

1. はじめに

1. 1 指針(案)の位置付け

本指針(案)は、建築基準法令等で規定（以下、現行基準）されている地震動、及び、それを上回るような地震動の作用を受ける、高強度鋼等を用いた新構造建築物（以下、新構造建築物）の耐震性能評価手法の案を示したものである。

（解説）

平成 15 年 6 月に内閣府総合科学技術会議において、府省連携プロジェクト「革新的構造材料による新構造システム建築物の研究開発」を推進することが決定され、平成 16 年度より、5 年計画で研究開発がスタートした。国土交通省では総合技術開発プロジェクト「高強度鋼等の革新的構造材料を用いた新構造システム建築物の開発（平成 17 年度～20 年度）」において耐震性能評価法の開発を分担した。本指針(案)は、その成果の一部をとりまとめたものである。

本指針(案)で対象としている地震は、現行基準で規定されている稀に発生する地震（L1）、ごく稀に発生する地震（L2）及びこれを上回る可能性のある巨大地震（L3）である。L1、L2 の地震力については現行基準で規定されており、またそれらに対して満たすべき計算事項も規定されているので、該当する部分については現行基準に従って構造計算を行う必要がある。よって本指針(案)で特に L1、L2 に関して定めている事項は現行基準における規定に付加する部分である。

建築物の耐震性能について言えば、柱や梁の塑性変形能力に期待したいいわゆる耐震構造では、倒壊・崩壊を免れたとしても取り壊さざるをえない場合があり、近年では使用性・安全性に加えて修復性に着目することがある。本指針(案)で想定する建築物は、機能維持の前提となるよう、柱や梁といった主要構造部材を巨大地震に対しても弾性限に留めることを基本としている。従って、耐震構造で言うところの柱や梁などの修復性については検討するまでもなく確保されているものとしている。一方で、巨大地震に対して構造躯体が健全なままであったとしても、建築物の機能維持という観点からは不十分であるため、本指針(案)では地震時の揺れに対する避難行動難度等も含めて評価することを特徴としている。

1. 2 対象建築物

本指針(案)が対象とする新構造建築物は、現行基準で規定されている稀に発生する地震（L1）、ごく稀に発生する地震（L2）だけでなく、これらを上回るような巨大地震（L3）に対しても、柱や梁など主要構造部材が弾性範囲に留まり、かつ、建築物としての機能を高度に維持することができる建築物を指す。具体的には、柱や梁など主要構造部材が、主として高強度鋼(HSA700)（2.1を参照）により構成されており、その主架構の中にダンパーを組み込んだ多層制振構造が想定される。

（解説）

ダンパーとしては履歴系、粘性系（非線形を含む。）、及びそれらの混用を想定する。また建築物の規模としては、中層以上（例えば高さ 30m 以上）を主な対象としている。

2. 材料、部材、接合部等

2. 1 高強度鋼の特性

本指針(案)でいう高強度鋼とは、(社)日本鉄鋼連盟で定める規格 HSA700 に適合する鋼材を指す。

(解説)

HSA700 は、革新的製造技術を駆使し、合金量を低減し、製造工程を省略することにより経済合理的に高強度化が実現された鋼材である。

(社)日本鉄鋼連盟で定める HSA700 の規格は以下の通りである。

種類	用途	適用厚さ (mm)	機械的性質				
			YS (N/mm ²)	TS (N/mm ²)	El. (%)	YR (%)	vE (J)
HSA700A	乾式接合用	6 以上	700~900	780~1000	≧ 16	≦ 98	≧ 47 (0℃)
HSA700B	溶接接合用	50 以下					≧ 47 (-20℃)

ここで、YS：降伏応力度

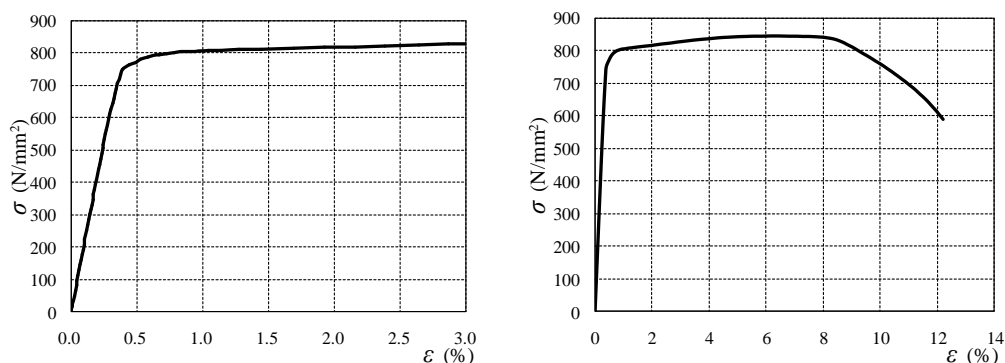
TS：引張強さ

El.：伸び

YR：降伏比

vE：シャルピー吸収エネルギー

応力-ひずみ関係の例を示す。



(a) ひずみ 3% まで

(b) 破断まで

図 2.1-1 応力-ひずみ関係の例 (HSA700B, 板厚 16mm)

2. 2 高強度鋼部材の幅厚比制限値

高強度鋼により構成される柱や梁など主要構造部材 (以下、高強度鋼部材) は、1. 2 の規定のとおり弾性範囲で使用されるので、その幅厚比制限値は、いわゆる部材種別 FC に相当する値以下とする。ここで、幅厚比制限値の算定に用いる基準強度の値は 700N/mm² とする。ただし、応力状態、幅厚比等を考慮して局部座屈を生じるおそれのない場合は、この限りではない。

(解説)

柱や梁部材は弾性範囲で使用する。梁にあってはいわゆる降伏曲げモーメント以内とし、柱にあっては軸力を考慮した上で降伏曲げモーメント以内とする。せん断力に対しても弾性範囲内とする。また、接合部についてもほぼ弾性範囲 (評価上弾性とみなせる範囲) で使用するものとする。

ここでいう幅厚比制限値は、文献 1) と同じ考え方によるもので、柱や梁等を線材置換した構造解析では考慮されない部材の構成板要素の局部座屈を避けるための規定である。いわゆる部材種別 FC に相当する幅厚比は、部材として降伏するまで局部座屈が発生しないための条件であり、降伏に対して小さな応力しか負担しないことが明らかな部材の場合には、本文ただし書に従っていわゆる FC

の幅厚比から緩和してよい。

慣用的に用いられる手法としては、幅厚比が規定値を超える場合について、文献1)の8.1(3)に示されるように、「規定値を超える部分を無効とみなして存在応力度を求めた上で検定を行う」という方法がある。本指針(案)においてもこの方法に基づいた検討を行うことができるが、参考資料2-Bに示すように規定値の1.3倍程度の幅を超えると危険側の評価となる可能性があるので注意する。

その一方で、H形断面の梁部材について、参考資料2-Aに示すフランジとウェブとの連成局部座屈を考慮した幅厚比制限値は、従来のFCの幅厚比より緩和し得ることが示されている。常時、地震時、等の各種応力状態に対して参考資料2-Aの幅厚比制限値を満足することを確認すれば、局部座屈は生じないと判断して弾性範囲内で使用することができる。なお、適用範囲として、純ラーメン架構など、軸力のない（軸力の影響が小さい）梁材を対象としていることに注意する。

その他、局部座屈に対する特別な検討方法として有限要素法による解析や実験等が考えられる。

【参考文献】

1) 鋼構造設計規準—許容応力度設計法—、日本建築学会

2. 3 許容応力度

(高強度鋼)

高強度鋼の許容応力度の基準強度は、 $F1 = \min(0.7TS', YS') = 550\text{N/mm}^2$ (注)とする。ただし、巨大地震(L3)に対する耐震性能評価手法に用いる基準強度F2は、降伏応力度の規格下限値とする。

TS' : 引張強さ規格下限値

YS' : 降伏応力度規格下限値

(高強度鋼の溶接部)

高強度鋼の溶接部の基準強度としては、上記した高強度鋼の基準強度を使用する。ただし、溶接部の降伏応力度の下限値 wYS' が高強度鋼の基準強度F2よりも小さい値に設定されている場合には、以下により溶接部の基準強度を設定する。なお、溶接部の降伏応力度規格下限値 wYS' は、高強度鋼の許容応力度の基準強度F1以上でなければならない。

高強度鋼の溶接部の基準強度は、 $wF1 = F1 = 550\text{N/mm}^2$ (注)とする。ただし、巨大地震(L3)に対する耐震性能評価手法に用いる基準強度は、 $wF2 = \min(F2, wYS')$ とする。

(その他)

高強度鋼以外の鋼材の許容応力度は、現行基準に従う。

(解説)

F1を YS' と $0.7TS'$ (注)の小さい方の値としているのは、各種荷重に対して通常の鋼材と同じような安全性を確保するための1つの便法である。ただし、L3を考慮することは、新構造建築物に特有な検証であるため、弾性限である降伏応力度の規格下限値までとれるものとしている。

F1を許容応力度の基準強度とした場合に、この応力に対応する多数回の繰り返し加力試験において、部材端部等にもひずみ集中がほとんど無く、また荷重—変形関係が線形範囲内であることが確かめられている(参考資料2-A参照)。また、F2に対応する応力に対しても、荷重—変形関係が概ね線形範囲内であることが確かめられている。

現状の溶接材料では、溶接部の降伏応力度が、鋼材の降伏応力度よりも小さくなることが想定される。この場合には、鋼材よりも溶接部が先に降伏することになる。このため、溶接部の許容応力度の基準強度は、 $wYS' \geq F1$ という条件付きで、F1にすることとしている。ただし、L3については、F2と wYS' の小さい方を基準強度としてよい。

高強度鋼の溶接は、一般に管理が難しいため、現場溶接は避けることが望ましい。やむを得ず現場溶接する場合には、生ずる応力が小さい位置で行うものとする。

注) 平成21年3月時点での暫定値である。

3. 荷重・外力

3. 1 評価用地震動

評価用地震動は、解放工学的基盤位置における地震動として定義し、適用する地震応答評価手法に応じて時刻歴波形又はその応答スペクトルとして規定する。

3. 1. 1 解放工学的基盤における地震動の設定

評価用地震動は、下記（１）に示す２つの地震動の種別の考え方に基づいて設定する。なお、地震動のレベルとしては、（２）に示す３つを考慮する。

（１）地震動の種別

- ① 当該新構造建築物の建設地点に固有に定められる地震動（以下、建設地点に固有な地震動とし、S（サイトスペシフィック）種地震動と略記）
- ② 建設地点に拠らずに全国一律に定められる地震動（以下、標準的地震動とし、G種地震動と略記）

（２）発生頻度による地震動のレベル

現行基準に定められる「稀に発生する地震動」（以下、L1地震動）及び「極めて稀に発生する地震動」（以下、L2地震動）の二つに加え、当該新構造建築物の建設地点周辺の地震環境に基づき想定される最大級の地震動（以下、L3地震動）を考慮する。

ここで、現行基準に従い、L1地震動はG種地震動として、L2地震動はG種地震動に加えて必要に応じてS種地震動として設定する。また、L3地震動は、原則としてS種地震動として設定するが、S種地震動が定められない場合には、G種地震動として設定することができる。

（解説）

（1）評価用地震動の種別

建築物を計画する建設敷地周辺の地形・地質環境を併せた地震学的な見地から評価される地震環境より想定される建設地点に固有な地震動（すなわち、ソーススペシフィックでかつサイトスペシフィックな地震動：以下、S種地震動と略記）と、我が国において一律に設定される地震動（ここでは、標準的地震動と呼称：以下G種地震動と略記）の二つの評価形態の地震動が想定される。

第一のS種地震動の設定方法には、建設地点周辺に存在が確認される地震を発生させる可能性のある断層の位置、断層長さ、アスペリティの位置・大きさ、応力降下量等の断層パラメータを設定して地震動を推定する方法（断層モデル法（詳細法）、または断層長さから想定される規模（マグニチュード）と建設地点から震源までの距離をパラメータとして地震動を推定する方法（距離減衰式法（簡易法））がある。前者の断層モデル法では、時刻歴応答解析に直接に用いることができる地動加速度の時刻歴波形を陽な形で作成することができる（以下、(5)のS1算定法によるS1種地震動）。後者の距離減衰式法では、地震のパラメータ（地震のマグニチュード）と震源と建設地点との位置関係のパラメータ（建設地点から震源域までの距離）に基づいて想定される地震動の強さとスペクトル表示による周波数域地震動特性が算定される（以下、(5)のS2算定法によるS2種地震動）。この、S2種地震動は位相特性、時間確定関数を設定することにより周波数領域におけるスペクトル表示より時間領域における波形に変換することができる。断層モデル法による地震動としては、文部科学省地震調査研究推進本部地震調査委員会ならびに（独）防災科学研究所による公開ウェブサイトに公開されている波形データがある他、内閣府中央防災会議による波形データが公開されている。さらに、大阪府による上町断層帯による地震動評価、愛知県による三の丸波形評価等の地方自治体による想定地震に対する地震動波形が計算されている。

第二のG種地震動は、設計用地震動としての概念に基づく地震動と位置付けられる。地震動特性は、加速度応答スペクトル等のスペクトルによる表示による。具体的には、現時点では平成12年建設省告示第1461号（以下、告示第1461号）に準拠し、解放工学的基盤位置に同告示により定められるスペクトル形状による地震動とする。

(2) 評価用地震動のレベル

評価用地震動としては、L1 地震動、L2 地震動並びに L3 地震動の三種を設定する。この三種は、発生する頻度に応じる地震動であるが、その大きさ（レベル）にも対応している。ここで、L1 地震動、L2 地震動は、告示第 1461 号で規定される「稀に発生する」、「極めて稀に発生する」地震動とする。L3 地震動は、原則として、地点周辺の地震環境の評価に基づくソーススペシフィック・サイトスペシフィックな地震動（S 種地震動）として算定する。ただし、この算定が困難な場合は、建設地点周辺に想定される地震動の大きさを勘案し、設計者がその係数の大きさに十分な検討を加えた上で、告示第 1461 号で規定される解放工学的基盤位置で定められるスペクトル（標準的地震動（G 種地震動）のスペクトル）による地震動を係数倍して L3 地震動として定めることもできる。

(3) 地震応答評価に用いる評価用地震動

性能評価における地震応答評価（4. 2 節）に用いる評価用地震動は、下表に示す種別の地震動とする。

表 3.1-1 地震応答評価に用いる評価用地震動の種別

地震動のレベル	地震応答評価手法	
	時刻歴による手法 (精算手法)	応答スペクトルによる手法 (簡易手法)
L 1	G ^{*1}	G
L 2	G ^{*1}	G
L 3	S1 ^{*2} を原則とし、その算定が困難な場合はS2 ^{*3} またはG ^{*4} によってよい	S2 ^{*5} またはG ^{*6} による

