

I - B372

すべり変位量を指標とした盛土構造物の耐震設計法

(株) 日建設計	正会員	村川史朗
京都大学防災研究所	正会員	澤田純男
京都大学大学院工学研究科	フェロー	土岐憲三

1. はじめに

現在、盛土の耐震設計は震度法が採用されている¹⁾²⁾。この設計法は許容応力度、すなわち一般には降伏応力に基づく設計法であると考えられる。静的な荷重の場合には部材応力が降伏応力に達すればその部材は破壊していると考えられるが、動的な荷重の場合には降伏応力に達してもすぐに破壊するとは限らない。降伏とは抵抗の限界値であって、降伏後破壊に達するには更にエネルギーを必要とする。静的荷重の場合にはこのエネルギーが必然的に加わるが、動的荷重の場合には入力地震動の特性に依存する。そのため静的な荷重をかけて設計する震度法では、構造物の破壊現象に直接対応していない。構造物の破壊現象に対応した耐震設計を行うためには、入力地震の特性と、構造物の非線形特性を考慮する必要がある。本論文では土構造物の破壊現象は、地震荷重の繰り返しにより累積されたすべり変位量で規定されると仮定し、片側必要強度スペクトルによりすべり量を算定する方法を提案し、さらにすべり量をある基準値以下に設計する方法を提案する。

2. 盛土構造物の動的モデル化

堅固な地盤上に構築された盛土構造の単位奥行きについて考え、Fig.1に示すように盛土を分割する。なお、すべり土塊部分(A)については、形状は通常の斜面安定解析法により決定し、復元力-変位関係はFig.2に示すような完全弾塑性とする。また、盛土本体部分(BおよびC)については弾性とし、その固有周期と構造物全体の1次固有周期を同一にする。ここで、以下に示す3種類のモデル化を行う。

- (I) 多自由度モデル: Fig.3(a)に示すモデルは、Fig.1で分割したすべての部分を各質点とする多自由度モデルであり、すべり土塊(A)と盛土本体(BおよびC)の各部分の相互作用の影響を考慮したモデルである。
- (II) 2自由度モデル: Fig.3(b)に示すモデルは、すべり土塊(A)と盛土本体(BおよびC)をそれぞれ質点とする2自由度モデルであり、すべり土塊と盛土本体全体との相互作用しか考慮できないモデルである。
- (III) 1+1自由度モデル: Fig.3(b)に示す2自由度モデルは盛土本体がすべり土塊に比べて非常に大きいことや、さらにすべり土塊が完全弾塑性であることから、すべり土塊が盛土本体の挙動に与える影響は非常に小さい。このことから、Fig.3(c)に示すように盛土本体のみを1自由度系にモデル化して、あらかじめこの応答波形を計算し、これをすべり土塊をモデル化した完全弾塑性1自由度系に入力する。すなわち盛土構造物を2つの1自由度系モデルに置換する。これら2つの1自由度系同士に相互作用は働かない。このモデルを本論文では1+1自由度モデルとする。

上記の3つのモデルに地震動を入力して、各降伏震度に対応するすべり変位量を計算する。Fig.4には盛土高10(m)の盛土を対象とし、尼崎記録(1995年兵庫県南部地震)、および八戸記録(1968年十勝沖地震)の2つの地震波形について、降伏震度が0.05の場合における天端幅と各モデルのすべり変位の関係を示す。この結果より、各モデルのすべり変位量の差はおおむね10%以内であり、盛土内部の動的相互作用の影響はあまり大きくない。よって、盛土構造物は3つのモデルの中でも最も簡便な1+1自由度モデルに置換しても良いことが分かる。

3. 片側必要強度スペクトルによるすべり変位量の算定

最近では弾塑性挙動を考慮して橋脚などの地上構造物を耐震設計する方法として、必要強度スペクトルを用いる方法が注目されている。この方法を用いれば、構造物を1自由度系と考えたとき、その固有周期から塑性変形量のある基準値以下におさえる設計が容易にできる。堅固な基礎地盤上に構築された盛土構造物は、2章で述べたように、1+1自由度モデルに置換できるので、すべり土塊をモデル化した完全弾塑性1自由度モデルのみに注目すれば地上構造物のモデル化と大差ない。そこで、本論文では必要強度スペクトルによる設計法を盛土の耐震設計に適用する。橋脚などの地上構造物については降伏震度が正負両側で同一であるが、盛土構造物については常時自重による力が偏って働いているためすべりは片方にしか起こらない。よって、ここではFig.2に示すような片側にしか塑性変形の起こらない場合の必要強度スペクトルを求める(以下、片側必要強度スペクトルと呼ぶ)。また、盛土構造物の場合入力地震動に盛土本体の応答波形を入力しなければならないので、盛土の動的特性をモデル化した1質点系を通過した波形を入力地震動として片側必要強度スペクトルを求める(以下、盛土上における片側必要強度スペクトルと呼ぶ)。Fig.5(b)には尼崎記録(1995年兵庫県南部地震)の盛土高10(m)、天端幅10(m)の盛土上における片側必要強度スペクトルを示す。

