

第2章 ダンパーを用いた制振補強建物のエネルギー法による耐震安全性の検証

2.1 適用範囲

本編で提案する「履歴型ダンパー等を用いた制振補強建物の簡易性能評価法」を適用する建物は、1981年以前のいわゆる旧基準で建設されている鉄筋コンクリート造や鉄骨造の建物である。基本的には、新築建物の場合のエネルギー法の適用範囲と同様としており、高さ60m未満の鉄骨造または鉄筋コンクリート造建物等であれば、ラーメン構造、ブレース構造、壁式構造等の構造形式に関わらず適用可能である。また、鉄筋コンクリート造建物については、第2種構造要素が存在するような建物には適用できないが、せん断破壊すると考えられる部材が存在する建物であっても、極希地震時に建物または部材がせん断破壊しない変形にとどめるようにダンパー補強できるならば、エネルギー法による計算は可能である。

補強に用いられるダンパーについては、ダンパーに使用される材料の基準強度F値が規定されていて、ダンパーの弾性剛性や降伏耐力を明確に定めることができ、ダンパーとしての復元力特性が完全弾塑性型の安定した履歴となるものを使用する必要がある。摩擦型のダンパーについては、材料の基準強度F値は規定されていないが、導入張力を管理することによってダンパーとしての降伏耐力は安定し、降伏後の応力上昇が無く、完全弾塑性型の安定した履歴性状を有するので、エネルギー法の計算を行う上で必要となるダンパーの弾性剛性、降伏耐力及びエネルギー吸収量を明確に計算することができる。また、既存建物の制振補強部材として、これまでに使用されてきた実績もあることから、本編で提案する評価法の適用範囲に含めている。一方、粘性型のダンパーについては、ダンパーの減衰性能を現時点のエネルギー法^{2.1)}の計算方法によって、評価し、計算するのは困難と考えられるため、適用範囲外としている。

2.2 鋼材ダンパーで補強した建物のエネルギー法による計算方法

基本的な計算方法は、新築の建物の計算法と同様である。耐震改修においては、一般的に、第82条の5第三号で規定されている稀に発生する地震（以下、希地震と呼ぶ）に対する安全性評価を行っていないため、ここで既存建物の耐震補強の評価にエネルギー法の計算を用いる場合も、稀地震に対する検証は行わないものとする。一般的に、稀地震でダンパーに生じると考えられる損傷は、第82条の5第五号で規定される極めて稀に発生する地震（以下、極希地震と呼ぶ）の損傷に比べて小さく、ダンパー自体の保有塑性変形性能がかなり大きいことを考えれば、稀地震での損傷をカウントしないことは、ほとんど問題にならないと考えられる。したがって、ダンパーの損傷計算においては、稀地震でダンパーが塑性化する場合でもその損傷は計算しないものとしている。

以下に極稀地震に対するエネルギー法告示の計算の手順^{2.2)}の概略を示す。なお、計算に用いる入力地震動の大きさは、新築に適用する場合と基本的に同じである。

(1) 準備計算

1) 損傷限界時固有周期 T_d の計算：

令88条に規定される地震層せん断力係数の高さ方向分布 A_i （以下、 A_i 分布と呼ぶ）で増分解析を行ない、主架構が損傷限界に達した時（損傷限界時）の、その時点の各層の割線剛性による固有値解析結果を損傷限界時固有周期 T_d とする。ここで、損傷限界時とは、建築物の主架構のいずれかの部材が最初に短期許容応力度に達した時であり、通常は、最弱層のみで主架構のいずれかの部材が短期許容

応力度に達し、その他の層の主架構の各部材は短期許容応力度に達していない。図2.2.1に、損傷限界時の最弱層での割線剛性 (Q_{ti}/δ_{fi}) を模式図で示す。

また、下記に示すように、主架構及びダンパー部分の荷重-変形関係を、既に完全弾塑性型に置換している場合には、主架構が最も早期に完全弾塑性型での折れ曲がり点に達する時点での各層の割線剛性を用いて計算した周期を、損傷限界時固有周期 T_d とするのも、より簡易で安全な計算になる。