- *1 位相特性および時間確定関数を設定し、スペクトルにより規定される地動特性の周波数域の特性を変換して算定される時刻歴波形。
- *2 断層モデル法により、建設地点に固有に評価される地震動の時刻歴波形。
- *3 距離減衰式法により、スペクトルの形で建設地点に固有に評価される地震動を、位相特性および時間確定関数を設定して変換して算定される時刻歴波形。
- *4 標準的地震動のスペクトル（以下、標準的スペクトル）を、地震調査研究推進本部地震調査委員会による「全国を概観した地震動予測地図」（<http://www.jishin.go.jp>: 参照）等により評価されている建設地点に予測される地震動の強さを勘案して標準地震動を係数倍した地震動を、位相特性および時間確定関数を設定して変換して算定される時刻歴波形。
- *5 距離減衰式法により、建設地点に固有に評価される地震動のスペクトル。
- *6 標準的スペクトルを、地震調査研究推進本部地震調査委員会による「全国を概観した地震動予測地図」等により評価されている建設地点に予測される地震動の強さを勘案して標準地震動を係数倍して算定する地震動のスペクトル。

(4) L3 地震動のレベル

L3 地震動に対し、地震応答評価の対象となる建築物の弾性時 1 次固有周期から地震応答における最大固有周期までの周期帯域における応答（擬似速度応答）スペクトル強度の平均的な大きさの、L2 地震動のそれに対する比を算定しておく。ここで、地震応答における最大固有周期は、“時刻歴による手法（精算手法）”では各層ごとに復元力の骨格曲線と最大応答層間変形から求められる割線剛性を用いて求められる周期を（本指針では、主体構造については弾性範囲内を応答許容条件としているので、概ね弾性時 1 次固有周期に相当する）、“応答スペクトルによる手法（簡易手法）”では参照するモード（1 次モード）の最大応答点に対応する割線剛性から評価される周期より定め

る。

(5) 評価用地震動の作成方法

解放工学的基盤における評価用地震動の作成の流れを図 3.1-1 に示す。

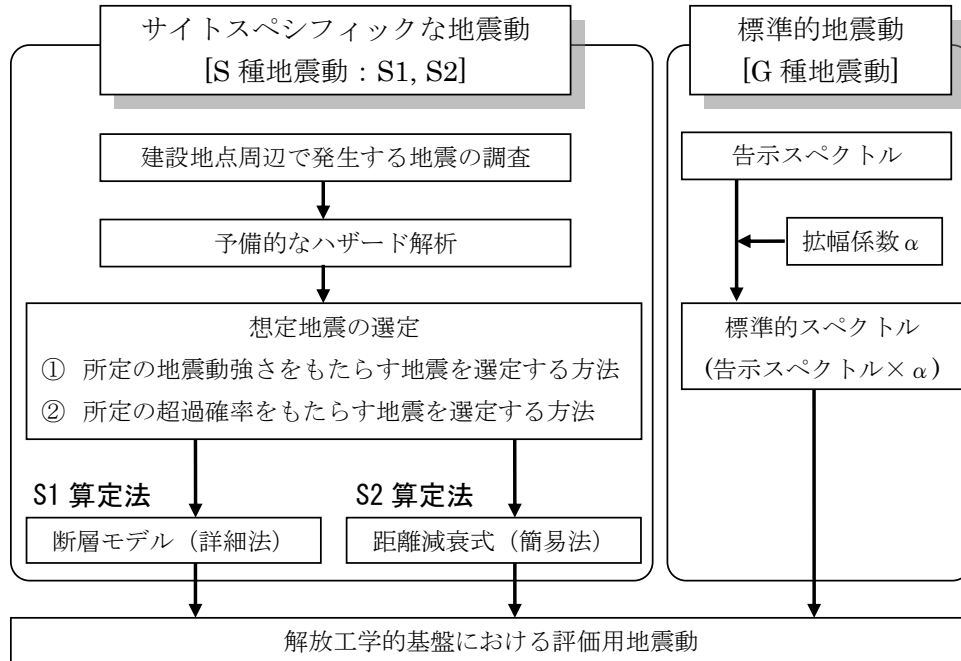


図 3.1-1 評価用地震動の作成方法

(a) 断層モデルに基づく作成法 (S1 算定法)

時刻歴応答解析が必要な重要度の高い建築物については、断層モデルに基づいて地震動を作成する。

地震動を作成する手順は、次の通りである。

- (i) 解析地点周辺の地震環境の調査
- (ii) 予備的な地震ハザード解析
- (iii) 断層モデルで地震動を評価する想定地震の選定
- (iv) 解放工学的基盤における強震動シミュレーション

各ステップの概要を以下に示す。

(i) 解析地点周辺の地震環境の調査

地震の生起確率を算定するために、歴史地震に関する資料として、地震の発生年、位置、マグニチュードの情報を、活断層に関する資料として、活動間隔の平均値と変動係数、最新活動時期の情報を収集する。

また、想定地震の断層破壊のシナリオを設定するために、微小地震の震源位置やメカニズム解、地殻変動の情報を収集する。

(ii) 予備的な地震ハザード解析

解析地点周辺の地震環境の調査結果と地震動強さの距離減衰式を用いて、地震ハザード曲線を算定する。また、断層モデルで地震動を評価する想定地震を選定するために、各地震の寄与率、すなわち、地震ハザード曲線上である地震動強さをもたらす各地震の発生頻度を、その地震動強さをもたらす全部の地震の発生頻度で割った値も求める。

(iii) 断層モデルで地震動を評価する想定地震の選定

予備的な地震ハザード解析の結果をうけて、想定地震をすべて選定する。このとき、所定の地震動強さをもたらす地震を選定する方法と、所定の超過確率をもたらす地震を選定する方法が考えられる。

前者の場合、解放工学的基盤で所定の地震動強さとなる地震のうち、寄与率の大きな地震を選ぶことになる。後者では建築物の耐用年限を考慮し、耐用年限内の超過確率が $\alpha\%$ となる地震動強さ(たとえば計測震度)をもたらす地震のうち、寄与率が比較的大きな地震を選ぶことになる。超過確率 $\alpha\%$ の値は、建築物の重要度に応じて適宜判断する。

なお、予備的な地震ハザード解析を行わないで、先験的な情報から、建築物の耐用年限中に発生が予想される地震を選定することもできる。この場合の考え方などは文献 1) に示されており、参考になる。

(iv) 解放工学的基盤における強震動シミュレーション

断層破壊のシナリオを設定するとともに、それに基づいた断層モデルを作成したうえで、選定された想定地震による強震動を予測する。また、地震ハザード解析のために、各シナリオの生起確率を算定する。予測地震動の生起確率は、各断層破壊のシナリオの生起確率である。断層モデルを用いた波形合成法では、用いる要素波の種類により様々な手法が提案されており、その概要を図 3.1-2 に示す²⁾。断層モデルの作成および強震動評価手法については、文献 3) により、特性化震源モデルの設定および解放工学的基盤までの計算方法としてまとめられているので、それぞれ参考資料 3-A 及び 3-B に示す。また、強震波形の作成法がガイドブックの形式でまとめられている⁴⁾。

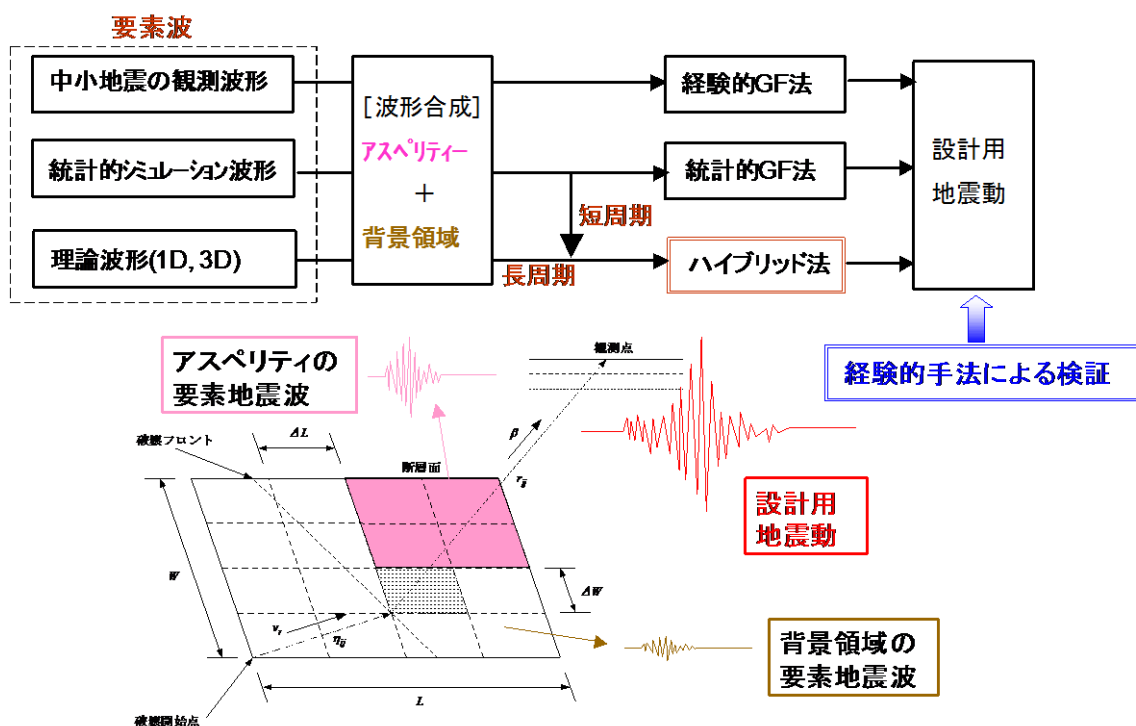


図 3.1-2 断層モデルに基づく強震動評価法のバリエーション¹⁾

(b) 距離減衰式に基づく作成法 (S2 算定法)

時刻歴波形が必ずしも必要とされない場合は、上記(iv)にて断層モデルを用いる代わりに距離減衰式に基づいて解放工学的基盤の応答スペクトルを評価することも可能である。

従来の距離減衰式は地震規模と震源距離の2つのパラメータで表現される場合が多かったが、

図 3.1-3 に示すように新たなパラメータを導入し、観測記録をより忠実に再現する方向にある¹⁾。例えば、地震のタイプ(地殻内、プレート境界、スラブ内)や、断層タイプ(逆断層、正断層など)の違いを反映した式、震源の深さもパラメータにした式が提案されている⁵⁾。

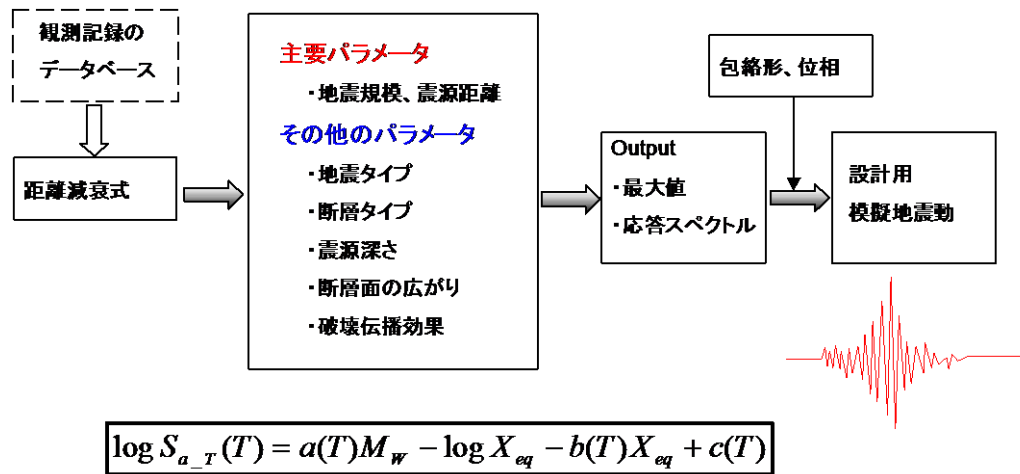


図 3.1-3 距離減衰式に基づく強震動評価法のバリエーション¹⁾

日本国内を対象とし、上述の新たなパラメータを導入した最近の距離減衰式として、内山・翠川⁶⁾、片岡・他⁷⁾、Kanno *et al.*⁸⁾ の提案式などが挙げられる。ここでは内山・翠川⁶⁾ の提案式を例にとり、その概要を示す。他の距離減衰式については、文献 3) にまとめられている。

内山・翠川⁶⁾ の提案式は、国内で発生した 52 地震 3198 記録（2003 年十勝沖地震まで）を対象とし、以下の距離減衰式を提案している。

$$\log SA = a \cdot M_w + b \cdot x + g + d \cdot D + c \quad (3.1-1)$$

$$g = \begin{cases} -\log(X+e) & (D \leq 30\text{km}) \\ 0.4 \log(1.7D+e) - 1.4 \log(X+e) & (D > 30\text{km}) \end{cases} \quad (3.1-2)$$

$$e = 0.006 \cdot 10^{0.5M_w} \quad (3.1-3)$$

ここで、SA： 5%減衰加速度応答スペクトル（周期 0.02-5 秒）

M_w：モーメントマグニチュード

X：断層最短距離 (km)

D：震源深さ (km)

a, b, c, d：回帰係数。具体的な値は原論文 6) 参照

距離減衰式の作成に用いたデータの範囲は以下のとおりである。距離減衰式の適用に際しては、基になったデータの範囲内に限ることが望ましい。

- ・震源：5.5 ≤ M_w ≤ 8.2, D ≤ 120km (M_w：モーメントマグニチュード, D：震源深さ)
- ・距離：X ≤ 300km (X：断層最短距離)
- ・地盤：V_{s30}=500m/s 程度 (V_{s30}：地表から深さ 30m までの平均 S 波速度)

(c) 標準的スペクトル

上記の S1 または S2 算定法は、震源を具体的に設定して評価する。一方、そのような方法を

評価用地震動の設定に適用し難い場合には、標準的地震動[G]によって設定してもよい。

標準的地震動[G]は、平成12年建設省告示第1461号に規定される解放工学的基盤での加速度応答スペクトル（告示スペクトル）に基づくものである。すなわち、稀な地震動（L1）の解放工学的基盤における減衰定数5%の加速度応答スペクトル $S_A(T)$ は次式で定められる。

$$S_A(T) = \begin{cases} 64 + 600T & , \quad T \leq 0.16 \\ 160 & , \quad 0.16 < T \leq 0.64 \\ \frac{1024}{T} & , \quad 0.64 < T \end{cases} \quad \text{単位 ; cm、秒} \quad (3.1-4)$$

