象とする建物の実情としても、ロッキングの影響は小さいと考えられる。

$$\bar{K}_h = \bar{\beta}_h \cdot K_{h0} \quad (1) \quad c_h = 2h_{se}K_h / \omega_e \quad (2)$$

3. 地震応答解析結果

以下には、2章に示した方法により求めた首都圏各地の表層の地震動を用いて、上部構造の地震応答解析を行った結果を示す。

3.1 ラーメンモデル

3階および5階建てラーメンモデルの各解析地点における最大応

答変形角と地盤の1次卓越周期および、文献¹⁾同様に $D_s=0.3, 0.4, 0.55$ に対応する塑性率として、塑性率 $\mu=4, 2, 1$ を採用し、降伏変形角(=1/120)に μ を乗じて求めた限界変形角の関係を図5、6に示す。図5より、3階建てモデルでは D_s 値に関わらず最大応答変形角が1/40を越えている解析地点があり、図6に示した5階建てモデルと比較して大きな変形角を伴う結果となった。5階建てモデルの地震応答時の等価周期が、地盤の卓越周期よりも長くなることにより、共振しにくくなったと考えられる。また全般的に、 D_s 値が大きいほど応答変形角が小さくなるが、限界変形角を超える解析地点は増加する。この結果から、建物の地震応答は工学的開放基礎への入力地震動や表層地盤の特性に影響を受けるが、概して建物の靱性を確保して、地盤の1次卓越周期よりも建物の地震応答時の等価周期を長くすることが、建物の崩壊を防ぐことに効果的と考えられる。

また1種地盤では解析地点毎に最大応答変形角の差は少ないが、2種地盤、3種地盤では同一地盤種別に分類されるにもかかわらず、解析地点毎に最大応答変形角の差が非常に大きいことが確認できる。これは日本の設計基準において、地盤種を3種類に大別していることに起因する。例えば米国の International Building Code¹²⁾では、地盤種を6種類に分類しており、同一地盤種内での応答変形の差が生じにくくなっている。このことから、3種類に大別された地盤種に基づき耐震設計することは、過剰な余裕度のある設計もしくは危険側の設計に繋がる可能性があると考えられる。特に中低層建物では、極めて稀な地震動時の等価周期が2種、3種地盤の卓越周期と近い値となる場合が多く、この点に留意が必要と考えられる。

3.2 壁式モデル

3階および5階建て壁式モデルの各解析地点における最大応答変形角と地盤の1次卓越周期の関係と、一定の幅を持った限界変形角

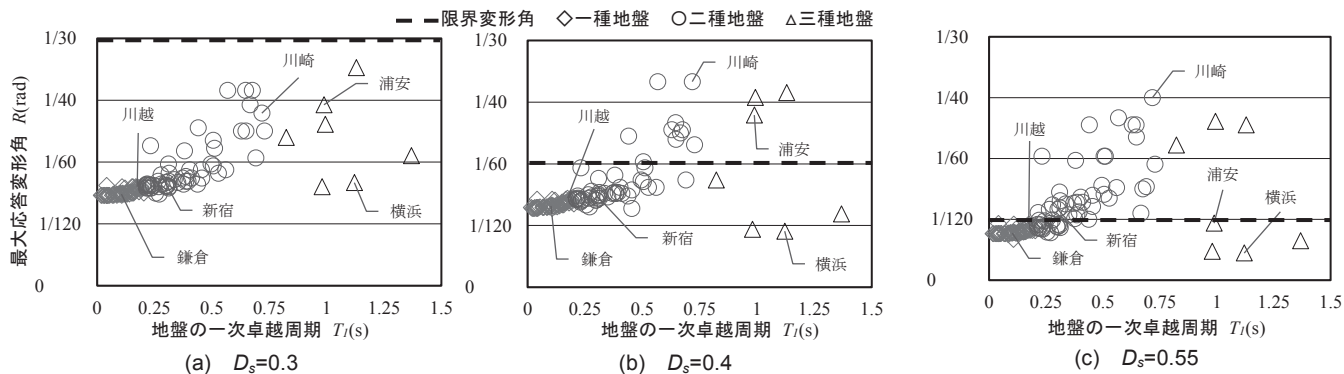


図5 解析結果(3階ラーメンモデル)

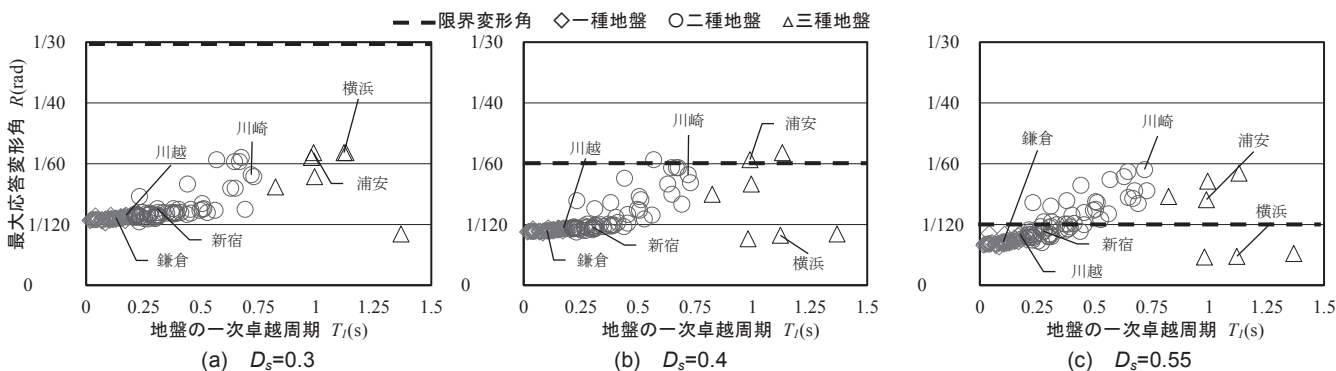


図6 解析結果(5階ラーメンモデル)

(1/120~1/80)を図7、8に示す。限界変形角については文献³⁾においては、5階建てRC壁式構造の1階層間変形角が1/100に達した時点が耐力壁の曲げ破壊時としていることなどを勘案した値である。なお壁式モデルにおいては、 D_s による限界変形角の増減は考慮してい

ない。 D_s の値が大きくなることで建物耐力が大きくなるため、最大応答変形角が小さくなる傾向がある。また、ラーメンモデルと同様に多くの場合で3階モデルよりも5階モデルの最大応答変形角が小さくなる。

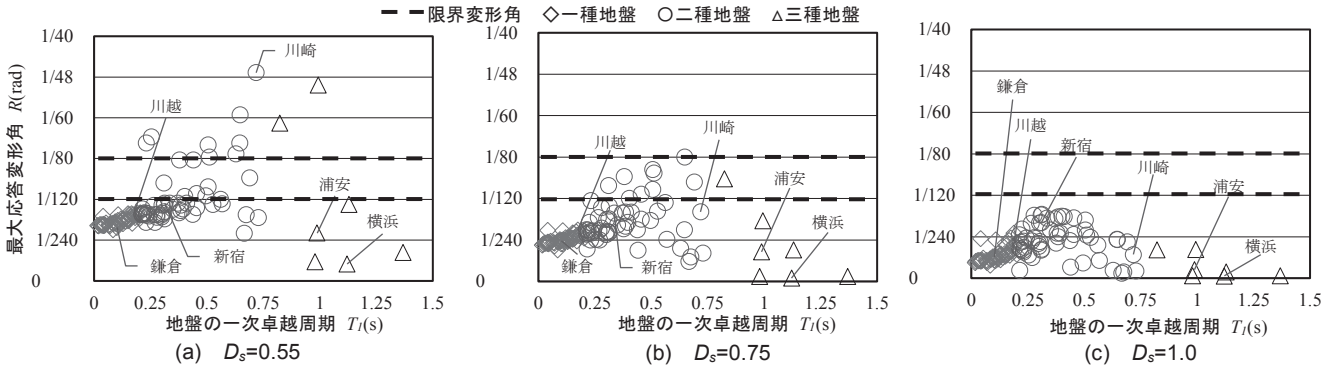


図7 解析結果(3階壁式モデル)

