

西村 貴一
瀬戸 孝欣

2. 2 解析の手法

本稿では、地震時主働土圧の影響を見るために水流直角方向（陸側から川側への载荷）の荷重载荷方向を解析検討の対象とする。

モデル構造物は比較的単純な構造であり、地震時挙動も単純と想定される。よって、本稿では材料非線形を考慮した静的解析であるプッシュオーバー解析を実施する。図 3 にフレームモデル及び荷重载荷方向を示す。

フレームの各部材の曲げ特性は M-φ 特性（トリニア型）※¹を採用する。図 4 に主要な着目位置である堰柱基部の M-φ 特性を示す。

プッシュオーバー解析とは、荷重を漸次増加することにより、構造物の非線形挙動を明らかにする解析手法である。当検討では水平震度を漸増成分として、1 ステップあたりの水平震度増分は 0.001 とした。地震時主働土圧をどのように漸次増加させるかでモデルを複数用意する。

なお、解析ソルバーは UC-win/F RAME(3D)（株式会社フォーラムエイト）を用いた。

2. 3 堰柱背面土の取り扱い

堰柱の背面土は、一様な砂質地盤として、以下の一般的な値を設定した。土の単位体積重量 $\gamma=18.0\text{kN/m}^3$ 、粘着力 $C=0.00\text{kN/m}^2$ 、土のせん断抵抗角 $\varphi=30.0^\circ$

地震時主働土圧の算定式を以下に示す。

$$p_{EA} = \gamma x K_{EA} \quad \dots[\text{式 1}]$$

$$K_{EA} = 0.24 + 1.08k_{hg} \quad \dots[\text{式 2}]$$

ここに、

p_{EA} : 深さ $x(m)$ における地震時主働土圧 (kN/m^2)

K_{EA} : 地震時主働土圧係数

k_{hg} : 地盤面の水平震度

静止土圧の算定式を以下に示す。

$$P_0 = K_0 \gamma x \quad \dots[\text{式 3}]$$

ここに、

p_0 : 深さ $x(m)$ における静止土圧 (kN/m^2)

K_0 : 静止土圧係数 (=0.5)。

また、地盤種別※²は I 種地盤として取り扱い、レベル 2-1 地震※³時の地盤の水平震度は、 $k_{h1g}=0.30$ 、レベル 2-2 地震時の地盤の水平震度は、 $k_{h2g}=0.80$ とした。

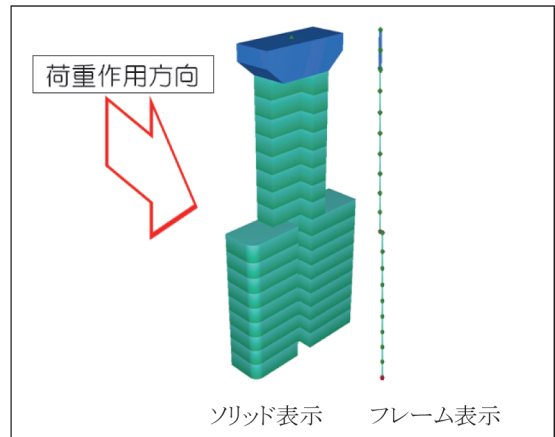


図 3 フレームモデルと荷重作用方向

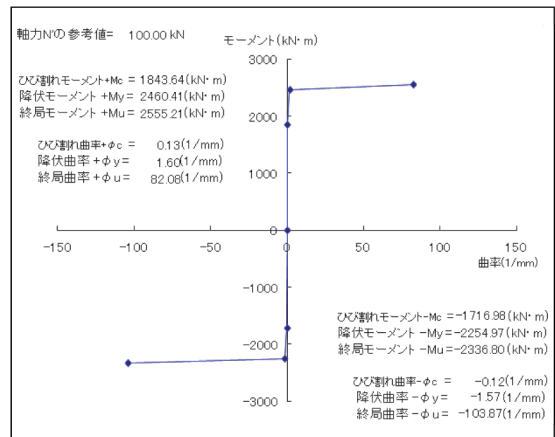


図 4 堰柱基部の M-φ 特性

2. 4 検討モデル

本稿においては、地震時主働土圧を考慮しないモデル A、地震時主働土圧の載荷方法の異なるモデル B～E の計 5 つのモデルを構築し、比較検討した。土圧の算定式の解釈により、以下のよう