極稀な地震動（L2）は、(3.1-4)式を5倍したスペクトルである。

レベルL3の解放工学的基盤における応答スペクトルを、極稀な地震動の告示スペクトルに振幅係数 α を乗じて設定する。時刻歴波形は、そのスペクトルに適合するように作成する。

振幅係数 α の設定において地表における計測震度を指標とする場合には、以下を参考にすることができる（参考資料3-C 参照）。

① 解放工学的基盤における極稀な地震動の計測震度は5.6程度と考えるよい。

② 地盤種別が2種程度の表層地盤における震度の増分 ΔI （=地表震度-基盤震度）と振幅係数 α の関係の目安を次に示す。

$$\Delta I = -0.125 \cdot \log(\alpha) + 0.364 \quad (3.1-5)$$

上記の関係を用いると、表層地盤による増幅を考慮した地表地震動の計測震度が例えば6.5となる解放工学的基盤における地震動は、極稀な地震動に約1.8倍の振幅係数を乗じる必要があることが分かる。

【参考文献】

- 1) 加藤研一：シナリオ地震の設定、第34回地盤震動シンポジウム、日本建築学会、5-14、2006
- 2) 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－、3.2節・強震動評価とサイト波、日本建築学会、343pp、2009
- 3) 震源断層を特定した地震動予測地図の説明、分冊2、地震調査研究推進本部、2006.3
- 4) 最新の地盤震動研究を活かした強震波形の作成法、163pp、日本建築学会、2009
- 5) 地盤震動－現象と理論－、6.2節・距離減衰式のバリエーション、日本建築学会、pp.194-205、2005.1
- 6) 内山泰生・翠川三郎：震源深さの影響を考慮した工学的基盤における応答スペクトルの距離減衰式、日本建築学会構造系論文集、第606号、pp.81-88、2006
- 7) 片岡正次郎・佐藤智美・松本俊輔・日下部毅明：短周期レベルをパラメータとした地震動強さの距離減衰式、土木学会論文集A、Vol. 62, No. 4, 740-757. 2006
- 8) Kanno T., A. Narita, N. Morikawa, H. Fujiwara and Y. Fukushima : A New Attenuation Relation for Strong Ground Motion in Japan Based on Recorded Data, *Bull. Seism. Soc. Am.*, 96, 879-897. 2006

3. 1. 2 表層地盤の増幅

地震応答評価に用いる評価用地震動（以下、建築物の評価用地震動）は、3. 1. 1 で設定された解放工学的基盤位置における地震動の時刻歴波形又は応答スペクトルに対して、表層地盤による増幅を適切に考慮して定める。

（解説）

工学的基盤に直接支持された建築物を除き、通常地盤で支持された建築物では、建築物の評価用地震動に表層地盤による増幅を考慮する必要がある。

表層地盤の増幅を評価するためには、3 次元的地盤構造と非線形挙動を含む材料特性を反映させることが理想的であるが、ここでは実用性の面から多用されている成層地盤の増幅の評価法⁸⁾について触れる。なお、適切なモデル化等を前提とすれば3次元又は2次元的地盤増幅の評価も望ましいが、ここでは特に取り上げない。また、経験的グリーン関数法等により地表面における地震動を直接評価した場合には、建築物の評価用地震動として当該地震動をそのまま利用することもできる。

成層地盤を前提とした表層地盤の増幅の評価として、代表的なものを挙げれば次のようになる。

- (a) 限界耐力計算の略算法
- (b) 限界耐力計算の精算法
- (c) 等価線形化と周波数応答解析による方法
- (d) 非線形性を考慮した時刻歴応答解析による方法

(a)は平成12年建設省告示第1457号第10第1項に掲げられる増幅率を表す G_s のことであり、いわゆる新耐震の振動特性曲線 R_t から解放工学的基盤での加速度応答スペクトルを定める際に用いられた平均的地盤増幅率がもとになっている⁹⁾。

(b)は解放工学的基盤で加速度応答スペクトルが与えられることを前提として、模擬地震動を作成することなく、評価する方法¹⁰⁾を基にしている。主に告示スペクトルに対する検証がなされており、解放工学的基盤での応答スペクトルをサイトスペシフィックなものとして評価する場合の適用性は定かではない。

(c)として代表的なものはプログラムSHAKE¹¹⁾として実務でよく用いられているものである。表層地盤の非線形性は等価線形化によって考慮されるが、その適用範囲としてはひずみで0.1～1%程度と言われている¹²⁾。地震動のレベルが大きくなり、それに応じて表層地盤のひずみレベルが大きくなった場合には、等価線形化の影響によって増幅率のピークが鋭く評価され過ぎる傾向などが見られる。

(c)のうち、「周波数応答解析」による方法としては、建築物荷重指針(2004)¹³⁾での地震動の設定方法が挙げられる。そこでは地震動の設定に（片側）パワースペクトル（密度関数）を用いており、表層地盤の増幅は「せん断波の一次元波動伝播解析による伝達関数」か、簡易評価式によることとされている。伝達関数として等価線形化の考え方をいれれば、SHAKEと同様の解析を行っていることになる。特徴としては応答スペクトルとパワースペクトルとの相互変換が示されていることから、解放工学的基盤での応答スペクトルからパワースペクトルを介することで地表での応答スペクトルを求められ、必ずしも時刻歴波形を必要としないことが挙げられる。

(d)は解放工学的基盤での地震動の時刻歴波形を入力として、地盤の非線形性・履歴特性を時間軸にそって時々刻々と評価しながら解析を行う方法である。

以上の方法を地震動のレベル等に応じた適用性としてまとめると表3.1-2のようになる。

(a)についてはもともと告示スペクトルを対象として設定されているものであるため、種別GのL1、L2以外に対しては基本的に適用すべきではないが、種別GのL3については簡易な評価手法として用いることができることとした。(b)は現行基準と同様にL1に対しては用いないものとする。また、主に告示スペクトルを前提とした検証結果に基づいていることから、種別S1やS2の場合には用いないこととする。種別GのL3についてはひずみが0.1～1%程度¹⁴⁾であることを条件として使

用可能とした。(c)(d)はいずれの種別及びレベルに対しても適用可能としているが、種別 S2 又は G で SHAKE を用いる場合等には地震動の時刻歴波形を適切に生成する必要がある。

表 3.1-2 地震動のレベルと種別に応じた表層地盤による増幅の評価方法の適用性

解放工学的基盤での地震動	レベル	L1		L2		L3	
	種別	G				S1	S2
	地震動の形態	応答スペクトル				時刻歴波形	応答スペクトル
表層地盤の増幅の評価	(a)	○	○	△	—	—	—
	(b)	—	○	△*1	—	—	—
	(c)	○*3	○*1*3	○*1*3	○*1	○*1*3	○*1*3
	(d)	○*3	○*3	○*3	○	○*3	○*3

- *1 等価線形化によるひずみの適用限界は0.1~1%程度と言われている。
また、(b)についても適用限界はひずみで1%程度とされている。
- *2 評価式において解放工学的基盤でGであることを前提としているため。
- *3 解放工学的基盤での応答スペクトルにフィッティングさせた時刻歴波形を作ることが必要
(c)ではAIJ荷重指針のスペクトル変換を用いた方法もある。

なお、液状化のおそれがないことの確認等¹⁴⁾、表層地盤による増幅を評価する上での前提条件が整っていることを確認することはいうまでもない。

【参考文献】

- 8) 入門・建物と地盤との動的相互作用、6.2 成層地盤の波動解析法、7.4 地盤の非線形解析、pp. 130-132、pp. 252-260、日本建築学会
- 9) 改正建築基準法の構造関係規定の技術的背景、2.5.5 地表面における地震動、pp. 54-64、ぎょうせい
- 10) 三浦賢治、古山田耕司、飯場正紀：応答スペクトル法による表層地盤の非線形増幅特性の解析法、日本建築学会構造系論文集、第 539 号、pp. 57-62、2001.1
- 11) Schnabel, P. B., Lysmer, J. and Seed, H. B. : SHAKE - A Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites, Report No. EERC72-12, EERC, 1972
- 12) 建物と地盤の動的相互作用を考慮した応答解析と耐震設計、3章 地盤物性と地盤応答、pp. 51-80、日本建築学会
- 13) 建築物荷重指針・同解説(2004)、pp. 69-70、日本建築学会、2004
- 14) 2007年版 建築物の構造関係技術基準解説書、pp. 435-445、全国官報販売協同組合

3. 1. 3 建築物への入力

建築物基礎の地震動（入力地震動）が、自由地盤の地震動と異なることがある。この現象が明らかであれば、違いを考慮して建築物の評価用地震動を 3. 1. 2 で定めたものとは別に設定することができる。

（解説）

地震時に建築物基礎の挙動が自由地盤（建築物が無い状態の地盤）の挙動と異なる現象は、動的相互作用効果によるものと考えられている¹⁵⁾。この相互作用効果は、慣性の相互作用と入力の相互作用に大別される。前者は、建築物に作用する地震力（慣性力）が地盤に伝達されることによって付加振動が生じることによるもので、いわゆるスウェイ・ロッキングモデルによって評価することができる。後者は、地盤に比べて剛な基礎の存在によって自由地盤の震動が拘束されて基礎の挙動が異なるもので、基礎入力動の問題とみなされている。本項の建築物への入力は、後者の基礎入力動に関するものである。すなわち、自由地盤で設定された地震動から基礎入力動を求めて、それを

地震応答解析モデル（基礎固定またはスウェイ・ロッキングモデル）への入力である評価用地震動とすることを説明している。

基礎入力動が自由地盤の挙動と異なる現象は、自由地盤の地震動が基礎の各位置で位相差があると考えて説明されている。

一つは、平面的に位相差がある地震動の考え^{16,17)}であり直接基礎などの平面的拵が対象である。この基礎に対して図 3.1-4 に示す斜め入射波や表面波が水平方向（図 3.1-4 では X 方向）に伝播する場合を考える。Y 方向に振動して伝播する SH 波では、ある円振動数 ω における自由地盤地表地震動の振幅 U_{GL} に対する基礎入力動の振動 U_{fY} は次式で表わせる。この場合、ねじれ入力動も生じる。

$$\frac{U_{fY}}{U_{GL}} = \frac{\sin(a_o)}{a_o}, \quad a_o = \frac{\omega L}{2V_x} \quad (3.1-6)$$

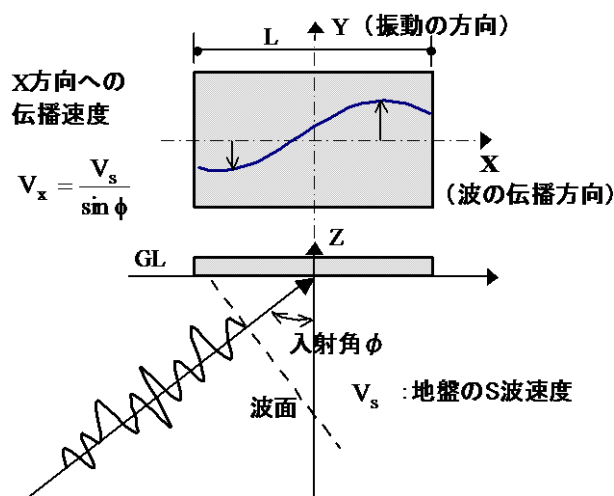


図 3.1-4 直接基礎に斜め入射する地震動（SH 波）

他に地盤の不均質性による位相のランダム性に着目して基礎入力動の説明を試みた例¹⁸⁾もある。もう一つは、埋め込みがある基礎が対象で、鉛直伝播する深さ位置で位相差がある地震動を考える。図 3.1-5 に示す自由地盤の地震動 $U_g(Z)$ を考慮すると、基礎入力動 U_{fh} は次式で表わせる¹⁹⁾。この場合、回転入力動も生じる。

$$\frac{U_{fh}}{U_{GL}} = \frac{K_{bs} \cdot U_g(D) / U_{GL} + K_{ws} \cdot \bar{U}_{gw} / U_{GL}}{K_{bs} + K_{ws}} \quad (3.1-7)$$

ここで、 K_{bs} と K_{ws} はそれぞれ基礎底面全体と側面全体の相互作用ばね、 \bar{U}_{gw} は $U_g(Z=0 \sim D)$ の平均である。深さ方向の地盤地震動の位相は $U_g(Z) = U_{GL} \cdot \cos(\omega Z / V_s)$ と表せるので、(3.1-7) 式の関係には地震動の波長 ($2\pi V_s / \omega$) の影響が大きく、(3.1-6) 式と同様に波長（周期）が長いと比はほぼ 1 である。この埋め込みの相互作用効果は、(3.1-7) 式とはやや表現が違うが限界耐力計算にも考慮されている（平成 12 年建設省告示第 1457 号）。

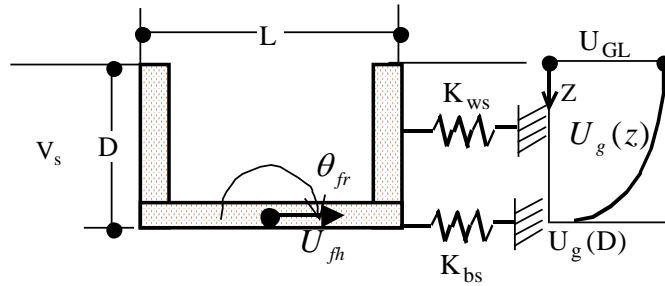


図 3.1-5 埋め込み基礎と鉛直伝播する地震動

直接基礎については、山原¹⁶⁾が 1968 年十勝沖地震の余震観測記録について考察しており、基礎入力動が自由地盤より小さくなることから入力損失と称した。また、表面波の伝播による効果と考えられる常時微動観測結果について検討された研究²⁰⁾もある。

埋め込み基礎（地下階）の観測例²¹⁾を図 3.1-6 と図 3.1-7 に示す。この建築物は免震構造であり比較的慣性の相互作用の影響は小さいと考えられるので、図 3.1-7 のスペクトル比は(3.1-7)式に相当する入力の相互作用（基礎入力動）の影響が大きい。埋め込みがある平屋建築物でも同様の検討が行われている²²⁾。