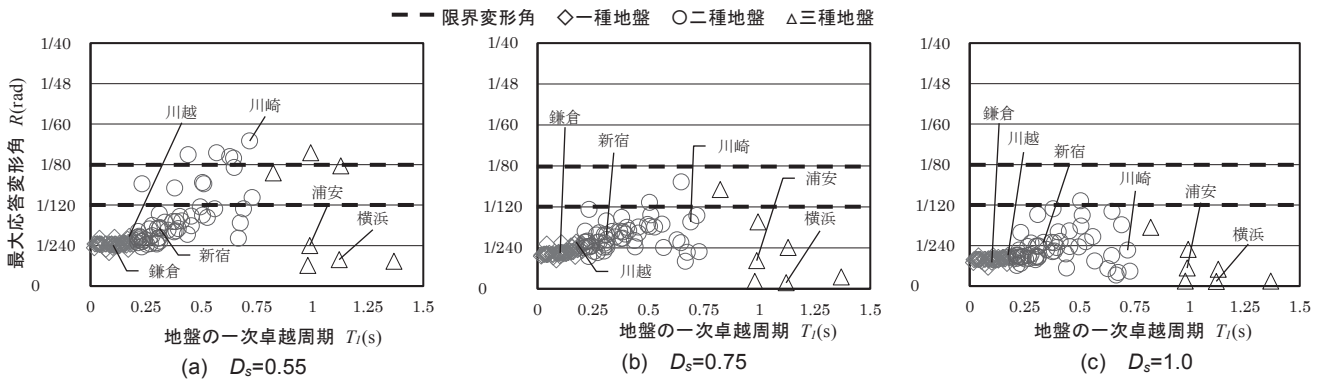


図8 解析結果(5階壁式モデル)

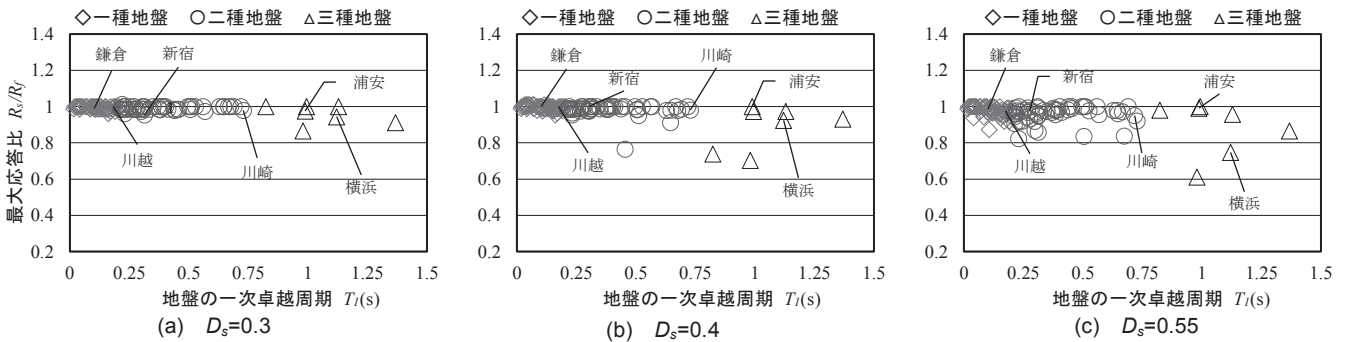


図9 基礎固定モデルとスウェイモデルの最大応答比(3階ラーメンモデル)

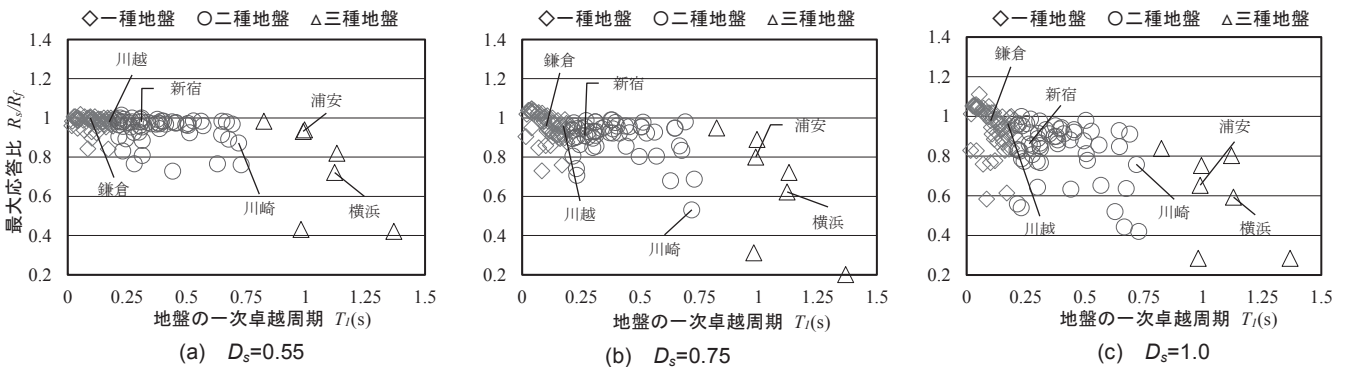


図10 基礎固定モデルとスウェイモデルの最大応答比(3階壁式モデル)

4. 地盤の動的相互作用に関する考察

以下では保有水平耐力計算による鉄筋コンクリート建造物の耐震性に及ぼす地盤との動的相互作用による影響を把握するため、文献 2) の基礎固定モデルによる解析結果と本研究のスウェイモデルによる解析結果との比較を行う。なお 3 階建てモデルと 5 階建てモデルで同様の解析結果傾向が得られたため、本報では 3 階建てモデルの解析結果のみを掲載する。

4.1 ラーメンモデル (3 階モデル)

図 9 に 3 階ラーメンモデルにおける、スウェイモデルの最大応答変形角 R_s (rad) を基礎固定モデルの最大応答変形角 R_f (rad) で除した値である最大応答比 R_s/R_f を示す。 D_s 値の関係から比較すると、それぞれの最大応答比 R_s/R_f は $D_s=0.3$ のとき $1.0 \sim 0.87$ 、 $D_s=0.4$ のとき $1.0 \sim 0.70$ 、 $D_s=0.55$ のとき $1.0 \sim 0.61$ となった。 $D_s=0.3$ のとき、スウェイモデルと基礎固定モデルの応答の差は小さいが、 D_s 値が $D_s=0.4$ 、 $D_s=0.55$ と増加するにあたって、スウェイモデルの応答が基礎固定モデルに比べより小さくなる傾向を示した。この傾向は 1 種地盤に比べ、2 種、3 種地盤と地盤周期が長くなるほど、顕著に確認できる。

4.2 壁式モデル (3 階モデル)

図 10 に 3 階壁式モデルにおける、スウェイモデルの最大応答変形角 R_s (rad) を基礎固定モデルの最大応答変形角 R_f (rad) で除した値である最大応答比 R_s/R_f を示す。 D_s 値について、それぞれの最大応答比 R_s/R_f は $D_s=0.55$ のとき $1.02 \sim 0.42$ 、 $D_s=0.75$ のとき $1.04 \sim 0.20$ 、 $D_s=1.0$ のとき $1.01 \sim 0.28$ となった。 $D_s=0.55$ のとき、スウェイモデルと基礎固定モデルの応答の差は地盤の 1 次卓越周期が長くなるほど大きく

なる。またこの差は D_s 値が $D_s=0.75$ 、 $D_s=1.0$ と増加するほど大きくなる。特に $D_s=0.75$ では 1 次卓越周期の最も長い久喜で、スウェイモデルの最大応答変形角が基礎固定モデルの最大応答変形角の 2 割となった。

4.3 累積消費エネルギーによるスウェイの影響度合いの検討

スウェイを考慮することで最大応答が比較的大きく低減した地点 (図 9、10 参照) では、地盤ばねによるエネルギー吸収が大きくなる傾向がある。図 11 に、各地盤種別 (1 種地盤の鎌倉、川越、2 種地盤の新宿、川崎、3 種地盤の浦安、横浜) の基礎固定モデルとスウェイモデルの累積消費エネルギーを示す。ここでは、累積消費エネルギーを、上部構造の減衰による消費エネルギー (上部減衰)、上部構造の履歴吸収エネルギー (上部履歴)、地盤ばねの減衰による消費エネルギー (地盤減衰) に分類した。地盤の 1 次卓越周期が長いほうが、また、ラーメンモデルと比較して壁式モデルのほうがこの傾向が顕著であることから、地盤剛性に対して建物剛性が高いほど、スウェイ

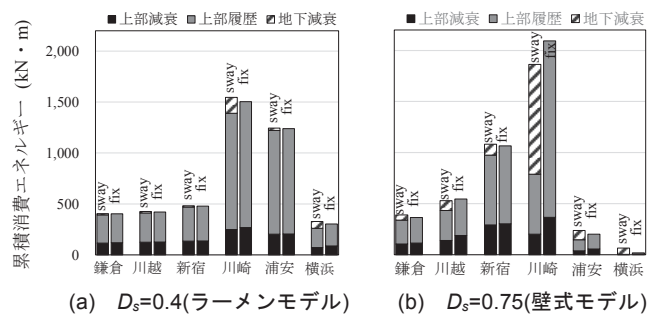


図 11 累積消費エネルギー (3 階モデル)