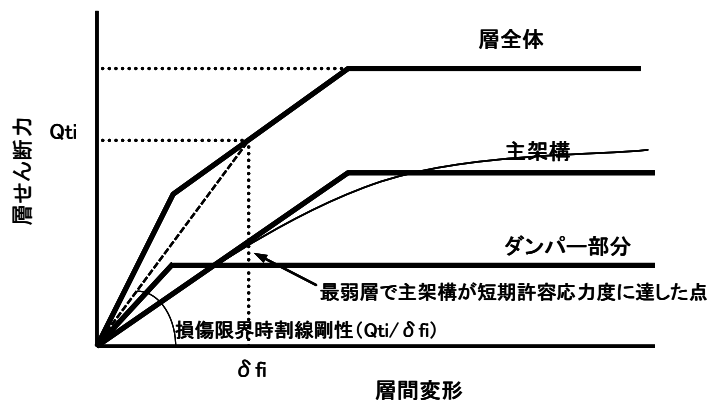


図2.2.1 損傷限界時の割線剛性

2) 主架構及びダンパー部分の復元力特性のモデル化：

エネルギー法の計算を行なう場合には、各層の主架構とダンパー部分それぞれの復元力特性を完全弾塑性型に置き換える必要が有る。Pushover 解析等によって主架構とダンパー部分の $Q-\delta$ 関係を、別々に求める方法もあるが、これらと、主架構にダンパーを組み込んだ全体架構から得られる主架構及びダンパー部分の $Q-\delta$ 関係は、必ずしも一致しない。そこで、以下では、主架構にダンパーを組み込んだ全体架構の Pushover 解析から得られる $Q-\delta$ 関係から、主架構とダンパー部分それぞれを完全弾塑性型に置き換える方法を示す(図 2.2.2 参照)。また、増分解析で塑性化しない層がある場合については、節点振り分け法等で、別途、当該層の耐力を求めることも必要となる。

全体架構の静的増分解析を行い、各層の層せん断力-層間変形 ($Q-\delta$) 関係を得る。

増分解析の各層のダンパー部分の軸応力から、各層で、ダンパー部分だけの $Q-\delta$ 関係を計算する。

各層について、層全体の $Q-\delta$ からダンパー部分の $Q-\delta$ を引いて、主架構の $Q-\delta$ とする。

各層の主架構の $Q-\delta$ について、当該建物の設計目標とする層間変形角 (例えば 1/100) で等価面積となる様、完全弾塑性型にモデル化する。

各層のダンパー部分の $Q-\delta$ について、当該建物の設計目標とする層間変形角 (例えば 1/100) で等価面積となる様、完全弾塑性型にモデル化する。

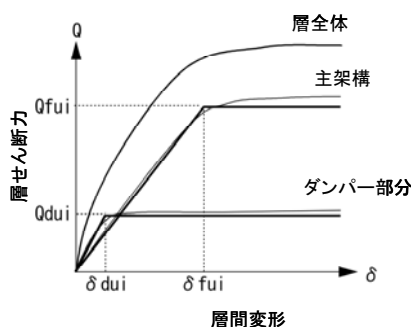


図 2.2.2 主架構及びダンパー部分の完全弾塑性型への置換

(2) 極めて稀に発生する地震に対する検証

1) 建築物に作用するエネルギー E_d の計算：

$$E_d = \frac{1}{2} M \cdot V_s^2 \quad (2.2.1)$$

V_s は、エネルギー法告示第六で示される極稀地震時の建築物に作用するエネルギーの速度換算値であり、表2.2.1により計算される値である。表2.2.1の V_s の計算においては、建物の周期として損傷限界時固有周期 T_d から極稀地震時有効周期 (T_d の1.2倍または1.4倍の値) までの周期範囲を考慮し、この周期範囲で V_s が最大となる点を極稀地震時の V_s とし、そのときの周期を T_s とする。 M は建物全質量(トン)である。

表2.2.1 極稀地震時の建築物に作用するエネルギーの速度換算値 V_s (m/sec.)