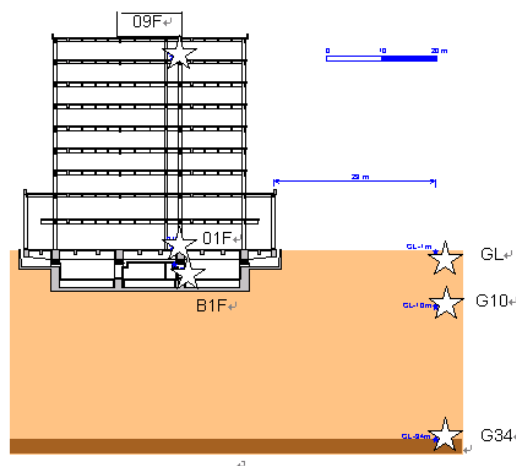


図 3.1-6 地下階がある免震構造建築物の地震観測（星印）

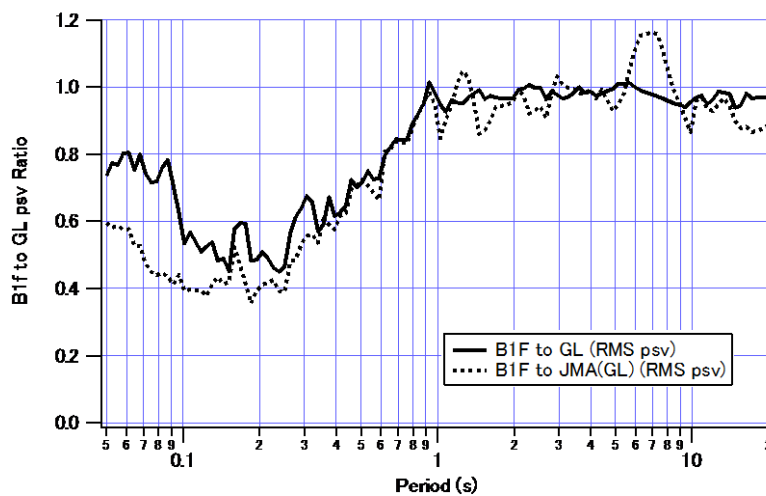


図 3.1-7 自由地盤地表に対する基礎部観測記録のスペクトル比（B1F/GL）
：「JMA」は同敷地での気象庁の GL 観測記録に対する比

以上の基礎入力動が自由地盤地表地震動よりも小さくなっていく周期は、上記の説明から分かるように基礎の規模や地震波の伝播速度に依存するが、図 3.1-7 の例からも分かるように、比較的大規模な基礎であっても、通常、1 秒程度以下の短周期領域である。

【参考文献】

- 15) 入門・建物と地盤との相互作用、日本建築学会、1996
- 16) 山原：地震時の地動と地震波の入力損失（第 1 報）、日本建築学会論文報告集、第 165 号、1969
- 17) 井口：Input earthquake motion to structure and response analysis with consideration of the size, 第 3 回日本地震工学シンポジウム、1970
- 18) 松島：空間的に変化する地震動のスペクトルと対応する地盤-基礎系の伝達関数、日本建築学会論文報告集、第 232 号、1975
- 19) 建築物荷重指針・同解説(2004)、7 章地震荷重、日本建築学会、2004
- 20) 森清、深澤、吉江、北村、藤田、浅野、安田：微振動測定に基づく免震建物の入力損失に関する検討、日本建築学会技術報告集、第 23 号、2006
- 21) 鹿嶋、大川、小山：釧路地方気象台と釧路地方合同庁舎との地震動の特性、日本建築学会大会学術講演梗概集、2001
- 22) 安達、渡辺、引田、宮本：地盤の非線形性を考慮した低層建物の入力損失効果の検討、第 12 回日本地震工学シンポジウム、2006

3. 2 その他の荷重・外力

建築物の評価用地震動以外の荷重・外力については現行基準によることとし、極めて稀に発生する積雪荷重・暴風に対しても安全上支障がないことを確認する。

(解説)

建築基準法によると、荷重・外力は発生頻度により、日常的に作用する荷重、稀に発生する荷重、極めて稀に発生する荷重の3段階に分けられ、それぞれ長期許容応力度、短期許容応力度、終局耐力で検討することになる。すなわち、常時荷重による長期許容応力度検討が使用性能を、稀に作用する荷重(積雪・風荷重では50年再現期待値、中地震動)による短期許容応力度検討が修復性能を、極めて稀に作用する荷重(積雪・風荷重では500年再現期待値、大地震動)による終局耐力検討が安全性能を検証することになる。現行の建築基準法施行令では、すべての建築物に対して考慮しなければならない荷重・外力として、①固定荷重、②積載荷重、③積雪荷重、④風圧力、⑤地震力の5種類をかかげ(第83条)、それぞれの荷重・外力の発生頻度と大きさの関係を表3.2-1に、また荷重・外力による建築物の各部に生じる応力を表3.2-2に示す組み合わせにより求めるよう(第82条の1の二、同条の6の二)、規定している。

表 3.2-1 設計用荷重と発生頻度

計算法 ^{*1}	長期に生じる力	短期に生じる力	—
計算法 ^{*2}	日常的に作用する荷重	稀に作用する荷重	極めて稀に作用する荷重
固定荷重	実状による	—	—
積載荷重	建築基準法の規定	例えば引越し荷重	—
積雪荷重	50年の発生確率99% 0.7S	50年再現期待値 S	500年再現期待値 1.4S
風荷重	年最大期待値 居住性の検討	50年再現期待値 W	500年再現期待値 1.6W
地震荷重	—	中地震動 0.2K	大地震動 K

^{*1} 保有水平耐力計算など ^{*2} 限界耐力計算

表 3.2-2 応力の組合せ

計算法 ^{*1}	長期荷重	短期荷重	—
計算法 ^{*2}	日常的に作用	稀に作用	極めて稀に作用
設計法	長期許容応力度	短期許容応力度	終局強度
常時	$G+P$	—	—
積雪時	一般	$G+P+S$	$G+P+1.4S$
	多雪区域		
暴風時	一般	$G+P+W$	$G+P+1.6W$
	多雪区域	$G+P+0.35S+W$	$G+P+0.35S+1.6W$
地震時	一般	$G+P+0.2K$	$G+P+K$
	多雪区域	$G+P+0.35S+0.2K$	$G+P+0.35S+K$

^{*1} 保有水平耐力計算など ^{*2} 限界耐力計算

- ・ここに、G：固定荷重、P：積載荷重、S：積雪荷重、W：風荷重、K：地震荷重
- ・建築物の実況に応じて、土圧、水圧、震動、衝撃による外力も考慮する(第83条)

荷重・外力は、それぞれ性質が異なっており、また地域によって、あるいは地形その他の周囲の環境条件、建築物の形状、規模、さらに地盤との関連を含めた建築物自身の反応のしかたなどによって建築物への作用が異なり、個々の建築物ごとに支配的な荷重が異なるので、それぞれの特性を

よく理解して取り扱わなければならない。荷重・外力の設定は、構造設計のもっとも基本的な行為のひとつで、荷重・外力の大きさ次第で、部材断面が異なり、建築物の構造基本性能が決まる。荷重設定が適切でなければ、そのほかの計算をいかに綿密に行っても、事故や被害を免れることができなくなる。

長期荷重時の架構応力の算定法として、完成時の建築物の架構モデルに長期荷重を作用させる方法で求める場合が多い。この方法では、施工のプロセスに応じて加わる固定荷重を一度に加えることになるため、実際の架構の応力状態と異なる値になる。特に、超高層建築物や柱に高応力度を許容する高強度鋼を使用した建築物では、解析方法による違いが大きくなるので、施工のプロセスに応じた架構応力も設計に際しては考慮する。

4. 性能評価

4. 1 性能評価項目とランク

性能評価項目は、柱や梁など主要構造部材より成る構造躯体（ダンパーを含む。）のほか、非構造部材（外壁、内装材、ドア、等）、設備（設備機器、給排水管、等）、什器、及び避難行動難度とする。

(1) 構造躯体（ダンパーを含む。）

高強度鋼により構成される柱や梁など主要構造部材は、弾性範囲で使用する。
ダンパーは、その性能に応じて、許容される変形・耐力・エネルギー吸収能力の範囲内で使用するほか、ダンパーの接合部について十分な剛性・耐力を確保する。

（解説）

高強度鋼による柱や梁部材は許容応力度以下（例えば、軸力の生じない梁部材では降伏曲げモーメント M_y 以下）の範囲に留まることを確認する。

(2) 非構造部材

非構造部材のランクは次のとおりとする。ランク 3 となることが予想される場合には、脱落・崩落を生じないようにフェールセーフ等の措置を講じることとする。

ランク	1（無損傷）	2（機能維持）	3（要修復）
状態	損傷せず、美観やその他の機能（遮音・吸音、遮風、断熱等）を維持する。	一部の部品等に軽微な変形やすべり等が生じるが、美観やその他の機能をほぼ維持する。	部品等に変形やすべり等が生じ、美観やその他の機能が損なわれ、修復を要する。

<外壁、内装材>

ランク	1（無損傷）	2（機能維持）	3（要修復）
接合部等	許容耐力以内	一部で許容耐力を超える	—
変形角	限界変形角*1以内の75%以内	限界変形角*1以内	—

*1 種類（プレキャスト、ALC版、等）や支持方法（固定、ロッキング、等）に応じて設定

<天井>

ランク	1（無損傷）	2（機能維持）	3（要修復）
振れ止め	許容応力度以内		—
すべり	許容耐力以内	—	—

<ドア>

ランク	1（無損傷）	2（機能維持）	3（要修復）
変形角	許容変形角以内	一部で許容変形角を超える*1	—

*1 避難経路や日常的に開閉するものを除く。

（解説）

非構造部材についても無損傷（ランク 1）又は機能維持（ランク 2）を目標とすることを原則とするが、建築物又はその部分の機能や重要度によっては地震後に修復を要する状態（ランク 3）になることも許容される場合がある。特に要修復（ランク 3）となる場合には非構造部材の脱落、崩落、転倒等を生じないようにフェールセーフ等の措置を講じること、安全性を確保する。

非構造部材については、主に慣性力と強制変形角に対して検討を行う。

慣性力に対しては文献 1)と同様に非構造部材及びその接合部等が許容応力度以下であることを確認する。慣性力は建築物の各床の最大加速度に非構造部材の応答倍率を適宜考慮して算定する機会が多いが、懐の深い（吊り長さの長い）天井などでは地震時の構造躯体との共振を避けるように配慮されるべきで、各床の揺れ方を反映した評価方法が望ましい²⁾。本指針(案)では非構造部材に生じる慣性力の評価のため、フロアレスポンススペクトルの簡易な評価方法についても示している（次節参照）。

強制変形角については非構造部材の設置状況を考慮して構造躯体の層間変形角を適切に割り増した変形角に対して非構造部材の損傷の程度を把握する。

なお、慣性力と強制変形角の検討はそれぞれ独立に行う。

【参考文献】

- 1) 非構造部材の耐震設計施工指針・同解説および耐震設計施工要領、日本建築学会、2003.1
- 2) 例えば、西山功：天井、4. 非構造部材の耐震設計・施工の要点、pp.144-151、建築技術、2006.9

(3) 設備

設備のランクは次のとおりとする。ランク3となることが予想される場合には、脱落・崩落を生じないようにフェールセーフ等の措置を講じることとする。

ランク	1（無損傷）	2（機能維持）	3（要修復）
状態	損傷せず、給排水等の機能を維持する。	一部の部品等に軽微な変形等が生じるが、機能をほぼ維持する。	部品等に変形等が生じ、機能が損なわれ、修復を要する。

< 設備機器および取り付け部 >

ランク	1（無損傷）	2（機能維持）	3（要修復）
設備機器	許容振動範囲以内	一部で許容範囲を超える ^{*1}	—
取り付け部	許容耐力以内	一部で許容耐力を超える ^{*1}	—

*1 避難等に関わる設備、重要な設備を除く。

< 配管等 >

ランク	1（無損傷）	2（機能維持）	3（要修復）
配管	変位抑制（耐震支持）	一部で変位が大きくなる	—
立て配管	許容変形角以内	許容変形角以内	—

（解説）

設備機器や配管等については文献 3)を参考に評価を行う。

設備機器としては水槽、ボイラー、空調機等の多様なものが挙げられ、設備機器自体の耐震性（揺れに対する機能維持の程度）は個別に異なるため、設置される設備機器の種類等に応じて判断する。取り付け部としてはアンカーボルト、基礎、頂部支持材等が挙げられ、慣性力によって生じる力が許容耐力以内であることを確認することが基本となる。

配管については耐震支持を行うことで軸直角方向の過大な変位を抑制する³⁾。また立て配管については構造躯体の層間変位に対して追従するように配慮する。

【参考文献】

3) 建築設備耐震設計・施工指針 2005年版、日本建築センター、2005.5

(4) 什器

什器の滑動・転倒・落下に対するランクは次のとおりとする。ランク3となることが予想される場合には、居住者の安全性を確保するための対策を施すこととする。

ランク	1（無損傷）	2（機能維持）	3（要修復）
状態	ほとんど全ての什器が、滑動・転倒・落下しない。	一部の什器が、滑動・転倒・落下する。	多くの什器が、滑動・転倒・落下する。

（解説）

什器については原則として無損傷（ランク1）又は機能維持（ランク2）を目標とする。地震動のレベルがL3となる場合等で、什器の固定等を行ってもやむを得ずランク3以上となる場合には什器の散乱被害をある程度想定した上で、居住者の安全性を確保するための対策を施すこととする。

什器のランクの判定は、以下のいずれかによる。

- (a) 過去の被害経験等を踏まえたマクロ的評価に基づく方法
- (b) 家具の転倒等に関する各種判定式に基づく方法
- (c) 時刻歴応答解析に基づく方法

(a)のマクロ的評価に基づく方法は、建築物室内に存在する個々の什器の種類と配置又は什器の外形等の仕様を特定することなく、過去の地震被害経験等を踏まえ、床応答加速度の最大値等に応じて、什器の滑動・転倒・落下のランクを判定するものである。

(b)の各種判定式に基づく方法は、室内に存在する個々の什器の地震時安定性を、各種判定式(判定図を含む)を用いて判定した結果に基づき、最終的に部屋全体として予想される散乱被害等を勘案して、什器の転倒・滑動・落下のランクの判定を行うものである。

(c)の時刻歴応答解析に基づく方法は、室内に存在する個々の家具をモデル化して時刻歴応答解析を行い、部屋全体の散乱被害を予測した上で、什器の転倒・滑動・落下のランクの判定を行うものである。