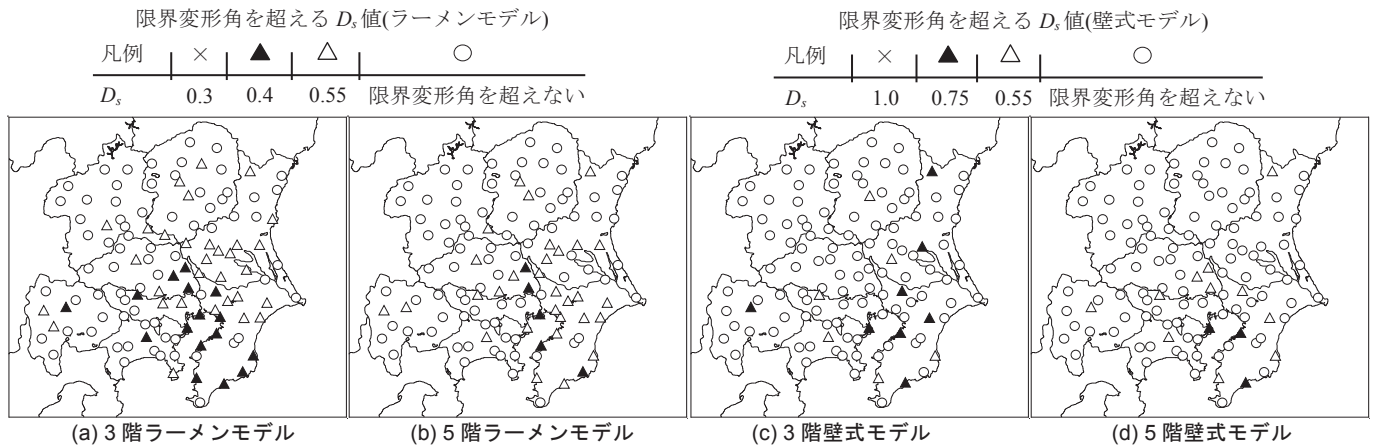


図 12 限界変形角を超える解析地点 (基礎固定モデル)

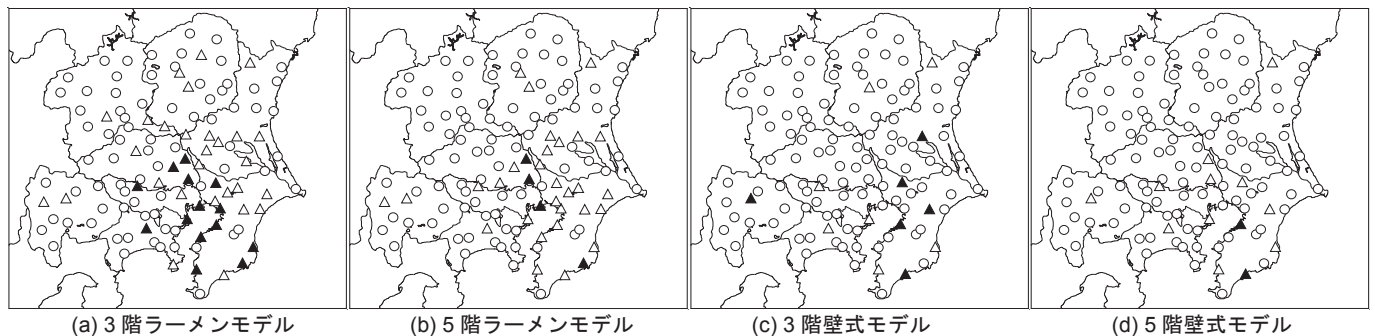


図 13 限界変形角を超える解析地点 (スウェイモデル)

考慮の有無による影響が大きいといえる。

5 地域別比較

図 12、13 は、最大応答変形角が限界変形角を超える解析結果となった D_s 値を、地図上に示したものである。本報では、最大応答変形角が限界変形角を超えた場合を崩壊と表現する。これらは防災上および実務設計時に留意すべき資料となり得ると思われる。ただし、図 12、13 はあくまでも本報で対象とした解析地点における、本報で設定した解析条件および限界変形角による評価値であり、個々の建物では異なる結果となることも十分あり得る。

ラーメンモデルでは、 D_s が小さくなるほど、限界変形角が大きくなり、崩壊判定となる建物が少なくなる。地域別に比較すると首都圏の南東の地域が、地盤の卓越周期が長い地点が多く、崩壊判定となる解析ケースが多い。

壁式モデルでは限界変形角を仮に 1/100 とした場合の結果を示した。強度抵抗型を意識して、すべての D_s で限界変形角が変化しない設定としたことなどから、 D_s が大きくなるほど崩壊判定となる建物が少なくなるが、2、3 種地盤では、3、5 階モデルとも $D_s=0.75$ に近い値であっても崩壊と判定される地域があり、建物の等価周期と地盤の卓越周期の関係性に特に配慮が必要と考えられる。

ラーメンモデル、壁式モデルともに、スウェイを考慮することで一定の応答低減効果はあるものの、崩壊判定に与える影響は小さく崩壊とから安全と判定が変わる解析ケースは少ない。一般的な低層建物の耐震設計においてはスウェイを考慮していないことから、実在の建物はスウェイ効果の分だけの余裕度を有していると考えられる。

6. まとめ

本報では現行耐震設計法である保有水平耐力計算により耐力を設定した首都圏の中低層の鉄筋コンクリート造ラーメンおよび壁式建物に対し、地盤との動的相互作用（スウェイ）を考慮した地震応答解析を行い、耐震性能の検証を行った。検証には首都圏各地における実地盤上の極めて稀に発生する地震動を用いた。また文献²⁾の基礎固定モデルと本研究のスウェイモデルの解析結果を比較することで、鉄筋コンクリート造建物の耐震性に及ぼす地盤との動的相互作用の影響についても検討を行った。以下に得られた知見についてまとめる。

- ① 中低層の鉄筋コンクリート造建物は同じ地盤種別に分類される地盤上で比較を行っても最大応答変形角の差が大きい。この傾向は特に 2 種、3 種地盤にて顕著である。これは 2 種、3 種地盤では同一の地盤種に分類される地盤であっても地盤毎に卓越周期が大幅に異なることと、中低層建物の極めて稀な地震動時の等価周期帯が 2 種、3 種地盤の卓越周期と近い値となる場合が多いことに起因する。
- ② 上記の要因より中低層建物では、構造特性係数 D_s 値の変化によって最大応答変形角が大きく変化する。一方で 1 種地盤では、中低層建物の地震応答時の等価周期が地盤の卓越周期を超えていることにより、安全性の観点からは D_s が応答変形角へ与える影響は小さい。
- ③ 鉄筋コンクリート造 3 階建て建物において、スウェイモデルの最大応答変形角 $R_s(\text{rad})$ を基礎固定モデルの最大応答変形角 $R_f(\text{rad})$ で除した値の最小値は、ラーメンモデル $D_s=0.3$ 、0.4、

0.55 の場合に 0.9、0.7、0.6、壁式モデル $D_s=0.55$ 、0.75、1.0 の場合に 0.4、0.2、0.2 程度となった。ただし崩壊判定に与える影響は小さく、スウェイを考慮しても、ラーメンモデル、壁式モデルともに崩壊から安全と判定が変わる解析ケースは少なかった。

- ④ 首都圏の南東の地域に地盤の卓越周期が長い地点が多く、応答最大変形角が限界変形角を超える（崩壊判定）解析ケースが多い。ラーメンモデルでは、 D_s が大きいほど限界変形角を小さくしていることもあり、崩壊判定となる解析ケースが多い。壁式モデルでは $D_s=0.75$ でも崩壊と判定されるケースが生じた。