にモデルを作成した。

モデル A: 地震時主働土圧を考慮しない。

モデル B: 地震時主働土圧を水平震度の関数と見なす

初期成分 $0.24\gamma x$ 漸増成分 $1.08k_{hg}\gamma x$

モデル C: 初期成分 0 として、地震時主働土圧を漸増増加させる

$0.24\gamma x + 1.08k_{hg}\gamma x (\infty k_s)$

モデル D: モデル B を基本とするが、静止土圧を下限值とする

モデル E: 地盤の水平震度以下では、地震時主働土圧を考慮せず、 k_{hg} 到達時に $0.24\gamma x + 1.08k_{hg}\gamma x$ を一括載荷させる

図 5 は各モデルの地震時主働土圧の載荷方法の概念図であり、土圧の増分方法を示している。モデル B～E の作用土圧は、地盤の水平震度時に同じ値を示す。

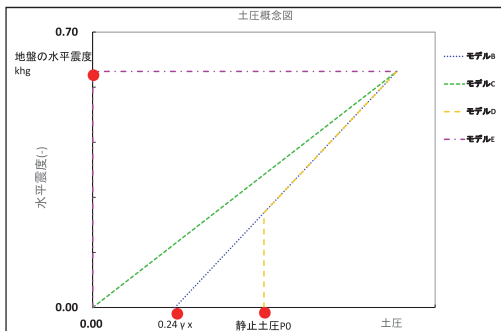


図 5 各モデルの地震時主働土圧の漸増方法図

3. 検討結果

図 6 にレベル 2-1 地震時とレベル 2-2 地震時のそれぞれにおいて、門柱上端位置に着目位置として水平変位と震度の関係を示す。表1は、各モデルにおける降伏時の水平震度と水平変位、終局時の水平震度と水平変位である。

解析を実施した結果、全てのモデルにおいて、堰柱基部位置における降伏と終局が、門柱基部位置における降伏と終局に先行することを確認した。

降伏変位は、レベル 2-1 地震時においては、モデル A で 24.73mm、モデル B～E で 19.70～19.71mm を示し、その差は小さい。レベル 2-2 地震時においては、各モデル間において降伏変位に差が生じている。

終局変位は、レベル 2-1 地震時においては、モデル D が小さい終局変位を示しているが、他の全てのモデルは、385mm 程度の終局変位を示している。レベル 2-2 地震動においては、モデル C が小さい終局変位を示し、モデル E が大きい終局変位を示している。他のモデルは、385mm 程度の終局変位を示している。

降伏時の震度は、レベル 2-1 地震時においては、地盤の水平震度 ($k_{h1g}=0.30$) よりも大きい 0.67 であり、降伏時の地震時主働土圧の作用状態がモデル B～E で等しい状態である。レベル 2-2 地震時においては、地盤の水平震度 ($k_{h2g}=0.80$) よりも小さい 0.58～0.80 であり、降伏時の地震時主働土圧の作用状態がモデル B～E で異なる状態である。地震時主働土圧を考慮しないモデル A では、レベル 2-1、レベル 2-2 とともに降伏震度は 0.83 である。