以上3つの方法と、ランク3以上となる場合の対策の詳細は参考資料4-Aに示す。

(5) 避難行動難度

避難行動難度のランクは次のとおりとする。ランク3となることが予想される場合には、居住者の安全性を確保するための対策を施すこととする。

ランク	1（安全）	2（やや危険）	3（危険）
状態	やや乱れるが滞りなく行動できる。	乱れるが滞りなく行動できる。	かなり乱れ滞りなく行動できない。

（解説）

居住者の避難行動難度は、原則として危険とならないランク1又はランク2を目標とするが、地震動レベルがL3となる場合等でやむを得ずランク3となる場合には、什器の場合と同様、居住者の避難行動の困難さを想定した上で、居住者の安全性を確保するための対策を施すこととする。

避難行動難度のランクの判定は、図4.1-1の判定図表による。また、図4.1-2には参考として居住者の不安度に関する判定図表（参考資料4-B参照）を示す。

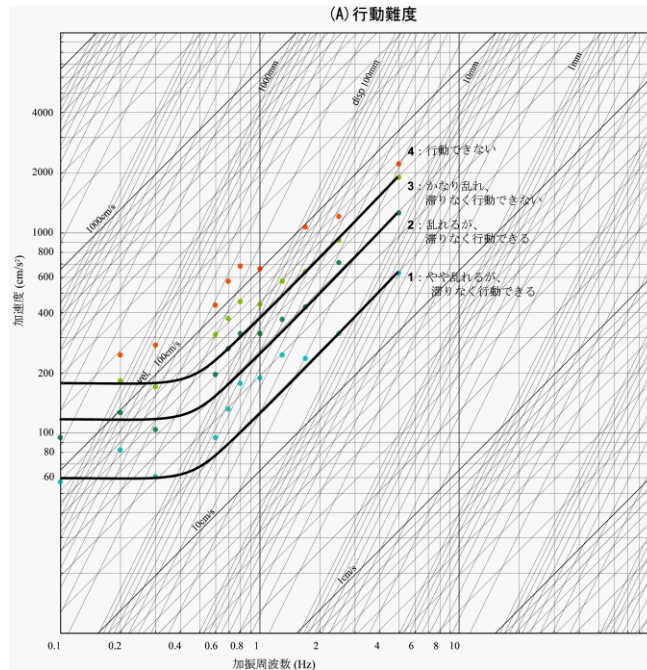


図 4.1-1 調和加振に対する行動難度

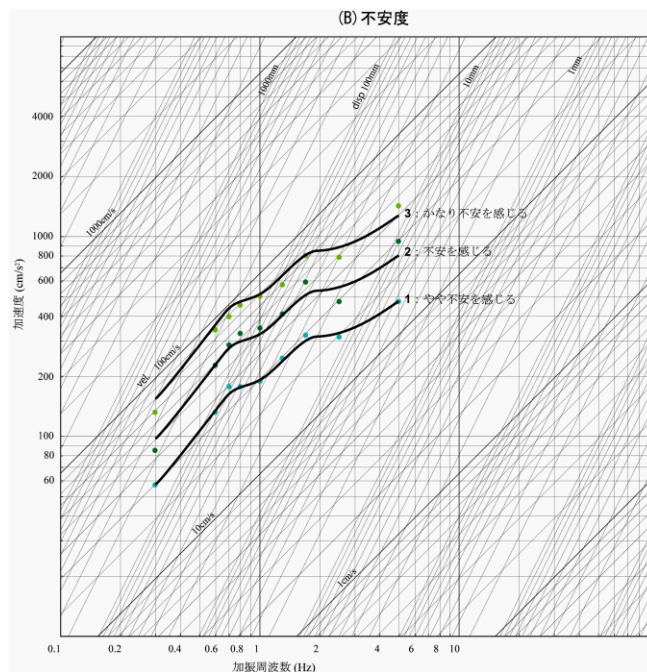


図 4.1-2 調和加振に対する不安度

4. 2 地震応答評価手法

性能評価項目に対応した地震時における応答量（変形、加速度、等）を評価する。
地震応答評価手法は、
時刻歴による手法（精算手法）
応答スペクトルによる手法（簡易手法）
の2種とする。

（解説）

地震応答評価手法は「時刻歴による手法（精算手法）」と「応答スペクトルによる手法（簡易手法）」とに大別されるが、前者によることを基本とする。

L1 から L3 までの3段階に対して、地震応答値として最大層間変形角、部材の最大変形・応力（度）のほか、履歴型ダンパーの累積変形、非構造部材や人間の感覚・避難行動難度評価に用いるためのフロアレスポンスを算定することを基本とする。

計算は主に地上部分を対象に行う。この場合、地下及び基礎については地上部分に発生する応力等を考慮して適切に設計するものとする。また液状化についても検討を行い、危険性が高いと判断される場合には地盤改良等を施すこととする。

柱や梁部材のモデル化は特殊な部材を用いる場合を除き、通常の構造力学による理論値を用いてよい。また、柱梁接合部についても特殊な接合部で半剛接となるような場合を除き、剛接合と仮定してよい。

横補剛等の座屈防止に有効な措置が取られており、構造解析上の仮定が成立することは別途確かめる必要がある。

柱や梁部材を弾性に留めることを前提としているが、降伏が梁先行型であること等、建築物全体としてのリダンダンシーを確保することが望ましい。

4. 2. 1 適切な解析モデルの設定

対象建築物を構成する柱や梁など主要構造部材より成る構造躯体（ダンパーを含む。）を適切にモデル化する。ここで、ダンパー設置のためのガセットプレート等により柱や梁の可撓長さが短くなることで、応力状態等が変化する場合があることに留意する。

（解説）

柱や梁など主要構造部材より成る構造躯体（ダンパーを含む。）に生じる応力・変形等の評価を行う場合には、対象建築物を適切にモデル化することが一定の評価精度を確保する上で重要となる。本指針(案)で主な対象としているダンパーを有する制振構造について、モデル化に当たっての留意事項を解説する。

(1) 骨組モデル

ダンパーの制振効果や主架構（ダンパーを含まない。）の性状を適切に評価するためには、ダンパーおよびダンパー設置のための支持材のモデル化に加えて、主架構に対してもダンパー設置のためのディテールを反映した部材の剛性評価や断面の塑性化位置の設定などに配慮することが重要である。

(1-1) 変位依存型ダンパーのモデル化

鋼材ダンパーや摩擦ダンパー等は、変位のみ依存して力を発揮するという仮定でモデル化を行うことが一般的である。鋼材ダンパーは、塑性化部およびそれを主架構に接続するための支持部を適切にモデル化する。塑性化部については鋼材の力学特性に応じて適切な弾塑性履歴特性を設定し、支持部はその変形を弾性ばね等で表現して塑性部と直列に配置する。摩擦ダンパーについても支持部の扱いは同様である。

(1-2) 速度依存型ダンパーのモデル化

速度依存型ダンパーの代表的なものとしてはオイルダンパー、粘性ダンパー、粘弾性ダンパーがある。時刻歴解析用のモデルでは主に速度に依存するダンパー部およびそれを主架構に接続するための支持部を適切にモデル化する。製品化されているシリンダー型のオイルダンパーや粘性ダンパーは内部剛性を有するので速度に依存して力を発揮するダッシュポットに対して直列に弾性ばねを結合してこの影響を考慮する。

(1-3) 主架構のモデル化

主架構のモデル化にあたっては、ダンパー設置のために主架構の柱梁接合部や梁中間部等に設けられるガセットプレートやスチフナ等により、柱や梁の可撓長さが短くなることで、応力状態、剛性、破壊形式等が変化しうることに留意し、柱や梁の剛域を延長し塑性化位置を適切な位置に設定する等、工夫したモデル化を行う。

ダンパーの設置形式として、ブレース型、シアリンク型、間柱型、壁型、トグル型、などの多様な形式があり、それぞれの形式に応じたモデル化を行う必要がある。

(2) 時刻歴による場合の簡易振動モデル

時刻歴解析モデルは建築物の性状や確認したい内容などによってさまざまな選択肢があり、モデル全体の構成として立体モデル、擬似立体モデル、平面モデルの選択肢、構成要素として部材構成モデル、せん断棒モデル、等価曲げせん断棒モデル、等価架構モデルの選択肢があり、必要に応じて組み合わせて振動モデルを構築することができる¹⁾。

これまでは静的解析は立体部材構成モデル、時刻歴解析は等価せん断棒モデルや等価曲げせん断棒モデル²⁾などの簡易モデルによって行なわれることが主流であったが、近年ではコンピューターの演算処理能力の向上により、立体部材構成モデルにより時刻歴解析を行うことが容易となり、手間のかかる等価せん断棒モデルや等価曲げせん断棒モデルなどの簡易モデルへのモデル化を避け、立体部材構成モデルによる時刻歴解析が好まれる傾向がある。さらに近年の建築デザインや構造システムの多様化により、簡易モデルでは動的挙動を表現しきれないケースも増えている。

しかしながら、偏心の少ない整形な建築物や、建築物全体としては不整形であっても整形な平面架構の集合体からなる場合などには建築物全体や架構を簡易なばね系モデルで振動解析モデルを構築し、一定の精度を確保した時刻歴解析を行なうことは可能である。ただし、制振建築物の場合には、簡易モデル作成時に特に制振ダンパーの効果を過大評価しないように配慮することが重要である。速度依存型ダンパーの場合には、速度に比例して力を発揮するため、制振ダンパーとその周辺主架構の力のやり取り、制振ダンパーに作用する力の反力は架構が担うという部分を動的に表現するための工夫がなされたモデルでなければならない。履歴型ダンパーの場合には、ダンパーを含めて層や架構全体を1つの弾塑性ばねに置換できるが、ダンパーの各種応答量を得るためには分離する方が望ましい。

具体的には、以下のような簡易モデル置換法が挙げられる。参考資料 4-C では②を実現する一つの方法を示している。

- ① 制振ダンパーを設置する架構、あるいは設置周辺架構は骨組モデルでモデル化し、その他の部分はせん断棒モデルなどの簡易モデルにモデル化する(図 4.2-1)。
- ② 制振ダンパーが架構内に設置される影響を考慮したせん断棒モデルを用いる(図 4.2-2)。

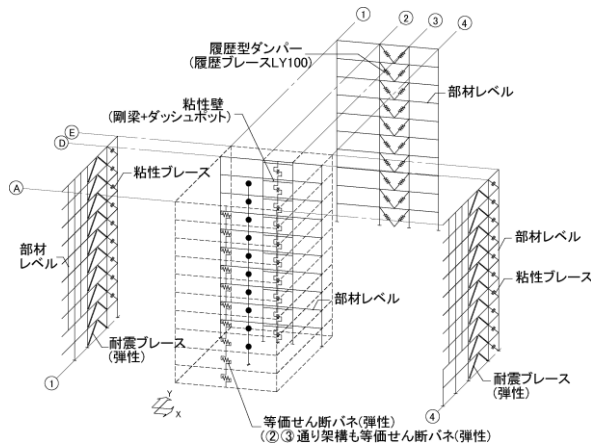


図 4.2-1 骨組と簡易モデルの併用

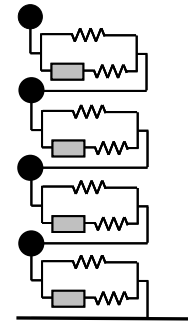


図 4.2-2 せん断棒モデル

【参考文献】

- 1) 北村春幸：性能設計のための建築振動解析入門，彰国社，2002.9
- 2) 和田 章，岩田 衛，清水敬三，安部重孝，川合廣樹：建築物の損傷制御設計，丸善，1998.9

4. 2. 2 時刻歴による手法

(1) 適用範囲

全ての対象建築物に適用可能とする。

(2) 地震応答評価

解析条件を適切に設定し、建築物の性能評価用地震動に対する応答を時刻歴応答解析により求める。構造躯体については最大応力、最大変形、累積変形、吸収エネルギー等を確認する。また、非構造部材、什器、避難行動難度の評価のため、床応答加速度についても算定する。

(解説)

対象建築物の振動特性等に応じて、時間刻み、初期粘性減衰、等の解析条件を適切に設定する。構造躯体に関する応力、変形等のほか、床応答加速度を時刻歴波形や最大値などで出力し、非構造部材や什器等の評価に用いる。

4. 2. 3 応答スペクトルによる手法

(1) 適用範囲

高さが 60m 以下の対象建築物に適用可能とする。

(解説)

本指針(案)では後述するように参照モードで捕捉できない挙動すなわち高次モードの影響を考慮した評価を行うが、時刻歴による手法を基本とすることからも、現行基準における限界耐力計算と同様に、適用範囲を高さ 60m 以下とする。また多層建築物を前提とした評価法であるため、大スパン・大空間構造などで多層建築物とは異なる挙動となる場合には時刻歴による手法を用いることとする。

応答スペクトルによる手法を用いる場合には、特定層崩壊を防止し、全体が 1 次モード的な変形をするように強制できる（地震時に矯正できる）構造を目指し、本手法が成立しやすいような構造として設計されていることが重要である。

また地震応答は元来ばらつきを有するものであるため、応答スペクトルによる手法を用いる場合でもその点に留意する。（参考資料 4-D 参照）

(2) 地震応答評価

Pushover 解析を援用した 1 自由度系への縮約と応答スペクトルによる評価は基本的に限界耐力計算と同じとし、高次モードの影響を考慮する。
また、非構造部材、什器、避難行動難度の評価のため、床応答加速度（最大値又はスペクトル）を算定する。

（解説）

Step 1：解析モデルの設定

4. 2. 1 で示したように適切な解析モデルを設定する。偏心が大きい場合（偏心率 0.15 以上を目安とする。）には、立体解析モデルを作成する。

Step 2：Pushover 解析結果を用いた 1 自由度系(SDOF)の設定

Pushover 解析に用いる外力分布は、1 次刺激関数に基づくもの又は限界耐力計算における Bsi(又は Bdi)による。高さ方向に層の剛性が急変する場合（剛性率 0.6 以下を目安とする。）や偏心が大きい場合には MAP(Mode Adaptive Pushover)解析によることとする。

Pushover 解析結果から 1 自由度系(SDOF)を設定する方法は限界耐力計算と同じとする。

Step 3：SDOF の等価周期と減衰による低減の設定

SDOF の等価周期は、限界耐力計算と同様に Sa-Sd 上での最大応答点（と仮定した点）の割線剛性から評価する。

履歴型ダンパー付制振構造の減衰による応答低減の評価には、いくつかの方法がある。詳細は参考資料 4-E 参照されたい。

Step 4：SDOF の応答値の算定

Step3 の等価周期と減衰による低減を用いて評価用地震動を表す応答スペクトルから SDOF の最大応答値を算定する。Step3 で仮定した最大応答点とずれが生じる場合には、繰返し計算により収斂させて応答点を求める。