謝辞

本報では防災科学研究所強震ネットワーク（K-NET）に公開されている土質データを利用させていただきました。ここに記し深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 平石久廣, 稲井栄一, 福島徹 : 鉄筋コンクリート造建築物の耐震規準における規定の意義とその合理化について, 日本建築学会構造系論文集, 第 622 号, pp. 163-168, 2007. 12
- 2) 平石久廣, 和泉寛幹, 積山悠 : 首都圏における現行基準鉄筋コンクリート造建物の耐震性に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 722 号, pp. 869-777, 2016. 4
- 3) 稲井栄一, 井上芳生, 木股信男, 勅使河原正臣: 壁式鉄筋コンクリート造建築物の地震応答の評価法, 日本建築学会技術報告集, 第 24 号, pp. 155-160, 2007. 12
- 4) Takeda, Sozen and Nielsen : Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, Journal, Structural Division, ASCE, vol.96, No.ST12, 1970.
- 5) 日本建築学会 : 壁式構造関係設計規準集・同解説(壁式鉄筋コンクリート編), 2003. 9
- 6) 広沢雅也, 後藤哲郎, 平石久廣, 芳村学, 高層(6~8 階建)壁式鉄筋コンクリート造の標準化を目的とした実大建物の耐震破壊実験, コンクリート工学, 第 19 号, pp. 91-105, 1981
- 7) 平石久廣, 平塚高弘 : 現行耐震基準による建物の耐震性能の検証, 日本建築学会構造系論文集, 第 641 号, pp. 1311-1319, 2009. 7
- 8) 飯場正紀, 田守伸一郎, 北川良和 : 建物-地盤連成系モデルの振動台実験による杭基礎への地震作用の基本性状, 日本建築学会構造系論文集, 第 566 号, pp. 29-36, 2003. 4
- 9) 国土交通省住宅局建築指導課, 国土交通省建築研究所, 財団法人日本建築センター, 社団法人建築研究振興協会 編集 : 2001 年版限界耐力計算法の計算例とその解説, 工学図書, 2001. 3
- 10) 林康裕, 藤森健史, 安井謙, 井口道雄 : 1995 年兵庫県南部地震における相互作用効果と建物応答, 日本建築学会構造系論文集, 第 520 号, pp. 45-51, 1999. 6
- 11) 榊原啓太, 福和信夫, 飛田潤, 小島宏章: 観測された動特性を説明可能な構造物の振動解析モデルの構築, 日本建築学会技術報告集, 第 25 号, pp. 65-68, 2007. 6 (in Japanese)
- 12) INTERNATIONAL CODE COUNCIL : 2012 INTERNATIONAL BUILDING CODE

[2018 年 2 月 7 日原稿受理 2018 年 4 月 24 日採用決定]

SEISMIC PERFORMANCE OF BUILDINGS DESIGNED BY CURRENT JAPANESE CODES AND PROBLEMS TO BE CONSIDERED

Daisuke ODE
*Technical Research Institute
 Obayashi Corporation
 Graduate school of
 science and technology
 Meiji Univ.
 Tokyo, Japan
 ode.daisuke@obayashi.co.jp*

Miei ITO
*Graduate school of
 science and technology
 Meiji Univ.
 Kanagawa, Japan
 1103a6na@gmail.com*

Hisahiro HIRAISHI
*Div. Prof, Dept. of Architecture, School
 of Science & Technology
 Meiji Univ.
 Kanagawa, Japan
 hiraishi@meiji.ac.jp*

Abstract— This paper investigates the seismic characteristics of buildings at critical deformation, which are important factors for seismic design. The paper shows the calculation method of the equivalent building period at critical deformation and derives the basic response formula to evaluate the base shear vs. critical deformation relationship from energy balance at the maximum deformation. Finally, the paper examines important factors which affect seismic performance of buildings based on the derived critical building period and basic response formula, and points out the problems in Japanese existing seismic design codes.

Keywords—Japanese seismic design codes, equivalent period, response evaluation, seismic zone coefficient, ground amplification factor

I. INTRODUCTION

The seismic design of current middle/low-rise buildings in Japan are usually conducted based on the calculation of lateral load carrying capacity [1]. However, the calculation of lateral load carrying capacity was enforced several decades ago, and from the view point of the current earthquake-resistant technology and knowledge, it specifies some irrational regulations [2].

On the other hand, the calculation of response and limit strength was also enforced as a performance regulation in Japan in 2000, where seismic performance is verified based on equivalent linearization method in calculation of response and limit strength

Reference [2] already clarified that the effect of damping is overestimated in the constant acceleration region and the extension of the building period due to the plasticity of the building is neglected in the calculation of lateral load carrying capacity, and they are some of major factors that cause a large difference in demand strength by two Japanese seismic design codes. However, the influence of other factors such as zone coefficient Z and ground amplification factor G_s which also cause significant difference in two seismic codes is not quantitatively evaluated yet.

This paper investigates the actual situation and problems of the seismic codes of the building in Japan. At first, the paper shows that many buildings belong to the constant velocity region at the collapse of the buildings considering the response period and the relationship between the acceleration response

spectrum and the equivalent period of the building. Next, the paper derives the simple basic response formula for buildings in constant velocity region of the response spectrum from the equilibrium of energy, and investigates the problem of the existing seismic design codes based on the formula and the equivalent period. Finally, the paper examined the influence of the seismic zone coefficient and ground amplification factor on seismic performance, and pointed out the problems of the current code. It is meaningful in not only academical fields but also practical fields to show the response evaluation formula in such simple expression and the influence of structural factors on seismic performance, so that engineers can easily understand seismic performance and can easily reflect them in seismic design code and seismic resistant technology.

II. RESPONSE EVALUATION BASED ON THE EQUIVALENT LINEARIZATION METHOD

Shibata et al. has derived the relationship between the required strength and deformation of buildings based on the equivalent linearization method[3]. In addition, Otsuka, Hiraishi et al. examined the influence of hysteresis models on seismic response of a single degree of freedom system when it resonates, and it was concluded that the difference of the hysteresis models had little effect on response if the equivalent stiffness (equivalent period) and the energy absorption by the damping force are equal. In this chapter, it is showed that many buildings belong to the constant velocity region at the critical deformation based on the relationship between the equivalent period and the response deformation.

A. Equivalent period and response drift angle of buildings

From [3] and [4], it is rational to use the equivalent period for response spectrum for elasto-plastic response of buildings. In the calculation of response and limit strength which is the other representative current standards in Japan, not the elastic period, but the equivalent period at the maximum response is used as the period of the response spectrum.

Reference [5] gave (1) for the equivalent period of a single degree of freedom system with the functions of the base shear coefficient and the response drift angle shown in Figs.1 and 2.

$$T_e = 2\pi \sqrt{\frac{\delta}{C_B \cdot g}} \quad (1)$$

where, T_e is equivalent period of the building, δ is the seismic response deformation of the building, C_B is the base shear coefficient of the building and g is the gravity.

Assuming the perfect elasto-plastic hysteresis model as shown in Fig.2, the equivalent period after plasticization is expressed by (2). Since the value of the acceleration response spectrum in the constant velocity region is inversely proportional to the period, it can be seen that the value of acceleration response spectrum in the constant velocity region is proportional to the square root of the plastic ratio.

$$T_e = 2\pi \sqrt{\frac{M_u}{K_e}} = 2\pi \sqrt{\frac{M_u \cdot \mu}{K_0}} \quad (2)$$

where, K_e is the equivalent stiffness, M_u is effective mass of the building, μ is the plastic ratio and K_0 is the elastic stiffness.

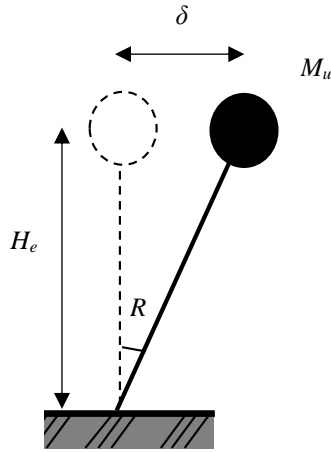


Fig. 1. Single degree of freedom system

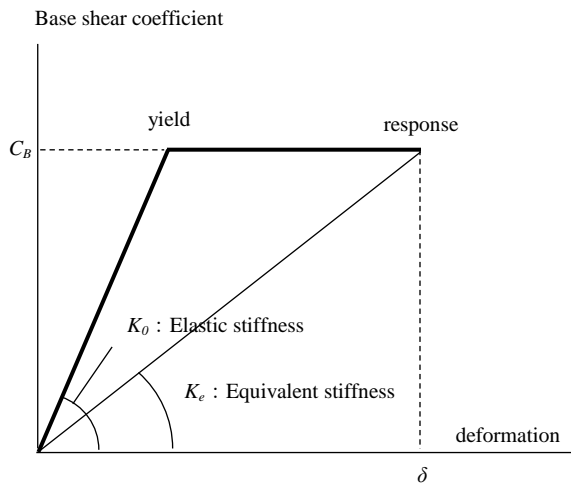


Fig. 2. Hysteresis model

B. Response region of buildings

From (1), the seismic response drift angle of the building is expressed by (3). From (3), it is found that the response drift angle which is an important criterion in seismic design, is proportional to the base shear coefficient and the square of the equivalent period of the building, and is inversely proportional to the building height.

$$R = \left(\frac{T_e}{2\pi}\right)^2 \cdot \frac{C_B \cdot g}{H_e} \quad (3)$$

where, R is the seismic drift angle of the building and H_e is the effective height of the building.