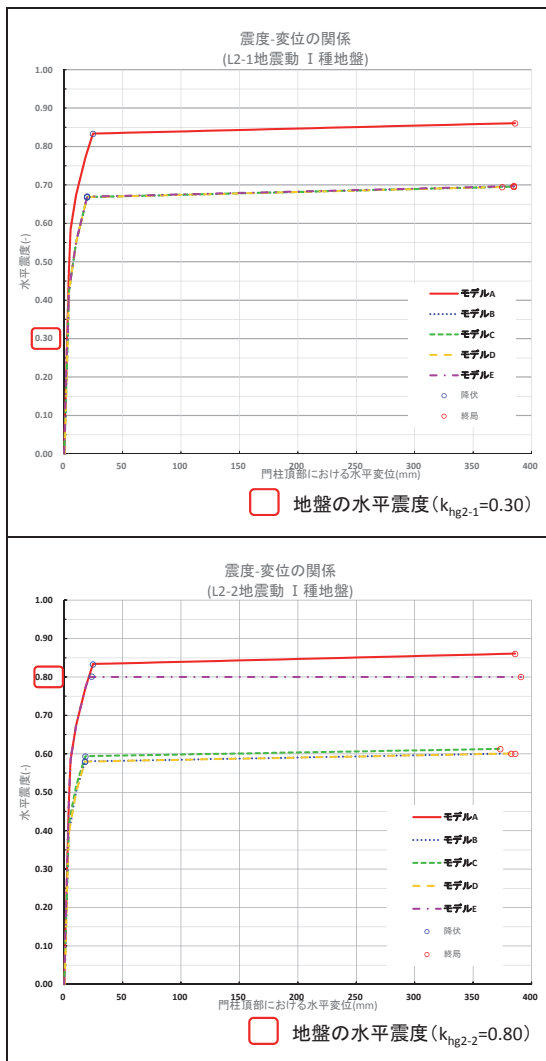


図6 水平震度-変位関係図

表1 降伏時と終局時の水平震度と水平変位

レベル2-1地震時				
モデル	降伏時		終局時	
	水平震度 (-)	水平変位 (mm)	水平震度 (-)	水平変位 (mm)
モデルA	0.83	24.73	0.86	385.84
モデルB	0.67	19.70	0.70	384.85
モデルC	0.67	19.70	0.70	384.75
モデルD	0.67	19.71	0.69	374.87
モデルE	0.67	19.70	0.70	384.85
レベル2-2地震時				
モデル	降伏時		終局時	
	水平震度 (-)	水平変位 (mm)	水平震度 (-)	水平変位 (mm)
モデルA	0.83	24.73	0.86	385.84
モデルB	0.58	17.94	0.60	382.75
モデルC	0.59	18.15	0.61	373.31
モデルD	0.58	17.86	0.60	386.05
モデルE	0.80	23.70	0.80	390.88

終局震度は、レベル 2-1 地震時においては、モデル B～E が 0.69～0.70 を示し、その差は小さい。レベル 2-2 地震時においては、モデル B～D が 0.60～0.61、モデル A が 0.86、モデル E が 0.80 をそれぞれ示す。

4. 結果の考察

4.1 降伏変位及び降伏震度の差

堰柱基部の M- ϕ 特性はモデル間で共通であるので降伏時に堰柱基部で生じている曲率は同じである。よって、降伏変位の差は堰柱基部より上部に作用する荷重分布の差が影響したと考えられる。

レベル 2-1 地震時の降伏震度は、地盤の水平震度 ($k_{h1g}=0.30$) よりも大きい。モデル B～E の降伏時の荷重の作用状態は等しい。したがって、地震時主働土圧の作用方法が異なっても同じ水平変位、水平震度を示すものと考えられる。

レベル 2-2 地震時の降伏震度は、地盤の水平震度 ($k_{h2g}=0.80$) よりも小さく、降伏時の荷重の作用状態にモデルによって差が生じているため、水平震度と水平変位に差が生じている。モデル A は地震時主働土圧を考慮しないため、降伏震度と降伏変位は地震時主働土圧を考慮するモデルよりも大きい。

地震時主働土圧の作用方法のモデル化の差に関わらず、降伏震度が地盤の水平震度よりも大きいときに降伏変位と降伏震度は同じ値を示し、降伏震度が地盤の水平震度よりも小さいときに降伏変位と降伏震度が異なる。したがって、十分大きな曲げ耐力を有する堰柱では降伏変位と降伏震度は地震時主働土圧のモデル化に関わらず同じ値を示すと考えられる。

4. 2 終局変位及び終局震度の差

レベル 2-1 地震時、レベル 2-2 地震時の両方のケースにおいて、終局変位は差が生じている。本稿においては、堰柱基部が降伏し、降伏状態を迎えた部材の剛性は大きく低下するため、僅かな荷重の差に対して鋭敏に変位を生じる。終局状態前後の解析ステップにおいては水平震度 0.001 の差で 10～20mm 程度の変位差が生じるが、レベル 2-1 地震時における終局変位の差は、水平震度の増分刻みによる解析誤差と考えられる。レベル 2-2 地震時における終局変位の差は、水平震度の増分刻みによる解析誤差の影響及び、地震時主働土圧の作用状態の差と考えられる。

また、モデル間で終局変位がほぼ同じになる理由としては、堰柱基部の降伏以降は、堰柱基部よりも上部に作用する荷重に対して、構造物は抵抗しなくなるため、慣性力の影響がより支配的となり、地震時主働土圧の作用方法の影響が小さくなるためと考えられる。

また、堰柱部の曲げ特性がモデル間で共通であることから、慣性力の影響が支配的な状況では同じ終局変位を示したのと考えられる。

一方、降伏した状態での堰柱部変位は、水平震度の増加に対して大きい場合、降伏震度が地盤の水平震度よりも大きい場合には終局震度はモデル間で同じ値を示し、降伏震度が地盤の水平震度よりも小さい場合には、モデル間で終局震度が異なる。