Step 5：各層、各部材の応答値の算定

Pushover 解析結果と SDOF との対応関係から参照モード（1 次モード）に対する応答を求めた上で、高次モードの影響を考慮して各層、各部材の応答値を算定する。高次モードの具体的な評価方法を参考資料 4-F に示す。

履歴型ダンパーの累積変形（履歴吸収エネルギー）については、評価用地震動の継続時間を適切に仮定することにより、参考資料 4-G に示す方法で評価する。

偏心が大きい場合には参考資料 4-H に示す方法によってねじれ振動の影響を考慮して応答値を算定する。

Step 6：フロアレスポンスの算定

地震時の慣性力に対する非構造部材の応答評価等のため、各床の絶対加速度応答を評価する。評価方法は次の 2 種とする。

[A]床応答絶対加速度スペクトル

[B]床応答最大絶対加速度

応答スペクトルによる手法では必ずしも地震動の時刻歴波形が設定されないが、参考資料 4-I に示す方法により[A]を評価することができる。[B]は Step5 における高次モードの考慮方法に準

じて評価を行う。

Step 7：非構造部材等の応答値の算定

層間変形やフロアレスポンスをもとに、非構造部材、什器等の応答を算定する。

Step 6 の[B]に基づいて非構造部材等の応答を評価する場合には、[B]の最大加速度に適切な非構造部材等自体の応答倍率を乗じて慣性力等を算定する。

なお、非構造部材のうち在来工法天井を対象とした設計方針や設計例を参考資料 4-J に掲載しているのを参考とされたい。

4. 3 性能の表示

4. 2 による地震応答評価の結果から性能評価項目ごとに状態やランクを表示する。

(解説)

地震動に対する性能評価項目ごとのランクを設計者が評価し、表示する。

表 4.3-1 は地震応答評価の結果を一覧として示した例である。地震動のレベルに応じて状態やランクを示すとともに、許容値に対する割合や対策等を合わせて表示している。

表 4.3-2 は性能マトリクス¹⁾による表示の例である。

表 4.3-1 地震応答評価の結果の一覧の例

	性能評価項目		地震動のレベル		
	部位	応答	L1	L2	L3 (≒ 1.7*L2 ^{*1})
構造 躯体	柱・梁	応力	弾性	弾性	弾性(90%) ^{*2}
	ダンパー	最大変形	弾性	許容変形内(40%) ^{*2}	許容変形内(80%) ^{*2}
		最大応力	許容内	許容内(50%) ^{*2}	許容内(75%) ^{*2}
		エネルギー 吸収	—	許容範囲内(30%) ^{*2}	許容範囲内(60%) ^{*2}
非 構造 部材	外装、内装材	強制変形角	1	1	1
	外装、内装材 の接合部等	応力	1	1	2 ^{*3}
	天井	応力、すべり	1	— ^{*4}	— ^{*4}
	ドア	強制変形角	1	1	2
設 備	設備機器	振動	1	2	2
	設備機器取 り付け部	応力	1	1	2
	配管	変位抑制	1	1	2
	立て配管	変形角	1	1	2
什器	加速度・速度	1	1	2	
避難行動難度	加速度・速度	1	2	2	

*1 3章で示した方法により L2 に対する倍率を表示

*2 許容値に対する応答値の割合 (参考)

*3 脱落・転倒等を生じない範囲であることを確認

*4 フェールセーフ対策により安全性を確保

表 4.3-2 性能マトリクスによる性能の表示の例

ランク	地震動のレベル		
	L1	L2	L3
1	◎	◎	
2			◎
3			

【参考文献】

- 1) 例えば、スマート建築構造システムの性能評価ガイドライン、2. 2 要求性能マトリクスの構成、pp. I-6～I-24、建築研究報告、No. 141、2004. 3

4. 4 性能の検査・確認

対象建築物の構造躯体が設計時に想定した性能を發揮できるものとなるよう中間検査、完了検査及び溶接接合部の品質検査等鉄骨架構の製造に係る各種品質検査を適切に実施するほか、モニタリングのためのセンサーを必要に応じて設置し、これらセンサーによる計測データ等を活用することにより、施工時、竣工時及び供用時の各段階において、構造躯体の状態を検査、確認する。

(解説)

(1) モニタリングについて

従来の建築物と同じく、本指針(案)で対象とする建築物においても、中間検査と完了検査、及び、溶接接合部の品質検査等鉄骨架構の適切な製造を担保する各種の品質検査は必須のものである。その上で、本指針(案)では、本指針(案)で求めるより高度な構造性能が、竣工後から継続的に確保、維持されていることを検査・確認できるように、建築物に、モニタリングのためのセンサーを必要に応じて設置すべきことを明記している。また、本指針(案)で規定される高強度鋼部材には、あまり大きな靱性は期待されないため、施工時での架構組立において過度の残留応力が生じると、地震時において脆性的な破壊を誘発する恐れもある。そのために、モニタリングは、原則として施工時にも行い、高強度鋼部材に過度の残留応力が発生しないことを監視できるようにする。

モニタリングは、大きく、グローバル・モニタリングとローカル・モニタリングに分類される¹⁾。これらの関係を図 4.4-1 に示す。

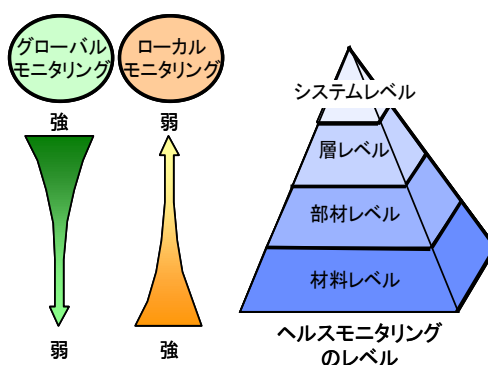


図 4.4-1 グローバル・モニタリングとローカル・モニタリング

グローバル・モニタリングは、局所的な損傷には目を瞑り、建築物全体としての状態に着目するものである。振動モニタリングがこれに該当する。一方、建築物の部位を対象に行われるのがローカル・モニタリングである。これまでに開発されている非破壊試験法の多くはこれに該当する。また、履歴型ダンパーの累積塑性歪をモニタリングするセンサーもこれに該当する。本指針(案)では巨大地震に対しても主架構は弾性とすることを目標とするため、建築物供用期間中に数回発生することが予想されるL1又はそれ以上のL2の地震動に対しては全体的な視点から見れば、建築構造は無損傷に留まると予想される。したがって、本指針(案)で対象とする建築物では、建築物全体の状態から損傷の有無を判断するグローバル・モニタリングよりも、部材の部分的な損傷やダンパーの累積塑性歪等局所的な状態を把握するためのローカル・モニタリングの方が果たす役割は大きいと考えられる。ローカル・モニタリングのより具体的な説明については参考資料 4-K を参照されたい。

(2) モニタリングの目的と方法

施工時、竣工時及び供用時の各段階におけるモニタリングの目的と方法を以下に示す。

①施工時

(1)で示した通り、本指針(案)で対象とする建築物においては、施工時での架構組立において生じる残留応力が過大となると、地震時での脆性的破壊をもたらす要因ともなり得る。そのため、このような残留応力が過大なものにならないよう、特に地震時に大きな応力が発生する部分について、残留応力の発生状況をモニタリングする。ひずみを検知できるセンサーが必要となるが、データを収集する便宜上、当然、ワイヤレスであることが望まれる。

②竣工時

建築物が設計時に想定した通りに施工されていることを検査・確認するほか、建築物供用時での建築構造性能の状態変化を把握するための初期値を得ることを目的とする。グローバルな振動モニタリングにより固有周期、初期剛性等を主にモニタリングする。

③供用時

建築物の供用時に行うモニタリングは、一定期間ごとに行う定期モニタリング、地震時直後等臨時に行う非定期モニタリング、及び、地震時に行う状態遷移モニタリングに分類される。一般に、定期モニタリングと非定期モニタリングでは、建築物の耐震性能の低下を損傷の進行として扱い、損傷の時期、場所、程度、状態等を損傷前後での変化量を計測して間接的に評価する。これに対して、状態遷移モニタリングは損傷の進行過程を直接計測して評価する。したがって、前者を間接損傷検出、後者を直接損傷検出と呼ぶことができる。間接損傷検出は定常状態でのモニタリングとなり、直接損傷検出は非定常状態でのモニタリングとなる。間接損傷検出では、センサーを常時設置しておく必要はなく、必要に応じてセンサーを適切な位置に設置すればよい。直接損傷検出では、いつ起こるか分からない地震を待ち続け、トリガー機構により地震発生を感知したら、即座にモニタリングを開始しなければならない。このためセンサーは常時設置しておくものとなり、センサー自体の耐久性に留意する必要がある。

【参考文献】

- 1) 濱本卓司、建築物の耐震性能評価のためのモニタリング技術、計測と制御、第46巻、第8号、pp. 605-611.

5. 維持管理

対象建築物の構造躯体に対しては、想定した性能が発揮されるよう適切な維持管理を行うこととし、維持管理計画に基づく点検により想定した性能が発揮されないと判断された部位等については速やかに交換を行う。

(解説)

本指針(案)では制振構造を対象としているが、本構造の耐震性能は、ダンパーの状態に大きく左右されるので、ダンパー及びその周辺架構の維持管理が特に重要となる。適切な防錆処置を施していれば、常時における腐食等の耐久性に係る問題はほぼ発生しないと考えられるが、供用期間中に数回程度発生する地震及び風に対する場合の累積疲労に対しては注意を要する。これらは4.4節にて、必要に応じて設置することを求めたセンサーにより累積塑性歪等をモニタリングしておき、維持管理計画に基づき定期的にこれらモニタリング結果から得られる実測値が対象とするダンパー等の限界値を超えていないかどうかを点検し、もし、限界値を超えていた場合には、速やかに、当該ダンパー等を交換することとする。

6. 評価例

6. 1 はじめに

超高層の試設計モデルを対象に、地震応答評価手法として時刻歴による手法(精算手法)を用いた場合の性能評価例を示す。

6. 2 試設計モデルの概要

試設計モデルの建築物概要と構造概要は、以下の通りである。

- ・柱・梁・ブレースともに鉄骨造とし、柱は溶接箱型断面、大梁は溶接 H 形断面、ブレースは H 型断面とする。
- ・外周 4 面でスーパーフレームを構成し、10 層毎にスーパービーム階を設ける。
- ・建物頂部に TMD を配した制振構造とする。(ただしストロークの限界や非線形性は無視し、理想化された TMD を想定する。)

図 6.1 にモデルの基準階伏図、図 6.2 にモデルの柱配置図、図 6.3 に構造パースを示す。また、表 6.1 に試設計の結果採用された標準部材の断面リストを、高強度鋼が採用された場合の柱梁接合部標準詳細を図 6.4 に示す。

高強度鋼を用いる場合には、一般に、柱、梁等の断面サイズを縮小し鋼材量を減らすことが可能となる。そのため、高強度鋼を用いることにより柱、梁等の断面サイズが縮小される分、建築物は長周期化する。表 6.2 にモデルの固有周期を示す。なお、柱、梁断面の設計において L3 地震動に対し弾性を保持するため、幅厚比による部材ランクを FC としている。

屋上に設置した TMD の重量は建物総重量のおよそ 0.8%、せん断剛性は建物の 1 次固有周期にチューニングする設定とした。また TMD の減衰は、減衰定数として 10% (線形粘性減衰) とする。

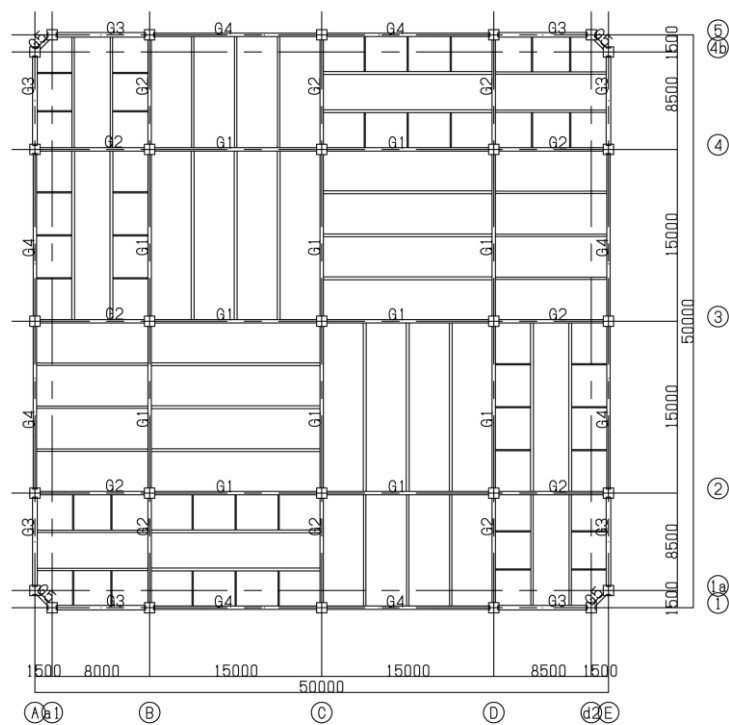


図 6.1 基準階伏図(試設計モデル)

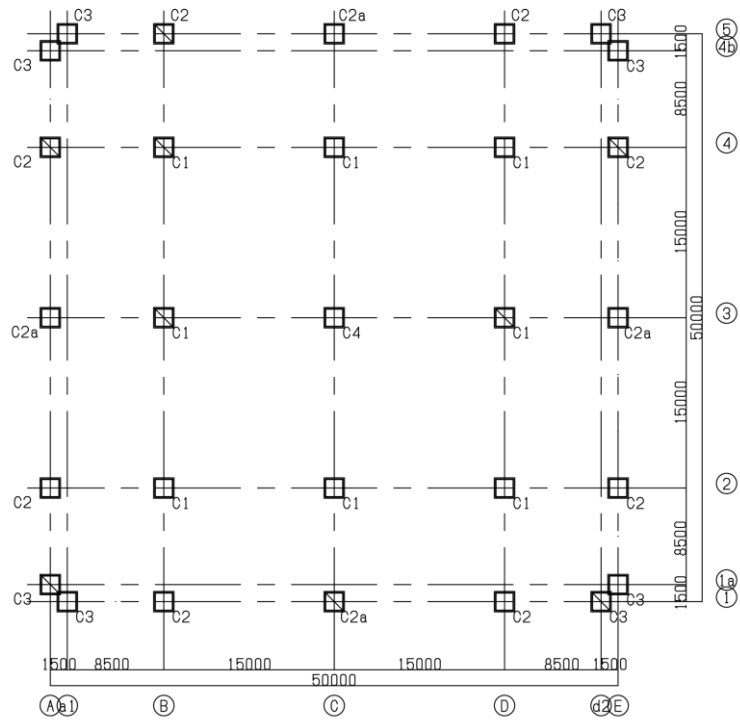


図 6.2 柱配置図(試設計モデル)