Figure 3 shows the acceleration response spectrum of the calculation of response and limit strength (for rough method of G_s). Table 1 shows the period that forms the boundary between the constant acceleration region and constant velocity region. Table 2 shows the relationship between the effective height and the seismic drift angle of the building with the base shear coefficient C_B of 0.3 when the period is at the boundary between the constant acceleration region and constant velocity region given by (3) and Table 1. If the allowable critical drift angle R_u is 1/50, it can be seen that the building at the collapse belongs to the constant velocity region except for the single story building in the site class 3. Consequently, it can be said that most of buildings belong to the constant velocity region when a building shows a certain deformability.

III. STRENGTH AND DEFORMATION OF BUILDINGS IN THE CONSTANT VELOCITY REGION

In this chapter, the seismic performance of buildings in constant velocity region is investigated from the viewpoint of energy.

Figure 4 shows the load-deformation relationship of the system that responds with equivalent stiffness. The kinetic energy kE at the point A and the potential energy pE at the point

TABLE 1: BOUNDARY PERIOD OF RESPONSE SPECTRUM

	Boundary period (s)
T_1	0.576
T_2	0.864
T_3	1.152

TABLE 2: RELATIONSHIP OF BUILDING HEIGHT AND DRIFT ANGLE AT THE BOUNDARY PERIOD IN CASE OF THE BASE SHEAR COEFFICIENT $C_B=0.3$

Site class	Site class 1	Site class 2	Site class 3
Boundary period	$T_1=0.576s$	$T_2=0.864s$	$T_3=1.152s$
$H_e=3m$	1/121	1/54	1/30
$H_e=6m$	1/243	1/108	1/61
$H_e=9m$	1/364	1/162	1/91

B are given by (4) and (5), respectively. Assuming that the input energy and the energy consumption by the system are equal between the point A (zero displacement and maximum velocity) and the point B (maximum deformation and zero velocity), $kE=pE$ is established from the equilibrium of energy. As a result, Equation (6) is induced since maximum velocity V_{max} is constant in constant velocity region.

$${}_k E = \frac{1}{2} \cdot \frac{W}{g} \cdot V_{max}^2 \quad (4)$$

$${}_p E = \frac{1}{2} \cdot C_B \cdot W \cdot \delta_{max} \quad (5)$$

$$C_B \cdot \delta_{max} = \frac{V_{max}^2}{g} = const. \quad (6)$$

where, ${}_k E$ is the kinetic energy at the point A, ${}_p E$ is the potential energy at the point B, V_{max} is the maximum response velocity of the building, δ_{max} is the maximum response displacement of the building and W is the weight of the building.

In the calculation of response and limit strength, the acceleration response spectrum of the engineering bedrock S_0 is given by (7). The acceleration response spectrum S_{0a} and the velocity response spectrum S_{0v} are pseudo-connected with (8). The value of S_{0v} is 0.815(m/sec) in case of the constant velocity region based on the calculation of the response and limit strength.

The seismic response velocity of buildings in the constant velocity region is given by (9) using the factors specified in the calculation of response and limit strength. The fundamental relationship between strength and response of buildings in constant velocity region is given by (10) by substituting (9) into (6). From (10), it can be seen that the demand base shear coefficient is proportional to the square of the zone coefficient Z , the ground amplification coefficient G_s and the reduction factor F_h , and it is inversely proportional to the maximum response displacement of the building δ_{max} .

$$S_0 = \begin{cases} 8 & \text{(For constant acceleration region)} \\ 5.12/T_e & \text{(For constant velocity region)} \end{cases} \quad (7)$$

$$S_{0v} = \frac{T_e}{2\pi} S_{0a} \quad (8)$$

$$V_{max} = Z \cdot G_s \cdot S_{0v} \cdot F_h = 0.815 \cdot Z \cdot G_s \cdot F_h \quad (9)$$

$$C_B = \frac{0.0678 \cdot Z^2 \cdot G_s^2 \cdot F_h^2}{\delta_{max}} \quad (10)$$

IV. PROBLEMS OF CURRENT CODES

This chapter investigates the influence of the period extension due to the plastic deformation, zone coefficient Z and ground amplification factor G_s on the seismic performance of buildings. Also, it examines the current codes,

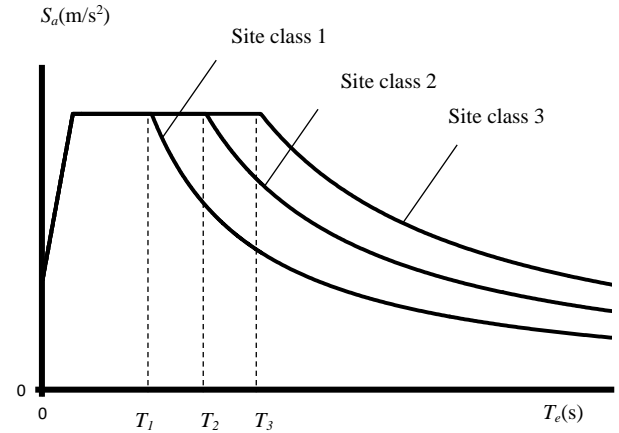


Fig. 3. Response spectrum

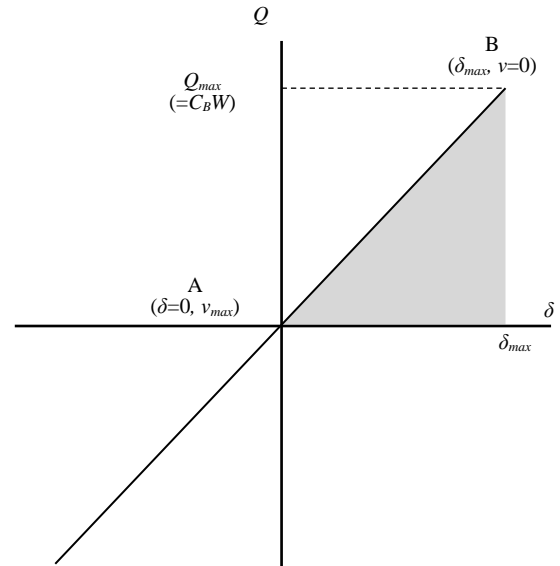


Fig. 4. Q - δ relationship

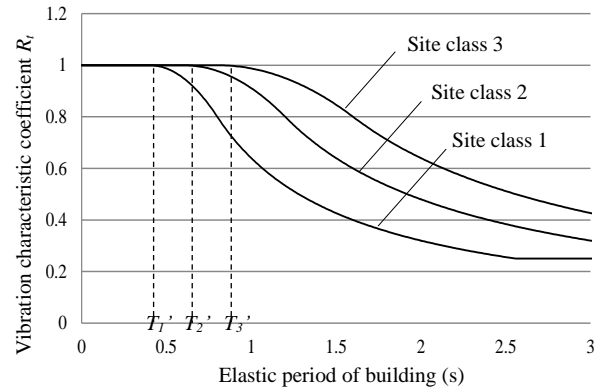


Fig. 5. Vibration characteristic coefficient

especially the calculation of lateral load carrying capacity by comparing the calculation of lateral load carrying capacity with the calculation of response and limit strength based on the relationship between structural characteristic coefficient D_s and the response reduction factor F_h . Finally, it points out the problems in Japanese current seismic codes.

A. Demand base shear coefficient of the calculation of lateral load carrying capacity

Most middle/low-rise buildings in Japan are currently designed based on the calculation of lateral load carrying capacity. In this calculation, the vibration characteristic coefficient R_t of Fig.5 is given using the elastic period of the building defined by (11), and the structural performance shall be verified against this value. The period of the boundary of the region where the vibration characteristic coefficient is shown in Table 3. Figure 6 shows the relationship between the height and elastic period of the building. Most of the Japanese buildings are designed in site class 2 or 3, and as a result, most of the middle/low-rise buildings are designed with R_t of 1. For this reason, the influence of the site class and the reduction of R_t are not considered in the most case of middle/low-rise buildings, and the demand base shear coefficient is given by (12) in the calculation of lateral load carrying capacity. Here, the shape characteristic coefficient F_{es} and standard shear coefficient C_0 is assumed to be 1.

$$T = H(0.02 + 0.01\alpha) \quad (11)$$

$$C_B' = Z \cdot D_s \quad (12)$$

where, H is the building height and α is the ratio of the total height of the floors which is wooden or steel construction to the height of the building.