$T_s < 0.16$ の場合	$V_s = \frac{T_s}{2\pi} (3.2 + 30T_s) Z \cdot G_s$
0.16 $T_s < 0.64$	$V_s = \frac{T_s}{2\pi} 8Z \cdot G_s$
0.64 T_s	$V_s = \frac{1}{2\pi} 5.12Z \cdot G_s$

G_s は、告示第1457号第10第1項または第2項によって計算される値、
 Z は令第88条第1項に規定する Z の数値

なお、損傷限界時固有周期 T_d が、主架構が最も早期に完全弾塑性型での折れ曲がり点に達する時点の割線剛性によって計算されている場合で、かつ、エネルギー法での計算結果として、全層について主架構が降伏する手前で最大層間変形が抑えられている場合には、 V_s の値は、この損傷限界時固有周期 T_d によって安全側で計算できる(上記の周期の伸びを考慮する必要は無い)。

2) 建築物が損傷限界に達するまでに吸収できるエネルギー (W_e) の計算：

一般的に建築物が損傷限界に達する状態とは、いずれかの階で主架構の部材が初めて短期許容応力度に達した状態のことである。エネルギー法告示では、告示第6の第1口(1)の W_e の計算におけるただし書きを適用することによって、図2.2.3に示すように、損傷限界時の変形点から保有水平耐力の変形点(折れ曲がり点)までの弾性ひずみエネルギー量として吸収できる部分に関して、主架構のいずれかの層が最初に保有水平耐力に達するまでのエネルギーを W_e として計算することが可能としている(2.1).2.2)。耐震補強での適用においても、特段の問題がない限りは、このただし書き規定を使って、損傷限界に達するまでに吸収できるエネルギー (W_e) を計算すればよい。

$$W_e = \sum \{W_{fi} + (W_{dei} + W_{dpi})\} \quad (2.2.2)$$

$$W_{fi} = (1/2) \cdot Q_{fi} \cdot \delta_{fi} \quad (2.2.3)$$

$$W_{dei} = (1/2) \cdot Q_{dui} \cdot \delta_{dui} \quad (2.2.4)$$

$$W_{dpi} = 2(\delta_{fi} - \delta_{dui}) P_{dui} \cdot n_i \quad (2.2.5)$$

W_{fi} は i 階主架構の弾性歪みエネルギー、 W_{dei} は i 階ダンパーの弾性歪みエネルギー（ダンパー弾性の時は、その時の負担せん断力と層間変位）、 W_{dpi} は i 階ダンパーの塑性歪みエネルギー、 Q_{fi} は建築物が損傷限界に達する状態での i 階の主架構の耐力、 δ_{fi} は建築物が損傷限界に達する状態での i 階の変形、 Q_{dui} は i 階ダンパーの保有水平耐力、 n_i は塑性変形の等価な繰り返し回数で5。（図2.2.3(a)～(c)参照）

3) 建築物の塑性歪みによる吸収エネルギー E_s の計算：

$$E_s = \frac{1}{2} M \cdot V_s^2 - W_e \quad (2.2.6)$$

4) 塑性歪みエネルギーとして吸収される各階のエネルギー E_{si} の計算：

$$E_{si} = \frac{S_i (p_i \cdot P_{ii})^{-n}}{\sum_{j=i}^N S_j (p_j \cdot P_{ij})^{-n}} \cdot E_s \quad (2.2.7)$$

S_i は i 階のエネルギー吸収の比を表す基準値、 p_i は i 階の耐力分布の A_i 分布からのずれを表す数値、 P_{ii} は i 階の偏心による耐力の低減係数

5) 主架構とダンパーの必要累積塑性変形倍率 $\bar{\eta}_{fi}$ 、 $\bar{\eta}_{di}$ の計算：

$$\bar{\eta}_{fi} = \frac{1}{2} \cdot \frac{E_{sfi}}{Q_{fui} \cdot \delta_{fui}} \quad \bar{\eta}_{di} = \frac{1}{2} \cdot \frac{E_{sdi}}{Q_{dui} \cdot \delta_{dui}} \quad (2.2.8)$$

$$E_{sfi} = E_{si} \frac{Q_{fui}}{Q_{ui}} \quad (2.2.9)$$

$$E_{sdi} = E_{si} \frac{Q_{dui}}{Q_{ui}} + E_{sdpi} \quad (2.2.10)$$

Q_{fui} は i 階主架構の保有水平耐力、 δ_{fui} は i 階主架構の保有水平耐力時の変形点、 δ_{dui} は i 階ダンパーの保有水平耐力時の変形点、 Q_{ui} は i 階の保有水平耐力（ダンパー+主架構の耐力）、 E_{sdpi} は i 階のダンパー部分のみが塑性化している時のダンパー部分の塑性歪みエネルギーで、式（2.2.5）の n_i を20として計算した値。