4. 片側必要強度スペクトルによる盛土の耐震設計法

キーワード 盛土構造物、すべり変位量、必要強度スペクトル、片側必要強度スペクトル

〒611-0011 京都府宇治市五ヶ庄 京都大学防災研究所 地震災害部門 Tel:0774-38-4066 Fax:0774-38-4070

ここでは、3章で述べた片側必要強度スペクトルを用いて算定された盛土のすべり変位量を基準値以下にする耐震設計法を提案する。まず、盛土の法面勾配 S を仮定した上で、斜面安定解析を行い、すべり安全率が1となる震度すなわち降伏震度を求める。さらにこの場合のすべり土塊の形状からすべり土塊の固有周期を求める。そして、このような計算を法面勾配 S を変化させて行うことによって求め、盛土の法面勾配と降伏震度の関係を Fig.5(a)に、またすべり土塊の固有周期と降伏震度の関係を入力地震動特性としての固有周期と降伏震度を示した Fig.5(b)の盛土上における片側強度スペクトルに重ねて示す。これらは盛土構造物の特性である。この Fig.5(a)(b)を用いて尼崎記録に対してすべり変位量が $0.1(m)$ になるような、盛土高 $10(m)$ 、天端幅 $10(m)$ 盛土の耐震設計手順を示す。

(I) Fig.5(b)の片側必要強度スペクトルのすべり変位 $0.1(m)$ の線と斜面安定解析によって安全率が1となる太実線との交点 D の降伏震度 K_H を求める。（この場合、降伏震度は 0.15 となる）

(II) Fig.5(a)において、(I)の交点 D の降伏震度 K_H に対応する法面勾配 S を求める。（この場合、降伏震度 0.15 に対応する法面勾配は 1.3 となる）

この方法を用いれば、地震記録また盛土条件を変えることにより、地震特性、盛土特性を考慮した上で、すべり量を基準値以下にする設計が可能となる。

5. まとめ

本論文では、堅固な基礎地盤上に構築された盛土構造物を、盛土の地震応答特性と同じ増幅特性を持つ1自由度系の上に、完全弾塑性である1自由度系のすべり土塊が載っているというモデルに置換できることを示した。また、このようなモデル化が可能なことを利用して、一般の地上構造物と同様に必要強度スペクトルを用いた方法によって盛土構造物の地震時すべり量を求める方法を提案し、さらにこれを用いてすべり変位量を基準値以下にする盛土構造物の耐震設計法を提案した。

【参考文献】

- 1) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準動解説 1982. 2
- 2) 日本道路協会：道路工のり面工・斜面安定工指針，1986. 1

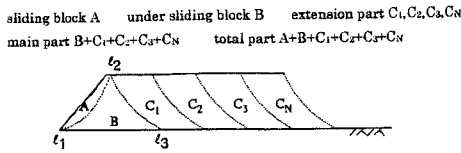


Fig.1 Division of embankment structure for modeling.

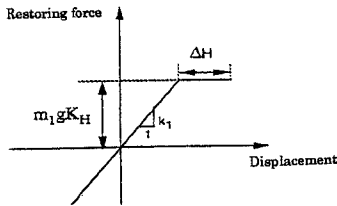


Fig.2 Non-linear characteristics of k_1 .

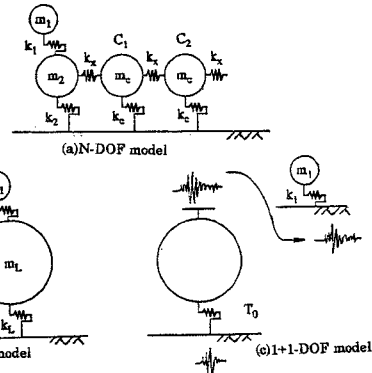


Fig.3 Models for embankment structure.

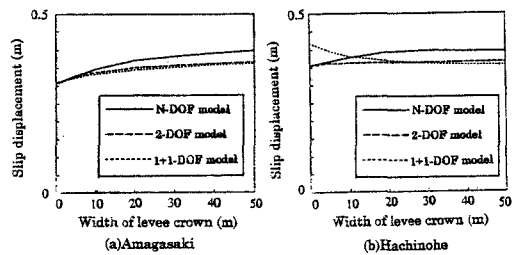


Fig.4 Comparison of slip displacement calculated by three models.

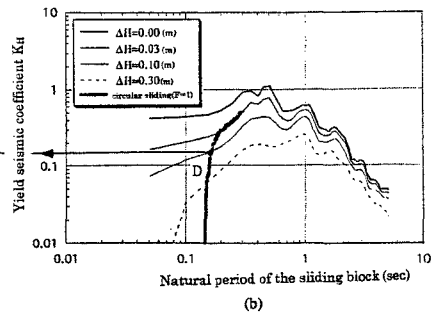
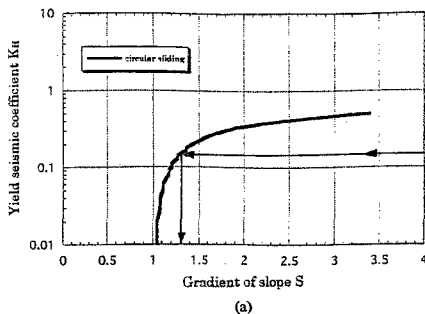


Fig.5 Design procedure of gradiend of slope.