B. Demand base shear coefficient of the calculation of response and limit strength

By substituting (13) into (10) expressing as the response evaluation formula in the constant velocity region of the calculation of response and limit strength, and setting the effective mass ratio M_d/M to be 0.82 and the effective height ratio H_e/H to be 0.715, the equation (14) is obtained. If the ground amplification factor $G_s=2.025$ (for rough method) in the constant velocity region in the site class 2 and $Z=1$ are substituted into (14), the same equation induced in the reference [2] is obtained.

$$\delta_{max} = R_y \cdot \mu \cdot H_t \quad (13)$$

$$C_B = \frac{0.0778 \cdot Z^2 \cdot G_s^2 \cdot F_h^2}{R_y \cdot \mu \cdot H} \quad (14)$$

where, R_y is yielding drift angle.

TABLE 3: BOUNDARY PERIOD OF VIBRATION CHARACTERISTIC COEFFICIENT

	Boundary period (s)
T_1'	0.4
T_2'	0.6
T_3'	0.8

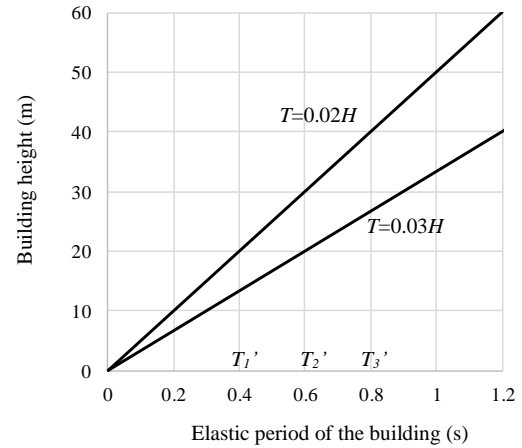


Fig. 6. Relationship between building height and elastic period of buildings

TABLE 4: VALUE OF D_s AND F_h [2]

μ	2	3	4
D_s	0.4	0.35	0.3
F_h	0.672	0.587	0.545
F_h^2	0.452	0.344	0.298

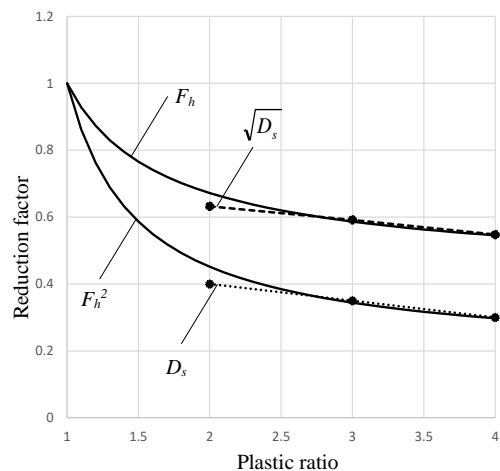


Fig. 7. Relationship between D_s and F_h [2]

From [1] and [2], the reduction coefficient F_h used in the calculation of response and limit strength is defined by (15), and the damping factor h is given by (16). In [2], $\gamma = 0.25$ is set when the adhesion between the main reinforcement and the concrete is adequately secured. In addition, the relationship of Table 4 and Fig. 7 shown in [5] gives the relationship between the structural characteristic coefficient D_s and the reduction coefficient F_h . Here, this relationship between D_s and the plastic factor of the building was determined based on [2] by assuming that the plastic ratio of the building is equal to that of beams [6], and calculating the value of F_h corresponding to D_s from (15). Equation (14) is rewritten by (17) by using the relationship of $D_s = F_h^2$ from Table 4.

$$F_h = \frac{1.5}{1+10h} \quad (15)$$

$$h = \gamma \left(1 - \frac{1}{\sqrt{\mu}} \right) + 0.05 \quad (16)$$

$$C_B = \frac{0.0778 \cdot Z^2 \cdot G_s^2 \cdot D_s}{R_y \cdot \mu \cdot H} \quad (17)$$

C. Comparison of demand base shear coefficients by current standards

Based on the fact that the yield drift angle of the building is almost constant for any type of structure, it can be seen that there are the following differences in buildings designed by the calculation of lateral load carrying capacity given by (12) and the calculation of response and limit strength given by (17).

- The value of the demand base shear coefficient decreases as the plastic ratio increases or as the height of the building becomes higher in the calculation of the response and limit strength. However, these effects are not reflected in the calculation of lateral load carrying capacity. Therefore, the value of demand base shear coefficient of the calculation of response and limit strength becomes smaller than the calculation of lateral load carrying capacity when the plastic ratio increases.
- The ground amplification factor G_s affects the demand base shear coefficient by square in the calculation of response and limit strength, but in most cases it is neglected in the calculation of lateral load carrying capacity.
- The zone coefficient Z affects the demand base shear coefficient by square in calculation of response and limit strength, but it affects the demand base shear coefficient by first power in the calculation of lateral load carrying capacity.

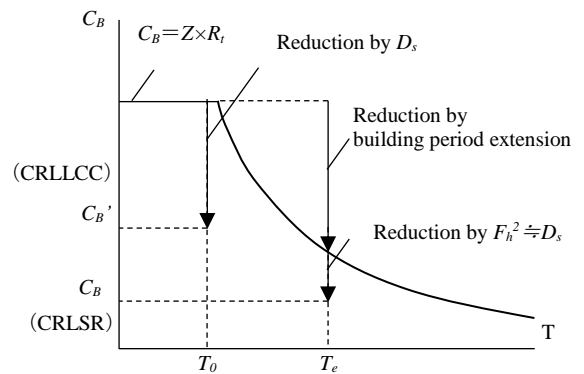
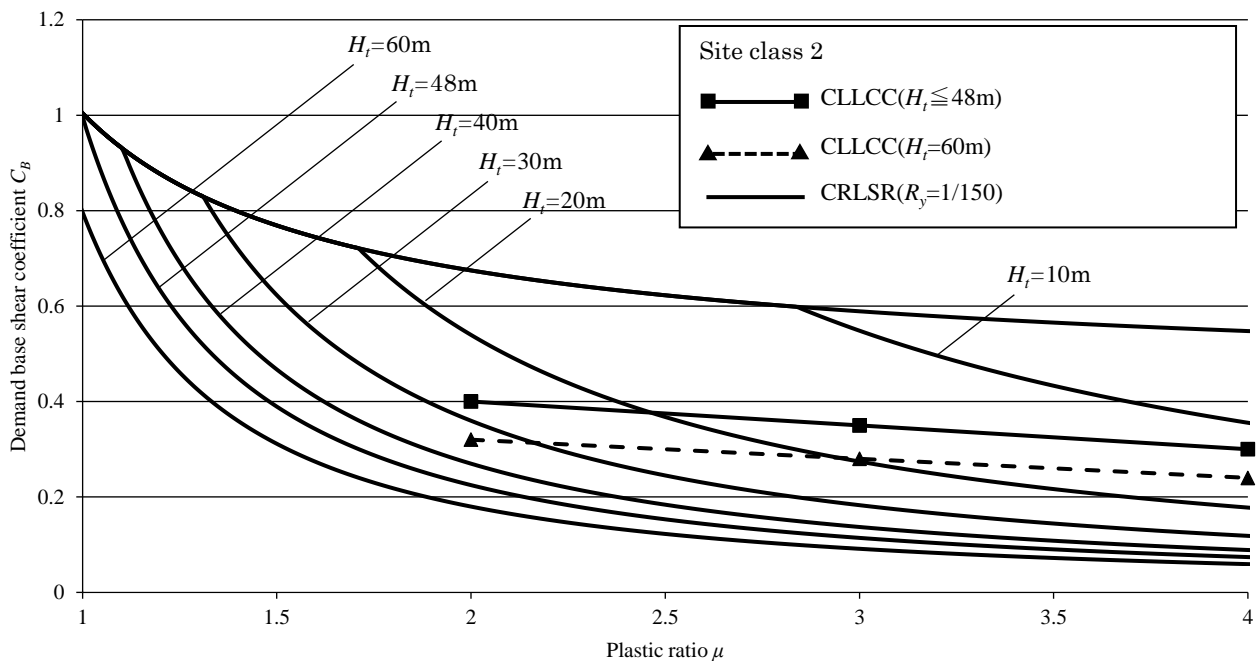


Fig. 8. Concept of the base shear coefficient



*CLCC: Calculation of Lateral Load Carrying Capacity
 **CRLSR: Calculation of Response and Limit Strength Rough method

Fig. 9. Demand base shear coefficient [2]

The concept of the difference due to the plastic ratio is illustrated in Fig.8. For example, the demand base shear coefficient is shown in Fig.9 in case of $Z=1$, the site class 2 and $R_y=1/150$ [2]. In this way, depending on the value of the building height and the plastic ratio, there is a significant difference in the results of both calculation methods.

the seismic performance of the buildings using rough method and precise method by analytically for several types of ground. Ground amplification factor according to the precise method was calculated by (18)-(24) [1]. The paper shows the more precise influence of ground amplification factor on seismic performance evaluation based on the response evaluation formula (17) and equivalent period at collapse based on (2).