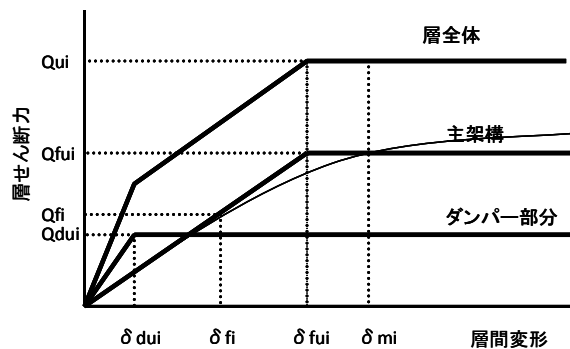


図2.2.3(a) 架構の復元力特性

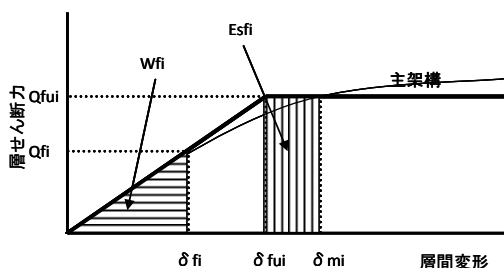


図2.2.3(b) 主架構のエネルギー

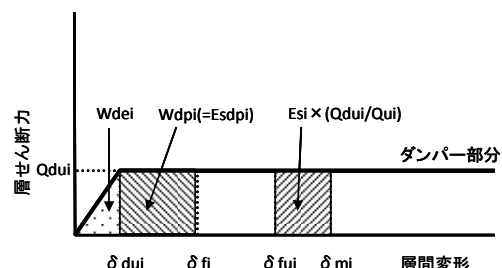


図2.2.3(c) ダンパーのエネルギー

6) 最大層間変形の計算：

各層の主架構の必要累積塑性変形倍率 $\bar{\eta}_{fi}$ から、式(2.2.11)によって、各層の最大層間変形(δ_{maxi})を算定する。主架構が塑性化していない場合(塑性歪みによる吸収エネルギー E_s が負になる場合)には、損傷限界に達するまでに吸収できるエネルギー(W_e)により、各層の最大層間変形が計算される。また、各層において、図2.2.3に示す δ_{fui} と δ_{fi} の間の弾性ひずみエネルギー量として吸収できる部分が大きい場合には、必ずしも精度良い応答変形が計算されていない可能性があるため、それを適切に計算する方法も提案されている^{2.2)}ので参照されたい。

$$\bar{\eta}_i = \frac{E_{Sfi}}{2Q_{fui} \cdot \delta_{fui}} = \bar{\eta}_{fi} \quad (2.2.11)$$

$$(\mu_i - 1) = \bar{\eta}_i / n \quad (2.2.12)$$

$$\delta_{maxi} = \mu_i \times \delta_{fui} \quad (2.2.13)$$

ここで、 $\bar{\eta}_i$ は*i*層の架構の必要累積塑性変形倍率、 E_{Sfi} は式(2.2.9)で計算される主架構の塑性歪みエネルギー、 n は地震応答としての、平均累積塑性変形倍率と塑性率 μ_i の関係を表す係数で、一般的に2が用いられている^{2.1)}。

7) 建物の耐震安全性の確認：

各層の主架構及びダンパー部分の保有累積塑性変形倍率を求めて、上記で計算された必要累積塑性変形倍率と比較し、全ての層で、主架構及びダンパー部分とも保有累積塑性変形倍率が大きいことを確認する。

鉄骨構造では、主架構を構成する各部材の幅厚比によって、各部材の保有累積塑性変形倍率が算定され、それに基づいて、層としての保有累積塑性変形倍率を計算することによって、主架構の各層の保有累積塑性変形倍率を算定することができる^{2.1), 2.2)}。また、ダンパー部分の保有累積塑性変形倍率は、上記で求めた各層の最大層間変形角から、ダンパー部分の塑性率を計算し、使用されているダンパーそれぞれの塑性率(μ)と累積塑性変形倍率(η)の関係から、保有値としての各層のダンパーの η を算定し、応答値として計算される値と比較する。その際に、ダンパー部分の塑性化部の長さを考慮して、保有値を修正することが重要である。

また、ダンパーの保有累積塑性変形倍率の計算として、ダンパーに生じる最大の歪みから、下式のような疲労曲線を用いて保有値を計算することも可能である。

$$\bar{\eta} = \frac{\Delta \varepsilon_p}{\varepsilon_y} \cdot N_f \quad (2.2.14)$$