4. 3 地震時主働土圧と構造物特性補正係数

水門・堰の地震時保有水平耐力照査における作用水平震度は、プッシュオーバー解析で求められ

る降伏時の水平変位、終局時の水平変位より構造物特性補正係数 C_s を求め、水平震度の標準値にかけ合わせることで求める。

構造物特性補正係数 C_s とは、構造物の粘り強さを表現する係数であり、耐震性能照査^{※4} においては、水平震度の標準値に乗じて、作用外力を低減する効果がある。なお、算出方法は、以下である。

$$C_s = \frac{1}{\sqrt{2\mu_a - 1}} \quad \dots [\text{式 4}]$$

$$\mu_a = 1 + \frac{\delta_u - \delta_y}{\alpha \delta_y} \quad \dots [\text{式 5}]$$

C_s : 構造物特性補正係数

μ_a : 許容塑性率

鉄筋コンクリート橋脚は[式 5]により算出

δ_u : 終局変位(mm)

δ_y : 降伏変位(mm)

α : 安全係数

表2に、降伏変位と終局変位から構造物特性補正係数を算出した結果を示す。なお、『道路橋示方書V耐震設計編・同解説(H14.3)』p150 より、耐震性能 2^{※4}を想定し、レベル 2-1 地震時の安全係数は 3.0、レベル 2-2 地震時の安全係数は 1.5 とした。

表 2 構造物特性補正係数

レベル2-1地震時			
モデル	安全係数 α	許容塑性率 μ_a	構造物特性補正係数 C_s
モデルA	3	1.312	0.785
モデルB	3	1.316	0.783
モデルC	3	1.316	0.783
モデルD	3	1.316	0.783
モデルE	3	1.316	0.783
レベル2-2地震時			
モデル	安全係数 α	許容塑性率 μ_a	構造物特性補正係数 C_s
モデルA	1.5	1.624	0.667
モデルB	1.5	1.635	0.664
モデルC	1.5	1.634	0.664
モデルD	1.5	1.636	0.663
モデルE	1.5	1.626	0.666

レベル 2-1 地震時においては、構造物特性補正係数は 0.785～0.783 を示し、その差は小さい。

レベル 2-2 地震時においては、構造物特性補正係数は 0.663～0.667 を示し、その差は小さい。

本稿で用いたモデルは、降伏時の変位に対して終局変位は極めて大きく、降伏変位のモデル間の差は小さいため、[式 5]より終局変位の値が構造物特性補正係数に与える影響の大きいモデルであると考えられる。

降伏変位に対して、終局変位が相対的に大きくなることは通例である。堰柱基部が先行して降伏状態となった場合、それ以降の構造物の変形は上部構造に作用する慣性力が主な要因と考えられるため、終局変位における地震時主働土圧の影響は小さいものとする。よって、地震時主働土圧のモデル化方法にかかわらず、構造物特性補正係数は、ほぼ同値を示すものと推測される。

5. 本稿より得られた知見

5.1 解析により得られた知見

本稿の解析により、堰柱基部での降伏が先行する水門・堰の端堰柱について、以下の知見が得られた。

- ①水門・堰の端堰柱の降伏震度が、地盤の水平震度よりも大きいとき、地震時主働土圧のモデル化の方法に関わらず降伏震度・降伏変位は等しい。
- ②水門・堰の端堰柱の降伏震度が、地盤の水平震度よりも小さいとき、地震時主働土圧のモデル化の方法により降伏震度・終局震度は異なるが、終局変位の差は小さい傾向にある。
- ③水門・堰の端堰柱に作用する地震時主働土圧のモデル化の方法に関わらず、構造物補正係数の差は小さい傾向にある。

以上より、水門・堰の端堰柱の降伏震度が地盤の水平震度よりも小さい場合、すなわち、本稿で用いたモデルのような堰柱幅の小さい水門・堰の端堰柱や、施工時期が古く鉄筋量が少ない水門・堰の端堰柱の場合、地震時主働土圧のモデル化方法により、耐震性能の照査結果に差が生じる可能性が大きいので、その取扱いに注意が必要であるとする。

一方、堰柱部の施工時期が新しく鉄筋量の多い水門・堰の端堰柱の場合には、地震時主働土圧に対して十分な耐力をもっていると考えることができる。このような場合には、地震時主働土圧のモデル化の方法に関わらず、同じ降伏震度と変位、終局震度と変位を呈するために、同じ耐震性能照査結果を示すものと考えられる。

5.2 耐震性能照査上の知見

耐震性能照査において以下の重要な知見が得られた。地震時主働土圧のモデル化方法の差によらず、水門・堰の端堰柱の終局変位はほぼ同じ値を呈するために構造物特性補正係数の差は小さい。すなわち、破壊形態判定において曲げ破壊型を呈する水門・堰の端堰柱に関しては、地震時主働土圧のモデル化方法に関わらずほぼ同じ靱性効果を見込むことが可能である。