D. Study on seismic performance by magnitude of input ground motion

The demand base shear coefficient largely differs depending on the zone coefficient that means the magnitude of the input ground motion. This section examines the difference in seismic performance due to the size of input ground motion using zone coefficient. For example, the zone coefficient is set to be 0.7 in Okinawa, 0.8 in some areas of Kyushu, 0.9 in the Sea of Japan area and in some area of the Chugoku and Shikoku districts. As described above, C_B for the calculation of lateral load carrying capacity is proportional to Z from (12), while C_B for the calculation of response and limit strength is proportional to square of Z from (17). As a result, for an example, in the zone where $Z=0.8$, if the allowable drift angle is constant, the demand base shear coefficient of buildings in constant velocity region is not 0.8 times but 0.64 times that of $Z=1$.

Table 5 shows the seismic performance of buildings when $Z=1$ grade seismic motion is input to buildings designed with $Z \cdot C_B$ in case of constant damping. In the constant acceleration region of the calculation of lateral load carrying capacity or the calculation of response and limit strength, it is judged that $(1-Z)$ times strength is insufficient in order to keep the deformation assumed as $Z=Z$, but in the constant velocity region, the deformation by the calculation of response and limit strength, is $(1/Z)^2$ times as large as the deformation assumed as $Z=Z$. Zone coefficient may be reviewed from the recent earthquake disaster, and it is desirable that this kind of phenomenon is well reflected in its revision.

E. Study on ground amplification

As for the value of the ground amplification coefficient, it is assumed to be 1.5 in the constant acceleration region according to the calculation of lateral load carrying capacity and the calculation of response and limit strength (rough method of G_s). On the other hand, most of the buildings belong the constant velocity region when the building collapses. In this case the ground amplification factor is set as G_{sv} in Table 6 by the rough method of the calculation of response and limit strength, and G_{sv} affects the demand base shear coefficient by squaring. Table 6 also shows the ratio of square of G_{sv} at the constant velocity region to G_{sa} ($=1.5$) at the constant acceleration region, which means the influence of the ground on the demand base shear coefficient. As mentioned above, in most middle/low-rise buildings, the influence of the site class is not considered in the calculation of lateral load carrying capacity based on the elastic period. For this reason, there is a significant difference in the demand base shear coefficient by the calculation of response and limit strength based on the equivalent period, as shown in Table 6.

Incidentally, it was reported that there was a significant difference in the ground amplification factor between rough method and precise method of the calculation of response and limit strength [7]. Reference [7] also showed the difference in

$$G_s = \begin{cases} G_{s2} \frac{T}{0.8T_2} & (T \leq 0.8T_2) \\ \frac{G_{s1} - G_{s2}}{0.8(T_1 - T_2)} T + G_{s2} - 0.8 \frac{G_{s1} - G_{s2}}{0.8(T_1 - T_2)} T & (0.8T_2 < T \leq 0.8T_1) \\ G_{s1} & (0.8T_1 < T \leq 1.2T_1) \\ \frac{G_{s1} - 1}{\frac{1}{1.2T_1} - 0.1} \cdot \frac{1}{T} + G_{s1} - \frac{G_{s1} - 1}{\frac{1}{1.2T_1} - 0.1} \cdot \frac{1}{1.2T_1} & (1.2T_1 < T) \end{cases} \quad (18)$$

$$T_1 = 4 \frac{(\sum H_i)^2}{\sum \sqrt{\frac{G_i}{\rho_i}} H_i} \quad (19)$$

$$T_2 = \frac{T_1}{3} \quad (20)$$

$$G_{s1} = \frac{1}{1.57h + \alpha} \quad (21)$$

TABLE 5: SEISMIC PERFORMANCE OF BUILDINGS WHEN $Z=1$ GRADE SEISMIC MOTION INPUT TO BUILDINGS DESIGNED WITH $Z \cdot C_B$ STRENGTH

Z	The constant acceleration region of CLLCC or CRLSR	The constant velocity region of CRLSR
1	-	-
0.9	Strength insufficient to $0.9 \cdot C_B$	Deformation increase 23%
0.8	Strength insufficient to $0.8 \cdot C_B$	Deformation increase 56%
0.7	Strength insufficient to $0.7 \cdot C_B$	Deformation increase 104%

TABLE 6: GROUND AMPLIFICATION FACTOR [1]

	G_{sv}	$G_{sv}^2/1.5$
Site class 1	1.35	1.215
Site class 2	2.025	2.734
Site class 3	2.7	4.86

$$G_{s2} = \frac{1}{4.7lh + \alpha} \quad (22)$$

$$\alpha = \frac{\sum \sqrt{\frac{G_i}{\rho_i}} H_i \cdot \sum \rho_i H_i}{(\sum H_i)^2} \cdot \frac{1}{\rho_B V_B} \quad (23)$$

$$V_{si} = \sqrt{\frac{G_i}{\rho_i}} \quad (24)$$

where, T_1 is the predominant period of the ground, T_2 is the secondary dominant period of the ground, G_{s1} is the amplification factor for the predominant period of the ground, G_{s2} is the amplification factor for the second dominant period of the ground, α is the wave impedance ratio, H_i is layer thickness of each layer of the ground obtained by the ground survey, G_i is the shear stiffness of each layer at earthquake, ρ_i is the density of each layer of the ground obtained by the ground survey, ρ_B is the density of the engineering bedrock obtained by the ground survey, V_B is the shear wave velocity of the engineering bedrock obtained by the ground survey, V_{si} is the shear wave velocity of each layer of the ground. When the ground is assumed to be a single layer with a thickness of 20m, the relationship between site class and shear wave velocity is obtained as those in Table 7 from (19) and (24) and the relationship between site class and predominant period of the ground [1].

Figure 10 shows the relationship between G_s of the rough method and the precise method. The G_s of the precise method is calculated from (18)-(24) in the case of $h=0.05$, $\rho_i=2\text{ton/m}^3$, $V_B=400\text{m/s}$ and $H_i=20\text{m}$. Here, V_s is 400m/s, 200m/s and

106.7m/s. From (1), the equivalent period at collapse of the building in case of 1/50 of the critical drift angle of building and 0.3 of the base shear coefficient is about 2 seconds for buildings with height of 15m, and about 3 seconds for buildings with height of 35m, and about 4 seconds for buildings with height of 60m. In such a periodic band, as shown in Fig. 10, the value of demand base shear coefficient based on the precise method is smaller than the value based on the rough method. In the building which has short period and built on the ground with a small shear wave velocity ($V_s=106.7\text{m/s}$ in Fig. 10, for example), the value of demand base shear coefficient based on the precise method is much larger than the value based on rough method. As described in Chapter III, G_s is effective by the square of the demand base shear coefficient in the constant velocity region.

V. CONCLUSIONS

In this paper, the response evaluation formula is shown from the balance of energy. Also the current Japanese seismic codes were investigated and the problems in the codes were discussed based on the derived response evaluation formula.

The major findings obtained in the paper were as follows.