ここで、 N_f ：破断繰返し回数(サイクル)、 ε_y ：降伏歪(%) $\sigma_y/E \times 100$ 、 $\Delta \varepsilon_p$ ：塑性歪 $\Delta \varepsilon_i - 2\varepsilon_y$ 、 $\Delta \varepsilon_i$ ：歪(%) (両振幅)

鉄筋コンクリート構造では、現状で建物の各部材の一般的な保有累積塑性変形倍率が提示されていない状況であることから、各層の応答値としての最大層間変形角が、当該層の最大層間変形の限界値を上回らないことを確認することによって耐震安全性を確認することとしている。その際に、上記の(2.2.12)式によって、各層の応答最大塑性率が計算されるが、その時の n の値は、概ね2で良いことが明らかにされている^{2.1)}。

2.3 RC造既存建物への適用にあたっての注意事項

(1) RC造主架構のモデル化について

図2.3.1に、RC造の層の荷重-変形関係から、エネルギー法の計算で必要となる完全弾塑性型へのモデル化の方法について、2通りのモデル化の方法を示す。図に示すように、一般的に、RC造の層の荷重-変形関係は、コンクリートのひび割れ耐力以後に剛性低下が有る。エネルギー法の計算のために、この荷重-変形関係を完全弾塑性に置き換える場合、損傷限界時の点と原点を結んで完全弾塑性とするモデル化の方法(図の主架構モデル1)は、実際の復元力特性に比べ、降伏までの剛性が大きすぎるため、時刻歴応答解析結果と比較した場合に、予測精度が悪くなる傾向がある。既存建物の場合には、既にひび割れまでの初期剛性がある程度減少していると考えることが可能であり、ひび割れ耐力を考慮せず、トリリニアに置換した第2折れ点と原点を結んで、完全弾塑性とするモデル化の方法(図の主架構モデル2)を採用する方が、むしろ、合理的と考えられ、このようなモデル化の方法を推奨する。なお、RC造主架構の静的増分解析から得られる層の荷重-変形関係をトリリニアに置換する方法としては、例えば、文献2.3)などが参考になる。

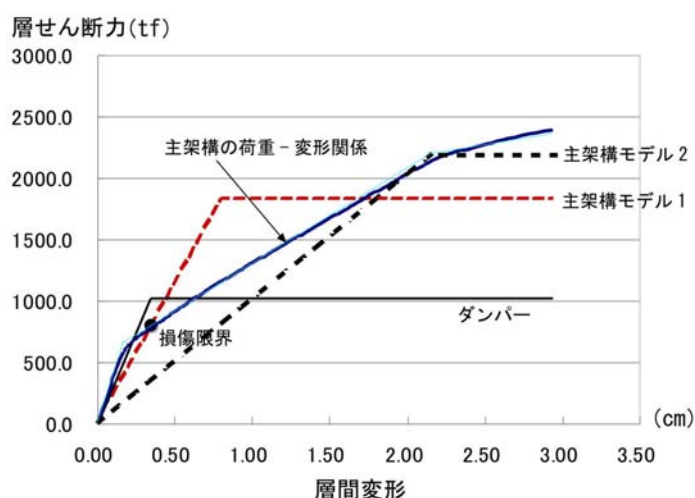


図2.3.1 RC造（主架構）の層の荷重-変形関係のモデル化の方法

(2) 耐震安全性の確認方法について

鉄筋コンクリート構造では、静的増分解析から得られる応答としての各部材の塑性率と当該部材の塑性率の限界値を比較することによって、建物の耐震安全性を確認する場合がある。ここでは、エネルギー法の計算結果として、各層の最大層間変形が算定されているため、静的増分解析によって、各層の変形が、ここで得られる各層毎の最大層間変形を超えるまで解析を行ない、超えた時点での各部材の塑性率を地震応答の結果得られる損傷として、これらと各部材の安全限界値としての塑性率を比較することで、各部材単位で安全性を確認することが可能と考えられる。

参考文献

- 2.1) エネルギーの釣合いに基づく耐震計算法の技術基準解説及び計算例とその解説、日本建築センター、平成17年10月
- 2.2) 鋼構造建築物へのエネルギー法活用マニュアル、技報堂出版、2008年9月
- 2.3) 鉄筋コンクリート造建築物の性能評価ガイドライン、建築研究振興協会編集、技報堂出版、pp.84、2000年8月