また、地震時主働土圧のモデル化方法の差により、水門・堰の端堰柱の降伏震度に差を生じるような場合には、終局震度にも差を生じる。「曲げ破壊型」および「曲げ損傷からせん断破壊移行型」の構造物の場合、地震時保有水平耐力は、構造物の終局水平震度により地震時保有水平耐力が定まるため、地震時主働土圧のモデル化の方法によ

り、地震時主働土圧の値が変わることがわかった。

5.3 地震時主働土圧のモデル化の知見

最後に、本稿で用いた土圧のモデル化方法のそれぞれについての優位性については、以下のよう
に考えられる。

モデル E は、地震時主働土圧を地盤の水平震
度時点において一括载荷するため、荷重が突然
増える。そのため、モデルの解析収束性が著しく
悪い。また、地震時主働土圧の一括载荷の途中で、
堰柱が降伏から終局まで達してしまい、構造物の
降伏震度・終局震度を適切に評価するのが困難
であるといった問題がある。したがって、実際の解
析においてこのモデルを採用することは困難であ
る。

モデル B～D は、降伏震度・変位、終局変位に
大きな差は見られないが、モデル C、モデル B、モ
デル D の順に地盤の水平震度以下での荷重が大
きくなるように設定した。安全側の検討を期するな
らばモデル D の地震時主働土圧の载荷方法が、
堰柱に対して、初期の段階においてより大きな荷
重を見込む方法であるため、最も望ましいと考える。

6. 終わりに

これまでに地震時主働土圧のモデル化方法に
よる解析結果の差異や優位性について述べてき
たが、河川構造物は構造条件が種々異なる為、本
稿で検討したものと異なる構造物の地震時におけ
る解析結果の傾向は、本稿で得られた結果とは異
なるものとなる可能性がある。

したがって、地震時主働土圧のモデル化方法は
様々な構造条件を踏まえた上で慎重に検討する

必要がある。

今後の展開として、以下に示した条件下での解
析結果の傾向やモデル化の方法についての検討
に発展させていきたいと考える。

- ・ラーメン構造の場合。
- ・堅固な堰柱(門柱降伏先行型)の場合。
- ・異なる地盤環境の場合。

など

以上、水門・堰の端堰柱に作用する地震時主働
土圧のモデル化とその結果の差異に関する報告と
する。

<用語等>

※¹ M-φ 特性

部材の曲げ剛性をモーメントと曲率により定義す
る曲げ特性。RC 断面におけるトリニア型の M-φ
特性においては、ひび割れ、降伏、終局の 3 点に
より曲げ剛性が定義される。

※² 地盤種別

『河川指針』においては、地盤の基本固有周期を
もとにした地盤の分類であり、Ⅰ種地盤、Ⅱ種地盤、
Ⅲ種地盤の3分類が定義されている。

概略としては、Ⅰ種地盤は良好な洪積地盤と岩
盤、Ⅲ種地盤は軟弱地盤であり、Ⅱ種地盤はそれ
以外の地盤である。

地盤種別により、地盤の水平震度の値は決定さ
れる。

※³ レベル 2-1 地震 レベル 2-2 地震

レベル 2 地震動は、対象地点において現在から
将来にわたって考えられる最大級の強さをもつ地
震動と定義される。このうち、レベル 2-1 地震動は、
プレート境界型の大規模地震を想定し、レベル 2-2
地震動は、内陸直下型地震を想定している。

※4 耐震性能

耐震性能とは、地震の影響を受けた構造物の性能である。水門・樋門又は堰はレベル 2 地震動に対して、以下の2種の耐震性能が設定されている。

耐震性能2は、地震後においても、水門・樋門又は堰としての機能を保持する性能と定義される。

耐震性能3は、地震による損傷が限定的なものにとどまり、水門・樋門又は堰としての機能を保持する性能と定義される。

<参考文献>

- 1) 「河川構造物の耐震性能照査指針」（平成 24 年 2 月, 国土交通省水管理・国土保全局 治水課）
- 2) 「地震時保有水平耐力法に基づく水門・堰の耐震性能照査に関する計算例」（平成 20 年 3 月, 独立行政法人土木研究所耐震研究グループ(振動)）
- 3) 「道路橋示方書Ⅴ耐震設計編・同解説」（平成 14 年 3 月, 社団法人 日本道路協会）