TABLE 7: RELATIONSHIP BETWEEN SITE CLASS AND PREDOMINANT PERIOD OF GROUND AND SHEAR WAVE VELOCITY WHEN GROUND IS A SINGLE LAYER WITH THICKNESS OF 20M

Site class	Predominant period of the ground (s)	Shear wave velocity (m/s)
1	$T_1 \leq 0.2$	$400 \leq V_s$
2	$0.2 < T_1 \leq 0.75$	$106.7 < V_s \leq 400$
3	$0.75 < T_1$	$V_s < 106.7$

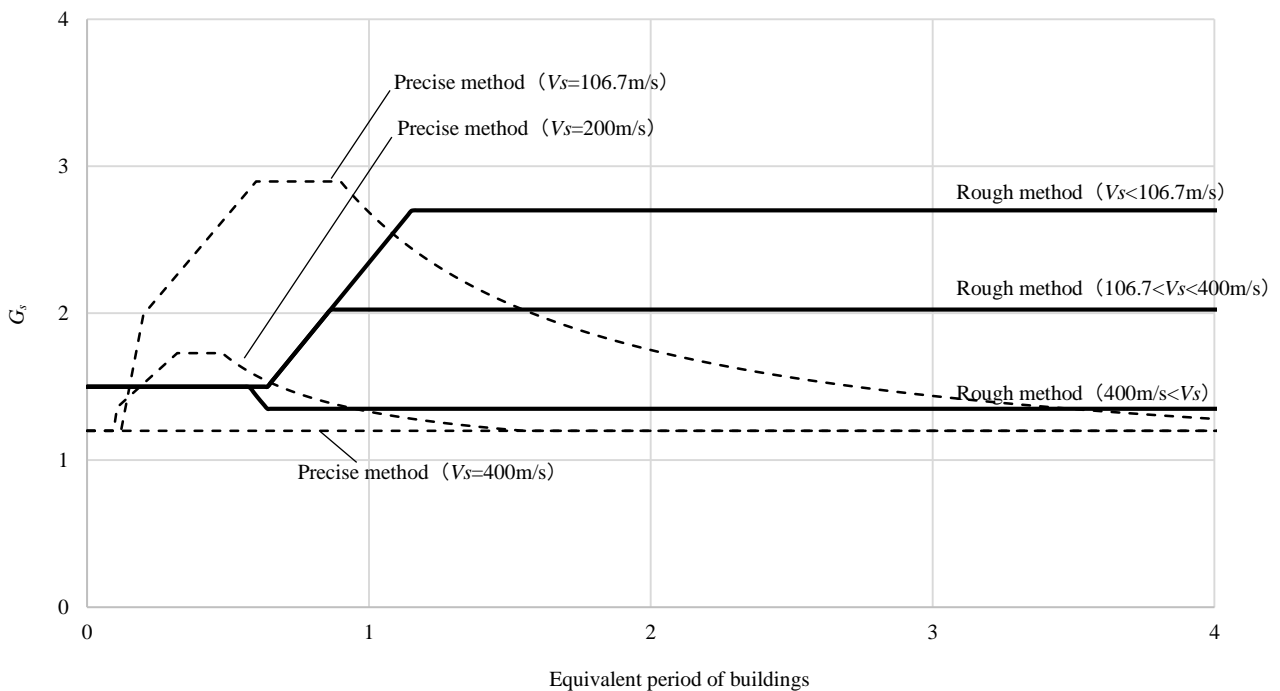


Fig. 10. Relationship between G_s and T_e

1) Most of middle/low-rise buildings in Japan are designed based on elastic period defined in the calculation of lateral load carrying capacity, so they mostly belong to constant acceleration region, and the value of the vibration characteristic coefficient R_t does not change even if the equivalent period of the building changes. On the other hand, the equivalent period at collapse of most buildings belong to the constant velocity region whose phenomena and its effect are considered in the calculation of response and limit strength. This is a one of the major reason of the difference in the demand strength between the two seismic codes.

2) The demand base shear coefficient C_B by the calculation of response and limit strength in the constant velocity region is given by the following equation. From the formula, the effect of the structural factors on the seismic performance can easily understand.

$$C_B = \frac{0.0778 Z^2 \cdot G_s^2 \cdot F_h^2}{R_y \cdot \mu \cdot H}$$

3) The demand base shear coefficient at collapse of the building by both codes are shown by the following equations by using the relationship that the structural characteristic coefficient D_s is nearly equal to the square of reduction factor F_h .

[calculation of lateral load carrying capacity]

$$C_B' = Z \cdot D_s$$

[calculation of response and limit strength]

$$C_B = \frac{0.0778 Z^2 \cdot G_s^2 \cdot D_s}{R_y \cdot \mu \cdot H}$$

In the calculation of response and limit strength, the value of the demand base shear coefficient C_B decreases as the plastic factor μ and building height H increase.

4) In the calculation of response and limit strength, the ground amplification factor G_s affects the demand base shear coefficient by square, but in most cases, the effect of the ground is neglected in the calculation of lateral load carrying capacity.

5) In most case of middle/low-rise buildings, the zone coefficient Z affects the demand base share coefficient C_B

by square in the calculation of response and limit strength, but it affects the demand base shear coefficient by first power in the calculation of lateral load carrying capacity. And, when $Z=1$ grade seismic motion is input to buildings designed by the calculation of response and limit strength with $Z=Z$, it is judged that the deformation may be $(1/Z)^2$ times as large as the deformation supposed $Z=Z$.

6) As for the ground amplification factors, the demand base shear coefficient based on the precise method is smaller than that based on the rough method, for buildings with long period. But for buildings which have short period and are built on the ground with a small shear wave velocity, the demand base shear coefficient based on the precise method is much larger than that based on rough method.

REFERENCES

- [1] Commentary on Structural Regulations of the Building Standard Law of Japan Editorial Committee "2015nenban Kenchikubutsu no Kouzoukankei Gijutsukijun Kaisetsusho (Commentary on Structural Regulations of the Building Standard Law of Japan 2015 Edition)," Official Gazette Cooperation of Japan, 2015.6 (in Japanese)
- [2] H. Hiraishi, E. Inai, and T. Fukushima "Discussion on meaning of regulations and their rationalization of seismic code for reinforced concrete buildings," Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), No.622, pp. 163-168, 2007.12 (in Japanese)
- [3] A. Shibata "A consideration on analysis of nonlinear seismic response by equivalent linear system," Architectural academic report of Tohoku university, No.16, pp.27-39, 1975
- [4] Y. Otsuka and H. Hiraishi "Evaluation of influence of hysteresis characteristics of building on response at resonance," Journal of Structural Engineering (Transactions of AIJ), Vol. 64B, pp.179-185, 2018.3 (in Japanese)
- [5] H. Hiraishi, E. Inai, T. Wada, and T. Fukushima "Evaluation of earthquake response and seismic performance of reinforced concrete buildings," Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), No.613, pp. 105-112, 2007.3 (in Japanese)
- [6] M. Hirose, H. Yamauchi "Actual design of building based on the new seismic code," Quarterly column, No.82, pp. 5-38, 1981.10 (in Japanese)
- [7] H. Hiraishi and T. Hiratsuka "Seismic performance of buildings designed by current seismic code," Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), No.641, pp. 1311-1319, 2009.7 (in Japanese)

謝辞

本研究を行うにあたって、明治大学平石久廣教授からは、長年に亘るご指導と励ましを賜りました。平石先生との出会いがなければ、私は研究職を志願することすらなかったかもしれせん。ここに、心からの謝意を表します。

本研究の副査を引き受けていただいた明治大学小山明男教授、小林正人教授、東京大学楠浩一教授には、本研究をより良きものにするために、多くのご助言を頂きました。深く感謝申し上げます。明治大学での研究生活では、この他にも、特に構造系の菊地先生、野口先生、高木先生、荒川先生、熊谷先生、梶川先生、晉先生に、幾度となく励ましのお言葉やご助言を頂きましこと、感謝申し上げます。

本研究は、大林組技術研究所の勝俣所長、時野谷副所長、構造技術研究部の中村部長、鉄骨耐火チームの佐野上級首席技師、鈴木主席技師、浅井課長、平田主任、齋藤主任をはじめとする大林組の皆様のご理解、ご配慮があって完成させることができました。心より感謝申し上げます。

学生生活を振り返ると、本研究は平石研究室の先輩方のご指導や、積み上げられた研究の上に成り立っており、正に「巨人の肩の上に立つ」ことを、強く実感させられます。同期や後輩の方々と、共に切磋琢磨したことや、沢山の時間と体験を共有したことは、私の価値観に多大な影響を与え、努力の活力になりました。特に、移動時間を極力なくしたい私に幾度となく宿を提供していただいた方々には感謝が尽きません。ここに、心からの御礼申し上げます。

また、本研究は、平石先生が坪井善勝氏から言われたという「研究はビューティフルでなければ」という言葉や、インターンシップでお世話になった東京建築研究所の山口昭一氏からの「人事を尽くして天命を待つことしかできない」という言葉に感銘を受け、ここに書ききれない多くの方の励ましの言葉に支えられ、遂行することができました。私に関わってくださった多くの方々に感謝申し上げます。

最後に、いかなるときも私をサポートしてくださった家族に、心より感謝申し上げます。

2019年2月 大出大輔