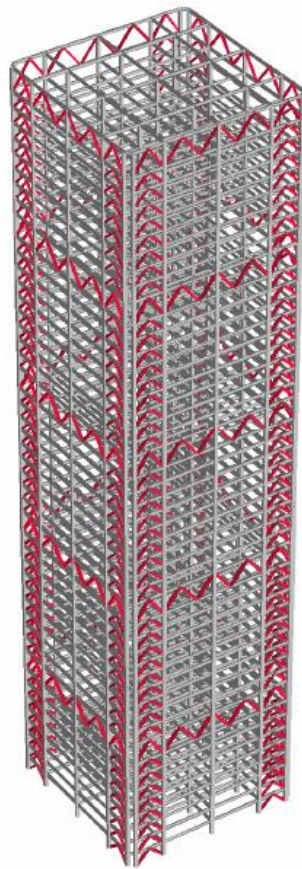


図 6.3 構造パース(試設計モデル)

表 6.1 標準部材の断面リスト

	大梁断面 H形 D×B×tw×tf								柱断面リスト 箱形 D×B×t				ブレース断面 H形 D×B×tw×tf					
	G1				G4				C1		C2a		V1~V5,V1A~V4A					
RF	800	300	16	25	800	400	25	28										
48F	800	300	16	25	800	400	25	28	750	750	28	750	750	28	600	400	25	25
47F	750	300	16	25	750	300	16	22	750	750	28	750	750	28	500	300	19	19
46F	750	300	16	25	750	300	16	22	750	750	28	750	750	28	500	300	19	19
45F	750	300	16	25	750	300	16	22	750	750	28	750	750	28	500	300	19	19
44F	750	300	16	25	750	300	16	22	750	750	28	750	750	28	500	300	19	19
43F	750	300	16	25	750	300	16	22	750	750	28	750	750	28	500	300	19	19
42F	750	300	16	25	750	300	16	22	750	750	28	750	750	28	500	300	19	19
41F	750	300	16	25	750	300	16	22	750	750	28	750	750	28	500	300	19	19
40F	800	300	16	25	800	500	28	32	750	750	32	750	750	40	500	300	19	19
39F	800	300	16	25	800	500	28	32	750	750	32	750	750	40	600	500	28	28
38F	800	300	16	25	800	300	16	22	750	750	32	750	750	40	600	400	22	22
37F	800	300	16	25	800	300	16	22	750	750	32	800	800	32	600	400	22	22
36F	800	300	16	25	800	300	16	22	750	750	32	800	800	32	600	400	22	22
35F	900	300	16	25	900	300	16	22	800	800	32	800	800	32	600	400	22	22
34F	900	300	16	25	900	300	16	22	800	800	32	800	800	32	600	400	22	22
33F	900	300	16	25	900	300	16	22	800	800	32	800	800	32	600	400	22	22
32F	900	300	16	25	900	300	16	22	800	800	32	800	800	32	600	400	22	22
31F	900	300	16	25	900	300	16	22	800	800	32	800	800	32	600	400	22	22
30F	900	300	16	32	900	600	28	45	800	800	36	800	800	50	600	400	22	22
29F	900	300	16	32	900	600	28	45	800	800	36	800	800	50	600	600	28	28
28F	900	300	16	32	900	300	16	28	800	800	36	800	800	50	600	400	22	22
27F	900	300	16	32	900	300	16	28	800	800	36	800	800	45	600	400	22	22
26F	900	300	16	32	900	300	16	28	800	800	36	800	800	45	600	400	22	22
25F	900	300	16	32	900	300	16	28	800	800	40	800	800	45	600	400	22	22
24F	900	300	16	32	900	300	16	28	800	800	40	800	800	45	600	400	22	22
23F	900	300	16	32	900	300	16	28	800	800	40	800	800	45	600	400	22	22
22F	900	300	16	32	900	300	16	28	800	800	40	800	800	45	600	400	22	22
21F	900	300	16	32	900	300	16	28	800	800	40	800	800	45	600	400	22	22
20F	1000	300	16	28	1000	650	28	50	900	900	45	900	900	50	600	400	22	22
19F	1000	300	16	28	1000	650	28	50	900	900	45	900	900	50	700	600	28	28
18F	1000	300	16	28	1000	300	16	25	900	900	45	900	900	50	700	400	25	25
17F	1000	300	16	28	1000	300	16	25	900	900	45	900	900	50	700	400	25	25
16F	1000	300	16	28	1000	300	16	25	900	900	45	900	900	50	700	400	25	25
15F	1000	300	16	28	1000	300	16	25	900	900	45	900	900	50	700	400	25	25
14F	1000	300	16	28	1000	300	16	25	900	900	45	900	900	50	700	400	25	25
13F	1000	300	16	28	1000	300	16	25	900	900	45	900	900	50	700	400	25	25
12F	1000	300	16	28	1000	300	16	25	900	900	45	900	900	50	700	400	25	25
11F	1000	300	16	28	1000	300	16	25	900	900	45	900	900	50	700	400	25	25
10F	1000	300	16	28	1000	600	28	45	900	900	50	900	900	50	700	400	25	25
9F	1000	300	16	28	1000	600	28	45	900	900	50	900	900	50	700	600	28	28
8F	1000	300	16	28	1000	300	16	25	900	900	50	900	900	50	700	400	28	28
7F	1000	300	16	28	1000	300	16	25	900	900	50	900	900	50	700	400	28	28
6F	1000	300	16	28	1000	300	16	25	900	900	50	900	900	50	700	400	28	28
5F	1000	300	16	28	1000	300	16	25	900	900	50	900	900	50	700	400	28	28
4F	1000	300	16	28	1000	300	16	25	900	900	50	900	900	50	700	400	28	28
3F	1000	300	16	28	1000	300	16	25	900	900	50	900	900	50	700	400	28	28
2F	1000	300	16	28	1000	300	16	25	900	900	50	900	900	50	700	400	28	28
1F	1000	300	16	28	1000	300	16	25	900	900	50	900	900	50	700	400	28	28

表 6.2 モデルの固有周期

1 次固有周期 (s)		2 次固有周期 (s)		3 次固有周期 (s)	
X	Y	X	Y	X	Y
5.74	同左	1.81	同左	1.01	同左

革新材料試験設計 柱梁接合部標準詳細

1/30

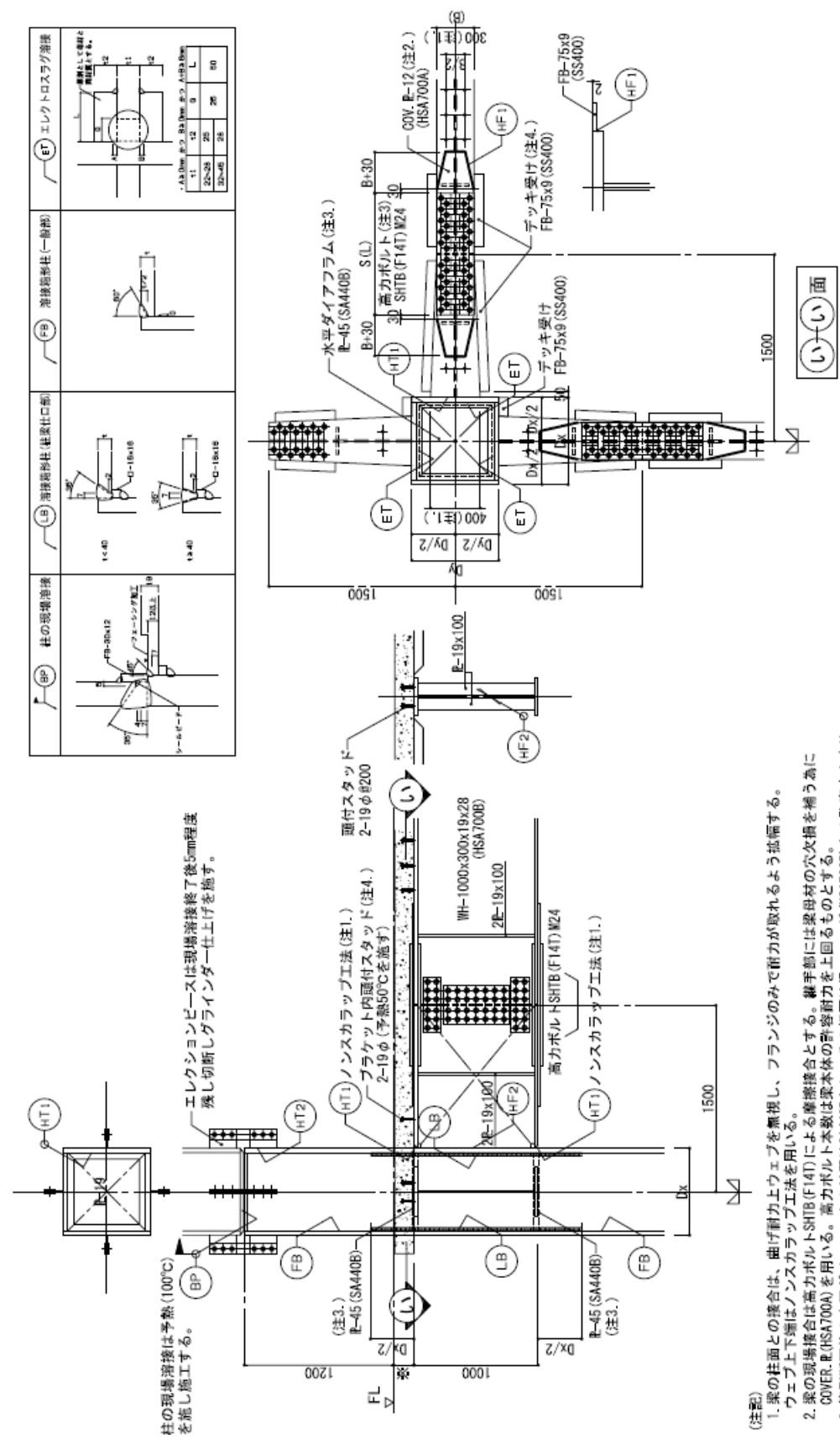


図 6.4 柱梁接合部標準詳細図

- (注記)
1. 梁の柱面との接合は、曲げ耐力上ウェブを無視し、フランジのみで耐力が取れるよう拡幅する。
ウェブ上下端はノンスリップ工法を用いる。
 2. 梁の現場溶接は高力ボルトSHTB(F14T)による摩擦接合とする。継手部には梁母材の穴次損を補う為にCOVER.R(HSA700A)を用いる。高力ボルト本数は梁本体の許容耐力を上回るものとする。
 3. 端型断面柱の水平ダイアフラムの材質はSM400Bとし、その板厚は梁フランジ(HSA700B)との許容応力度比に見合う厚さを行い、溶接はSM440B材に見合う溶接材による消耗式エレクトロスラグとする。
 4. 梁端部ブラケット部には全長に至るデッキ受けFB-75x9(SS400)を設ける。両端所の面付スタッドは予熱(50°C)を施し施工する。
 5. 溶接溶融効率率は、国土交通省大臣官房官庁営繕部監修「公共建築工事標準仕様書」建築工事編平成19年版による。

6.3 設計用クライテリア、評価用地震動の設定等

本指針(案)の主旨に基づき、耐震性能の目標を表 6.3 に示す通りとする。

表 6.3 地震動のレベルと耐震性能の目標

地震動のレベル	対象	高強度鋼
極めて稀に発生する地震動 (L2)	構造躯体	建築物に損傷が生じないこと
	非構造部材、設備、什器	主要機能維持
巨大地震動 (L3)	構造躯体	建築物に損傷が生じないこと
	非構造部材、設備、什器	限定機能維持

上記の耐震目標に対し、設計用のクライテリアは表 6.4 のように定める。

表 6.4 設計用クライテリア

レベル	項目	高強度鋼
L2	層間変形角	1/100 以下
	層塑性率	1.0 程度以下
	部材塑性率	柱梁ともに 1.0 程度以下
	応答加速度	400gal 程度以下
L3	層間変形角	1/75 以下
	層塑性率	1.0 程度以下
	部材塑性率	柱梁ともに 1.0 程度以下
	応答加速度	500gal 程度以下

また、使用鋼材の基準強度を地震動のレベル L2, L3 に応じて表 6.5 のように定めた上で、部材が表 6.6 に示す許容応力度以内となる設計を目標とする。

表 6.5 使用鋼材、溶接継目の基準強度 F (N/mm²)

鋼材名称	地震動のレベルに応じた基準強度 F 値		備考
	L2	L3	
HSA700B	550	700	柱、梁等の主要部材
SA440B	440	440	箱型断面柱のダイアフラム
SS400	235	—	小梁

表 6.6 使用鋼材、溶接継目の許容応力度 (N/mm²)

鋼材種別	長期			地震時		
	圧縮・引張	曲げ	せん断	圧縮・引張	曲げ	せん断
HSA700B	367	367	212	F	F	F/√3
SA440B	293	293	169			
SS400	157	157	90.6			

注記：座屈の要因がある部材は、要因の度合いに応じ許容応力度を低減する。

なお、地震応答解析に使用する入力地震動は表 6.7 に示す 3 波を用いる。各波の擬似速度応答

スペクトルを図 6.5 に示すが、検討用地震波の建物 1 次固有周期近傍での応答速度 S_v は、告示八戸 $\times 1.5$ 波で約 120cm/s、WOS-EW3a 波で約 110cm/s、関東地震船橋波で約 150cm/s となり、いずれも L2 を大きく上回る。

表 6.7 地震応答解析に使用した入力地震動

レベル	入力地震動	備考
L3	<ul style="list-style-type: none"> 告示八戸 $\times 1.5$ 波 WOS-EW3a 波 関東地震船橋波 	<ul style="list-style-type: none"> WOS-EW3a 波は釜江氏の作成した想定南海地震における大阪模擬波 関東地震船橋波は総プロ地震動分科会の作成した関東地震の船橋サイト再現波

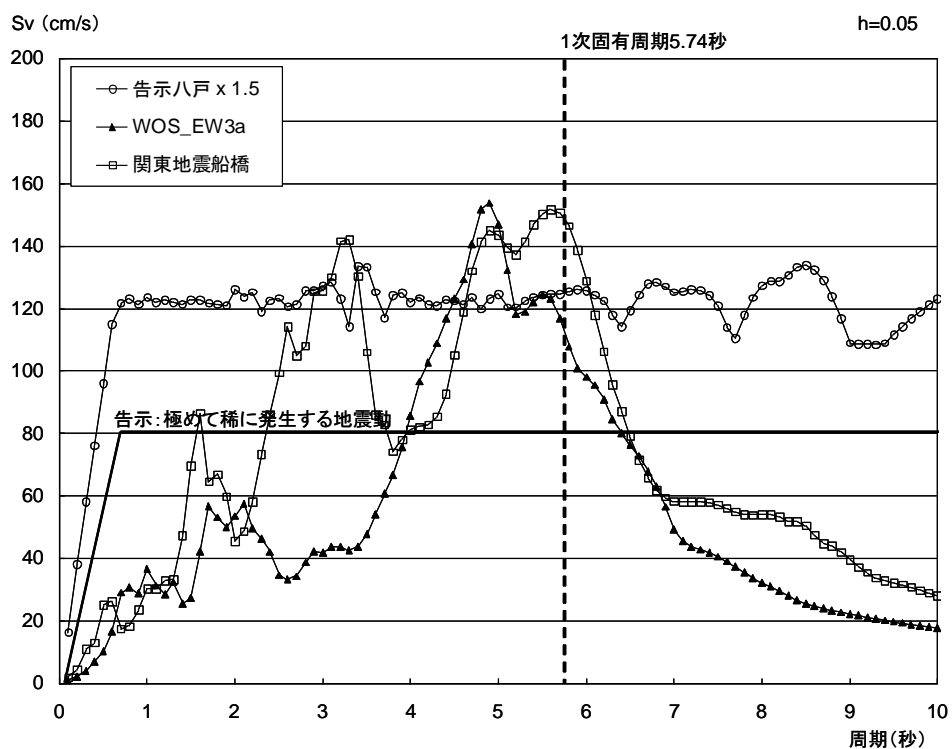


図 6.5 L3 入力地震動の擬似速度応答スペクトル (h=5%)

6. 4 地震応答解析結果の概要

L3地震動3波に対する時刻歴応答解析を行った。最大層せん断力分布を図6.6に、最大層間変形角分布を図6.7に、最大加速度分布を図6.8に、塑性率分布を図6.9に示す。部材応力が弾性範囲内、層間変形角が1/75以下、最大加速度が500gal以下となり、目標とする耐震性能を保持していることが確認できた。また建物頂部変位は、図6.10に示すようにゆっくりとした揺れが長時間続くことになる。なお、補足検討として、TMDを設置しなかった場合の応答解析結果、上下動を考慮した場合の評価も行った。TMDを設置しなかった場合、弾性範囲内を保持できず、多くの部材が全塑性に到る。また、上下動の影響を簡易的手法により評価したが、一部の大梁が降伏に到る可能性があり、断面増強が必要となることが確認できた。

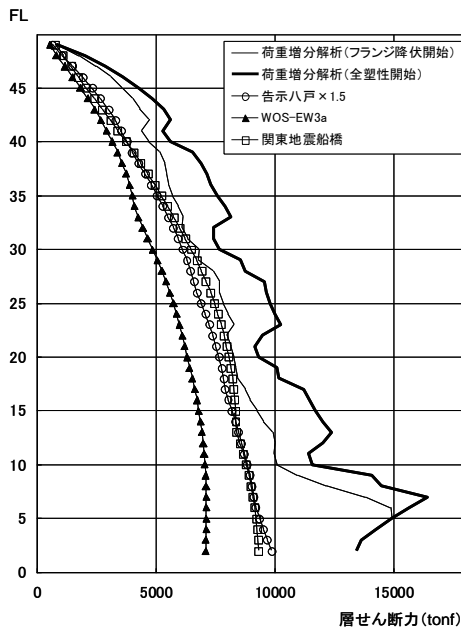


図 6.6 最大層せん断力分布

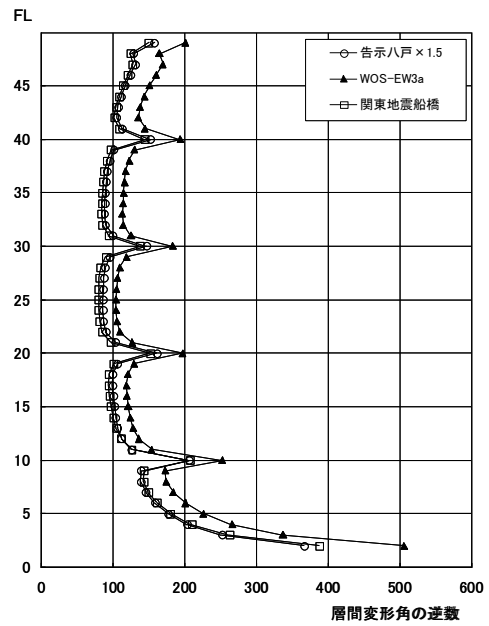


図 6.7 最大層間変形角分布

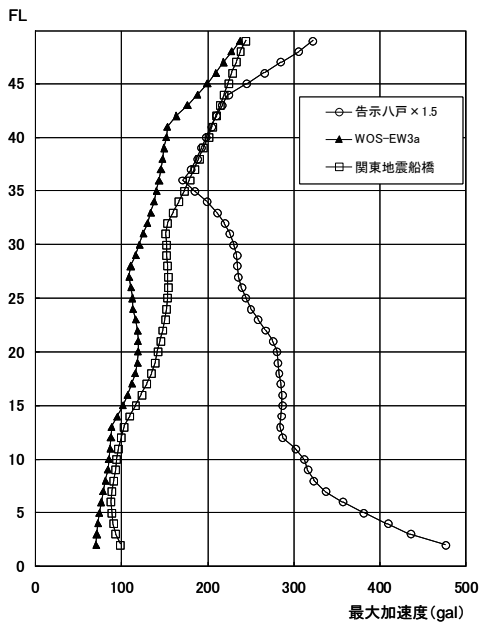


図 6.8 最大加速度分布

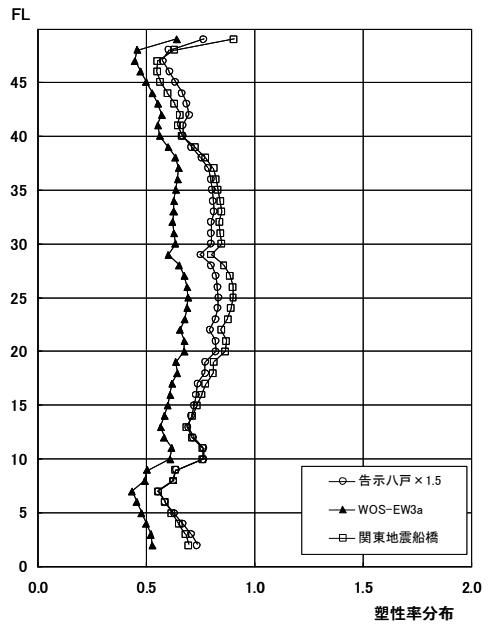


図 6.9 塑性率分布（部材全塑性が起点）

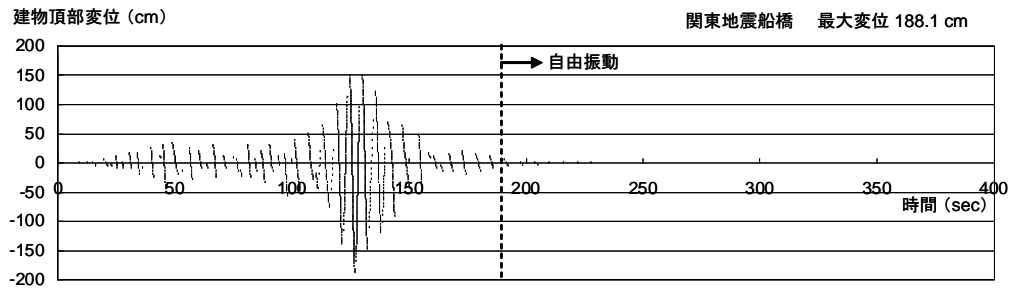
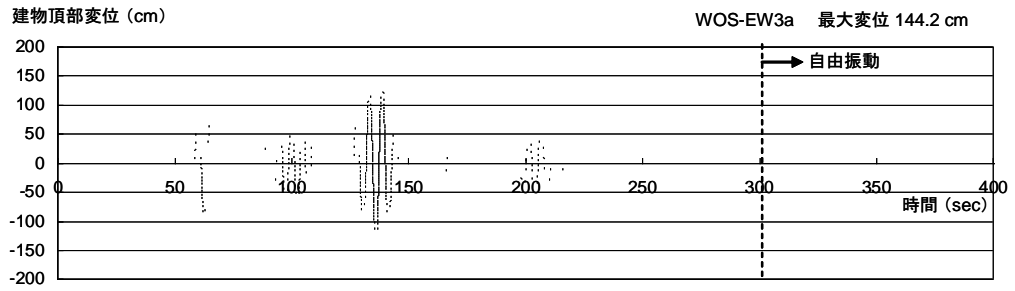
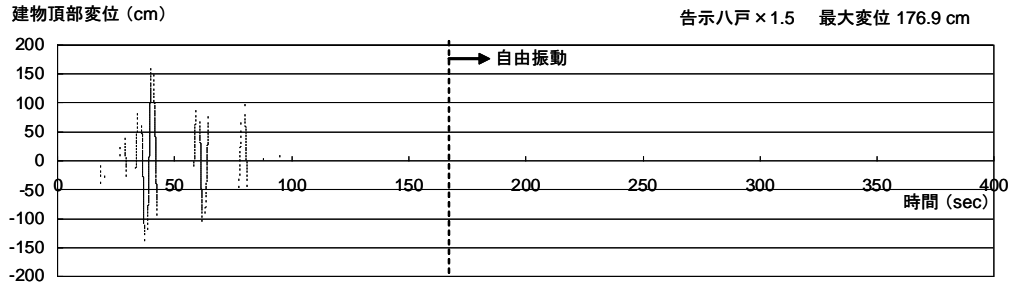


図 6.10 建物頂部の変位応答時刻歴

6. 5 性能評価ランク

4. 3節に従い、地震応答評価の結果から性能評価項目ごとのランクを表示する。

1) 構造躯体

ランク	地震動のレベル		
	L1	L2	L3
1	◎	◎	◎
2			
3			

構造躯体は、L3地震動に対しても弾性範囲に留まり、性能ランクは全ての場合で1となる。上下動を加味したL3地震動の場合に、一部の部材で降伏歪を超えた挙動となったが、その範囲は全塑性モーメント以下であり、損傷には至っていないと判断された。

2) 非構造部材

ランク	地震動のレベル		
	L1	L2	L3
1	◎		
2		◎	
3			◎

外装材は、L3地震動において層間変形角が1/75を下回るので、破損・脱落は生じないが、シーリング等には損傷が生じるので、地震後の大幅な補修が必要である。L2地震動に対しては限定範囲での補修となる。

3) 設備

ランク	地震動のレベル		
	L1	L2	L3
1	◎	◎	◎
2			
3			

設備機器や配管類の据付は、L3地震動に対しても床加速度応答値が500galを下回ることから、「建築設備耐震設計・施工指針2005年版(日本建築センター編)」に準じて据付の設計・施工が行われれば、無被害レベルの性能が確保されている。

4) 什器

ランク	地震動のレベル		
	L1	L2	L3
1	◎		
2		◎	◎
3			

L3地震動の床加速度応答の最大値が500gal程度であることから、転倒防止対策が採られていない縦長の什器では転倒のおそれがある。また、キャスター付き家具について、L1、L2地震動においては滑動が、若干生じる程度と考えられるが、L3地震動の場合には滑り止めの対策を施さないと、上層階においてはかなりの滑動が生じると予測される。

注) 参考として、地震時における什器の挙動を建研式大ストローク振動台により再現した結果を参考資料 6-A に示した。

5) 避難行動難度

ランク	地震動のレベル		
	L1	L2	L3
1	◎		
2		◎	◎
3			

本建物の 1 次固有周期及び床応答加速度から評価すると、L2、L3 地震動に対しては、避難行動はかなり乱れるが、辛うじて行動できる範囲と考えられる。

6. 6 高強度鋼を使用することによる建設コストに関する補足的考察

耐震性能向上と高強度鋼の使用がコストに及ぼす影響を検討した。比較のため、本評価例に対し普通鋼の使用を想定した場合の断面設計を別途行っている、普通鋼を使用した場合のモデルは、L2 地震動に対して層間変形角 1/100 以下、層の塑性率 2.0 以下等の耐震性能を目標としたものであり、本評価例のモデルとは大きな性能差がある。コスト評価の概要を以下に示す。

・ SN490B, C 材では、材料費 ¥160,000/ton、加工費を含むと ¥240,000/ton

・ SM570 材では、材料費 ¥185,000/ton、加工費を含むと ¥275,000/ton

程度が市場価格であることから、780N/mm² 級高強度鋼の単価を次のように仮定する。

・ 780N/mm² 材では、材料費として ¥250,000/ton、加工費を含むと ¥380,000/ton

この設定であれば、普通鋼 (SN490B, C 材) に対する高強度鋼 (780N/mm² 材) の単価は、およそ 1.6 倍と想定できる。試設計では、高強度鋼使用により、81% に減少する鋼材量低減効果があったため、 $1.6 \times 0.81 = 1.30$ 倍のコスト増加と想定される。なお、超高層建築物の総工費に占める鉄骨工費が一般的に 18% 程度であることを評価すれば、 0.18×0.80 (主架構のみ) $\times 0.30 = 0.04$ となる。

以上により、上記の価格設定では、高強度鋼を使用し、L3 地震に対して主要骨組みは弾性にとどめ建築物全体でも無被害とする性能向上を目標にした場合の建設費コスト上昇は、4% 程度であるといえる。

6. 7 まとめ

高さ 200m 超級の超高層建築物を例にとり、高強度鋼材を使用する試設計を行った結果、L3 レベル地震に対しても主要構造体を無被害とできる高い耐震性能が得られることが確認された。また、普通鋼使用の従来型建築物との建設コストの比較を行ったところ、やや割高となったが、そのコスト上昇程度は、耐震性能の向上に、十分、見合うと判断されるものであった。